

## 5. 吊り天井の耐震性に関する計算方法の検討

### (1) 背景と目的

吊り天井（ひいては応答倍率の大きい非構造部材等）の耐震性を評価する上で考慮すべき項目として、下記の(1)及び(2)が挙げられる。(1)は吊り天井の必要耐力を、(2)は他の部位との衝突を避けることを意図したクリアランスの大きさを与える。

さらに、構造躯体との関係で(1)及び(2)の増幅を評価するには、(3)を考える必要がある。

また、技術的助言における考え方、すなわちブレースとクリアランスとのセットで耐震性を確保するという考え方は、ダクト等により天井裏にブレースを設置するスペースが十分取れず適用し難い場合があるほか、ブレース周辺の損傷・破壊を起こしやすく好ましくないとの指摘もある。仮に吊り天井の壁面等への衝突を許容する代わりに衝突時の力に対して吊り天井が破壊しないことを確かめることを考えれば、壁面等に対する吊り天井の衝突時相対速度等を評価する必要がある。

＜吊り天井の耐震性評価で考慮すべき項目＞

- (1)吊り天井の応答絶対 $\boxed{\text{加速度}}$
- (2)吊り元（床、屋根）に対する吊り天井の相対 $\boxed{\text{変位}}$
- (3)吊り天井と構造躯体との $\boxed{\text{共振}}$

これらの評価に当たっては、次の(a)～(c)の与条件を上記(1)～(3)に反映させる方法が必要である。

＜与条件＞（ここで、【 】内は1次情報を加工した2次情報。）

- (a)入力地震動（大きさ、周波数特性、継続時間、等）【応答スペクトル】
- (b)構造躯体（周期、耐力、等）【周期、刺激関数】
- (c)吊り天井の仕様（重さ、吊り長さ、ブレース量、等）【周期、耐力】

吊り天井の「計算」とは、上記の与条件(a)～(c)を項目(1)～(3)に結び付ける方法の提供を目的としている。扱う範囲は、大きく分けて次の2つと考えている。

＜計算の構成＞

- ①天井の吊り元の揺れの評価
- ②吊り天井のモデル化・クライテリア

①は与条件(a)及び(b)を用いた構造躯体の応答に関することである。②は、①を基にして各項目（要求値）を算定するための吊り天井のモデル化と、吊り天井の仕様が十分であるか否かを判断するため、与条件(c)から吊り天井の周期や耐力（クライテリア）を評価するものである。

図 5.1 に全体のフローを示す。①では与条件(a)(b)から吊元の揺れを応答スペクトルの形で評価する方法（スペクトル法）を提示する。水平振動については刺激関数を必要としないなどの簡略化を施した簡易スペクトル法と、さらに単純化した震度法へとまとめる。詳細は 5.1 節で述べる。

②では吊り天井の周期及び耐力を評価する。例を 5.2 節で述べる。天井の絶対加速度と質量から求められる必要耐力が天井の耐力を下回ることを確認する。また、相対変位は絶対加速度から簡単に換算できるので、天井周囲のクリアランスの大きさを確認することもできる。

「計算」では、構造躯体が弾性範囲に留まることを前提とし、構造躯体が塑性化するような大きな地震動に対する検証を直接的に行うものではない。大きな地震動下での吊り天井の挙動については 5.3 節で補足的に述べる。

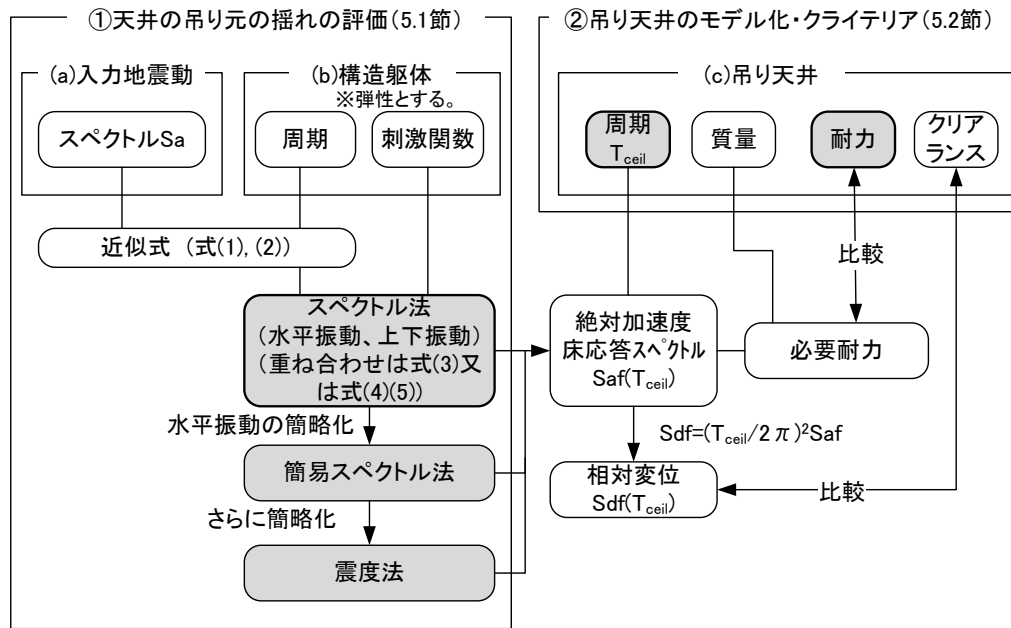


図 5.1 全体のフロー

## (2) 対象とする建築物及び吊り天井

ここで提案する計算で対象とする建築物は、主に多層建築物（ビルもの）と体育館等とする。平面・立面的に不整形であるものや、長大なスパンを有するものなど、構造躯体が特殊なものは対象外とする。

対象とする吊り天井は主に在来工法天井であるが、システム天井であっても面内剛性が確保され一体として振動するものは在来工法と同様に扱える。

なお、構造躯体に関して時刻歴応答解析が実施されていれば、図 5.1 の①に関しては計算された吊り元の絶対加速度等の時刻歴を基に評価すればよく、ここでの提案方法（5.1 節参照）を用いる必要はない。

※注 超高層等で時刻歴応答解析が行われる場合には、業務方法書に基づき既往観測波の 25kine、50kine で検討される。25kine の観測波は基準法の中地震動よりも大きいので、レベル設定時には注意が必要。

## 5. 1 許容応力度設計を前提とした吊り元の揺れの評価方法

### 5.1.1 背景と前提条件

東日本大震災の被害調査でも構造躯体に特段の損傷が見られない一方で、吊り天井に被害を生じたものが多く報告されている。平成 15 年十勝沖地震による釧路空港ターミナルビル、平成 17 年宮城県沖の地震によるスポパーク松森、でも同様である。

また、構造躯体の最大加速度の評価方法については既に提案があるが、特に項目(c)の共振を評価するには最大加速度だけでは不十分である。

以上のこと等から、構造躯体が弾性範囲に留まることを条件とし、モード解析の考え方をを用いて略算的な床応答スペクトル（床や屋根の絶対加速度応答に対する応答スペクトルをいう。フロアレスポンススペクトルとも呼ばれる。）の評価方法を提案する。

前提条件をまとめておく。

- ・入力地震動は応答スペクトルで与えられる。
- ・構造躯体は弾性。
- ・免震建築物は想定していない。
- ・構造躯体、天井とも減衰定数は 5%とする。（後から減衰補正係数等による調整も可）
- ・構造躯体に比べれば天井は軽量であり、躯体の振動は天井から影響を受けない。
- ・建築物及び天井のねじれ振動や特殊な個材振動等は無視できる。
- ・スペクトル法（後述の式(3)~(5)）による場合は固有値解析により刺激関数が得られる。
- ・互いに近接した固有周期を持たない。
- ・一続きの天井面は一体として振動するものとして、1 質点系にモデル化できる。（面内剛性の小さいシステム天井や段差部を含む天井等で、一続きの天井の内部の応力・変形等を求める必要がある場合は、別途検討を必要とする。）
- ・水平 1 軸と上下との 2 次元までを対象とし、3 次元的な挙動は扱わない。
- ・吊り元の揺れが異なる範囲に渡った吊り天井が設けられている場合には揺れの大きなところで外力を代表させる。（多点入力 は 考慮していない）

※注 減衰定数を一定としたのは、時刻歴による大臣認定を除き構造種別による構造躯体の減衰定数の違いは考慮されないこと、減衰の違いを考慮することで生じる定式化の煩雑化やパラメータの増加を避けたかったこと、などによる。減衰定数の大きさを 5%としたのは、入力地震動が 5%の設計用応答スペクトルとして表現されることが多いことによる。計算方法を提案する上での仮定（前提条件）であって、構造躯体及び吊り天井の減衰定数が一般的に 5%という意味ではないことに注意されたい。

5.1.2 1自由度系の床応答スペクトル

図 5.2 に構造躯体と吊り天井のモデル化と、応答の増幅に関する概念図を示す。図 5.2 (a)では構造躯体は平屋だが、後述のモード解析の考え方によれば、多層建築物への拡張も可能である。図 5.2 (b)のように、入力地震動は構造躯体により増幅され、躯体に取り付く吊り天井はそれ自体の応答によって応答加速度を増幅させる。

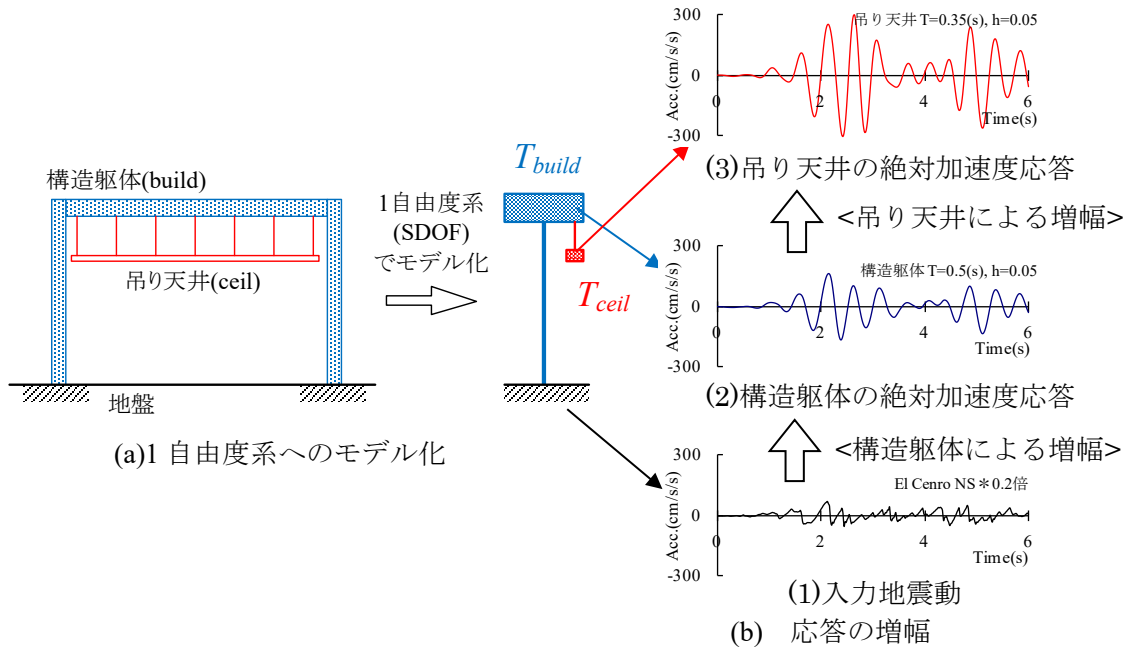


図 5.2 構造躯体及び吊り天井のモデル化と応答の増幅

図 5.3 にスペクトル法概念図を示す。入力地震動の加速度応答スペクトル  $S_a$  には 1 自由度系とみなした構造躯体による増幅が含まれている。構造躯体の耐震設計では  $S_a$  は既知である。吊り天井による増幅を考慮し、構造躯体との共振を表現するためには、床応答スペクトル  $S_{af}$  を求める必要がある。 $S_{af}$  を如何に簡易に評価できるかがポイントとなる。

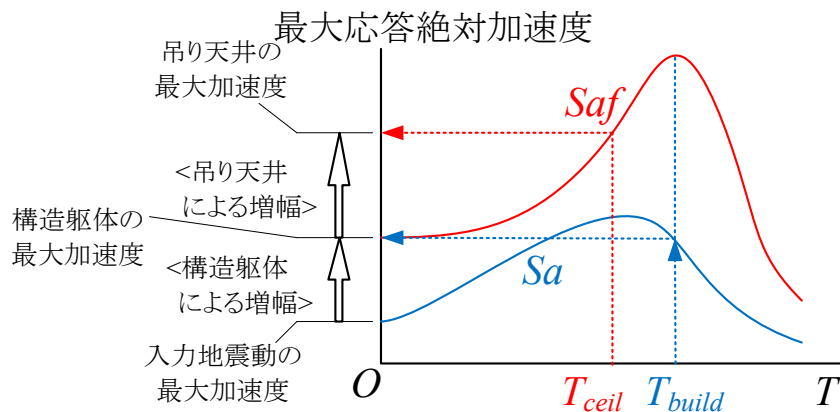


図 5.3 スペクトル法概念図

時刻歴応答解析を行って床応答スペクトル  $Saf$  を求めると、図 5.4~5.6 の左図となる。横軸の  $T_{build}$  は構造躯体の周期、 $T_{ceil}$  は吊り天井の周期である。図中の実線は入力波の絶対加速度応答スペクトル  $Sa$  であり、点線等は  $T_{build}$  が凡例の数値となる場合の  $Saf$  である。当然ながら  $T_{build}$  により  $Saf$  は異なるが、右図のように横軸を  $T_{ceil}/T_{build}$ 、縦軸を  $Sa(T_{build})=Saf(0)$  に対する  $Saf(T_{ceil})$  の比  $R(T_{build}, T_{ceil}) \equiv Saf(T_{ceil})/Saf(0)$  とすると、 $R(T_{build}, T_{ceil})$  は図中に灰実線で示した式(1)及び(2)で概ね近似できる。

$$T_{ceil} \leq T_{build} \text{ のとき : } R(T_{build}, T_{ceil}) \equiv \frac{Saf(T_{ceil})}{Sa(T_{build})} = 1 + 5 \left( \frac{T_{ceil}}{T_{build}} \right)^3 \quad (1)$$

$$T_{build} < T_{ceil} \text{ のとき : } R(T_{build}, T_{ceil}) \equiv \frac{Saf(T_{ceil})}{Sa(T_{build})} = 6 \left( \frac{T_{build}}{T_{ceil}} \right)^3 \quad (2)$$

図 5.5 では上下動を扱っているが、水平動と同様に近似できる。また、図 5.6 の JMA 仙台 NS では 2 つの波群を含む時刻歴であるが、概ね式(1)及び(2)で近似できることから、東北地方太平洋沖地震についても適用可能と判断した。

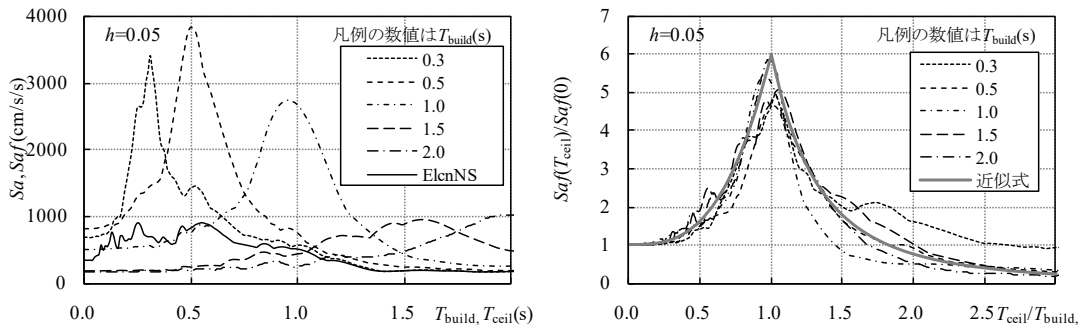


図 5.4 El Centro (水平 NS 成分。右図の近似式とは式 (1) 及び (2))

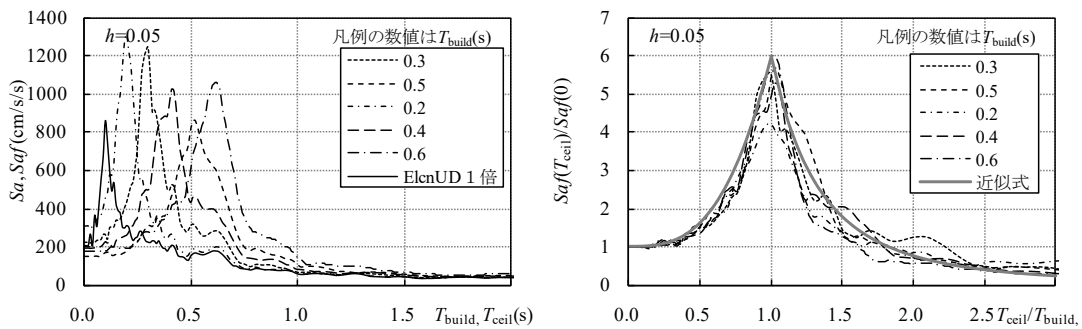


図 5.5 El Centro (上下成分。右図の近似式とは式 (1) 及び (2))

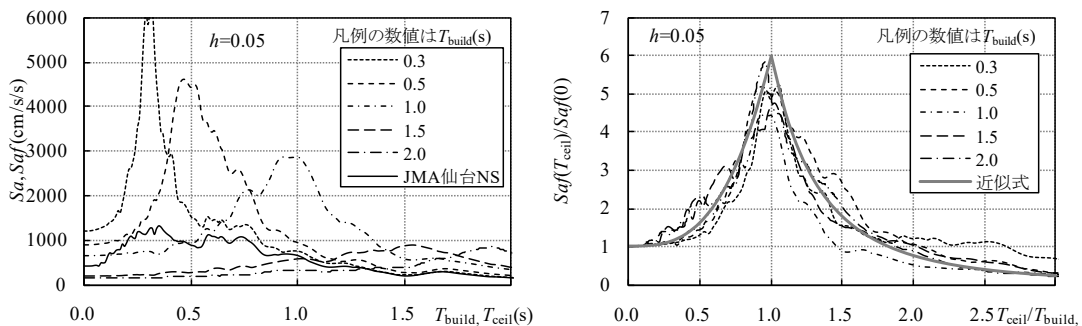


図 5.6 JMA 仙台 (水平 NS 成分。東北地方太平洋沖地震) (右図の近似式とは式 (1) 及び (2))

## 5.1.3 多自由度系への拡張

## (1) スペクトル法

前項の1自由度系の結果を多自由度系に拡張するには、モード解析の考え方に従って、次のようにすればよい。

(A) 上下振動を無視できる建築物の場合：

$$\text{水平振動： } Saf_{Ih}(T_{ceil,h}) \approx \sqrt{\sum_j \{R(T_j, T_{ceil,h}) \cdot \beta_{hj} U_{Ihj} \cdot Sa_h(T_j)\}^2} \quad (3)$$

(B) 上下振動を無視できない建築物（体育館等の山形架構等）の場合：

$$\begin{aligned} \text{水平振動： } Saf_{Ih}(T_{ceil,h}) \\ \approx \sqrt{\sum_j \underbrace{\{R(T_j, T_{ceil,h}) \cdot \beta_{hj} U_{Ihj} \cdot Sa_h(T_j)\}^2}_{\text{① 水平地震動による水平振動}} + \sum_j \underbrace{\{R(T_j, T_{ceil,h}) \cdot \beta_{vj} U_{Ihj} \cdot Sa_v(T_j)\}^2}_{\text{② 上下地震動による水平振動}}} \quad (4) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{上下振動： } Saf_{Iv}(T_{ceil,v}) \\ \approx \sqrt{\sum_j \underbrace{\{R(T_j, T_{ceil,v}) \cdot \beta_{hj} U_{Ivj} \cdot Sa_h(T_j)\}^2}_{\text{③ 水平地震動による上下振動}} + \sum_j \underbrace{\{R(T_j, T_{ceil,v}) \cdot \beta_{vj} U_{Ivj} \cdot Sa_v(T_j)\}^2}_{\text{④ 上下地震動による上下振動}}} \quad (5) \end{aligned}$$

ここで、下添え字の  $I$  は位置の番号を、 $h$  及び  $v$  はそれぞれ水平(horizontal)及び上下(vertical)を表し、

$\beta_{hj} U_{Ihj}$ 、 $\beta_{vj} U_{Ihj}$ 、 $\beta_{hj} U_{Ivj}$  及び  $\beta_{vj} U_{Ivj}$ ：構造躯体の  $j$  次、位置  $I$  での刺激関数、

$\beta_{hj}$  及び  $\beta_{vj}$ ：構造躯体の  $j$  次の水平及び上下方向の刺激係数、

$U_{Ihj}$  及び  $U_{Ivj}$ ：吊り元の位置  $I$  の  $j$  次モードの水平及び上下成分、

$T_j$ ：構造躯体の  $j$  次モードの固有周期、

$T_{ceil,h}$  及び  $T_{ceil,v}$ ：吊り天井の水平及び上下方向の固有周期、

$R(T_j, T_{ceil,h})$  及び  $R(T_j, T_{ceil,v})$ ：式(1)及び(2)の  $T_{build}$  を  $T_j$  とした値、

$Sa_h$  及び  $Sa_v$ ：入力地震動の水平及び上下方向の加速度応答スペクトル、

である。(B)では上下振動を含むが、水平1軸(式(4))と上下(式(5))の2次元を対象にしている。体育館等の張間の山形架構で、スパン1/4付近(柱頭と棟との中間部)における部分的な天井脱落被害の要因として度々指摘されるのは、水平地震動による上下振動(式(5)の③)である。(A)の式(3)は、式(4)の①のみを残したものに对应する。

式(4)及び(5)で、水平地震動による成分(①、③)と上下地震動による成分(②、④)との割合がどの程度になるかは、地震動の水平・上下の割合、躯体及び天井の固有周期に加えて、吊り元の位置の刺激関数にも依存するため、1つの建築物(架構)であっても位置によって割合が異なり、一般的な値を示すことは難しい。山形架構の例については後述する(図5.8、図5.11及び図5.13参照)。

※注 式(3)~(5)はいわゆるSRSSと同じで、次数の異なるモードの固有周期(振動数)が十分に離れていることが前提である。もしそうでなければ、CQCなどの考え方が必要になると思われるが、複雑になるのでここでは扱わない。(B)で入力地震動の水平と上下について  $Sa_h$  と  $Sa_v$  をこの形に書いたのは、通常、地震動の水平動と上下動とは無相関に近い性質があり、地震動の主軸<sup>5.1)</sup>の1つは上下方向になることを背景としている。

上下振動を無視できるか否かは、固有値解析を行って刺激関数を得ること、その際に上下振動が生じやすい部分（例えば、スパンが大きな梁等）に適切な分布で質量が設定された解析モデルを用いることを条件とすれば、モード形などからある程度判断できる。

しかし、通常の構造設計において、固有値解析まで行わない場合も多い。この場合には、地震力に対する変位の静的解析結果を近似的に水平の1次モード、自重と積載荷重に対する変位の静的解析結果を近似的に上下の1次モードとみなすことで、上下振動の生じやすさを判断していくことも考えられる。

(A) 上下振動を無視できる建築物

まず式(3)の検証を行う。せん断型5階建て（5自由度系）、1次モード直線型、1次周期1.0(s)、減衰は各次とも5%で一定とする。El Centro NS波を0.2倍したものを入力波とする。図5.7に結果を示す。時刻歴応答解析による床応答スペクトル  $S_{af}$ （灰太線）と、式(3)による  $S_{af}$ （黒太線）とは、比較的良好に対応していることが見て取れる。

よって、式(3)により上下振動を無視できる建築物の  $S_{af}$  は概ね評価が可能であると言える。

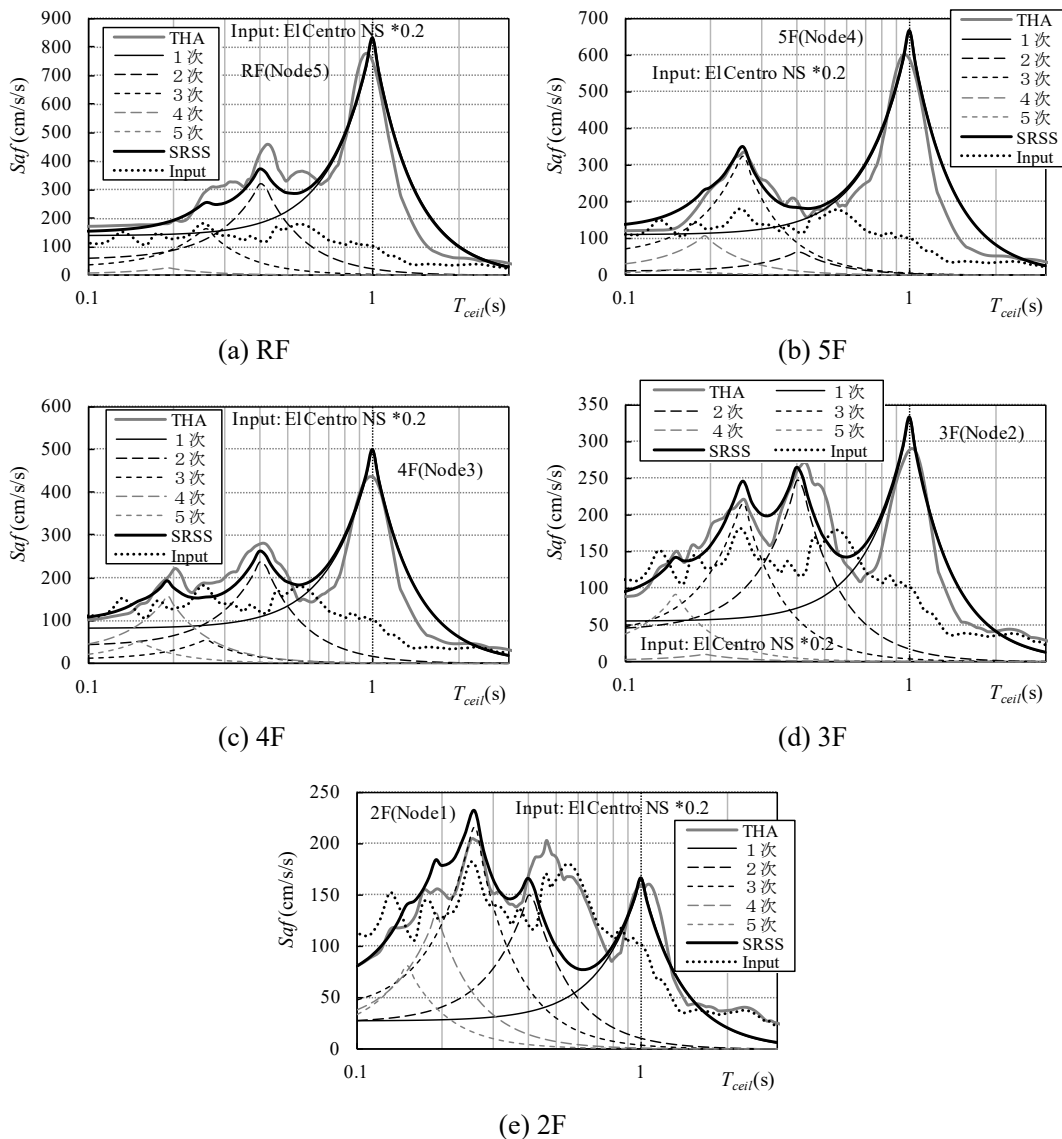


図 5.7 時刻歴 (THA) による  $S_{af}$  と式 (3) による  $S_{af}$  (SRSS) の比較

(B) 上下振動を無視できない建築物

柱梁とも均等な曲げ材からなる山形架構（図 5.8）を対象とする。柱脚部は固定とする。部材の曲げ変形が支配的になるよう、部材の断面積には十分大きな値を設定している。1 次固有周期が 0.25 秒となるように部材の曲げ剛性を調整して設定した。固有モードを図 5.9 に、有効質量比を表 5.1 に示す。上下(Y)方向の有効質量比は 10 次までの和をとっても 5 割強となっている。これは、曲げ変形が支配的で軸変形が無視できるように部材の断面積を大きくしたため、柱の軸変形が生じにくく、柱の質量の寄与がほとんどないためである。

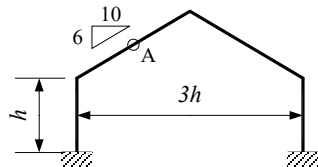


図 5.8 対象モデル（勾配 6/10）

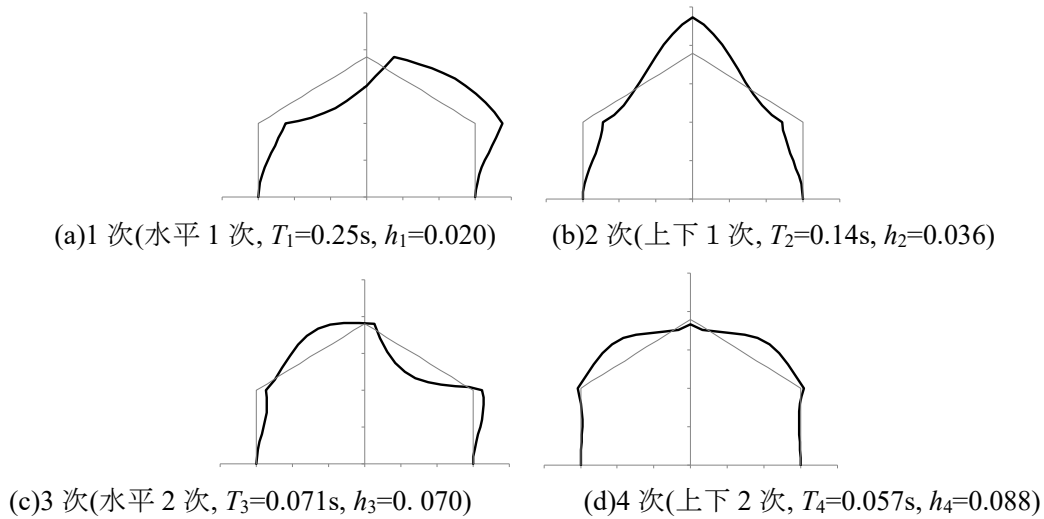


図 5.9 固有モード

表 5.1 有効質量比（X：水平、Y：上下）

Mode	X-Motion	Y-Motion
1	0.793	0.000
2	0.000	0.272
3	0.077	0.000
4	0.000	0.197
5	0.019	0.000
6	0.000	0.000
7	0.048	0.000
8	0.000	0.038
9	0.006	0.000
10	0.000	0.028
TOTAL	0.943	0.535

※注 体育館の実測結果を参考にして 1 次周期を 0.25 秒としたが、構造設計上要求される層間変形角 1/200 以内という条件を満足することを確認しておく。表 5.1 のとおり水平振動に関しては 1 次が支配的である。1 次周期 0.25 秒に対応する基準法中地震（2 種地盤）の  $S_a$  は 240gal であり、変位に直せば  $S_d = S_a / \omega^2 = S_a (T1/2\pi)^2 = 240 * (0.25/2\pi)^2 = 0.38(\text{cm})$  である。中地震時の変位が  $S_d$  と同じになる位置は 1 次刺激関数が 1 になる位置で、このモデルでは柱



頭から少し上の部分に当たる。よって、例えば柱が 3.8(m)=380(cm)であれば、柱の変形角はほぼ  $0.38/380=1/1000$  となる。

式(4)及び(5)の検証のため、時刻歴応答解析を行う。1次の減衰定数を 0.02 とした剛性比例型の減衰を仮定し、時間刻みは 0.002 秒、解析時間は 20 秒間とした。地震波は水平（張間）方向が El Centro NS 成分、上下方向が同 UD 成分とし、加速度を 0.2 倍したものとする。

スパン 1/4 の点（図 5.8 の A 点）を含む屋根面の応答絶対加速度の時刻歴を図 5.10 に示す。

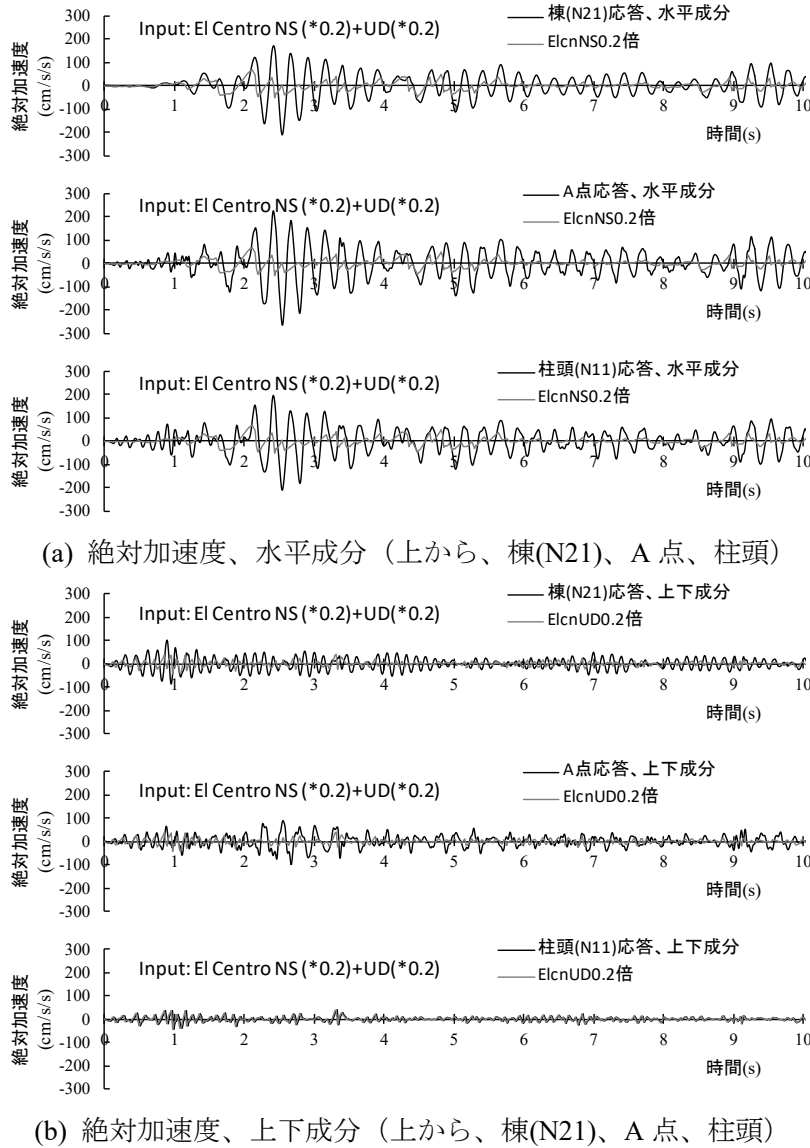
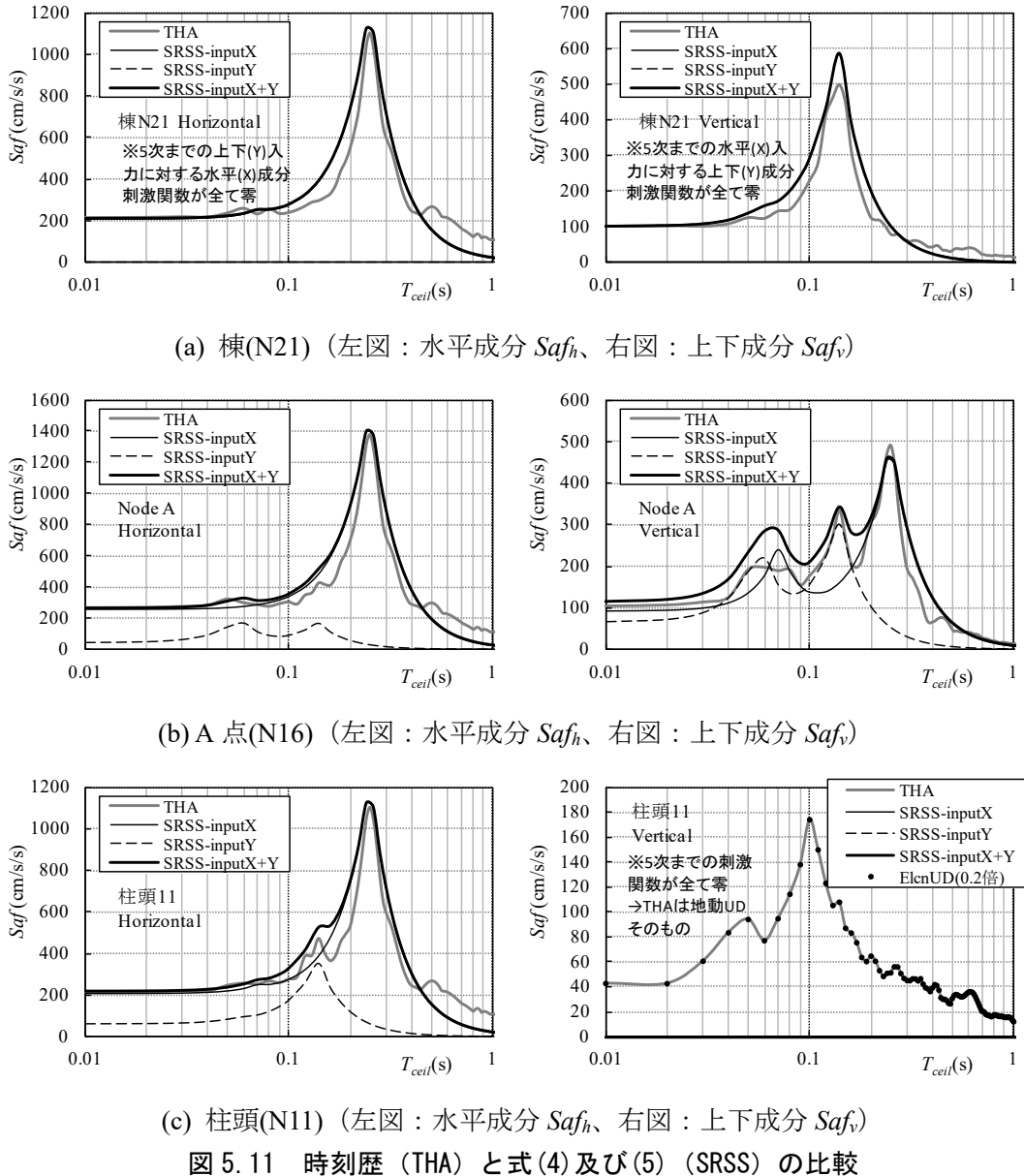


図 5.10 絶対加速度応答 時刻歴（開始から 10 秒間）

応答絶対加速度の時刻歴（図 5.10）による床応答スペクトル  $S_{af}$  と、式(4)及び(5)による  $S_{af}$  を比較したものが図 5.11 である。図で THA は時刻歴応答解析によるもの、SRSS は式(4)及び(5)によるもの（5 次まで考慮）で、細線の”inputX”は水平地震動による応答（式(4)(5)の①又は③）、”inputY”は上下地震動による応答（式(4)(5)の②又は④）である。なお、式(4)及び(5)で用いた減衰定数は THA と合わせて 1 次が 2%の剛性比例型とした。図より、両者は比較的良好に対応していることが分かり、式(4)及び(5)による評価は概ね妥当であると判断できる。



(2) 基準法中地震に対する床応答スペクトルの例

構造躯体が弾性範囲に留まるレベルの入力地震動として基準法の中地震 ( $C_0=0.2$  相当、1次設計レベル。2種地盤、図中でBSLと表記) を取り上げる。上下地震動は水平を単純に1/2倍したものと仮定した。減衰は躯体の全モード、天井とも全て5%と仮定する。

(A) 上下振動を無視できる建築物

3階建て、1次固有周期0.4秒、逆三角形1次モードの3自由度系を例にとる。図5.12に床応答スペクトル  $Saf$  を示す。図(a)が  $Saf$  で、図(b)は  $Saf$  を  $Sa-Sd$  で表現したものである。吊り天井周期が0.4秒の場合、1次モードと共振し、4F (RF、最上階の吊り天井) では1.8G程度の加速度と、7cm強の相対変位を生じることが分かる。天井周期を0.2秒以下とすれば、0.6G程度の加速度に収まる。文献5.2)では例として1G程度を挙げているが、構造躯体と吊り天井との共振を考えると、基準法の中地震レベルでもその数値を上回りうる事が分かる。

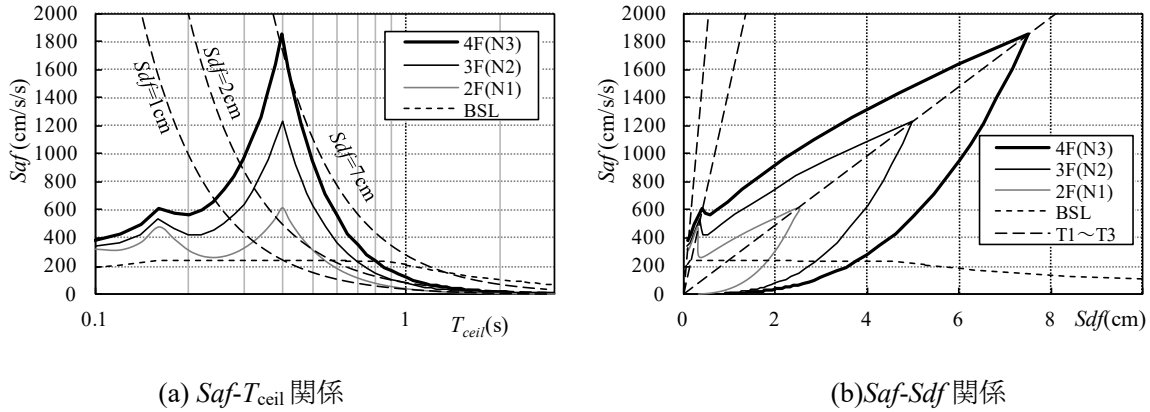


図 5.12 床応答スペクトル

(B) 上下振動を無視できない建築物

(1) と同じ山形架構 (図 5.8) を対象とする。スパン 1/4 の点 (図 5.8 の A 点) の  $Saf$  を評価した結果を図 5.13 に示す。(1) の El Centro 波とほぼ同じレベルになっており、水平では 1 次 ( $T_1=0.25s$ ) で 1.4G 程度、上下では 1 次から高次にかけて 0.5G 程度の応答となる。

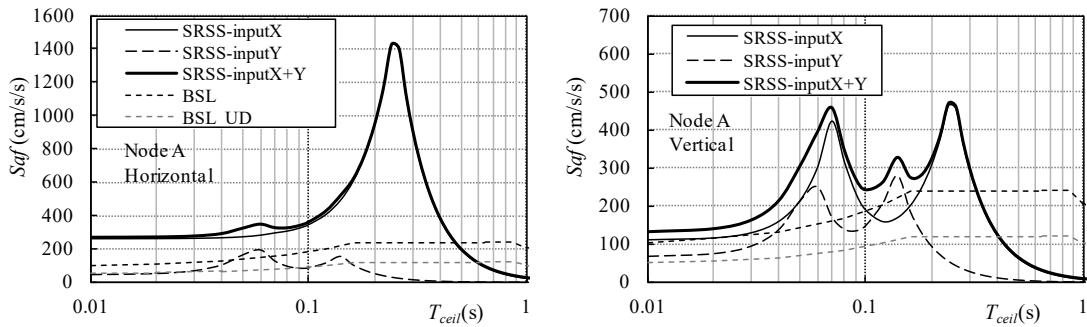


図 5.13 A 点 (N16) の床応答スペクトル

(左図：水平成分  $Saf_h$ 、右図：上下成分  $Saf_v$ )

5.1.4 評価法の簡略化

実務的に簡便な形を目指すならば、前項までのスペクトル法による検討を踏まえ、設計用震度を表形式にまとめた方法 (震度法) が考えられる。ここでは次に示すような段階を踏んで震度法へとまとめることを考えていく。主に水平振動のみを取り上げ、上下振動は最後にコメントを加える。

< 第 1 段階：「簡易スペクトル法」 >

- ① 「スペクトル法」をもとに躯体の 1 次固有周期と天井の固有周期との簡単な関数として丸める。
- ② 固有周期の推定誤差等を考慮して、①の関数には周期幅を持たせた設定とし、スペクトル法によるものをほぼ包絡する形を目指す。(スペクトル法で詳細に検討した場合には外力を低減できる場合がある。)
- ③ 多層建築物 (ビルもの) の特徴を利用して、高次 (≒ 2 次) モードの影響も取り込む。

< 第 2 段階：「震度法」 >

「震度法」として表にまとめる。

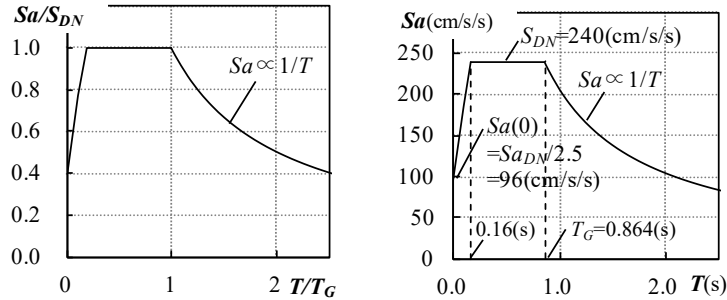
第 1 段階の「簡易スペクトル法」は、検討の途中経過としてだけでなく、設計にも利用できる

ような形でまとめておく。

入力地震動のスペクトル  $Sa$  は、図 5.14 に示すような標準的なものを考える。 $S_{DN}$  は短周期領域での  $Sa$  の一定値、 $T_G$  は加速度一定領域と速度一定領域との境界周期である。式で表せば、ごく短周期を除いて、

$$Sa(T) = \begin{cases} S_{DN} & (T \leq T_G) \\ \frac{T_G}{T} S_{DN} & (T_G < T) \end{cases} \quad (6)$$

なお、周期が零のときの加速度 (= 入力最大の加速度) は  $Sa(0) = 0.4S_{DN}$  とする。



(a) 標準的な加速度応答スペクトル (b) 建築基準法 2 種地盤 (地盤増幅略算)

図 5.14 入力地震動の加速度応答スペクトル

### (1) 簡易スペクトル法

多層建築物を高さ方向に、上層階、中間階、下層階に大きく分ける。下層階は地動と同等として、残りの 2 つをスペクトル法から決定するため、刺激関数の代表値を設定する。図 5.15 及び図 5.16 は、質量が均一分布で逆三角形 1 次モードとなる離散系せん断型モデル (いわゆる串団子モデル) の刺激関数を示している。

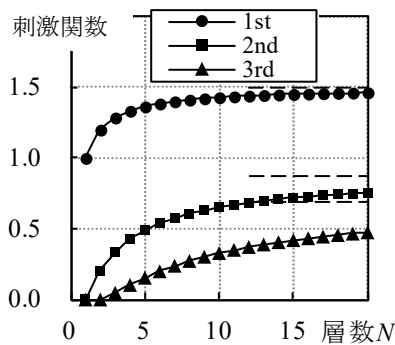


図 5.15 頂部の刺激関数

(質点系、逆三角形 1 次モードモデル。破線は連続体の場合で 1 次は  $3/2=1.5$ 、2 次は  $7/8=0.88$ 、3 次は  $88/128=0.69$  である。)

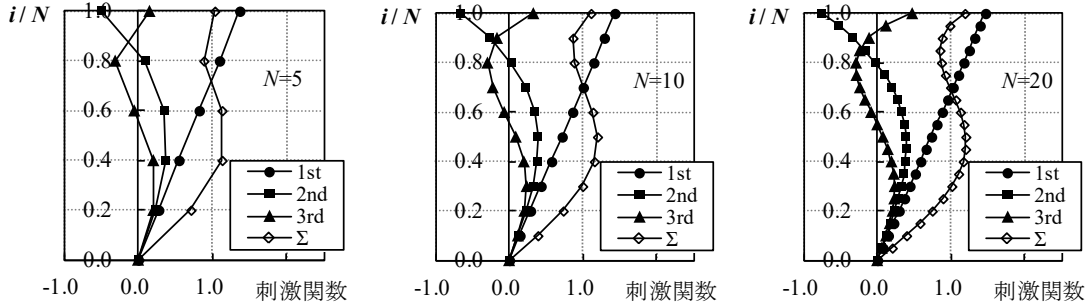


図 5.16 刺激関数の例（質点系、逆三角形 1 次モードモデル。Σ は 1 次から 3 次までの和。）

構造躯体と共振する場合に  $Saf$  が大きくなるので、1 次と 2 次の共振を考え、刺激関数の代表値を表 5.2 のように設定する。

表 5.2 刺激関数の設定

	1 次刺激関数 $\beta_{h1}U_{lh1}$	2 次刺激関数 $\beta_{h2}U_{lh2}$
上層階	1.5	0.7
中間階	0.9	0.4

1 次共振 ( $T_{ceil,h} = T_1$ ) での  $Saf_h$  は 1 次モードに支配される (図 5.7 参照) から、式(3)の近似として、

$$Saf_h(T_1) \approx R(T_1, T_1) \cdot \beta_{hj}U_{lhj} \cdot Sa_h(T_1) = 6 \cdot \beta_{hj}U_{lhj} \cdot Sa_h(T_1) \quad (7)$$

これに表 5.2 の値を入れれば、

$$\text{上層階: } Saf_h(T_1) = 9.0 \cdot Sa_h(T_1), \quad \text{中間階: } Saf_h(T_1) = 5.4 \cdot Sa_h(T_1), \quad (8)$$

さらに式(6)を代入すると、

$T_1 \leq T_G$  のとき

$$\text{上層階: } Saf_h(T_1) = 9.0 \cdot S_{DN}, \quad \text{中間階: } Saf_h(T_1) = 5.4 \cdot S_{DN} \quad (9)$$

$T_G < T_1$  のとき

$$\text{上層階: } Saf_h(T_1) = 9.0 \cdot \frac{T_G}{T_1} S_{DN}, \quad \text{中間階: } Saf_h(T_1) = 5.4 \cdot \frac{T_G}{T_1} S_{DN} \quad (10)$$

となる。

2 次共振 ( $T_{ceil,h} = T_2$ ) での  $Saf_h$  は、式(3)から 3 次以上の高次を無視して、

$$Saf_h(T_2) \approx \sqrt{\{R(T_1, T_2) \cdot \beta_{h1}U_{lh1} \cdot Sa_h(T_1)\}^2 + \{R(T_2, T_2) \cdot \beta_{h2}U_{lh2} \cdot Sa_h(T_2)\}^2} \quad (11)$$

式(11)中の  $R(T_1, T_2)$  は  $T_1$  と  $T_2$  の比で決まる。例えば、逆三角形 1 次モードモデル (図 5.16 参照) の場合、1 次に対する  $j$  次の周期比は、層数  $N$  によらず、 $T_j/T_1 = 1/\sqrt{j(2j-1)}$  となる<sup>5,3)</sup>から、2 次の周期比は  $T_2/T_1 = 1/\sqrt{6} = 0.41$  である。また均一せん断棒では  $T_2/T_1 = 1/3 = 0.33$  である。これらの値を参考に、かつ  $R$  が安全側の近似として大きめの値をとるように、 $T_2/T_1 = 0.4$  とおけば、式(1)より、 $R(T_1, T_2) = 1 + 5 \times 0.4^3 = 1.32$  となる。

$T_1/T_G \leq 2.5$  ならば、 $T_2 \approx 0.33T_1 \sim 0.4T_1 \leq T_G$  であり、 $Sa_h(T_2) = S_{DN}$  となる。

これらの値から、

$T_1 \leq T_G$  のとき

$$\text{上層階} : Saf_h(T_2) \approx \sqrt{(1.32 \times 1.5)^2 + (6 \times 0.7)^2} \cdot S_{DN} = \sqrt{1.98^2 + 4.2^2} \cdot S_{DN} = 4.6 S_{DN} \quad (12)$$

$$\text{中間階} : Saf_h(T_2) \approx \sqrt{(1.32 \times 0.9)^2 + (6 \times 0.4)^2} \cdot S_{DN} = \sqrt{1.19^2 + 2.4^2} \cdot S_{DN} = 2.7 S_{DN} \quad (13)$$

$T_G < T_1 \leq 2.5 T_G$  のとき

$$\text{上層階} : Saf_h(T_2) \approx \sqrt{\{1.98 \cdot T_G / T_1\}^2 + (4.2)^2} \cdot S_{DN} = 4.6 S_{DN} \sim 4.3 S_{DN} \quad (14)$$

$$\text{中間階} : Saf_h(T_2) \approx \sqrt{\{1.19 \cdot T_G / T_1\}^2 + 2.4^2} \cdot S_{DN} = 2.7 S_{DN} \sim 2.4 S_{DN} \quad (15)$$

2次共振の  $Saf_h(T_2)$  は  $T_G < T_1$  の範囲で1次の寄与が減少して低下するが、大幅な低減とはならないことと設計上の簡便さを優先して  $T_1$  によらず、式(12)及び(13)を採用する。

また、吊り天井が十分に剛である場合には、作用する加速度は吊り元と同じとなる。質点系の逆三角形1次モードモデル(図5.16参照)を用いて、3次まで考慮し、建築基準法の2種地盤(表層地盤の増幅は略算)の  $Sa$  を入力とする場合について、各床(屋根)の最大加速度  $Saf(0)$  をSRSSにより求めた結果を図5.17に示す。図(a)の縦軸は下から数えた層番号  $i$  を層数  $N$  で除した値であり、横軸は地動最大加速度に相当する  $0.4 S_{DN}$  で規準化した最大加速度  $Saf(0)$  を表している。1次固有周期は  $T_1 = 0.1N$  とした。全体の高さの下層部分1/3程度では3次までの刺激関数の総和が1に満たない(図5.16参照)ため、図(a)では省略している。既に指摘されている傾向だが、層数  $N$  が9程度(1次周期が0.9秒程度)までは直線的な分布であり、層数が多く(周期が長く)なると中間部分で低減している。

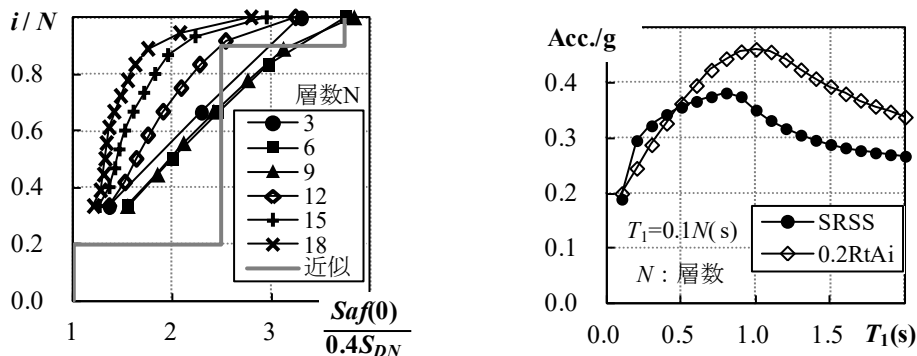
吊り天井が十分に剛な場合の「近似」として、

$$\text{上層階} : 1.5 S_{DN}、\text{中間階} : 1.0 S_{DN}、\text{下層階} : 0.4 S_{DN} \quad (16)$$

とおき、図5.17(a)に示している。

なお、上層階等が示す高さ方向の範囲については、検討の余地が残されている。

図5.17(b)には横軸に1次固有周期  $T_1$  を取って、SRSSによる頂部(屋根)の震度を示している。最上階では層せん断力係数と震度が等しいことから、最上階での  $C_0 R t A_i$  ( $C_0=0.2$ 、 $A_i$  で  $\alpha_i=1/N$ ) の値を比較のために示している。頂部震度と  $C_0 R t A_i$  は周期の短い範囲でよく対応しているが、周期が長い範囲では前者は後者の75%程度である。なお、文献5.4)によれば、 $C_0 R t A_i$  による値は地震応答解析結果に対してかなり大きめの評価を与えるので、SRSSの値が過小であるということはない。



(a) 高さ方向の最大加速度分布 (b) 頂部震度と最上階の設計用層せん断力係数の比較

図5.17 床(屋根)の最大加速度(3次まで考慮したSRSS)

以上をまとめると、表 5.3 のようになる。ここで、構造躯体や吊り天井の固有周期は必ずしも精度よく求められないため、1次共振や2次共振には周期に幅を持たせることとする。表 5.3 で定められていない周期帯については直線で補間する。

表 5.3 簡易スペクトル法で用いる代表的な  $S_{af}$ 

設置階		1次共振 <sup>注1)</sup>	2次共振 <sup>注2)</sup>	剛 <sup>注3)</sup>
上層階	$T_1 \leq T_G$ <sup>注4)</sup>	$9.0S_{DN}$ <sup>注5)</sup>	$4.6S_{DN}$	$1.5S_{DN}$
	$T_G < T_1$	$9.0(T_G/T_1)S_{DN}$		
中間階	$T_1 \leq T_G$	$5.4S_{DN}$	$2.7S_{DN}$	$1.0S_{DN}$
	$T_G < T_1$	$5.4(T_G/T_1)S_{DN}$		
下層階	$T_{ceil,h} \leq T_G$	$1.0S_{DN}$ <sup>注6)</sup>		$0.4S_{DN}$ <sup>注7)</sup>
	$T_G < T_{ceil,h}$	$1.0(T_G/T_{ceil,h})S_{DN}$ <sup>注6)</sup>		

注1) 1次共振とは、 $T_1 - 0.1(s) \leq T_{ceil,h}(s) \leq T_1 + 0.1(s)$  の場合とする。

注2) 2次共振とは、 $\max(T_2 - 0.1(s), 0.1(s)) \leq T_{ceil,h}(s) \leq T_2 + 0.1(s)$  の場合とする。

注3) 剛とは、 $T_{ceil,h} \leq 0.1(s)$  の場合とする<sup>5.4)</sup>。

注4)  $T_G$  は加速度一定領域と速度一定領域の境界周期。(図 5.14(b)より  $T_G=0.864(s)$ )

注5) 中地震動相当とすれば、図 5.14 (b)より  $S_{DN}=240(\text{cm/s/s})$ 。

注6) 下層階では構造躯体の応答増幅がない(1倍)とすれば、 $S_{af}$  は入力地震動の  $S_a$  に等しいため。

注7) 注6の場合で、吊り天井も剛とすれば、入力地震動の最大加速度で、図 5.14 (b)より  $S_a(0)=S_{DN}/2.5=0.4S_{DN}$ 。

建築基準法の稀に発生する地震(中地震)相当として  $S_{DN}=240(\text{cm/s/s})$  とおき、スペクトル法と簡易スペクトル法を比較したものが図 5.18 である。縦軸は震度である。簡易スペクトル法はスペクトル法を包含する形で概ね良好な対応関係が得られることが分かる。なお、低層の場合は刺激関数の減少度合い(頂部は図 5.15 参照)に基づいて低減することも可能と考えられる。

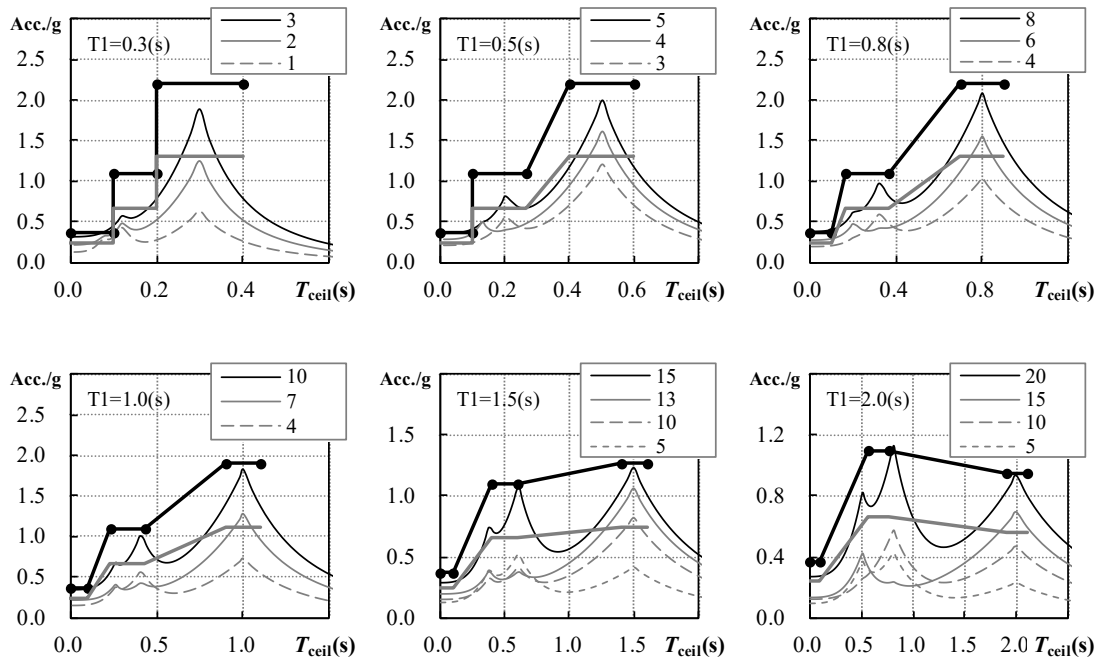


図 5.18 簡易スペクトル法（太線）とスペクトル法（細線）の比較

( $T_1 = 0.1N$ 、簡易スペクトル法では  $T_2 = T_1/3$  と設定。黒太線と灰太線が簡易スペクトル法の上層階と中間階。スペクトル法では3次まで考慮。凡例の数値は下からの層番号。)

(2) 震度法

建築基準法の中地震相当 ( $S_{DN}=240(\text{cm/s/s})$ ) に対して、簡易スペクトル法の結果をもとにさらに単純化した震度法を考えると表 5.4 のようになる。

図 5.19 に震度法と簡易スペクトル法とを比較して示す。

表 5.4 震度法の案

設置階	共振の程度により分類		
	$T_1/3 < T_{ceil}$ 又は $T_{ceil}$ が不明	$0.1(\text{s}) < T_{ceil} \leq T_1/3$	$T_{ceil} \leq 0.1(\text{s})$
上層階	2.2	1.1	0.37
中間階	1.3	0.66	0.24
下層階	0.24		0.10

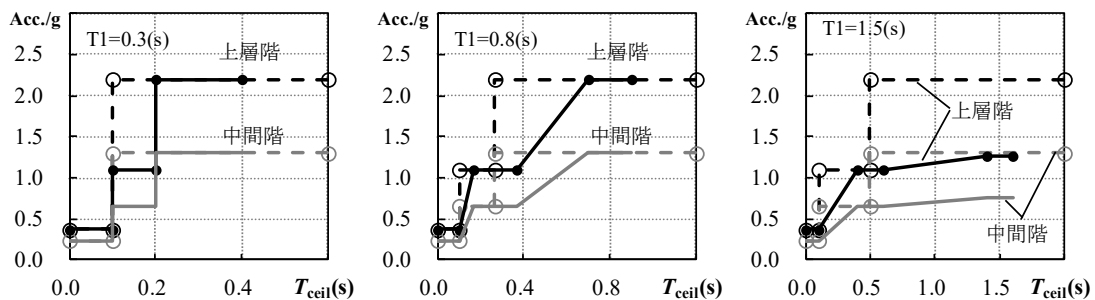


図 5.19 震度法（破線）と簡易スペクトル法（実線）との比較



### (3) 上下振動を無視できない場合

水平振動については、上下振動を無視できない建築物であっても、簡易スペクトル法や震度法をそのまま用いて差し支えないと考えられる。しかし、上下振動については、多層建築物に対する串団子モデルのような典型的かつ単純なモデルを設定しにくいため、簡易スペクトル法や震度法としてまとめることは難しい。山形架構の例から 0.5G 程度の上下振動を仮定することや、水平の震度の 1/2 程度<sup>5.4)</sup>とすることなどが考えられるが、いくつかのモデルを用いた検証も必要である。

## 5. 2 吊り天井の固有周期及び許容耐力

様々な吊り天井を想定すると、その固有周期と許容耐力は実験的に求める必要があると考えられる。ここでは、水平な在来工法天井の固有周期と許容耐力を算定してみる。

### 5.2.1 在来工法天井の野縁方向

#### (1) 固有周期

固有周期については、

[a] ブレースの下側が取り付く吊りボルト

[b] [a]以外の吊りボルト

に分けて剛性を評価する。[a]は文献 5.5)より、ブレース下端とハンガー上端との距離  $L_b=5\text{cm}$  と仮定してその水平剛性を  $20\text{kN/m}$  とする。[b]は文献 5.2)と同様に振子としての剛性と吊りボルトの曲げ剛性（上端固定、下端ピンとした片持ち梁）との和として評価する。天井の質量は  $M=17\text{kg/m}^2$  を基本とする。吊りボルトの総本数に対する[a]の割合を  $pb$  としてパラメータとする。

図 5.20 に縦軸を吊り長さ  $L$  として計算した固有周期を示す。[a]の剛性は  $L$  によらないため、吊り長さが長い領域では周期の変化はあまりない。ブレース量の増大と、質量の軽減は、短周期化に対して同じ効果を持つ。 $pb=0.07\sim 0.50$  の範囲では周期は概ね  $0.2\sim 0.6$  秒の範囲にある。ブレースなしの場合には、吊り長さ  $L$  が  $0.4\text{m}$  程度でも周期は  $0.5$  秒程度である（左右の図で横軸の範囲が違うことに注意）。図中の○印は文献 5.2)で紹介されている天井 1（在来、 $L=1.5\text{m}$ ）の固有周期（実験値）であり、ブレースありの場合は  $pb=0.07$  程度であるから、ここでの計算は概ね妥当と考えられる。

図 5.21 にはブレースの割合  $pb$  に対する固有周期の変化を示す。

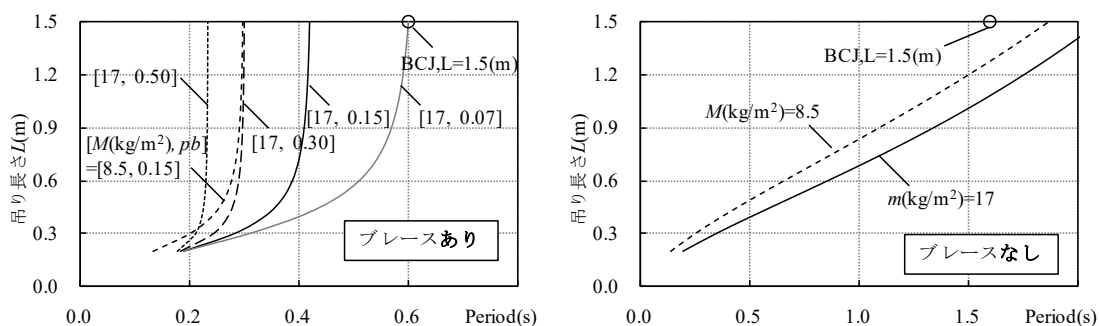


図 5.20 在来工法天井の固有周期

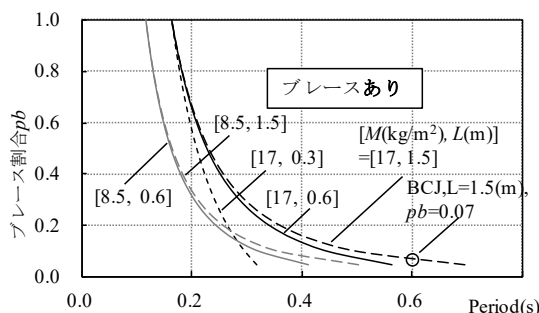


図 5.21 在来工法天井の固有周期

#### (2) 許容耐力

ブレースありの場合を考えると、(1)で示した[a]の吊りボルトの両脇にある2つのクリップが滑り出して、その後外れることが天井破壊へのきっかけとなる。そこで[a]の吊りボルトが負担で

きる許容耐力をクリップ2個の滑り耐力で評価することとし、文献 5.5)及び 5.6)などから1本当たりで  $Fa=300(N)$ と仮定する。天井面の慣性力は剛性比に応じて[a][b]の吊りボルトに分担されると考えた。前節の  $Saf$  との対応付けを容易にするため、許容加速度で表すと図 5.22 のようになる。ブレースをかなり密に入れて  $pb=0.5$  としても  $1G (=980cm/s/s)$  を若干上回る程度までしか許容できない。前節のような共振まで考え、かつ、クリップの滑りや外れを防止するためには、クリップを強化するような金具等を使うか、ブレースの下側を天井面等に取り付ける工夫が必要になる。

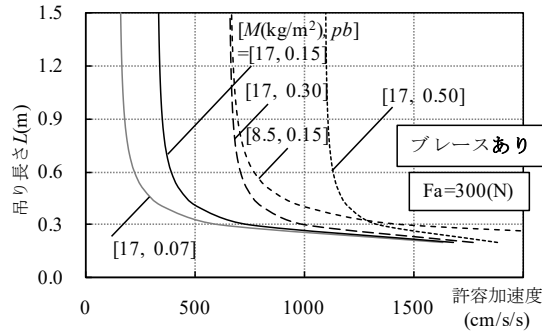


図 5.22 在来工法天井の許容加速度

図 5.23 に許容加速度と周期との関係を示す。質量や吊り長さによらず1つの曲線を描いている。これは、 $Fa$  を剛性で除した変位すなわち  $300(N)/20(kN/m)=1.5(cm)$  に対応する関係  $Sa=\omega^2 Sd=(2\pi/T)^2 * 1.5(cm/s/s)$  に対応している。

このように、ブレースやその接合部が許容応力度に達することで天井の許容耐力が決定される時、ブレースの量によって周期や許容耐力は変化するが、許容変位量は一定となるため、図 5.23 のような1つの曲線上を移動するだけである。この曲線と、前節のスペクトル法等による  $Saf$  を重ね合わせることで、設計の見通しがよくなるように思われる。

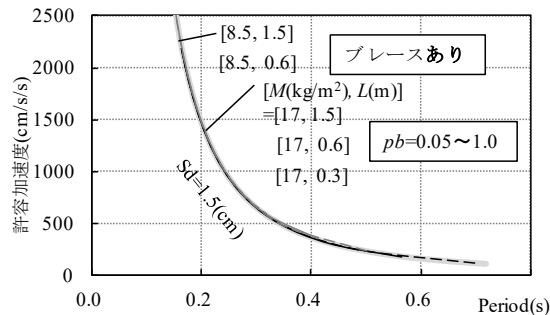


図 5.23 在来工法天井の周期と許容加速度の関係

## 5.2.2 在来工法天井の野縁受け方向

### (1) 固有周期

野縁方法の剛性を求める場合には、ブレースが取り付けられた吊りボルトの水平剛性はブレースの断面には依存せず決定することができた。これは、ブレースと吊りボルトにより構成される構面の剛性に比しハンガー部の剛性が極めて小さいためであった。これと同様の考え方が野縁受け方向の剛性を考える場合にも適用できるかを検証する。そこで、ブレースと吊りボルトから成る1構面を取り出した実験（図 5.24）、およびハンガー単体を抽出した実験（図 5.25）を実施した。

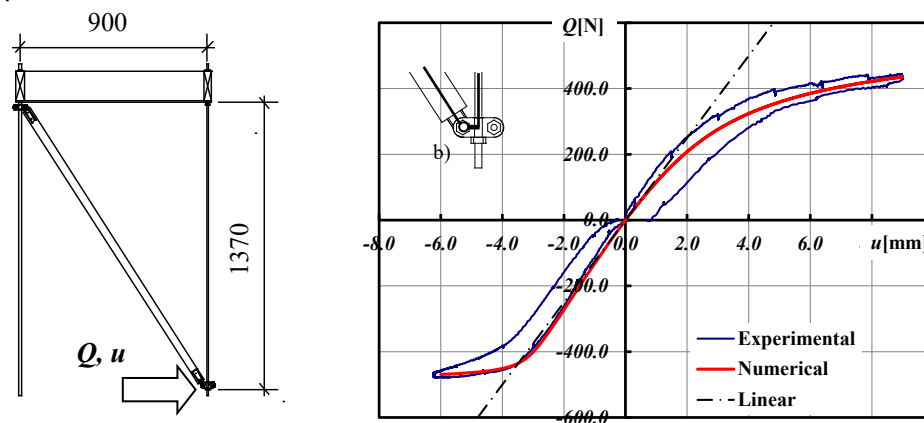


図 5.24 ブレースと吊りボルトから成る構面単体試験

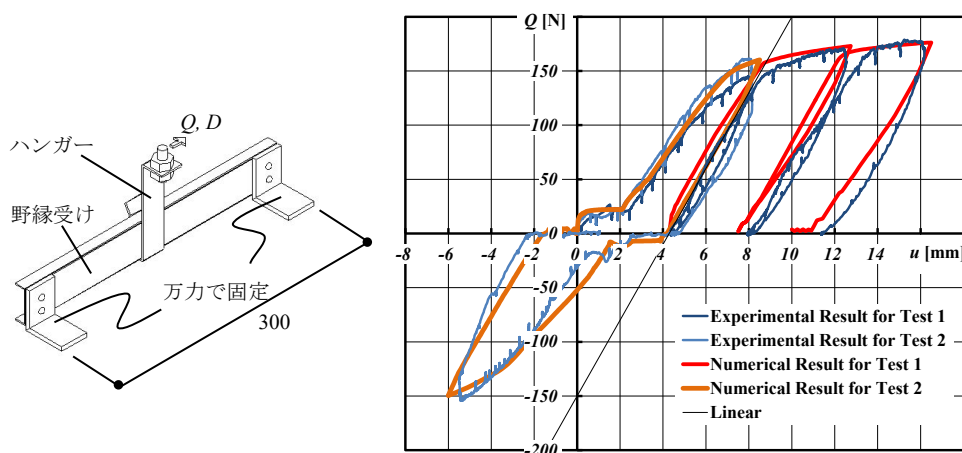


図 5.25 ハンガー単体試験

ブレース構面の実験によれば、その水平剛性は、単純な理論値に比べるとブレース近傍の不可避的な偏心によって 1/4 程度とかなり小さくなるものの、値としてはおよそ 0.125kN/mm であること、これに対して、ハンガー部の水平剛性は、ハンガー単体実験から、0.035kN/mm 程度であることが解る。ハンガー単体の剛性はブレース構面の剛性と比してかなり小さく、そのために、直列バネとして見たときの剛性は、

$$K_{total} = \frac{1}{\frac{1}{K_{Brace}} + \frac{1}{K_{Hanger}}} = \frac{1}{\frac{1}{0.125} + \frac{1}{0.035}} = 0.0273 \text{ kN/mm}$$

となる。この結果、および、ここで取り上げたブレース構面は剛性が小さい形式のものであるこ

とを考慮すると、野縁方向同様、ハンガー単体の剛性でブレースが取り付け吊りボルトの水平剛性を評価することが可能であると判断される。ただし、ブレースが取り付け位置はハンガー直上の場合であり、野縁方向同様、ブレースの取り付け位置は野縁受け方向の剛性にも大きな影響を及ぼすが、ここでは省略する。

上記では、ブレース構面部分とハンガー部分との大局的な影響度合いを検討するために、それぞれを抽出した実験ならびに解析の結果を用いたが、実際には両者は剛に緊結されていることから、ブレース構面部分ならびにハンガー部分ともに剛性は単体のときよりも大きくなっているはずである。このことを確認するため天井部分試験体による静的載荷実験を行った（図 5.26）。図 5.26 のグラフはひとつのブレース構面が負担する水平力と水平変位の関係を示す。なお、青線は実験結果、赤線は解析結果である。

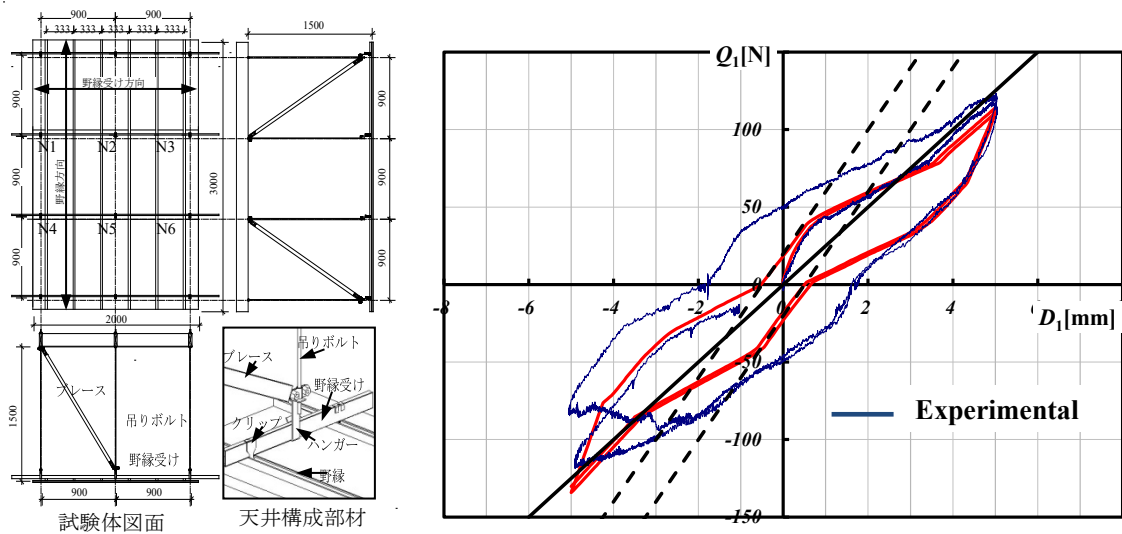


図 5.26 部分試験体による静的載荷実験

この結果から、以下のことが解る。

- ・ ブレース構面の剛性は処女載荷のとき最も高く、上述したような緊結したことによる剛性上昇が確認され、その値は  $0.08\text{kN/mm}$  となる。
- ・ 変位がおよそ  $0.5\text{mm}$  を超えた段階で、剛性が低下する様子が見られ、水平変位  $5\text{mm}$  のときの割線係数はおおよそ  $0.025\text{kN/mm}$ （図中の黒実線）となる。
- ・ 繰返載荷再負荷時において、変位の小さい段階ではブレース構面の剛性は  $0.040\text{kN/mm}$ （図中の破線）と大きい。

したがって、野縁受け方向の剛性は変位振幅および履歴の有無によって変化する。

次に、上記試験体を用いた自由振動による固有周期（固有振動数）を計測した結果について述べる。まず、上記で得られた剛性を用いて固有周期ならびに固有振動数を計算する。本試験体にはブレース構面が2構面配置されていることから、本試験体の剛性は上記で得られた剛性を2倍することで求められ、さらに天井面質量（ $103\text{kg}$ ）であるから、本試験体の野縁受け方向の固有周期などは、

処女時かつ微小振幅の場合：

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{\text{Ceiling}}}} = 2\pi \sqrt{\frac{103}{80 \times 10^3 \times 2 \text{ 構面}}} = 0.16 \text{ sec}$$

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{0.16} = 6.3 \text{ Hz}$$

比較的大きな振幅の場合：

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{\text{Ceiling}}}} = 2\pi \sqrt{\frac{103}{25 \times 10^3 \times 2 \text{ 構面}}} = 0.28 \text{ sec}$$

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{0.28} = 3.5 \text{ Hz}$$

となる。一方、強制変位を初期変位として与えた自由振動実験の結果を図 5.27 に示す。上記で示したように固有振動数は初期変位の大きさにより変化し、固有振動数の振幅依存性が確認される。ただし、比較的大きな振幅を設定した場合の実験結果は予測値と対応していない。これは、上述のとおり履歴の有無によって剛性が変化するためである。このことを勘案して、履歴を受けた後の微小振幅時の剛性を用いて固有周期などを再計算すると、

履歴有かつ微小振幅の場合：

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{\text{Ceiling}}}} = 2\pi \sqrt{\frac{103}{40 \times 10^3 \times 2 \text{ 構面}}} = 0.23 \text{ sec}$$

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{0.23} = 4.3 \text{ Hz}$$

となり、実験結果と対応する結果が得られる。

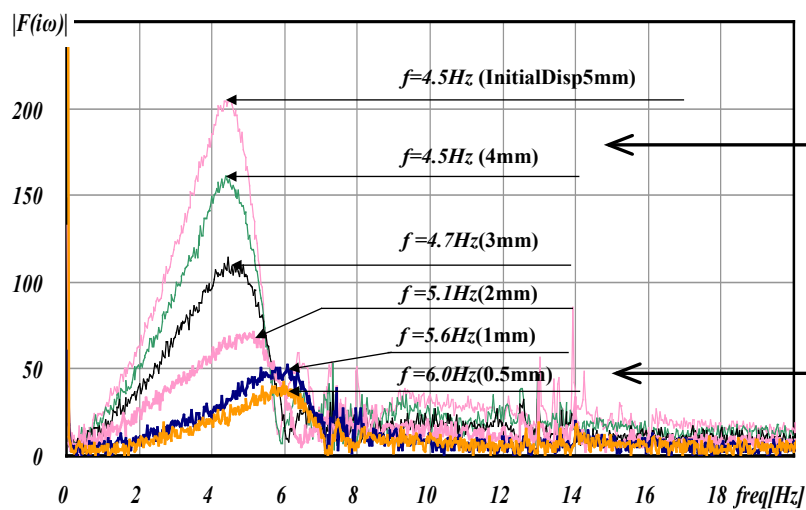


図 5.27 初期変位を与えた場合の自由振動結果

以上のことから、本節で示した野縁受け方向のブレース構面の剛性は妥当であると考えられる。なお、地震時の応答評価の際に用いる剛性としては、比較的振幅が大きい場合の剛性値および周期値を用いるべきと思われる。

## (2) 許容耐力

野縁受け方向加力時の耐力は、ハンガー部あるいはクリップ部のいずれかのすべり耐力にて規定される。図 5.28 は先の試験体を用いてさらに大きな強制変位を静的に与えた場合の結果である。図 5.28 左は天井全体の水平力-水平変位関係を、図 5.28 右はブレースに取り付けたひずみゲージをもとに、縦軸をひとつのブレース構面が負担する水平力としたものである。

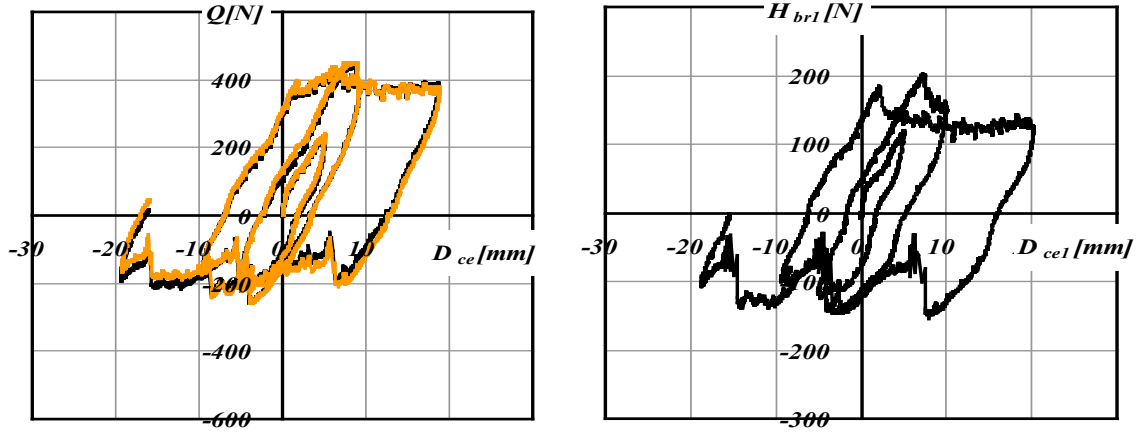


図 5.28 野縁受け方向静的加力実験（振幅が大きい場合）

1 ブレースあたりの最大耐力は、本実験結果によると、加力方向で異なった値、すなわち、正方向荷荷の場合には 200N、負方向荷荷の場合には 150N となっている。これは耐力を規定している部位が異なるためである。図 5.29 に示すように野縁受け方向荷荷の場合には、すべりが発生する部位として「クリップと野縁受け間」および「ハンガーと野縁受け間」の 2 箇所が想定され、今回の実験では、正方向荷荷の場合のすべり発生部位はクリップと野縁受け間、負方向荷荷時の同部位はハンガーと野縁受け間と異なっていたためである。正負間においてすべりが発生する部位が異なる理由は、ハンガーに塑性変形が発生することによってハンガーに傾きが残留し、その結果として異方性が発現するためと考えられる。

ただし、安全性評価を行う上では、ハンガーと野縁受け間のすべり発生時の平均耐力である 100N を採用することが安全側の評価と言える。

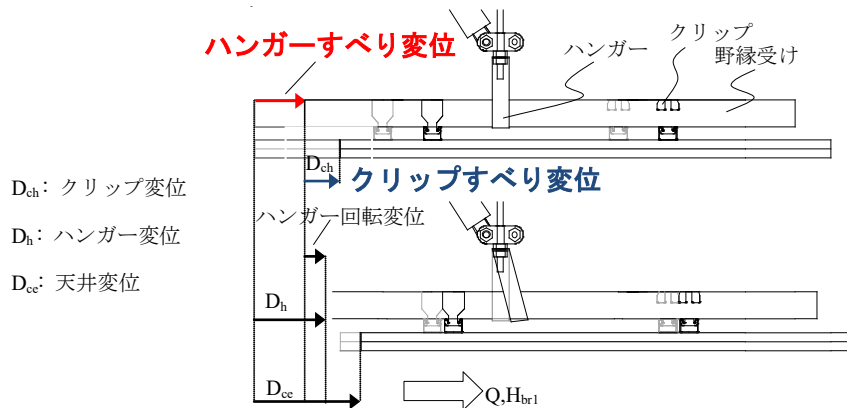


図 5.29 ハンガー近傍の変位

## 5.2.3 耐震性に配慮した仕様の静的加力実験

前項までに示したように、吊りボルト間にブレースを設ける場合にはクリップやハンガーのすべりが先行するため、構造躯体との共振まで考えると十分な許容耐力を付与できない場合が想定される。ここでは、より大きな水平耐力を有するようにブレース下端を野縁受けに取り付けた仕様の例について述べる。

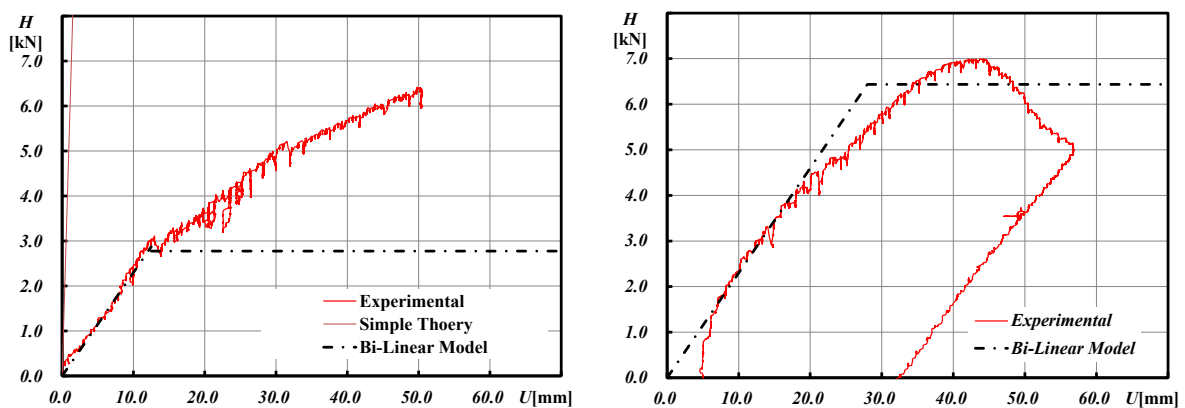
## (1) 実験概要および実験結果

吊りボルトにブレースを取り付けるのではなく特別な金物を用いて野縁受けに取り付ける仕様とした天井試験体の静的加力実験を行った。使用した部材断面などを以下に示す。

下地材	野 縁 :	耐風仕様
	野縁受け :	C-38x12x1.2
	ブレース :	C-40x20x1.6 $A_c=122\text{mm}^2, I_{\text{minor}}=4730\text{mm}^4$
	クリップ :	耐震用クリップ (耐風圧仕様に準拠)
	ハンガー :	ボルト止めによる脱落防止

なお、天井面の大きさは2m×3mであり、吊りボルト間隔：0.9m、天井懐：1.5mである。ブレースはV字形のもの2対配置した。ブレースの角度 $\theta$ は $\theta=\arctan(0.9/1.5)\doteq 60^\circ$ である。加力は、加力方向に関わらず、2m方向に強制変位を静的に与えている。

実験によって得られた荷重変位関係を図5.30に示す。本実験によって確認される剛性は変位が小さい場合にはかなり変動し、変位が進むにつれ剛性が低下している様子が確認される。ただし、変位がある段階に達すると比較的安定した剛性が確認され、その値 $K_h$ は両方向ともに0.24kN/mm (一对あたり0.12kN/mm)となっている。この値は、図5.30左中の細線によって示している部材の偏心などを無視した単純なモデルにより求めた剛性と比べるとかなり低い値となっている。理論値に比し剛性がかなり小さくなる理由は局部的な偏心などによる曲げ変形によるためと判断され、このような偏心による影響は仕様によって異なることが推測されることから、剛性は仕様ごとに実験的に確認する必要があるものと思われる。



(a) 野縁方向加力

(b) 野縁受け方向加力

図 5.30 水平荷重-水平変位関係

写真 5.1 に最終変形状態を示す。野縁方向加力では野縁受けが曲げ降伏し、野縁受け方向加力では圧縮ブレースが座屈した。



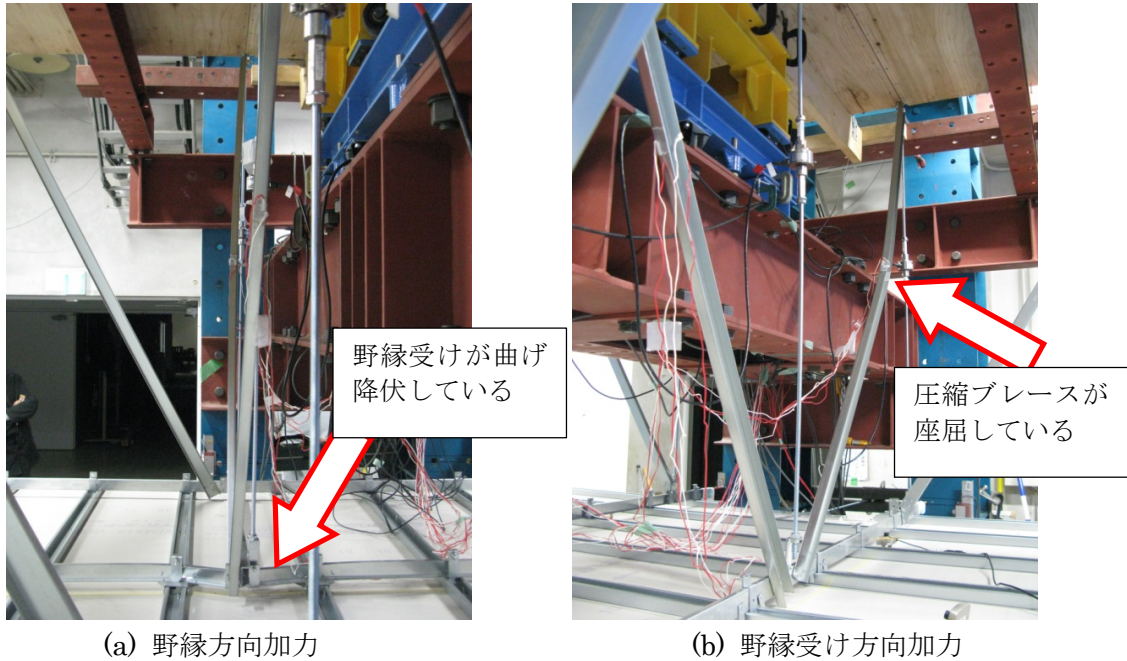


写真 5.1 最終変形状態

## (2) 試験体の耐力評価

野縁方向加力時： この場合にはブレースが取り付く野縁受けの曲げ降伏によって非弾性挙動へと移行する。したがって、V字一對あたりの全塑性耐力  $P_{max}$  は、図 5.31 のような野縁受けの崩壊機構を考えることで求められる。

$$P_{max} = 8M_p / L_c \quad M_p : \text{野縁受けの弱軸回りの全塑性曲げモーメント}$$

$$L_c : \text{野縁受けの支点間距離 (クリップ間距離)}$$

ここで、 $M_p = 53 \text{ kNm}$  ( $\sigma_y = 315 \text{ N/mm}^2$ ; 素材試験より)、 $L_c = 300 \text{ mm}$  を用いて上式を計算すると、

$$P_{max} = 8 \times 53 / 300 = 1.4 \text{ [kN/対]}$$

となる。今回の実験ではV字型ブレースが2対設置されていることから、試験体としての終局耐力  $H_p$  は、

$$H_p = P_{max} \times 2 \text{ 対} = 1.4 \times 2 = 2.8 \text{ [kN]}$$

となる。

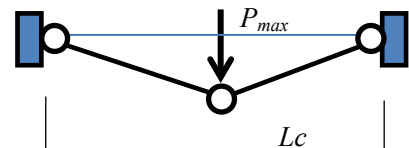


図 5.31 野縁受けの崩壊機構

野縁受け方向加力時： この場合にはブレース自体の座屈により試験体の耐力が決定される。今回使用したブレースの細長比を両端ピン支持として求めると、 $\lambda = l_k / i = 1750 / 6.2 = 280$  となり、ブレースは弾性座屈することが解る。そこで、両端ピン支持状態のブレースの弾性座屈荷重を求めて、これから試験体としての最大耐力  $H_p$  を求める。

$$P_{cr} = \pi^2 EI / l_k^2 = \pi^2 \times 205 \times 4730 / 1750^2 = 3.2 \text{ [kN/本]}$$

$$H_{cr} = 2P_{cr} \times \cos 60^\circ = 2 \times 3.2 \times 1/2 = 3.2 \text{ [kN/対]}$$

$$H_p = H_{cr} \times 2 \text{ 対} = 3.2 \times 2 = 6.4 \text{ [kN]}$$

以上のようにして求めた野縁方向および野縁受け方向の  $H_p$  を示したものが図 5.30 中の一点鎖線である。両者ともに実験結果とよく対応するものとなっており、耐力を適切に評価していることが解る。

**(3) 本仕様におけるブレースの必要本数の算定**

次に、損傷形式に応じた安全率を考慮して実際の設計に用いるべき短期許容耐力； $Q_{allow}$ を仮に設定した上で、本仕様におけるブレースの必要本数を試算してみる。

野縁方向については非弾性以降も安定した履歴となることから安全率 $\nu$ を1とし、野縁受け方向についてはブレースの弾性座屈によって耐力が規定されることから長期の安全率 $\nu$ を2.17として、先ほどの耐力値からそれぞれの方向に対するブレース一対あたりの短期許容耐力を次のように設定する。

$$\text{野縁方向：} \quad Q_{allow} = P_{max} = 1.4 \text{ [kN/対]}$$

$$\text{野縁受け方向：} \quad Q_{allow} = (H_{cr}/\nu) \times 1.5 = (3.2/2.17) \times 1.5 = 2.2 \text{ [kN/対]}$$

震度係数  $k=2.2$  に対して、本仕様の V 字型のブレースをどの程度の面積に 1 か所設置するべきかを求める。この面積を負担可能面積  $A$  とすれば、これは以下のように計算することができる。それぞれの方向について具体的に計算してみると、

$$\text{天井の平米重量：} W \quad W = 170 \text{ N/m}^2$$

$$\text{天井面に作用する地震力：} H \quad H_{act} = k \times W = 2.2 \times 170 \text{ [N/m}^2] = 374 \text{ [N/m}^2]$$

これから、

野縁方向

$$\text{一対あたりの負担可能面積：} \quad A = Q_{allow}/H_{act} = 1400 \text{ [N/対]} / 374 \text{ [N/m}^2] = 3.7 \text{ [m}^2/\text{対]}$$

野縁受け方向

$$\text{一対あたりの負担可能面積：} \quad A = Q_{allow}/H_{act} = 2200 \text{ [N/対]} / 374 \text{ [N/m}^2] = 5.9 \text{ [m}^2/\text{対]}$$

となり、野縁方向ではほぼ  $2\text{m} \times 2\text{m}$ 、野縁受け方向で  $2\text{m} \times 3\text{m}$  に一対の V 字型斜め振れ止めが必要となる。

ちなみに、ここで実験にて確認された剛性  $K_h = 0.12 \times 10^6 \text{ [N/m/対]}$  を用いて、震度  $k=2.2$  に耐えるように  $Q_{allow} = kWA$  としてブレースが設置された場合の固有周期  $T$  を確認してみると、

野縁方向

$$T = 2\pi \sqrt{WA/(gK_h)} = 2\pi \sqrt{Q_{allow}/(kgK_h)} = 2\pi \sqrt{1.4 \times 10^3 / (2.2 \times 9.8 \times 0.12 \times 10^6)} = 0.15 \text{ [sec.]}$$

野縁受け方向

$$T = 2\pi \sqrt{WA/(gK_h)} = 2\pi \sqrt{Q_{allow}/(kgK_h)} = 2\pi \sqrt{2.2 \times 10^3 / (2.2 \times 9.8 \times 0.12 \times 10^6)} = 0.18 \text{ [sec.]}$$

となる。

## 5.2.4 座屈する場合の許容耐力

前項の仕様の野縁受け方向は、ブレースの座屈で決まる比較的大きな耐力が得られた。本項では、特定の仕様に限定することなく、ブレース又は吊りボルトの座屈で決まる許容耐力について、ブレース断面や吊り長さの影響を検討する。

水平震度のみが作用して座屈する場合を考える。図 5.32(a)又は(b)を基本としてブレース 1 本当たりの耐力を考える。図 (a)と(b)が混在する場合（逆ハの字配置など）は、いずれか小さい方の耐力に達した時点を経許耐力と考える（座屈後の耐力上昇は見込まない）。図(c)に示す V 字配置では吊りボルトの座屈が起こらないので、2 本のブレースとも図(b)の座屈耐力を取れる。

(図(c)は水平震度のみときは対称性から静定で考えられる。上下震度を同時に作用させると、不静定となる。)

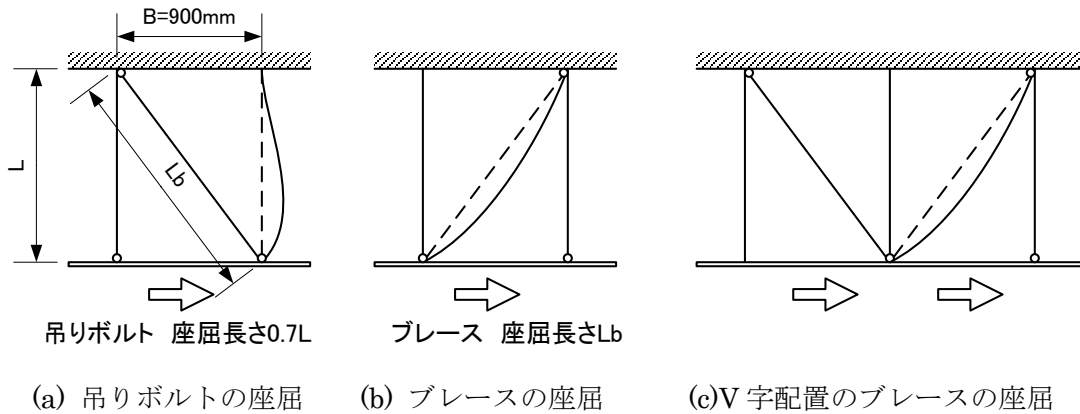


図 5.32 吊りボルト又はブレースの座屈

計算上の仮定を述べる。吊りボルト間隔は  $900\text{mm}$  で固定する。吊りボルトの有効直径は  $7.8\text{mm}$  とする ( $I=0.0182\text{cm}^4$ )。ブレースは野縁受けと同じ  $\text{C}38\text{x}12\text{x}1.2$  ( $I=0.0848\text{cm}^4$ ) 及び  $\text{C}38\text{x}12\text{x}1.6$  ( $I=0.108\text{cm}^4$ )、野縁受けより大きな断面の材として  $\text{C}40\text{x}20\text{x}1.6$  ( $I=0.471\text{cm}^4$ ) の計 3 種類とする。細長比が大きいとして座屈耐力は短期の許容耐力として  $(1.5/2.17) \times$  (オイラー座屈荷重) で求める。ここで、 $2.17$  は長期の安全率である。吊りボルトやブレースは引張降伏しないとする。また、ブレースや吊りボルトが座屈する前に接合部（金物）等に損傷は生じないとする。

ブレース 1 本当たりの負担できる水平力  $H$  は、

$$\text{図 5.32 (a)} : H_{(a)} = \frac{1.5}{2.17} \cdot \left( mg + \frac{\pi^2 EI}{(0.7L)^2} \right) \cdot \frac{B}{L} \quad (17)$$

$$\text{図 5.32 (b)} : H_{(b)} = \frac{1.5}{2.17} \cdot \frac{\pi^2 EI}{L_b^2} \cdot \frac{B}{L_b} \quad (18)$$

ここで、 $m$  は吊りボルト 1 本当たりの負担質量で、天井面の質量を  $M(\text{kg}/\text{m}^2)$  とすれば  $m=MB^2(\text{kg})$ 、 $g$  は重力加速度、である。施工手順を考えればブレースにも初期軸力が生じるが、ここでは単純化して、自重は全て吊りボルトが負担し、ブレースの初期軸力は零としている。

図 5.33 に  $L=0.6 \sim 1.5(\text{m})$  として、水平力  $H$  を示す。吊り長さが長くなるほど、水平力  $H$  は単調に減少する。吊りボルトが座屈する場合については  $M=17(\text{kg}/\text{m}^2)$  と  $M=8.5(\text{kg}/\text{m}^2)$  の場合を示しているが、大きな差は見られない。野縁受けと同じ  $\text{C}38\text{x}12\text{x}1.2$  では  $200 \sim 850(\text{N})$  程度、 $\text{C}38\text{x}12\text{x}1.6$  では  $250 \sim 1100(\text{N})$  程度までしか負担できない。吊りボルトの座屈が先行するのは

C38x12x1.2 で吊り長さ  $L$  が 1.2~1.4m 程度以上、C38x12x1.6 で  $L$  が 1.0m 程度以上の範囲となる。

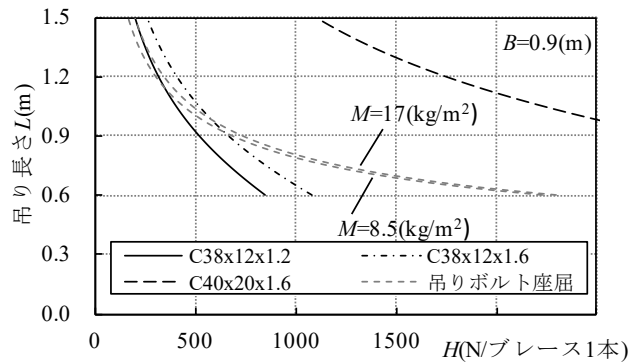
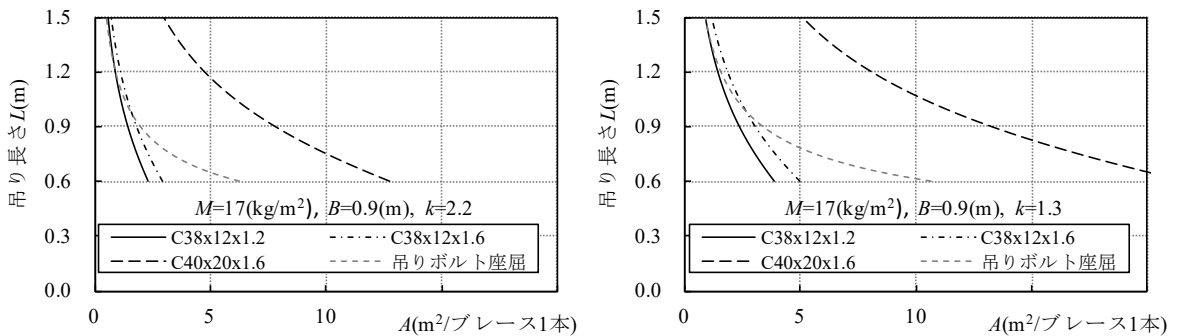


図 5.33 座屈時の水平力  $H$  (ブレース 1 本当たり)

水平震度  $k$  に対して、ブレース 1 本当たりが負担できる天井面積  $A(\text{m}^2)$  を次式で算定する。

$$A = \frac{H}{kMg} \quad (9)$$

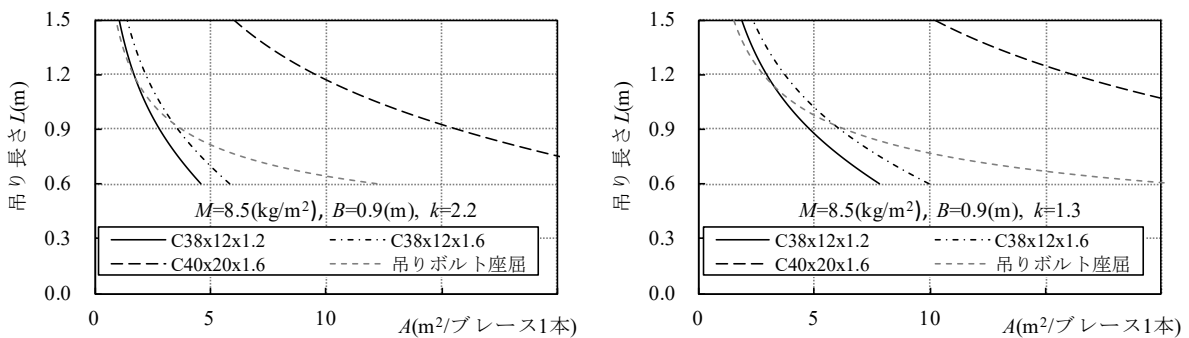
図 5.34、図 5.35 及び表 5.5 に  $M=17$  及び  $8.5(\text{kg}/\text{m}^2)$  の場合の天井面積  $A(\text{m}^2)$  を示す。 $M=17(\text{kg}/\text{m}^2)$  で  $k=2.2$  のとき、野縁受けと同じブレース材では  $A$  は  $0.5\sim 3 \text{ m}^2$  程度 (V 字に入れて 2 本 1 対で  $1\sim 6 \text{ m}^2$  程度) であり、かなり密にブレースを入れる必要がある。



(a) 水平震度  $k=2.2$

(b) 水平震度  $k=1.3$

図 5.34 ブレース 1 本当たりが負担できる天井面積  $A(\text{m}^2)$  ( $M=17(\text{kg}/\text{m}^2)$ )



(a) 水平震度  $k=2.2$

(b) 水平震度  $k=1.3$

図 5.35 ブレース 1 本当たりが負担できる天井面積  $A(\text{m}^2)$  ( $M=8.5(\text{kg}/\text{m}^2)$ )

表 5.5 ブレース 1 本当たりが負担できる天井面積  $A(m^2)$ 

(a-1) 天井質量 $17kg/m^2$ 、水平震度2.2					(b-1) 天井質量 $8.5kg/m^2$ 、水平震度2.2				
吊り長さL(m)	CC-19	CC-25		吊りボルト座屈	吊り長さL(m)	CC-19	CC-25		吊りボルト座屈
	C38x12x1.2	C38x12x1.6	C40x20x1.6			C38x12x1.2	C38x12x1.6	C40x20x1.6	
0.6	2.3	2.9	12.8	6.3	0.6	4.6	5.9	25.6	12.2
0.9	1.4	1.8	7.8	2.0	0.9	2.8	3.6	15.7	3.7
1.2	0.9	1.1	4.8	0.9	1.2	1.7	2.2	9.6	1.7
1.5	0.5	0.7	3.0	0.5	1.5	1.1	1.4	6.0	0.9

(a-2) 天井質量 $17kg/m^2$ 、水平震度1.3					(b-2) 天井質量 $8.5kg/m^2$ 、水平震度1.3				
吊り長さL(m)	CC-19	CC-25		吊りボルト座屈	吊り長さL(m)	CC-19	CC-25		吊りボルト座屈
	C38x12x1.2	C38x12x1.6	C40x20x1.6			C38x12x1.2	C38x12x1.6	C40x20x1.6	
0.6	3.9	5.0	21.6	10.6	0.6	7.8	9.9	43.3	20.6
0.9	2.4	3.0	13.3	3.4	0.9	4.8	6.1	26.6	6.3
1.2	1.5	1.9	8.1	1.6	1.2	2.9	3.7	16.2	2.8
1.5	0.9	1.2	5.1	0.9	1.5	1.8	2.3	10.2	1.5

## 5.2.5 その他の吊り天井の固有周期と許容耐力

斜め勾配の屋根に平行な在来工法天井であれば、水平な場合と同様に固有周期と許容耐力を算定することができる。ただし、勾配に対して吊りボルトが垂直に設けられる場合には、勾配と平行・垂直な方向で考えるなど、工夫が必要となる。

システム天井については、面内剛性が確保されれば在来工法天井と同様であるが、面内剛性が小さい場合が多く、内部の応力・変形等を考慮する必要があるが生じるので、在来工法天井のように単純な形で周期や耐力を求めることは難しく、詳細な計算や実験的検証が必要と考えられる。

### 5. 3 吊り天井の地震時挙動に関する検討

5. 1 節で提案した計算方法は、構造躯体が弾性範囲にあるものとして、天井の許容応力度設計を行うものであり、中地震動を超えるような大きな地震動（典型的には建築基準法の大地震動（極めて稀に発生する地震動））に対する検証を直接的に行うものではない。これは、大地震動レベルに至らない場合でも天井脱落被害が生じていることや構造躯体の被害がほとんどない場合も多いことなどの地震被害の経験に加え、構造躯体の大地震時の挙動（揺れ方）を一般的かつ簡易に表現することが難しいこと、吊り天井の構成部材・接合部にすべりや座屈を生じた後の挙動と脱落するか否かの判断基準に関する技術的知見が乏しいこと、などの技術的な限界による。

本節では数値計算と既往の実験結果を通じ、許容耐力を超える吊り天井の地震時挙動について検討することにより、5. 1 節に基づく許容応力度設計により大きな地震動に対しても一定の安全性が期待できるか否かを考察する。

5.3.1 実験による吊り天井の地震時挙動の例 <sup>5.7)5.8)5.9)</sup>

(1) 実験概要

独立行政法人防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター所有の震動台 E-defense による実大5層鉄骨構造の実験が平成21年3月～4月に行われた(免震制振実験WG、主査：東工大笠井和彦教授)。本プロジェクトの一部として制振デバイスを取り除いた非制振状態における加振実験を行った。この非制振状態での実験では天井の耐震性能を確認するために最も揺れが大きくなる最上階に天井を設置した。写真5.2にE-defenseに設置された実大5層鉄骨造試験体を示す。図中赤枠で囲ったところが天井を設置した箇所である。5階平面図を図5.36に示す。天井を設置した部屋の大きさは5m×7mである。2つの部屋に異なる形式の鋼製下地在来工法天井を設置した。



写真 5.2 実大5層鉄骨造試験体

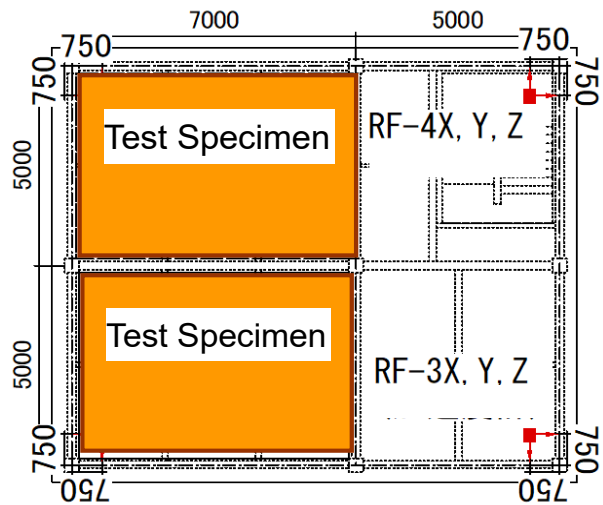


図 5.36 5階平面図

天井試験体①は写真5.3に示すようにクリアランスを設けた上でブレースを設置した形式(図5.37参照)、天井試験体②はクリアランスを設けずに周辺の壁に接するように天井面を配置した形式である。試験体①のブレース設置箇所数は、野縁方向に6箇所、野縁受け方向に8箇所である。なお、ここでは天井試験体②については説明を省略する。

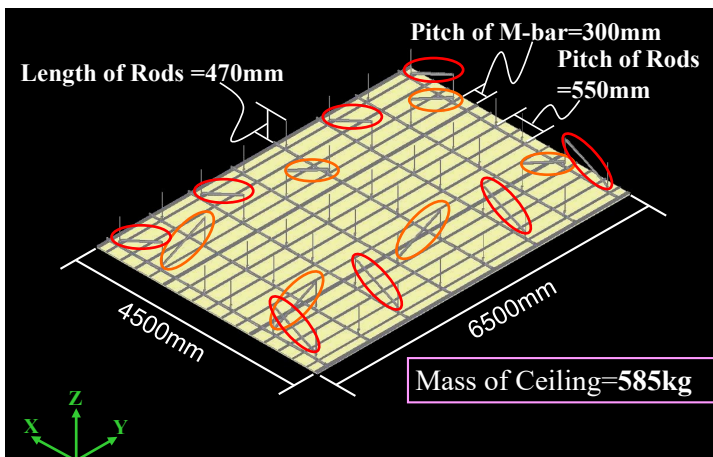


図 5.37 天井試験体①

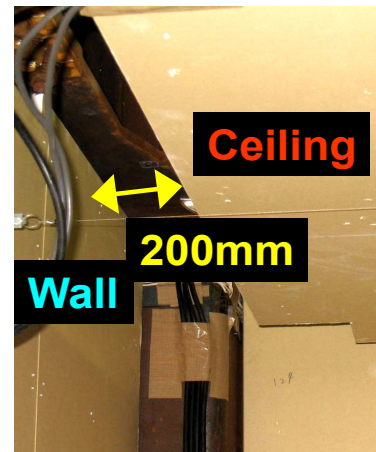


写真 5.3 クリアランス状況

(2) 実験結果

実験に用いた入力加速度は、鷹取波として、その最大加速度を 5%,20%,30%,40%・・・70%にスケールした加速度波形としている。ただし、天井試験体①は 40%鷹取波にて全面落下したことから、以下は 40%鷹取波までについて実験結果を示す。計測された加速度の一覧を表 5.6 に示す。

まず、建物の屋根において計測された加速度についてみると、30%鷹取波までは入力値に対してほぼ 2 倍の増幅率となっているが、40%鷹取波の場合には 3.5 倍にまで増幅している。これは比較的小さい入力の場合には内外装の壁などにより剛性が高くなるためと思われる。

屋根スラブにおける加速度に対する天井面における加速度の比率をみると、およそ 2 倍程度となっている。処女時における天井の固有周期は 0.307sec であることを予備実験で確認しており、また、既往の研究から減衰定数は 3%程度ということが解っている。そこで、図 5.38 のように応答スペクトルを用いて天井面の加速度を推定してみると、5%鷹取波の実験結果と推定値は高い精度で対応しているが、20%鷹取波以降、特に 30%鷹取波および 40%鷹取波ではズレが大きくなる。これは天井システムが線形システムではなくなっていることを示している。

表 5.6 各部位の絶対応答加速度 (単位 ; cm/s/s)

Unit ; gal					
Input Wave	①Ground (Table)	②Building (Roof Slab)	③Ceiling	Ratio 1 ②/①	Ratio 2 ③/②
5%	36	68	120	1.9	1.8
20%	151	293	578	1.9	2.0
30%	234	527	1149	2.2	2.2
40%	248	863	1477	3.5	1.7

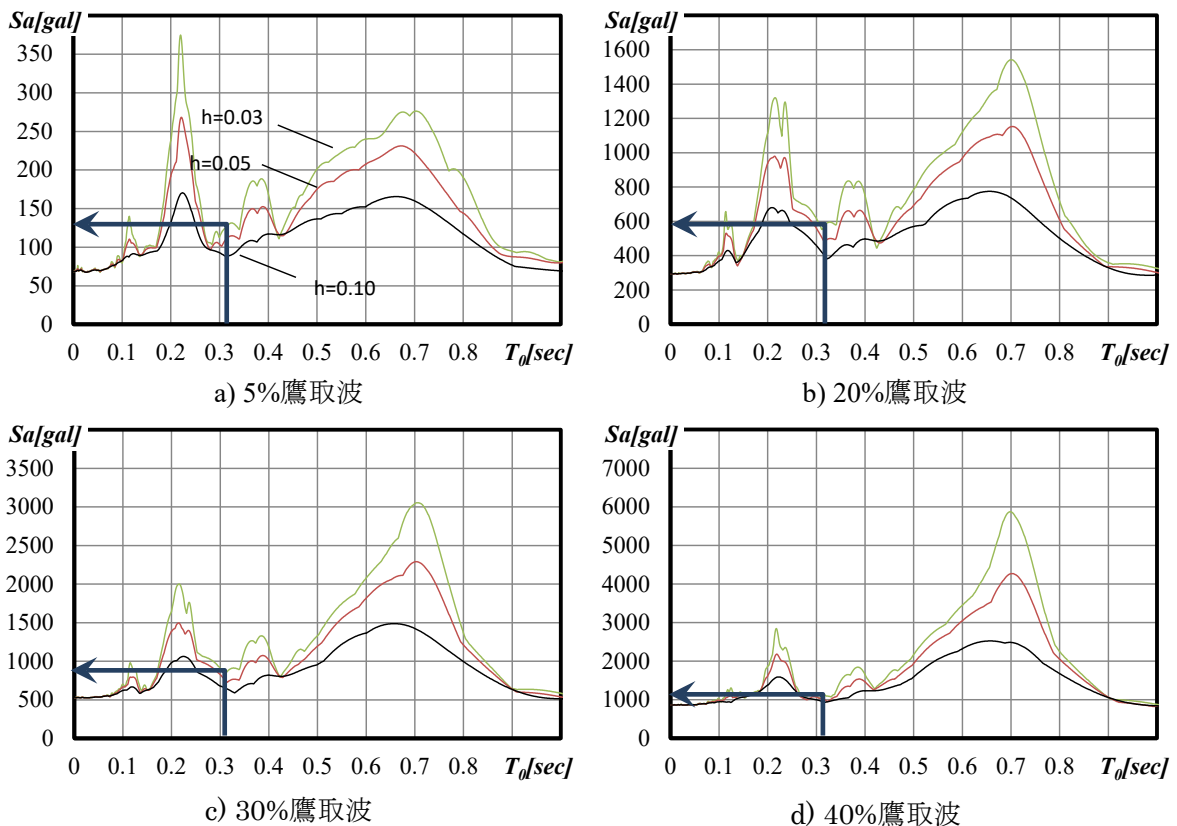


図 5.38 屋根における床応答スペクトル



そこで、天井の履歴特性を検討するために野縁方向の慣性力-変位関係を図化したものが図 5.39 である。減衰の影響を無視できるとすれば、慣性力は復元力とみなすことができる。図中の青線と黒線は計測値であり、後者には 10Hz でローパスフィルターをかけている。橙線は処女時の剛性を示す。これらの図から 5% 鷹取波の場合には天井システムはほぼ線形とみなせること、20% 鷹取波以降徐々に非線形性を帯びてくることが理解される。非線形性が見られ始める 20% 鷹取波のときの耐力は 2.24kN であり、この値およびブレースが 6 箇所配置されていることからブレース 1 箇所あたりの負担水平力は  $2240\text{N}/6 \text{ 箇所}=373\text{N}$  となる。5.2.1 項でブレース下端近傍のクリップのすべり耐力を 1 個あたり 300N としたが、本例からもほぼ妥当であると判断される。20% 鷹取波以降非線形性は顕著なものとなり、40% 鷹取波の途中で最大水平耐力 8kN（ブレース 1 箇所あたり 1,300N）程度に達した。弾性限を超えても即座に落下しないこと、最大耐力は弾性限耐力（許容耐力）に比べてかなり大きくなること、ある程度の非線形繰返し挙動には耐えうることが分かる。

本例の結果によれば、許容耐力を超えるレベルの揺れに対しても、一定の安全性は期待しうると考えられる。

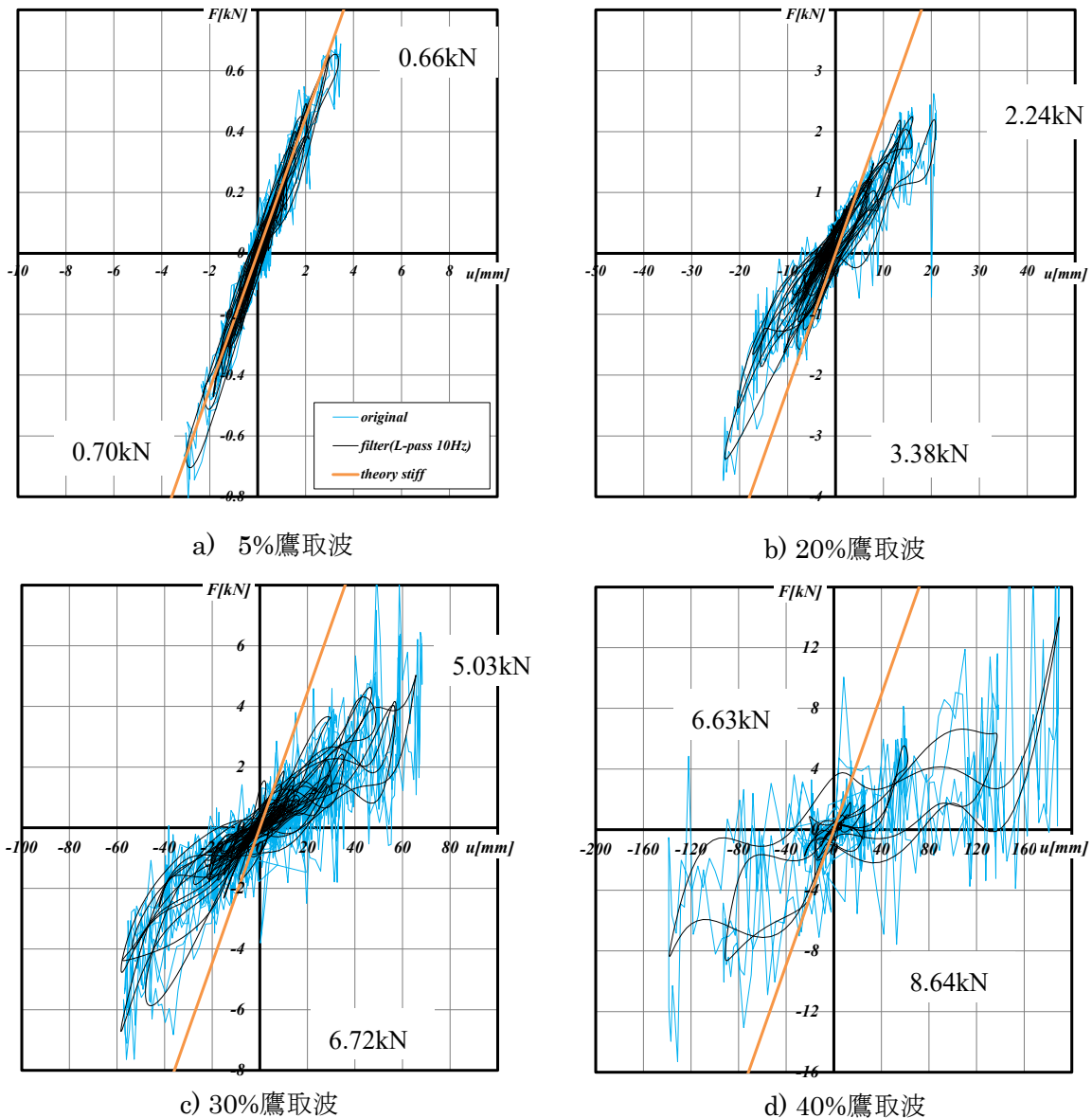


図 5.39 慣性力-変位関係

### 5.3.2 数値解析による検討

#### (1) はじめに

本項では5. 1節に基づいて耐力が設定された吊り天井が、構造躯体が塑性化するレベルの地震動に対しても落下しないと考えるか否かを判断する上での技術的な資料を提供することを目的として、時刻歴応答解析による試計算を行う。なお、上下振動は扱わず、水平振動のみを取り上げる。

#### (2) 落下しないと考える技術的根拠の設定

落下のクライテリアが明確になっていない現状では、実験によらず何らかの計算で落下しないことを直接確かめることは技術的に困難と考えられるため、天井に大きな損傷を生じないことをもって一定の安全性が担保されると考えることにする。大きな損傷か否かの判断は、天井の塑性率と相対変位で判断する。

#### (3) 1自由度系の構造躯体による検討

##### (a) 構造躯体の設定と応答解析

弾性の固有周期を  $T_{\text{build}}$  とし、減衰は初期剛性比例の5%とする。履歴はノーマルバイリニアとし、弾性剛性に対する2次剛性の比は0.01、降伏加速度（単位質量当たりの降伏耐力）は、

$$A_{y\text{build}} = D_s \cdot S_a(T_{\text{build}})$$

として設定する。ここで、 $D_s$  <sup>注1)</sup> は弾性応答の最大値に対する降伏耐力の比、 $S_a(T_{\text{build}})$  は入力地震動（1倍）に対する弾性絶対加速度応答（減衰を含む。）の最大値である。

入力波は観測地震波の El Centro NS 波（図 5.40 参照）を用いる。加速度の倍率で0.2倍が中地震動、1倍が大地震動に対応するとみなす。

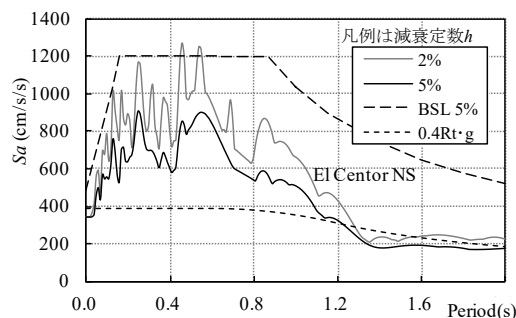


図 5.40 加速度応答スペクトル (El Centro NS)

弾塑性応答解析を行い、大地震動下での弾塑性応答加速度時刻歴を得る。これを天井への入力とする。

##### (b) 天井の設定と応答解析

1自由度系とする。弾性の固有周期を  $T_{\text{ceil}}$  とし、減衰は初期剛性比例の5%とする。骨格曲線はバイリニア型とし、弾性剛性に対する2次剛性の比は0.01、履歴則はノーマル<sup>注2)</sup>及びスリップとする。降伏加速度は、

$$A_y = R \cdot C_c \cdot S_a(T_{\text{build}})$$

として設定する。ここで、 $R=R(T_{\text{build}}, T_{\text{ceil}})$  は吊り元の最大加速度に対する応答倍率（5.1節の式(1)及び(2)）、 $C_c$  は耐力設定のための係数である。 $C_c=0.2$  の場合が、(中地震動)/(大地震動)=0.2に対応する。合わせて  $C_c=0.3\sim 0.6$  とした場合も参考として応答解析を行う。

設定した天井の降伏加速度  $A_y$  及び降伏変位  $u_y$  の例を図 5.41 に示す。

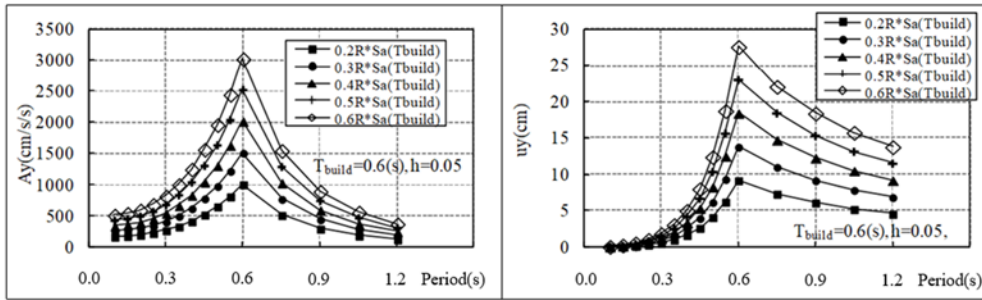
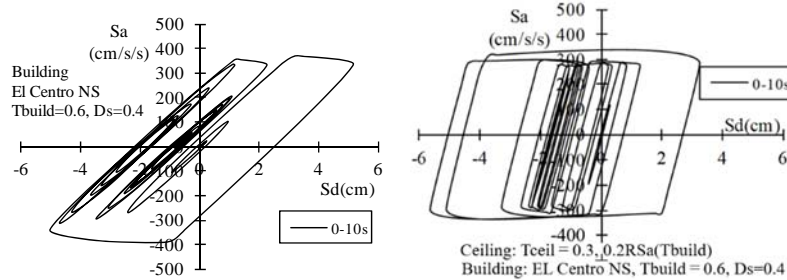


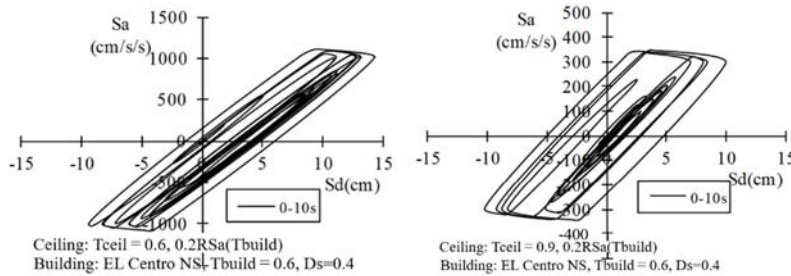
図 5.41 天井の降伏加速度  $A_y$  (左図) と降伏変位 (右図) ( $T_{build}=0.6(s)$ )。横軸は  $T_{ceil}$

(c)応答解析結果

図 5.42 に例として  $T_{build}=0.6(s)$ ,  $D_s=0.4$  の場合の構造躯体とそれに取り付く天井 ( $C_c=0.2$ 、履歴ノーマル) の荷重変位関係 ( $S_a$ - $S_d$  関係) を示す。



(a) 構造躯体 ( $T_{build}=0.6(s)$ ,  $D_s=0.4$ ) (b-1) 天井 ( $T_{ceil}=0.3(s)$ ,  $C_c=0.2$ )



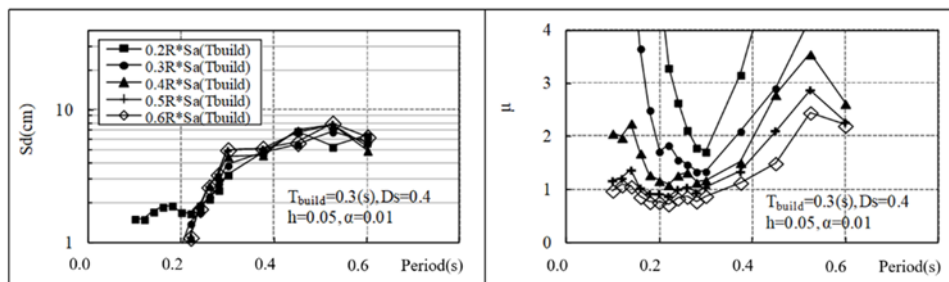
(b-2) 天井 ( $T_{ceil}=0.6(s)$ ,  $C_c=0.2$ ) (b-3) 天井 ( $T_{ceil}=0.9(s)$ ,  $C_c=0.2$ )

図 5.42 荷重変位関係 ( $S_a$ - $S_d$  関係、初めの 10 秒間、天井の履歴はノーマル)

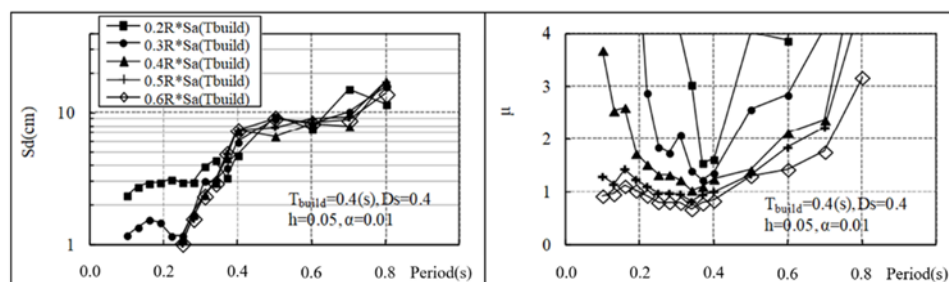
図 5.43 (次ページ) には天井の最大相対変位  $S_d$  と塑性率  $\mu$  を示している。図 5.43 より、次のことが指摘できる。

- (1)  $T_{build} < T_{ceil}$  の場合、最大相対変位は弾性応答変位が最大とみなせる (いわゆる変位一定則に対応すると考えられる)
- (2)  $T_{ceil} < T_{build}$  の場合、最大相対変位は弾性応答変位を上回る (いわゆるエネルギー一定則に対応すると考えられる)
- (3)  $T_{build} \approx T_{ceil}$  の場合、中地震動に基づく耐力設定 ( $C_c=0.2$ ) で塑性率はあまり大きくならない
- (4) 中地震動は大地震動の 0.2 倍として天井の耐力を設定したが、構造躯体の保有水平耐力相当として  $C_c$  を本稿の  $D_s$  注1)相当に上げておけば、広い周期帯で塑性率はあまり大きくならない
- (5) 在来工法のブレース付きの天井として  $T_{ceil}=0.2\sim 0.4(s)$ 程度 (5.2 節参照) を考えると、図の範囲では大地震動時の変位は 10cm 未満である (履歴がノーマルの計算であることに注意)

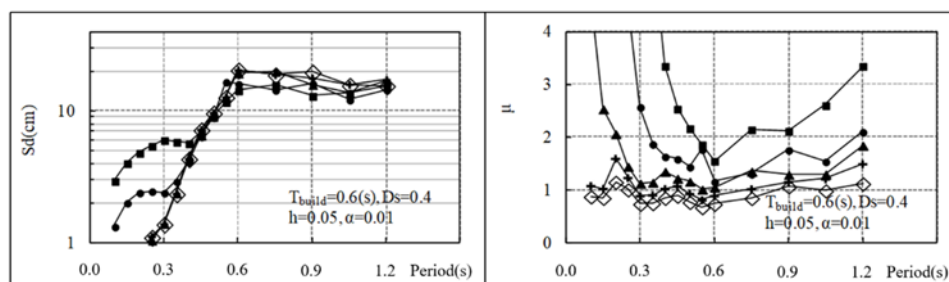
5. 吊り天井の耐震性に関する計算方法の検討



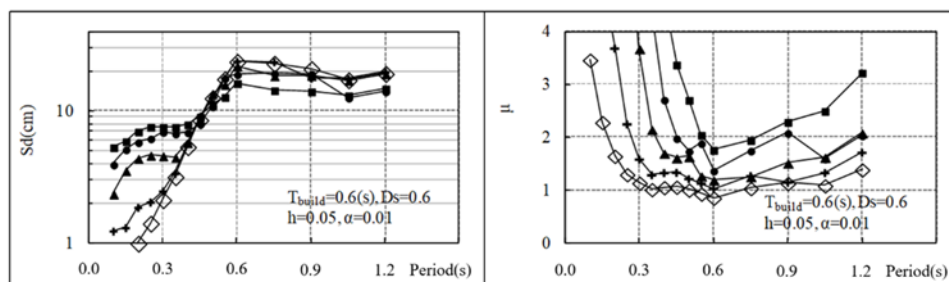
(a)  $T_{\text{build}}=0.3(\text{s}), D_s=0.4$



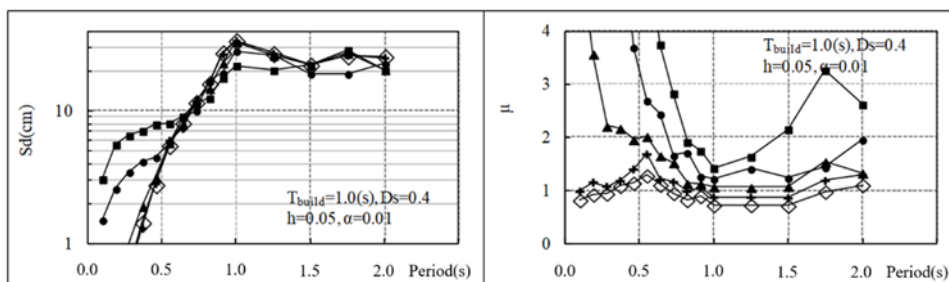
(b)  $T_{\text{build}}=0.4(\text{s}), D_s=0.4$



(c-1)  $T_{\text{build}}=0.6(\text{s}), D_s=0.4$



(c-2)  $T_{\text{build}}=0.6(\text{s}), D_s=0.6$



(d)  $T_{\text{build}}=1.0(\text{s}), D_s=0.4$

図 5.43 天井の最大相対変位  $S_d$  (左図) と塑性率  $\mu$  (右図)  
(横軸は  $T_{\text{ceilo}}$ 。天井の履歴はノーナル)

図 5.44 は、天井の履歴をスリップとした場合の結果である。対応する履歴ノーマルの結果（図 5.43 (c-1)）と比較すれば、特に躯体よりも短い周期を持つ天井（ $T_{ceil} < T_{build}$ ）の相対変位が大きくなり、在来工法のブレース付き天井として  $T_{ceil} = 0.2 \sim 0.4(s)$ 程度で  $C_c = 0.2$ では 10cm を超える。

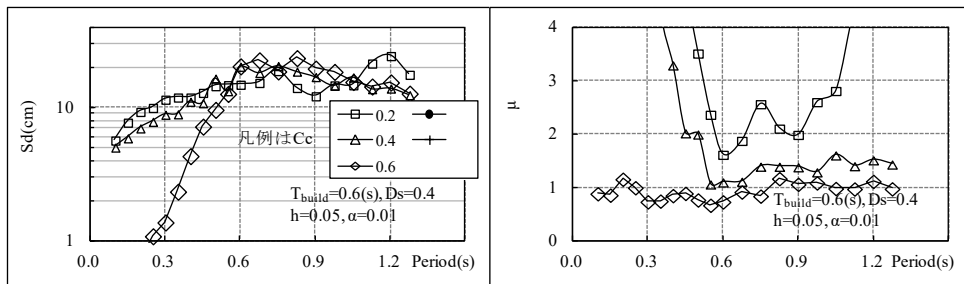


図 5.44 天井の最大相対変位  $S_d$  (左図) と塑性率  $\mu$  (右図)  
(横軸は  $T_{ceil}$ 。  $T_{build}=0.6(s)$ ,  $D_s=0.4$ 。天井の履歴はスリップ)

図 5.45 は天井の周期によらず水平震度 1.0 相当の耐力を有する場合を参考として示したものである。全体的には塑性率が著しく大きくなることはないものの、 $T_{build}=0.6(s)$ よりも若干短い周期の  $T_{ceil}=0.45 \sim 0.5(s)$ で履歴がスリップの場合には塑性率が 2~3 程度になっている。

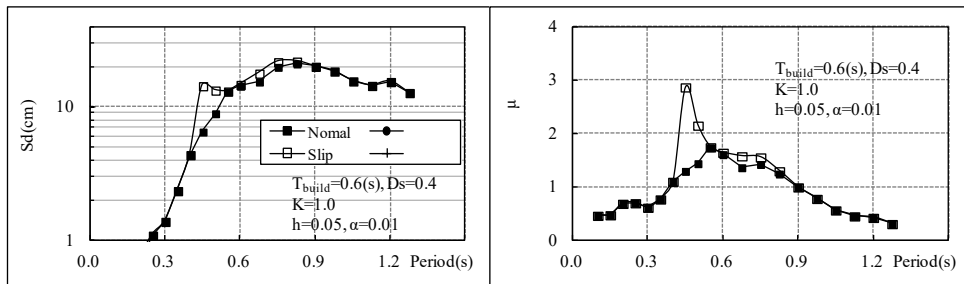


図 5.45 天井の最大相対変位  $S_d$  (左図) と塑性率  $\mu$  (右図)  
(横軸は  $T_{ceil}$ 。  $T_{build}=0.6(s)$ ,  $D_s=0.4$ 。)

(4) 多自由度系の構造躯体による検討

(a) 構造躯体の設定と応答解析

多自由度系では、層数を  $N$  として、 $N=4, 8, 16$  の 3 種のモデルを設定する。各層の履歴はノーマルバイリニアとし、弾性剛性に対する 2 次剛性の比は 0.01 とする。弾性 1 次固有周期は  $T_1=0.1N$  とし、1 次モードが逆三角形となるような剛性分布を設定した。i 層の降伏耐力  $Q_{yi}$  は、

$$Q_{yi} = C_{yi} \cdot W_i$$

とする。ここで、 $C_{yi}$  は i 層の降伏せん断力係数で  $C_{yi} = 0.4R_t \cdot A_i$ 、 $W_i$  は i 層が支える重量であり、 $D_s=0.4$  相当の耐力を与えている。 $R_t$  は振動特性係数、 $A_i$  は層せん断力係数の高さ方向分布である。減衰は各次モードに対して一律に 2% とする。

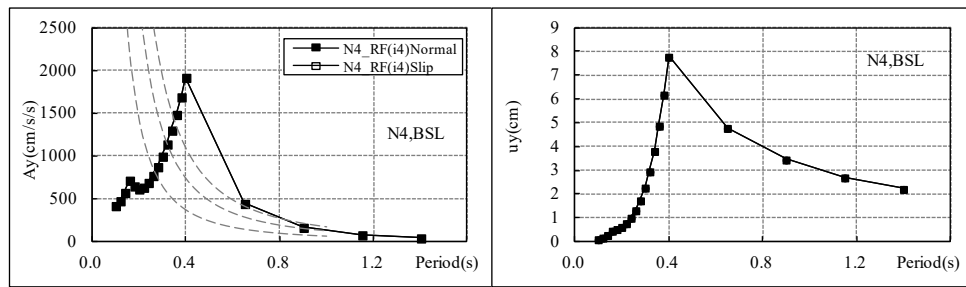
入力波は観測地震波の El Centro NS 波を用いる。加速度の倍率で 0.2 倍、0.6 倍、1.0 倍、1.5 倍の 4 レベルについて計算する。

(b) 天井の設定と応答解析

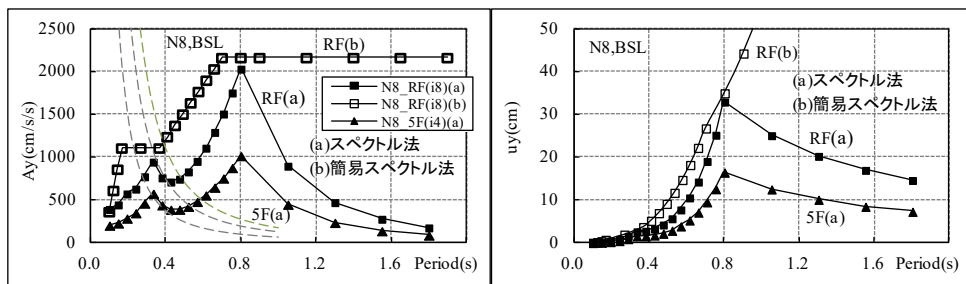
(3) と同様の 1 自由度系とする。ただし、耐力（降伏加速度）は建築基準法の稀地震の加速度応答スペクトル（2 種地盤、表層地盤の増幅は略算）に対して 5.1 節のスペクトル法又は簡易スペクトル法を適用した場合に要求される耐力を設定する。

設定した天井の降伏加速度  $A_y$  及び降伏変位  $u_y$  の例を図 5.46 に示す。簡易スペクトル法の長周

期側は 1 次共振レベルと同じとして降伏加速度を設定している。8 層 (N=8) での設定では降伏変位が非現実的なほど大きいものを含んでおり、結果を見る上で注意する。



(a) N=4 (スペクトル法)



(b) N=8 (スペクトル法及び簡易スペクトル法)

図 5.46 天井の降伏加速度  $A_y$  (左図) と降伏変位 (右図)

(横軸は  $T_{\text{ceiling}}$ 。左図の右下がりの破線は左から  $S_d=1.5, 3.0, 4.5(\text{cm})$ )

(c) 応答解析結果

図 5.47 及び 5.48 に構造躯体の塑性率と床最大加速度を示す。図 5.47 より、N=16 ではほぼ弾性に留まっているが、N=4 及び 8 では入力倍率 1 倍で塑性率は 2 前後である。図 5.48 より、床の最大加速度は 1G 未満である。

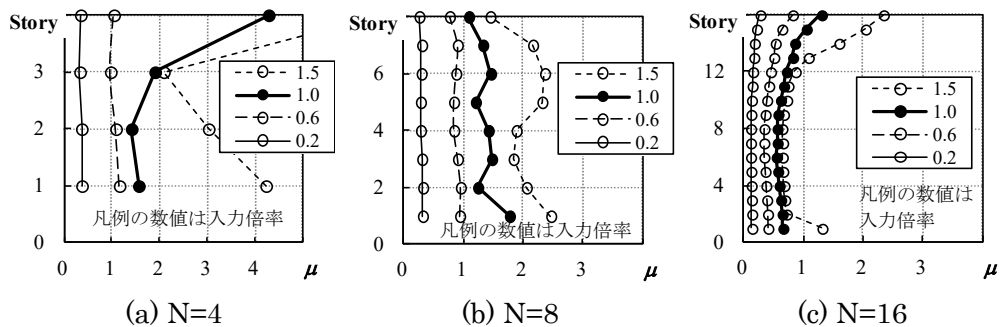


図 5.47 塑性率

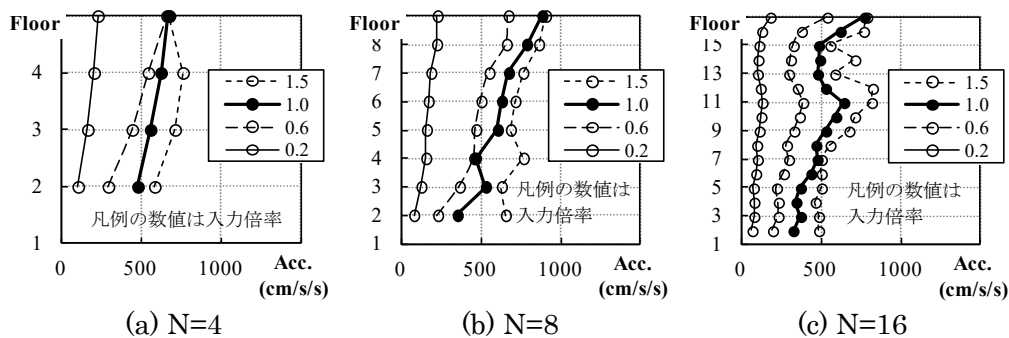


図 5.48 床最大応答加速度

図 5.49～5.51 に床応答スペクトル  $S_{af}$  を示す。構造躯体が塑性化し、床最大加速度 (=  $S_{af}(0)$ ) が 1G 未満であっても、共振する場合 (N=16 では 2 次共振) には弾性応答の最大で 4～5G (4000～5000cm/s/s) 程度に達することが分かる。

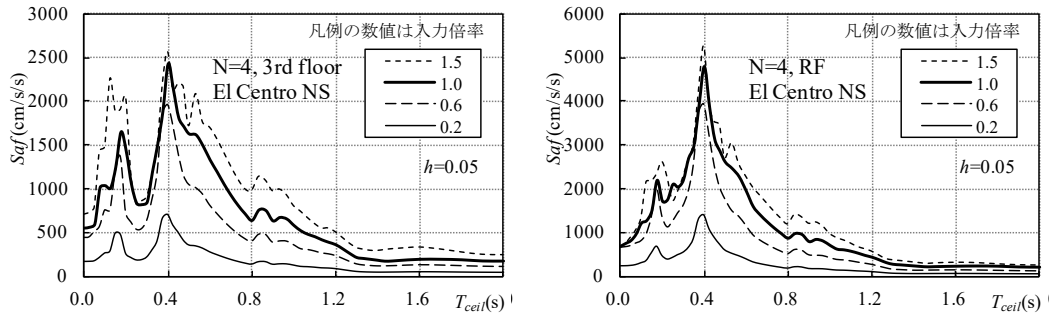


図 5.49 床応答スペクトル  $S_{af}$  (N=4。3 階床 (左図) と屋根 (右図))

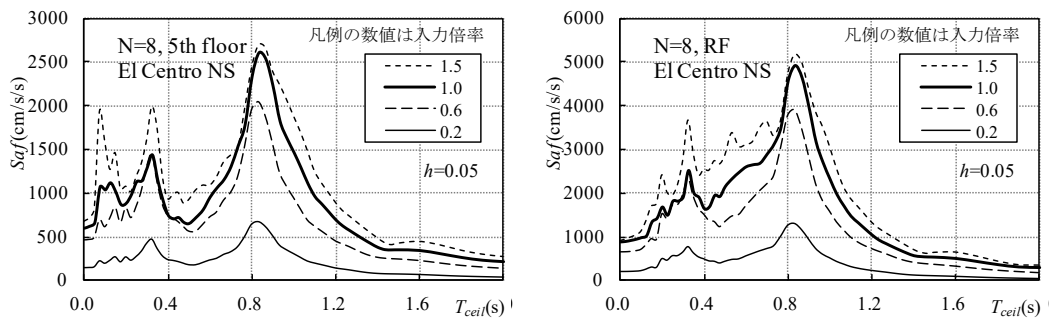


図 5.50 床応答スペクトル  $S_{af}$  (N=8。5 階床 (左図) と屋根 (右図))

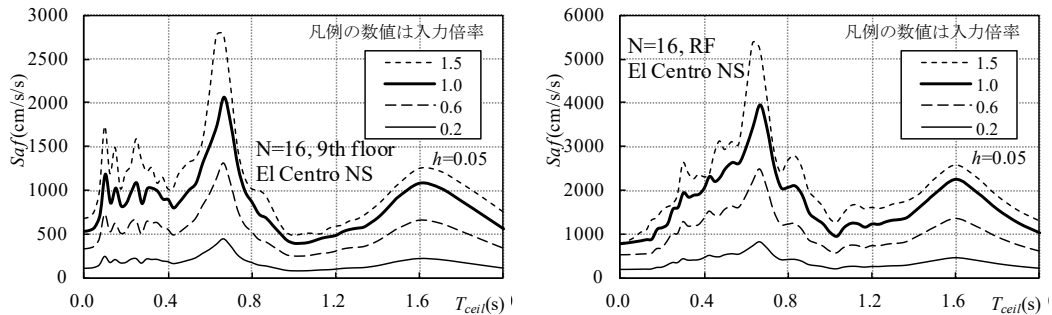
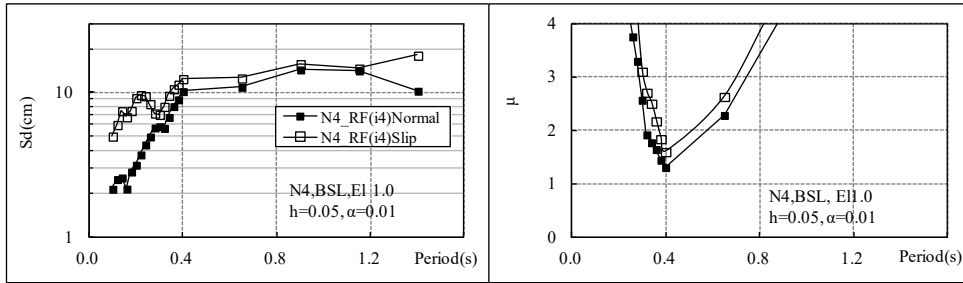
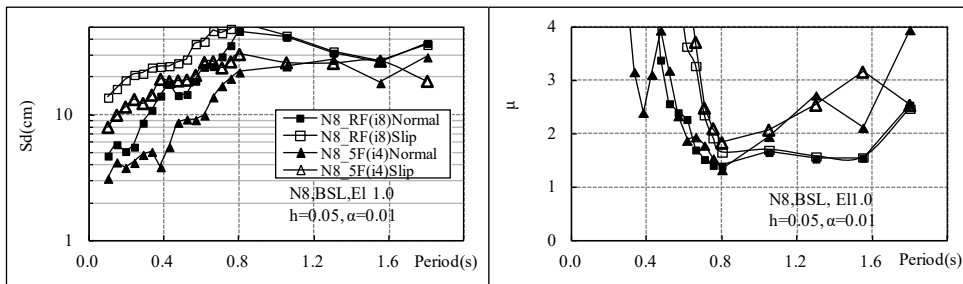


図 5.51 床応答スペクトル  $S_{af}$  (N=16。9 階床 (左図) と屋根 (右図))

図 5.52 に入力倍率 1.0 倍の構造躯体の応答に対する天井の応答解析結果を示す。4 層 (N=4) では 1 次共振で耐力が大きめに設定される  $T_{ceil}=0.4(s)$  付近の周期帯を除き、塑性率が非常に大きくなっている。8 層 (N=8) では 4 層 (N=4) に比べて相対変位が全体的に大きく、最上階の天井 (RF) では、ブレース付き在来工法で 0.2~0.4(s) 程度としても変位は 10~20cm 程度となる。



(a)N=4, RF



(b)N=8, RF と 5F

図 5.52 天井の最大相対変位  $S_d$  (左図) と塑性率  $\mu$  (右図)  
(入力倍率 1 倍。スペクトル法による耐力設定。横軸は  $T_{ceil}$ )

図 5.53 は 8 層の最上階の天井として、周期によらず水平震度 1.0 又は 2.2 相当の耐力を有する場合を参考として示したものである。水平震度 1.0 の場合、履歴がノーマル (■印) かスリップ (□印) かによって変位に大きな違いがある。前者であれば一部を除き塑性率は 3 程度以下に収まっている。水平震度を一律に 2.2 とした場合には、1 次共振より若干短めの  $T_{ceil}=0.6\sim 0.8$  程度の範囲で塑性率が 2 程度に達する場合もあるが、全般的に塑性率は小さく弾性範囲に留まるものも多い。

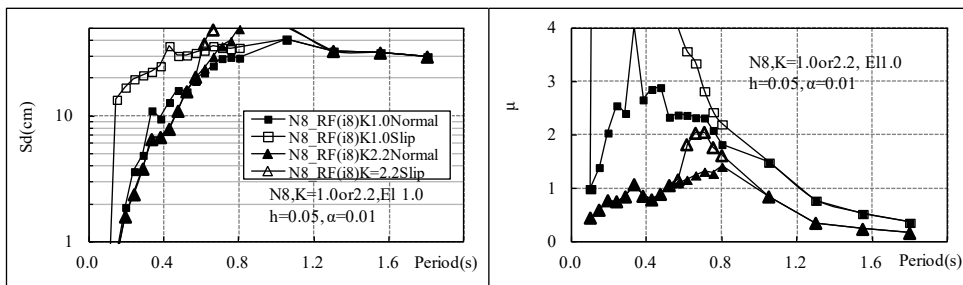


図 5.53 天井の最大相対変位  $S_d$  (左図) と塑性率  $\mu$  (右図) (横軸は  $T_{ceil}$ )  
(入力倍率 1 倍。N=8, RF。K=1.0 又は 2.2 相当の耐力)



### (5) まとめ

限られた範囲の検討であるが、次のことが指摘できる。

- 大きな地震動を受けて構造躯体が塑性化することにより床の最大加速度が 1G 未満となる場合であっても、床応答スペクトルでは構造躯体の 1 次や 2 次の周期帯で 1G を優に超える。大きな地震動下でも吊り天井に損傷を生じさせないことを目指すのであれば、構造躯体との共振を避けて十分に剛な天井とした上で、床の最大加速度による慣性力に耐えうる耐力を持たせることが有効と考えられる。
- 大きな地震動の下で吊り天井の著しい損傷を防ぐためには、5.1 節に基づき要求される耐力よりもやや大きめ耐力を付与すべきである。特に構造躯体の 1 次固有周期よりも短い周期を持つ場合で、要求される耐力が比較的小さい場合に注意が必要と考えられる。

### 注

注 1) 本稿では構造躯体の保有水平耐力を設定するために記号  $D_s$  を用いており、必要保有水平耐力を意味していないことに注意する。

注 2) プレースの座屈を生じる場合などは必ずしも適切な履歴の設定とは言えないが、代表的かつ単純な弾塑性の履歴則として取り上げている。

## 5章 参考文献

- 5.1) Penzien, J. and M. Watabe: Characteristics of 3-dimensional earthquake ground motion, Earthq. Eng.&Strct. Dyn., Vol.3, pp.365-373, 1975
- 5.2) 体育館等の天井の耐震設計ガイドライン、(財)日本建築センター、2002.3
- 5.3) 例えば、滝澤春男：線形のエクリチュール 構造物振動論教程、p.142～143、鹿島出版会、2010.2
- 5.4) 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、pp.4-6, pp.31-35、日本建築学会、2003.1
- 5.5) 国土交通省 国土技術政策総合研究所：高強度鋼等の革新的構造材料を用いた新構造建築物の性能評価手法の開発、国総研プロジェクト研究報告、第 32 号、pp.199-202、2010.2  
<http://www.nilim.go.jp/lab/bcg/siryoku/kpr/prn0032.htm>
- 5.6) 川西拓人、元結正次郎、ほか：鋼製下地在来工法天井に対する部分試験体による振動台実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.885-886、2009.8
- 5.7) 清水雄一郎、元結正次郎、笠井和彦、水谷国男、佐藤恭章、川西拓人、引野剛：鋼製下地在来工法天井の剛性評価と応答予測に関する検討 E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 71、日本建築学会大会梗概集 2010 年、C-1 分冊、p.831
- 5.8) 川西拓人、元結正次郎、笠井和彦、水谷国男、佐藤恭章、引野剛：安定状態における天井の動的性状に関する検討 E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 72、日本建築学会大会梗概集 2010 年、C-1 分冊、p.833
- 5.9) 佐藤恭章、元結正次郎、笠井和彦、水谷国男、川西拓人、引野剛：損傷を受けた天井およびスプリンクラーの動的性状に関する検討 E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 73、日本建築学会大会梗概集 2010 年、C-1 分冊、p.835