

## 重要文化財（建造物）耐震基礎診断実施要領

（平成 13 年 4 月 10 日 文化財保護部建造物課長裁定）

（平成 24 年 6 月 12 日 改正）

本要領は、「重要文化財（建造物）耐震診断指針」（平成 11 年 4 月）に基づいて耐震基礎診断（旧基礎診断）を実施する際の具体的な方法を示すものであり、「重要文化財（建造物）耐震診断指針の基づく基礎診断実施要領の策定について（通知）」（平成 13 年 4 月 10 日 13 財建造第 2 号 文化庁文化財部建造物課長通知）において示した要領に、このたび改訂を加えたものである。

本要領に示す計算式・数値等は、現時点での研究成果に基づくものであり、今後逐次改訂される可能性がある。

平成 24 年 6 月 12 日



## 目 次

第1章 総則	1
第1節 適用範囲	1
第2節 必要耐震性能の設定	1
第3節 診断	1
第4節 判定	1
第5節 耐震性能の向上措置	2
第2章 必要耐震性能の設定	3
第3章 診断および判定	5
第1節 診断方法と留意点	5
第2節 エネルギー一定則による場合	7
第3節 等価線形化法による場合	26
第4章 耐震性能の向上措置	32

## 第1章 総 則

### 第1節 適用範囲

耐震基礎診断の対象とする重要文化財（建造物）は、耐震予備診断等の結果、耐震基礎診断が必要と判断されたものとする。また、木造以外の建造物であっても、延べ面積 10 平方メートルを超えるものは、原則として耐震基礎診断相当の診断の対象とするものとする。

なお、不特定多数の利用に供し、安全性の確保が特に求められるもの、災害時における機能の継続性が特に求められるもの、その他、都道府県教育委員会が特に必要と認めたものについても診断の対象とする。

### 第2節 必要耐震性能の設定

診断の対象とする建造物の必要耐震性能の設定を行う。

必要耐震性能は、文化財的価値の維持と、活用時の安全性確保の観点に基づいて所有者等が設定するものとする。

必要耐震性能は、大地震動時に許容される被災程度により、以下に区分される。いずれかの水準を必要耐震性能として設定する。なお、必要に応じて中地震動時についても検討を行う。

ア 「機能維持水準」：大地震動時に機能が維持できる。

イ 「安全確保水準」：大地震動時に倒壊しない。

ウ 「復旧可能水準」：大地震動時に倒壊の危険性があるが文化財として復旧できる。

注1) 大地震動とは、当該敷地において想定される最大級の地震動をいう。

注2) 中地震動とは、当該敷地において通常の建造物の耐用年限内に一度以上受ける可能性の高い地震動をいう。

所有者・管理責任者・管理団体（以下、「所有者等」という。）は、必要耐震性能の設定に際しては、都道府県教育委員会の指導助言を得るとともに、適切な文化財建造物修理技術者、建築士その他の建築構造専門家の意見を聴取するものとする。

必要耐震性能の設定の詳細については、「第2章 必要耐震性能の設定」に従う。

### 第3節 診 断

耐震基礎診断は、建造物の保有耐震性能が必要耐震性能を満たしているかどうかを診断する。診断では、最大応答変位の予測値と限界変形とを比較し、設定した必要耐震性能の有無を確認する。

診断方法は建造物の構造特性に応じた適切な方法を選択する。本要領では診断方法としてエネルギー一定則による場合、等価線形化法による場合を示すが、建造物の構造特性によってはその他の適切な診断方法を用いてもよい。

診断方法の詳細については、「第3章 診断及び判定」に従う。

### 第4節 判 定

建造物の耐震性能が以下の1)～3)のいずれに該当するかを診断し、設定した必要

耐震性能を満たしているかどうかを判定する。なお、必要に応じて中地震動時についても検討を行う。

- 1) 大地震動時の機能維持
- 2) 大地震動時の非倒壊
- 3) 大地震動時の倒壊危険性

診断方法ごとの判定の詳細については、「第3章 診断及び判定」に従う。

#### 第5節 耐震性能の向上措置

耐震診断の結果に基づいて耐震性能の向上措置を検討する（ただし、「耐震専門診断」は診断と補強案等の検討を併せて実施する。）。

検討に当たっては、「重要文化財（建造物）耐震診断指針」16に示す事項に留意するものとする。

耐震性能の向上措置の詳細については、「第4章 耐震性能の向上措置」に従う。

## 第2章 必要耐震性能の設定

- 1 必要耐震性能は、大地震動時に許容される被災程度により、以下に区分する。なお、必要に応じて中地震動時についても検討を行う。
  - ア 「機能維持水準」：大地震動時に機能が維持できる。
  - イ 「安全確保水準」：大地震動時に倒壊しない。
  - ウ 「復旧可能水準」：大地震動時に倒壊の危険性があるが文化財として復旧できる。
- 2 必要耐震性能の設定に際しては、以下に留意する。
  - ア 文化財的価値の保存に係る事項
    - 1) 脆弱な化粧材が価値の中心をなして、これらが崩落した場合に復旧が困難であるなど、小規模な変形でも価値の重大な損失を招くものは機能維持水準とする。
    - 2) 木造の構造体が価値の主要な要素をなすものであって、一定程度の変形があっても復旧が可能で、主要な価値を失わないものは安全確保水準とすることができる。
    - 3) 屋敷構等の構成要素として主要な価値がある蔵や納屋などであって、大規模な変形が生じても構造体の過半を再利用して復旧することができ、主要な価値を失わないものは復旧可能水準とすることができる。
    - 4) 復旧が容易でない仏像等、重要な資産を屋内に存置する場合は、状況に応じて機能維持水準又は安全確保水準とする。
  - イ 活用上の安全性確保に係る事項
    - 1) 不特定多数が常時使用する大規模な建造物で、避難が容易でないものは、状況に応じて機能維持水準又は安全確保水準とする。
    - 2) 供用下にある発電所や橋梁等の社会生活の基盤となる施設（インフラ施設）、災害時の防災拠点となる建造物、医療機関等の災害時における機能の継続性が特に必要とされる建造物は、機能維持水準とする。
    - 3) 前掲1)及び2)以外の通常の用途に供する建造物は、安全確保水準とすることができる。
    - 4) 神社本殿、収蔵施設、門、鳥居、その他内部にほとんど人が立ち入らないか、一時的な通過の用にのみ供する建造物は、復旧可能水準とすることができる。
    - 5) ただし、安全性確保に係る措置が文化財的価値を著しく損なうおそれがある場合は、使用方法の見直しを含めて必要耐震性能の水準を再検討するものとする。
  - ウ 復旧可能水準に係る事項

復旧可能水準を適用した場合においても、文化財的価値の保存上可能な範囲で耐震性能を向上させるのが望ましい。その場合の目標値は、大地震動時の半分の地震力に対し、大きな変形が生じるが倒壊しない程度とする。

表1 必要耐震性能設定の目安

		機能維持水準	安全確保水準	復旧可能水準	
性能目標		大地震動時に要求される機能が維持できる。	大地震動時に倒壊せず、生命に重大な危害を及ぼさない。	大地震動時に倒壊の恐れがあるが、文化財としての主要な価値を損なうことなく復旧できる。	
活用内容		現役の社会生活の基盤となる施設（インフラ施設）。災害時の防災拠点となるもの。不特定多数が常時利用する大規模な建造物で、特に必要と判断されるもの。	通常の用途に供しているもの。	ほとんど人が立ち入らないか、滞留時間が短いもの。	
木造建築 被害状況 の目安	大地震動時	軸組	変形が生じる。	大きな変形が生じるが、倒壊しない（層間変形角1/30以下）。	倒壊する危険性がある。
		安全	安全	生命に重大な影響を及ぼさない。	危険
		機能	機能維持	機能喪失	機能喪失
	（参考） 中地震動時	軸組	損傷なし。仕口の緩みが生じることがある。	変形が生じる。	大きな変形が生じるが、倒壊しない。
		雑作	一部が破損することがある。	破損・落下するおそれがあるが、再用して復旧可能。	過半が損壊して、失われる可能性がある。
		土壁	ほとんど被害が生じない。	亀裂を生じ、塗り替えが必要となることがある。	落下し、壁下地も損壊する。
		安全	安全	安全	生命に重大な危害を及ぼさない。
	機能	機能継続	機能維持	機能喪失	

### 第3章 診断及び判定

#### 第1節 診断方法と留意点

診断方法は建造物の構造特性に応じた適切な方法を選択する。

本要領では診断方法としてエネルギー一定則による場合と等価線形化法による場合を示すが、建造物の特性によってはその他の適切な診断方法を用いてもよい。

エネルギー一定則による場合は第2節の手順に、等価線形化法による場合は第3節の手順に従って実施する。

診断に当たっての留意点を(1)～(8)に示す。

(1) 破損状況については別途調査を実施して、き損や劣化した部位等については補修により復するものとし、建造物が本来の健全な状態であることを前提として診断する。

(2) 地盤・基礎については、必要に応じて別途調査を実施するものとする。

(3) 入力地震動

建築基準法施行令等に準じて、大地震動及び中地震動、その他必要に応じて適切な地震動を想定する。

(4) 限界変形

ア 診断に用いる非倒壊、機能維持、損傷なしのそれぞれに対する限界変形は、建造物の構造特性に応じて定める。

イ 非倒壊の限界変形は、繰返し加力の影響を考慮した各階の荷重変形曲線上において、鉛直荷重支持能力を失わない限界の変形とする。

層間変形角の目安は通常の木造建築物の場合 1/30 程度である。変形性能の大きな建造物については 1/15 程度とすることもできるが、逆に変形性能の小さい建造物では 1/30 に満たないものもある。建造物の構造特性に応じて適切に設定する。

ウ 機能維持の限界変形は、仕上げ材の落下や建具の開閉障害等により建造物の使用に著しい支障が生じない限界の変形とする。

層間変形角の目安は通常の木造建築物の場合 1/60 程度であるが、建造物の構造特性や機能に応じて適切に設定する。

エ 損傷なしの限界変形は、各階の荷重変形曲線上において、おおむね直線域(弾性域)とみなせる限界の変形とする。

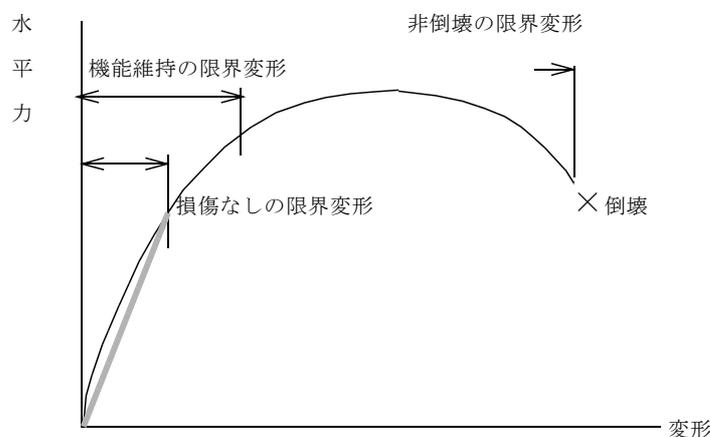


図1 限界変形の考え方

(5) 応答予測

- ア 地震時の最大応答変位の予測値は、建造物の各部の固定荷重、積載荷重、積雪荷重、及び耐震要素の荷重変形関係によって求められる各階の荷重変形関係に基づき、適当な方法を用いて算出する。
- イ 最大応答変位の予測に当たっては、水平構面の剛性、荷重や耐震要素の平面的偏在、各階の剛性耐力の不均一等の影響を適切に勘案することとする。
- ウ エネルギー一定則の運用に当たっては、各階の荷重変形関係を、損傷なし、機能維持、非倒壊の各限界変形まで積分したエネルギーと、各階の荷重及び初期剛性から算出される入力エネルギーとを比較することによって、最大応答変位の範囲を予測する。
- エ 等価線形化法の運用に当たっては、各階の荷重及び荷重変形関係を用いて構造物を1質点系に置き換え、塑性化による剛性低下と履歴減衰を考慮した等価線形応答を用いて、検証用加速度応答スペクトルから最大応答変位の予測値を求める。

(6) 固定荷重

- ア 原則として積算により、各階の固定荷重を算出する。ただし、建造物の用途、規模等に応じて定まる単位床面積当たりの屋根、壁、床の荷重を用いた略算によることも可とする。
- イ ねじれや水平構面の変形を考慮した計算を行う場合には、モデル化に必要な各部の荷重を算出する。

(7) 積載荷重及び積雪荷重

建築基準法施行令等を参考に、実状に応じた床の積載荷重、屋根等の積雪荷重を算出する。

(8) 耐震要素

- ア 主要な耐震要素として、柱、梁、貫、壁等の効果を考慮する。  
なお、腐朽、虫害、材の狂い、継手・仕口の緩み、不同沈下等、耐久性に係る項目に基づく耐力の低下は、ここでは考慮せず、健全な状態にあるものとして求める。
- イ 前掲の耐震要素について、各耐震要素が終局状態に至るまでの荷重変形関係が、既往の実験等に基づき与えられるものとする。

## 第2節 エネルギー一定則による場合

### 1 考え方

- (1) 地震の破壊力をエネルギーとして捉え、建造物がこのエネルギーに等しい仕事をす  
るまで変形すると考え、地震時の最大応答を評価する。

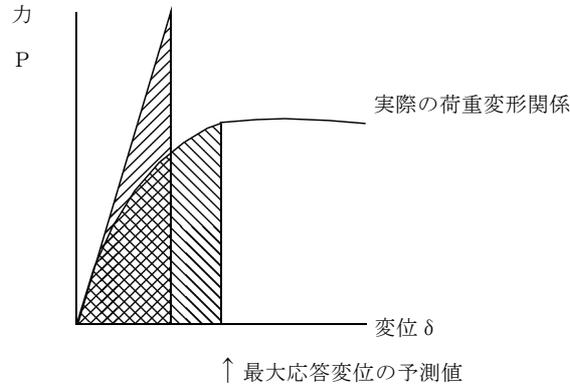


図2 エネルギー一定則の考え方

### 2 建造物の荷重 (W) の推定

#### (1) 荷重の組み合わせ

地震時の建造物の荷重として想定する組み合わせは、以下の通りとする。

一般地域：固定荷重 (G) + 積載荷重 (P)

多雪区域：固定荷重 (G) + 積載荷重 (P) + 積雪荷重 (S)

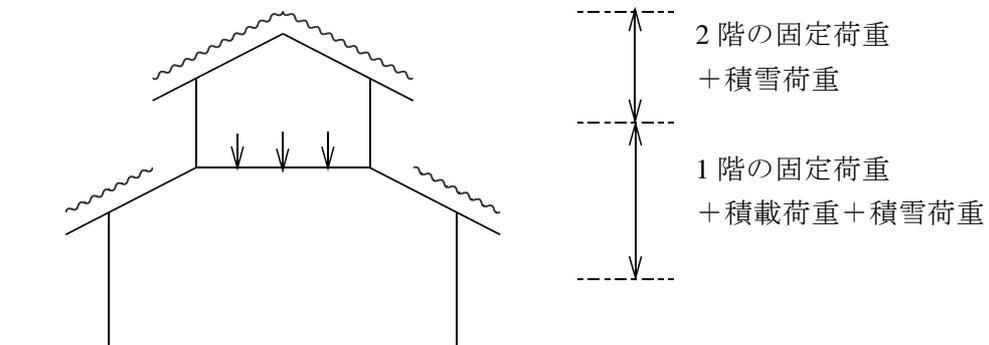


図3 荷重の考え方

#### (2) 固定荷重 (G) の推定

- ア 各階の固定荷重は、木部、屋根、壁など、各部の荷重の積算により求めることを原則とする。2層以上の建造物については、木部や壁のうち、階高の上半を当該階の固定荷重、下半を下階の固定荷重として積算する。木部の各材種別の比重、屋根の葺材別の単位面積あたりの荷重及び土壁の単位面積あたりの荷重については参考資料1の積算資料を参照のこと。

##### 1) 木部の荷重

各部材の材種別の総材積を求め、比重により荷重を算出する。板壁や木造天井、屋根下地の垂木・野地板などもこの中に含む。

2) 屋根の荷重

屋根面積を算出し、葺材別の単位面積あたりの荷重から算出する。

3) 壁の荷重

壁面積を算出し、単位面積あたりの荷重から壁重量を算出する。

イ 標準的な建造物にあつては、表1～4に示す各部位の床面積当たりの荷重に、表5に示す建造物の種類と規模による調整係数をかけて得られる値から荷重を推定する。ここで、外壁や内壁は階高の上半を当該階の荷重、下半を下階の荷重として積算する。

1) 屋根の荷重

床面積当たりの基準屋根荷重を表1に示す。ただし、床面積が40㎡を下まわる場合は軒面積当たりの基準屋根荷重として計算する。また、屋根種類が複数ある場合は、その比率により調整する。

表1 床面積当たりの基準屋根荷重 $W_r$  (単位:  $N/m^2$ )

屋根葺材料	基準屋根荷重 $W_r$
本瓦葺	3,300
棧瓦葺 (葺土あり)	2,400
棧瓦葺 (葺土なし)	1,300
檜皮葺, こけら葺	1,300
金属板葺	1,000
茅葺 (基準葺厚を0.6mとし 葺厚によって調整する)	1,500
板葺 (石置板葺の場合, 別途 石の重量を加算する)	600

2) 外壁の荷重

床面積当たりの基準外壁荷重を表2に示す。土壁の場合、基準の塗厚を大壁15cm, 真壁6cmとし塗厚によって調整する。また、壁種類が複数ある場合は、その比率により調整する。なお、建物の形状が曲屋型(中門造等を含む。)の場合は、基準外壁荷重を3割減じる。

表2 床面積当たりの基準外壁荷重 $W_g$  (単位:  $N/m^2$ )

外壁の種類	基準外壁荷重 $W_g$
土塗大壁 (土蔵の土壁)	2,400
土塗真壁	1,200
板壁	700

3) 内壁の荷重

床面積当たりの基準内壁荷重を表3に示す。ただし、洋風建築で、床面積を部屋数で除した値が15㎡以下の場合は、土壁の値を1200 $N/m^2$ とする。

表3 床面積当たりの基準内壁荷重 $W_n$  (単位:  $N/m^2$ )

内壁の種類	基準内壁荷重 $W_n$
土壁	450
板壁	200

4) 床の荷重

床面積当たりの基準床荷重を表4に示す。ただし、土(つし2階の民家等で、2階床に土が置かれている場合がある)及び積載荷重を含まない。

表4 床面積当たりの基準床荷重 $W_f$  (単位:  $N/m^2$ )

床の種類	基準床荷重 $W_f$
通常の床	600

5) 固定荷重の調整

固定荷重の調整係数を表5に示す。ここで、調整係数 $K_d$ は、表1~4の各値に乘じるものとする。書院、客殿、方丈は民家の係数で算出する。ただし、洋風建築の煙突等、木質材料、左官材料以外の材料がある場合は別途計算する。

表5 固定荷重の調整係数 $K_d$

建造物の種類	規 模	調整係数 $K_d$
社寺建築	高さ10m以下	1.6
	高さ10m超12m以下	2.0
	高さ12m超15m以下	2.3
	高さ15m超	2.5
民 家	高さ8m以下	1.0
	高さ8m超11m以下	1.1
	高さ11m超	1.4

(3) 積載荷重(P)の推定

ア 2層以上の建造物では床の積載荷重を考慮するものとし、建造物の実情に応じて適切に算出するものとする。

イ 標準的な用途の場合は、表6に従って推定するものとし、標準的な住宅の場合、床面積当たりの積載荷重( $P_1$ )は $600N/m^2$ としてよい。

表6 標準用途別基準積載荷重  $P_1$  (単位:  $N/m^2$ )

用途	基準積載荷重 $P_1$
住宅の居室	600
事務室	800
教室	1,100
店舗の売場	1,300
劇場, 集会場等 (固定席の場合)	1,600
同 (その他の場合)	2,100

注1) 教室, 売場, 集会場等に連絡する廊下, 玄関又は階段は  $2,100N/m^2$  とする。

注2) バルコニーは  $600N/m^2$  とする。ただし, 学校の用途に供する建造物にあつては  $1,300N/m^2$  とする。

#### (4) 積雪荷重 (S) の推定

積雪荷重 (S) は, 以下の式により算定する。

$$S = s_o \times d \times A \times ub$$

$s_o$ : 単位積雪荷重 =  $20N/cm \cdot m^2$

ただし, 多雪区域については特定行政庁が別に定める規定による。

A: 屋根の水平投影面積

d: 垂直積雪量: 特定行政庁が定める数値による。

ub: 屋根形状係数  $ub = \sqrt{\cos(1.5\beta)}$

$\beta$ : 屋根勾配 (度)

#### 3 地震層せん断力の分布係数 ( $A_i$ )

各階の地震層せん断力の分布係数 ( $A_i$ ) は, 次式により算出する。

$$A_i = 1 + \left( \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1 + 3T}$$

$\alpha_i$ : 最上階から i 階までの荷重の和を地上部の全荷重で除した値

T: 設計用一次固有周期 =  $0.03h$

h: 建造物の高さ (単位: m)

#### 4 初期剛性及び保有限界エネルギー

各階の, 梁間方向及び桁行方向の各方向の初期剛性 ( $S_i$ ) 及び保有限界エネルギーは, 耐震要素の各階各方向の初期剛性及び限界エネルギーの和で表される (図4)。

ここで, 限界エネルギーとは, 耐震要素が限界変形に至るまでに吸収できるエネルギーをいい, 損傷なし, 機能維持, 非倒壊の各限界変形に対応するエネルギーを, それぞれ損傷限界エネルギー ( $E_{d0}$ ), 機能限界エネルギー ( $E_{f0}$ ), 倒壊限界エネルギー ( $E_{u0}$ ) とする。

また、図4に示す入力エネルギーは、地震力によって各階各方向に入力される地震エネルギーを示す。

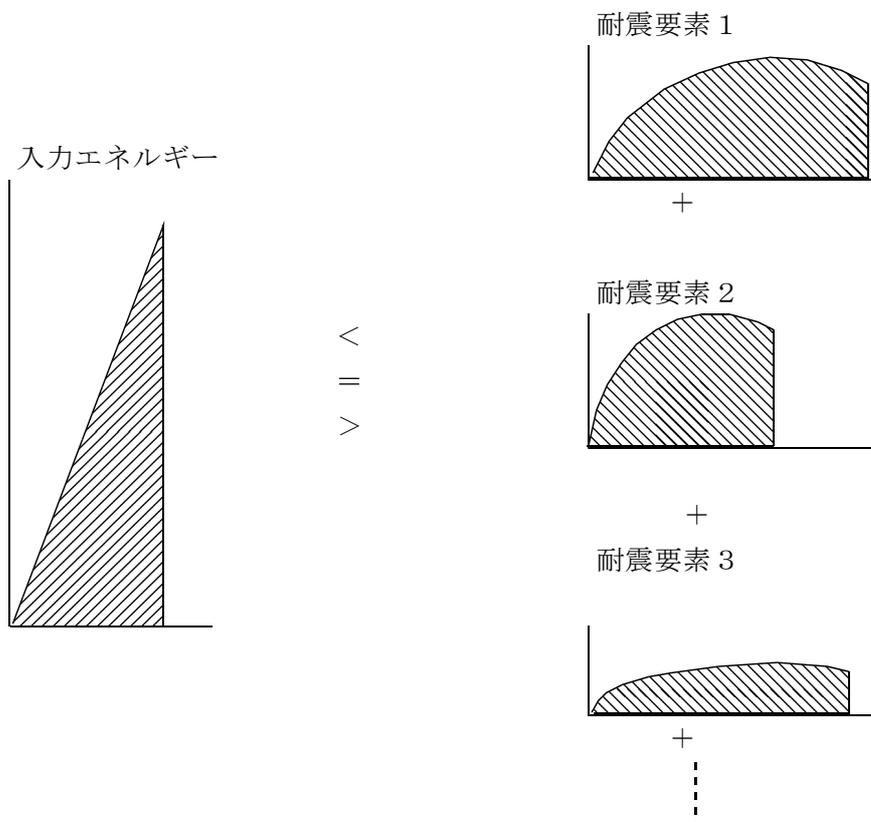


図4 入力エネルギーと各耐震要素の限界エネルギー

(1) 全面土壁の初期剛性及び限界エネルギー

全面土壁の場合、単位壁長当たりの初期剛性及び限界エネルギーは、壁厚に応じて表7の値とする。この値に壁長を乗じることで初期剛性及び限界エネルギーを求める。

表7 土壁の初期剛性及び限界エネルギー（単位壁長当たり）

水平抵抗要素	初期剛性 (N/m/m)	損傷限界エネルギー (N・m/m)	機能限界エネルギー (N・m/m)	倒壊限界エネルギー (N・m/m)
土壁	10,000,000t/h	297th	880th	4,130th

h：階高（単位：m）

t：壁厚（単位：m）

注）土壁の荷重変形関係は、塗厚や仕上げの程度に応じて相当な幅があるが、既往の実験結果から仕上げを含む壁厚によって標準的な荷重変形関係を抽出し（図5）、限界エネルギーを算出している。ただし、最大耐力後の耐力の低下については、繰り返し加力の影響によってやや急激な低下を示す場合があることを考慮し、安全側の評価としている。

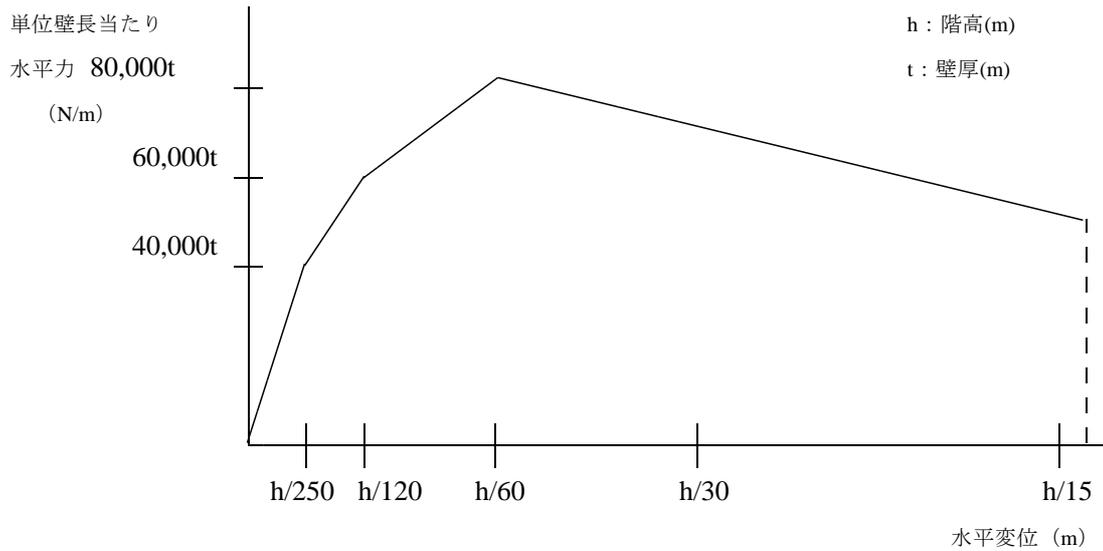


図5 土壁の荷重変形関係

(2) 垂壁付き独立柱の初期剛性及び限界エネルギー

ア 垂壁と柱からなるラーメン構造のフレームのような水平抵抗要素が考え得ることが知られており(図6), 柱径が15cm程度になるとこうした垂壁と柱の効果を評価することができる。そこで, 図6における垂壁と柱からなるフレーム1単位当たりの効果として, 以下の初期剛性及び限界エネルギーを考える。なお, この場合はフレーム1単位当たりの値であるので壁長は乗じない。

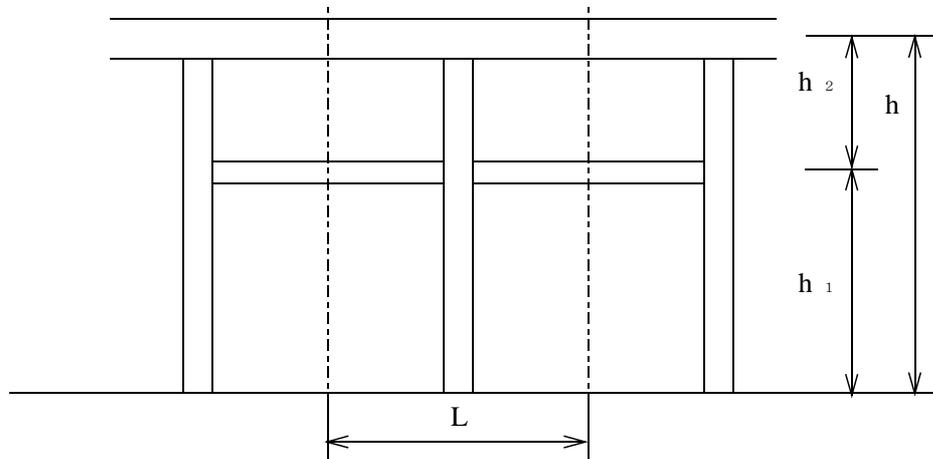


図6 垂壁と柱からなるフレーム

イ 初期剛性 ( $S_t$ )

独立柱が負担する垂壁の長さを, 隣接する柱までの距離の中央までとすると, 図7のような垂壁付き独立柱の, 弾性域における水平力と水平変位の関係は, 頂部水平変位  $\delta$  が垂壁のせん断変形による水平変位  $\delta_w$  と, 内法から下の柱の曲げ変形  $\delta_c$  の和であることから, 次式で与えられる。

$$\delta = \delta_w + \delta_c$$

$$= \frac{P h^2}{G L t h_2} + \frac{P h_1^3}{3 E I}$$

P : 水平力 (N)

$\delta$  : 頂部水平変位 (m)

E : 柱の曲げヤング係数 (N/m<sup>2</sup>)

G : 垂壁 (土壁) のせん断弾性係数 (N/m<sup>2</sup>)

$$= 10,000,000 \text{N/m}^2$$

I : 柱の断面 2 次モーメント (m<sup>4</sup>)

L : 負担垂壁長 (m)

注) 計算を行う方向の, 隣接する柱までの距離 (両側に垂れ壁がある場合は, 両側の距離の和) の 1/2

t : 土壁の厚さ (m)

h : 階高 (m)

h<sub>1</sub> : 柱脚から内法までの高さ (m)

注) 2 階以上の柱については, 床面から内法までの高さ

h<sub>2</sub> : 垂壁の高さ (m)

したがって, 初期剛性 S<sub>t</sub> (単位: N/m) は以下のようなになる。

$$S_t = \frac{P}{\delta} = \frac{3 E G I L t h_2}{3 E I h^2 + G L t h_1^3 h_2}$$

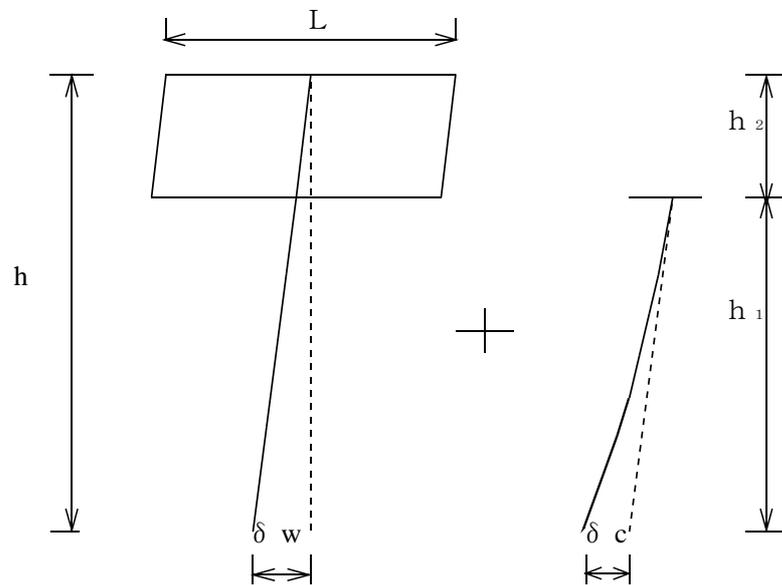


図 7 垂壁付き独立柱の変形

#### ウ 損傷限界エネルギー (E<sub>d0</sub>)

垂壁付き独立柱の破壊に至るまでの荷重変形関係は, おおむね図 8 のようになり, 柱の曲げ破壊を生じる水平力 P<sub>c</sub>と垂壁のせん断破壊を生じる水平力 P<sub>w3</sub>の大小関係によって, 最大変形が異なってくる。

ここでは、土壁の損傷なしの限界変形と考えられる  $1/120\text{rad}$  の荷重変形関係における位置によって場合分けを行い、それぞれの場合の吸収エネルギー量を算出する。通常、 $1/120\text{rad}$  以下では柱の曲げ破壊は生じないと考えられるから、次の 1) と 2) の場合について求める。

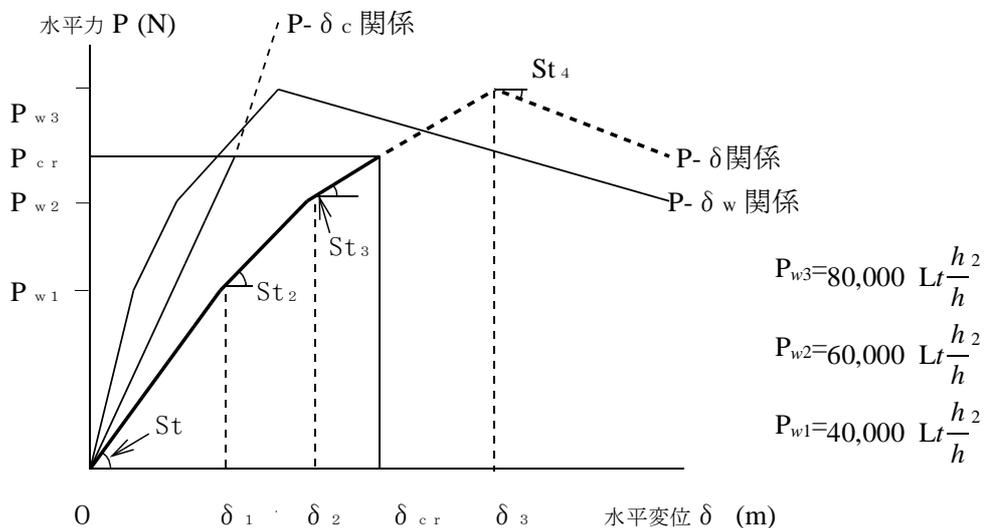


図8 垂壁付き独立柱の荷重変形関係

1)  $\frac{h}{120} \leq \delta_1$  の場合

$$E_{d.o} = \frac{S_t h^2}{28,800}$$

ただし、 $\delta_1 = \frac{P_{w1}}{S_t}$

$h$  : 階高 (m)

$E_{d.o}$  : 損傷限界エネルギー

$S_t$  : 垂壁付き独立柱の初期剛性

2)  $\delta_1 < \frac{h}{120} \leq \delta_2$  の場合

$$E_{d.o} = \frac{1}{2} \left\{ P_{w1} \frac{h}{120} + P_{\max} \left( \frac{h}{120} - \delta_1 \right) \right\}$$

ただし、 $P_{\max} = P_{w1} + St_2 \left( \frac{h}{120} - \delta_1 \right)$

$$St_2 = \frac{3 E G_2 I L t h_2}{3 E I h^2 + G_2 L t h_1^3 h_2} \quad (\text{N/m})$$

$G_2$  : 土壁のせん断応力-せん断ひずみ関係の第 2 勾配  
 $= 60,000,000/13 \text{ (N/m}^2\text{)}$

エ 機能限界エネルギー ( $E_{f.o.}$ )

土壁の機能維持の限界変形と考えられる  $1/60\text{rad}$  の荷重変形関係における位置によって場合分けを行い、それぞれの場合の吸収エネルギー量を算出する。なお、通常、 $1/60\text{rad}$  以下では柱の曲げ破壊は生じないと考えられるから、次の 1) から 3) の場合について求める。

$$1) \frac{h}{60} \leq \delta_1 \text{ の場合}$$

$$E_{f.o.} = \frac{S_t h^2}{7,200}$$

$E_{f.o.}$  : 機能限界エネルギー

$$2) \delta_1 < \frac{h}{60} \leq \delta_2 \text{ の場合}$$

$$E_{f.o.} = \frac{1}{2} \left\{ P_{w1} \frac{h}{60} + P_{\max} \left( \frac{h}{60} - \delta_1 \right) \right\}$$

$$\text{ただし, } P_{\max} = P_{w1} + St_2 \left( \frac{h}{60} - \delta_1 \right)$$

$$3) \delta_2 < \frac{h}{60} \leq \delta_3 \text{ の場合}$$

$$E_{f.o.} = \frac{1}{2} \left\{ P_{w1} \delta_2 + P_{w2} \left( \frac{h}{60} - \delta_1 \right) + P_{\max} \left( \frac{h}{60} - \delta_2 \right) \right\}$$

$$\text{ただし, } P_{\max} = P_{w2} + St_3 \left( \frac{h}{60} - \delta_2 \right)$$

$$\delta_2 = \frac{P_{w1}}{S_t} + \frac{(P_{w2} - P_{w1})}{St_2}$$

$$St_3 = \frac{3 EG_3 I Lt h_2}{3 EI h^2 + G_3 Lt h_1^3 h_2} \quad (\text{N/m})$$

$$G_3 : \text{土壁のせん断応力—せん断ひずみ関係の第 3 勾配} \\ = 2,400,000 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

オ 倒壊限界エネルギー ( $E_{w.o.}$ )

非倒壊の限界変形を上回る変形と考えられる  $1/15\text{rad}$  の荷重変形関係における位置によって場合分けを行い、それぞれの場合の吸収エネルギー量を算出する。なお、計算に当たっては、柱が曲げ破壊するときの水平力  $P_{o.r}$  を以下のように仮定した。

$$P_{cr} = \frac{3 Z_e f_b}{1.1 h_1}$$

$P_{cr}$  : 柱の曲げ破壊を生じる水平力 (N)

$Z_e$  : 柱の有効断面係数 (m<sup>3</sup>) =  $\frac{3}{4} Z$  と仮定

$Z$  : 柱の断面係数 (m<sup>3</sup>)

$f_b$  : 柱の長期許容曲げ応力度 (N/m<sup>2</sup>)

$h_1$  : 柱脚から内法までの高さ (m)

1)  $P_{cr} \leq P_{w1}$  の場合

①  $\delta_{cr} \leq \frac{h}{15}$  の場合

$$E_{u0} = \frac{P_{cr} \cdot \delta_{cr}}{2} \text{ (N}\cdot\text{m)}$$

$$\text{ただし, } \delta_{cr} = \frac{P_{cr}}{S_t} \text{ (m)}$$

$E_{u0}$  : 倒壊限界エネルギー

②  $\frac{h}{15} < \delta_{cr}$  の場合

$$E_{u0} = \frac{S_t \cdot h^2}{450} \text{ (N}\cdot\text{m)}$$

2)  $P_{w1} < P_{cr} \leq P_{w2}$  の場合

①  $\delta_1 \geq \frac{h}{15}$  の場合

$$E_{u0} = \frac{S_t \cdot h^2}{450} \text{ (N}\cdot\text{m)}$$

②  $\delta_{cr} < \frac{h}{15}$  の場合

$$E_{u0} = \frac{1}{2} \{ P_{w1} \delta_{cr} + P_{cr} (\delta_{cr} - \delta_1) \} \text{ (N}\cdot\text{m)}$$

$$\text{ただし, } \delta_{cr} = \delta_1 + \frac{P_{cr} - P_{w1}}{St_2} \text{ (m)}$$

③  $\delta_1 < \frac{h}{15} \leq \delta_{cr}$  の場合

$$E_{u0} = \frac{1}{2} \left\{ P_{w1} \frac{h}{15} + P_{\max} \left( \frac{h}{15} - \delta_1 \right) \right\} \text{ (N}\cdot\text{m)}$$

$$\text{ただし, } P_{\max} = P_{w1} + St_2 \left( \frac{h}{15} - \delta_1 \right) \text{ (N)}$$

3)  $P_{w2} < P_{cr} \leq P_{w3}$  の場合

①  $\delta_1 \geq \frac{h}{15}$  の場合                      2) ①と同じ

②  $\delta_1 < \frac{h}{15} \leq \delta_2$  の場合            2) ③と同じ

③  $\delta_{cr} < \frac{h}{15}$  の場合

$$E_{u0} = \frac{1}{2} \{ P_{w1} \delta_2 + P_{w2} (\delta_{cr} - \delta_1) + P_{cr} (\delta_{cr} - \delta_2) \} \text{ (N}\cdot\text{m)}$$

ただし,  $\delta_{cr} = \delta_2 + \frac{P_{cr} - P_{w2}}{St_3}$  (m)

④  $\delta_2 < \frac{h}{15} \leq \delta_{cr}$  の場合

$$E_{u0} = \frac{1}{2} \{ P_{w1} \delta_2 + P_{w2} \left( \frac{h}{15} - \delta_1 \right) + P_{max} \left( \frac{h}{15} - \delta_2 \right) \} \text{ (N}\cdot\text{m)}$$

ただし,  $P_{max} = P_{w2} + St_3 \left( \frac{h}{15} - \delta_2 \right)$  (N)

4)  $P_{w3} < P_{cr}$  の場合

①  $\frac{h}{15} \leq \delta_1$  の場合                      3) ①と同じ

②  $\delta_1 < \frac{h}{15} \leq \delta_2$  の場合            3) ②と同じ

③  $\delta_2 < \frac{h}{15} \leq \delta_3$  の場合            3) ④と同じ

④  $\delta_3 < \frac{h}{15}$  の場合

$$E_{u0} = \frac{1}{2} \{ P_{w1} \delta_2 + P_{w2} (\delta_3 - \delta_1) + P_{w3} \left( \frac{h}{15} - \delta_2 \right) + P_{max} \left( \frac{h}{15} - \delta_3 \right) \} \text{ (N}\cdot\text{m)}$$

ただし,  $P_{max} = P_{w3} + St_4 \left( \frac{h}{15} - \delta_3 \right)$  (N)

$$\delta_3 = \frac{P_{w1}}{St} + \frac{(P_{w2} - P_{w1})}{St_2} + \frac{(P_{w3} - P_{w2})}{St_3}$$

$$St_4 = \frac{3 EIG_4 Lt h_2}{3 EI h^2 + G_4 Lt h_1^3 h_2} \text{ (N/m)}$$

$G_4$  : 土壁のせん断応力—せん断ひずみ関係の第4勾配  
 $= -600,000 \text{ (N/m}^2\text{)}$

(3) 仏堂等の柱の初期剛性及び限界エネルギー

ア 仏堂等の長さ比べて比較的太い柱では、柱のロッキングに伴う抵抗が存在することが知られている。図9のような柱において、

$$\frac{a_0}{h} \geq \frac{1}{15}$$

の場合に限り、柱のロッキング抵抗を考慮する。

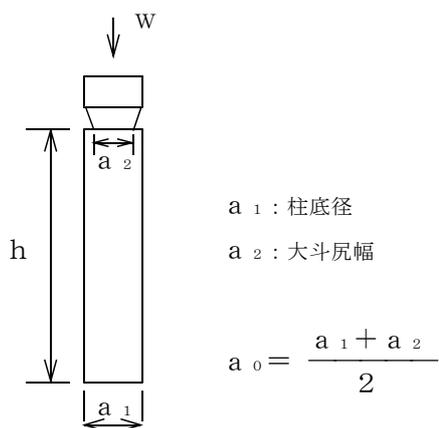


図9 柱の形状

図9において、柱が剛体と仮定すると、モーメントの釣り合いから、水平力が、

$$p_0 = \frac{a_0}{h} W$$

を超えたときにロッキングが始まり、以下水平力Pと水平変位 $\delta$ の関係は近似的に

$$P = \frac{W}{h} (a_0 - \delta)$$

で与えられる。これは、図10に一点鎖線で示す直線である。現実には、柱の上下端で柱材又はその上下の部材でめりこみ変形が生じることから、荷重変形関係は、原点を通り上に凸の曲線となる。図10の多角形は、これを過去の実験等に基づき近似的に表したものである。

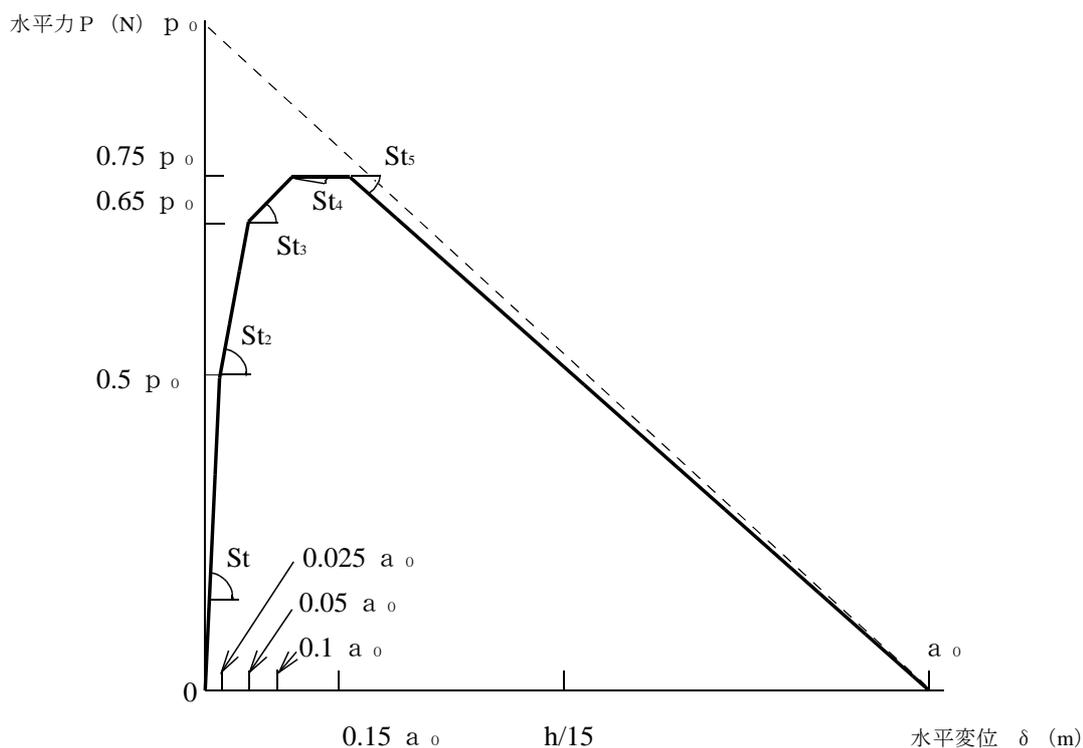


図 10 柱のロッキング抵抗の荷重変形関係

イ 初期剛性

初期剛性は、図 10 の荷重変形関係の初期勾配として、以下のように算出される。

$$S_i = \frac{P}{\delta} = \frac{0.5 P_o}{0.025 a_o} = \frac{20 W}{h} \quad (\text{N/m})$$

ウ 損傷限界エネルギー ( $E_{d.o.}$ )

ここでは、損傷なしの限界変形  $1/120\text{rad}$  の荷重変形関係における位置によって場合分けを行い、それぞれの場合の吸収エネルギー量を算出する。

通常  $h/120$  (m) は  $0.025a_o$  から  $0.15a_o$  の範囲にあると考えられるから、次の 1) から 3) の場合について求める。

1)  $0.025a_o < \frac{h}{120} \leq 0.05a_o$  の場合

$$E_{d.o.} = \frac{W}{200} \left( \frac{h}{24} + \frac{7 a_o}{12} - \frac{7 a_o^2}{8 h} \right) \quad (\text{N}\cdot\text{m})$$

$E_{d.o.}$ : 損傷限界エネルギー

$W$ : 柱軸力 (N)

$a_o$ : 柱頭 (大斗があるときは大斗尻) と柱脚の幅の平均 (m)

$h$ : 柱長 (m)

ただし、 $St_2 = 6 W / h$  とする。

2)  $0.05a_o < \frac{h}{120} \leq 0.1a_o$  の場合

$$E_{d0} = \frac{W}{800} \left( \frac{h}{18} + \frac{11}{3} a_0 - \frac{15}{2} \cdot \frac{a_0^2}{h} \right) (\text{N}\cdot\text{m})$$

ただし、 $St_3 = 2W/h$  とする。

$$3) 0.1a_0 < \frac{h}{120} \leq 0.15a_0 \text{ の場合}$$

$$E_{d0} = \frac{W}{160} \left( a_0 - \frac{31 a_0^2}{10 h} \right) (\text{N}\cdot\text{m})$$

#### エ 機能限界エネルギー ( $E_{f0}$ )

機能維持の限界変形  $1/60\text{rad}$  の荷重変形関係における位置によって場合分けを行い、それぞれの場合の吸収エネルギー量を算出する。

通常  $h/60$  (m) は  $0.05a_0$  以上であると考えられるから、次の 1) から 3) の場合について求める。

$$1) 0.05a_0 < \frac{h}{60} \leq 0.1a_0 \text{ の場合}$$

$$E_{f0} = \frac{W}{400} \left( \frac{h}{9} + \frac{11 a_0}{3} - \frac{15}{4} \cdot \frac{a_0^2}{h} \right) (\text{N}\cdot\text{m})$$

$E_{f0}$ : 機能限界エネルギー

ただし、 $St_3 = 2w/h$  とする。

$$2) 0.1a_0 < \frac{h}{60} \leq 0.15a_0 \text{ の場合}$$

$$E_{f0} = \frac{W}{80} \left( a_0 - \frac{31}{20} \cdot \frac{a_0^2}{h} \right) (\text{N}\cdot\text{m})$$

ただし、 $St_4 = 0$  とする。

$$3) 0.15a_0 < \frac{h}{60} \text{ の場合}$$

$$E_{f0} = \frac{W}{68} \left( a_0 - \frac{h}{120} - \frac{797}{400} \cdot \frac{a_0^2}{h} \right) (\text{N}\cdot\text{m})$$

ただし、 $St_5 = -\frac{15W}{17h}$  とする。

#### オ 倒壊限界エネルギー ( $E_{u0}$ )

通常  $h/15$  (m) は  $0.15a_0$  以上であると考えられるから、倒壊限界エネルギーは以下のように算出される。

$$E_{u0} = \frac{W}{17} \left( a_0 - \frac{h}{30} - \frac{797}{1600} \cdot \frac{a_0^2}{h} \right) (\text{N}\cdot\text{m})$$

$E_{u0}$ : 倒壊限界エネルギー

#### 5 形状係数 ( $F_{es}$ )

形状係数  $F_{es}$  は、建造物が立面的及び平面的に耐震要素のバランスが悪い場合に、必

要保有水平力を割り増す係数であり，次式により求める。

$$F_{es} = F_s \cdot F_e$$

$F_{es}$  : 形状係数

$F_s$  : 剛性率に応じて定まる割増係数

$F_e$  : 偏心率に応じて定まる割増係数

(1) 剛性率による割増係数 ( $F_s$ )

剛性率による割増係数  $F_s$  は，剛性率  $R_s$  に応じて，以下の値とする。

$$F_s = (-5/3) \cdot R_s + 2.0 \quad (R_s \leq 0.6)$$

$$F_s = 1.0 \quad (R_s > 0.6)$$

ここで，

$$R_s = \frac{r_s}{\bar{r}_s}$$

$R_s$  : 各階の剛性率

$r_s$  : 各階の層間変形角の逆数

$$\bar{r}_s : \text{当該建物の } r_s \text{ の相加平均} = \frac{\sum_{i=1}^n r_{s i}}{n}$$

$n$  : 地上部分の階数

各階の層間変形角の逆数  $r_{s i}$  は，当該階に加わる地震力と水平せん断剛性の比で次式により示される。

$$r_{s i} = \frac{1}{P_i / St_i / h_i} = \frac{h_i \cdot St_i}{P_i}$$

$r_{s i}$  : 各階の層間変形角の逆数

$St_i$  : 当該階の水平せん断剛性 = 当該階の初期剛性を用いる

$h_i$  : 当該階の階高

$P_i$  : 当該階に加わる地震力の大きさを表す指標 =  $A_i \cdot W_i$

$A_i$  : 地震層せん断力係数の分布係数

$W_i$  : 当該階の支える荷重 (当該階以上の荷重の合計)

(2) 偏心率による割増係数 ( $F_e$ )

偏心率による割増係数  $F_e$  は，偏心率  $Re$  に応じて，以下の値とする。

$$F_e = 1.0 \quad (Re < 0.15)$$

$$F_e = (10/3) \cdot Re + 0.5 \quad (0.15 \leq Re \leq 0.3)$$

$$F_e = 1.5 \quad (0.3 < Re)$$

ここで，

$$Re = e / r_e$$

$Re$  : 各階の偏心率

$e$  : 各階の重心と剛心の距離を，計算しようとする方向と直行する平面に投影した長さ

$r_e$  : 各階の剛心周りのねじり剛性を，その階の計算しようとする方向の水

平剛性で除した数値の平方根（弾力半径）

ここで、各耐震要素の剛性は、初期剛性を用いる。

剛性率による割増係数

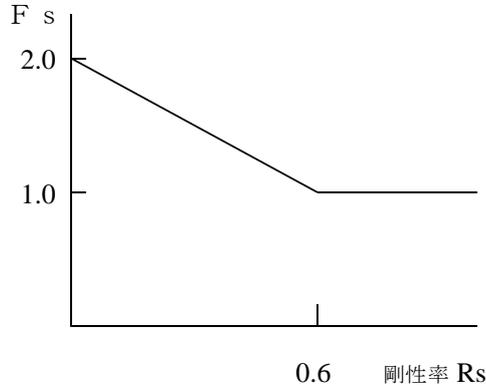


図 1 1 剛性率と割増係数 (F s)

偏心率による割増係数

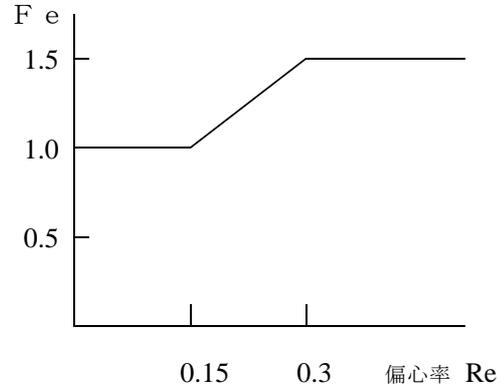


図 1 2 偏心率と割増係数 (F e)

### (3) 重心位置の算出

x 軸， y 軸から重心 G までの距離  $y_g$ ，  $x_g$  は次式により算出する。

$$x_g = \frac{\sum W_{ij} x_{ij}}{\sum W_{ij}}, \quad y_g = \frac{\sum W_{ij} y_{ij}}{\sum W_{ij}}$$

$\Sigma$  : 重心を求めたい階から最上階までの合計

$W_{ij}$  : 各階の平面をいくつかの長方形に分割したときの、各長方形部分の固定荷重、積載荷重、積雪荷重の和

ただし、重心を求めたい階の長方形の荷重については、当該階の壁の中心高さから上の荷重とする。

$x_{ij}$  : 各長方形の対角線の交点の y 軸からの距離

$y_{ij}$  : 各長方形の対角線の交点の x 軸からの距離

### (4) 剛心位置の算出

x 軸， y 軸から剛心 S までの距離  $y_s$ ，  $x_s$  は次式により算出する。

$$x_s = \frac{\sum St_{yi} x_i}{\sum St_{yi}}, \quad y_s = \frac{\sum St_{xi} y_i}{\sum St_{xi}}$$

$\Sigma$  : 剛心を求めたい階での合計

$St_{xi}$  : x 方向に平行な耐震要素の初期剛性

$St_{yi}$  : y 方向に平行な耐震要素の初期剛性

$y_i$  : 耐震要素の x 軸からの距離

$x_i$  : 耐震要素の y 軸からの距離

## 6 保有限界エネルギーの算定

### (1) 保有限界エネルギーの算定

損傷なし、機能維持、非倒壊の各保有限界エネルギーを、各階各方向における各耐

震要素の損傷限界エネルギー，機能維持限界エネルギー，非倒壊限界エネルギーの和で算定する。

## 7 地震力及び入力エネルギーの算定

### (1) 地域係数 (Z)

立地する地域における過去の地震の記録に基づく震害の程度及び地震活動の状況その他の地震の性状に応じて想定される地震被害の大きさに基づいて区分するものであり，建築基準法施行令 88 条第 1 項に準じて，昭和 55 年建設省告示第 1793 号第 1 (改正平成 19 年国土交通省告示第 597 号) に規定された表 8 に示す値を用いる。

表 8 地震地域係数

区分	地 域	係数
I	区分Ⅱ～Ⅳ以外の地域	1.0
Ⅱ	秋田県・山形県・新潟県・島根県・岡山県・広島県・愛媛県・高知県・宮崎県全県， 北海道のうち札幌市・函館市・小樽市・室蘭市・北見市・夕張市・岩見沢市・網走市・ 苫小牧市・美唄市・芦別市・江別市・赤平市・三笠市・千歳市・滝川市・砂川市・歌 志内市・深川市・富良野市・登別市・恵庭市・伊達市・札幌郡・石狩郡・厚田郡・浜 益郡・松前郡・上磯郡・亀田郡・茅部郡・山越郡・檜山郡・爾志郡・久遠郡・奥尻郡 ・瀬棚郡・島牧郡・寿都郡・磯谷郡・虻田郡・岩内郡・古宇郡・積丹郡・古平郡・余 市郡・空知郡・夕張郡・樺戸郡・雨竜郡・上川郡(上川支庁)のうち東神楽町，上川 町，東川町及び美瑛町・勇払郡・網走郡・斜里郡・常呂郡・有珠郡・白老郡， 青森県のうち青森市・弘前市・黒石市・五所川原市・むつ市・東津軽郡・西津軽郡・中 津軽郡・南津軽郡・北津軽郡・下北郡， 福島県のうち会津若松市・郡山市・白河市・須賀川市・喜多方市・岩瀬郡・南会津郡・ 北会津郡・耶麻郡・河沼郡・大沼郡・西白河郡， 富山県のうち魚津市・滑川市・黒部市・下新川郡， 石川県のうち輪島市・珠洲市・鳳至郡・珠洲郡， 鳥取県のうち米子市・倉吉市・境港市・東伯郡・西伯郡・日野郡， 徳島県のうち美馬郡・三好郡， 香川県のうち高松市・丸亀市・坂出市・善通寺市・観音寺市・小豆郡・香川郡・綾歌郡 ・仲多度郡・三豊郡， 熊本県・大分県(Ⅲに掲げる地域を除く)	0.9
Ⅲ	山口県・福岡県・佐賀県・長崎県全県， 北海道のうち旭川市・留萌市・稚内市・紋別市・士別市・名寄市・上川郡(上川支庁)の うち鷹栖町，当麻町，比布町，愛別町，和寒町，剣淵町，朝日町，風連町及び下川町 ・中川郡(上川支庁)・増毛郡・留萌郡・苫前郡・天塩郡・宗谷郡・枝幸郡・礼文郡 ・利尻郡・紋別郡， 熊本県のうち八代市・荒尾市・水俣市・玉名市・本渡市・山鹿市・牛深市・宇土市・飽 託郡・宇土郡・玉名郡・鹿本郡・葦北郡・天草郡， 大分県のうち中津市・日田市・豊後高田市・杵築市・宇佐市・西国東郡・東国東郡・速 見郡・下毛郡・宇佐郡， 鹿児島県(名瀬市及び大島郡を除く)	0.8
Ⅳ	沖縄県全県	0.7

### (2) 地盤が軟弱な場合の割増計数 (R<sub>g</sub>)

地盤が軟弱な場合は地震力を割増することとし，割増計数 R<sub>g</sub> を求める。R<sub>g</sub> の値は，表 9 により定める。

表 9

地盤の種類	地盤の状態	R <sub>g</sub>
第 1 種地盤	岩盤，硬質砂れき層その他主として第三紀以前の地層によって構成されているもの又は地盤周期等についての調査若しくは研究の結果に基づき，これと同程度の地盤周期を有すると認められるもの	1.0
第 2 種地盤	第 1 種地盤及び第 3 種地盤以外のもの	1.2
第 3 種地盤	腐植土，泥土その他これらに類するもので大部分が構成されている沖積層（盛土がある場合においてはこれを含む。）で，その深さがおおむね 30 m 以上のもの，沼沢，泥海等を埋め立てた地盤の深さがおおむね 3 m 以上であり，かつ，これらで埋め立てられてからおおむね 30 年を経過していないもの又は地盤周期等についての調査若しくは研究の結果に基づき，これらと同程度の地盤周期を有すると認められるもの	1.5

(3) 振動特定係数 (R<sub>t</sub>)

建造物の固有周期及び地盤の種類に応じた当該建造物の振動特性により，地震力の値を変化させる係数で，建築基準法施行令 88 条第 1 項に準じて昭和 55 年建設省告示第 1793 号第 2 に規定された方法により算出する。ただし，振動特性係数は建造物の設計用 1 次固有周期 T (秒) (T = 0.03h, h は建物の高さ (m)) が 0.4 秒以下の場合にあつては，地盤種別によらず 1.0 となる。一般に，木造建築物の 1 次周期は 0.4 秒以下であるから，R<sub>t</sub> は通常は 1.0 と考えてよい。固有周期が 0.4 秒以上の場合は，別途 R<sub>t</sub> の値を算出する。

## (4) 各階の初期剛性の算定

建造物の各階各方向の初期剛性 S<sub>t</sub> は次式により算定する。

$$S_t = \sum S_{t_i}$$

S<sub>t</sub> : 各階，各方向の初期剛性 (N/m)

S<sub>t<sub>i</sub></sub> : 4 で得られた各階各方向の各耐震要素の初期剛性

## (5) 各階の地震力の算定

建造物の各階各方向の地震力は，それぞれ次式により算定する。

$$Q_d = R_g F_{es} Q_{ud}$$

$$Q_{ud} = Z R_t A_i C_o W_i$$

R<sub>g</sub> : 地盤が軟弱な場合の割増係数

F<sub>es</sub> : 形状係数

Q<sub>ud</sub> : 各階の地震層せん断力

Z : 地震地域係数

R<sub>t</sub> : 振動特性係数

$A_i$  : 地震層せん断力係数の建造物の高さ方向の分布を表す係数

$C_0$  : 標準せん断力係数

大地震動の場合 :  $C_0 = 1.0$

中地震動の場合 :  $C_0 = 0.2$

$W_i$  : 当該階以上の荷重 (単位 N)

(6) 入力エネルギーの算定

地震動による入力エネルギー  $E_d$  は、各階各方向ごとに次式により算定する。

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \frac{Q d^2}{S_t}$$

$Q d$  : 地震力によって各階に生ずる水平力

$S_t$  : 各階の初期剛性

8 判定

耐震性能が以下の 1) ~ 3) のいずれに該当するかを判定する。

1) 大地震動時の機能維持

各階各方向において次の不等式が成立することを確認する。

大地震動時の入力エネルギー  $\leq$  機能維持の保有限界エネルギー

2) 大地震動時の非倒壊

各階各方向において次の不等式が成立することを確認する。

大地震動時の入力エネルギー  $\leq$  非倒壊の保有限界エネルギー

3) 大地震動時の倒壊危険性

いずれかの階、方向において次の不等式が成立することを確認する。

大地震動時の入力エネルギー  $>$  非倒壊の保有限界エネルギー

### 第3節 等価線形化法による場合

#### 1 考え方

力と変位の関係が非線形性を示す構造物の弾塑性応答解析を，弾性応答解析に近似して行う。等価線形モデルでは，弾塑性復元力特性を基に，等価な剛性 $K_E$ （弾塑性モデルの初期剛性 $K_1$ より小）と等価な減衰 $heq$ （弾塑性モデルの初期減衰 $h_1$ より大）に置き換える。

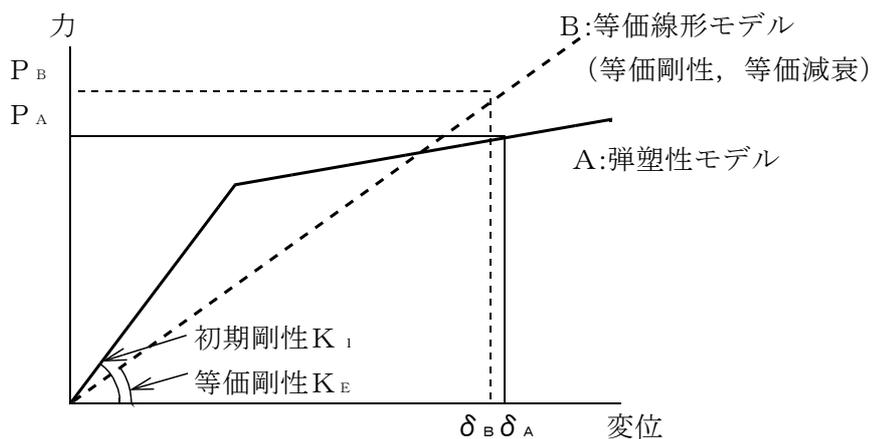


図1 等価線形化法の考え方

#### 2 地震動

(1) 検証用地震動は，工学的基盤において定義される基準地震動に基づいて定める。

ただし，特別な調査・研究による場合には，本規定を適用しなくてもよい。

注) 工学的基盤の設定方法は，原則として，十分な厚さを有するせん断波速度 400m/s 以上の地層またはそれと同程度に堅固な地層の上面とする。

上記の地盤が地表面下 30 m までの範囲に認められなかった場合は，地表面下 30 m または杭の先端位置のうちいずれか深い方の面とする。

(2) 前項の基準地震動は，当該地における地震活動，過去の地震記録の特徴及び表層地盤構造を考慮して次式により算定する。

$$S = Z \cdot G_s \cdot S_o$$

$S$  : 基準地震動 (単位  $m/s^2$ )

$Z$  : 地震地域係数

$S_o$  : 工学的基盤での標準地震動 ( $m/s^2$ ) (大地震動時の標準地震動を  $S_{o_s}$  とし，中地震動時の標準地震動  $S_{o_d}$  とする)

$G_s$  : 表層地盤による加速度の増幅率

ア 地域係数 ( $Z$ )

「第2節 7 (1) 地域係数 ( $Z$ )」を参照。

イ 表層地盤による加速度の増幅率 ( $G_s$ )

工学的基盤上面以浅の地盤による加速度の増幅率  $G_s$  を，表1に掲げる第1種地盤

に該当する区域にあつては表 2 に掲げる式により，第二種地盤又は第三種地盤に該当する区域にあつては表 3 に掲げる式により算出する。

表 1

第 1 種地盤	岩盤，硬質砂れき層その他主として第三紀以前の地層によって構成されているもの又は地盤周期等についての調査若しくは研究の結果に基づき，これと同程度の地盤周期を有すると認められるもの
第 2 種地盤	第 1 種地盤及び第 3 種地盤以外のもの
第 3 種地盤	腐植土，泥土その他これらに類するもので大部分が構成されている沖積層（盛土がある場合においてはこれを含む。）で，その深さがおおむね 30 m 以上のもの，沼沢，泥海等を埋め立てた地盤の深さがおおむね 3 m 以上であり，かつ，これらで埋め立てられてからおおむね 30 年を経過していないもの又は地盤周期等についての調査若しくは研究の結果に基づき，これらと同程度の地盤周期を有すると認められるもの

表 2

$T < 0.576$	$G_s = 1.5$
$0.576 \leq T < 0.64$	$G_s = 0.864 / T$
$0.64 \leq T$	$G_s = 1.35$

T は，建物の固有周期（s）を示す。

表 3

$T < 0.64$	$G_s = 1.5$
$0.64 \leq T < T_u$	$G_s = 1.5 (T / 0.64)$
$T_u \leq T$	$G_s = q_v$

$T_u$  は次の式によって計算した数値（s）とする。

$$T_u = 0.64 (q_v / 1.5)$$

ただし， $q_v = 2.025$ （第 2 種地盤のとき）

2.7（第 3 種地盤のとき）

ウ 標準地震動（ $S_o$ ）

大地震動時，中地震動時の標準地震動（ $S_{os}$ ， $S_{od}$ ）を，建造物の固有周期 T に応じて，次のように規定する。

大地震動	$T < 0.16$	$S_{os} = (3.2 + 30 T)$
	$0.16 \leq T < 0.64$	$S_{os} = 8$
	$0.64 \leq T$	$S_{os} = 5.12 / T$
中地震動	$T < 0.16$	$S_{od} = (0.64 + 6 T)$
	$0.16 \leq T < 0.64$	$S_{od} = 1.6$
	$0.64 \leq T$	$S_{od} = 1.024 / T$

3 建物重量（W）の推定

「第 2 節 2 建造物の荷重（W）の推定」を参照のこと。

#### 4 地震層せん断力の分布係数 (A<sub>i</sub>)

「第2節 3 地震層せん断力の分布係数 (A<sub>i</sub>)」を参照のこと。

#### 5 荷重変形関係

「第2節 4 初期剛性及び保有限界エネルギー」を参照の上、各階各方向ごとに、各耐震要素の効果の和から荷重変形関係を求める。このとき、偏心の影響を考慮し、あらかじめ水平力を「第2節 5 形状係数 (F<sub>es</sub>)」で求める各階の偏心率に応じて定まる割増係数 F<sub>ei</sub> で除しておく (図2)。

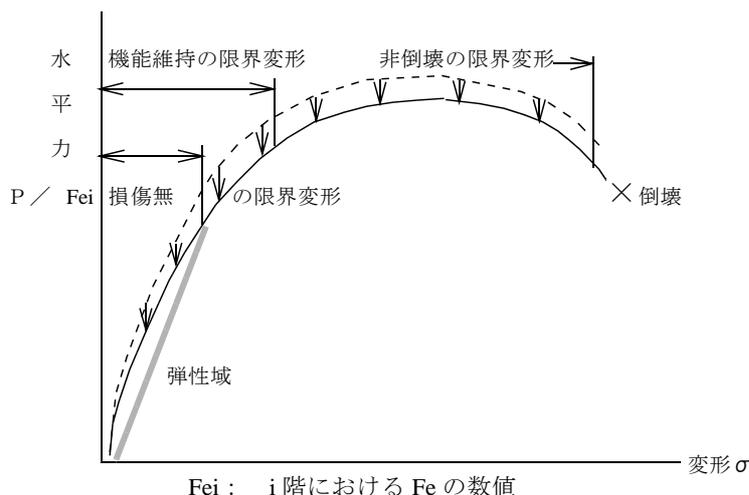


図2 各階各方向の荷重—変形曲線

#### 6 等価1自由度系の荷重変形関係

1層の建造物、及び2層以上であっても、1階の剛性が他に較べて十分小さい建造物については、1階階高中央以上の全質量を等価質量とし、1階の荷重変形関係を用いて、等価1自由度系とみなすことができる。

上記以外の2層以上の建造物では、外力分布を(弾塑性変形に対応した)1自由度系とした場合の荷重変形関係を用いて、各階の外力と変形から、等価1自由度系の荷重変形関係を求める。ただし、この場合に外力分布としてA<sub>i</sub>分布を用いても結果に大差がないことが知られており、本要領ではA<sub>i</sub>分布を用いてもよいこととする。

A<sub>i</sub>分布にある荷重状態におけるi階の質量をm<sub>i</sub> (kN)、外力をP<sub>i</sub> (ton)、変形を<sub>1</sub>δ<sub>i</sub> (m)とすれば、等価変形<sub>1</sub>δ̄ (m)、1次の応答加速度<sub>1</sub>Sa (m/s<sup>2</sup>)は、それぞれ以下のように与えられる (図3)。

$$\bar{\delta}_1 = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \delta_i^2}{\sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_i} \cdot {}_1Sa \quad , \quad {}_1Sa = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \delta_i^2}{\left( \sum_{i=1}^n m_i \cdot \delta_i \right)^2} \cdot \sum_{i=1}^n P_i$$

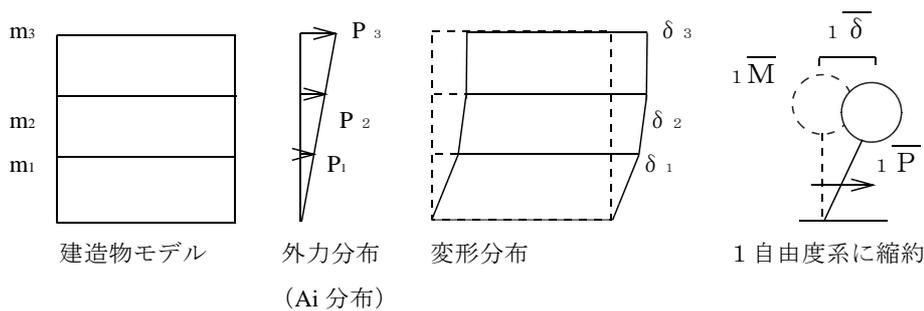


図3 等価1自由度系の荷重変形関係の考え方

求めた等価1自由度系の加速度及び変形の間を、縦軸に加速度、横軸に変位をとったグラフ上にプロットする。

### 7 検証用加速度応答スペクトル

2で示した基準地震動（S）を用いて応答予測を行うに当たり、地震動が建造物に作用した際に、建造物の変形によって起こり得る加速度の低減を考慮する。すなわち、振動の減衰による加速度の低減率を  $F_h$ 、階数に対応した係数を  $p$ 、有効質量比に対応した係数を  $q$  とし、検証用加速度（ $S_a$ ）を次のように求める。

$$S_a = F_h \cdot p \cdot q \cdot S \quad (m/s^2)$$

ただし、等価1自由度系の減衰による低減率  $F_h$  は、次式による。

$$F_h = \frac{1.5}{1 + 10 \text{ heq}}$$

$$\text{heq} = 0.25 \left( 1 - 1 / \sqrt{\mu} \right) + 0.05$$

$\mu$  = 等価変形 / 損傷なしの限界変形

ただし、 $\mu < 1$  のとき、 $\mu = 1$  とする。

なお、各耐震要素のうち、柱のロッキングが支配的な場合には減衰  $\text{heq}$  を 0.1 とする。

$p$  : 階数に対応して、次の表により求めた係数

階数	1	2	3	4	5以上
$p$	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00

$q$  : 建造物の全質量に対する有効質量の比率（有効質量比）に対応して、次の表により求めた係数

有効質量比	0.75 未満	0.75 以上
$q$	$0.75 \cdot \frac{\sum_{i=1}^n m_i}{{}_1\bar{M}}$	1.0

$\bar{M}$  : 建造物の有効質量 (ton)

$$\bar{M} = \frac{\left( \sum_{i=1}^n m_i \cdot \delta_i \right)^2}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \delta_i^2}$$

ここで、検証用変形  $S_d$  (m) と固有周期  $T$  (s), 及び検証用加速度  $S_a$  ( $m/s^2$ ) の関係は、

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a$$

で表される。

## 8 応答予測

6 で求めたグラフ上に、7 で求めた検証用加速度応答スペクトル ( $S_a - S_d$ ) を重ねてプロットし、その交点を等価 1 自由度系の応答予測点 (応答加速度及び応答変位) とする (図 4)。

1 層の建造物において、1 階の加速度変形関係をそのまま用いて等価 1 自由度系とした場合には、その応答変位がすなわち、建造物の応答変位となる。

多自由度系を等価 1 自由度系に置換した場合には、その応答変位に対応する多自由度系の変位を、6 の手続きと逆の方法で求め、建造物の各階の応答変位とする。

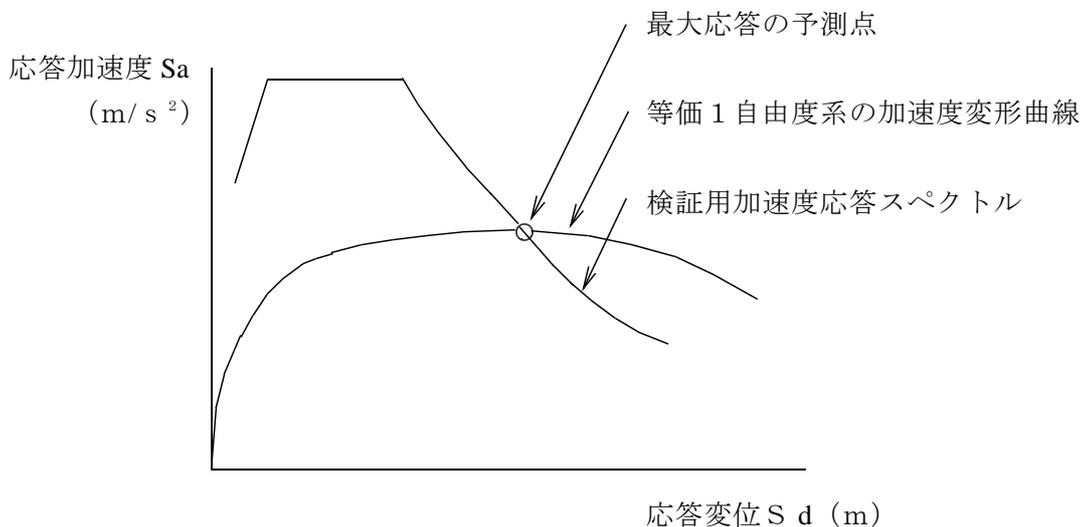


図 4 応答変位の求め方

## 9 判定

耐震性能が以下の1)～3)のいずれに該当するかを判定する。判定に当たっては8で得られた各階各方向の応答変位と、各限界変形の大小を比較する。

### 1) 大地震動時の機能維持

各階各方向において次の不等式が成立することを確認する。

$$\text{大地震動時の応答変位} \leq \text{機能維持の限界変形}$$

### 2) 大地震動時の非倒壊

各階各方向において次の不等式が成立することを確認する。

$$\text{大地震動時の応答変位} \leq \text{非倒壊の限界変形}$$

### 3) 大地震動時の倒壊危険性

いずれかの階、方向において次の不等式が成立することを確認する。

$$\text{大地震動時の応答変位} > \text{非倒壊の限界変形}$$

## 第4章 耐震性能の向上措置

(基本的な考え方)

- 1 耐震診断の結果に基づいて耐震性能の向上措置を検討する(ただし、「耐震専門診断」は診断と補強案等の検討を併せて実施する。)に当たっては、「重要文化財(建造物)耐震診断指針」16に示す事項に留意するものとする。

(管理・活用方法の改善)

- 2 管理・活用方法の改善

(1) 管理体制

当該建造物の維持管理, 防火管理, 安全管理, 及び防災環境の保全に必要な管理の体制を整える。

- 1) 日常的な管理を遂行するために同一敷地内での管理者の常駐が望ましい。
- 2) 常駐が不可能な場合は, 定期的なパトロールの実施と緊急時の連絡に係る体制の整備に努める。

(2) 維持管理

経年による劣化や変形, 及び風雨や虫害による損傷による耐震性能の低下をきたさないように, 以下の事項に留意して定期的な点検を実施するものとする。また, 中規模以上の地震動及び台風等の強風, 豪雨等を被った後は, 臨時点検を実施する必要がある。

- 1) 接合部の緩み
- 2) 部材の損傷
- 3) 土壁の亀裂, 剥離
- 4) 雨漏り
- 5) 樋, 排水路の通水
- 6) 換気
- 7) 虫害(特に蟻害)

(3) 防火管理

ア 火気の使用と可燃物の保管方法を見直し, 地震時における出火防止のために必要な措置を講じる。

イ 消防設備と消火体制の現状を見直し, 地震時における消火活動の実施に必要な措置を講じる。

- 1) 自営の初期消火設備の設置に努めるものとし, 電気・水道が途絶しても作動可能な自己完結型の消火栓設備(貯水槽・ポンプを備えた加圧型や高所に貯水槽を備えた自然流下型)が望ましい。
- 2) 消火設備の耐震性の確保に努め, 配管の脱落防止等の必要な強化措置を講じる。
- 3) 関係機関等と協議して消防用水利の確保に努める。
- 4) 自衛消防隊を組織し, 消防訓練の実施に努める。

(4) 安全管理

ア 人命の安全確保のために必要な措置を講じるものとし, 内部に不特定の人が常時滞在する用途の建造物にあつては, 以下に留意する。

- 1) 公開範囲や順路等を明確にするなど人的管理のために必要な措置を講じる。
  - 2) 緊急時における避難経路を確保し、常時分かりやすく表示する。
  - 3) 屋外への退避に時間を要したり退避困難な場合は、一時避難可能なスペースの確保等についても検討する。
  - 4) 必要に応じて公開範囲・入館者数・滞留時間・使用頻度等の限定、屋内及び周囲への立入り制限、危険性の明示などの措置を講じる。
- イ 損壊から保護すべき重要文化財等の重要な財産を存置する建造物にあつては、財産の保全のために必要な措置を講じる。
- 1) 他の建造物への移動の可能性について検討する。
  - 2) 収納箱や覆いを設けるなどの防護策を検討する。
  - 3) 前掲の対策が困難で当該建造物の耐震性能の向上を図る必要がある場合は、耐震基礎診断・耐震専門診断を経て再検討する。
- (5) 環境保全等
- ア 立地する土地の形質に留意し、崖崩れ、出水等による当該建造物への二次災害のおそれがないように、擁壁の設置等の必要な措置を講じる。
- イ 人家の密集状況、空間地の有無など敷地周囲の状況に配慮し、隣接する建造物、塀、樹木等（以下、「隣接建造物等」という。）の倒壊や出火による当該建造物への二次災害のおそれがないように、倒壊防止や延焼防止等の必要な措置を講じる。
- ウ 当該建造物が被災した場合に周囲に滞在する人や隣接建造物等に危害を及ぼす可能性に留意し、軒高と等距離以内の範囲を目安として人の接近状況を把握し、接近制限等の必要な措置を講じる。

(応急措置)

### 3 非常災害時の応急措置

#### (1) 損傷や変形の進行を防止するための応急措置

- ア 傾斜や垂下の進行防止のための支柱やワイヤー等を付加する措置
- イ 損傷の進行や脱落の防止のために部材を養生する措置
- (2) 局所的な破壊が建造物全体の被害を拡大するのを防ぐための措置
- ア 継手・仕口部分の締め直し及び金物による緊結等の補強
- イ 土壁の剥離・亀裂など損傷部分の塗り直し

#### (3) 局所的に必要な簡易な補強

- 1) 部材の折損、脱落の恐れのある箇所の締め直し・金物補強
- 2) 脆弱な部材の断面積を補うための添木の付加
- 3) 煙突、町家のうだつ、看板など付帯構造物の固定・補強
- 4) 落下や倒壊のおそれのある部材や什器の固定
- 5) 床面下での足固め・根がらみ等の付加による柱相互の連結

#### (4) その他、保存に及ぼす影響が軽微な補強

(根本的対策)

### 4 耐震補強を含む根本的な修理を行う際は、以下に留意する。

#### (1) 一般的留意事項

- ア 専門的な技術者・技能者に委託し、設計及び施工の質を確保する。

- イ 既往の仕様を調査し、伝統的な仕様を尊重する。
- ウ 土壁の乾燥等に要する工期を余裕を持って設定する。
- エ 損傷した部材の繕いは、形を繕うばかりでなく可能な限り同等の強度を保持するものとする。
- オ 調査及び修理の記録を作成する。

(2) 文化財建造物の現状を変更する行為や保存に影響を及ぼす行為を伴ったり、根本修理と併せて施工する必要がある以下に例示する措置については、耐震専門診断の結果を得た上で検討するものとする。

- 1) 地盤の強化
- 2) 壁・建具等の仕様の変更
- 3) 床組・小屋組等の水平剛性の改善
- 4) 屋根重量の軽減
- 5) 間仕切りの変更
- 6) 構造躯体の変更など現状の大規模な変更を伴う措置
- 7) 外観及び内部の意匠に大きな影響を及ぼす措置

なお、重要文化財に関しその現状を変更し、又はその保存に影響を及ぼす行為をしようとするときは、文化庁の長官の許可を受けなければならない（文化財保護法第43条）。

(補強手法の選択)

- 5 耐震補強が必要な場合、補強手法の選択に際して留意すべき事項を以下に示す。
- (1) 添木や金輪による部材の補強、筋違や方立による面剛性の強化、仕口や銼による接合部の強化など、伝統的な部位の伝統的な補強工法を優先的に検討する。
  - (2) 既存の材料・仕様の変更が避けられない場合は、同一の材料・仕様によって構成される部位の全体に及ぶ変更を避け、保存部分を設ける。
  - (3) 付加物による補強を行う場合は、可能な限り建造物本来の素材やデザインを損ねないように配慮し、既存部位との納まりについて細部の仕様を含めた検討を行う。
  - (4) 付加物による補強を行う場合は、当該建造物と同一性状の材料による手法と新素材の使用を比較検討する。
  - (5) 新しい素材や工法を採用する場合は、性能が実証されているものとする。
  - (6) 補強による違和感が生じることのないように、十分配慮する。
  - (7) 見え掛かりに付加物を設ける場合は、文化財的価値の所在に応じて影響の少ない部分に設け、違和感が少ないように配慮するとともに、本来の構成部材と異なることが認識できるものとする。
  - (8) 将来行われる修理の容易性と、耐震工学・補強技術の進展に配慮して、付加物の除去・更新が可能な工法・仕様を検討する。
  - (9) 施工の容易性、維持管理の容易性に配慮した工法・仕様を検討する。
  - (10) 修理及び補強工事中における耐震性の確保にも配慮する。

(補強部位及び手法別留意事項)

- 6 各種補強手法の採用に当たって補強部位、補強手法別に留意すべき事項を以下に示す。
- (1) 地盤及び基礎の補強

- 1) 地下遺構の有無と遺構保存の必要性に留意する。
  - 2) 地盤の高さの変更は原則として避ける。
  - 3) 基礎が脆弱な場合は、べた基礎、布基礎、地中梁等を設けて一体化を図る。
  - 4) 軸組全体が移動しても基礎（基壇）から外れないように、軸組と基礎を緩やかに拘束したり、基礎の幅に余裕をもたせるなどの工夫をする。
  - 5) 必要に応じて、基礎と建造物の緊結、免震装置の導入なども検討する。
- (2) 軸組の一体化
- 1) 土台建の場合、土台と柱の接合を強化する。
  - 2) 礎石建の場合、柱脚部相互の一体化を図る。
  - 3) 足固め・根絡み等を新たに挿入する場合は、柱や束の損傷が少ない方法とし、床下の目立たない箇所を優先的に検討する。
- (3) 部材の補強
- 1) 折損部位、腐朽部位を繕う場合は、形状を繕うばかりでなく、帯鉄の使用などにより強度の回復を図る。
  - 2) 部材断面寸法が不足している場合は、添え木（添え柱、辺付け、二重梁）の使用など、本来の材料の取り替えを避け得る方法を優先的に検討する。
- (4) 接合部の補強
- 1) 地震や強風を受けた後は、接合部の点検と楔の締め直しを実施する。
  - 2) 補強金物、カーボン繊維等による継手・仕口の強化を行う場合は、可能な限り既存材料に傷を付けない工夫をする。
- (5) 壁の補強
- ア 既存の壁の耐力を高める場合
- 1) 既存の仕様についての十分な調査を実施し、耐力を正しく把握する。
  - 2) 壁下地の軸組からの脱落防止措置を行う。
  - 3) 土壁を塗り直す場合は、施工管理を十分に行い適正な強度が発揮できるようにする。
  - 4) 板壁を耐力壁とする場合は、合い釘などによる板相互の緊結を図る。
- イ 壁仕様を変更して強化する場合
- 1) 筋違、補強枠、補強パネルの使用など壁の仕様を変更する場合は、全面的な変更を避け、旧仕様を保存する部分を定める。
  - 2) 壁の仕様を変更する場合は、仕上げを旧仕様に倣うなど意匠的な配慮をする。
  - 3) 筋違を設ける場合は、接合部に過大な応力が発生しないよう配慮する。
- ウ 耐力壁を新設する場合
- 1) 壁の新設による間取りの変更は原則として避ける。
  - 2) やむを得ず壁を新設する場合は、間取りの根本的な変更とならず、機能的・意匠的な影響の少ない位置とする。
- (6) 建具の補強
- ア 既存の建具を耐力壁とする場合
- 1) 軸組と一体の耐力壁とする場合は、可能な限り部材を傷つけないための工夫をする。

- イ 建具仕様を変更して強化する場合
  - 1) 保存を図るべきものと、更新可能なものを適切に判断して実施する。
  - 2) 建具の仕様を変更する場合は、仕上げを旧仕様に倣うなど意匠的な配慮をする。
- (8) 水平剛性の強化
  - ア 床下・天井裏の見え隠れ部分を活用する。
  - イ 床下・天井裏に補強板を敷き詰める場合は、併せて耐火性能の向上に留意する。
- (9) その他
  - ア 張出部の振れ対策として、本体部分からの脱落防止措置を講じる。
  - イ 上下動、転倒による柱・束等の仕口の抜け出しを防止する措置を講じる。
  - ウ ねじれ防止対策として、耐力壁等の耐震要素をバランスよく配置する。
  - エ 積載荷重の著しい増加を伴う活用方法を避ける。
  - オ 屋根荷重の軽減を特に図る必要がある場合は、外観の形式を損なわないものとする。  
(留意すべき構造特性)
- 7 建築種別毎の留意すべき構造特性を以下に示す。
  - (1) 民家・町家
    - ア 居室部と土間部では木柄の太さや振動特性が相違する場合が多い。
    - イ 小屋又首の脱落の恐れがある。
    - ウ 壁量が不足したり、壁の配置に偏りがある場合が多い。
    - エ 通し柱が不足している場合がある。
  - (2) 住宅系建築（書院，客殿，方丈，庫裏，その他）
    - ア 壁量が不足したり、壁の配置に偏りがある場合が多い。
    - イ 平面規模に比べて柱の本数や断面積が少ない場合がある。
    - ウ 葺戸や板戸などの建具を取り外している場合が多い。
  - (3) 社寺建築（仏堂，社殿など）
    - ア 拝殿や本殿覆屋などの壁量が特に不足するものがある。
    - イ 向拝などの張出部が振れる恐れがある。
    - ウ 礎石建の独立柱など柱脚部相互の一体性が欠けるものがある。
    - エ 二重門や楼門など、初層の壁量が少なく不安定な構造のものがある。
    - オ 屋根が特に重かったり、軒の出が深いものが少なくない。
  - (4) 木造洋風建築
    - ア 煉瓦造の煙突の崩落の怖れのある場合が多い。
    - イ 木骨煉瓦造の場合は、煉瓦壁が脱落するおそれがある場合がある。
    - ウ 通し柱が不足している場合がある。
    - エ 筋違を用いていても有効に働いていない場合がある。