

## 参考資料 4-A 什器の転倒・滑動・落下関係

### 1. はじめに

指針(案)4.1節(4)に示された什器のランクを判定する3つの方法と、ランク3以上となる場合の安全対策について説明を加える。

### 2. マクロ的評価に基づく方法

本方法は、建築物室内に存在する個々の什器の種類と配置又は什器の外形等の仕様を特定することなく、過去の地震被害経験等を踏まえ、床応答加速度の最大値等に応じて、什器の滑動・転倒・落下のランクを判定するものである。以下に、①～④までの代表的な方法を示す。これらの方法では、床応答と地震時の室内様相との関係が、それぞれの表現形式により示され、必ずしも本文中の表のランクとは直接的に対応していないので、これらの方法によりランクを判定する場合には、適宜、読み替えを行う必要がある。

#### ①JSCAの性能評価メニュー

JSCAの性能評価メニュー<sup>1)</sup>では、表1のように、床加速度の限界値ないし設計上の目標値が設定されている。

表1 フロアレスポンスの限界値設定例 (JSCA性能メニューより抜粋)

	損傷限界	安全限界 余裕度Ⅰ	安全限界 余裕度Ⅱ	安全限界
建物の 「目標とする 状態」	機能維持 無被害 修復不要	主要機能確保 軽微な被害 軽微な修復	指定機能確保 小破 小規模修理	人命保護 限定機能確保 中破～大破 中～大規模修復
床加速度 $a(m/s^2)$	-	2.5	5.0	10.0

表1を本文中の表と比較した場合、ランク2が安全限界余裕度Ⅰに、ランク3が安全限界余裕度Ⅱに、ランク3を超える場合が安全限界に対応するものと考えられる。ただし、表1では床加速度のみでフロアレスポンスの限界値を設定しているため、建築物の周期特性の影響は考慮されない。

#### ②家具類の転倒・落下の被害関数

岡田・鏡味<sup>2)</sup>は、東京都防災会議が発表した「地震の震度階解説表」の定性的な被害の記述を一定のルールで定量化し、屋内収容物の被害、人間行動能力などの関数を図1のように構築している。図によると、震度4.0を超えると不安定な置物が落下し始め、震度5.0を超えると重い家具（たんす、書棚等）が転倒し始める。

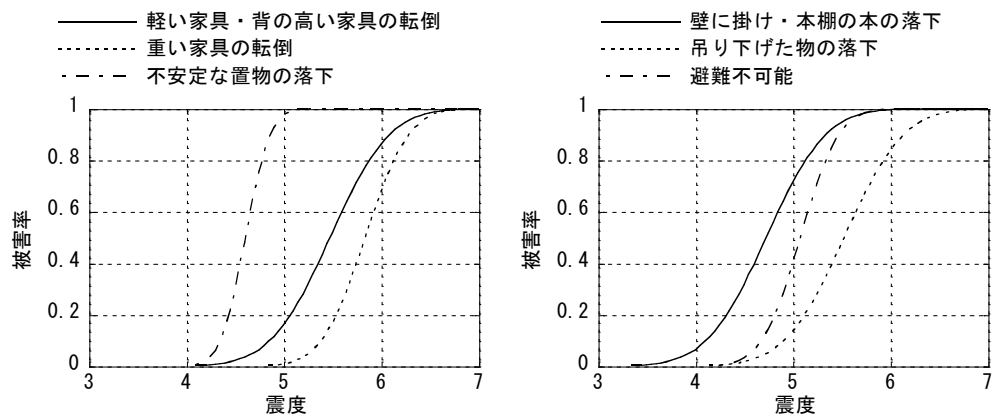


図1 岡田・鏡味(1991)<sup>2)</sup>による屋内収容物の被害関数と人間行動能力の関数

また、実際の地震被害に基づいて構築された被害関数としては、損害保険料率算定会<sup>3)</sup>のものがあある。1995年兵庫県南部地震の後に、阪神・神戸地域の住宅を中心に家財被害のアンケート調査を実施し、その結果を基に被害率を算定している。表2に示すように住宅内の全家財を被害モードや被害の発生しやすさなどを考慮して10分類し、それぞれの被害関数を構築している。家財A~Fについては、対象家財の被害数(個)/対象家財の所有数(個)を被害率と定義し、家財G~Jについては、対象家財に被害が発生した戸数(戸)/対象家財を所有している戸数(戸)を被害率と定義している。各家財タイプの被害関数を図2に示す。最も低い震度で被害が発生しているのはH:食器類であり、次いで、A:たんす等、C:電子レンジとなっている。

表2 家財タイプの分類

タイプ	代表的な家財	主な被害モード
耐久財	A 大型縦置き収納に用いる家具(たんす、本棚、食器戸棚)	転倒
	B 家事用家電製品(電気冷蔵庫、電気洗濯機)	転倒
	C 家事用家電製品(電子レンジ)	落下・転落
	D 娯楽用家電製品(AV機器、パソコン、通信機器、楽器)	落下・転落
	E 床上に置かれる生活家具(食卓、椅子、事務学習机など)	圧壊
	F 冷暖房機器(エアコン・ストーブ)	圧壊・転倒
非耐久財	G 室内装備・雑貨類(カーテン・襖・障子・畳・敷物など)	圧壊
	H 食器類(食器類)	落下・転落
	I 娯楽用品・雑貨類(時計・カメラ・照明器具など)	落下・転落
	J 衣類・寝具(衣類・寝具)	ガラス等破片で汚損

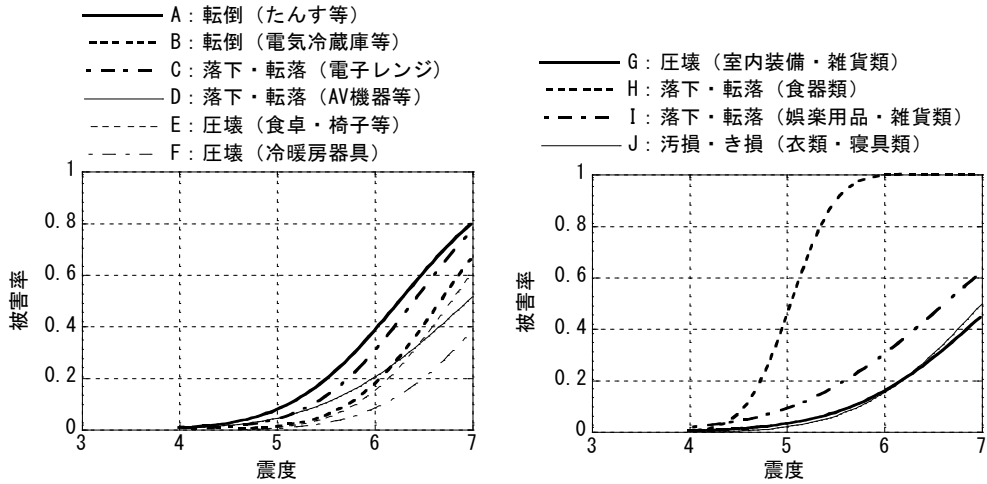


図2 損害保険料率算定会(1996)<sup>3)</sup>による家財の被害関数

③室内散乱の被害関数

地震時の室内散乱状況については、村上・岡田<sup>4)</sup>による部屋用途毎の散乱被害関数(図3)が参考となる。これらの被害関数は、1993年釧路沖地震において、釧路支庁管内の全小学校の児童の保護者を対象に実施されたアンケート調査結果に基づき、震度と被害率(部屋の散乱程度)との関係として設定されている。図によると、台所、居間、子供室の散乱被害が大きく、浴室・トイレ、玄関・階段などユーティリティ・通路空間の被害が小さいことがわかる。散乱被害の大きくなり易い部屋用途については、限界値を小さめに設定する等の配慮が必要になると考えられる。

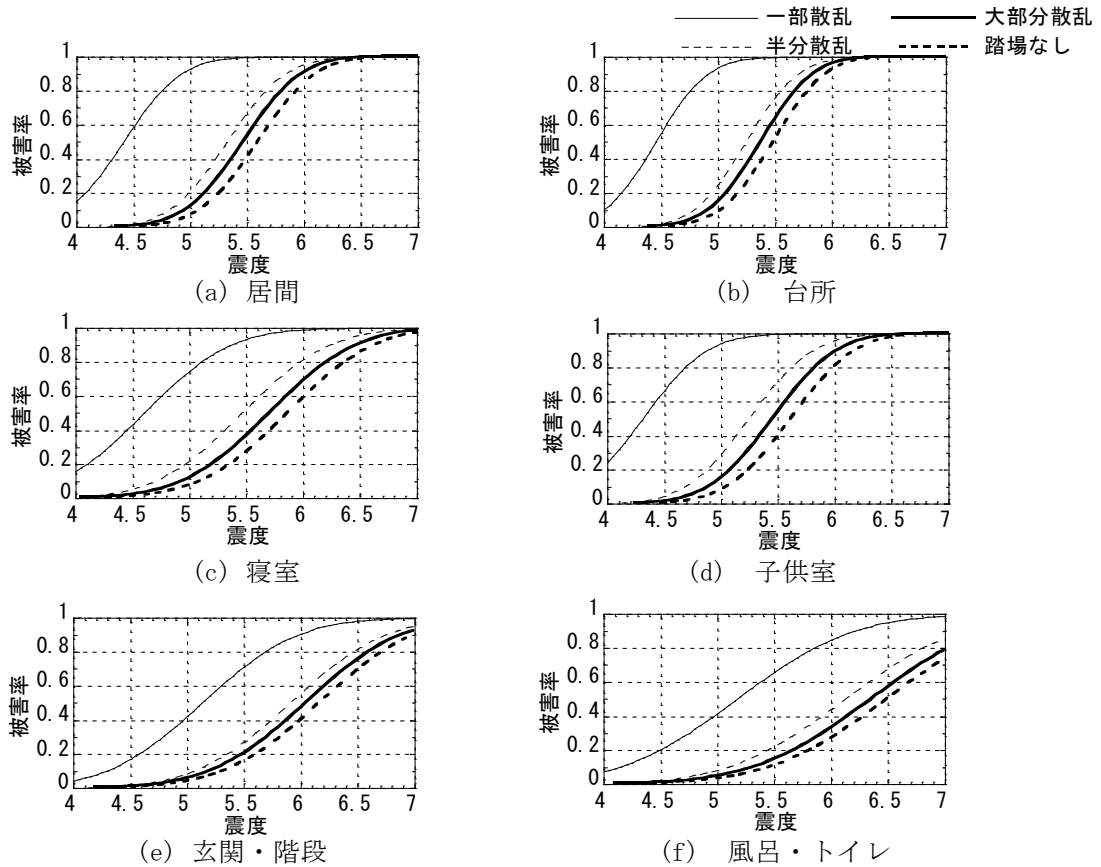


図3 村上・岡田(1998)<sup>4)</sup>による部屋毎の散乱被害関数

また、岡田<sup>5)</sup>は、2003年十勝沖地震において、気象庁発表による震度が5強の釧路市と6弱の浦河町及び静内町において、室内被害状況・居住者の行動等をヒアリング調査している。図4は、室内の散乱状況を震度ごとに整理したものである。震度は、調査世帯ごとにアンケート震度調査を実施した結果に基づいて設定している。図より、震度とともに散乱被害が大きくなっているのがわかる。震度6弱では約半数の世帯で、震度6強では全ての世帯で足の踏み場もないほどの散乱状況になっており、図3の(c)寝室の被害と同程度の被害になっている。

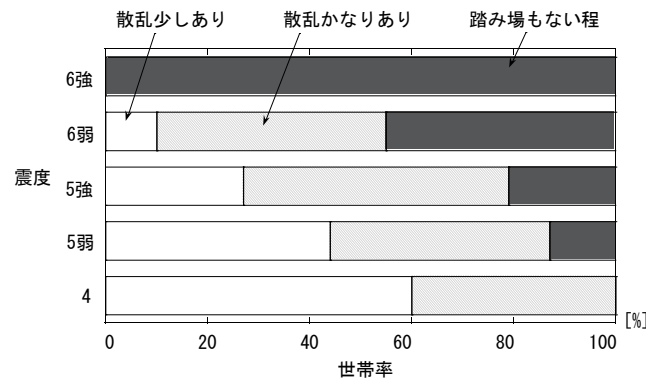


図4 岡田(2004)<sup>5)</sup>による室内散乱状況

なお、図3と図4の横軸は震度で表されているが、震度と速度の関係の経験式を用いて、各階での最大床応答速度に読み替えて被害率を評価することも可能である。

### 3) 各種判定式に基づく方法

本方法は、室内に存在する個々の家具の地震時安定性と居住者の避難行動難度を、各種判定式(判定図を含む)を用いて判定した結果に基づき、最終的に部屋全体として予想される散乱被害等を勘案して、什器の転倒・滑動・落下のランクの判定を行うものである。家具が多数存在する場合には、家具類をいくつかグルーピングし、各グループを代表する家具について判定式を適用すれば良い。また、家具類に転倒防止策等を施している場合にはその効果を考慮して転倒の危険性等の判定を行う。

以下に、家具の転倒とすべりの代表的な判定式を示す。

文献6)によると、地震時の家具の転倒やすべりの発生は、建物床応答の水平方向の最大絶対加速度 $A_f$  [cm/s<sup>2</sup>]と最大絶対速度 $V_f$  [cm/s]を用いて、図5に示すように略算的に判定することができる。転倒とすべりとは、転倒限界加速度 $A_0$  [cm/s<sup>2</sup>]とすべり開始加速度 $A_s$  [cm/s<sup>2</sup>]の小さい方の現象が先行して生じる。したがって、転倒限界加速度 $A_0$ とすべり開始加速度 $A_s$ の両方を評価した後に、どちらの現象が生じやすいかを判断することになる。

転倒限界加速度 $A_0$ の方が小さい場合には、 $A_f$ と $A_0$ の大小関係から、転倒可能性の高低を判断する。 $A_0$ は、床応答の見かけの卓越振動数 $F_0$  (等価振動数)に応じて、(1)式または(2)式で表される。 $F_0$ が小さくて家具に静的に地震力が作用する場合には、(1)式のように家具の片端が浮き上がり始める静的加速度が転倒限界となる。しかし、 $F_0$ が大きくなると、家具の片端が浮き上がってもロッキング振動が生じるだけで転倒に至るとは限らなくなる。このような領域では、エネルギー的な考え方を取り入れて、転倒限界加速度は(2)式で表現される。

$$F_b > F_e \text{ のとき、 } A_0 = \frac{b}{h} g \quad (1)$$

$$F_b \leq F_e \text{ のとき、 } A_0 = 2\pi F_e V_0 = \frac{F_e}{F_b} \cdot \frac{b}{h} g \quad (2)$$

ここに、

$$F_e = A_f / (2\pi V_f) \tag{3}$$

$$F_b = 11/\sqrt{h} \tag{4}$$

すべり加速度  $A_s$  の方が小さい場合には、 $A_f$  と  $A_s$  の大小関係から、すべり可能性の有無を判断する。すべり可能性がある場合には、(5)式の略算式ですべり量  $\delta_s$  [cm] を推定することができる。(5)式は、多くの地震波を用いた時刻歴応答解析結果から得られたすべり量の回帰式（平均+標準偏差）である。

$$\delta_s = 0.035\mu^{-0.3} F_e^{-0.5} (V_f - V_s)^{1.56} \tag{5}$$

ここに、 $\mu$  は家具と床との摩擦係数、 $V_s$  は家具がすべり始める速度 [cm/s] であり、(6)式で表現できる。

$$V_s = \frac{\mu g}{2\pi F_e} \tag{6}$$

図6に家具のすべり量を示す。摩擦係数  $\mu$  が小さいほど小さな加速度ですべり始め、同じ  $\mu$  では、 $F_e$  が小さい時に急激にすべり量が増大する。

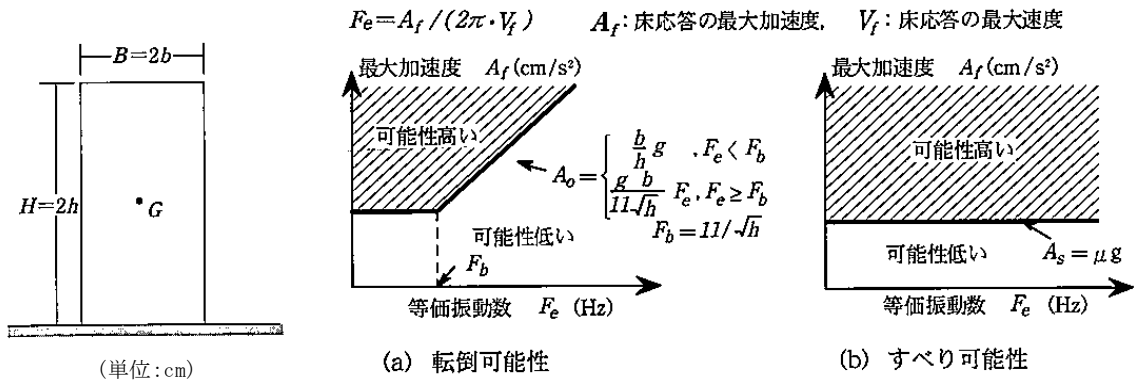


図5 家具の転倒・すべり条件

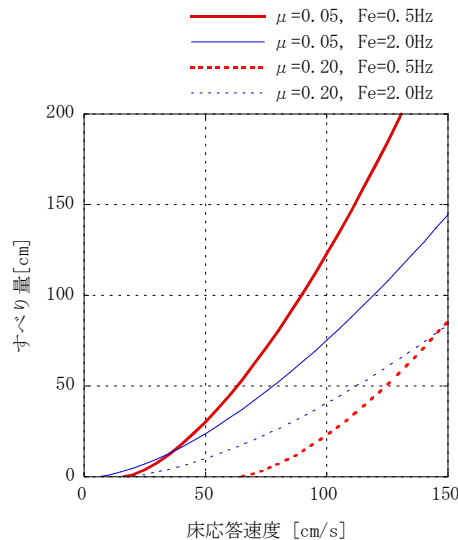


図6 家具のすべり量

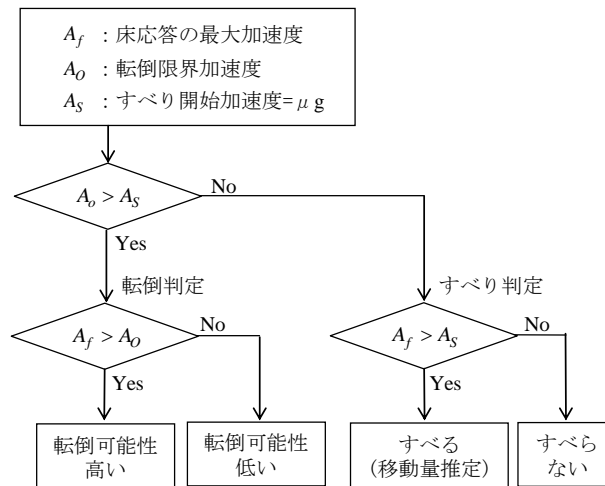


図7 家具の転倒・すべり判定フロー（その1）

図5(a)で「転倒可能性高い」と判定された場合でも、さまざまな地震波を入力したときに必ず転倒する訳ではない。特に、幅高さ比  $b/h$  の大きい家具になると、転倒しないケースが増加する。文献7では、剛体に多数の地震波を入力した応答解析結果を基に、転倒率50%となる床応答加速度  $A_{R50}$  [ $\text{cm/s}^2$ ] を(7)式および(8)式のように提案している。

$$F'_b > F_e \text{ のとき、 } A_{R50} = \frac{b}{h} g \cdot \left(1 + \frac{b}{h}\right) \quad (7)$$

$$F'_b \leq F_e \text{ のとき、 } A_{R50} = 2\pi F_e V_{R50} = \frac{F_e}{F'_b} \cdot \frac{b}{h} g \cdot \left(1 + \frac{b}{h}\right) \quad (8)$$

ここに、

$$F'_b = \frac{11}{\sqrt{h}} \cdot \left(1 + \frac{b}{h}\right)^{-1.5} \quad (9)$$

代表的な家具の寸法を仮定し、転倒限界  $A_o$ 、 $V_o$  と、転倒率50%となる床応答  $A_{R50}$ 、 $V_{R50}$  を表3、図8に示す。また、上記の判定式を用いて家具の転倒、すべりを判定するフローの例を図9に示す。

表3 代表的な家具の転倒限界と転倒率50%となる床応答

家具	高さH [cm]	奥行B [cm]	B/H	$A_o$ [ $\text{cm/s}^2$ ]	$V_o$ [ $\text{cm/s}$ ]	$F_b$ [Hz]	$A_{R50}$ [ $\text{cm/s}^2$ ]	$V_{R50}$ [ $\text{cm/s}$ ]	$F'_b$ [Hz]
洋服だんす	180	60	0.33	327	45	1.16	436	92	0.75
整理だんす	140	45	0.32	315	38	1.31	416	76	0.87
食器戸棚	190	45	0.24	232	33	1.13	287	56	0.82
本棚	180	32	0.18	174	24	1.16	205	36	0.91
ダイニングテーブル	110	60	0.55	535	57	1.48	826	170	0.77
スリッパな置物	30	8	0.27	261	15	2.84	331	26	1.99

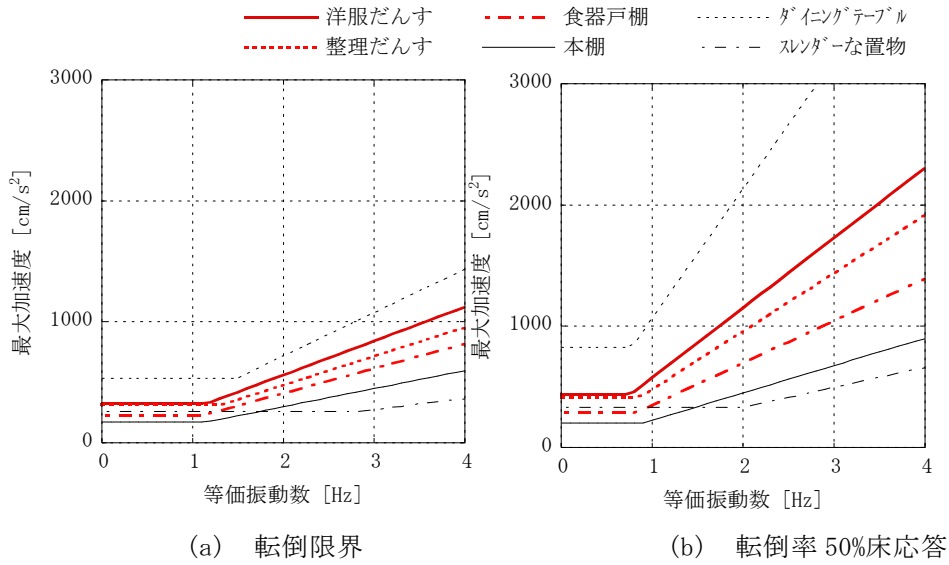


図 8 代表的な家具の転倒限界と転倒率 50%床応答

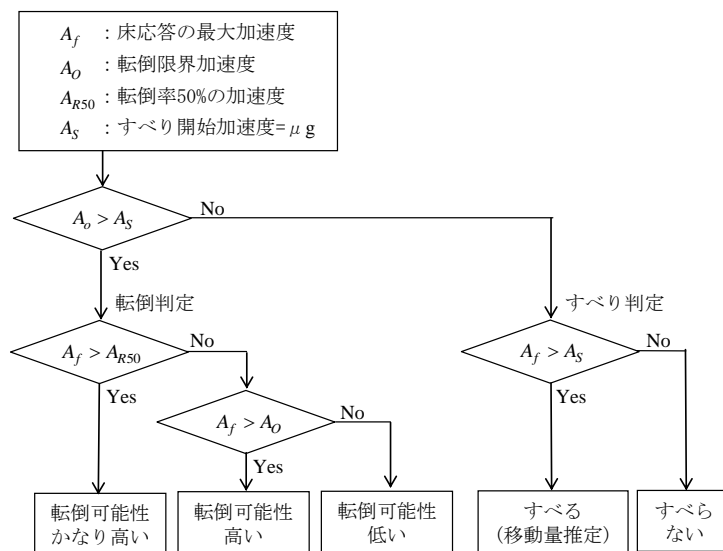


図 9 家具の転倒・すべり判定フロー（その 2）

#### 4) 時刻歴応答解析に基づく方法

本方法は、室内に存在する個々の家具をモデル化して時刻歴応答解析を行い、部屋全体の散乱被害を予測した上で、什器の転倒・滑動・落下のランクの判定を行うものである。以下に、代表的な家具の時刻歴応答解析手法を示す。

##### ① 二次元剛体の時刻歴応答解析

金子・田村<sup>8)</sup>は、家具のすべり及び転倒を同時に考慮できる二次元剛体モデルを用いて応答解析を行っている。解析モデルは、図 10 に示すように、下部 2 点で支持された矩形の剛体モデルである。

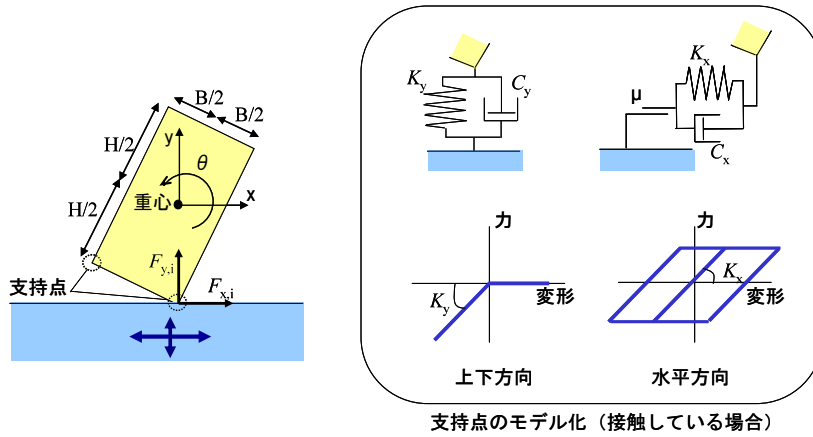


図 10 家具の解析モデル

(10)式のように重心における運動方程式をたて、時刻歴で収斂計算をしながら応答解析を行っている。

$$\begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}(t) \\ \ddot{y}(t) \\ \ddot{\theta}(t) \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} m\ddot{u}_x(t) \\ m(\ddot{u}_y(t) + g) \\ 0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \sum_{i=1}^2 F_{x,i}(t) \\ \sum_{i=1}^2 F_{y,i}(t) \\ \sum_{i=1}^2 M_i(t) \end{Bmatrix} \quad (10)$$

ここで、 $m$ 、 $j$ は剛体の質量および重心まわりの回転慣性、 $\ddot{x}(t)$ 、 $\ddot{y}(t)$ 、 $\ddot{\theta}(t)$ は重心の水平、上下および回転方向の加速度、 $\ddot{u}_x(t)$ 、 $\ddot{u}_y(t)$ は水平および上下方向の入力加速度、 $g$ は重力加速度、 $F_{x,i}(t)$ 、 $F_{y,i}(t)$ 、 $M_i(t)$ 、は支持点  $i$  から受ける床の反力および重心回りのモーメントである。

支持点でのモデル化は、図 10 の右のように表される。 $F_{x,i}(t)$ 、 $F_{y,i}(t)$ は(11)、(12)式に示すように、ばねによる復元力と減衰力の足し合わせである。

$$\begin{aligned} F_{x,i}(t) &= F_{x,i,e}(t) + F_{x,i,d}(t) \\ &= K_x \delta_{x,i}(t) + C_x \dot{\delta}_{x,i}(t) \end{aligned} \quad (11)$$

$$\begin{aligned} F_{y,i}(t) &= F_{y,i,e}(t) + F_{y,i,d}(t) \\ &= K_y \delta_{y,i}(t) + C_y \dot{\delta}_{y,i}(t) \end{aligned} \quad (12)$$

$K_x$ 、 $K_y$ 、 $C_x$ 、 $C_y$ は水平および上下方向のばね剛性と減衰係数、 $\delta_x$ 、 $\delta_y$ は水平および上下方向のばねの変位である。接触点では、 $F_{y,i(e)}(t) = 0$ の時（脚が離れている時）に  $F_{x,i}(t) = 0$ 、 $F_{y,i}(t) = 0$ となる。また、 $|F_{x,i(e)}(t)| > \mu \cdot F_{y,i(e)}(t)$ の時（水平力が摩擦力を超える時）に剛体は滑り、 $|F_{x,i(e)}(t)| = \mu \cdot F_{y,i(e)}(t)$ となる。

## ② 二次元個別要素法

複数の家具の応答解析を行う場合には、個別要素法<sup>9)</sup>が用いられることが多い。個別要素法とは、複数の解析対象をそれぞれ剛体要素でモデル化し、要素ごとに独立した運動方程式をたて、互いの接触関係を判断しながら時々刻々前進的に解析する手法である。収斂計算を行わないため、計算時



間刻みを細かくして計算する必要がある。個々の要素を円（三次元の場合は球）でモデル化すると接触判定のロジックが単純になるため、小川・他<sup>10)</sup>のように、矩形の家具を球の結合で表している計算例もある。

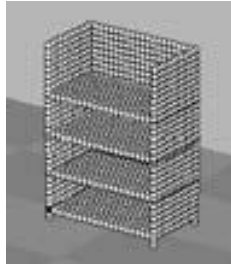


図 11 球の結合で家具を表現した例<sup>10)</sup>

林・他<sup>11)</sup>は、家具を任意の多角形の剛体でモデル化して個別要素法による応答解析を行っている。このとき剛体どうしの接触点では、辺に対して垂直な成分とせん断方向の成分に分けて、ばね、減衰、スライダーを発生させ、接触力を計算している。

### ③ 三次元個別要素法

西川・目黒<sup>12)</sup>および目黒・西川<sup>13)</sup>は、三次元の個別要素法を用いた剛体（家具）の挙動解析を行っている。ここでは、三次元直方体ブロック要素を解析の基本要素とし、他の要素との接触判定は、適当な半径( $r$ )を用いて、頂点を 1/8 球、辺を 1/4 円柱と仮定することで行っている。このような仮定により、接触のパターンは頂点と頂点、頂点と辺、頂点と面、辺と辺の 4 つに分類されている。

正月・他<sup>14)</sup>は、Springhead と呼ばれる手法をベースに三次元剛体のシミュレーションを行っている。この手法は、接触する二物体の接触領域にばねとダンパーを設定するという点では通常の個別要素法と同様であり、接触力の計算方法に工夫が為されている。この手法では、接触領域を三角形に分割し、それぞれの三角形に対して積分して反力を求めるため、計算時間が比較的短くて済むようになっている。また、この手法では、キャスターのような回転する機構も詳細にモデル化されている。

## 5) 過大入力に対する対策

什器の転倒・滑動・落下のランクに関し、3 以上となる場合には、居住者の安全性を確保するための対策を要する。以下に、こうした対策として考えられるものを示す。

### ① 構造物側での対策

室内の家具の移動・転倒や避難性の観点からは、床応答加速度を低減することが重要である。しかし、建築物の構造設計において、変形制限を満足しながら床応答加速度を低減することは、一般的には容易ではない。変形と加速度の双方を低減するには、地震入力を減らすか、建物の減衰を増す工夫が必要である。前者の方法としては、免震構造の採用が考えられる。後者の方法としては、構造躯体にダンパーを付加する制振機構の採用が考えられる。TMD (Tuned Mass Damper) も、揺れを減衰させる効果が期待できる。

しかしながら、制振機構の採用によって、家具の移動・転倒や避難性がどの程度改善されるかはそれほど明らかではない。たとえば、パルス的な地震入力の場合には、履歴ダンパーを用いた制振機構では、最大応答加速度の低減効果は限定的である。従って、採用する制振機構の効果と限界を見極めた上で、後述するような家具自体への対策やソフト的な対策と組み合わせるなどの工夫が必

要である。

躯体のみで応答加速度の低減が難しい場合には、フロア免震の採用なども積極的に考えるべきであろう。

### ② 家具の固定、キャスター付き家具に対する対策、家具の配置、手すりなど

家具の固定については、たとえば箆筒や食器棚の場合には、金具等を介して躯体に完全に固定する方法と、天井との間に突っ張り棒などを設置して半固定とする方法がある。比較的軽い家具であれば、下に粘着性のシートを敷く方法もある。家具の固定は義務ではなく、住民の判断にまかされているため、固定が必要かどうか、どの方法がもっとも効果があるかなど、一般の住民では判断が難しい。また、金具で完全に固定したくても、住居が賃貸であれば、勝手に壁にねじ穴を開けるわけにいかないの、やむをえず半固定の方法しかとれないケースもある。あらかじめ作りつけの家具にしておくなど、設計者側の配慮が求められる。

キャスター付きの家具や設備などは、地震時にキャスターが転がることで、免震効果が期待でき、キャスターの上のものが飛散しないなどの利点はあるが、揺れの振幅が大きくなると、移動量が増えて衝突・転倒する危険がある。キャスター止めは、移動を制限するには有効だが、免震効果が失われてしまうため、たとえば4隅にあるキャスターの対角の2つのみを止めるなどの方法が提案されている。キャスター付きの家具や設備は、住宅であればテレビ台やピアノ、オフィスではコピー機など、比較的、重量物に多いため、地震時に移動して人にぶつかると怪我をする危険がある。病院は、ベッド、医療機器、点滴台など、キャスター付きの設備が多く、地震時の移動・衝突は、機器が損傷して医療行為が継続できないだけでなく、患者に危険が及ぶ可能性がある。ただし、いまのところ、キャスター止め以外に効果的な対策はないのが現状である。

その他、家具に係る対策として、配置を工夫することが挙げられる。家具の転倒・滑動が建築物内外の人命に危害を与えないよう、大型の家具を寝室に置いたり、キャスター付き家具を全面窓の付近に置いたりしない等の配慮が求められる。

一方、避難性の観点からは、ある程度揺れが大きくなると、立っていることは困難で、つかまるものがなければ床を転げまわることになる。地震時に身を支えるものが常に近くにあることが望ましく、そうしたものが少ない空間（たとえば廊下など）には、あらかじめ手すりを設置するなどの設計的な配慮が望まれる。

### ③ 居住者への性能表示、緊急地震速報の活用、避難計画の徹底など

高層建物では、高層階ほど揺れが大きくなることは、過去の地震経験でも明らかである。しかし、高層マンションの販売の際に、そのことを業者が居住者に指摘することはまずないであろうし、高層階の居住者が意識して家具の固定方法を工夫している例も少ないと考えられる。構造的な安全性は、ある程度、設計で担保されており、品確法における性能表示制度もあるが、室内の安全性の確保（家具の固定など）は居住者にまかされており、地震時の揺れの大きさと室内の安全性について居住者が自主的に判断して対策を講じるだけの情報が与えられていないのが現状である。建築物には、構造安全性だけでなく、地震時の建物の室内安全性や機能性の確保が求められるが、制振機構の採用や造り付けの家具の設置など設計者が解決できる部分と、家具の固定や身を守る行動をとるなど居住者自らが行うべき部分とに分離して、後者については判断の根拠となる情報を設計者や技術者が分かりやすく伝える工夫が必要である。

そうした中、気象庁が提供する緊急地震速報は、地震の主要動が来るまえに、その震度と来襲までの時間を住民に通知するもので、震源が遠方であれば、速報のあとにガスの火を消して身を守るなどの緊急的な対策を講じる余裕が生まれる。しかし、緊急地震速報は、地表の揺れの大きさ（震度）を表示するもので、必ずしも建物内の揺れの大きさを表しているわけではない。長周期地震動

のように、地表の震度が小さくても共振によって建物の高層階の揺れが増大するような場合もあるため、緊急地震速報のみでなく、階による揺れの増幅を含めた速報が可能になることが望ましい。

建物の規模が大きくなり、収容人数が増えると、地震直後の綿密な避難計画や、地震後にしばらくの間、業務や生活を維持するための計画、いわば地震後の業務継続計画(BCP)が重要になる。そうした計画では、エレベータが利用できない場合の避難や、水道・電気・ガスなどライフラインが停止した状況での生活維持など、被災シナリオを想定して、どの程度の負のインパクト(会社であれば業務停止期間など)があるかを明確にし、それを最小化するための手段の一つとして、建物躯体・設備・非構造・室内環境などの耐震性の確保を位置づけることができる。ただし、被災シナリオには、ライフラインの停止などの外部要因が大きく影響するため、実際にBCP的な考えで建物の耐震性を論じる際には、外部要因については平均的な被害像を想定するなど、限定的な条件を設定せざるを得ない。その点が、今後の課題と言える。

### 参考文献

- 1) (社)日本建築構造技術者協会編: 建築の構造設計、第4編目標性能と性能メニュー、オーム社、2002. 7.
- 2) 岡田成幸・鏡味洋史: 震度による地震被害系統評価のためのバルナラビリティ関数群の構成、地震2、第44巻、pp. 93-108、1991年.
- 3) 損害保険料率算定会: 地震時の家財被害予測に関する研究、地震保険調査研究46、1998年10月.
- 4) 村上ひとみ、岡田成幸: 1993年釧路沖地震による住宅室内被害の評価—アンケート資料にもとづく被害関数—、日本建築学会構造系論文集、第512号、pp. 99-104、1998年10月.
- 5) 岡田成幸: 2003年十勝沖地震の室内被害について、建築防災、2004. 4、pp. 25-29、2004年4月.
- 6) 日本建築学会: 非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領、2003年1月.
- 7) 金子美香、林康裕: 剛体の転倒率曲線の提案、日本建築学会構造系論文集、第536号、pp. 55-62、2000年10月.
- 8) 金子美香、田村和夫: 免震建物内に設置された什器類の地震時挙動、構造工学論文集、Vol. 42B、pp. 643-650、1996年3月.
- 9) P. A. Cundall: A Computer Model for Simulation Progressive Large Scale Movements in Blocky Rock System, Symp. ISRM Proc. Vol. 2, 1971.
- 10) 小川和宏、高橋徹、高梨晃一: 個別要素法を用いた強震時の家具の挙動に関するシミュレーション、日本建築学会大会学術講演梗概集、2008年9月.
- 11) 林康裕、神原浩、金子美香、田村和夫、伊藤弘: 建物内の家具類の地震時安定性評価法の提案、構造工学論文集、Vol. 46B、pp. 505-512、2000年3月.
- 12) 西川大介、目黒公郎: 三次元拡張個別要素法を用いた組積造構造物の動的破壊解析、土木学会第53回年次学術講演会、pp. 494-495、1998年10月.
- 13) 目黒公郎、西川大介: 3次元個別要素法による地震時の家具の動的挙動解析、土木学会第53回年次学術講演会、pp. 496-497、1998年10月.
- 14) 正月俊行、翠川三郎、大堀道広、三浦弘之: 超高層建物におけるオフィス内の家具群の地震時挙動シミュレーション、日本建築学会構造系論文集、第620号、pp. 43-49、2007年10月.



参考資料 4-B 避難行動難度関係

指針(案)本文中に示された行動難度及び不安度に関する判定表を以下に再掲する。

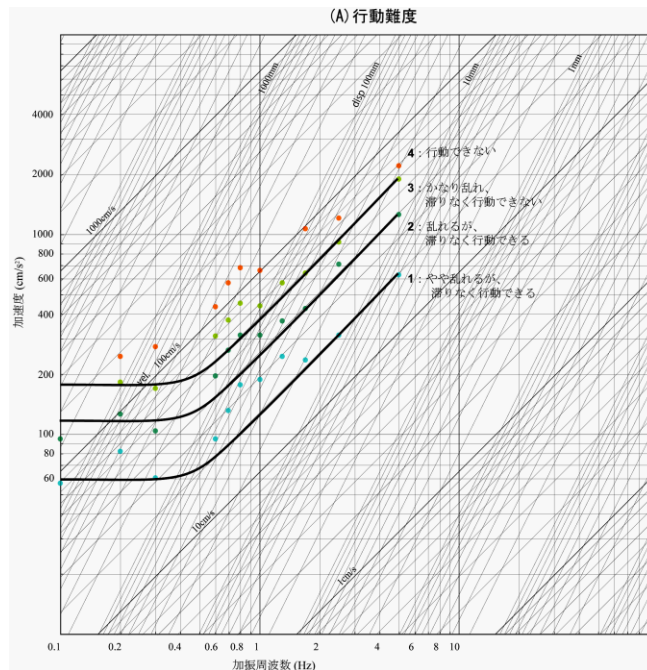


図 1 調和加振に対する行動難度

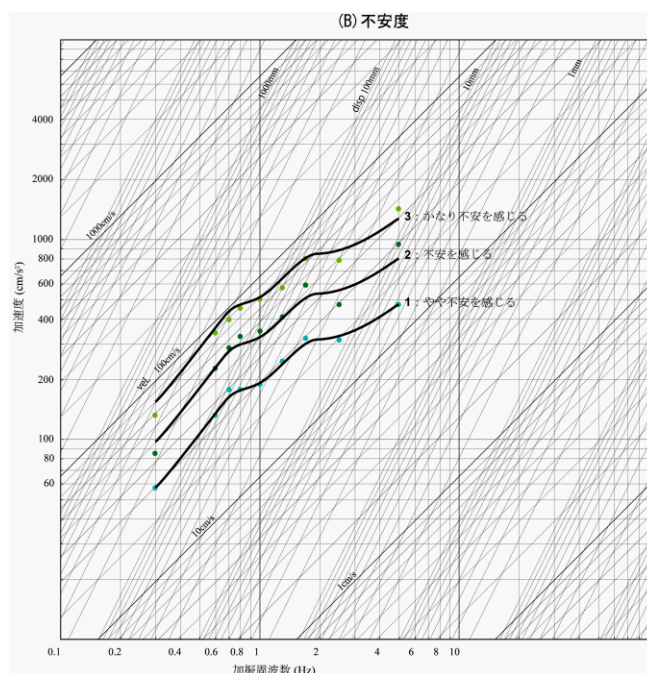


図 2 調和加振に対する不安度

これらの判定図表は、振動台上に被験者を乗せ、調和振動下で起立動作または歩行動作を行ったときの行動のしにくさをアンケート調査に基づいて集計し、その平均的な加速度をプロットしたものを基にしている<sup>1)</sup>。図 3 に実験結果の一例を示す。人間の運動能力や感じ方には個人差があるので、かなりのばらつきがあることに留意する必要がある。図 3 に示した Weibull 関数による近似を基にプロットしたものを図 4 および図 5 に示す。ここに、網掛け部は加振実験の範囲を示しており、

折れ線は Weibull 関数を用いた回帰式による行動難度および不安度である<sup>2)</sup>。Weibull 関数による回帰では、行動難度 4 で収束する関係上、値の大きな部分での速度を大きめに推定してしまうことになるので、行動難度 4 の折れ線は使わない方がよいと判断した。また、実験で加振した範囲は、振動台の性能上限られているので、それを超える範囲では外挿となっていることにも留意する必要がある。いずれにせよ、ランク 3 を上回るような床応答においては居住者はほとんど動けない状態となることが予想されるので、前項の仕器のところで施したと同様の安全対策を考えておく必要がある。

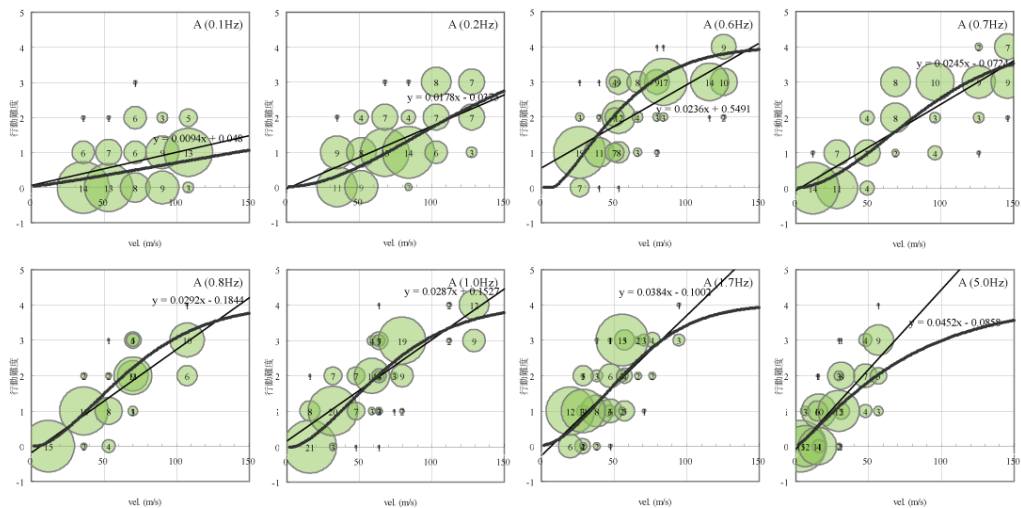


図3 行動難度に関する実験結果の一例（左右加振・歩行動作）  
 (図中の曲線および直線はそれぞれ Weibull 関数を用いた回帰式と直線回帰式を示す。)

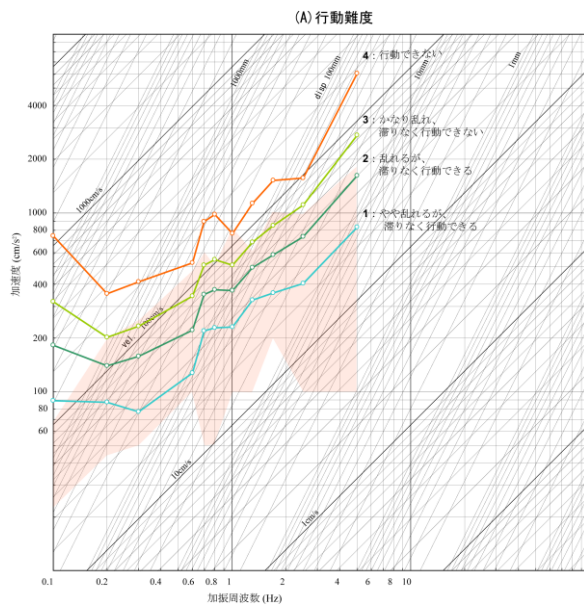


図4 行動難度に関する実験結果  
 (Weibull 関数を用いた推定結果)

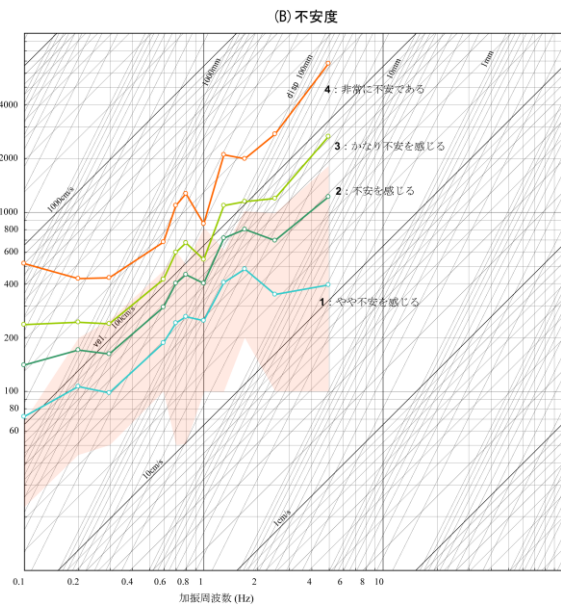


図5 不安度に関する実験結果  
 (Weibull 関数を用いた推定結果)

さらに、実際の地震応答は調和振動ではないので、この判定図表と床応答を結びつける必要がある。一例として、古村による東海・東南海・南海地震の想定地動を基に斉藤が計算した新宿に建つ 40 階建てのマンション最上階での床応答（最大振幅 1.26 m）と調和加振との等値性について評価した実験例を図 6 に示す<sup>3)</sup>。体感として同程度の評価とされているのはピーク近傍の平均振幅と周波数が一致する場合であるが、行動難度を示す指標と考えられる反応度に関しては調和加振は想定

床応答よりも低めの値を取ることがわかる。従って、実地震動に対する行動難度はもっと高いと認識する必要があり、この結果を踏まえて図 1 の曲線が設定されている。

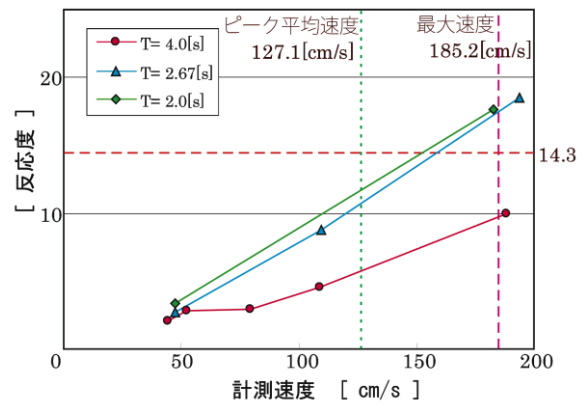
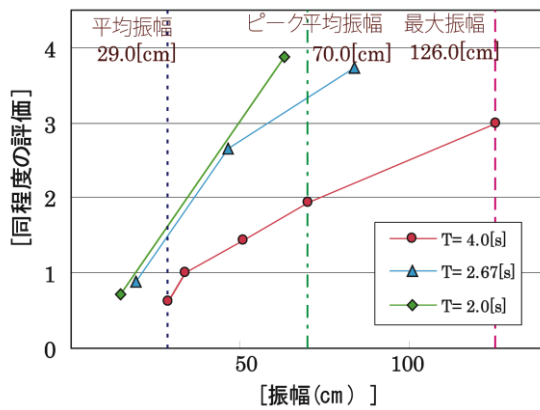


図 6a 調和加振の振幅と想定床応答に対する評価

図 6b 調和加振の速度と被験者の反応

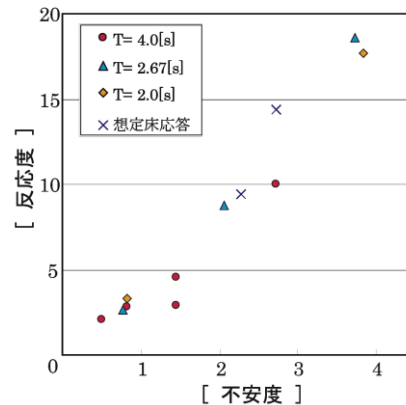
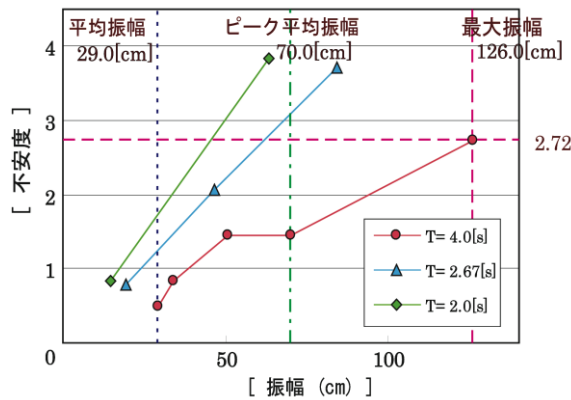


図 6c 調和加振の振幅と被験者の不安度

図 6d 不安度と反応度の対応

参考文献

- 1) Toru Takahashi, Masaharu Sadahiro, Toshiko Suzuki, Taiki Saito, Tatsuya Azuhata, Kazuya Noguchi, & Chikahiro Minowa: Shaking Table Test on Indoor Human Performance Limit in Strong Motion for High-Rise Buildings, Proc. of 8PCEE (8th Pacific Conference on Earthquake Engineering), Singapore, Paper No.131, Dec.5-7, 2007.
- 2) 鈴木稔子、高橋徹、斉藤大樹、小豆畑達哉、森田高市、野口和也：避難行動限界の周波数特性に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集 B2、pp. 809-810、2009. 8
- 3) 鈴木典子、高橋徹、斉藤大樹、小豆畑達哉、森田高市、野口和也：大ストローク振動台を用いた等価定常振動波の評価－東海・東南海・南海地震の想定床応答との比較－、日本建築学会大会学術講演梗概集 B2、pp. 601-602、2009. 8





参考資料 4-C 制振構造に用いるせん断棒モデル

提示する制振構造に用いるせん断棒モデルは、図 1 に示すように付加系(ダンパーと支持部材)の諸元に修正を加えた修正付加系要素に直列弾性ばねとして架構抵抗剛性を付与し、主架構のみのモデルと並列に配置するものである。修正付加系要素は、主架構のみのモデルにおける層間変形に対する付加系設置位置変形の比  $\alpha_N$ (図 2 と架構抵抗剛性(4章の付録 E 参照)を用いて付加系要素を修正し、架構抵抗剛性の直列弾性ばねを加えたものを、主架構のみのモデルと並列に付加するものである。 $\alpha_N$ の物理的な意味は、付加系に層間変形に対して  $\alpha_N$  倍の変形が作用する条件を課す一種の座標変換操作であり、架構抵抗剛性は架構内に設置した反力抵抗要素である。

図 2 に示すように、 $\alpha_N$ の値は主架構のみのモデルに  $A_i$  分布などの水平荷重を作用させて付加系設置位置の変形の水平成分を層間変形で割って計算する。文献 1,2)ではこの解析を状態 N(No-Damper)解析と呼んでいる。この解析から(1)式により  $\alpha_N$ 、(2)式により主架構のみの層剛性  $K_N$  が計算できる。

$$\alpha_{Ni} = \hat{u}_{dNi} / \cos\theta_i / (u_{N,i} - u_{N,i-1}) \quad (1)$$

$$K_{Ni} = Q_i / (u_{N,i} - u_{N,i-1}) \quad (2)$$

ここに、 $Q_i$  = 層せん断力、 $u_{N,i}$  = 状態 N の層間水平変形、 $\theta_i$  = ダンパーの傾斜角、 $\hat{u}_{dNi}$  = 状態 N でのダンパー軸方向の変形である。

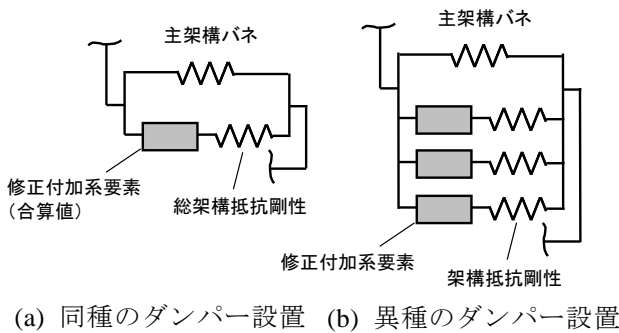


図 1 制振構造のためのせん断棒モデル

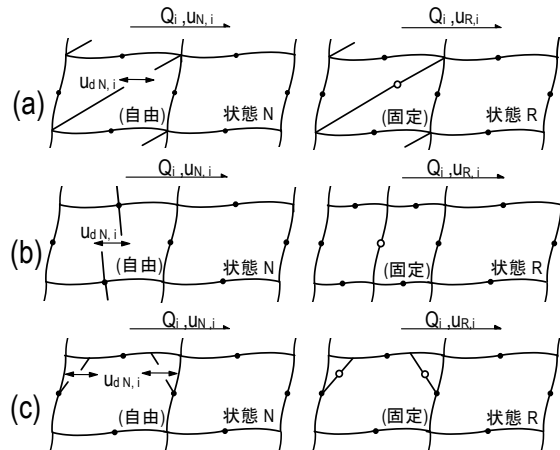


図 2 状態 N と R に対する静的解析：  
(a)筋違型、(b)間柱型、(c)方杖型の解析

簡易モデル化の対象とする層にダンパーが一つの場合や、複数の設置ダンパーのサイズと設置状況が共通の場合には、修正付加系要素を 1 つに集約できる(図 1(a))。この場合には、 $\alpha_N$ は状態 N 解析による各ダンパーの計算値の平均値として、総架構抵抗剛性(文献 1,2)では疑似ブレース剛性)は状態 R 解析から計算し、ダンパー諸元は合計値とすることができる。状態 R(Rigid-Damper)解析とは付加系要素を剛性の非常に高い弾性要素(剛要素)として  $A_i$  分布などの水平荷重を作用させる解析である。総架構抵抗剛性  $K_{bs}$  は状態 R 解析時の層剛性  $K_R$  から主架構の剛性  $K_N$  を差し引くことで計算できる((3)式)

$$K_{bs} = K_R - K_N \quad (3)$$

それに対して、ダンパーサイズや設置状況の異なる複数のダンパーに適用する場合には各ダンパーの架構抵抗剛性(4章の付録 E 参照)を直列に付加してそれぞれ修正付加系要素にモデル化する。なお、サイズのダンパーが等価曲げせん断棒モデルにモデル化する場合には、全体曲げ変形分を差し引いて付加系要素を設定する。

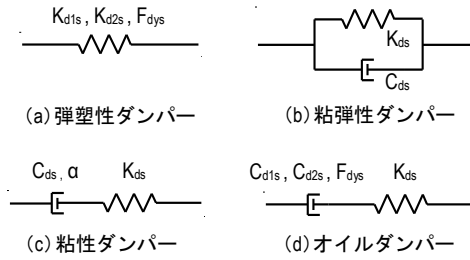


図3 各種ダンパーの諸元

図3に示す弾塑性・粘弾性・粘性・オイルダンパーの4種の付加系要素の諸元から修正付加系要素の設定する方法を示す。修正付加系要素は、その力、変形、変形速度が、骨組のダンパーのそれらの $\alpha_{Ni}$ 倍、 $1/\alpha_{Ni}$ 倍、 $1/\alpha_{Ni}$ 倍と設定すればよい。つまり、剛性と粘性係数は $(\alpha_{Ni})^2$ 倍とする。

弾塑性ダンパー(図3(a))は、水平方向の1次・2次剛性 $K_{d1,i}$ 、 $K_{d2,i}$ と降伏力 $F_{dy,i}$ で定義され、修正付加系要素では、

$$K_{d1s,i} = \alpha_{Ni}^2 K_{d1,i}, \quad K_{d2s,i} = \alpha_{Ni}^2 K_{d2,i}, \quad F_{dys,i} = \alpha_{Ni} F_{dy,i} \quad (4)$$

粘弾性ダンパー(図3(b))は、水平方向の剛性 $K_{d,i}$ と粘性 $C_{d,i}$ の並列で定義され、修正付加系要素では、

$$K_{ds,i} = \alpha_{Ni}^2 K_{d,i}, \quad C_{ds,i} = \alpha_{Ni}^2 C_{d,i} \quad (5)$$

粘性ダンパー(図3(c))は、上と対比して水平方向の剛性 $K_{d,i}$ と粘性 $C_{d,i}$ の直列で定義される。粘性力は粘性要素の変形速度の指数( $\zeta$ )乗に比例する。よって修正付加系要素では、

$$K_{ds,i} = \alpha_{Ni}^2 K_{d,i}, \quad C_{ds,i} = (\alpha_{Ni})^{1+\zeta} C_{d,i} \quad (6)$$

オイルダンパー(図3(d))も水平方向の $K_{d,i}$ と粘性の直列で表され、粘性要素は1次・2次粘性係数 $C_{d1,i}$ 、 $C_{d2,i}$ とリリーフ力 $F_{dy,i}$ で定義される。よって修正付加系要素では、

$$K_{ds,i} = \alpha_{Ni}^2 K_{d,i}, \quad C_{d1s,i} = \alpha_{Ni}^2 C_{d1,i}, \quad C_{d2s,i} = \alpha_{Ni}^2 C_{d2,i} \\ F_{dys,i} = \alpha_{Ni} F_{dy,i} \quad (7)$$

図4に8階建て筋違・間柱・方杖型制振構造のAi分布外力による状態N(No-Damper)と状態R(Rigid-Damper)解析のダンパー構面の変形図を、図5に $\alpha_{Ni}$ 、 $K_{BS}$ の値を示す。状態N解析においてダンパー部水平変形を層間変形で割った値である $\alpha_{Ni}$ (図5(a))は、筋違型1.0、間柱型1.2、方杖型0.25程度とダンパーの取付方によって異なることが分かる。 $\alpha_{Ni}$ は層毎のダンパーの平均値を取る。一方、図5に太線、丸印で示すようにダンパーの剛性を極端に大きくした状態R解析の層剛性 $K_{Ri}$ から状態N解析の層剛性 $K_{Ni}$ を引くことにより計算した $K_{bs,i}$ (図5(b)の破線)もダンパー設置法により異なり、間柱・方杖型では $K_{Ni}$ に比例した分布となっているが、筋違型では連層配置の影響で上層と下層の差が著しい。

図6は骨組モデル(部材系)と簡易モデル(ばね系)の静的解析結果を比較したものである。鋼材ダンパーを付加した筋違・間柱・方杖型制振構造のばね系モデルの各層の層せん断力 $Q_i$ ・ダンパー負担水平力 $F_{dy,i}$ と層間変形角の関係は剛性、ダンパー降伏開始点とも部材系モデルと良く一致しており、骨組特性値を用いたばね系への置換方法が妥当であることが分かる。

図7,8に入力地震動をBCJ-L2として時刻歴解析を行ったときの最大応答値を示す。図7によれば鋼材ダンパーを設置した筋違・間柱・方杖型ともばね系と部材系の最大応答値は概ね一致している。図8に示す速度依存型の筋違型オイル・粘性( $\alpha = 0.4$ )・粘弾性ダンパーについてもばね系の応答は部材系の応答と良く合っている。

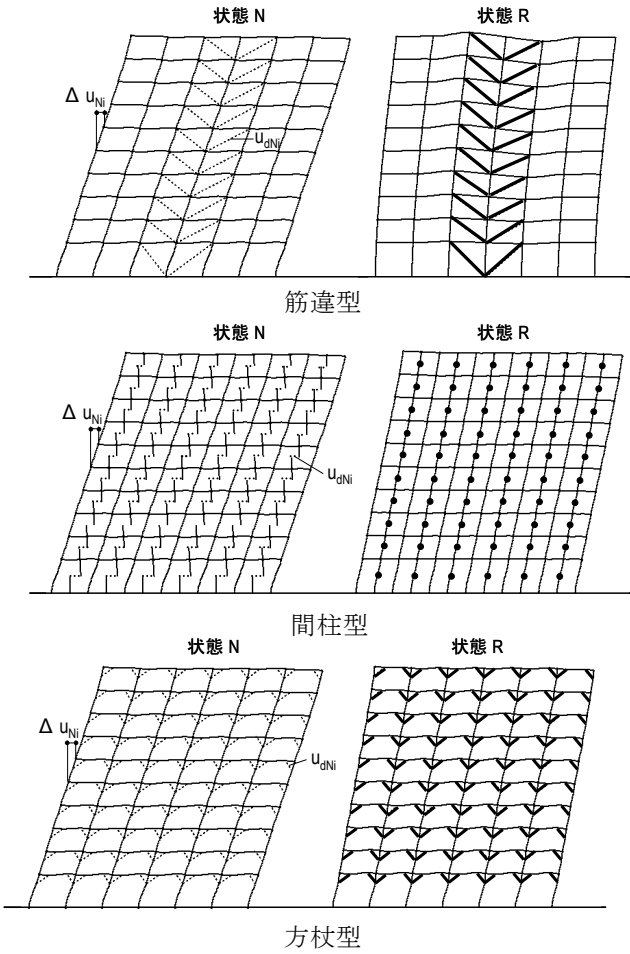


図 4 状態  $N$ ,  $R$  解析における変形図

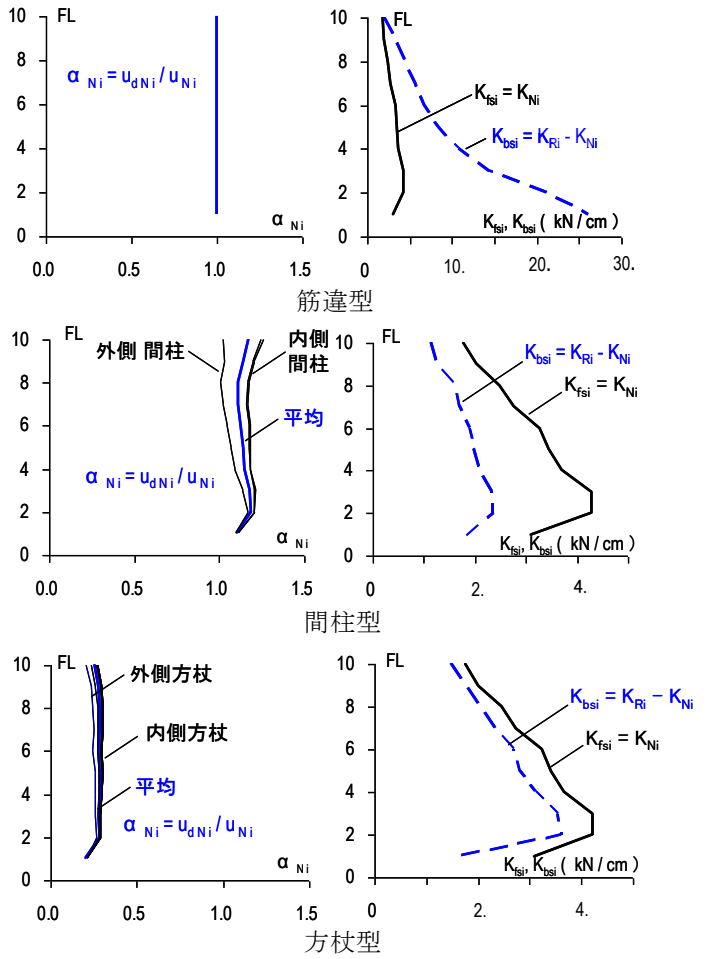
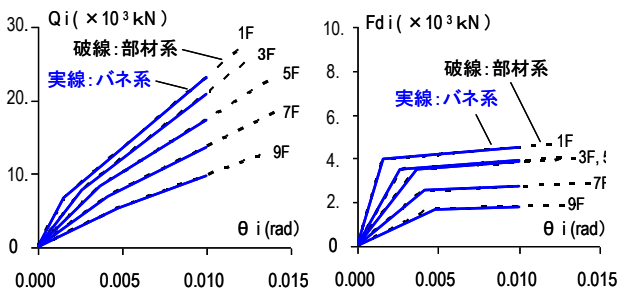


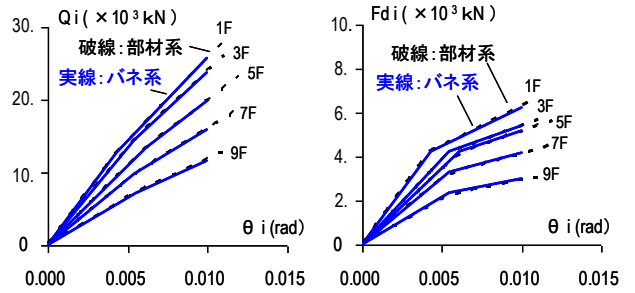
図 5 各層の  $\alpha_{Ni}$ ,  $K_{fsi}$ ,  $K_{bsi}$



(a) 層せん断力

(b) ダンパー水平力

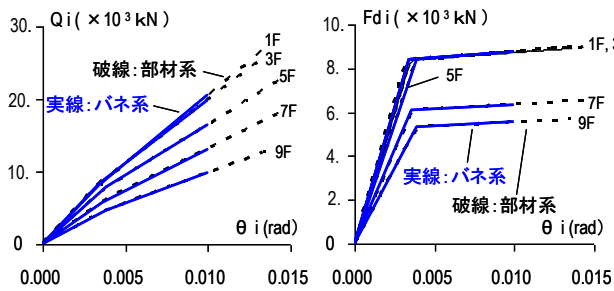
層間変形角関係(筋違)



(a) 層せん断力

(b) ダンパー水平力

層間変形角関係(間柱)



(a) 層せん断力

(b) ダンパー水平力

層間変形角関係(方杖)

図 6 部材系とばね系の応答値の比較

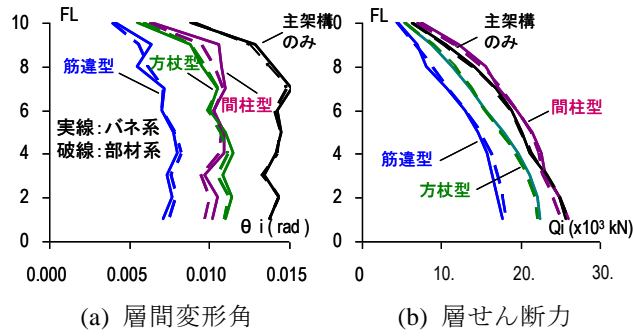


図7 鋼材ダンパー設置時の応答値の比較

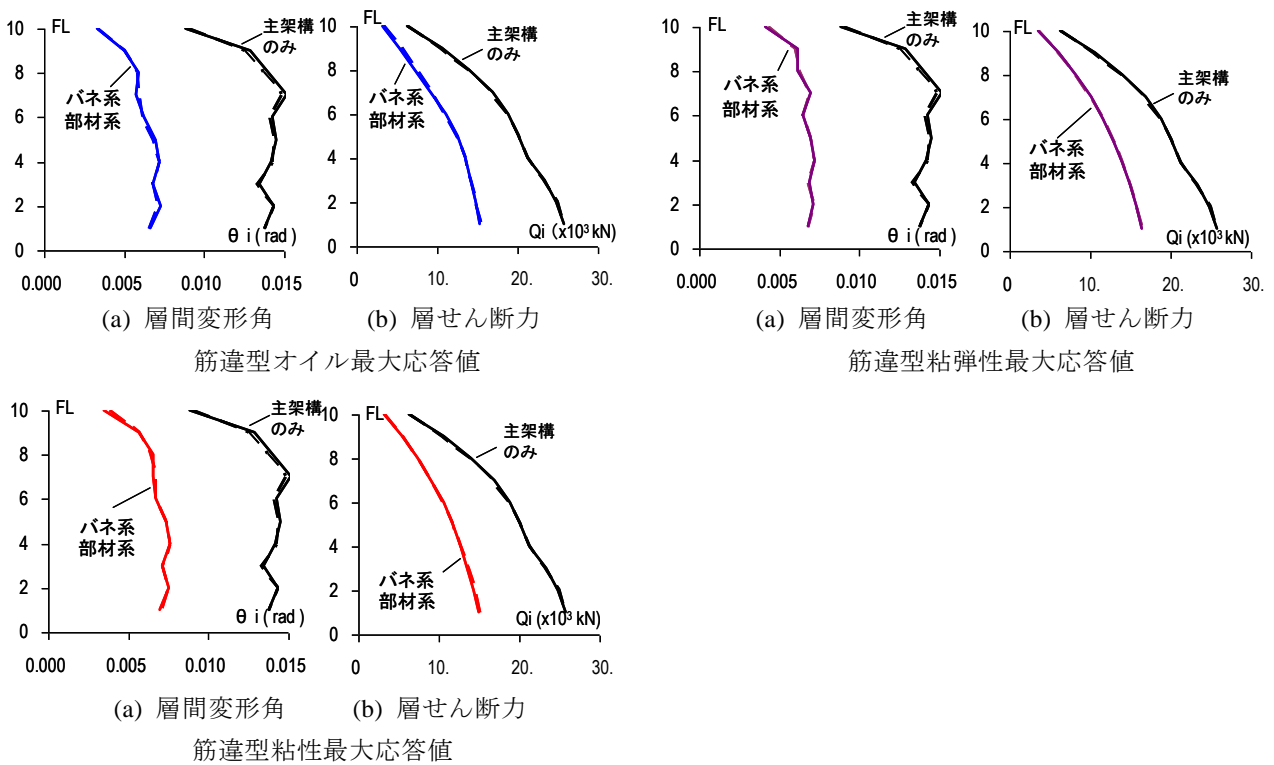


図8 筋違型各種速度依存型ダンパー設置時の応答値の比較

参考文献

- 1) 笠井和彦, 岩崎啓介: 様々な形式の制振構造における自由度縮約法と水平バネ系への変換法, 日本建築学会構造系論文集, 第 605 号, pp.37~46, 2006.7
- 2) 笠井和彦, 石井正人: 多層制振構造の時刻歴解析に用いるせん断棒モデルの提案(その 1・2), 日本建築学会大会学実講演梗概集, B-2 分冊, pp.751~754, 2007

参考資料 4-D 超過確率に基づく余裕度の設定

1. はじめに

本項では、応答の偏り等を原因とする応答のばらつきを、スペクトルキャパシティ法<sup>1)</sup>における評価の不確定性ととらえ、評価手順に反映することを考える。スペクトルキャパシティ法では、応答の偏りによって生じる最大応答値の増大を、あらかじめ用意しておいた経験的な係数によって平均的に反映することができる。以降では、スペクトルキャパシティ法の予測値が最大応答値の平均値になることを前提として、ばらつきに焦点を当てた内容を展開する。

2. 確率に基づくアプローチ

スペクトルにフィッティングさせた複数の地震動に異なる位相特性を与えて、1 質点系弾塑性モデルに対して時刻歴応答解析を実施すれば、最大応答値  $D_{max}$  にばらつきが生じる。ここで、余裕度  $\alpha$  を、限界値  $D_{limit}$  が最大応答値の平均値  $(D_{max})_{mean}$  を上まわる率として定義する。

$$\alpha = \frac{D_{limit}}{(D_{max})_{mean}} \tag{1}$$

「最大応答値  $D_{max}$  の限界値  $D_{limit}$  に対する超過確率を  $x$  % 以下にするために余裕度  $\alpha$  を確保する」という表現に基づく評価を、限界値と評価値の間に必要なマージンを与えるという観点から考える。最大応答値、および限界値のいずれも確率分布として定義し、それらを反映して超過確率を求めることが望ましいが、ここでは最大応答値のばらつきに焦点を絞り、限界値についてはある一つの値が与えられるものとする。図 1 にその概念を示す。最大応答値の分布形状として対数正規分布<sup>2)</sup>を採用する。対数正規分布は、最大応答値の対数の平均値  $\{\ln(D_{max})\}_{mean}$  と対数標準偏差  $\delta$  によって与えられる。正規分布の累積分布関数  $\Phi$  を用いて、最大応答値  $D_{max}$  が限界値  $D_{limit}$  以下となる確率は、下式より求めることができる。

$$P[D_{max} \leq D_{limit}] = \Phi\left(\frac{\ln(D_{limit}) - \{\ln(D_{max})\}_{mean}}{\delta}\right) \tag{2}$$

告示に示されるスペクトルにフィッティングした地震動に入力倍率  $\beta$  を乗じ、各地震レベルに対する超過確率を考えるとすれば、入力倍率  $\beta$  に対する超過確率は、下式として表すことができる。

$$P[D_{max} > D_{limit} | \beta] = 1 - P[D_{max} \leq D_{limit} | \beta] \tag{3}$$

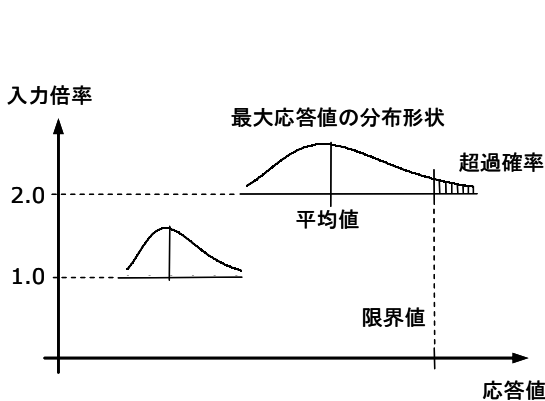


図 1 入力倍率と応答分布

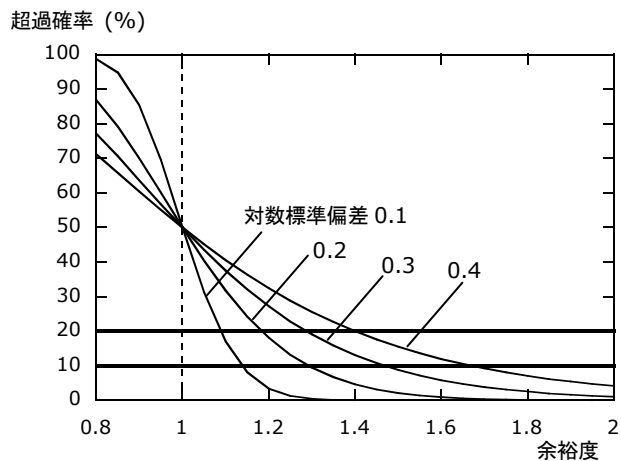


図 2 超過確率と余裕度

図2は超過確率と余裕度の関係を示している。超過確率を10%もしくは20%とするための余裕度は、ばらつきの指標である対数標準偏差によって変化する。そこで、地震応答解析によって、各地震動レベルに対する応答の偏り性状を考察し、応答分布、すなわち応答の平均と対数標準偏差を評価する。最終的に、超過確率を10%もしくは20%と設定したときの余裕度を評価し、性能評価という観点から見た高強度鋼フレーム制振構造（弾性フレームに履歴ダンパーを組み込んだ構造）の合理性を検証する。

### 3. 地震応答解析

普通鋼フレーム構造と高強度鋼フレーム制振構造の1質点系の弾塑性ばねモデルを図3に示す。いずれも、フレームの弾性固有周期は1.0秒とする。普通鋼フレーム構造のモデルはバイリニアとし、降伏時ベースシヤ係数を0.3、降伏後剛性を初期剛性の0.01倍とする。高強度鋼フレーム制振構造は、弾性のフレームとバイリニアの履歴型ダンパーを並列とする。ダンパーは、剛性をフレームの2倍、降伏時ベースシヤ係数と0.3とし、降伏後剛性は初期剛性の0.01倍とする。高強度鋼フレーム制振構造としての弾性固有周期は0.58秒となる。

入力波として、5種類の告示スペクトルにフィッティングさせたそれぞれ10個の地震動<sup>3)</sup>を用いる。ランダム位相特性を用いており、継続時間は120秒である。図4(a)は、II種地盤の告示スペクトルにフィッティングさせた10個の地震動の加速度応答スペクトルで、黒の太線はそれらの平均線である。図4(b)は地盤の等価周期 $T_g$ が0.25秒、0.5秒、0.75秒、1.0秒のときの告示スペクトルにフィッティングさせた地震動の平均線を比較している。

解析では、上記5種類の地震動に対して、それぞれ入力倍率 $\beta$ を0.2倍刻みで2倍まで変化させて、入力倍率と応答分布の関係を検討する。図5はII種地盤の地震動を普通鋼フレーム構造と高強度鋼フレーム制振構造に入力した結果で、図中には、それぞれの降伏時変形 $D_y$ （高強度鋼フレーム制振構造は、

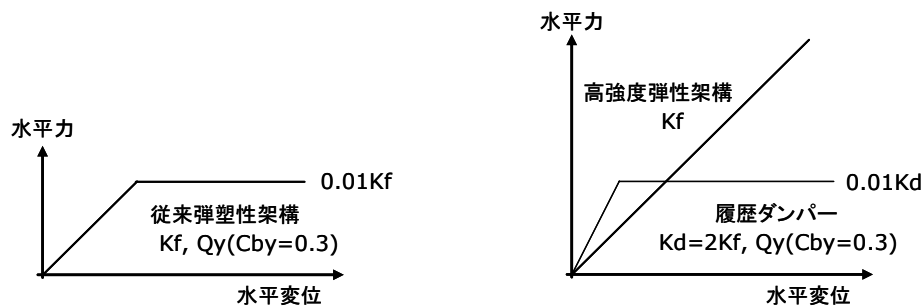
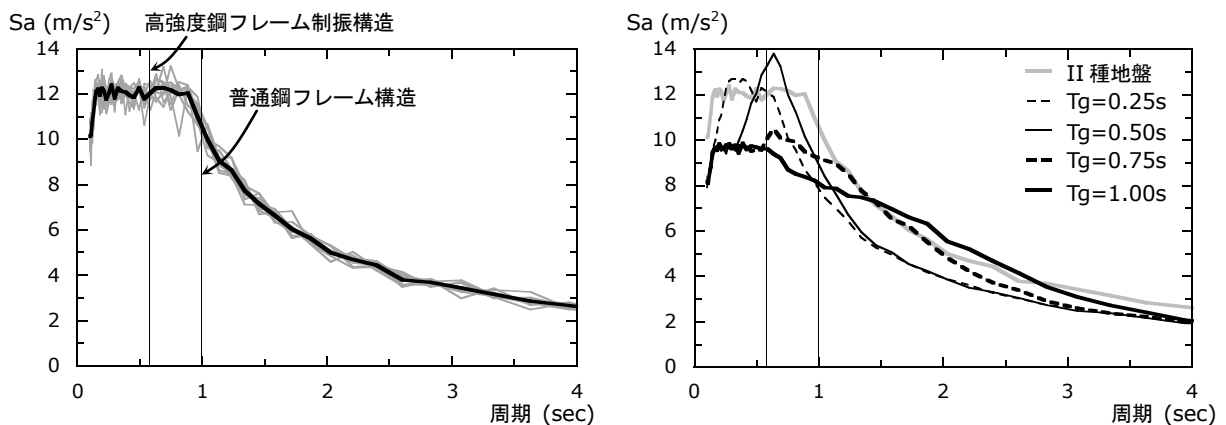


図3 解析モデル：架構周期1.0秒



(a) 10個のスペクトルと平均線 (II種地盤)

(b) 各種スペクトルの平均線

図4 入力地震動の加速度応答スペクトル  $h=0.05$

ダンパー降伏時) を付記している。普通鋼フレーム構造, 高強度鋼フレーム制振構造のいずれも, 入力倍率の増大とともに最大応答値が増大するが, 高強度鋼フレーム制振構造において, その値が大幅に抑制されていることがわかる。

ここで, 偏り率を(4)式で定義する。

$$e = \frac{|D_{\max}|}{D_{\pm\text{mean}}} \tag{4}$$

$|D_{\max}|$  : 最大応答値

$D_{\pm\text{mean}}$  : 正負平均応答値

図 6 に, 偏り率と最大応答塑性率 (以降, 塑性率) の関係を示す。普通鋼フレーム構造はフレームの塑性率, 高強度鋼フレーム制振構造はダンパーの塑性率を対象としている。それぞれ軸の最大値 14 と 6 は, 最大応答値  $D_{\max}$  にして 1.04 m, 0.22 m に対応する。いずれの場合も, 偏り率の上限は, 塑性率の増加とともに大きくなるが, 塑性率の各レベルにおける偏り率は, ランダムに散らばっている。偏り率の上限について, 普通鋼フレーム構造は, 塑性率が 5 で 1.5 程度に, 塑性率が 10 で 1.8 程度に達する。一方, 高強度鋼フレーム制振構造は, ダンパー塑性率が 5 で 1.3 程度に留まる。高強度鋼フレーム制振構造は, ダンパーの降伏後も弾性架構の剛性が保たれるため偏り率が小さく抑えられる。言い換えれば, 定常振動に近い応答を呈する傾向にある。

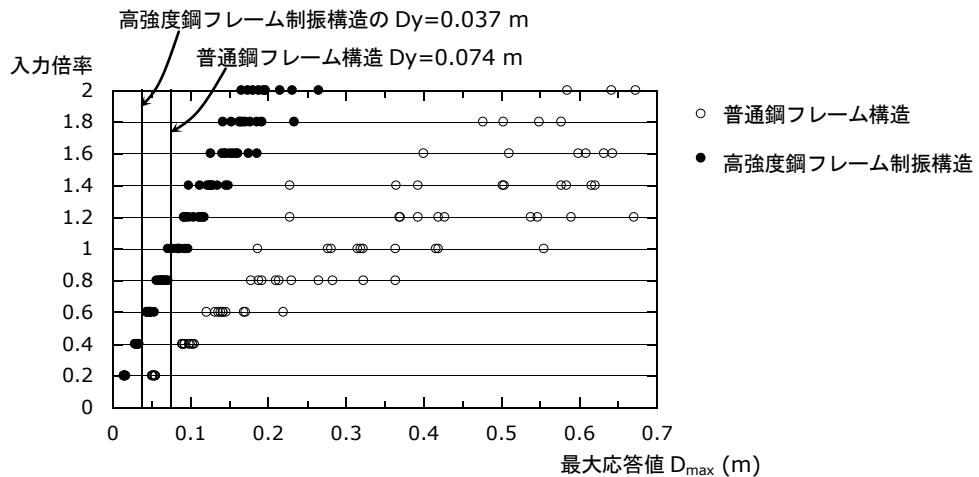
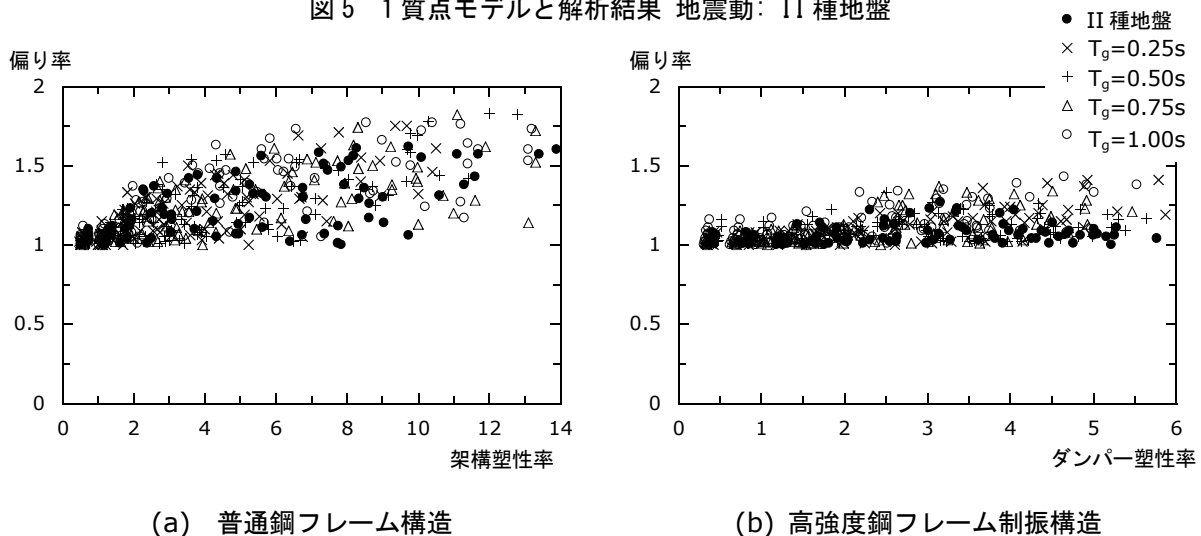


図 5 1 質点モデルと解析結果 地震動: II 種地盤



(a) 普通鋼フレーム構造

(b) 高強度鋼フレーム制振構造

図 6 応答の偏りと塑性率

#### 4. 確率分布パラメータ

各入力倍率における塑性率の分布を検討する。まず、入力倍率と平均値の関係を図7に示す。普通鋼フレーム構造、高強度鋼フレーム制振構造のいずれも、II種地盤の地震動において大きな値を示す。地盤の等価周期 $T_g$ が0.25秒、0.5秒、0.75秒、1.0秒のときの地震動を見ると、普通鋼フレーム構造の塑性率の平均値は、 $T_g$ が0.25秒、0.5秒、0.75秒、1.0秒の順で大きくなり、高強度鋼フレーム制振構造の塑性率の平均値は、 $T_g$ が1.0秒、0.75秒、0.25秒、0.5秒の順で大きくなる。こうした傾向は、図4(b)におけるスペクトル形状と弾性周期の関係、さらに塑性化に伴う周期の伸びの影響から説明できる。

一方、図8に示すように、対数標準偏差と塑性率の関係には、II種地盤や $T_g$ による傾向は見てとれない。塑性率が大きくなれば、対数標準偏差が大きくなり、上限において、普通鋼フレーム構造の対数標準偏差は、塑性率が5のとき0.3程度となり、塑性率が14のとき0.4程度となる。一方、高強度鋼フレーム制振構造の対数標準偏差は、塑性率が2のときに0.15程度となり、塑性率が5になるまでほぼ変化しない。標準偏差の値は、先に述べた偏り率の影響を強く受けるので、高強度鋼フレーム制振構造は定常振動に近い応答を呈することで、ばらつきの小さい応答分布を与えたといえる。

#### 5 超過確率に基づく余裕度

本解析結果を参照して、II種地盤の地震動の入力倍率が1.0または2.0の場合に、超過確率を10%もしくは20%にするために必要な余裕度を示す<sup>注1)</sup>。

II種地盤の地震動による応答の平均値は他の地震動のものよりも大きいですが、対数標準偏差については、

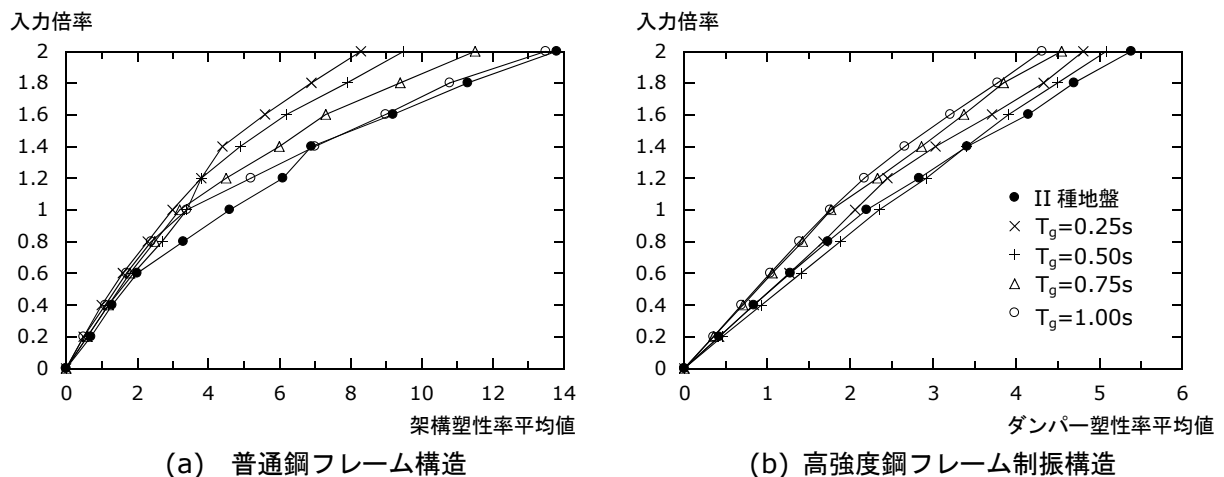


図7 入力倍率と塑性率平均値

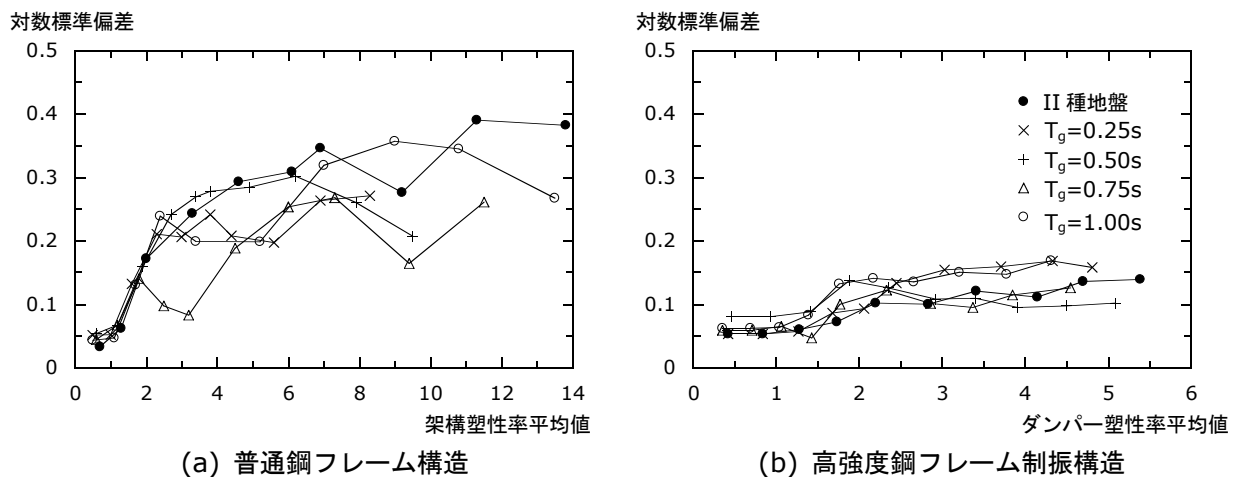


図8 対数標準偏差と塑性率平均値



他の地震動も含めた上限値を採用する。図 8 より、普通鋼フレーム構造の対数標準偏差は入力倍率 1.0 のとき 0.3、入力倍率 2.0 の 0.4 とし、高強度鋼フレーム制振構造の対数標準偏差は、いずれの入力倍率においても 0.15 とする。これらを図 2 の関係に当てはめて、超過確率を 10 % もしくは 20 % とするために必要な余裕度を表 1 にまとめる。入力倍率 2.0、超過確率 10 % の組み合わせを見てみると、普通鋼フレーム構造の必要余裕度が 1.7 であるのに対して、高強度鋼フレーム制振構造の必要余裕度は 1.2 である。高強度鋼フレーム制振構造は、性能評価時の不確定性（応答のばらつき）を小さくでき、これが余裕度に反映されている。

表 1 必要余裕度  
(a) 入力倍率 1.0 のとき

	普通鋼フレーム構造 (塑性率レベル 5)	高強度鋼フレーム制振構造 (ダンパー塑性率レベル 2)
超過確率 10 %	1.5	1.2
超過確率 20 %	1.2	1.15

(b) 入力倍率 2.0 のとき

	普通鋼フレーム構造 (塑性率レベル 14)	高強度鋼フレーム制振構造 (ダンパー塑性率レベル 5)
超過確率 10 %	1.7	1.2
超過確率 20 %	1.4	1.15

必要余裕度：最大応答分布の平均値に対する限界値（ばらつきを考えない）の比

参考文献

- 1) 倉本洋：限界耐力計算における地震応答評価法の問題点とその改善，振動運営委員会シンポジウム論文集「建築物の終局耐震性能評価手法の現状と課題－限界耐力計算・エネルギー法・時刻歴解析法の比較－」，日本建築学会，pp.48-99，2005.5
- 2) 長江拓也，吹田啓一郎，中島正愛：層降伏する鉄筋コンクリート造ピロティ建物の耐震性能－確率論的評価を通して－，日本建築学会構造系論文集，pp.123-130，2006.12
- 3) 国土交通省住宅局建築指導課，他 3 団体監修：2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合

注 1)

冒頭で述べたように、本項で示す余裕度と超過確率の関係は、「最大応答値の平均値( $D_{max}$ )<sub>mean</sub>」を予測する場合のスペクトルキャパシティ法が前提となる。すなわち、「予測値」と「最大応答値の平均」の比が 1 の場合を考えている。例えば、安全側の予測値になるようにキャリブレーションした場合のスペクトルキャパシティ法では、上記の「比」に基づき補正して適用することになる。



参考資料 4-E ダンパー付制振構造の地震応答評価

1. 履歴型ダンパー付制振建築物の地震応答評価

1.1 はじめに

1995 年の兵庫県南部地震を契機として、極低降伏点鋼や鉛等の金属系材料を用いた履歴型ダンパーや、シリコン系の粘性（流体）材料やアクリル系およびゴム系の粘弾性材料を利用した粘性減衰型ダンパーからなる制震デバイスを用いて地震動による構造物の応答を低減させようとする、いわゆるパッシブ系の地震応答制御構造の開発が盛んとなってきており<sup>1), 2)</sup>、近年、実施物件も増加の一途を辿っている。一方、この種の応答制御型建築物の耐震安全性評価は、数種の検証用地震動を用いた時刻歴地震応答解析結果に基づいて行われるのが一般的であり、限界耐力計算<sup>3), 4)</sup>等の比較的簡易で評価プロセスの検証が容易な静的耐震性能評価法が確立されていないのが現状である。

その主たる理由の 1 つとして、一般的に建築物の縮約等価 1 自由度系の応答に基づいて地震時の最大応答を評価する静的耐震性能評価法に対して、応答制御型建築物では制震ダンパーの動的挙動に及ぼす支持部材および周辺フレーム等の影響も含め、種類、配置および設置量等の種々のパラメータが影響する制震デバイスによる応答減衰効果を等価 1 自由度系に反映できる定量的な評価手法が確立されていないことが挙げられる。

本節では、既往の研究成果に基づいて限界耐力計算による多層制震建築物の耐震性能評価法を提案し、制震建築物に対する時刻歴地震応答解析結果との比較により、その妥当性および地震応答予測精度を報告する。

1.2 履歴型ダンパー付多層制震建築物の等価 1 自由度系縮約

ここでは、多層制震建築物の等価 1 自由度系縮約に関して時刻歴地震応答解析に基づく方法（以下、動的縮約と呼称）と静的非線形荷重増分解析に基づく方法（以下、静的縮約と呼称）を示す<sup>5), 6)</sup>。更に、静的縮約による等価 1 自由度系の応答値を各層に分配した場合の周辺フレームと制震デバイスそれぞれの応答値の評価法を示す。

(1) 縮約方法

・動的縮約方法

履歴型ダンパーを配置しない通常の高層建築物に対する等価 1 自由度系の地震応答時における代表荷重－代表変形関係（ ${}_1S_a(t) - {}_1S_d(t)$  関係）は下式で与えることができる<sup>6)</sup>。

$${}_1S_a(t) = \frac{\sum_{i=1}^N P_i(t) \cdot \delta_i(t)}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i(t)} \tag{1.1}$$

$${}_1S_d(t) = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \beta_i \cdot u_i \cdot \delta_i(t)}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \beta_i \cdot u_i} \tag{1.2}$$

ここに、 $m_i$  :  $i$  層の質量

$P_i(t)$  : 時刻  $t$  における  $i$  層の作用水平力

${}_1u_i$  : 1 次の固有ベクトルの  $i$  層成分

${}_1\beta$  : 1 次の刺激係数

$\delta_i(t)$  : 時刻  $t$  における  $i$  層での 1 層床位置に対する相対変位

${}_1\delta_i(t)$  :  $\delta_i(t)$ の1次モード成分 (式(1.3))

$${}_1\delta_i(t) = \beta_{i1} u_i S_d(t) \quad (1.3)$$

1次刺激関数  ${}_1\beta_{i1} u_i$  は式(1.1)および(1.2)により縮約した等価1自由度系の最大応答変位に相当する静的非線形荷重増分解析結果の荷重ステップを求め、そのステップにおける各層の1層床位置に対する相対変位  ${}_1\delta_i$  (静的非線形荷重増分解析結果) を用いて、下式によって与えられる。

$${}_1\beta_{i1} u_i = \frac{\sum_{i=1}^N m_{i1} \delta_i}{\sum_{i=1}^N m_{i1} \delta_i^2} {}_1\delta_i \quad (1.4)$$

なお、上式によって  ${}_1\beta_{i1} u_i$  を求める際には最初は等価1自由度系が得られていないので、多自由度系における任意の層の最大応答変形に相当する静的非線形荷重増分解析結果の荷重ステップでの  ${}_1\beta_{i1} u_i$  を仮定して縮約し、その後1、2回上記手順を繰り返し、収斂させて求める<sup>6)</sup>。

一方、多層制震建築物において周辺フレームおよび履歴型ダンパーに対してそれぞれ時刻  $t$  において  $i$  層に作用する水平力を  ${}_f P_i(t)$  および  ${}_d P_i(t)$  とすると、

$$P_i(t) = {}_f P_i(t) + {}_d P_i(t) \quad (1.5)$$

の関係が得られ、等価1自由度系における周辺フレームおよび履歴型ダンパーの応答加速度成分  ${}_f S_a(t)$  および  ${}_d S_a(t)$  は式(1.1)に基づいて次式で与えられる。

$${}_f S_a(t) = \frac{\sum_{i=1}^N {}_f P_i(t) \delta_i(t)}{\sum_{i=1}^N m_{i1} \delta_i(t)} \quad (1.6)$$

$${}_d S_a(t) = \frac{\sum_{i=1}^N {}_d P_i(t) \delta_i(t)}{\sum_{i=1}^N m_{i1} \delta_i(t)} \quad (1.7)$$

また、周辺フレームおよび履歴型ダンパーに対する応答変位は履歴型ダンパーを配置しない場合と同様に式(1.2)で与えられる。

#### ・静的縮約方法

履歴型ダンパーを配置しない通常の高層建築物における等価1自由度系の静的な代表荷重—代表変位 ( ${}_1S_a$ — ${}_1S_d$  関係) は、静的非線形荷重増分解析結果を用いて

$${}_1S_a = \frac{\sum_{i=1}^N m_{i1} \delta_i^2}{\left( \sum_{i=1}^N m_{i1} \delta_i \right)^2} {}_1Q_B \quad \left( \begin{array}{l} \sum_{i=1}^N {}_1P_i \delta_i \\ = \frac{\sum_{i=1}^N {}_1P_i \delta_i}{\sum_{i=1}^N m_{i1} \delta_i} \end{array} \right) \quad (1.8)$$

$${}_1S_d = \frac{\sum_{i=1}^N m_{i1} \delta_i^2}{\sum_{i=1}^N {}_1P_i \delta_i} {}_1S_a \quad \left( \begin{array}{l} \sum_{i=1}^N m_{i1} \delta_i^2 \\ = \frac{\sum_{i=1}^N m_{i1} \delta_i^2}{\sum_{i=1}^N m_{i1} \delta_i} \end{array} \right) \quad (1.9)$$

ここで、 ${}_1P_i$  :  $i$  層の作用水平力

${}_1Q_B$  : ベースシア

で与えられる<sup>5)</sup>。一方、多層制震建築物の場合には式(1.6)および式(1.7)と同様に、等価1自由度系

における周辺フレームおよび履歴型ダンパーの応答加速度成分  ${}_1fS_a$  および  ${}_1dS_a$  は次式で与えられる。

$${}_1fS_a = \frac{\sum_{i=1}^N {}_1P_i \delta_i}{\sum_{i=1}^N m_i \delta_i} \quad (1.10)$$

$${}_1dS_a = \frac{\sum_{i=1}^N {}_1dP_i \delta_i}{\sum_{i=1}^N m_i \delta_i} \quad (1.11)$$

ここで、 ${}_1fP_i$  および  ${}_1dP_i$  はそれぞれ静的非線形荷重増分解析における  $i$  層の周辺フレームおよび履歴型ダンパーに作用する水平力である。また、周辺フレームおよび履歴型ダンパーに対する代表変位は式(1.9)で与えられる。

## (2) 外力分布（増分解析による縮約）

簡易手法で用いる限界耐力計算は、多層建築物に対する等価 1 自由度系の代表荷重—代表変形曲線 ( ${}_1S_a - {}_1S_d$  曲線) 上の任意の点で 1 次振動モードに対応する等価線形化が成立するという仮定の下で、検証用地震動に対する最大応答値を推定するものである。従って、静的縮約の際に併用する静的非線形荷重増分解析では、建築物が弾性状態にあるか塑性状態にあるかの如何に関わらず、常に 1 次振動モードに比例した外力分布を用いる必要がある。

建築物の塑性化に伴うモード形の変化に応じて外力分布を逐一変化させるには、荷重ステップ毎に固有値解析を行えばよいが、実務的にやや煩雑であることから、弾塑性 1 次モードに比例した外力分布によるモード適応型静的非線形荷重増分解析 (Mode-Adaptive Pushover 解析：以下、MAP 解析<sup>7),8)</sup> と呼称) によるものとする。

## (3) 周辺フレームと制震デバイスの応答値評価

### ・静的縮約による等価 1 自由度系応答値の各層への分配方法

一般的に建築物の  $i$  層におけるせん断力および層間変形の 1 次モード成分  ${}_1Q_i$  および  ${}_1\delta_i$  は、等価 1 自由度系の応答値  ${}_1S_a$  および  ${}_1S_d$  と 1 次刺激関数  ${}_1\beta \cdot {}_1u_i$  を用いて次式で与えられる。

$${}_1\delta_i = {}_1\beta \cdot {}_1u_i \cdot {}_1S_d \quad (1.12)$$

$${}_1Q_i = \sum_{j=1}^N {}_1P_j \quad (1.13)$$

$$\text{ここに、} {}_1P_i = m_i \cdot {}_1\beta \cdot {}_1u_i \cdot {}_1S_a \quad (1.14)$$

一方、多層制震建築物の場合には、建築物の各層の応答値は履歴型ダンパーを配しないものと同様に式(1.12)および(1.13)によって評価できるが、周辺フレームおよび履歴型ダンパーのそれぞれに対する各層の応答成分の評価においては、ダンパーの配置状況に依存して負担せん断力や剛性の割合が各層で異なるため、上記のように等価 1 自由度系の応答値を 1 次刺激関数  ${}_1\beta \cdot {}_1u_i$  を用いて分配することができない。そこで、周辺フレームおよび履歴型ダンパーのそれぞれに対する“見かけの” 1 次刺激関数 (以下、分配係数と呼称)  ${}_{1f}\beta \cdot {}_1u_i$  および  ${}_{1d}\beta \cdot {}_1u_i$  を設定して、等価 1 自由度系における各応答値成分を各層に分配することとする。

周辺フレームおよび履歴型ダンパーの  $i$  層における分配係数  ${}_{1f}\beta \cdot {}_1u_i$  および  ${}_{1d}\beta \cdot {}_1u_i$  は、式(1.14)の関係を応用して

$${}_{1f}\beta \cdot {}_{1f}u_i = \frac{{}_{1f}P_{i\max}}{m_i \cdot {}_{1f}S_{a\max}} \quad (1.15)$$

$${}_{1d}\beta \cdot {}_{1d}u_i = \frac{{}_{1d}P_{i\max}}{m_i \cdot {}_{1d}S_{a\max}} \quad (1.16)$$

で与えられると仮定する。ここで、 ${}_{1f}P_{i\max}$ 、 ${}_{1f}S_{a\max}$  および  ${}_{1d}P_{i\max}$ 、 ${}_{1d}S_{a\max}$  はそれぞれ限界耐力計算における等価 1 自由度系の（最大）応答値に相当する静的非線形荷重増分解析結果の荷重ステップでの周辺フレームおよび履歴型ダンパーの  $i$  層における作用水平力と応答加速度である。

周辺フレームおよび履歴型ダンパーの各層の応答せん断力は、式(1.15)および(1.16)で得られた分配係数  ${}_{1f}\beta \cdot {}_{1f}u_i$  および  ${}_{1d}\beta \cdot {}_{1d}u_i$  を用いて、下式によって与えられる。

$${}_{1f}Q_i = \sum_{j=i}^N {}_{1f}P_j \quad (1.17)$$

$${}_{1d}Q_i = \sum_{j=i}^N {}_{1d}P_j \quad (1.18)$$

$$\text{ここで、} {}_{1f}P_i = m_i \cdot {}_{1f}\beta \cdot {}_{1f}u_i \cdot {}_{1f}S_a \quad (1.19)$$

$${}_{1d}P_i = m_i \cdot {}_{1d}\beta \cdot {}_{1d}u_i \cdot {}_{1d}S_a \quad (1.20)$$

なお、周辺フレームおよび履歴型ダンパーの各層の応答変位は建築物全体と同様に式(1.12)で与えられる。

#### (4) 等価 1 自由度系縮約の検証

履歴型ダンパーの設置量および配置方法、入力地震波の種類を変数とした純ラーメン形式の 12 層 RC 造多層制震建築物の解析検討<sup>9)</sup>によれば、動的縮約による等価 1 自由度系とその周辺フレーム成分および履歴型ダンパー成分の各最大応答変形時の応答値は概ね静的縮約による代表荷重-代表変形曲線と一致していることが報告されている。また、文献 10)において通常が多層建築物に対して指摘されている「等価 1 自由度系における最大応答時以前の応答履歴では、ある時刻までに経験した最大応答変形点が 1 次モードに対する MAP 解析結果とほぼ一致する」という傾向が、制震建築物においても認められることから、多層制震建築物の場合でも、等価 1 自由度系に関して動的縮約と静的縮約の整合性が認められ、静的縮約方法による等価 1 自由度系の代表荷重-代表変形関係が妥当なものであると考えられる。

更に、上記の解析において時刻歴地震応答の 1 次モード成分と MAP 解析結果の比較では、建築物全体、周辺フレームおよび履歴型ダンパー共に各層における時刻歴応答の 1 次モード成分は、等価 1 自由度系の場合と同様に、その最大値が概ね MAP 解析による  $S_d - S_d$  曲線上にあり、デバイスの負担せん断力も一致していることから、静的縮約による等価 1 自由度系応答値の各層への分配方法は妥当なものであると判断される。

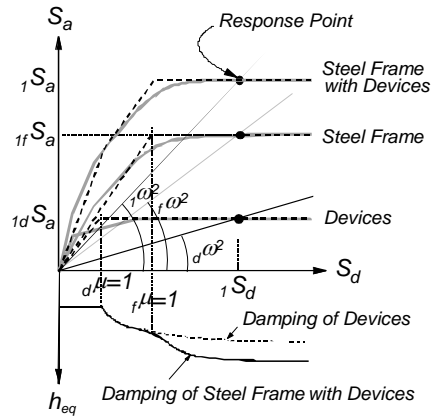
### 1.3 簡易手法の手順

#### (1) 耐震性能評価の手順

履歴型ダンパー付多層制震建築物に対する簡易手法による耐震性能評価は以下に示す手順で行うものとする<sup>9)</sup>。

- ① 静的非線形荷重増分解析により各層の層せん断力-層間変形関係、並びに各層における周辺フレームの負担せん断力-層間変形関係および履歴型ダンパー負担せん断力-層間変形関係をそれぞれ求める。

- ② 建築物全体、周辺フレームおよび履歴型ダンパーの等価 1 自由度系における代表荷重  ${}_1S_a$ 、 ${}_1fS_a$  および  ${}_1dS_a$ 、および代表変位  ${}_1S_d$  を静的非線形荷重増分解析結果に基づいて式(1.8)から(1.11)により算定する。
- ③ ②で求めた  ${}_1fS_a-{}_1S_d$  関係および  ${}_1dS_a-{}_1S_d$  関係をそれぞれバイリニアにモデル化し(図 1.1)、周辺フレームおよび履歴型ダンパーの等価粘性減衰定数  $h_f$  および  $h_d$  を算定する。



- ④ ③で求めた各等価粘性減衰定数を用いて、建築物全体の等価粘性減衰定数  $h_{eq}$  を算定する。
- ⑤ ④で得られた  $h_{eq}$  を用いて応答スペクトルの低減係数  $F_h$  を算定し、それにより低減された応答スペクトルと建築物全体の  ${}_1S_a-{}_1S_d$  関係の交点から最大応答予測値を得る。

図 1.1 各構成要素の  $S_a-S_d$  曲線と  $h_{eq}-{}_1S_d$  関係

(2) 減衰補正係数 ( $F_h$ ) および等価減衰定数 ( $h_{eq}$ )

(1)の③～⑤で用いる各等価粘性減衰定数 ( $h_f$ ,  $h_d$  および  $h_{eq}$ ) ならびに応答スペクトルの低減係数  $F_h$  の算定方法にはいくつかの提案がある。ここでは、現行の建築基準法における限界耐力計算に準じた 2 つの評価法<sup>10), 11)</sup>と「パッシブ制振構造設計・施工マニュアル」<sup>12)</sup>に示された評価法を紹介する。

・現行基準法に準じた方法 (方法 1)<sup>10)</sup>

周辺フレームおよび履歴型ダンパーの等価粘性減衰定数  $h_f$  および  $h_d$  は次式により算定する。

$$h_f = 0.25 \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_f}} \right) \tag{1.21}$$

$$h_d = 0.8 \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W_d}{W_d} = 0.8 \frac{2}{\pi} \left( 1 - \frac{1}{\mu_d} \right) \tag{1.22}$$

- ここに、 $\mu_f$ : 周辺フレームの塑性率
- $\Delta W_d$ : 履歴ダンパーの 1 サイクルの履歴吸収エネルギー
- $W_d$ : 弾性ポテンシャルエネルギー
- $\mu_d$ : 履歴型ダンパーの塑性率

ここで、式(1.21)は告示式<sup>3)</sup>に相当し、式(1.22)はバイリニアの履歴ループを仮定した場合の等価粘性減衰定数に過渡応答を考慮するための低減係数 0.8 を乗じたものである。

式(1.21)および(1.22)から求められた各等価粘性減衰定数を用いて、建築物全体の平均等価減衰  $h_{eq}$  は次式により算定する。

$$h_{eq} = \left( h_f \cdot \omega_f^3 + h_d \cdot \omega_d^3 \right) / \omega_1^3 + 0.05 \tag{1.23}$$

ここで、 $\omega_1$  は建築物全体の最大応答に対応する等価 1 次固有円振動数である。また、 $\omega_f$  および  $\omega_d$  は図 1.1 に示すように、建築物全体の最大応答時における周辺フレームおよび履歴型ダンパーの等価剛性  $K_f$  および  $K_d$  を 1 次等価質量  $\bar{M}_1$  で除した値の平方根に相当する。

ここで、周辺フレームが弾性のとき  $h_f=0$  とすると式(1.23)は以下のように表せる。

$$h_s = \frac{h_f \cdot \omega_f^3 + h_d \cdot \omega_d^3}{\omega^3} = \frac{\omega_d^3}{\omega^3} h_d = \left( \frac{1-p}{1+p(\mu_d-1)} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot h_d \quad (1.24)$$

ここで、 $p$  はバイリニアの 2 次剛性比で ( $=1/(1+K_d/K_f)$ ) である。

応答スペクトルの低減係数  $F_h$  は、建築物全体の等価粘性減衰定数  $h_{eq}$  を用いて式(1.25)により算定する。

$$F_h = \frac{1.5}{(1+10 \cdot h_{eq})} \quad (1.25)$$

#### ・ 現行基準法に準じた方法 (方法 2) <sup>11)</sup>

周辺フレームおよび制震デバイスの等価粘性減衰定数  $h_f$  および  $h_d$  は方法 1 と同様に(1.21)、(1.22)式により算定する。

式(1.21)および(1.22)から求められた各等価粘性減衰定数を用いて、建築物全体の平均等価減衰  $h_{eq}$  は次式により算定する。

$$h_{eq} = \frac{h_f \cdot W_f + h_d \cdot W_d}{W_f + W_d} + 0.05 \quad (1.26)$$

ここに、 $W_f$ : 周辺フレームの弾性ポテンシャルエネルギー

ここで、周辺フレームが弾性のとき  $h_f=0$  とすると式(1.26)は以下のように表せる。

$$h_s = \frac{h_f \cdot W_f + h_d \cdot W_d}{W_f + W_d} = \frac{\omega_d^2}{\omega^2} h_d = \frac{1-p}{1+p(\mu_d-1)} \cdot h_d \quad (1.27)$$

また応答スペクトルの低減係数  $F_h$  は、方法 1 と同様に  $h_{eq}$  を用いて式(1.25)により算定する。

#### ・ パッシブ制振構造設計・施工マニュアルに準じた方法 (方法 3) <sup>12)</sup>

方法 3 では、建築物全体の等価粘性減衰定数  $h_{eq}$  は次式により算定する。

$$h_{eq} = \frac{2}{\mu_d^{\alpha p}} \ln \frac{1-p+p\mu_d}{\mu_d^p} + 0.05 \quad (1.28)$$

応答スペクトルの低減係数  $F_h$  (文献では  $D_h$ ) は、建築物全体の等価減衰定数  $h_{eq}$  を用いて式(1.29)により算定する。

$$F_h = \sqrt{\frac{1+\alpha \cdot 0.05}{1+\alpha \cdot h_{eq}}} \quad (1.29)$$

ここで、 $\alpha$  は実地震波に対しては 25 を、模擬地震波に対しては 75 を用いる。

### (3) 履歴型ダンパーの保有性能の評価

履歴型ダンパーは、地震時に繰り返しの塑性変形を生じることによりエネルギーを吸収する。よって履歴型ダンパーが十分なエネルギー吸収能力を発揮するためには、ダンパーの保有性能が地震時に必要とされる保有性能を満足する必要がある。履歴ダンパーの保有性能は一般的に累積塑性変形倍率で表され、地震時における各層のダンパーの必要累積塑性変形倍率  $\bar{\eta}_{sdi}$  は次式により求めら



れる。<sup>13)</sup>

$$\bar{\eta}_{sdi} = \frac{a_{d1}(\delta_{fui} - \delta_{dui}) + a_{d2}(\delta_{mi} - \delta_{fui})}{2\delta_{dui}} + \frac{a_{d3}(\delta_i - \delta_{dui})}{\delta_{dui}} + \beta \frac{a_{d3}(\delta_i' - \delta_{dui})}{\delta_{dui}} n_{di} \quad (1.30)$$

ここに、 $a_{d1}$ ：周辺フレームの降伏変形内の繰り返しによりダンパー部分へのエネルギー配分を表す係数 (=10)

$\delta_{fui}$ ：周辺フレームの各層の降伏変位

$\delta_{dui}$ ：ダンパー部分の各層の降伏変位

$a_{d2}$ ：周辺フレームの降伏変形によるダンパー部分へのエネルギー配分を表す係数 (=4)

$\delta_{mi}$ ：各層の最大応答変位

$a_{d3}$ ：周辺フレームの弾性範囲内の变形内でダンパー部分が吸収するエネルギー量の補正係数 (=15)

$\delta_i$ ：各層の損傷限界時の層間変位

$\beta$ ：以前に経験した損傷限界レベルの地震の回数等を評価するエネルギー量の割り増し係数 (=5)

$\delta_i'$ ：損傷限界ベースシア  $C_1$  時の各層の層間変位

$n_{di}$ ：各階のダンパー部分の塑性変形の累積の程度を表す数値 (=10)

ここで、フレームが弾性のとき、 $\delta_{fui} = \delta_{mi} = \delta_i$  とすると式(1.30)は以下のように表される。

$$\bar{\eta}_{sdi} = \frac{20(\delta_{fui} - \delta_{dui})}{\delta_{dui}} + \frac{50(\delta_i' - \delta_{dui})}{\delta_{dui}} = 20(\mu_{di} - 1) + 50\left(\frac{\delta_i'}{\delta_{dui}} - 1\right) \quad (1.31)$$

ここで、地震時のダンパーの累積塑性変形量は、想定する地震動の特性（レベルや継続時間等）により影響される。また、想定する大地震以前に経験すると考えられる地震の回数やレベルは、建設地等により異なることが考えられることから、その数値は適切に評価する必要がある。

#### (4) 簡易手法による応答予測結果

##### ・減衰補正係数 ( $F_h$ ) および等価減衰定数 ( $h_{eq}$ ) の評価方法の比較

図 1.2 に示すようなフレーム弾性、ダンパー完全弾塑性としたバイリニア型 1 自由度系モデルを対象に応答予測値と時刻歴応答解析結果との比較を行った。解析変数を表 1.1 に示す。なお、時刻歴応答解析における減衰は初期剛性比例型とし、弾性固有周期に対して減衰定数  $h_0 = 0.05$  とした。

フレームの固有周期 $T_f$ (sec.)	0.5, 1.0, 1.5
フレームの降伏耐力 $Q_y$ (m·g)	0.6
ダンパーの剛性比 $\kappa$	3, 5, 10
ダンパーの降伏耐力 $Q_{dy}$	$Q_y/4, Q_y/3, Q_y/2$

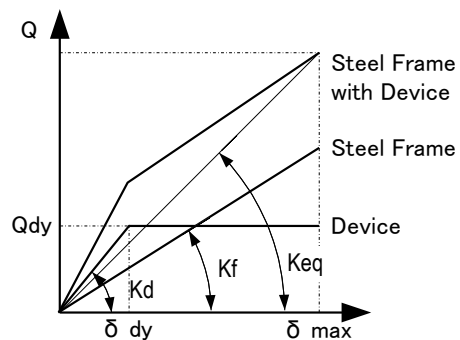


図 1.2 1 自由度系のモデル

また入力地震波は、文献 11)の解析で用いられたものと同一の地震波とし、地震地域係数を  $Z=1.0$ 、地盤種別を第 2 種地盤とし、表層地盤の増幅率  $G_s$  は告示に示された旧基準の地盤種別による簡易な増幅率を用いた表層地盤上の建築物の加速度応答スペクトルにフィッティングさせた位相の異なる 3 種の模擬地震動 (JMA Kobe NS 位相, Hachinohe EW 位相, Random 位相)を用いて行った。

図 1.3 に応答予測値と時刻歴応答解析結果との比較結果を示す。減衰補正係数 ( $F_h$ ) および等価減衰定数 ( $h_{eq}$ ) の評価方法の違いにより応答予測値は若干異なるが、3 者とも応答加速度に関しては時刻歴応答解析結果を平均的に評価し、応答変位に関しては時刻歴応答解析結果に比べ大きく評価 (安全側に評価) する傾向が認められる。

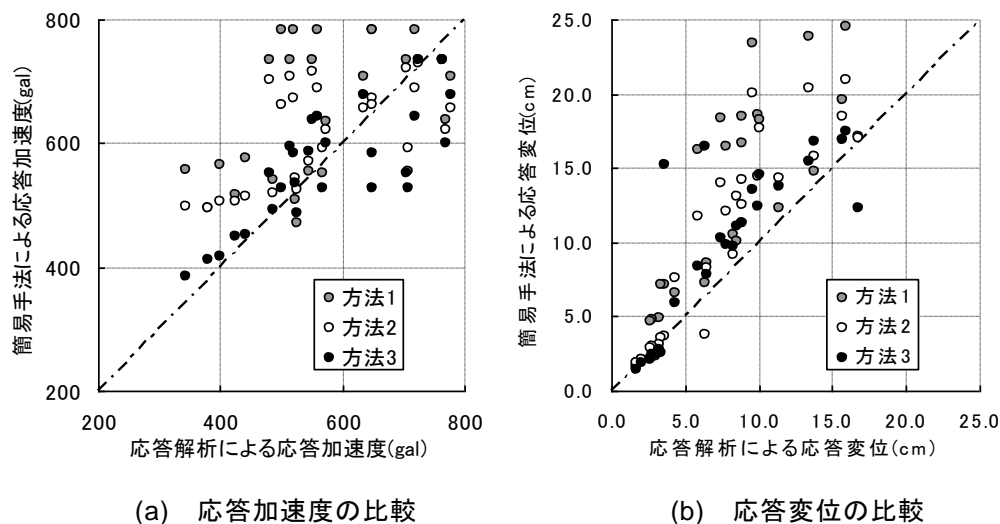


図 1.3 1 自由度系の応答予測値

・等価 1 自由度系応答の予測精度、層せん断力および層間変形の予測精度

文献 9)で行われた限界耐力計算による多層制震建築物の等価 1 自由度系の応答予測値と地震応答解析結果に基づく縮約等価 1 自由度系の最大変形時の応答値との比較結果では、全ての解析ケースで最大応答値に対する応答予測値の比率が±80%以内となっており、限界耐力計算による等価 1 自由度系の応答予測精度は概ね良好であることが報告されており、(1)で示した限界耐力計算の手順の妥当性を裏付けると共に、限界耐力計算による最大地震応答値評価が有効であることが示されている。

また、限界耐力計算による等価 1 自由度系の応答予測値から MAP 解析結果を介して求めた各層の応答予測値と地震応答解析から得られた各層の最大応答値を比較した結果では、予測精度を向上させるためには高次モード応答を適切に考慮する必要があることが指摘されており、限界耐力計算において高次モード応答を考慮することは、応答予測精度の向上に有効であることが報告されている。

1.4 まとめ

簡易手法として限界耐力計算による多層制震建築物の耐震性能評価法を提案し、制震建築物に対する時刻歴地震応答解析結果との比較により、その妥当性および地震応答予測精度を検証した。

多層制震建築物の等価 1 自由度系の応答値評価は、履歴型ダンパーによる地震応答制御効果の推定に有効である。また多層制震建築物における各層の最大せん断力および最大変形は、一般建築物と同様に高次モード応答を考慮した限界耐力計算により概ね評価が可能である。

## 参考文献

- 1) 東京工業大学建築物理研究センター：パッシブ制震構造シンポジウム 2000 論文集、367pp.、2000.3、同 2001 論文集、297pp.、2001.12、同 2002 論文集、357pp.、2002.12、同 2004 論文集、354pp.、2004.11
- 2) 日本建築構造技術者協会編：応答制御構造設計法、彰国社、445pp.、2000.12
- 3) 国土交通省住宅局建築指導課、他 3 団体共編：2001 年版 限界耐力計算法の計算例とその解説、276pp.、2001.3
- 4) 倉本洋：限界耐力計算法の概要と応答値評価の方法、建築雑誌、Vol.117、No.1488、pp.54-55、2002.5
- 5) 倉本洋、勅使川原正臣、小鹿紀英、五十田博：多層建築物の等価 1 自由度系縮約法と地震応答予測精度、日本建築学会構造系論文集、第 546 号、pp.79-85、2001.8
- 6) Kuramoto H., et al.: Predicting the Earthquake Response of Buildings Using Equivalent Single Degree of Freedom System, Proceedings of Twelfth World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No.1039 (CD-ROM), 2000.1
- 7) 松本和行、倉本洋：多層 RC 造建築物のモード適応型非線形荷重増分解析、コンクリート工学年次論文集、第 24 巻、第 2 号、pp.1111-1116、2002.6
- 8) Kuramoto H. and Matsumoto K.: Mode-Adaptive Pushover Analysis for Multi-Story RC Buildings, Proceedings of Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Paper No.2500 (CD-ROM), 2004. 8
- 9) 倉本洋、中坂亮、松本和行：限界耐力計算による多層制震建築物の地震応答評価、日本建築学会構造系論文集、第 593 号、pp.51-58、2005.7
- 10) 倉本洋：多層建築物における等価 1 自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測、日本建築学会構造系論文集、第 580 号、pp.61-68、2004.6
- 11) 藤本利昭、稲井栄一、神永敏幸、八ッ繁公一：限界耐力計算による履歴型ダンパー付き建物の応答変形推定法、日本建築学会技術報告集、第 16 号、pp.117-122、2002.12
- 12) 日本免震構造協会：パッシブ制振構造設計・施工マニュアル、2007 年 7 月
- 13) 建築研究所他：鋼構造建築物へのエネルギー法活用マニュアル、技報堂出版、2008 年 3 月

## 2. 履歴型ダンパー、速度依存型ダンパーを設置した建築物の地震応答評価

### 2.1 評価法の概要

地震応答評価における簡易手法は設計された主架構とダンパーからなる制振構造物に対して設計用スペクトルを与え、等価線形化法を適用して各種応答量を計算する検証法とする。以下に評価方法の概要を示す。

- 1)等価剛性と等価減衰定数の評価において、ダンパーと支持材(付加系)を等価な静的要素(静的付加系要素)として主架構に組み込んだ骨組モデルの静的荷重増分解析を基本とする。
- 2)ダンパーの等価剛性の評価は各種ダンパーに共通に適用可能な汎用性の高い方法として、変位最大点の割線剛性とする。
- 3)過渡応答における等価減衰定数  $h_{eq}$  の評価法は定常調和振動時  $h_c$  の約 0.8 倍とする。あるいは、定常調和振動時  $h_c$  を  $S_d$  上で積分平均して評価しても良い。
- 4)減衰補正係数(応答低減係数)は  $D_h$  式( $\beta=40$ )を適用する。
- 5)設計用スペクトルは変動周期帯について平滑化を行なう。
- 6)静的解析から想定されるダンパー力を適切に割り増した力を付加的に架構に作用させて架構の検討を行なう。

(解説)

簡易手法は等価線形化法に基づく方法とする。等価線形化法では骨組やダンパーの特性から等価剛性と等価減衰定数をいかに評価するか、等価減衰定数から応答スペクトルの低減係数をいかに評価するかがポイントとなる。等価線形化法については多くの方法が提案されているが、減衰補正係数の大小のみの比較には意味がなく、等価剛性と等価減衰定数の評価法と減衰補正係数を合わせて手法としての精度評価を行なう必要がある。

ダンパーの等価剛性の評価は変位最大点の割線剛性とする。これは各種の非線形性を有するダンパーに対しても適用性が高く、限界耐力計算法 2,3)にも適用されている一般的な方法である。地震時のような過渡応答時の等価減衰定数の評価法については、①定常調和振動状態の約 0.8 倍とする方法 3)、②層せん断ばねの定常調和振動状態を層間変形について積分平均する方法 4,5)、③後者の方法の拡張方法として  $S_d$  上で積分平均する方法 6)などが提案されている(図 2.1,2.2)。

等価剛性と等価減衰定数の評価において、ダンパーと支持材(付加系)を等価な静的要素(静的付加系要素)として主架構に組み込んだ骨組モデルの静的荷重増分解析を基本とするのは、骨組とダンパーの力のやり取りを直接的に考慮するためである。骨組モデルの静的荷重増分解析に基づく検証法に適用する場合、等価減衰定数の評価法は上記①あるいは③が望ましい。鋼構造制振建物を対象とする場合、既往の応答予測精度に関する研究成果や、図 2.3 において  $h_{eq}$  が 0.05 を超える領域では  $F_h$  式に対して  $D_h$  式の方が応答低減効果を少なく評価することなどから総合的に判断すると、上記①および③の等価減衰定数の評価法に減衰補正係数式として  $D_h$  式を適用するのが望ましいと考える。

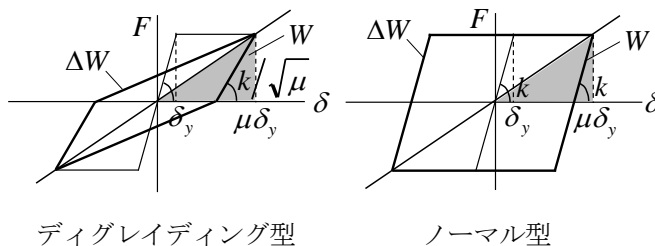


図 2.1 履歴形状

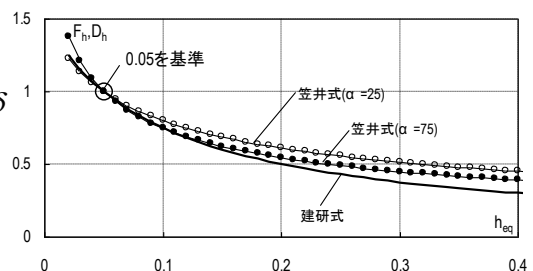


図 2.3  $F_h, D_h-h_{eq}$  関係の比較

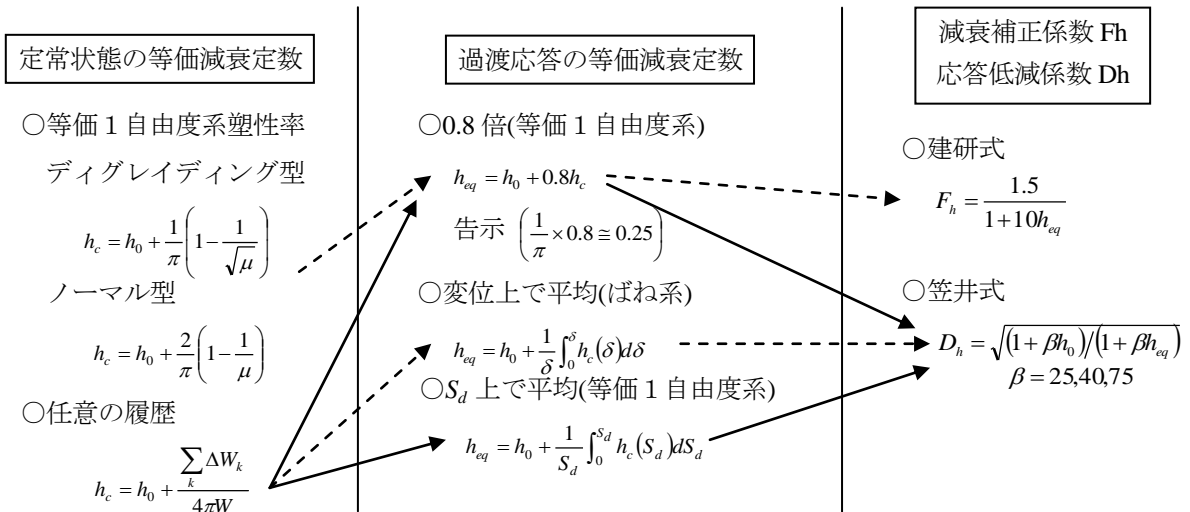


図 2.2 各種等価線形化法概念図

## 2.2 適用範囲

簡易手法の適用における適用範囲を以下に列挙する。

- 1)各階剛床仮定が成立する構造であること。
- 2)平面的に大きなねじれ変形が生じないこと。
- 3)速度依存型ダンパーの場合には、支持材を含むダンパー(付加系)の動的力学モデルが確立されており、ある設定温度の下で付加系の動的力学モデルに作用する定常調和変位の振動数と振幅が定めれば一意に定常状態が決定できること。あるいは、ある設定温度の下で振動数をパラメータとして変位振幅が定めれば等価剛性と履歴面積を計算するための近似式あるいは近似的な計算方法が用意されていること。
- 4)ダンパーサイズが極端に大きくない、あるいは特定層に集中的に設置されることがないなど、制振構造の 1 次固有モードにおいて各階変形に大きな位相差を生じないような制振構造であること。
- 5)主架構の塑性化、履歴型ダンパーと速度依存型ダンパーの混用は許容する。
- 6)速度依存ダンパーを間柱型や壁型に設置し、架構抵抗剛性を考慮する必要がある場合には、若干のダンパー周辺の主架構の塑性化は許容するが、主架構を弾性としてあらかじめ計算した架構抵抗剛性に多大な変化をもたらすような塑性化を起こさないこと。

## 2.3 評価手順

評価は以下の手順で行なうものとする。

- 1)主架構のモデル化およびダンパーとその支持材のモデル化における区分

ダンパーと支持材を合わせて付加系と呼ぶ。付加系を等価な静的要素(静的付加系要素)として主架構に組み込んだ骨組モデルの静的荷重増分解析を基本とし、主架構と付加系の区分を明確にして骨組モデルを設定する。ダンパーの制振効果や主架構の性状を適切に評価するためには、ダンパーおよびダンパー設置のための支持材のモデル化に加えて、主架構に対してもダンパー設置のためのディテールを反映した部材の剛性評価や断面の塑性化位置の設定などに配慮する。

(解説)

例えば、図 2.4 に示すように主架構と付加系を区分してモデル化する。これらの速度依存型ダンパーを設置する例では、ブレース型のダンパー内部剛性や支持材剛性、粘性制振壁の鋼板の変形は、付加系の直列ばねの変形として表している。

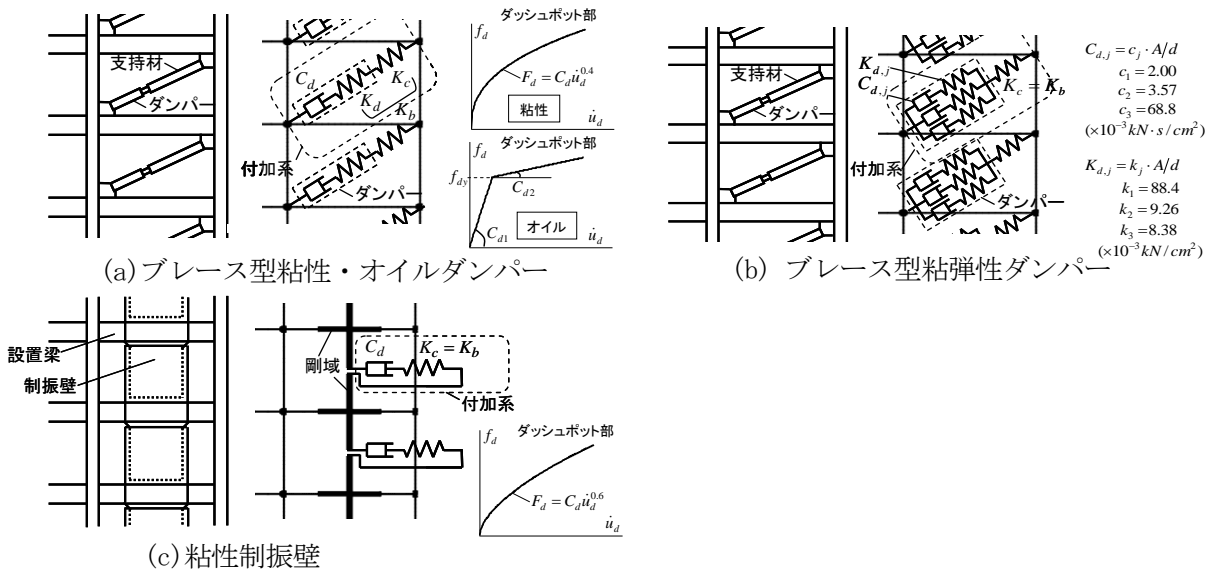


図 2.4 モデル化における主架構と付加系の区分

## 2) 静的付加系要素の設定

静的付加系要素は付加系の動力学モデルに定常調和振幅を与えたときの変位最大点の割線剛性を架構内で考慮できるものとする。

履歴型ダンパーの静的付加系要素はバイリニアやトリリニアなどの簡易な履歴特性を用いて良い。この時、ダンパー設置のための等価支持材の剛性を適切に考慮する。

速度依存型ダンパーの静的付加系要素は動力学モデルから直接履歴形状を計算する精算法によることが望ましいが、定常調和振動における等価剛性の近似式が得られている場合には近似法によっても良い。精算法は正弦波を付加系に架構抵抗剛性  $K_v$  を直列弾性ばねとして配置した動力学モデル(仮想動的付加系)に作用させ、数値積分により履歴形状を計算する。正弦波の振幅を漸増させながら変位最大点を繋いでポリリニア曲線で静的付加系要素を設定する。正弦波の振動数は主架構のみの固有円振動数とし、ブレース型やシアリンク型の設置などの架構抵抗剛性が比較的大きい場合にはこれを無視してよい。

静的付加系要素は、仮想動的付加系にて動的定常状態を考慮して得られた力と変位の関係を (2.1)式により付加系にフィードバックして作成する。 $u_a$  は付加系変位、 $f_a^*$ 、 $u_a^*$  は仮想動的付加系の力と変形である。仮想動的付加系の力と変形は近似式あるいは近似的な計算方法が用意されている場合には近似法により計算してもよい。

$$u_a = u_a^* - f_a^* / K_v \quad (2.1)$$

架構抵抗剛性  $K_v$  は弾性主架構モデルに、各節点の水平方向の自由度を拘束し、付加系接続位置に付加系予想最大荷重  $f_a$  を作用させ、(2.2)式により荷重  $f_a$  を得られる付加系変形  $u_a$  で割って計算する(図 2.5)。

$$K_v = f_a / u_a \quad (2.2)$$

(解説)

### (1) 静的付加系要素の設定法の概要

履歴型ダンパーの場合には、歪硬化やバウシinger効果などの特性を厳密に表現する詳細な履歴モデルが提案されているが、変位最大点の割線剛性を考慮する静的付加系要素として実務レベルで一般的に使用されているバイリニアやトリリニアなどの簡易な履歴特性を用いて良い。速度依存型ダンパーの場合にもこれと同様な立場に立ち、厳密に履歴特性を反映した精算モデルが望ましいが、近似式によるモデルも適用できるものとする。なお、修正バイリニアモデルとして定式化されているゴム材料系の粘弾性ダンパーは履歴型として扱える。

(2) 架構抵抗剛性の計算

架構抵抗剛性は、各節点の水平方向の自由度を拘束し、弾性主架構モデルの付加系接続位置に荷重を加えることにより計算する。図 2.5(a),(b)にブレース型ダンパーを設置する場合について、静的解析で付加系接続位置に与える荷重 $f_a$ と得られる変形 $u_a$ の概念図をそれぞれ示す。荷重は各付加系が負担すると想定される力の概算値とする。荷重を概算値として良い理由は後述する。その荷重 $f_a$ を変形 $u_a$ で割って弾性ばね剛性を計算し、その値を架構抵抗剛性 $K_v$ とする。図 2.5(c),(d)は同様に粘性制振壁の場合について示したものである。なお、水平方向の自由度を拘束する理由は 1)の仮定により節点の水平挙動が局所的な付加系力に左右されないとするためであり、また、主架構を弾性として計算するため 6)の適用範囲がある。

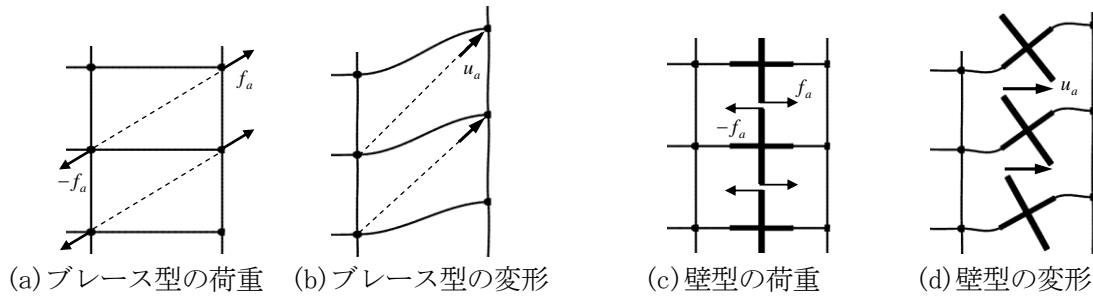


図2.5 架構抵抗剛性の計算

架構抵抗剛性 $K_v$ は付加系が架構内で力を発揮するときの架構による反力抵抗の剛性を模擬したものであり、この剛性は付加系の動的挙動に影響を及ぼすため、支持材剛性に対して小さい場合にはこの影響を無視できない。壁型や間柱型などの設置方法の場合には設置梁が曲げせん断変形し、柱の軸剛性が主な抵抗要素となるブレース型に比べて架構抵抗剛性 $K_v$ が小さいことが予想される。

14階制振建物について、ブレース型と壁型の設置形式に対して架構抵抗剛性を計算すると図 2.6 のようになる。図 2.7 はその時の変形図である。図 2.8 に示す異なる付加系力分布にて計算した結果であるが、比較的荷重分布に影響されない安定した値が得られることが分かる。図 2.9 に示す等価支持材剛性 $K_b$ に対する $K_v$ の比が小さいほど $K_v$ を考慮する必要性が高まる。

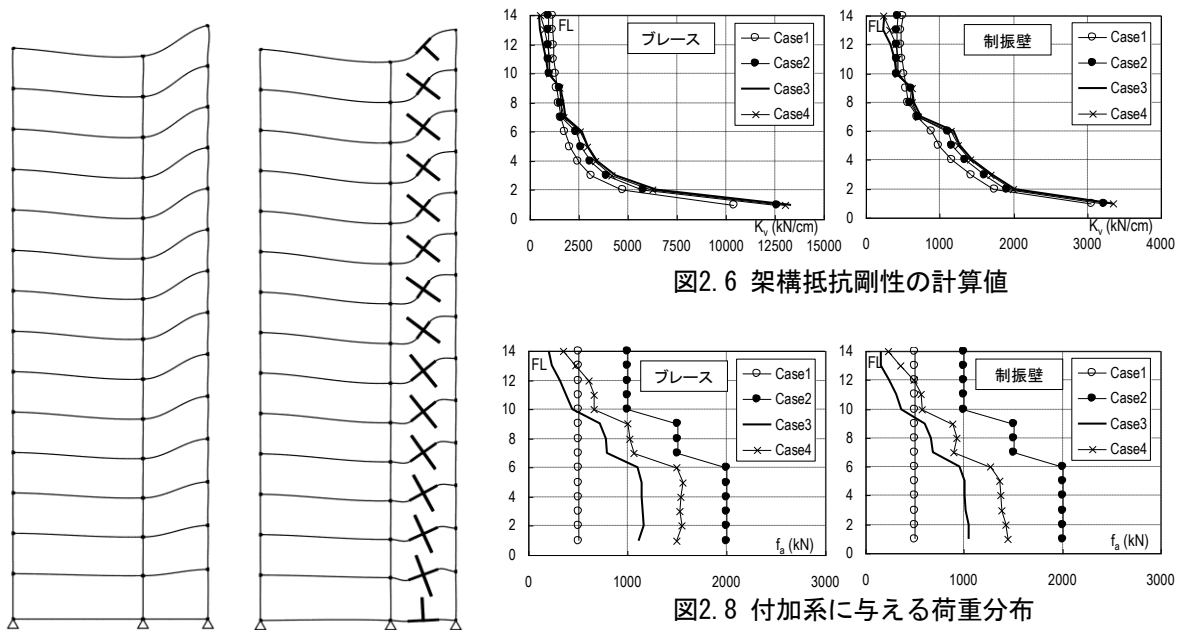


図2.6 架構抵抗剛性の計算値

図2.8 付加系に与える荷重分布

図2.7  $K_v$ 算定時の変形図

(3) 動的力学モデルを用いた精算法による静的付加系要素の設定法

図 2.10 に付加系と仮想動的付加系の概念図を示す。付加系の動的力学モデルに対して架構抵抗剛性を直列に配置した系を仮想動的付加系とし、その力と変形を  $f_a^*$ ,  $u_a^*$  とする。図 2.11 はある仮想動的付加系の定常状態の計算過程を示すものであり、振幅を  $u_a^*$  の  $\sin$  波形変位を与えて数値積分を行い、力と変形の間接関係を描いたものである。その履歴形状は 1 周期目の途中には概ね定常状態に落ち着いている。

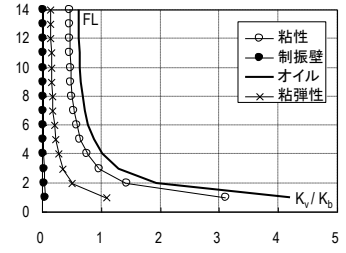


図 2.9  $K_v/K_b$ 比

図 2.12(a)に示すように、仮想動的付加系の変形振幅を漸増させながら前述のように定常状態を計算し、変形最大時の点を結ぶ等価剛性曲線を求める。次に図 2.12(b)に示すように(2.1)式にしたがって等価剛性曲線の変形から架構抵抗剛性の変形を差し引く形で修正を加え、静的付加系要素の力と変形の間接関係を求める。これは架構抵抗剛性を付加系の直列要素として考慮し、その結果生じる位相差について動的に考慮してから静的要素にフィードバックするプロセスである。

なお、ダンパーの非線形性や主架構の塑性化によって変形レベルによって制振構造の等価周期は変化するが、静的付加系要素は静的解析モデル作成時に設定する必要があること、若干の周期の違いが要素の履歴に与える影響は少ないことから、作成時に与える  $\sin$  波の振動数は近似的に主架構のみの 1 次固有振動数とする。

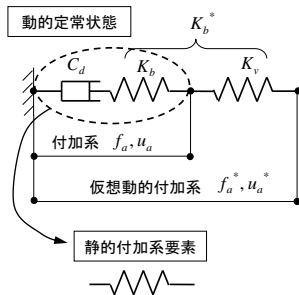


図 2.10 (動的) 付加系と仮想動的付加系

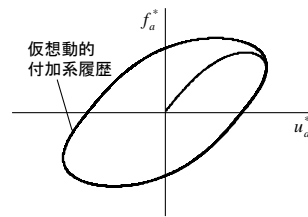
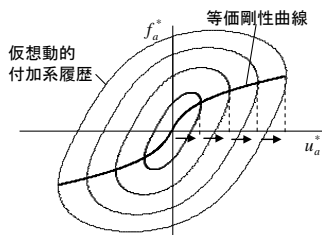
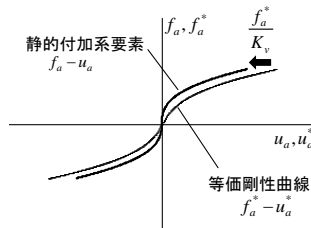


図 2.11 定常状態履歴形状の計算



(a) 仮想動的付加系



(b) 静的付加系

図 2.12 静的付加系要素の算出過程

図 2.13 に各種ダンパーを設置した 14 階建て制振建物の 4 つの加速度レベルの固有 1 次モードにおける 7 階の付加系の力と変形の履歴を示す。2 本の曲線は、静的解析における静的付加系要素の力と変形の間接関係を示したものであり、太実線は静的付加系要素作成にあたって  $K_v$  を考慮した場合、細実線は無視した場合である。 $K_v$  を無視した場合は付加系の等価剛性そのものを表すが、 $K_v$  を考慮した場合は直列ばね剛性  $K_v$  の影響で位相差が生じて等価剛性が大きく評価されている。両者の差は特に粘弾性の場合に小さく、粘性制振壁の場合に大きい。図中の黒丸は制振建物の定常調和加振から求めた固有 1 次モードの正解値であり、 $K_v$  を考慮した方が各種付加系において概ね履歴曲線上に位置することが分かる。

図 2.14 は同様に各種付加系について 7 階の付加系の力と層間変形の間接関係を示す。履歴形状の面積などに物理的な意味はないが、 $K_v$  を考慮した静的付加系要素の太実線の曲線は固有 1 次モード履歴における



層間変形振幅が最大の地点を繋いだところを通過しており、設定した静的付加要素により等価剛性を適切に表現できていることが分かる。 $K_v$  を無視した細実線との差は制振壁では大きい。

付加系における  $K_b$  に対する  $K_v$  の比(図 2.9)が小さいほど、架構抵抗剛性の考慮の有無による剛性・減衰評価の違いが大きくなる。ブレース型ダンパーの場合には架構抵抗剛性の考慮の有無による剛性・減衰評価の違いは比較的少ないが、粘性制振壁の場合には特に両者の違いが大きいので、架構抵抗剛性を考慮した検証方法を採用する必要がある。

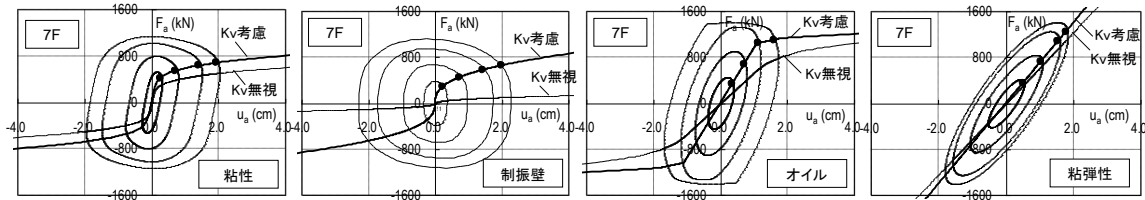


図2.13 付加系の力と変形の関係

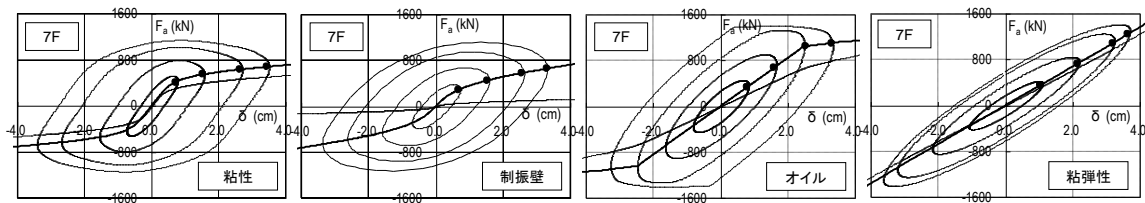


図2.14 付加系の力と層間変形の関係

(4) 近似法による静的付加要素の設定法

使用頻度の高い速度依存型ダンパーの中には、定常状態における変位最大点の割線剛性を近似式で表すことが可能となっているものもある。以下に示すダンパーについては、近似式を用いて静的付加要素の剛性  $K_a$ 、履歴面積  $E_a$  を計算することができる。履歴面積  $E_a$  については後述の等価減衰定数の算定に用いる。固有振動数は変形レベルに応じて変化するが、近似的に主架構のみの値  $\omega f(=2\pi/Tf)$  を使って良いものとする。精算法と同様に、間柱型や壁型などの設置形式の場合には、付加系と直列に架構抵抗剛性を考慮する。ブレース型においては架構抵抗剛性を無視(無限に剛と)しても構わない。

・粘弾性ダンパー

粘弾性ダンパー部の貯蔵剛性を  $K_d'$ 、損失係数を  $\eta_d$ 、等価支持材剛性を  $K_b$  とする。静的付加要素は弾性剛性  $K_a$  の弾性ばねモデルとする。

$$K_a = \frac{(1 + \eta_d^2) K_d' + K_c}{(K_d' + K_c)^2 + (\eta_d K_d')^2} K_d' K_b^2$$

$$E_a = \frac{\pi (\eta_d K_d' K_b)^2}{(K_d' + K_c)^2 + (\eta_d K_d')^2}$$

・オイルダンパー

オイルダンパー部のリリース荷重を  $F_{dy}$ 、リリース前後の速度比例係数をそれぞれ  $C_{d1}$ 、 $C_{d2}$ 、内部剛性を  $K_d$ 、支持材剛性を  $K_c$ 、等価支持材剛性を  $K_b(=K_d K_c / (K_d + K_c))$  とする。静的付加要素は 1 次剛性  $K_{a1}$ 、2 次剛性  $K_{a2}$  のバイリニアモデルとする。

$$K_{a1} = \frac{\lambda}{1 + \lambda^2} C_{d1} \cdot \omega \quad K_{a2} = 0.001 K_{s1}$$

$$\lambda = \frac{C_{d1} \cdot \omega}{K_c}$$

$$E_a = \frac{\pi C_{d1} \omega \delta_d^2}{1 + \lambda^2} \quad \mu_a \leq 1$$

$$E_a = \frac{\pi C_{d1} \omega \delta_d^2}{1 + \lambda^2} \left( \frac{\mu_d}{\mu_a} \right)^2 \left( p + \frac{1-p}{\mu_d^{0.886}} \right) \quad \mu_a \geq 1$$

$$p = \frac{C_{d2}}{C_{d1}} \quad \mu_a = \frac{\delta_{d,i}}{\delta_{dy}} = \frac{\delta_d C_{d1} \omega}{F_{dy} \sqrt{1 + \lambda^2}} \quad \mu_d = (1 + 0.25\lambda + 0.15\lambda^2)(\mu_a - 1) + 1$$

・粘性ダンパー

速度の指数乗に比例して力を発揮する粘性ダンパーについては以下の近似式を適用できる。粘性ダンパー部の速度比例係数を Cd、速度の指数乗の係数を  $\alpha$  ( $0 < \alpha < 1$ )、内部剛性を Kd、支持材剛性を Kc、等価支持材剛性を  $K_b = (KdKc)/(Kd+Kc)$  とする。静的付加系要素は 1 次剛性 Ka1、2 次剛性 Ka2 のバイリニアモデルとする。

$$K_1 = K_b \quad K_2 = \alpha K'_a \quad E_d = 4e^{-0.24\alpha} K''_d u_d^2$$

$$K'_a = K_b \frac{(K''_d/K_b)^{1+\alpha}}{1 + (K''_d/K_b)^{1+\alpha}} \quad \frac{u_d}{u_a} = \frac{1 + (\alpha^{0.65} - 1) \cdot {}_p K''_d / K_b}{(1 + ({}_p K''_d / K_b)^{0.5\alpha})} \geq 0$$

$$K''_d = {}_p K''_d \cdot (u_d/u_a)^{\alpha-1} \quad {}_p K''_d = C_d \cdot \omega^\alpha \cdot u_a^{\alpha-1}$$

3) 静的弾塑性解析結果の等価 1 自由度系縮約

静的解析結果に基づく等価 1 自由度系への縮約は限界耐力計算法と同様の方法で行う。前節で示した静的付加系要素を組み込んだ骨組モデルを作成し、Ai 分布荷重により静的荷重増分解析を行なう。下式により静的荷重増分解析における各ステップの節点変位と水平力を用いて等価 1 自由度系への縮約を行い、代表変位 Sd、加速度 Sa、等価周期 Teq、等価質量 Meq を計算する。

$$S_d = \frac{\sum_i m_i \delta_i^2}{\sum_i m_i \delta_i}, \quad S_a = \frac{\sum_i P_i \delta_i}{\sum_i m_i \delta_i}, \quad T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}, \quad M_{eq} = \frac{\left( \sum_i m_i \delta_i \right)^2}{\sum_i m_i \delta_i^2}$$

ここに  $m_i$ : i 階の質量,  $\delta_i$ : i 階の変位,  $P_i$ : i 階の水平力

4) 等価減衰定数の計算

静的荷重増分解析の各ステップ(n ステップ)において、定常状態における減衰定数 hc,n を(2.3)式により計算する。Ed,n は n ステップにおける付加系変位を振幅とする定常調和外力下の定常状態履歴面積である。Rk は速度依存ダンパーの種類に依存する非定常低減係数で、本来は(2.5,2.6)式の適用時に考慮すべきであるが、異種のダンパーが混在する場合に配慮し(2.3)式の時点で適用する必要がある。

$$h_{c,n} = h_0 + h_{cp,n} = h_0 + \frac{\sum_k h_{dk,n} W_{dk,n} + \sum_m h_{m,n} W_{m,n}}{W_n} = h_0 + \frac{E_{d,n}}{4\pi W_n} + \frac{E_{m,n}}{4\pi W_n} \quad (2.3)$$

$$E_{d,n} = \sum_k R_k \cdot e_{dk,n} \quad (2.4)$$

なお、告示では主架構の塑性化による Em,n については異なった扱いであるが、ダンパーと統一した扱いとなっている。

当該 n ステップにおける等価減衰定数は非定常応答の考慮方法の違いにより 2 通りの方法がある。(2.5)式は定常状態を 0.8 倍するものであり。(2.6)式は Sd 上で平均化するものである(図 2.15)。

$$h_{eq,n} = h_0 + 0.8h_{cp,n} \quad (2.5)$$

$$h_{eq,n} = h_0 + \frac{1}{S_{d,n}} \int_0^{S_{d,n}} h_c dS_d \cong h_0 + \frac{1}{S_{d,n}} \sum_{i=2}^n \frac{1}{2} (h_{cp,i-1} + h_{cp,i}) \cdot \Delta S_{d,i-1}$$

$$= h_0 + \frac{1}{S_{d,n}} \sum_{i=2}^n \frac{1}{2} \left( \frac{E_{d,i-1}}{4\pi W_{i-1}} + \frac{E_{d,i}}{4\pi W_i} \right) \cdot \Delta S_{d,i-1} + \frac{1}{S_{d,n}} \sum_{i=2}^n \frac{1}{2} \left( \frac{E_{m,i-1}}{4\pi W_{i-1}} + \frac{E_{m,i}}{4\pi W_i} \right) \cdot \Delta S_{d,i-1} \quad (2.6)$$

(解説)

平均減衰法を適用するにあたり、各変位振幅の定常状態における減衰定数  $h_c$  を  $S_d$  の関数と見なし、図 2.15、(2.6)式に示すように、各荷重増分解析ステップにおいて離散的に得られる  $i$  ステップの定常状態における減衰定数  $h_{c,i}$  値を当該  $n$  ステップの  $S_{d,n}$  まで台形積分し当該  $S_{d,n}$  で割ることにより平均化して等価減衰定数  $h_{eq,n}$  を計算する。この方法は異種のダンパーが混在する場合にも適用可能である。式中の  $W_i$ 、 $E_{d,i}$ 、 $E_{m,j}$  はそれぞれ  $i$  ステップにおける全ポテンシャルエネルギー、全付加系の定常状態履歴面積、全柱梁塑性化部材の定常状態履歴面積である。 $E_{d,i}$  は各ステップにおける仮想動的付加系の履歴面積の集計値で、 $e_{dk,i}$  は各付加系の定常状態履歴面積、 $R_k$  は付加系の種類毎の非常応答特性を反映した低減係数  $\gamma$  である。また、各項を分離してそれぞれ積分平均した形で示すと、各項はそれぞれ構造減衰、付加系による減衰、主架構の履歴減衰の寄与分として表現できる。

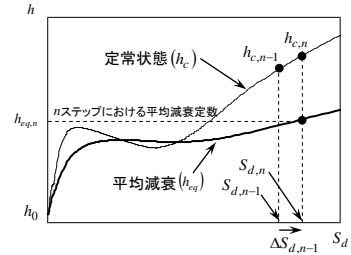


図2.15 減衰定数の平均化

5)速度依存型ダンパーの精算法による各ステップの履歴面積の計算

静的解析の各ステップにおいて、付加系の変位  $u_a$  から仮想動的付加系変位  $u_a^*$  とその定常状態を計算し、その履歴面積  $ed$  を求める。この履歴面積を(2.4)式に代入し、付加系の定常状態における等価減衰定数を計算する。なお、付加系最大力は応答予測点における付加系変位から同様に仮想動的付加系履歴を計算し、その最大力とする(図 2.16)。

$$u_a^* = u_a + f_a / K_v \tag{2.7}$$

6)応答スペクトルによる応答予測点の計算

基準となる応答スペクトルに対する応答低減係数の計算には(2.8)式の笠井式 4,5)を用いる。

$$D_n(h_{eq}) = \sqrt{(1 + \beta h_0) / (1 + \beta h_{eq})} \quad \beta = 40 \tag{2.8}$$

基準となる応答スペクトルは減衰定数  $h_0=0.05$  の変位応答スペクトルとする。応答予測点の計算に先立って、図 2.17 に示すように  $h_0=0.05$  の基準となる擬似速度応答スペクトルについて初期剛性時の周期  $T_0$  から当該周期  $T_n$  まで平均化し、変動周期の影響を予め反映したスペクトルを用いて応答変位の予測を行なう。

$$\bar{S}_{pv}(T_n) = \frac{1}{T_n - T_0} \int_{T_0}^{T_n} S_{pv}(T) dT \tag{2.9}$$

(解説)

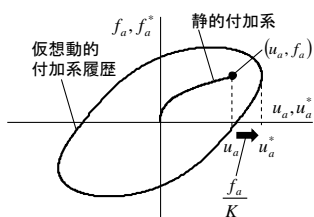


図2.16 付加系履歴面積・最大力の計算

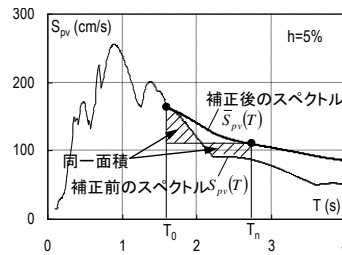


図2.17 スペクトルの補正

$D_h$  式中の係数  $\beta=25$  は多数の観測地震動について、 $\beta=75$  は BCJ-L2 などの人工地震動について誤差が少なくなるように定められた値であるが、係数  $\beta$  を変更することによって特定の地震動に整合させることができる特徴がある。

図 2.18 に 14 階建て制振建物における(2.8)式による  $D_h$  式の  $\beta$  をそれぞれ 25,75 としたときの代表変位について、時刻歴解析による最大応答値  $S_{d,dyna}$  に対する等価線形化法による予測値  $S_{d,static}$  の比を取り縦軸に示す。告示波については、位相の異なる 8 波の平均値を丸印、その分布を実線で示す。オイル、粘弾性については(2.4)式で  $R=1.0$  の場合に加えて、非常応答の減衰効果低減に関する既往の研究 8)に基づき、 $R=0.8$ (オイル)、 $0.9$ (弾塑性)とする検討も行なう。図中  $R=1.0$  を白丸、 $R=0.8, 0.9$  を黒丸で表す。

オイル, 粘弾性について非定常応答の減衰効果低減を考慮すると, 各制振構造について破線の楕円で示すように, 告示波では  $\beta=75$ , 観測波では  $\beta=25$  において予測精度が高く, 文献 9)の結果とも整合している。

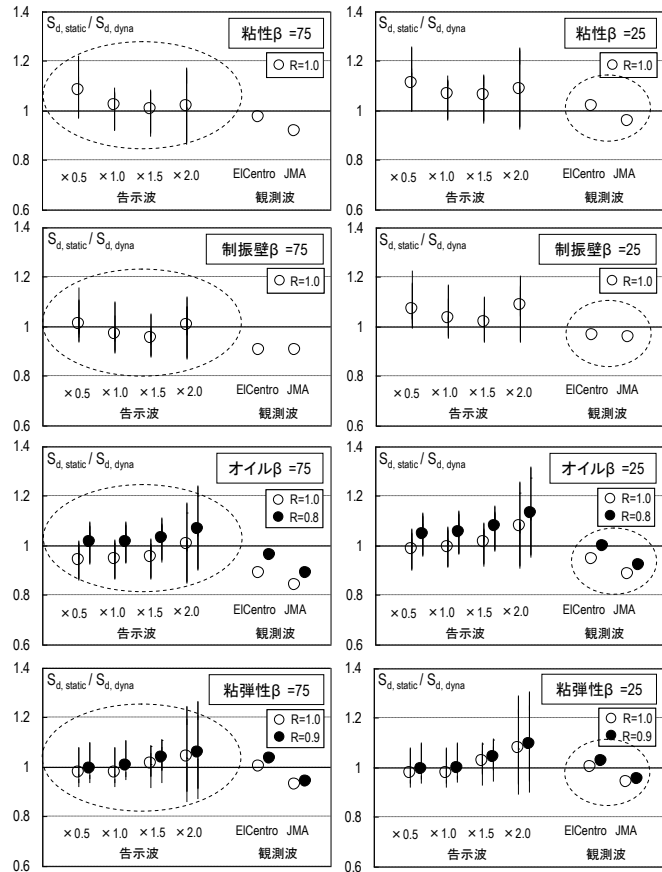


図 2.18  $S_d$  の予測精度 (静的解析予測値/時刻歴解析値)

7) 付加系周辺部材設計のための付加系最大力の予測

付加系に作用する最大力は、1次モードに基づく予測値を高次モードの速度応答の影響を加味して適切に割り増して計算し、その力を付加系設置位置に荷重として与え、主架構の安全性を検討する。

(解説)

付加系の応答速度は応答変形に比べて高次モードの影響を受け易く、1次モードの固有周期から予測した疑似速度の予測値に比べて速度応答値大きくなる(図 2.19,2.20)。主架構の設計では、検討用の付加系最大荷重にこの影響を見込んで適切に割り増す必要がある。図 2.21 のように 14 階建て制振建物の例では最上層部では予測値に対して 4 倍程度大きくなる。

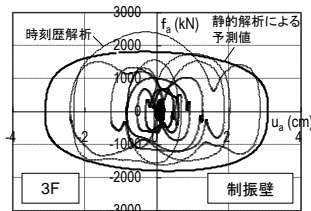


図 2.19 付加系履歴形状の比較

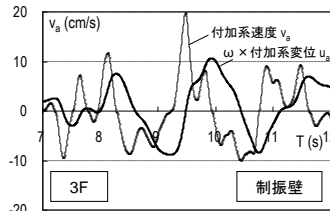


図 2.20 付加系速度・疑似速度時刻歴

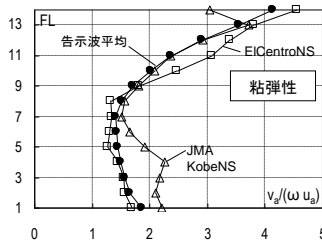
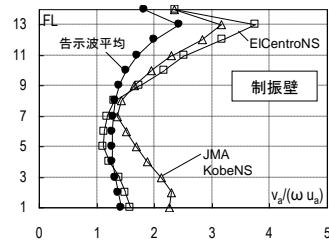


図 2.21 付加系の擬似速度に対する最大応答速度の比

## 参考文献

- 1) 柴田明徳：最新 耐震構造解析，森北出版，1981.6
- 2) 倉本洋，勅使川原正臣，小鹿紀英，五十田博：多層建築物の等価 1 自由度系縮約法と地震応答予測精度，日本建築学会構造系論文集，NO.546，pp.79-85，2001.8
- 3) 国土交通省建築研究所，他 3 団体：2001 年版 限界耐力計算法の計算例とその解説，工学図書，2001.3.
- 4) 笠井和彦，伊藤浩資，渡辺厚：等価線形化手法による一質点系弾塑性構造の最大応答予測法，日本建築学会構造系論文集，NO.571，pp.53-62，2003.9
- 5) 笠井和彦，伊藤浩資：弾塑性ダンパーの剛性・降伏力・塑性率の調節による制振構造の応答制御手法，日本建築学会構造系論文集，NO.595，pp.45-55，2005.9
- 6) 竹内徹，市川康，中島秀雄，笠井和彦：ダンパーが不均等配置された多層パッシブ制振構造の応答予測，日本建築学会構造系論文集，NO.583，pp.115，2004.9.
- 7) 石井正人，和田章：履歴型ダンパーを設置した鋼構造建物の等価線形化法による地震応答予測，日本建築学会構造系論文集，NO.632，pp.1735-1743，2008.10
- 8) 石井正人，和田章：速度の指数乗に比例して力を発揮する粘性ダンパーを設置した鋼構造建物の等価線形化法による地震応答予測，日本建築学会構造系論文集，NO.635，pp.65-73，2009.1
- 9) 笠井和彦，大熊潔：振動数に依存する制振構造の等価周期・等価減衰の評価法とその精度—弾性架構と粘弾性ダンパーやオイルダンパーをもつ一質点構造における全体減衰系への置換法—，日本建築学会構造系論文集，NO.580，pp.51-59，2004.6



参考資料 4-F 高次モード応答評価

1. 高次モード応答せん断力

建築物の*i*層における最大層せん断力の高次モード成分 ${}_h Q_i$ は、弾性2次モード成分 ${}_2 Q_i$ と想定する地震動における地動の最大加速度 $\ddot{x}_{0max}$ を用いて次式により算定する。

$${}_h Q_i = \sqrt{{}_2 Q_i^2 + \left\{ \sum_{j=1}^N m_j \left( 1 - \sum_{s=1}^2 \beta_{\cdot s} u_j \right) \cdot \ddot{x}_{0max} \right\}^2} \quad (1)$$

ここで、 ${}_2 Q_i = \sum_{j=1}^N m_j \cdot {}_2 \beta_{\cdot 2} u_j \cdot {}_2 S_a$

$m_j$  : *i*層の質量

${}_2 \beta_{\cdot 2} u_i$  : *i*層における弾性2次モードに対する刺激関数

${}_2 S_a$  : 弾性2次モードに対する加速度応答スペクトル

一方、*i*層における最大層せん断力 $Q_i$ は、限界耐力計算から得られる1次の応答加速度 ${}_1 S_{aCSM}$ を用いて式(3)で与えられる1次モード成分 ${}_1 Q_i$ と式(1)で与えられる高次モード成分 ${}_h Q_i$ を用いて式(2)により算定する。

$$Q_i = \sqrt{{}_1 Q_i^2 + {}_h Q_i^2} \quad (2)$$

$${}_1 Q_i = \sum_{j=1}^N m_j \cdot {}_1 \beta_{\cdot 1} u_j \cdot {}_1 S_{aCSM} \quad (3)$$

なお、式(1)および(3)における1次刺激関数 ${}_1 \beta_{\cdot 1} u_i$ は、限界耐力計算による1次モード応答値をMAP解析結果に基づいて各層に分配して得られる*i*層の1層床位置に対する相対変位 ${}_1 \delta_i$ を用いて次式で与えられる。

$${}_1 \beta_{\cdot 1} u_i = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1 \delta_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1 \delta_i^2} \cdot {}_1 \delta_i \quad (4)$$

2. 高次モード応答層間変形

建築物の*i*層における層間変形の高次モード成分 ${}_{hst} \delta_i$ は、式(5)により算定する。

$${}_{hst} \delta_i = {}_h \beta ({}_h u_i - {}_h u_{i-1}) {}_h S_d \quad (5)$$

ここで、 ${}_h S_d$ および ${}_h \beta_{\cdot h} u_i$ はそれぞれ高次モードに対する代表変位（高次等価変位）および等価刺激関数であり、式(6)および(7)で与えられる。

$${}_h S_d = \frac{\sqrt{\left( {}_2 \overline{M} \cdot {}_2 S_d \right)^2 + \left\{ \left( {}_1 \overline{M}_e - {}_1 \overline{M} \right) {}_1 S_{dCSM} / 2 \right\}^2}}{2 \overline{M} + {}_1 \overline{M}_e - {}_1 \overline{M}} \quad (6)$$

$${}_h \beta_{\cdot h} u_i = {}_2 \beta_{\cdot 2} u_i + {}_1 \beta_{\cdot 1} u_{ei} - {}_1 \beta_{\cdot 1} u_i \quad (7)$$

ここに、 ${}_1 S_{dCSM}$  : 限界耐力計算から得られる1次の応答変位（代表変位）

${}_2 S_d$  : 弾性2次モードに対する変位応答スペクトル

${}_1 \overline{M}$  : 限界耐力計算から得られる1次等価質量

${}_1 \overline{M}_e$  : 弾性1次モードに対する等価質量

${}_2 \overline{M}$  : 弾性2次モードに対する等価質量

${}_1 \beta_{\cdot 1} u_{ei}$  : *i*層における弾性1次モードに対する刺激関数

一方、 $i$ 層における最大層間変形 $_{st}\delta_i$ は、限界耐力計算から得られる1次の応答変位 $_{1}S_{dCSM}$ を用いて式(9)で与えられる1次モード成分 $_{1st}\delta_i$ と式(5)で与えられる高次モード成分 $_{hst}\delta_i$ を用いて式(8)により算定する。

$$_{st}\delta_i = \sqrt{{}_{1st}\delta_i^2 + {}_{hst}\delta_i^2} \quad (8)$$

$$_{1st}\delta_i = {}_1\beta({}_1u_i - {}_1u_{i-1}) {}_1S_{dCSM} \quad (9)$$

【解説】

解図1は最大速度を75cm/secに基準化したEl Centro NS(1940)波に対する12層フレームの等価1自由度系における応答加速度の高次モード成分の時刻歴を示したものである<sup>1)</sup>。同図(a)はベースシアから1次モード成分のみを差し引いた高次モード成分を1次等価質量で除した値である $(Q_B(t) - {}_1Q_B(t)) / {}_1\bar{M}$ を、(b)はさらに2次モード成分も差し引いた値である $(Q_B(t) - {}_1Q_B(t) - {}_2Q_B(t)) / {}_1\bar{M}$ をそれぞれ実線で示している。一方、点線は次式による推定値 ${}_hS_a^{pre}(t)$ を表している。

$${}_hS_a^{pre}(t) = -\frac{\left(M - \sum_{s=1}^k {}_s\bar{M}\right)}{{}_1\bar{M}} \cdot \ddot{x}_0(t) = -\frac{{}_r\bar{M}}{{}_1\bar{M}} \cdot \ddot{x}_0(t) \quad \text{解(1)}$$

ここで、 $k$  = 考慮するモード数(解図1(a): 1、同(b): 2)、 $M$  = 総質量、 ${}_r\bar{M}$  = 高次モード成分の等価質量の総和(=  $\sum_{s=k+1}^N {}_s\bar{M}$ )、および $\ddot{x}_0(t)$  = 地動の加速度である。

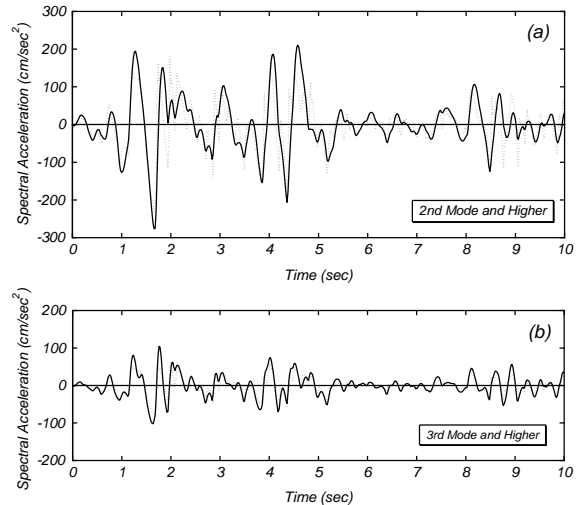
同図より、高次モード成分の時刻歴は解(1)式で与えられる推定値 ${}_hS_a^{pre}(t)$ と良好な対応関係にあることが認められ、壁谷澤<sup>2)</sup>および滝澤<sup>3)</sup>が指摘しているように、地動の加速度 $\ddot{x}_0(t)$ に概ね比例する結果となっている。特に、2次モードまでを考慮した場合には、1次モードのみの場合に比して推定精度が向上することが見てとれる。

一方、ベースシアの高次モード成分の時刻歴 ${}_hQ_B(t)$ は次式で与えられる<sup>1)</sup>。

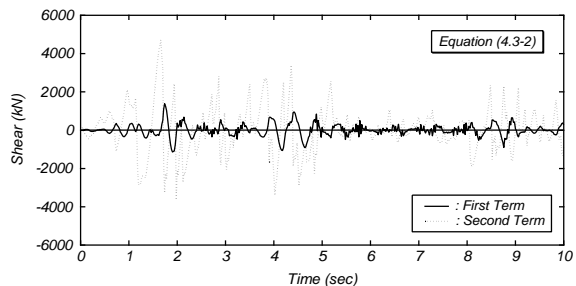
$${}_hQ_B(t) = Q_B(t) - {}_1Q_B(t) = -\sum_{s=2}^N {}_s\bar{M} \cdot {}_sS_a(t) - {}_r\bar{M} \cdot \ddot{x}_0(t) \quad \text{解(2)}$$

解図2は解(2)式の右辺第一項(実線)と第二項(破線)を比較したものである。同図より、第一項が第二項に比してかなり小さな値となっていることが認められる。これは、 ${}_sS_a(t)$ の最大値はモード次数に関わらずあまり変わらない(むしろ、高次のものの方が大きい場合もある)が、 ${}_s\bar{M} \cdot {}_sS_a(t)$ の位相がモードによって異なるため、結果として負担せん断力が打ち消し合うことが原因であると説明できよう。ちなみに、解図1(b)に示したように、2次モード成分まで差し引いた高次モード成分では、等価質量の大きな2次モードの影響が取り除かれるため、地動の加速度との線形比例関係がより良好となる。

以上の考察から総合的に判断すると、層せん断



解図1 高次応答加速度の時刻歴



解図2 解(2)式の右辺第一項と第二項の比較



力の高次モード成分の時刻歴  ${}_h Q_i(t)$  は 2 次モード成分  ${}_2 Q_i(t)$  と地動の加速度  $\ddot{x}_0(t)$  を用いて次式で近似できる<sup>1)</sup>。

$${}_h Q_i(t) \approx {}_2 Q_i(t) - \sum_{j=i}^N \left\{ m_j \left( 1 - \sum_{s=1}^2 \beta \cdot_s u_j \right) \right\} \cdot \ddot{x}_0(t) \quad \text{解(3)}$$

最大層せん断力の高次モード成分の算定式である本文(1)式は、解(3)式の関係の基本として、右辺第一項と第二項の位相差に伴う最大応答の非同時性を考慮したものである<sup>4)</sup>。すなわち、本文(1)式は、 ${}_2 Q_i(t)$  の最大値として弾性 2 次モード成分  ${}_2 Q_i$  を選択し、第二項に対して想定する地動の最大加速度  $\ddot{x}_{0\max}$  を用いて、それぞれの成分を二乗和平方で整理したものである。

また、最大層せん断力の算定式も同様に、1 次モード成分と高次モード成分の最大応答の非同時性を考慮して、二乗和平方による本文(2)式で与えることとした<sup>4)</sup>。

一方、各層における層間変形の高次モード成分の時刻歴  ${}_h \delta_i(t)$  は、

$${}_h \delta_i(t) = \delta_i(t) - {}_1 \delta_i(t) \quad \text{解(4)}$$

で与えられる。ここで、高次モード応答成分が“もう一つの等価 1 自由度系”に縮約できると仮定すると、等価変位  ${}_h S_d(t)$  は次式で近似できる。

$${}_h S_d(t) \approx \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot_h \beta \cdot_h u_i \cdot \delta_i(t)}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot_h \beta \cdot_h u_i} \quad \text{解(5)}$$

さらに、“全体応答から 1 次モード成分を取り除いた高次モード応答系では、それを縮約した等価 1 自由度系の最大応答変形時に相当する時刻において等価質量の最も大きな 2 次モードが支配振動モードになる (解図 3 参照)” という重要な性質<sup>1)</sup>を考慮すると、等価刺激関数  ${}_h \beta \cdot_h u_i$  は

$${}_h \beta \cdot_h u_i \approx {}_2 \beta \cdot_2 u_i + {}_1 \beta \cdot_1 u_{ei} - {}_1 \beta \cdot_1 u_i \quad \text{解(6)}$$

で近似でき、解(5)式の右辺の分母および分子はそれぞれ解(7)式および解(8)式で与えることができる。

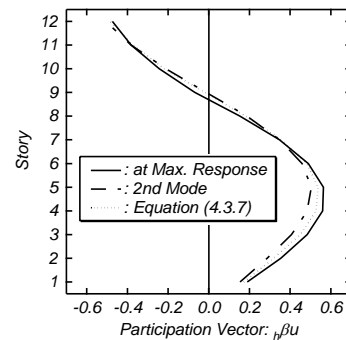
$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^N m_i \cdot_h \beta \cdot_h u_i \cdot \delta_i(t) &= \sum_{s=2}^N \overline{M} \cdot_s S_d(t) + {}_1 \overline{M} \cdot_1 S_{de}(t) - {}_1 \overline{M} \cdot_1 S_d(t) \\ &\approx \sum_{s=2}^3 \overline{M} \cdot_s S_d(t) + {}_1 \overline{M} \cdot_1 S_{de}(t) - {}_1 \overline{M} \cdot_1 S_d(t) \end{aligned} \quad \text{解(7)}$$

$$\sum_{i=1}^N m_i \cdot_h \beta \cdot_h u_i = {}_2 \overline{M} + {}_1 \overline{M} - {}_1 \overline{M} \quad (= {}_h \overline{M}) \quad \text{解(8)}$$

したがって、解(5)式、解(7)式および解(8)式より等価変位の時刻歴  ${}_h S_d(t)$  は次式で与えられる。

$${}_h S_d(t) = \frac{\sum_{s=2}^3 \overline{M} \cdot_s S_d(t) + {}_1 \overline{M} \cdot_1 S_{de}(t) - {}_1 \overline{M} \cdot_1 S_d(t)}{{}_2 \overline{M} + {}_1 \overline{M} - {}_1 \overline{M}} \quad \text{解(9)}$$

最大層間変形の高次モード成分を算定する際に用いる高次等価変位  ${}_h S_d$  の算定式である本文(6)式は、解(9)式に基づいて、各振動モード成分の最大応答の非同時性を考慮した近似式である。また、最大層間変形  ${}_s \delta_i$  の算定式 (本文(8)式) も最大層せん断力の算定式 (本文(2)式) と同様に、1 次モード成分と高次モード成分の最大応答変形の非同時性を考慮して、二乗和平方形式で構築されている<sup>4)</sup>。



解図 3 等価刺激関数

## 参考文献

- 1) 倉本 洋：多層建築物における等価1自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測，日本建築学会構造系論文集，第580号，pp.61-68，2004.6
- 2) 壁谷澤寿海：鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局型耐震設計法に関する研究，東京大学学位請求論文，387pp.，1985.4
- 3) 滝澤春男：梁崩壊型RC架構の動的機構形成時に生じる非降伏部位での応力ピーク値の特定，日本建築学会構造系論文報告集，第389号，pp.66-77，1988.7
- 4) 倉本洋：限界耐力計算による多層建築物の最大地震応答評価における高次モード応答の考慮，日本建築学会構造系論文集，第587号，pp.69-76，2005.1

## 参考資料4-G 限界耐力計算とエネルギー法の併用手法の検討

### 1. はじめに

構造部材の耐力限界は最大変形と累積エネルギーの両者に依存することが指摘されている<sup>1)</sup>。したがって、本来、耐震設計では最大変形と累積エネルギーの両方を評価する必要がある。最大応答値のみを設計規範とする限界耐力計算、および原則的に累積エネルギー量のみを設計規範とするエネルギー法それぞれ単独ではこの問題に対応できない。本章では文献1)の知見に基づき、限界耐力計算とエネルギー法を併用した耐震性能検証法を提案するとともに、本案の妥当性に関する検討結果および解決すべき課題について述べる。

### 2. 併用手法における耐震性能検証方法案

限界耐力計算とエネルギー法を併用した耐震性能検証方法を次のように提案する。

#### ①設計用地震動に関する情報

以下の情報が与えられるものとする。

工学的基盤における加速度応答スペクトル  $S_{aB}$

継続時間  $T_d$

地表面の加速度応答スペクトル  $S_a$  は現行の限界耐力計算告示に定められる方法による表層地盤の増幅率を  $S_{aB}$  に乗じて求める。

#### ②限界耐力計算による最大応答値の算定

限界耐力計算により以下の最大応答値を算定する。

層間変位	$d_i$
基礎からの変位	$\delta_i (= \sum_{j=1}^i d_j)$
層せん断力	$Q_i$
各階に作用する水平力	$P_i (= Q_i - Q_{i+1})$
縮約一自由度系の代表変位	$\Delta_{eq}$
縮約一自由度系の固有周期	$T_{eq}$
縮約一自由度系の減衰定数	$h_{eq}$

ここで、 $i$  は層を表す。

#### ③総入力エネルギー量の算定

総入力エネルギー量を次のように算定する。

$$E_T = \frac{M \cdot V_{ET}^2}{2} \quad (1)$$

ここで、 $M$  : 建物の総質量

$V_{ET}$  : 総入力エネルギー量の等価速度

総入力エネルギー量の等価速度  $V_{ET}$  は次のように算定する。

$$V_{ET} = V_{EC} \cdot \phi \quad (2)$$

ここで、 $V_{EC} = \Delta_{eq} \cdot \omega_{eq} \cdot \sqrt{2\pi \cdot h_{eq}}$

$$\omega_{eq} = \frac{2\pi}{T_{eq}}$$

$\phi$  : 地震動の継続時間  $T_d$  に応じて以下の値とする。

$$T_d \leq 40\text{sec} \text{ のとき} \quad \phi = 2.0 + 0.525 \cdot T_d$$

$$40 < T_d \leq 120 \text{sec} \text{ のとき } \phi = 3.55 + 0.0138 \cdot T_d$$

$$120 \text{sec} < T_d \text{ のとき } \phi = 4.8 + 0.0033 \cdot T_d$$

④各層への入力エネルギー配分

$i$  層の構造躯体に入力されるエネルギー量  $E_{S,i}$  を次のように算定する。

$$E_{S,i} = E_T \cdot D_h \cdot \frac{{}_m\mu_i \cdot d_{y,i} \cdot Q_{y,i}}{\sum_{j=1}^N {}_m\mu_j \cdot d_{y,j} \cdot Q_{y,j}} \quad (3)$$

ここで、 ${}_m\mu_i = \frac{d_i}{d_{y,i}} - 1$  : 最大塑性変形倍率 ( ${}_m\mu_i < 0$  のときは  ${}_m\mu_i = 0$  とする)

$d_{y,i}, Q_{y,i}$  :  $i$  層の降伏変位、降伏耐力

$D_h$  は内部粘性減衰によるエネルギー吸収による低減率で、次のように求める<sup>2)</sup>。

$$D_h = \left( \frac{1}{1 + 3 \cdot h_v + 1.2 \sqrt{h_v}} \right)^2 \quad (4)$$

ここで、 $h_v$  : 内部粘性減衰定数 (=0.05)

⑤各層の限界変位の算定

限界塑性振幅  $\delta_{pu,i}$  を算定する。

$$\delta_{pu,i} = \delta_{pM,i} \cdot \left( \frac{E_{M,i}}{E_{S,i}} \right)^\gamma \quad \text{ただし、} E_{S,i} \leq E_{M,i} \text{ のとき } \delta_{pu,i} = \delta_{pM,i} \quad (5)$$

ここで、 $\delta_{pM,i}, E_{M,i}$  : 半サイクルの履歴で限界に至る時の塑性振幅と吸収エネルギー

$\gamma$  : 構造種別によって定まる係数 S造  $\gamma = 1.0$  RC造  $\gamma = 0.3$

限界変位  $\delta_{u,i}$  を算定する。

$$\delta_{u,i} = \frac{\delta_{pu,i}}{2} + \delta_{y,i} \quad (6)$$

ここで、 $\delta_{y,i}$  : 降伏変位

⑥判定

$d_i \leq \delta_{u,i}$  であることを確認する。

3. 耐震性能検証方法案の理論背景と課題

3.1 総入力エネルギー量

非線形1自由度系を対象として、総入力エネルギー量の等価速度  $V_{ET}$  と最大応答値および地震動の継続時間  $T_d$  の関係が次のように得られている<sup>1)</sup>。

$$V_{ET} = \Delta_{\max} \cdot \omega_{eq,\max} \cdot \sqrt{\frac{h_{eq,\max}}{0.1}} \cdot \frac{0.595 \cdot 10^{\pm 0.084n} \cdot T_d^{0.365}}{(0.0015 \cdot T_d + 0.838)} \quad (7)$$

ここで、 $\Delta_{\max}$  : 一自由度系の最大応答変位

$\omega_{eq,\max}$  : 最大応答時の等価円振動数

$h_{eq,\max}$  : 最大応答時の等価減衰定数

$n$  : 平均値からの隔たりを表す係数

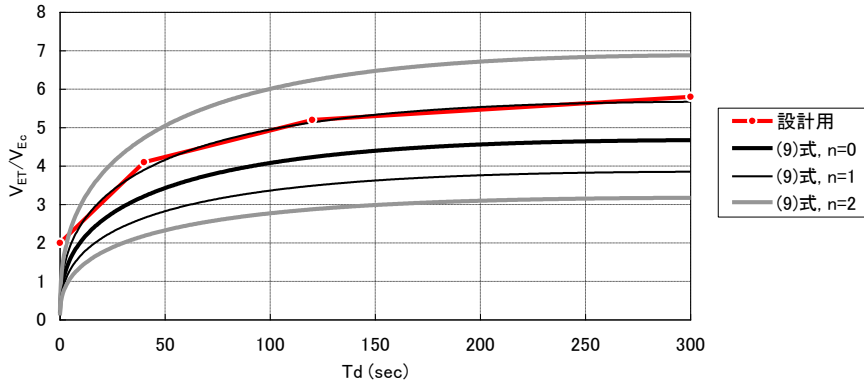


図1 等価繰返し数  $V_{ET}/V_{EC}$  と継続時間  $T_d$  の関係

(7)式では  $T_d$  に対応する  $V_{ET}$  は正規分布をなす確率変数として扱われ、その標準偏差を  $\sigma_v$  とすれば(7)式により平均値  $+n \cdot \sigma_v$  に相当する  $V_{ET}$  が得られる。

ここで、最大応答変位が生じる半サイクルの吸収エネルギー量の等価速度は次のようになる。

$$V_{EC} = \Delta_{\max} \cdot \omega_{eq,\max} \cdot \sqrt{2\pi \cdot h_{eq,\max}} \quad (8)$$

(7)式、(8)式より、

$$\frac{V_{ET}}{V_{EC}} = \sqrt{\frac{1}{0.2\pi} \cdot \frac{0.595 \cdot 10^{\pm 0.084n} \cdot T_d^{0.365}}{(0.0015 \cdot T_d + 0.838)}} \quad (9)$$

(9)式による  $V_{ET}/V_{EC}$  と  $T_d$  の関係は図1のようになる。(2)式における  $\phi$  はこの  $V_{ET}/V_{EC}$  に相当し、最大変形が生じる半サイクルを基準とした地震応答過程における等価繰返し数を表す。(9)式により  $V_{ET}$  を安全側に評価するためには(9)式右辺の  $n$  を2程度以上とするのが妥当と考えられる。しかし、(2)式では、 $V_{EC}$  を算出する際に参照する  $\Delta_{\max}$  等の縮約1自由度系の最大応答値は限界耐力計算により設計用応答スペクトルに基づいて求められること、および設計用応答スペクトルは想定する地震動の応答スペクトルを安全側に平滑化したものであること、すなわち、1自由度系の最大応答値算定の段階ですでに安全率が見込まれていることを考慮して、図1に示すように  $n=1$  とした  $V_{ET}/V_{EC} - T_d$  関係に基づいて  $\phi$  を定式化している。 $\phi$  を決定する際の  $n$  の値の妥当性の検証は今後の課題のひとつである。

また、前述のように(7)式および(9)式は1自由度系に対して適用されるものである。ここで、多自由度系の応答に基づく縮約1自由度系の最大応答値をもとに(7)式または(9)式により多自由度系の  $V_{ET}$  を求めることの妥当性を次のような応答解析シミュレーションにより検証する。

(a) 解析モデル

解析モデルはせん断型5質点系とし、質量の比率は最上階を0.7、その他の階を1とする。各層には主フレームによる弾性剛性と図2のようなNormal Tri-linearの復元力特性を有する履歴要素を設定する。

主フレームの弾性剛性  $k_{se,i} = 0.2 \cdot A_i \cdot \sum_{j=i}^N m_j \cdot g \cdot \frac{1}{H \cdot \gamma_s} \cdot C_{k,i}$  (10)

履歴要素の弾性剛性  $k_{de,i} = 0.2 \cdot A_i \cdot \sum_{j=i}^N m_j \cdot g \cdot \frac{1}{H \cdot \gamma_d}$  (11)

二次降伏せん断力  $Q_{dy2,i} = A_i \cdot \sum_{j=i}^N m_j \cdot g \cdot \alpha_{dy} \cdot C_{q,i}$  (12)

一次降伏せん断力  $Q_{dy1,i} = 0.6 \cdot Q_{dy2,i}$  (13)

一次降伏剛性  $k_{dy1,i} = 0.3 \cdot k_{de,i}$  (14)

二次降伏剛性  $k_{dy2,i} = 0$  (15)

ここで、 $H$  は各階の階高であり、300cmとする。(10)式～(12)式中のパラメータの組合せを次のように設定する。

$$\begin{array}{llllll} \text{Case 1} & \gamma_s = 1/100 & \gamma_d = 1/1000 & \alpha_{dy} = 0.05 & C_{k,i} = (2^{1/N-1})^{-1} & C_{q,i} = 1 \\ \text{Case 2} & \gamma_s = 1/10 & \gamma_d = 1/200 & \alpha_{dy} = 0.30 & C_{k,i} = 1 & C_{q,i} = (1.5^{1/N-1})^{-1} \\ \text{Case 3} & \gamma_s = 1/10 & \gamma_d = 1/200 & \alpha_{dy} = 0.30 & C_{k,i} = 1 & C_{q,i} = (3^{1/N-1})^{-1} \end{array}$$

Case 1では本プロジェクトで対象とする無損傷主フレームに履歴型ダンパーを組み込んだ建物を想定している。主フレームの弾性剛性は(10)式のように層せん断力係数が $0.2A_i$ であるときの各階の層間変形角が $\gamma_s$ となる状態を基準として、それに割り増し係数 $C_{k,i}$ を乗じる。 $C_{k,i}$ は1階で1.0、最上階で2.0とし、中間階は等比分割で設定する。Case 2, 3では一般的な鉄骨造建物を想定している。主フレーム剛性の割増率 $C_{k,i}$ は1.0とする。降伏せん断力の割り増し率 $C_{q,i}$ は1階を1.0、最上階は1.0を超える値とし、中間階は等比分割で設定する。最上階の $C_{q,i}$ はCase 2で1.5、Case 3で3.0であり、Case 3はCase 2と比べて1階へのエネルギー集中の度合い大きい。このほか、2% (瞬間剛性比例)の粘性減衰を考慮する。

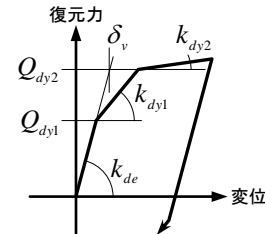


図2 履歴要素の復元力モデル

### (b) 入力波

入力地震動は表1に示す実地震動および模擬地震動とする。Case 1では後述の縮約1自由度系の減衰定数 $h_{eq,max}$ が0.1～0.2程度となるように、Case 2, 3では1階の層間変形角が1/30程度となるように入力強さを調整して用いる。なお、表1中の継続時間 $T_d$ は加速度の二乗累積値が記録終了時の1%に達してから99%になるまでの時間としている。

### (c) 解析結果の評価

多自由度系の応答 $\delta_i(t), P_i(t)$ をもとに次のように1次モード縮約系の応答を求める<sup>3)</sup>。

$$\text{変位} \quad \Delta(t) = \frac{\sum_i m_i \cdot u_i \cdot \delta_i(t)}{\sum_i m_i \cdot u_i} \quad (16)$$

$$\text{加速度} \quad A(t) = \frac{\sum_i u_i \cdot P_i(t)}{\sum_i m_i \cdot u_i} \quad (17)$$

ここで、 $m_i$  :  $i$  階の質量

$u_i$  :  $i$  階の参照モード

$\delta_i(t)$  :  $i$  階の基礎からの変位

$P_i(t)$  :  $i$  階に作用する水平力

動的縮約を行う際の参照モード $u_i$ は多質点系応答解析による各階の正側の最大変位 $\delta_{max,i}^+$ と負側の最大変位 $\delta_{max,i}^-$ の平均とする。

$$u_i = \frac{\delta_{max,i}^+ + \delta_{max,i}^-}{2} \quad (18)$$

$\Delta(t)$ の最大値を $\Delta_{max}$ 、 $\Delta(t) = \Delta_{max}$ となる半サイクルの等価円振動数 $\omega_{eq,max}$ 、等価減衰定数 $h_{eq,max}$ とし、(8)式により $V_{EC}$ を計算する。総入力エネルギーの等価速度 $V_{ET}$ は多質点系の応答から直接求める。

このようにして得られる $V_{ET}/V_{EC}$ と(9)式による $V_{ET}/V_{EC}$ を比較して図3に示す。応答解析による $V_{ET}/V_{EC}$ は(9)式において $n = \pm 2$ とした $V_{ET}/V_{EC}$ の範囲にほぼ含まれており、縮約1自由度系の応答値を介して(9)式により多自由度系の $V_{ET}$ を求めることの妥当性が確認できる。なお参考として、本応答解析による層せ

ん断力係数-層間変位曲線と1次モード縮約系の  $A(t) - \Delta(t)$  関係の例を図4に示す。

表1 検討に用いた地震動  
(a) 実地震動

名称	方向 ※1	地震名称	発生 年月日	記録場所	$T_d$ (9.sec)		
El Centro	NS	Imperial Valley	1940 05/18	Imperial valley irrigation district	33.73		
	EW				37.13		
Taft	NS	Kern county	1952 07/21	Taft Lincoln school tunnel	41.97		
	EW				41.10		
仙台501	NS	宮城県北部	1962 04/30	東北大学工学部	12.71		
	EW				12.73		
八戸	NS	十勝沖1968	1968 05/16	八戸港湾	32.87		
	EW				32.40		
TH030-1FL	NS	宮城県沖	1978 06/12	東北大学	31.90		
	EW				34.64		
Sepulveda	NS	Northridge	1994 01/17	Sepulveda VA hosp.	17.48		
	EW				17.89		
Sylmer	NS			Olive veiw FF	10.85		
	EW				17.04		
Tarzana	NS			Tarzana-Cedar hill nersery A	19.06		
	EW				16.89		
JMA神戸	NS	兵庫県南部	1995 01/17	神戸海洋気象台	14.35		
	EW				14.85		
葺合	NS	大阪ガス葺合	1995 01/17	大阪ガス葺合	11.51		
	EW				14.92		
Kocaeli	NS	Kocaeli (トルコ)	1999 08/17	Yarimca-Petkim	48.96		
	EW				49.00		
釧路 <sup>4)</sup>	NS	十勝沖2003	2003 09/26	釧路市西港1丁目	57.92		
	EW				48.82		
苫小牧 <sup>4)</sup>	NS			苫小牧市末広町1-1-1	140.98		
	EW				140.36		
室蘭 <sup>4)</sup>	NS			室蘭市祝津町1-1-6	71.36		
	EW				77.41		
浦河 <sup>4)</sup>	NS			浦河郡浦河町大通1	63.13		
	EW				59.18		
十勝 <sup>4)</sup>	NS			広尾郡広尾町会所前4-25	69.52		
	EW				68.90		
川口 <sup>5)</sup>	NS			新潟中越	2004 10/23	北魚沼郡川口町大字川口	15.56
	EW						16.88
小千谷 <sup>5)</sup>	NS	小千谷市城内	2004 10/23	小千谷市城内	19.32		
	EW				19.20		

(b) 想定模擬地震動

名称	方向 ※1	想定地震	$T_d$ (9.sec)
静岡S2 <sup>※2</sup>	VP	東海地震	26.24
富士S2 <sup>※2</sup>	VP		19.19
OSA <sup>18)</sup>	NS	南海地震	299.65
	EW		281.93

※1 NS：南北，EW：東西，VP：速度主軸

※2 中央防災会議による工学的基盤波および静岡市内，富士市内の表層地盤構成<sup>17)</sup>を用いて計算した地表面波。

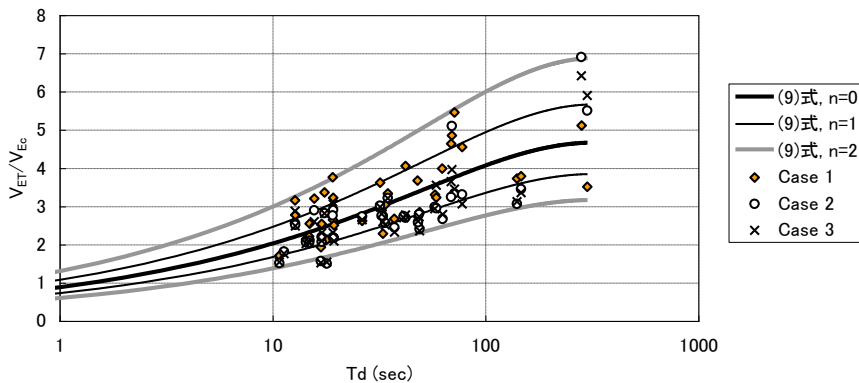
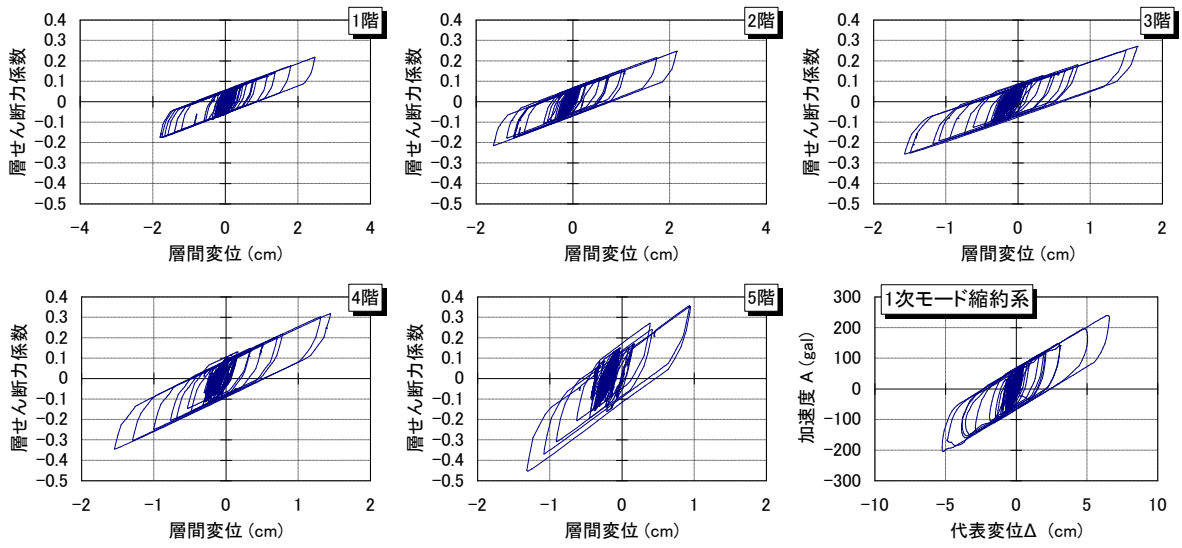
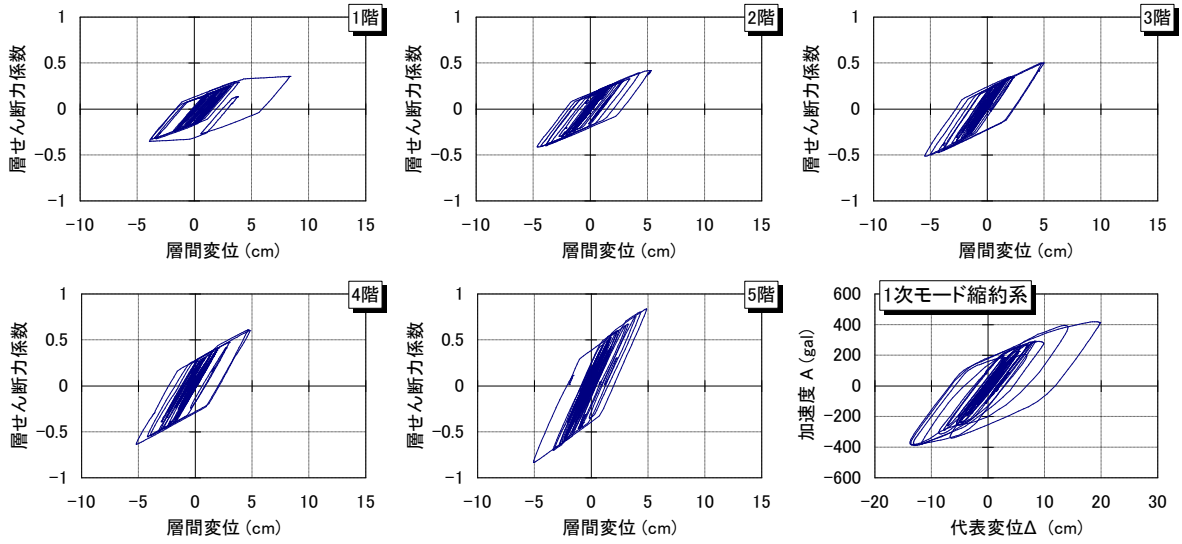


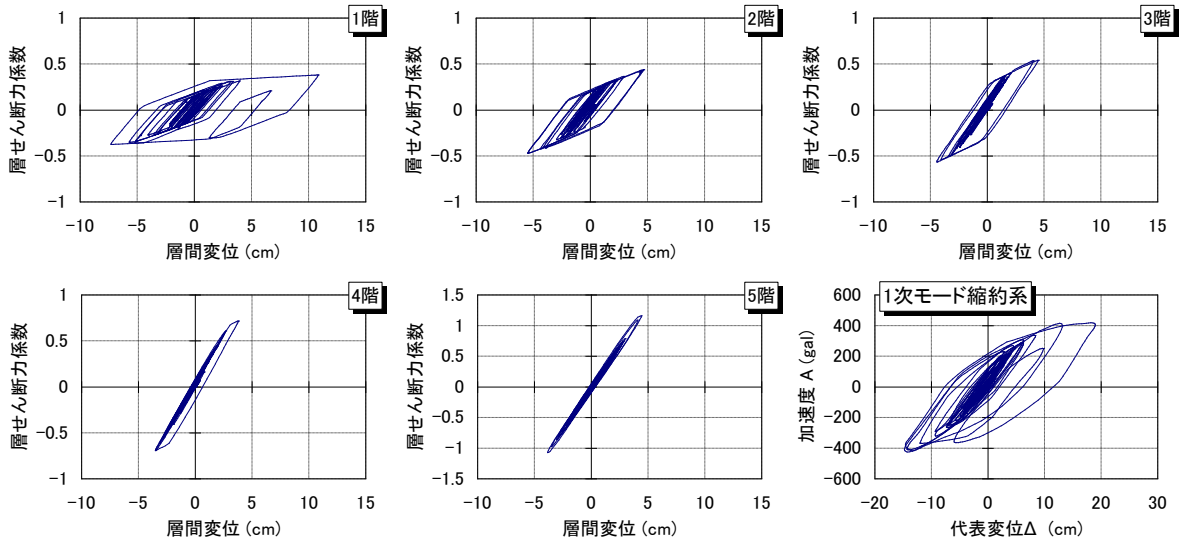
図3  $V_{ET}/V_{EC} - T_d$  関係 (近似理論値と解析値の比較)



(a) Case 1 (El Centro NS×1.0倍)



(b) Case 2 (El Centro NS×2.5倍)



(c) Case 3 (El Centro NS×2.5倍)

図4 応答解析による層せん断力係数-層間変位曲線の例



### 3.2 各層へのエネルギー配分

最大塑性変形倍率分布  $\mu'$  と累積塑性変形倍率分布  $\eta'$  を次のように定義する。

$$\mu'_i = \frac{m \mu_i}{\sum_{j=1}^m \mu_j} \tag{19}$$

$$\eta'_i = \frac{\eta_i}{\sum_{j=1}^N \eta_j} \tag{20}$$

ここで、  $m \mu_i = \frac{d_{\max,i}^+ + d_{\max,i}^-}{2 \cdot \delta_{v,i}} - 1$     $\eta_i = \frac{E_{T,i}}{Q_{dy2,i} \cdot \delta_{v,i}}$     $\delta_{v,i} = \frac{Q_{dy2,i}}{k_{de,i}}$

前項に示す応答解析シミュレーション結果による  $\mu'_i$  と  $\eta'_i$  の関係を図5に示す。 $\mu'_i$  と  $\eta'_i$  はほぼ一致しており、 $\mu'_i$  の値を  $\eta'_i$  の値をみなせる。したがって、 $\mu'_i$  に降伏耐力と降伏変位を乗じた値の比率をエネルギー配分とすることができる。

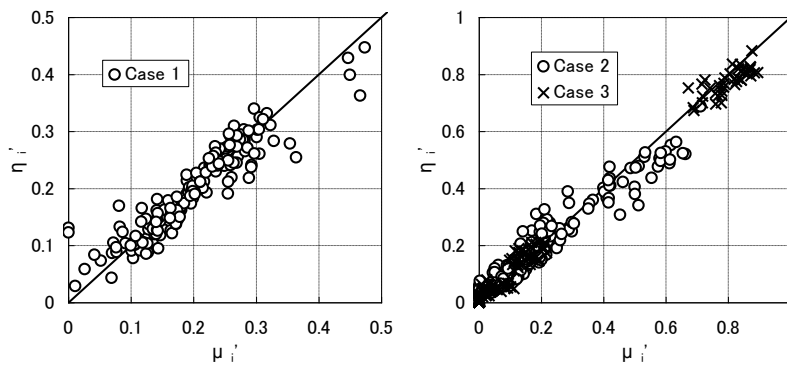


図5 応答解析による  $\mu'_i$  と  $\eta'_i$  の関係

### 3.3 各層の限界変位

ここでは限界塑性振幅  $\delta_{pu,i}$  を算定に用いる(5)式の係数  $\gamma$  を文献1)による調査結果に基づき、S造で1.0、RC造で0.3としている。しかし、文献1)の調査対象は極めて限られているので、今後、 $\gamma$  に関する情報を蓄積して、 $\gamma$  の妥当性を検証する必要がある。

### 参考文献

- 1) 三宅辰哉：耐震設計規範としての最大応答と累積応答の関係に関する考察，日本建築学会構造系論文集，第599号，2006.1
- 2) 秋山 宏：建築物の極限耐震設計，1980.9.25，東京大学出版会
- 3) Kuramoto H., et al.：Predicting the Earthquake Response of Buildings Using Equivalent Single Degree of Freedom System, Proceedings of 12<sup>th</sup> WCEE, Auckland, New Zealand, Paper No. 1039 (CD-ROM), 2000.1
- 4) 港湾空港技術研究所：港湾地域強震観測，同研究所ホームページ
- 5) 気象庁ホームページ



参考資料 4-H 偏心建築物の地震応答評価

1. 偏心建築物の等価 1 自由度系縮約

偏心建築物の等価 1 自由度系における代表せん断力 (加速度)  ${}_i S_a$  および代表変位  ${}_i S_d$  はそれぞれ(1)式および(2)式で与えられる。

$${}_i S_a = \frac{\{ {}_i \delta \}^T \{ {}_i P \}}{\{ {}_i \delta \}^T [M] \{ I \}_x} \tag{1}$$

$${}_i S_d = \frac{\{ {}_i \delta \}^T [M] \{ {}_i \delta \}}{\{ {}_i \delta \}^T [M] \{ I \}_x} \tag{2}$$

ここに、 $[M]$  : 質量マトリクス

$\{ {}_i P \}$  : 1 次の外力ベクトル ( $= \{ \{ {}_i P_x \}^T, \{ {}_i P_y \}^T, \{ {}_i P_z \}^T \}^T$ )

$\{ {}_i \delta \}$  : 1 次の変位ベクトル ( $= \{ \{ {}_i \delta_x \}^T, \{ {}_i \delta_y \}^T, \{ {}_i \delta_z \}^T \}^T$ )

$\{ I \}_x$  : 外力分布ベクトル ( $= \{ \{ I \}^T, \{ \theta \}^T, \{ \theta \}^T \}^T$ )

なお、 $\{ {}_i P \}$  および  $\{ {}_i \delta \}$  は立体モデルによるモード適応型静的非線形荷重増分解析 (MAP 解析) より得られる。

2. 偏心建築物の最大地震応答値

偏心建築物の  $i$  層の重心位置における  $k$  方向 ( $k = x, y, z$ ) の層せん断力  $Q_{ki}$  は、(1)式で与えられる等価 1 自由度系の代表加速度  ${}_i S_a$  を用いて(4)式により評価される 1 次モード成分  ${}_1 Q_{ki}$  と(5)式で与えられる高次モード成分  ${}_h Q_{ki}$  に SRSS を適用して(3)式により算定する。

$$Q_{ki} = \sqrt{{}_1 Q_{ki}^2 + {}_h Q_{ki}^2} \tag{3}$$

$${}_1 Q_{ki} = \sum_{j=i}^N m_j \cdot {}_1 \beta \cdot u_{kj} \cdot {}_i S_a \tag{4}$$

$${}_h Q_{ki} = \sqrt{{}_2 Q_{ki}^2 + \left\{ \sum_{j=i}^N m_j \left( 1 - \sum_{s=1}^2 \beta_s \cdot u_{kj} \right) \cdot \ddot{x}_{0\max} \right\}^2} \quad (\text{x 方向}) \tag{5a}$$

$${}_h Q_{ki} = \sqrt{{}_2 Q_{ki}^2 + \left\{ \sum_{j=i}^N m_j \left( 0 - \sum_{s=1}^2 \beta_s \cdot u_{kj} \right) \cdot \ddot{x}_{0\max} \right\}^2} \quad (\text{y および z 方向}) \tag{5b}$$

ここで、 ${}_2 Q_{ki}$  は層せん断力の弾性 2 次モード成分であり、2 次の加速度応答スペクトル  ${}_2 S_a$  を用いて、(6)式で与えられる。

$${}_2 Q_{ki} = \sum_{j=i}^N m_j \cdot {}_2 \beta \cdot u_{kj} \cdot {}_2 S_a \tag{6}$$

また、 $i$  層の重心位置における  $k$  方向の層間変位  ${}_{st} \delta_{ki}$  は、(2)式で与えられる等価 1 自由度系の代表変位  ${}_i S_d$  を用いて(8)式により算定される 1 次モード成分  ${}_{1st} \delta_{ki}$  と(9)式より算定される高次モード成分  ${}_{hst} \delta_{ki}$  に SRSS を適用して(7)式により算定する。

$${}_{st} \delta_{ki} = \sqrt{{}_{1st} \delta_{ki}^2 + {}_{hst} \delta_{ki}^2} \tag{7}$$

$${}_{1st} \delta_{ki} = {}_1 \beta \cdot ({}_i u_{ki} - {}_i u_{ki-1}) \cdot {}_i S_d \tag{8}$$

$${}_{hst} \delta_{ki} = {}_h \beta \cdot ({}_h u_{ki} - {}_h u_{ki-1}) \cdot {}_h S_d \tag{9}$$

ここで、(9)式における  ${}_h S_d$  は 1 次モードの代表変位  ${}_i S_d$  と弾性 2 次モードに対応する代表変位  ${}_2 S_d$  を用いて下式で与えられるものとする。

$${}_h S_d = \frac{\sqrt{\left({}_2 \overline{M} \cdot S_d\right)^2 + \left\{\left({}_i \overline{M} e^{-i \overline{M}}\right) \cdot {}_1 S_d / 2\right\}^2}}{2 \overline{M} + {}_1 \overline{M} e^{-i \overline{M}}} \quad (10)$$

$i$  層における  $k$  方向の 1 次刺激関数  ${}_i \beta \cdot {}_i u_{ki}$  は、MAP 解析から得られる  $i$  層の重心位置における  $k$  方向の 1 層床位置に対する相対変位  ${}_i \delta_{ki}$  を用いて次式により算定する。

$${}_i \beta \cdot {}_i u_{ki} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_i \delta_{xi}}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \left({}_i \delta_{xi}^2 + {}_i \delta_{yi}^2 + {}_i \delta_{zi}^2\right)} \cdot {}_i \delta_{ki} \quad (11)$$

一方、高次モードに対する等価刺激関数  ${}_h \beta \cdot {}_h u_{ki}$  は次式により算定する。

$${}_h \beta \cdot {}_h u_{ki} = {}_2 \beta \cdot {}_2 u_{ki} + {}_1 \beta_e \cdot {}_1 u_{eki} - {}_1 \beta \cdot {}_1 u_{ki} \quad (12)$$

### 【解説】

立体モデルによる静的非線形荷重増分解析を援用した偏心建築物の等価 1 自由度系縮約法<sup>1),2)</sup>を以下に概説する。

$N$  層 2 軸偏心建築物に対して  $x$  方向から地震動が入力される場合の振動方程式は次式によって表される。

$$[M]\{\ddot{\delta}\} + [C]\{\dot{\delta}\} + [K]\{\delta\} = -[M]\{I\}_x \cdot \ddot{x}_0 \quad \text{解(1)}$$

ここに、 $[M]$  : 質量マトリクス

$[C]$  : 減衰マトリクス

$[K]$  : 剛性マトリクス

$\{\delta\}$  : 変位ベクトル ( $= \{\{\delta_x\}^T, \{\delta_y\}^T, \{\delta_z\}^T\}^T$ )

$\{I\}_x$  : 外力分布ベクトル ( $= \{\{I\}^T, \{0\}^T, \{0\}^T\}^T$ )

$\ddot{x}_0$  : 地動加速度

また、 $z$  軸まわりの変位  $\delta_z$  は重心から回転半径  $i$  の位置での回転角  $\theta$  による変位を表すため、 $j$  層の  $z$  軸まわりの変位  $\delta_{zj}$  と回転角  $\theta_j$  には以下の関係がある。

$$\delta_{zj} = i_j \cdot \theta_j \quad \text{解(2)}$$

さらに、解(1)式の解はモードの重ね合わせによって解(3)式のように表すことができ、 $s$  次の刺激係数  ${}_s \beta$  およびモードベクトル  $\{ {}_s U \}$  は解(4)式および解(5)式によって定義される<sup>14)</sup>。

$$\{\delta\} = \sum_{s=1}^{3N} {}_s \beta \{ {}_s U \} {}_s S_d \quad \text{解(3)}$$

$${}_s \beta = \frac{\{ {}_s U \}^T [M] \{ I \}_x}{\{ {}_s U \}^T [M] \{ {}_s U \}} \quad \text{解(4)}$$

$$\{ {}_s U \} = \left\{ \{ {}_s u_x \}^T, \{ {}_s u_y \}^T, \{ {}_s u_z \}^T \right\}^T \quad \text{解(5)}$$

ここで、 ${}_s S_d$  は  $s$  次の代表変位、 $\{ {}_s u_x \}$ 、 $\{ {}_s u_y \}$ 、 $\{ {}_s u_z \}$  はそれぞれ  $s$  次の  $x$  方向、 $y$  方向および  $z$  軸まわりのモードベクトルを表している。変位ベクトルの 1 次モード成分  $\{ {}_1 \delta \}$  は解(3)式より次式で表される。

$$\{ {}_1 \delta \} = {}_1 \beta \{ {}_1 U \} {}_1 S_d \quad \text{解(6)}$$

したがって、1 次のモードベクトル  $\{ {}_1 U \}$  は

$$\{ {}_1 U \} = \frac{\{ {}_1 \delta \}}{{}_1 \beta \cdot {}_1 S_d} \quad \text{解(7)}$$

で与えられる。解(4)式における 1 次の刺激係数  ${}_1 \beta$  に解(7)式を代入すると、1 次の代表変位  ${}_1 S_d$  が次式で得られる。

$${}_1 S_d = \frac{\{ {}_1 \delta \}^T [M] \{ {}_1 \delta \}}{\{ {}_1 \delta \}^T [M] \{ I \}_x} \quad \text{解(8) (本文(2))}$$

一方、復元力ベクトル  $\{R\}$  を解(9)式のように定義すると、解(1)式は解(10)式のようになる。

$$\{R\} = [C]\{\dot{\delta}\} + [K]\{\delta\} \quad \text{解(9)}$$

$$[M]\{\ddot{\delta}\} + \{R\} = -[M]\{I\}_x \cdot \ddot{x}_0 \quad \text{解(10)}$$

さらに、解(10)式の両辺の各項左側に 1 次の刺激関数  ${}_1\beta\{U\}^T$  を乗じて、解(3)式とモードの直交性を考慮すると

$${}_1\bar{M} \cdot {}_1\ddot{S}_d + {}_1R_{eq} = -{}_1\bar{M} \cdot \ddot{x}_0 \quad \text{解(11)}$$

となる。ここで、 ${}_1R_{eq}$  は 1 次の等価復元力であり、解(12)式で与えられる。

$${}_1R_{eq} = {}_1\beta\{U\}^T \{P\} = {}_1\beta\{U\}^T [M] {}_1\beta\{U\} {}_1S_a = {}_1\bar{M} \cdot {}_1S_a \quad \text{解(12)}$$

ここに、 $\{P\}$  : 1 次の外力ベクトル ( $\{P\} = [M] {}_1\beta\{U\} {}_1S_a$ )

${}_1S_a$  : 1 次の代表加速度

解(12)式より、1 次の代表加速度  ${}_1S_a$  は

$${}_1S_a = \frac{{}_1R_{eq}}{{}_1\bar{M}} = \frac{{}_1\beta\{U\}^T \{P\}}{{}_1\bar{M}} \quad \text{解(13)}$$

で与えられる。ここで、1 次の刺激関数  ${}_1\beta\{U\}$  は解(7)式に解(8)式を代入することで解(14)式により表すことができる。また、1 次の等価質量  ${}_1\bar{M}$  は解(15)式で与えられる。

$${}_1\beta\{U\} = \frac{\{I\}_x^T [M] \{I\}_x}{\{I\}_x^T [M] \{I\}_x} \{I\}_x \quad \text{解(14)}$$

$${}_1\bar{M} = \frac{(\{I\}_x^T [M] \{I\}_x)^2}{\{I\}_x^T [M] \{I\}_x} \quad \text{解(15)}$$

したがって、解(13)式に解(14)式および解(15)式を代入すると、 ${}_1S_a$  は次式のように表現できる。

$${}_1S_a = \frac{\{I\}_x^T \{P\}}{\{I\}_x^T [M] \{I\}_x} \quad \text{解(16) (本文(1))}$$

立体モデルによるモード適応型静的非線形荷重増分解析 (MAP 解析) より得られる 1 層床位置に対する 1 次の相対変位  $\{I\}_x$  と 1 次の外力  $\{P\}$  を解(8)式および解(16)式に代入することにより、Capacity Spectrum ( ${}_1S_a - {}_1S_d$  曲線) を描くことができる。なお、MAP 解析に用いられる  $k$  ステップでの 1 次の外力  $\{P_k\}$  は、1 次の代表せん断力の荷重増分  $d_k \bar{Q}$  を用いて解(17)式で与えることができる<sup>38)</sup>。

$$\{P_k\} = \frac{[M] \{I\}_{k-1}}{\{I\}_{k-1}^T [M] \{I\}_x} ({}_1\bar{Q}_{k-1} + d_k \bar{Q}) \quad \text{解(17)}$$

一方、1 次の等価 1 自由度系の代表加速度  ${}_1S_a$ 、等価質量  ${}_1\bar{M}$  およびそのせん断力  ${}_1\bar{Q}$  には解(18)式の関係があり、それに対して 1 次の外力  $\{P\}$  が作用する  $N$  層偏心建築物の  $x$  方向のベースシア  ${}_1Q_{Bx}$  は解(19)式で表すことができる。

$${}_1\bar{Q} = {}_1\bar{M} \cdot {}_1S_a \quad \text{解(18)}$$

$${}_1Q_{Bx} = \sum_{j=1}^N {}_1P_{xj} = \left( \sum_{j=1}^N m_j \cdot {}_1\beta {}_1u_{xj} \right) {}_1S_a = {}_1\bar{M} \cdot {}_1S_a \quad \text{解(19)}$$

すなわち、 ${}_1\bar{Q}$  と  ${}_1Q_{Bx}$  の間には

$${}_1\bar{Q} = {}_1Q_{Bx} \quad \text{解(20)}$$

の関係があり、解(17)式は  $x$  方向のベースシアの 1 次モード成分の増分  $d_k {}_1Q_{Bx}$  を用いて次式のように書き換えることができる。

$$\{P_k\} = \frac{[M] \{I\}_{k-1}}{\{I\}_{k-1}^T [M] \{I\}_x} ({}_1Q_{Bx,k-1} + d_k {}_1Q_{Bx}) \quad \text{解(21)}$$

## 参考文献

- 1) 倉本 洋, 三浦直之, 星 龍典: 単層偏心建築物における等価 1 自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測, 日本建築学会構造系論文集, 第 606 号, pp.123-130, 2006.8
- 2) 星 龍典, 倉本 洋: 多層偏心建築物における等価 1 自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測, 日本建築学会構造系論文集, 第 616 号, pp.89-96, 2007.6

## 参考資料 4-I 床応答絶対加速度スペクトルの算定

### 1. はじめに

総プロでは時刻歴応答解析を行う精算手法のほか、応答スペクトルと等価線形化手法による簡易手法によって構造躯体の地震応答を求めることがある。時刻歴応答解析を行う場合には各床の絶対加速度応答波形から床応答絶対加速度スペクトル（以下、単に「床スペクトル」とよぶ。）を容易に算定できるが、簡易手法による場合には評価用の応答スペクトルのみを設定し、具体的な地震動波形を想定せずに応答評価を行うのが通例であるため、床スペクトルを単純には設定できない。

本稿では、建築物荷重指針・同解説(2004)に示されている「スペクトル変換」<sup>1)</sup>を用いて、(片側)パワースペクトルを介することにより、構造躯体の評価用応答スペクトルから床スペクトルを算定する方法を示している。なお、対象とする建築物は整形でねじれ等を生じないものとし、弾性範囲に留まるものとする。同一階の床の平面的な位置による変動や大スパン構造にみられるような2次元又は3次元的な応答は対象外とする。

### 2. 手順

手順は次のとおりである。

- [1] 評価用応答スペクトル  $S_a$  をパワースペクトル  $G_g(\bar{\omega})$  に変換する。
- [2] 対象建築物の固有値解析を行い、刺激関数  $\beta_n \mathbf{U}_n$  を求める。
- [3] 刺激関数、各モードの減衰定数、[1] のパワースペクトル  $G_g(\bar{\omega})$  から、床(番号を  $j$  とする。)の絶対加速度応答のパワースペクトル  $G_{f(j)}(\bar{\omega})$  (の近似値) を求める。

$$G_{f(j)}(\bar{\omega}) \cong \left[ \sum_{n=1}^N \{ \beta_n U_n(j) \}^2 \cdot \{ D_{acc,n}(\bar{\omega}) \}^2 \right] \cdot G_g(\bar{\omega}) \quad (1)$$

ここで、 $U_n(j)$  は  $n$  次固有モードベクトル  $\mathbf{U}_n$  の第  $j$  成分、 $D_{acc,n}(\bar{\omega})$  は1自由度系の地動加速度と応答絶対加速度との応答倍率(共振曲線)、 $N$  は層数(自由度数)である。

$$\{ D_{acc,n}(\bar{\omega}) \}^2 = \frac{1 + (2h_n \bar{\omega}/\omega_n)^2}{\left\{ 1 - (\bar{\omega}/\omega_n)^2 \right\}^2 + (2h_n \bar{\omega}/\omega_n)^2} \quad (2)$$

ここで、 $\omega_n$  と  $h_n$  は  $n$  次の固有円振動数と減衰定数である。

- [4]  $G_{f(j)}(\bar{\omega})$  を応答スペクトルに変換する。

[1] 及び [4] のスペクトル変換には、文献 1) のエクセルシートを使用する。この際、超過確率 0.5、継続時間 20 秒とした。

### 3. 検証

前章の手順の精度を検証するため、時刻歴応答解析による結果と比較する。

#### 3. 1 対象モデルと地震波

対象モデルは5質点(5自由度)せん断型で、各階の質量は同じとする。1次固有周期を1秒として、逆三角形1次モード(直線モード)となるように各層の剛性を設定した。刺激関数  $\beta_n \mathbf{U}_n$  を図1に示す。減衰は1次が0.02の剛性比例型である。2次及び3次の固有周期は0.41秒、0.26秒であり、減衰定数は0.049、0.077、である。有効質量比は1次から順に、0.818、0.114、0.041となる。

用いた地震波は中小地震レベルとして加速度を0.2倍したEl Centro NSである。

本章では手順[1]でスペクトル変換を用いずに、地震動波形から求められるパワースペクトルを用いている。

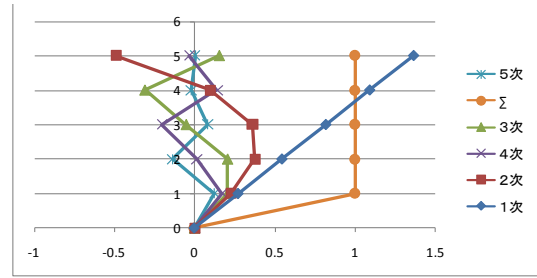


図1 刺激関数

### 3.2 時刻歴応答解析との比較

図2に床スペクトルを示す。青線は時刻歴応答解析による床の絶対加速度応答波形から求めたもの (THA)、赤線は前章の手順によって求めたもの (proposed) である。破線は参考として入力地震波のスペクトル (=1Fの床スペクトル) を示している。proposed は THA に比べてやや小さいが、6F 及び 4F では1次と2次が卓越し、5F では1次と3次が卓越する傾向はよくとらえられている。

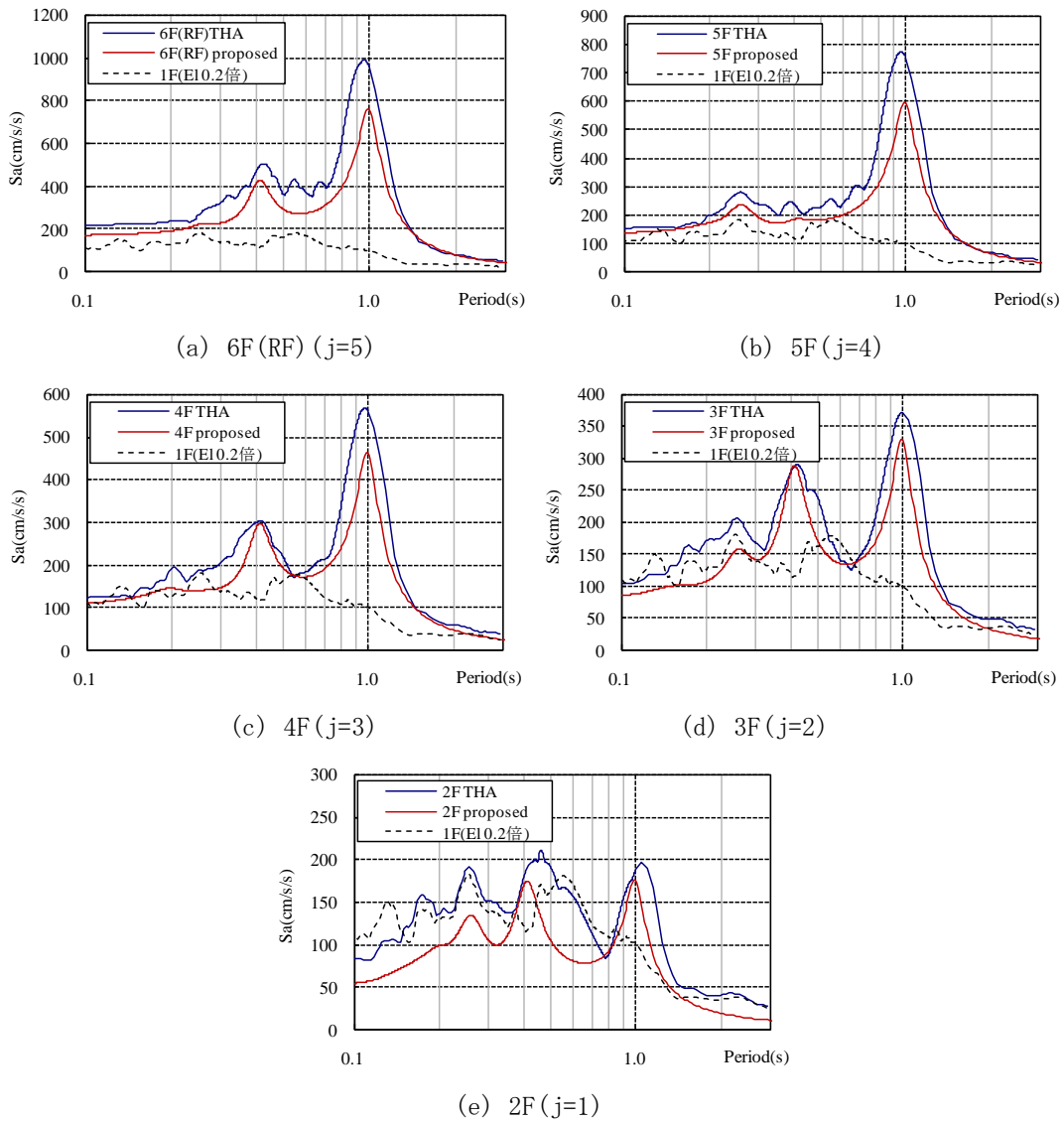


図2 床スペクトル(h=0.05)

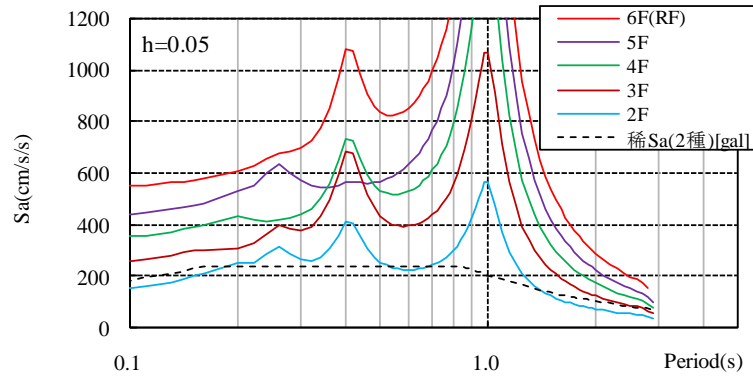


スペクトル変換の際の超過確率や継続時間の値によってスペクトルの大きさを調整することもできるが、この程度の整合性であると了解するに留めておく。

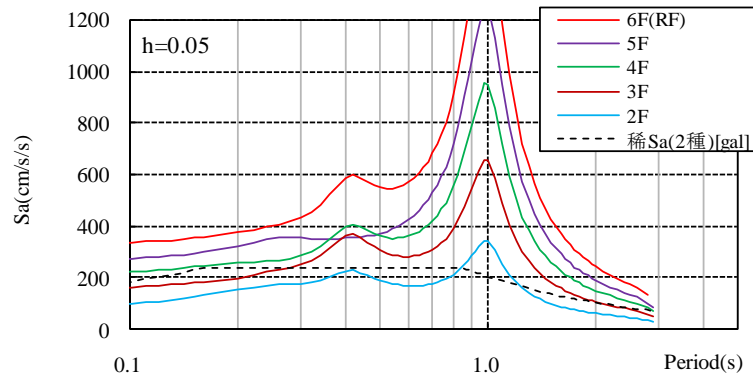
#### 4. 基準法稀地震(L1)から評価される床応答絶対加速度スペクトルの例

基準法の稀地震（総プロではL1と呼称）に対して求められる床スペクトルの例を示す。対象モデルは前章と同じとするが、構造躯体の1次の減衰定数 $h_1$ を前章と同様に2%とした剛性比例型に加えて、限界耐力計算においては減衰定数が5%とされていることに対応させて $h_1$ を5%とした剛性比例型の場合も計算した。構造躯体の減衰定数の違いは式(1)中の $D_{acc,n}(\bar{\omega})$ に反映される。

図3に得られた床スペクトルを示す。



(a)  $h_1 = 0.02$



(b)  $h_1 = 0.05$

図3 基準法の稀地震(L1)から想定される床スペクトルの例 ( $h=0.05$ )

#### 5. おわりに

本稿で示した手順は原理的には弾性応答にしか適用できないが、表層地盤による増幅の評価と同様に<sup>2)</sup>等価線形化が適用できる範囲では近似として弾塑性応答に対しても適用可能と考えられる。

#### 参考文献

- 1) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説(2004)、付7.2 スペクトル変換、pp.514-516、(エクセルによるプログラムは<http://news-sv.aij.or.jp/kouzou/s10/outcome.html>に掲載)
- 2) Schnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B. : SHAKE - A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No. EERC72-12, EERC, 1972



## 参考資料 4-J 天井の耐震性能評価

### 1. 総則

#### 1. 1 一般

本設計法は、「新構造システム建築物」の構造設計における、鋼製下地在来工法天井の耐震設計指針として作成したものである

##### 【解説】

近年、稀に起こる地震動（レベル1地震動）レベルにおいて、主構造体は健全であるにもかかわらず、鋼製下地在来工法天井の大規模な崩落事故が生じていると報告されている。本設計法は、鋼製下地在来工法天井が稀に起こる地震動を受けた場合における耐震性の確保を目的として作成されたものである。

天井工法には鋼製下地在来工法天井のほかシステム天井があるが、システム天井についてはこれまで大規模な崩落事故の報告がなく、天井の構成から部分的なパネルの落下等は起こるものの大規模な崩落を起こす工法でないと考えられるため、本設計法の対象からは除外している。

#### 1. 2 適用範囲

本設計法は、屋内におけるコンクリート床スラブから支持された鋼製下地在来工法天井の設計に適用する。

##### 【解説】

屋外においては、風圧による瞬間的な荷重および長期の繰返し荷重が生じる。本設計法は地震時荷重に対する設計を示したものであるため、屋外における鋼製下地在来工法天井については適用を除外した。また、鋼製下地材が折板から支持される場合も想定されるが、折板の剛性によっては、天井が不測の挙動を起こすことが懸念され、現段階ではその挙動については不明な点が多いため、支持端はコンクリート床スラブに限定した。

#### 1. 3 設計方針

設計者は「稀に発生する地震動（レベル1地震動）」に対して、天井の機能維持を保つことを検証するとともに、「極めて稀に発生する地震動（レベル2地震動）」以上の入力に対しては、フェールセーフによる天井落下の防止対策を講じる。

##### 【解説】

1. 1においても触れたが、近年問題となっているのは稀に起こる地震動（レベル1地震動）において、主構造体は健全であるにもかかわらず、鋼製下地在来工法天井の大規模な崩落事故が生じていることである。設計では、レベル1地震動に対し、耐震性の確保を定量的に示すこととする。

極めて稀に発生する地震動（レベル2地震動）以上の外力については、現在のところ鋼製下地在来工法天井が元来大きな水平力に耐えられる工法および材料を用いてないため、安全性の確保を目標とすることとし、フェールセーフによる防止対策を講じることを義務付けることとした。レベル2地震動以上の外力に対して機能維持を図る場合は、振動台実験等により安全性が確認された天井工法を用いることとする。

## 1. 4 用語

本設計法で用いられる鋼製下地在来工法天井の用語を以下のように定義する

- つりボルト 上端部は床スラブ内インサートに接続され、下端部は野縁受けを支えるハンガと接続される。天井自重を床スラブに伝達させる。
- ハンガ 野縁受けを支え、吊ボルトと接続する。吊ボルトとはナットを用いて取り付けられる。
- 野縁受け 野縁を受ける部材。
- 野縁 天井ボードを受ける部材。天井ボードの目地部以外に用いるシングル野縁と目地部に用いる幅広のダブル野縁がある。
- クリップ 野縁受けと野縁を接続する部材。野縁の種類に応じてシングル野縁用のシングルクリップ、ダブル野縁用のダブルクリップがある。

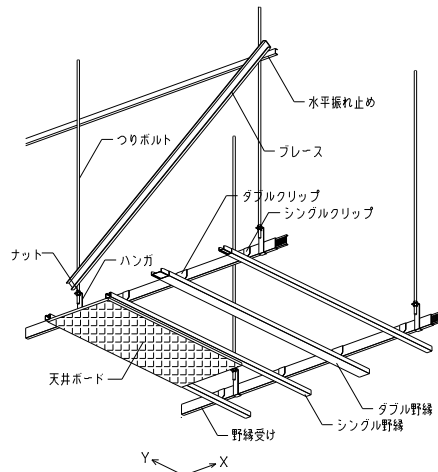
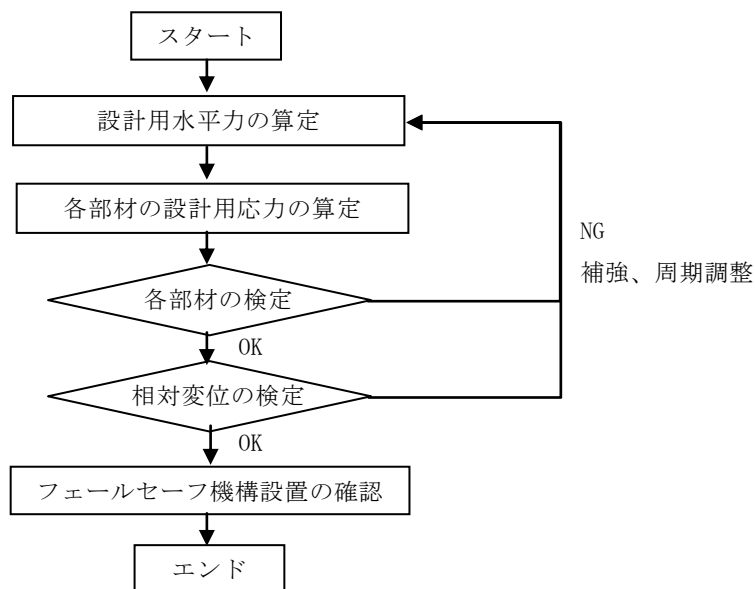


図 1.1 鋼製下地在来工法天井の構成部材

- ブレース (斜め振れ止め) 元来、天井懐が深い場合にのみ設置してきたが、本設計法では耐震要素として評価する。
- 水平振れ止め ブレースと同様、天井懐が深い場合に設置される振れ止め部材であるが、本設計法では耐震要素として評価する。
- 天井ボード 天井仕上げに用いられる石膏ボード等。

## 1. 5 設計フロー

本設計法の設計フローを以下に示す



## 2. 荷重

### 2. 1 一般事項

天井の耐震設計を行う際に想定する荷重は、慣性力による水平力とする。

#### 【解説】

外壁等の非構造部材の設計を行う場合は、地震力として慣性力に荷重のほか、層間変形による強制変位に対するの検証を行っている。しかし、天井の地震被害報告では、層間変形による被害は部分的な被害に留まっている。これは、鋼製下地在来工法天井は、この工法特徴でもある剛性の低い接合部を用いて構成されているために、層間変形に対してはある程度の追従性があるためと考えられる。また、実験的な研究では、大規模な天井全体崩落は慣性力による大きな天井変位により生じることが確認されている。よって、ここでは慣性力による水平力に対して安全性を検証することとした。また、上下動に対しては、鋼製下地在来工法天井を体育館などの大スパンを構成する天井に用いるなどの特殊な場合を除いては、特に考慮しなくても良いこととした。

長期荷重についての検討も本来必要であるが、鋼製下地在来工法天井においては、後に掲げる仕様規定にて通常の長期荷重（天井ボードとして石膏ボード2枚張り程度）に対する性能は確保できているため、本設計法では長期荷重についての検討は省略することができることとした。よって、仕様規定から逸脱する部材配置とする場合や、鋼製下地材に特別な設備荷重などを長期荷重として負担させる場合は、別途長期に対する検討を行わなければならない。

### 2. 2 設計用地震荷重

#### (1) 固定荷重の算定

慣性力による水平力を算定するための天井固定荷重は、建築物の実況に応じて計算を行う。

#### (2) 設計用地震荷重の算定

設計用地震荷重  $Q_E$  は、天井の形態・規模に応じて動的効果を考慮した適切な方法にて設計用地震荷重の算定によるほか、4. 6を満足する場合には次式により算定することができる。

$$Q_E = K \cdot W \quad (1)$$

ここに、 $K$ ：天井の設計用震度係数で天井の固有周期  $T_C$  と建物の固有周期  $T_S$  の比を用いて次式により算定する。

$K=1.25$	$0 < T_C/T_S < 0.5 ; \quad K=2.7$	$0.9 < T_C/T_S < 1.05$
$K=0.8$	$T_C/T_S=1.5 ; \quad K=0.3$	$1.5 < T_C/T_S$

$W$ ：天井の重量 [kN]

#### 【解説】

#### (1) 固定荷重の算定

慣性力による水平力を算定するための天井固定荷重は、建築物の実況に応じて計算を行う。以下に一般的な天井材の重量を示す。

鋼製下地（つりボルト除く）	25	N/m <sup>2</sup>
天井ボード（プラスターボード）	75	N/m <sup>2</sup> /cm
天井ボード（岩面吸音板）	40	N/m <sup>2</sup> /cm

なお、設備機器は上記天井下地材とは別に支持するものし、天井設計用固定荷重には算定しないものとする。

#### (2) 設計用地震荷重の算定

日本建築学会「非構造部材の耐震設計指針・同解説」では天井を含む非構造部材の設計地震力の算定法が記述されており、式（1）中の震度係数  $K$  の算定方法が記載されている。本設計法でもこれに準ずるが、基本的に建物内で天井の設計が変化することは実態としてないこと、天井の減衰定数が3%であることが既往の研究から分かっていることから、建物の周期で強制加振された定常

解から近似的に求める方法とした。図 2.1 は定常解と本設計法での値との関係を示す。

なお、動的効果を考慮した手法による方法を付録に記してある。

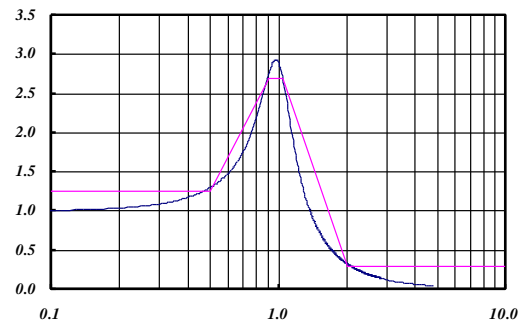


図 2.1 定常振動解と本設計案

### 3. 材料

#### 3. 1 使用材料、許容応力度、すべり耐力および天井の水平剛性

##### (1) 使用材料

天井の鋼製下地材に用いる材料は原則として JIS 適合品とする

##### (2) 基準強度 $F$ [N/mm<sup>2</sup>]

部材の基準強度は、JIS に定められた「降伏点および耐力」うち「降伏点」の値とする。ただし、JIS においても降伏点が定められていない材料については、JIS 中の記述による参考値あるいは化学成分のみが与えられている場合は、これにほぼ同様な化学成分の鋼材の降伏点の値を用いることができる。

##### (3) 許容応力度

設計に用いる短期許容応力度は部材の応力状態に応じて以下のように求める。

引張に対する短期許容応力度  $f_t$  : 基準強度  $F$  とする。

圧縮に対する短期許容応力度  $f_c$  : 座屈を考慮した値とする。

ただし、吊りボルトの細長比は 650 以下とする。

せん断に対する短期許容応力度  $f_s$  :  $F/\sqrt{3}$  とする。

ただし、建築基準法関連の告示平 12 建告第 2464 号第 1・第 3 による「鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに材料強度の基準強度を定める件」に基準強度が示されている材料については、告示に示されている値を採用するものとする。

##### (4) クリップのすべり耐力 $S_c$ [N]

鋼製下地材におけるクリップのすべり耐力  $S_c$  は 200N とする。

#### 【解説】

##### (1) 使用材料

現在流通している天井の鋼製下地材は JIS 適合品および一般材と呼ばれる JIS 適合外品がある。一般に JIS 適合外品は JIS 適合品と比べ部材の板厚が薄い傾向にある。JIS 規格においては、亜鉛めっきの付着量、部材の形状安定性および鉛直方向に対する載荷強さが示されている。これらの性能は最低限保証されるべきであるとし、本設計法では JIS 適合品を使用することとした。

ただし、例えば屋内プールなど鋼材が錆びやすい状況などで、品質確保を目的としてステンレス製下地材を用いる場合などについては、ステンレス製下地に JIS 適合品がないため、JIS 適合外品を用いることを例外的に認められるものとする。一般に、ステンレス製下地は JIS 適合外品であるが、板厚は JIS 適合品と同等である。

##### (2) 基準強度

天井は主要構造部ではないため、建築基準法においては許容応力度設計を行うための材料の規定がない。よって、本設計法により許容応力度設計を行うための許容応力度算定のための基準強度は JIS による「降伏点および耐力」のうち「降伏点」の値を用いることとした。

一般に、鋼製下地材の主な材料は、溶融亜鉛めっき鋼板および鋼帯は JIS G 3302、同じく溶融 55% アルミニウム-亜鉛合金めっき鋼板および鋼帯は JIS G 3321 による材料を用いている。このうち特によく用いられる種類である SGCC, SGC340 および SGC400 について、本設計法における許容応力度を表 3.1 に示した。この表のうち SGCC については、JIS に記載されている降伏点の参考値を、SGC340 については JIS で定められた降伏点を、SGC400 については告示平 12 建告第 2464 号第 1・第 3 による「鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに材料強度の基準強度を定める件」に基準強度が示されているため、告示による値を記載している。また、吊りボルトについては JIS G 3505 が用いられる。JIS G 3505 における SWRM 材は化学成分の規定はあるものの、強度の規定がない。ここでは、SWRM 材については、これと化学組成が近似している SGCC 材と同様の基準強度を用いることとした。

表 3.1 天井に用いられる代表的な材料の基準強度  
(めっき鋼板) (つりボルト)

材料	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
SGCC	205
SGC340	245
SGC400	280

材料	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
SWRM	205

(3) 許容応力度

許容応力度は主要構造において行なわれている同様の方法により算定する。ただし、吊りボルトが圧縮となる場合の細長比の制限については、実情を鑑みるとともに既往の振動台実験などにおいて吊りボルト長が 1,500mm 以下であれば安定した水平力抵抗機構が確認されていることから、650 を上限とした。なお、吊りボルトφ9 が 900mm ピッチで配置されている場合には次式で細長比λを計算することができる。

$$\lambda = \frac{l_k}{i} \cong 390 \tan \theta$$

ここに、

$l_k$ : 座屈長さ[cm],  $i$ : 吊りボルトの断面 2 次半径[cm],  $\theta$ : ブレースと天井面とがなす角度

(4) クリップのすべり耐力

クリップのすべり耐力は実験的な研究により明らかになりつつある。本設計法ではクリップのすべり耐力は表 3.2 の値を用いることとする。

表 3.2 クリップのすべり耐力

部材	許容応力度(N/個)
クリップ	200



## 4. 部材の設計

### 4. 1 設計用応力

地震時における天井の慣性力はすべてブレースにて負担し、直上の床または屋根に伝達されるものとする。安定した水平抵抗機構が確保できるよう、ブレースおよびブレースに取付く部材について、ブレースの設計用軸力を基に力の釣合いから算出した応力を設計用応力とする。

#### 【解説】

#### (1) ブレースに生じる軸力

天井周辺が外周の壁等に密着されている場合は、天井ボードおよび野縁、野縁受けを介して、周辺壁面へ伝達される力もある。しかし、天井規模や周辺壁面剛性により、周辺壁面へ伝わる力の分担率が変化し、定量的に捉えることが困難なため、本設計法では安全側に鋼製下地材ブレースにより慣性力が全て直上の床・屋根へ伝わるものとした。

鋼製下地材ブレースに生じる設計用応力は次のように算定する。

$$P_d = \alpha \times \{F_i / n\} / \cos \theta$$

ここに、

$P_d$  : ブレース設計用軸力 (kN)

$F_i$  : 当該階に天井面に生じる慣性力による水平力 (kN)

$n$  : 天井に取り付くブレースの個数

$\theta$  : ブレースと天井面とがなす角度

$\alpha$  : 1.1 倍以上とする。

設計用応力の算定において、係数  $\alpha$  を乗じているのは、JIS 規格における板厚寸法の許容差が 10% 程度許容されていることを勘案し 1.1 倍以上としている。

天井下地材に安定した水平抵抗機構が形成されるには、ブレースに取付く部材についても検討を行う必要がある。特にブレースに取付く吊ボルトについては、圧縮力を受けた際に水平抵抗機構が損なわれる場合もある。従ってブレースに取付く部材についても、上記に示したブレースに生じる設計用応力を基に、節点の力の釣合いにより設計用応力を求める。

### 4. 2 各部材の設計

各部材は設計用応力に対して短期許容応力度以内であることを確認する。クリップにおいてはすべり耐力以内であることを確認する。

#### 【解説】

各部材の設計は、主要構造体の損傷限界設計と同様に、短期許容応力度による確認を行う。ただし、クリップにおいては、許容応力度設計ではなく、すべり耐力の確認を行い部材の設計とする。この点については、天井の大規模な崩落は、クリップのすべり、はずれが基端となり生じているとの研究結果があることから、すべり耐力での検証で問題はないと判断した。また、ハンガについてはすべり現象が発生することは確認されているが、このことが直接天井の落下につながるというデータがないために確認事項から除外した。この点については今後の研究が望まれる。

### 4. 4 躯体との相対変位の検定

地震時に天井が躯体あるいは間仕切り壁などと接触・衝突が発生しないことを両間の相対変位を基に確認する。相対変位は、動的解析や実験などによる他に、4. 6 に示すその他仕様規定を満足し、かつ、天井面が平面である場合には設計用地震荷重および天井の水平剛性から求めることができる。

#### 【解説】

本設計法では天井と周囲の構造材または間仕切り壁などの非構造材との間にクリアランスを設けることとしている。これは、既往の振動台実験において天井が周囲の拘束材に衝突することにより

被害が発生するという事実に基づいている。天井の吊り位置からの相対変位は設計用せん断力と天井が有する水平剛性から算定する。天井の水平剛性は、鋼製下地材間の接合部が所謂ピン接合や剛接合という接合条件にはならず接合金物の影響を強く受けること、また、部材間に大きな偏心が存在すること、などの理由から、使用する接合金物の特性を踏まえた動的解析あるいは実験により相対変位を算定することが望ましい。ただし、JIS A 6517(建築用鋼製下地材(壁・天井) 標準施工要領書)によった平板状の天井の場合にはデータが揃いつつあり、式(1)～(3)および図1を用いて算出された値により実測値とよい対応が取れることが確認されている。

ブレース取り付けの有無により各吊りボルトの水平剛性を算出し、すべての総和として算定することができる。

$$\text{ブレースが取り付けられないボルト1本あたりの水平剛性} : (1/k_1 + 1/k_2)^{-1} \quad (1)$$

ここに、 $k_1, k_2$  は  
振子としての見かけ上の剛性 :

$$k_1 = mg/l \quad (2)$$

曲げ変形による剛性 :

$$k_2 = 3EI/l^3 \quad (3)$$

である。ブレースが取り付け吊りボルト1本あたりの水平剛性 $k_3$ については下図による。図中  $L_b$  はブレースからハンガーまでの距離とする。

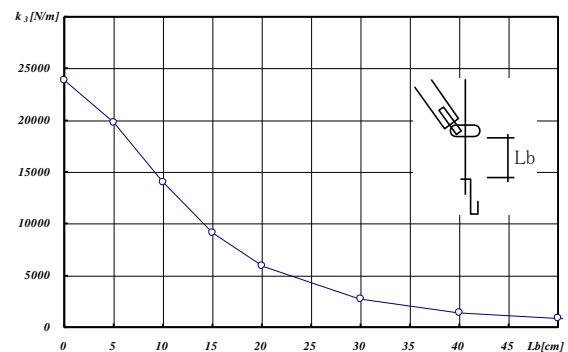


図 4.1 ブレースが取り付け吊りボルトの水平剛性

#### 4. 5 落下防止のためのフェールセーフ機構の設置

極めて稀に生じると考えられる地震において天井が大きく落下することがないように、フェールセーフ機構を予め設置しなければならない。

##### 【解説】

天井が落下した場合には人的被害および避難経路の遮断などが起きる可能性があることから、大きく落下することは避けなければならない。

一方、現段階では、在来工法天井の地震時の性状が完全に把握されたとは言えないこと、また、4. 3の方法でレベル2以上の地震力に対してブレースの配置を義務付けることは設計を困難する可能性があることを鑑み、本設計法ではフェールセーフ機構が作用することにより、天井が大きく落下することがないようにすることを義務付けることとした。フェールセーフの一例を図に示す。図4.2に示すⅢ型・Ⅳ型を用いた落下防止策を例として示す。Ⅲ型は結束線で野縁と野縁受け交点(縦横@900)を縛る方法であり、Ⅳ型は特殊な折曲げ金物で縛る方法である。Ⅲ型は径0.9mm、SUS304製の結束線を2重巻したもので、Ⅳ型は幅18mm、厚さ0.4mmの薄肉折曲げ鋼板を野縁に巻き付け、野縁受け側面にビス止めしたものである。

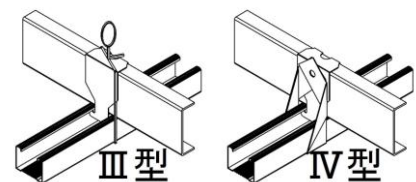


図 4.2 落下防止対策

#### 4. 6 その他仕様規定

上記までの設計にて部材の検証を行うほか、次の仕様を満足していることを確認する。

- ・ 部材ピッチは JIS A 6517(建築用鋼製下地材(壁・天井) 標準施工要領書)によること。
- ・ ブレース接合部はブレース耐力が確保できる金物または溶接とすること。溶接接合を用いる場合は、薄板を用いるため十分溶け落ちに注意し、さび止め処理を確実にすること。

## 5. 設計例

### 5. 1 モデル建物

鉄骨造 8 階建ての建物を対象とする。  
モデル建物の概要を次に示す。

#### 【建物概要】

建物規模：地上 8 階、地下なし  
構造種別：鉄骨造  
架構形式：X 方向，Y 方向とも純ラーメン構造  
地盤種別：第 2 種地盤  
軒 高：31.5m  
基準階高さ：3.85m  
基準階天井面積：400m<sup>2</sup>

### 5. 2 天井の固有周期および減衰

吊りボルトの配置を 0.9m 間隔とすれば、1 本あたりの天井面積は 0.81m<sup>2</sup> となり、基準階天井面積をこの値で除することにより吊りボルト総本数は約 490 本となる。このうち 15% (75 本) の吊りボルトにブレースを取り付けるものと仮定する。また、天井の単位面積あたりの質量を 15kg/m<sup>2</sup> とし、天井懐を 0.9m とする。

ブレースが取り付けられない吊りボルトの水平剛性：式(1)～(3)

$$k_1 = \frac{15 \times 0.81 \times 9.8}{0.9} = 132 [N/m], \quad k_2 = \frac{3 \times 205 \times 10^9 \times 3.22 \times 10^{-10}}{0.9^3} = 27 [N/m]$$

ブレースが取り付け吊りボルトの水平剛性：図 4.1 より

$$k_3 = 2.5 \times 10^4 [N/m]$$

天井全体としての水平剛性：

$$k = (k_1 + k_2) \times (490 - 75) + k_3 \times 75 = 2.0 \times 10^6 [N/m]$$

したがって、天井の固有周期は、

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{15 \times 400}{2.0 \times 10^6}} = 0.34 \text{ sec}$$

となる。

### 5. 2 評価用応答スペクトルの算定

評価用応答スペクトルは政令第 82 条の 5 (限界耐力計算) と同様の手法により作成する。限界耐力計算時の損傷限界時の要求スペクトルを本設計法でのレベル 1 地震動評価用応答スペクトルとする。レベル 1 地震動評価用応答スペクトルを図 5.1 に示す。評価用応答スペクトル算定時の表層地盤による加速度の増幅率は、告示第 1457 号第 10 による略算式により算出した。

### 5. 3 刺激関数

固有値解析から刺激関数を求める。求められた刺激関数を図 5.2 に示す。建物の固有周期は 1 次 1.16 秒、2 次 0.40 秒、3 次 0.24 秒であった。

## 5.4 床応答スペクトル

付録に示す動的効果を簡便に評価する方法により求めた床応答スペクトルを図 5.3 に示す。減衰の評価については、各床のパワースペクトルは、限界耐力計算の損傷限界応答スペクトルと同様に躯体の減衰定数を 5% とし求め、これにより求められたパワースペクトルから床応答スペクトルへの変換時には天井の減衰定数 3% とし求めた。天井の固有周期 T と図 5.3 より、天井設計用応答加速度を求める。

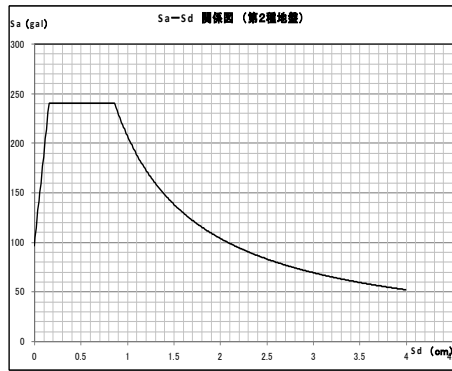


図 5.1 レベル 1 地震動評価用応答スペクトル

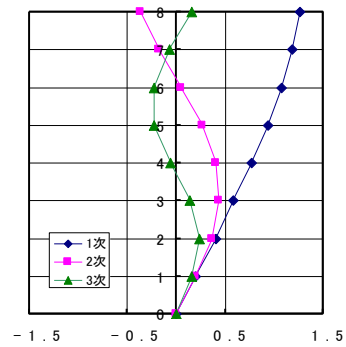


図 5.2 刺激関数

表 5.1 設計用水平力

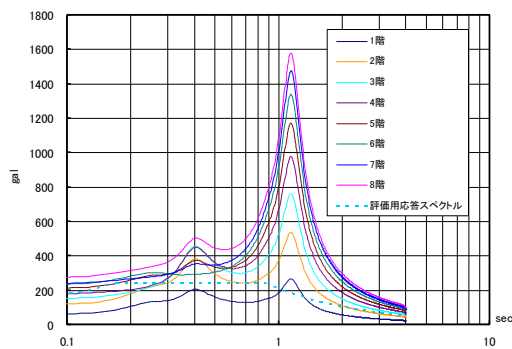


図 5.3 床応答スペクトル

階	天井質量 ( t o n )	加速度 ( m / s / )	設計用水平力 ( k N )
8	6 . 0	3 . 6 5	2 1 . 9
7	6 . 0	2 . 9 2	1 7 . 5
6	6 . 0	2 . 9 6	1 7 . 8
5	6 . 0	2 . 9 4	1 7 . 6
4	6 . 0	2 . 7 2	1 6 . 3
3	6 . 0	2 . 6 7	1 6 . 0
2	6 . 0	2 . 4 5	1 4 . 7

※天井質量は天井面積 400(m<sup>2</sup>)×質量 15(kg/m<sup>2</sup>)  
として算定

## 5.6 各部材の設計

ブレースの取り付け近傍のクリップ (1 ブレースあたり 2 個として計算) について、クリップ 1 個すべり耐力 200N とすると、必要ブレース数は 8 階の場合 :

$$(21.9 \times 1000) / (200 \times 2) = 54.8 \Rightarrow 55 \text{ 個}$$

この本数は地震力算定時に仮定したブレース本数よりも小さいので OK。

## 5.7 フェールセーフの設置

4. 5 に示した方法などに準じた方法によりフェールセーフを施す。

付録 天井の耐震設計の考え方

(i) 天井の揺れ方

地震が発生すると、建物が揺れ、そして各床に取付く天井等が揺れる。図1に、ある地震時の高さ方向の加速度分布  $\alpha$  (cm/sec<sup>2</sup>) と層間変形角  $\gamma$  と、ある中間階床での加速度の大きさの時刻変化を床の加速度波形で示す。

床から吊られた天井は、この床の加速度波形で揺らされ、この床の揺れと天井の固有周期との関係で天井の揺れは異なる。図2には、ある階の床が揺れた時に天井の固有周期によって、天井の加速度の最大値と、床を基準とした時の天井最大変位が変化する状況を示す。床に剛に取り付いている場合は周期が0.0となり、当然ながら床と同じ揺れとなる。一般的に天井の固有周期が長くなると変位、加速度とも大きくなる。また、極値が見られるが、これは建物の固有周期に対応するものである。

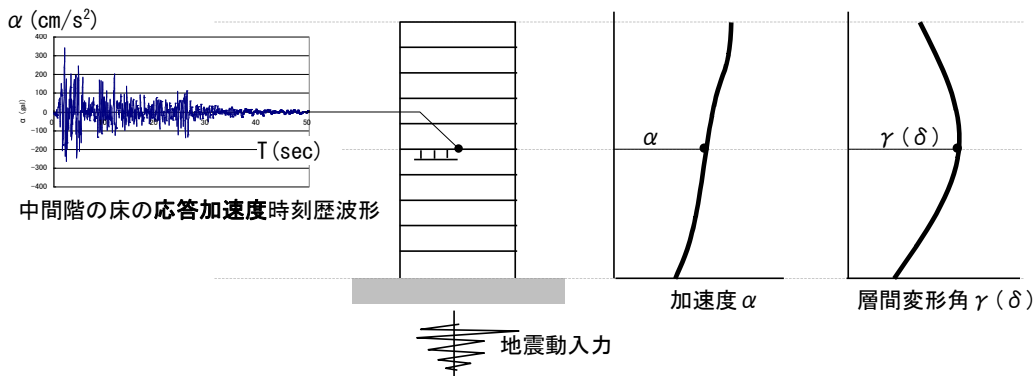


図1 地震時の加速度  $\alpha$  ・層間変形角  $\gamma$  分布と床の応答加速度時刻歴波形

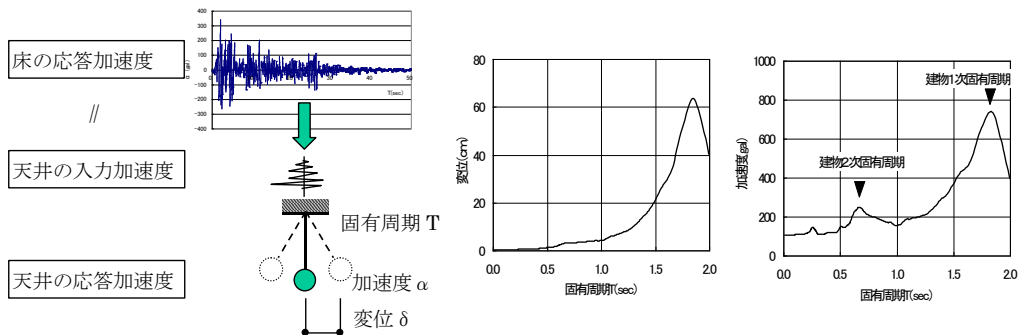


図2 天井固有周期と、応答最大変位および応答最大加速度

(ii) 設計用地震力

設計用地震力は、各階の加速度応答スペクトルと天井の固有周期により算定する方法またはフレームモデルなどによる地震応答解析から得られる結果を用いる方法のいずれかにより求める。

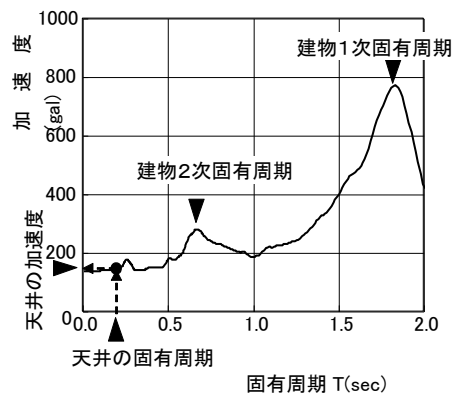


図3 加速度応答スペクトルから天井に作用する慣性力の算定

$$F = a / 980 \times W$$

F : 天井に作用する力 (kN)

a : 天井に作用する加速度 (gal)

W : 天井の重量 (kN)

(iii) 動的効果を考慮した簡便法による設計用地震力の算定

L1 に対して、構造躯体（ダンパーを含む。）が弾性範囲にあることを前提とすれば、次に示す手順により、構造躯体の性能評価用スペクトルから各床の絶対加速度応答スペクトルを近似的に評価することができる。

<手順>

[1] 評価用応答スペクトル  $S_a$  を (片側) パワースペクトル (密度関数)  $G_g(\bar{\omega})$  に変換する。

[2] 対象建築物の固有値解析を行い、刺激関数  $\beta_n U_n$  を求める。

[3] 刺激関数、各モードの減衰定数、[1] のパワースペクトル  $G_g(\bar{\omega})$  から、床 (番号を  $j$  とする) の絶対加速度応答のパワースペクトル  $G_{f(j)}(\bar{\omega})$  (の近似値) を求める。

$$G_{f(j)}(\bar{\omega}) \cong \left[ \sum_{n=1}^N \{ \beta_n U_n(j) \}^2 \cdot \{ D_{acc,n}(\bar{\omega}) \}^2 \right] \cdot G_g(\bar{\omega}) \quad (1)$$

ここで、 $U_n(j)$  は  $n$  次固有モードベクトル  $U_n$  の第  $j$  成分、 $D_{acc,n}(\bar{\omega})$  は 1 自由度系の地動加速度と応答絶対加速度との伝達関数 (応答倍率、共振曲線)、 $N$  は層数 (自由度数) である。

$$\{ D_{acc,n}(\bar{\omega}) \}^2 = \frac{1 + (2h_n \bar{\omega} / \omega_n)^2}{\left\{ 1 - (\bar{\omega} / \omega_n)^2 \right\}^2 + (2h_n \bar{\omega} / \omega_n)^2} \quad (2)$$

ここで、 $\omega_n$  と  $h_n$  は  $n$  次の固有円振動数と減衰定数である。

[4]  $G_{f(j)}(\bar{\omega})$  を応答スペクトルに変換する。

[1] 及び [4] のスペクトル変換には、文献 1) のエクセルシートを使用する。

式 (1) は各モードの固有振動数が十分に離れていることを前提としてモード間の連成項を無視した近似式である。よって、偏心や大スパンの影響で固有振動数が近接する場合には精度が悪くなる可能性があるが、ここでは比較的整形な多層建築物を想定していることと実用性から式 (1) によることとした。

上記手順では構造躯体と非構造材の減衰をそれぞれ評価している。鉄骨造の時刻歴応答解析で慣用されている 1 次を 2% とした剛性比例型など、構造躯体に想定される弾性域での減衰は式 (2) の  $h_n$  で考慮する。評価対象となる天井等の非構造材の減衰は、次のいずれかで考慮する。

① □手順 [4] のスペクトル変換の際に考慮する。

② □手順 [4] では一定の減衰定数を仮定した応答スペクトルを求めておき、減衰補正係数によって対象となる非構造材の減衰定数に対応したスペクトルを求める。

なお、応答スペクトルは 1 自由度系の応答を考えたものであるため、表示の際に減衰定数が必要であるが、パワースペクトルは波形自体のフーリエ振幅に関連した量であるため、減衰定数とは無関係であることに注意する。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説 (2004)、付 7.2 スペクトル変換、pp. 514-516、(エクセルによるプログラムは <http://news-sv.aij.or.jp/kouzou/s10/outcome.html> に掲載)

## 参考資料 4-K ローカル・モニタリングについて

### 1. ローカル・モニタリングの必要性

震度7程度の地震に対しても全体としては弾性的な挙動を示す耐震性の高い構造物の場合、グローバル・モニタリングによる損傷検出はほとんど意味を持たない。しかし、構造物の一部では、全体挙動には影響を与えない程度のローカルな損傷が進行する可能性がある。

ローカルな損傷は、構造物のリダンダンシーが大きい場合は全体システムに与える影響は小さい。しかし、リダンダンシーが小さくなると、全体システムの健全性に多大な影響を与えることがある。リダンダンシーの大きな構造物の一部が塑性化した場合、構造物全体としては弾性的な振る舞いを示す。したがって、ローカルな損傷ではほとんど変化の生じない低次モードに着目しても損傷を検出することは難しい。ローカルな損傷は一般に高次モードの変化となって現れるが、実際の構造物で高次モードを精度よく同定することは容易ではない。このため、損傷によるモード特性の変化を利用した損傷検出法では適用範囲が限定されてしまう。このようなローカルな損傷を検出するには、全体システムの挙動に着目するよりは、損傷しそうな位置を多数ピンポイントで直接モニタリングするセンサを用いたほうが効果的である。

ピンポイントで損傷をモニタリングするには、地震時あるいは平常時において、解析的あるいは経験的に応力が大きくなると予想される部位、たとえば梁端や柱脚・柱頭などに多数のセンサを分散配置する必要がある。モニタリングの結果、その部位の損傷が許容レベルを超えたと判断されれば、補修あるいは補強を施すことになる。制震ダンパは意図的に損傷を集中させ、ほかの部位を損傷させないために用いられる。したがって、損傷が集中する制震ダンパもローカル・モニタリングが不可欠であり、モニタリングの結果に基づき、取替えなどが行われることになる。

ローカル・モニタリングでは、構造物の一部に生じた損傷を検出することが要求されるが、どの位置で損傷が発生するのかわかではないので、配置するセンサの数はどうしても多くなる。このため、多くのセンサ情報を同時に比較し、どの部位で損傷が生じたか、その位置での損傷度はどの程度かといったことを判断する必要が生じる。各部位における加速度時系列データを直接比較しても有益な情報は得にくい。それよりも各部位の最大変位、累積変位、残留応力などの損傷指標だけを計測して相互に比較する方法が有効と考えられる。また、計測点が多くなると、有線でデータを伝送すると配線が複雑化し、多大な労力とコストを要するだけでなく、伝送上のミスも生じやすくなる。また、常時設置してモニタリングすることになると外観的にも好ましくない。このため、ワイヤレス・センサ・ネットワークの構築も大きな課題となる。

### 2. 最大変位記憶センサ

構造物に生じた最大変位を把握するための従来の方法は、歪みゲージを構造物に貼り付ける方法である。歪みゲージは、変位の動的な状態をリアルタイムで計測できるため、実験や短期的な実測には有効である。しかし、長期にわたるヘルスマニタリングでは、常時電源の供給、不要なデータの蓄積、複雑なワイヤ作業、データ処理の煩雑さなどにより、実用的とはいえない。

最大変位記憶センサは、過去に受けた変位の最大値を記憶しておき、いつでも最大値を取り出すことのできるセンサである。制震ダンパの健全性評価にも利用することができる。最大変位あるいは最大ひずみ記憶センサには以下のようなものがある。

#### (a) 炭素繊維の抵抗変化を利用した最大ひずみ記憶センサ

ガラス繊維強化プラスチック(FRP)に炭素繊維を導入し、その電気抵抗が過去の最大ひずみと相関を有することを利用したセンサである。抵抗変化率が過去の最大ひずみだけでなく現在のひずみにも依存してしまうため精度に問題があったが、最近、炭素繊維の代わりに炭素粒

子を導入することで精度の改善が図られている<sup>1)</sup>。

(b) 機械的仕組みを利用した最大変位記憶センサ

複数のカーボンファイバを並列に配置し、カッターを設けた楕状の溝にそれぞれ通し、カッターの移動量に応じてカーボンファイバが順次切断されることにより最大変位を記憶する。それぞれのひずみレベルごとのオンオフスイッチ型のため、カーボンファイバの本数に依存して精度が決まることになる。科学技術振興事業団により開発が進められた<sup>2)</sup>。

(c) トリップ鋼の磁化を利用した最大ひずみ記憶センサ

ひずみが生じると磁化するトリップ鋼を利用して最大歪みを検出するセンサである<sup>3)</sup>。トリップ鋼の結晶組織は遷移温度を境に高温状態ではオーステナイト（非磁性材）、低温状態ではマルテンサイト（強磁性材）であり、いったんマルテンサイトに変化した結晶は除荷してもオーステナイトに戻ることはない。この性質を利用した最大値記憶センサである。

(d) 弾性座屈を利用した最大変位記憶センサ

一方向に完全塑性の特性を持たせた記憶機構を実現するために、細線を使った弾性座屈の仕組みを利用したセンサである。最大ひずみの計測には、抵抗、キャパシタンス、インダクタンス等の変化を利用することができ、精度の高い計測が可能である<sup>4)</sup>。

### 3. 累積変位記憶センサ

累積変位を記録する従来の方法は、変位の時系列を測定しておき、あとでコンピュータにより累積変位を計算する方法である。測定点が少なければこの方法でもよいが、ヘルスマonitoringのように長期間にわたり多数点での計測が必要になると、最大変位記憶センサの項でも述べたのと同じような理由で実用的ではない。

累積変位センサは、変位波形を記録することなく、その時点での累積変形のみを記録するセンサである。両側载荷の累積変位を記録するものと片側载荷のみの累積変位を記録するものがある。

(a) アンボンド・ブレースの累積変位計

スピンドルを測定対象物にあてることにより、累積変位量がカウンター表示される。軸降伏型履歴ダンパであるアンボンド・ブレースの疲労測定用として使われている<sup>5)</sup>。

(b) 鋼材ダンパの累積変位計

ラチェットの原理を応用して、せん断パネル型の鋼材ダンパの1方向累積せん断変形を測定するために用いられている。低降伏点鋼や極低降伏点鋼を使用した鋼材ダンパに向いている。

### 4. 残留応力センサ

溶接などにより鋼材中に残留応力が生じると、変形や応力腐食割れ、疲労強度の低下や脆性破壊の一因となる。従来のひずみゲージを用いる方法は、残留応力を測定したい方向にひずみゲージを貼り、その位置での応力が「0」となるように計測機器を調節した後、測定箇所を切り取るか測定箇所の周囲をドリルで穿孔して応力を開放し、このときの応力値を計測する方法である。しかし、この方法では構造物の一部を破壊せざるを得ない。非破壊で残留応力を計測する方法には以下のようなものがある。



**(a) X線応力測定**

金属材料はすべて多結晶からなっており、材料に応力が加わると、材料は力の方向に伸び、これと直角方向に縮む。これに伴って原子の配列している距離（格子間距離）も伸びたり縮んだりする。X線による応力測定の原理は、この格子間距離の変化をX線回折によって測定することである。鋼の場合、応力「0」の時の格子定数は既知のため、格子間距離の変化量が残留応力となる。ただし、応力の測定深さは表面から約数 $\mu\text{m}$ の範囲である。

**(b) バルクハウゼン法**

強磁性体を磁化したときの磁壁の不連続な移動により、雑音（バルクハウゼン・ノイズ）が発生する。この不規則なノイズを、コイルを用いて微小電圧のパルスとして検出する。このノイズの瞬間最大エネルギーに対応する振幅は、その磁性体に加わっている応力に関する。この関係は材料に固有な特性に依存するが、このことを利用して残留応力を求めることができる。ただし、応力の測定深さは表面から約0.02mmの範囲である。

**(c) 磁歪法（磁気ひずみ応力測定法）**

鉄鋼などの強磁性体にコイルなどで磁場を加えると、鉄鋼は磁化され、それに伴って長さが変化する「磁気ひずみ現象」を利用したものである。鋼材に引張応力を作用させると、その方向の透磁率が大きくなり磁化しやすくなる。逆に圧縮応力を作用させると、その方向の透磁率が小さくなり磁化しにくくなる。したがって、引張応力が発生した鋼材は主応力方向に磁化しやすく、直角方向には磁化し難くなる。磁歪法は、この磁気異方性を検出して応力を測定する方法である。

**5. ワイヤレス・センサ**

ローカル・モニタリングにおいては、計測点の数が膨大なものとなるため、小型で安価なセンサを用いることと、データ転送をワイヤレスで行うことが望まれる。以下にそのような方向に沿ったセンサを紹介する。

**(a) 埋め込み型 RFID タグセンサ**

電池を搭載せずにひずみセンサ付き RFID タグをコンクリート内部に埋め込むことにより、構造物に作用する荷重や劣化により生じる変形を外部より電波を当てて日接触で計測する。ひずみの分解能は $10 \times 10^{-6}$ 程度である。施工時の荷重やドア津による変形をモニタリングすることにより、施工における品質確保や竣工後の維持管理に役立てることができる。

**(b) 貼り付け型 RFID タグセンサ**

プリントシート付きの RFID タグを、鋼材やコンクリート等の表面に貼り付け、対象物に生じた亀裂等を検知する。プリントシート付きの RFID タグは、耐火被覆等の内部に設置することが想定されており、外側から無線通信することで、非破壊で内部の損傷状態を知ることが出来る。鉄骨を対象にした場合、0.08mm以上の亀裂は検知が可能である。

**参考文献**

- 1) 武藤範雄, 柳田博明, 宮山勝, 中辻照幸, 杉田稔, 大塚靖: CFGRP複合材料の電気抵抗による破壊予知, 日本複合材料学会誌, 第18巻, 4号, pp144-150, 1992
- 2) 科学技術振興事業団報 第21号, 平成9年5月

- 3) Westermo, B.D., Thompson, L.: Smart Structural Monitoring, A New Technology, Int'l Journal of Sensors, 15-18, November, 1994.
- 4) 三田彰, 高比良晋平: 構造ヘルスマニタリングのための最大値記憶センサ, 第2回構造物の破壊過程解明に関する地震防災性向上に関するシンポジウム, 早稲田大学 2001年3月
- 5) 林賢一, 金子吉伸, 岩田衛: 機械式累積変位計による制振デバイスの疲労測定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp855-856, 1998
- 6) 森田高市, 野口和也: RFID タグ及び導電性塗膜を用いたひび割れ検知センサーの研究, 日本建築学会技術報告集, No.24, pp.73-76, 2006.12