

## 3. モデル化と解析（システマティック耐震改修）

### 3.1. 概要

本章では既存ビルの耐震改修に対する解析手順、および設計の要求仕様を示す。節 3.2 は本章に挙げた 4 種類の解析手順すべてに関連する解析と設計に対する一般的要求仕様である。耐震改修における 4 種類の解析手順とは、節 3.3 に記すように、線形静的手順、線形動的手順、非線形静的手順、非線形動的手順である。モデル化および解析仮定、設計外力、設計変形に対する手順もまた節 3.3 で述べる。節 3.3 の 4 種類の手順のいずれかを用いて解析した架構や部材の許容基準を節 3.4 に示す。節 3.5 に本章に用いた重要な用語の定義を、節 3.6 に記号の定義を記す。節 3.7 は参考文献の一覧である。

ガイドラインにおける他の章の指定と本章で記述する解析手順との関係は次の通り。

- 危機レベル（地震動）と挙動レベルを含む設計に用いる耐震改修目標の情報は 2 章に用意している。
- 本章の 4 番目のセットはシステマティック改修のみに対して利用する。単純化改修に対しては 10 章。
- 適当な解析手順の選択に対するガイドラインは 2 章。3 章は荷重要求仕様、数学モデル、ビルの要素集合体と要素に生じる地震力と変位の推定に必要な詳細な解析手順である。適当な剛性と要素の荷重特性に関する計算の情報は 4 章から 9 章に用意した。
- 転倒複数方向の外乱、P - 効果、擦れに対する要求仕様を含む解析と設計に対する一般的な要求仕様；線形及び非線形手順に対する基本的解析要求仕様；及び床板、壁、架構の連結、ビルの分離、要素の共有及び非構造要素に対する要求仕様は節 2.11 である。
- 本節に述べる手順を用いた解析から得られ、本章に概要を述べる許容力に基づく架構の応力と変形は、希望する挙動レベルに対する 4 章から 9 章に挙げる許容値と比較する。
- 面外地震力の掛かる壁に対する設計法は 2 章にある。非構造要素及び機械設備、電気設備に対する設計法は 11 章である。
- 免震及びダンパーを含むビルに対する特殊な解析と設計の要求仕様は 9 章である。

### 3.2. 一般的要求仕様

耐震改修の為のモデリング、解析及び評価について本節のガイドラインを次に記述する。

#### 3.2.1. 解析手順の選択

ビルの地震解析は 4 種類の手順がある。： 2 種類の線形手順と 2 種類の非線形手順である。2 種類の線形手順は線形静的手順（LSP）線形動的手順（LDP）である。2 種類の非線形手順は線形静的手順（NSP）非線形動的手順（NDP）である。

節 3.3.1 及び節 3.3.2 の線形手順又は節 3.3.3 及び節 3.3.4 の非線形手順のどちらも節 2.9 における制限した外力が作用するビルの解析に用いることができる。

#### 3.2.2. 数学モデル

##### 3.2.2.1. 基本仮定

一般にビルは要素や架構の 3 次元集合体としてモデル化、解析及び評価しなければならない。3 次元数学モデルは平面的に不規則な（節 3.2.3 参照）ビルの解析と評価に使用しなければならない。

剛な床板（節 3.2.4 参照）を有するビルの 2 次元のモデル化、解析及び評価は、擦れの影響が無視できるほど小さいか間接的に検討（節 3.2.2.2 参照）できれば、許容できる。

柔らかい床（節 3.2.4 参照）を有するビルにおける耐震架構の鉛直面は、要素と構成要素を組み立てた 2 次元的な架構として独立にモデル化、解析、評価を行うか、柔らかい床としてモデル化した 3 次元モデルが使われる。

接合部が母材より弱い、接合部の剛性が弱く母材との間に大きな相対変形を起こす時には、非線形手順に対して、接合部の明解なモデル化が必要である。

### 3.2.2.2. 水平ねじれ

水平面のねじれを考慮しなければならない。ある床面における全体のねじれモーメントは次の二つのねじれモーメントの合計に等しい。

- 現実のねじれ；その層を含めた上層の重心と直下層の剛心との間の偏心によるモーメント
- 偶発的ねじれ；その層を含めた上層の重心の水平移動によって生じる偶発的なねじれモーメントで、その層に作用する荷重の方向と直交する辺の水平長さの最小 5 % に等しい。

剛床のビルにおいて、現実のねじれが、その層のどの点においてもこれに基づく最大横変形位が平均変位の 10 % を越すかどうかを考慮しなければならない。偶発的ねじれはこの効果に基づく水平変位が、その層のどの点においてもこれに基づく最大横変形位が平均変位の 10 % を越すかどうかを考慮しなければならない。

この影響は、現実のねじれとは独立に計算しなければならない。ねじれの影響を調査する必要があるとき、水平ねじれに基づく応力や変形の増加を評価し、設計に考慮しなければならない。ねじれの影響は要素や架構の水平力や変形を減じることに用いてはならない。

剛床を持つビルの線形解析に対して、合計ねじれモーメントによる比  $\delta_{max} / \delta_{avg}$  が 1.2 を越えたとき、偶発的ねじれは係数  $A_x$  によって増幅される。

$$A_x = \left( \frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{avg}} \right)^2 \quad (3 - 1)$$

ここに

$\delta_{max}$  = レベル x における床の最大変位

$\delta_{avg}$  = レベル x における床端点の変位の平均値

$A_x$  は 3.0 を超えない。

(1) 剛床の最大変位（ねじれ増幅を含む）と (2) 合理的解析方法によって計算した平均変位との比  $\delta_{max} / \delta_{avg}$  が 1.5 を越えると質量と剛性の空間的な配分に対して計算する 3 次元モデルを解析と評価に用いなければならない。この制約の元になねじれの影響は次の 2 次元モデルの解析で間接的に捉えることができる。

- L S P（節 3.3.1）と L D P（節 3.3.2）に対して、設計力と変形はビルに対して計算した  $\delta_{max}$  の最大値を乗じて増幅する。
- N S P（節 3.3.3）に対して目的の変位を、ビルに対して計算した  $\delta_{avg}$  の最大値を乗じて増幅する。
- N D P（節 3.3.4）に対して地動記録の振幅を、ビルに対して計算した  $\delta_{avg}$  の最大値を乗じて増幅する。

### 3.2.2.3. 主材と2次部材作用、構成要素、部材

要素と構成要素及び要素応力は主たるものと2次的なものに区別する。主の応力、要素及び構成要素は地震に抵抗する設計に要求される耐震架構システムの重要な部分である。これらを評価し、地震が引き起こす力や変形を支え、同時に重力にも耐えるのに必要な耐震改修をおこなう。2次の作用、要素及び構成要素は横力抵抗システムの一部としては設計しないが、これらの作用、要素及び構成要素が地震の引き起こす力や変形を支え、同時に重力にも耐えるように強化するために、これらを評価し、必要な耐震改修をおこなうこともある(本節コメント参照)。

線形手順(節3.3.1及び節3.3.2)に対しては、主要素及び構成要素のみ数学モデルに含める。2次要素と構成要素はそのような解析によって推定される変形のみをチェックする。線形手順では各層において2次要素及び構成要素の対横力剛性の合計が、主要素のその25%を超えない。もし、その限度を超えれば、2次要素を主要素に階層変更するべきである。

非線形手順(節3.3.1及び節3.3.2)に対しては、全ての主及び2次要素(2次要素の耐力低下を含めて)剛性と抵抗を数学モデルに含める。それに加えて、非構造要素の合計剛性 プレキャスト外装パネルのようなものが各層横力抵抗剛性の10%を超えるなら、非構造要素も数学モデルに含めなければならない。

要素や構成要素の格付けによってビル構成の格付けの変化は生じない。(節3.2.3);それは、不規則から規則的ビルの構成に変えるために、要素と構成要素が主か2次かを選んで割り当てることはしないから。

### 3.2.2.4. 変形 及び荷重 制御作用

作用は変位制御又は荷重制御のどちらとしても格付けできる。変位制御作用は降伏値を超えることができる変位と連動するものである;最大連動変位は要素の靱性能力によって制限される。荷重制御作用は降伏値を超えることを許さない連動変位を持つ。制限される靱性(図2-4における許容 $a < g$ のような)を持つ作用は、荷重制御を考慮する。これらの格付けは5章から8章に見ることができる。

### 3.2.2.5. 剛性及び応力の仮定

線形及び非線形手順のいずれに対しても、構成要素と要素剛性特性及び耐力の推定は、4章から9章及び11章の情報から決定する。構造要素のモデル化に対するガイダンスは5章から8章である。基礎と非構造要素のモデル化はそれぞれ4章と11章である。

### 3.2.2.6. 基礎のモデル化

基礎システムを剛性と減衰特性を4章に定義するように、解析のための数学モデルに含めることができる。そうでなければ、特に禁止されていないならば、基礎を固定と仮定して数学モデルに含めないこともできる。

## 3.2.3. 構成

ビルの不規則性は節2.9で議論した。そのような格付けは、主及び2次要素を考慮した数学モデルを用いた平面と垂直の架構構成に基づいている。

耐震改修の一つの目標は、新たな骨組み架構の思慮深い配置を通じて、ビルの規則性を改善しなければならない。

### 3.2.4. 床板

床板は地震の引き起こす慣性力を耐震骨組みシステムの縦構成要素に伝える。屋上床は床板と考える。床板と垂直架構との接続部は、最大の計算された床板せん断力を垂直骨組み架構に十分伝えるものでなければならない。床板要素の設計及び詳細に対する要求仕様は、節2.11.6に示す。床板は柔軟、曲

がりにくい剛のいずれかに区別する。(10章単純化改修方法を利用できるか否かを定める為に用いる識別参照)

床板の最大横変形がその層の直下の床板との平均相対変位の2倍以上の時、床板は柔軟と考える。基礎壁に支えられる床板に対して、上層の床板の平均相対変位を基礎階の場所として用いることができる。最大横変形が関連する層との平均相対変位の半分以下の時、床板は剛と考えることができる。

### 3.2.5. P - 効果

ガイドラインには、P - 効果の二つのタイプがある。(1)静的P - 効果(2)動的P - 効果である。

#### 3.2.5.1. 静的P - 効果

線形手順に対して、式2-14を用いてビルの各層に対して安定係数  $\beta_i$  を評価しなければならない。この過程は反復される。線形解析によって計算された層の相対変位、式2-14の  $\beta_i$  は安定係数を評価する  $1 / (1 - \beta_i)$  によって増加する。係数が全ての層において0.1より小なら静的P - 効果は小で無視できる。もし、係数が0.33を超えるならビルは不安定で、設計のやり直しが必要である(節2.11.2)。係数が0.1と0.33の間なら、層iの地震力効果は要因  $1 / (1 - \beta_i)$  によって増加される。

非線形手順に対して、2次の影響を直接解析に考慮しなければならない。; 軸方向力の作用する全ての要素の幾何学的スティッフネスを数学モデルに含めなければならない。

#### 3.2.5.2. 動的P - 効果

動的P - 効果は要素応力と変形及び層の相対変位を増加させる。そのような効果は、線形手順と係数  $C_3$  を用いたNSPにおいては間接的に評価する。その他の情報は節3.3.1.3A及び3.3.3.3Aを参照のこと。

非線形手順に対しては2次の影響を直接考慮しなければならない。; 軸方向力の作用する全ての要素の幾何学的スティッフネスを数学モデルに含めなければならない。

### 3.2.6. 土壌と構造物の相互作用

土と構造物の相互作用は独立な基礎要素に対してスティッフネスと減衰をモデル化することによってモデル化できる。SSIの効果計算する為の二つの手順は以下に用意した。SSIをモデル化する他の合理的なモデルも又使用できる。

一次周期の増加がSSI応答加速度を増加させるような悪い場合(田や柔らかい土の立地)に対して、ビル応答に関するSSIの影響を評価しなければならない。; 一次周期の増加は節3.2.6.1を参照して簡略化手順を用いて計算できる。さもなければ、SSIの影響は無視できる。更に、簡略化改修方法を用いた改修が許されるビルに対してはSSIを考慮する必要はない。(表10-1)

節3.2.6.1を参照して簡略化手順は節3.3.1のLSPを用いることができる。節3.3.2のLDPと節3.3.4のNDPでSSIの影響を考慮する時、節3.2.6.2にあるように、明瞭な基礎のスティッフネスのモデル化を含めなければならない。モーダル減衰比は節3.2.6.1を参照する方法を用いて計算することができる。

地盤 構造物連成の影響は、要素や構成要素の作用を25%以上減少してはならない。

### 3.2.6.1. 周期と減衰に対する手順

『1997 NEHRP 新築ビル及びその他構造物に対する耐震規定に関する指針 (BSSC,1997)』の2章にある簡略化手順は、基礎 構造物システムの有効一次周期  $\tilde{T}$  と有効一次減衰比  $\tilde{\beta}$  を用いて地震力を計算する。

### 3.2.6.2. S S Iの明示モデル

地盤 構造物相互作用は独立の基礎構造に対するスティッフネスと減衰を明確にモデル化してモデルを作成できる。基礎スティッフネスを表すパネ特性選択のガイダンスは、節 4.4.2 に掲げる。もし他決め手がなければ、個別の基礎構造の減衰比は弾性上部構造に対して用いた減衰比の値と同じにセットするべきである。NSP に対しては、基礎 構造物システムの減衰比 は応答スペクトルを計算する為に用いる。

### 3.2.7. 複数方向作用の効果

ビルはどの方向の水平方向の地震力に対しても設計しなければならない。規則的なビルに対して、地震変位と力はビルの各主軸の方向に一方向に作用すると仮定することができる。平面的に不規則 (節 3.2.3) で、一つもしくはそれ以上の要素が二つもしくはそれ以上の架構と交差する部分を形作るビルに対して、複数方向の外乱の影響を考慮しなければならない。複数方向の影響は捩れと平行移動の両方の影響を含む。

二方向 (直交) 外乱の影響は、一水平方向の地震変位の 100% における力と変位プラス直交方向地震変位の 30% の力で要素や架構を設計すれば満足すると考えられる。代わりに、妥当な二方向効果を合成した S R S S を用いることは受け入れられる。

水平片持ち梁及びプリストレス架構における鉛直方向の外乱の影響は静的もしくは動的応答モデルで考慮しなければならない。もし立地指定の解析に用いる鉛直応答スペクトルを作成していなければ、鉛直地震動は水平方向スペクトル (節 2.6.1.5) の 67% のスペクトルとみなすことができる。

### 3.2.8. 要素重力荷重と荷重の組み合わせ

次の要素の重力は地震荷重と合成されると考えられる。

重力の影響を地震荷重に累加する時

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S) \quad (3-2)$$

重力の影響が地震荷重と相殺する時

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (3-3)$$

ここに

$Q_D$  = 自重による応力

$Q_L$  = 有効積載荷重による応力、低減しない設計用積載荷重の 25% に等しいが、計測した積載荷重より小ではない。

$Q_S$  = 有効積雪荷重による応力、設計用積雪荷重の 70% 又は正当な条件で担当規制官の承認を得た値で設計用積雪荷重の 20% 以上の荷重による。ただし、30ポンド/フィート<sup>2</sup> 又は  $Q_S = 0.0$  の場合を除く。

地震力が存在せずに、力と風荷重に対する要素の評価は本書の範囲を逸脱する。

### 3.2.9. 設計仮定の検証

各要素を非弾性変形の位置が、要素材軸に沿った全ての位置で、応力と釣り合い方程式と矛盾しないことを決定する為に評価するべきである。更に、各要素が地震後に構造体に及ぼした地震損傷によって引き起こされた剛性の減少を考慮して、重力荷重耐力を十分に残していることを確認する解析によって評価しなければならない。

式 3 - 2 及び 3 - 3 の重力荷重の合成による水平方向にかかる主要素のモーメントが、各位置におけるモーメント耐力の期待値の 50% を超える時、端部より材の他の位置における非弾性曲げ作用に対する可能性を期待する要素耐力を持つ曲げ作用と比較して、明確に調査するべきであり、このように地震後の重力荷重能力を調査しなければならない。チェック手順のサンプルはコメントリにある。要素端から離れた位置の曲げ塑性ヒンジの式は、もしモデル作成と解析に明確に勘定されていなければ、許されない。

## 3.3. 解析手順

### 3.3.1. 線形静的手順 ( L S P )

#### 3.3.1.1. 手順の基礎

線形静的解析手順 ( L S P ) の基で、設計用地震力、それはビルの高さ方向に分布し、そして対応する内部力と系の変形が線形弾性静的解析を用いて決定される。この手順の応用上の制約は節 2.9 に掲げた。

L S P において、ビルは、降伏点の近傍の荷重に対して予測される近似値としての、線形 弾性スティブネスと等価な粘性減衰を用いてモデル化される。L S P に対する設計用地震力は、その合計が式 3 - 6 で定義される擬似横方向荷重に等しい、静的横力によって表される。ビルの線形弾性モデルに適用するとき、設計用地震の間に期待される振幅に近似する最大変位が設計変位となるように、擬似横方向荷重は意図的に選ばれる。もしビルが設計地震に対して基本的に弾性に応答すれば、計算された内部力は設計地震の間に期待されるものの合理的な近似値となる。もし、ビルが設計地震に対して非弾性に応答すれば、通常よくあるように、降伏したビルで作成された内部力は、弾性として計算した内部力より小さくなるであろう。

L S P の結果は、節 3.4 の利用可能な許容基準を用いてチェックされる。計算された内部力は、要素や架構の予期する非弾性応答の故に、通常ビルが発生できるものを超える。これらから得られた設計力は、予期する非弾性応答の大きさと能力を計算する、修正係数と代替解析手順を含んだ、節 3.4.2 の許容力を通じて評価される。

#### 3.3.1.2. モデル化と解析の考察

**周期の確定** 対象とする方向のビルの 1 次周期は次の 3 種の方法の一つによって計算する。(方法 1 が好まれる)

**方法 1** ビルの数学モデルの固有値解析。柔らかい床のビルは、もし、床の省略の影響が大きくないことを示せないなら、床の軟らかさを考慮に入れなければならない。

**方法 2** 次式による評価

$$T = C_t h_n^{3/4} \quad ( 3 - 4 )$$

ここに

- $T$  = 対象とする方向の一次固有周期（単位は秒）
- $C_t$  = 0.035 鋼構造フレーム架構  
0.030 鉄筋コンクリート構造フレーム架構  
0.030 偏芯ブレース鋼構造架構  
0.020 その他全ての架構  
0.060 木構造（表 10 - 2 のタイプ 1 及び 2）
- $h_n$  = 基礎から屋上までの高さ（単位フィート）

方法 2 は剛でない床の無筋煉瓦造ビルには適用できない。

方法 3 剛でない床の 1 層 1 スパンビルの 1 次周期は次式で計算して良い。

$$T = (0.1\Delta_w + 0.078\Delta_d)^{0.5} \quad (3 - 5)$$

ここに  $\Delta_w$  と  $\Delta_d$  は、対象とする方向の床分布荷重に等しい横荷重によって生じる壁面内及び床の変形量（インチ）である（コメンタリ - 図 C 3 - 2）。多スパンの床に対して、対象とする床スパンに作用する重力に等しい横荷重が、各床スパンに対する個別の周期を計算するとして、各床に作用させなければならない。擬似的な横荷重を最大にする周期（式 3 - 6 参照）をビルの全ての壁および床スパンの設計に用いなければならない。

### 3.3.1.3. 作用と変形の決定

#### A. 擬似横荷重

ビルの与えられた水平方向の擬似横荷重は、式 3 - 6 を用いて決定される。揺れの影響（節 3.2.2.2）に対して計算し、必要なだけ増加したこの荷重は、鉛直耐震架構システムの設計の為に用いる。

$$V = C_1 C_2 C_3 S_d W \quad (3 - 6)$$

ここに

- $V$  = 擬似横荷重  
この荷重が、構造体の線形解析モデルの高さ方向に分配されている時、設計荷重が掛かっている間、実際の構造物に期待される近似的に等しくなる横変形の計算を生み出すことを意図している。設計用地震の間、実際の構造物が降伏すると予測されるなら、式 3 - 6 で与える力は、この力に抵抗する構造物の実際の応力よりかなり大きくなる。節 3.4.2 の許容基準はこの見地からの計算を取って作成する。

- $C_1$  = 線形弾性応答に対して計算された変位を、期待される最大の非線形変位に変換する修正係数。 $C_1$  は  $V_y$  に代わる弾性ベースシアの大きさを有する節 3.3.3.3 に示す手順を用いて計算することができる。 $C_1$  は次のように計算できる。

$$T < 0.10 \text{ 秒の時、 } C_1 = 1.5$$

$$T \geq T_0 \text{ 秒の時、 } C_1 = 1.0$$

$T$  の中間の値に対する  $C_1$  の計算は線形内挿を用いる。

$T$  = 対象とする方向のビルの基本周期。土と構造物の相互作用を考慮する場合、 $T$  を有効周期  $\tilde{T}$  に置き換える。

$T_0$  = スペクトルの定加速度部分から定速度部分までの推移に関連する周期として定義する応答スペクトルの特性周期（節 2.6.1.5 及び 2.6.2.1 参照）

- $C_2$  = 最大変位応答におけるスティッフネスの低下及び耐力の劣化の影響を表現する修正係数。異なる架構と挙動レベルに対する  $C_2$  の値は表 3 - 1 にリストする。T の中間の値に対する  $C_2$  の推定値は直線内挿を使用する。
- $C_3$  = 動的 P - 効果に基づく増加変位を表す修正係数。この効果は、節 3.2.5.1 に定義した静的 P - D 効果の考え方に加えるものである。0.1 より少ない安定係数（式 2 - 14 参照）の値に対して、 $C_3$  は 1.0 に等しくセットする。0.1 より大きい の値に対して、 $C_3$  は  $1 + 5 ( \quad 0.1 ) / T$  と計算する。ビルの全ての層に対する の最大値は  $C_3$  を計算するために使用する。
- $S_a$  = 対象とする方向のビルの 1 次固有周期及び減衰比における加速度応答スペクトル。 $S_a$  の値は節 2.6.1.5 の手順から得られる。
- W = 下記に示す自重と期待する積載荷重の合計
- 倉庫の占有度、床用積載荷重の最低 25 %
  - 実際の間仕切りと床面積の 10psf の重量の大なる方
  - 適応する雪荷重 - NEHRP - Recommended Provisions ( BSSC,1995 ) 参照
  - 恒久的な設備及び家具の合計重量

## B . 地震力の鉛直配分

床レベル x に作用する横荷重  $F_x$  は次式から決定するべきである。

$$F_x = C_{vx} V \quad ( 3 - 7 )$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad ( 3 - 8 )$$

ここに

- = T 0.5 秒に対して 1.0  
 T 2.5 秒に対して 2.0  
 上記 T の中間は線形内挿で を求める。

- $C_{vx}$  = 鉛直配分係数  
 $V$  = 式 3 - 6 の擬似横荷重  
 $w_i$  = 層 i に関連する合計ビル重量 W の一部  
 $w_x$  = 層 x に関連する合計ビル重量 W の一部  
 $h_i$  = i 層の階高  
 $h_x$  = x 層の階高

## C . 地震力の水平配分

ビルの各床レベルにおける地震力はその床レベルにおける質量の分布に従って配分しなければならない。



## D. 床ダイヤ

床ダイヤは以下に抵抗するように設計しなければならない。

( 1 ) 対象とするレベルで発生する慣性力 ( 式 3 - 9 における  $F_{px}$  等しい ) 及び ( 2 ) 床の上下の鉛直耐震架構のズレもしくはスティッフネスの変化から起こされる水平力

垂直耐震架構のズレ又はスティッフネスの変化による力は、合理的解析でより小さな力が補正されない時、低減しない弾性力 ( 式 3 - 6 ) に等しくとらなければならない。

$$F_{px} = \frac{1}{C_1 C_2 C_3} \sum_{i=x}^n F_i \frac{w_x}{\sum_{i=x}^n w_i} \quad ( 3 - 9 )$$

$F_{px}$  = レベル x における合計床ダイヤ荷重

$F_i$  = 式 3 - 7 に示す床レベル i に作用する横荷重

$w_i$  = 床レベル i に位置するもしくは関連するビル合計重量 W の部分

$w_x$  = 床レベル x に位置するもしくは関連するビル合計重量 W の部分

係数  $C_1$ 、 $C_2$ 、 $C_3$  は上記節 3.3.1.3A にて述べた。

各床ダイヤにおける横地震荷重はその床ダイヤのスパンに沿って分布する。

## E. 変形の決定

構造体の変形及び層間変位は式 3 - 6、3 - 7 及び 3 - 9 に従った横荷重と 5、6、7、及び 8 章から得られたスティッフネスを用いて計算する。

表 3 - 1 修正係数  $C_2$  の値

挙動レベル	T = 0.1 秒		T = T <sub>0</sub> 秒	
	架構タイプ 1 <sup>1</sup>	架構タイプ 2 <sup>2</sup>	架構タイプ 1 <sup>1</sup>	架構タイプ 2 <sup>2</sup>
直接占有	1.0	1.0	1.0	1.0
生命安全	1.3	1.0	1.1	1.0
崩壊防止	1.3	1.0	1.2	1.0

1. 各層で層剪断力の 30% 以上が、設計地震の間に強度及びスティッフネスが劣化する要素又は構成要素によって抵抗する構造物。  
2. 架構タイプ 1 以外の架構。

### 3.3.2. 線形動的解析手順 ( LDP )

#### 3.3.2.1. 手順の基礎

線形動的解析手順 ( LDP ) の元で、設計用地震力、それはビルの高さ方向に分布し、そして対応する内部力と系の変形が線形弾性動的解析を用いて決定される。この手順の応用上の制約は節 2.9 に掲げた。

LDP の基本、モデル化のアプローチ、許容基準は LSP に対するものと類似している。主たる例外はモード解析法や時刻歴解析を用いて応答計算を実行することである。モード解析法は予期する非線形応答に対する計算の為に修正をしない線形弾性応答スペクトルを用いて実行する。LSP のように LDP は近似的に正しい変位を生み出すが、降伏するビルで得られるであろうものを超える内部応力は生み出せない。

LDPの結果は節 3.4 の利用できる許容基準を用いてチェックする。計算された変位は、直接許容値と比較する。計算された内部応力は通常予想される要素や架構の非線形応答の故に、ビルが維持できるものを超えるかもしれない。これらの得られた設計応力は、予期する非弾性応答応力と耐力を計算する、修正係数及び代替解析手順を含む、節 3.4.2 の許容基準によって評価する。

### 3.3.2.2. モデル化と解析の考察

#### A . 概要

LDPは本節の基準に従う。解析は適正な地動の特性(節 2.6.1)に基づく。節 3.3.1.2 で考察したモデル作成と解析はLDPに適用されるが、下記にその他の考え方を示す。

LDPは二つの解析、応答スペクトル及び時刻歴解析法がある。応答スペクトル法は数学モデルの動的解析から計算したピークモーダル応答を用いる。大任に大きく貢献するモードのみ考慮する。モーダル応答は合計ビル応答量を推定するための合理的手法を用いて合成する。時刻歴手法(応答履歴解析ともいう)は、基礎入力時振動として離散値記録又は合成地震記録を用いて、ビル応答の時刻毎の推移を評価する。これら二つの解析手法に対する仕様は概要を下記C及びDに示す。

#### B . 地動特性

水平地震動は節 2.6 の要求仕様によって設計する為に特徴づけ、次の一つである。

- 応答スペクトル(節 2.6.1.5)
- 立地特有の応答スペクトル(節 2.6.2.1)
- 地動加速度時刻歴(節 2.6.2.2)

#### C . 応答スペクトル法

全ての大きなモードが応答解析に含まれる要求仕様は、各ビルの水平主軸にビルの質量の最低90%を使った十分なモードを含むことによって満足する。モーダルの減衰比は、降伏変形より少ない変形レベルにおけるビルに本来備わっている減衰を反映しなければならない。

応答の各モードに対する最大の部材応力、変位、層軸力、層せん断力及び基礎反力は合成応答を推定する為の認められた方法で合成される。SRS(二乗平均)又はCQC(完全二次合成)によるモード合成が受け入れ可能である。

複数方向の外乱の影響は節 3.2.7 の要求仕様によって計算する。

#### D . 時刻歴法

時刻歴解析に対する数学モデルの要求仕様は、応答スペクトル解析に対して開発されたものと同じである。数学モデルに連動する減衰マトリクスは、降伏変形より少ない変形レベルにおけるビル固有の減衰を反映しなければならない。

時刻歴解析は節 2.6.2.2 の要求仕様に従って準備した時刻歴を用いて実行しなければならない。

応答パラメータは各時刻歴解析に対して計算しなければならない。もし3個の時刻歴解析を実行すれば、関与するパラメータの最大応答を設計に仕様しなければならない。7個以上の地動記録を時刻歴解析に用いたなら、関与するパラメータの平均応答を設計に使用することができる。

複数方向の外乱効果は節 3.2.7 の要求仕様に従って計算しなければならない。これらの要求仕様は、ビルの各水平方向に沿って地震地動記録を同時に入力した、3次元数学モデルの解析によって満たされる。

### 3.3.2.3. 作用と変形の決定

#### A . 結果の割増

LDP解析法 応答スペクトル又は時刻歴解析 のいずれかを用いて計算して全ての作用と変形は、節 3.3.1.3 で定義した修正係数  $C_1$  ,  $C_2$  及び  $C_3$  の積を乗じ、更に捩れの影響（節 3.2.2.2）に対して計算する必要として割増をしなければならない。しかし、床板作用は修正係数の積による割増は必要ない。

#### B . 床板

床板は（ 1 ） LDP によって計算された地震力と（ 2 ）その層の上下の垂直耐震架構のスティッフネスの偏芯または変化から生じる水平力に対し、同時に抵抗するように設計しなければならない。LDP によって計算した地震応力は式 3 - 9 を用いて計算した応力の 85% より少なくならないようにしなければならない。垂直耐震架構のスティッフネスの偏芯または変化から生じる応力は、もし合理的な解析によってより小さい応力を保証できないなら、低減しない弾性応力に等しくなければならない。

### 3.3.3. 非線形静的解析順（NSP）

#### 3.3.3.1. 手順の基礎

非線形解析（NSP）の元では、非弾性材料応答に直接連動するモデルは、目標変位に置き換え、又結果として内部変形及び応力を決定する。ビルに使われている個々の要素及び構成要素の非線形荷重 - 変形特性は直接モデル化する。ビルの数学モデルは、目標変位を超えるかビルが崩壊するまで、水平力又は変位が単調に増加する。目標変位は、設計地震の間に経験する最大変位を表すことを意図する。目標変位は変位振幅上の非線形応答の影響を計算する手順で計算できる。；一つの合理的な手順は、節 3.3.3.3 に載せる。数学モデルは材料の非線形応答の影響に対して直接計算するので、計算された内部応力は、設計地震の間期待した近似での応答をする。NSPの結果は節 3.4.3 の利用可能な受け入れ基準を用いてチェックする。計算した変位及び内部応力は直接許容力と比較する。

#### 3.3.3.2. モデル化と解析の考察

##### A . 概要

ガイドラインでは、数学モデルにおける制御節点の変位が目標変位を超えないなら、NSPでは、ビルの非線形数学モデルの水平力又は変位が単調になる。作用する横力に対して平面的に直角方向に対称でないビルに対して、横荷重は正負両方向に作用させ、最大応力と変位を設計に用いなければならない。

基礎せん断力と制御節点の変位との関係は、式 3 - 11 に与える制御節点変位、 $\delta_t$  に対して、ゼロから目標変位の 150% の範囲で確立しなければならない。許容基準は、 $\delta_t$  に等しい制御節点の最小水平変位相当する、応力と変形（要素及び架構の）に基づかなければならない。

重力荷重は、NSPの間、数学モデル適応するの要素と架構に作用する。式 3 - 2（及び適した式 3 . 3）の荷重と荷重の組合せに重力荷重を用いなければならない。

解析モデルは、その長さに沿って、各架構の水平変位応答を表せるだけ十分細かく、離散化しなければならない。両端のみでなく、要素の長さ方向に沿った各非弾性作用の位置を決めるには、特に注意を要する。

##### B . 制御節点

NSPビルの制御節点の定義が必要である。これらのガイドラインは、ビル屋上（ペントハウスは屋上とは考えない）の質量の中心にある制御節点を考慮する。制御節点の変位を目標変位（地震動の影響を特徴づける）と比較する。

### C. 横荷重パターン

横荷重は地震時の慣性力の分布近似的に纏めたもので、ビルに作用しなければならない。3次元解析に対し、水平力は各層の床面に慣性力の分布をシミュレートしなければならない。2次元及び3次元解析に対し、最低2個の水平力の垂直分布を考慮しなければならない。しばしば等分布パターンと定義する第一のパターンは、各床レベルにおける合計質量に比例する。本ガイドラインでモーダルと呼ぶ第2のパターンは、次の二つのオプションから一つを選択

- 式3-8で定義する  $C_v \times$  の値で表す横荷重パターン（それは考慮する方向における1次モードに参加する合計質量の75%より大きければ使用できる）か
- (1) 合計質量の90%を捕らえた十分な次数を含むビルの応答スペクトル解析 (2) 適当な地震スペクトルを用いたモーダル応答の組合せによって計算する層せん断力分布で構成する、層慣性力に比例する横荷重パターン。

### D. 周期の決定

考慮している方向の有効基本周期  $T_e$  をNSPの横力-変形関係を用いて計算しなければならない。ベースシアと目標節点変位間の非線形関係は、ビルの有効横スティッフネス、 $K_e$  及び降伏強度、 $V_y$  を推定する為のバイリニアに置き換えなければならない。有効横スティッフネスは降伏強度の60%に等しいベースシアで計算した折れ線スティッフネスをとらなければならない。有効基本周期  $T_e$  は次式で計算する。

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3-10)$$

ここに

- $T_i$  = 弾性解析によって計算した、対象とする方向の弾性基本周期 (秒)
- $K_i$  = 対象とする方向のビルの弾性横スティッフネス
- $K_e$  = 対象とする方向のビルの有効横スティッフネス 図3-1 参照

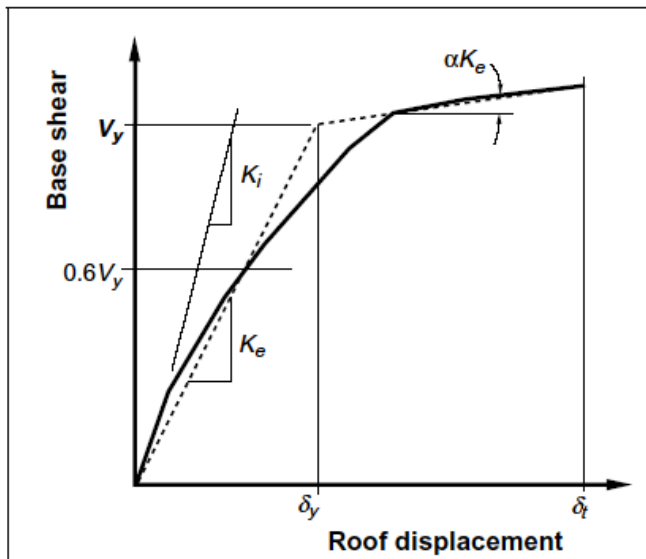


Figure 3-1 Calculation of Effective Stiffness,  $K_e$

### E . 3次元モデルの解析

静的な横力は、各床レベルにおける質量配分に対応する3次元数学モデルに加えなければならない。思いがけない捩じれを考慮しなければならない(節3.2.2.2)。

多軸の評価を要求しないなら、3次元解析モデルの各主軸に沿った独立の解析が許される(節3.2.7)。

### F . 2次元解析モデル

ビルの各軸(軸1及び2)に沿った架構を表現する数学モデルは、2次元解析の為に作成する。水平捩じれの影響は、考慮しなければならない(節3.2.2.2)。多軸外乱の影響を考慮するなら、要素変形及び作用は次の場合に対して計算しなければならない。: 軸1に沿った目標変位の100%と軸2に沿った目標変位の30%; 軸1に沿った目標変位の30%と軸2に沿った目標変位の100%。

#### 3.3.3.3. 応力と変形の決定

##### A . 目標変位

各床レベルにおいて剛な床ダイヤ(節3.2.4)を持つビルの目標変位  $\delta_t$  は、ビルの非線形応答と類似した計算の確立された手順を用いて推定することができる。

目標変位と等しい(か超える)制御節点に対応する作用と変形は節3.4における要素チェックの為に用いられる。

目標変位を評価する手順の一つは次式で与えられる。

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (3-11)$$

ここに

$T_e$  = 対象とする方向のビルの有効1次周期

$C_0$  = スペクトル変位と類似のビル屋上変位を関連付ける修正係数  
 $C_0$ の推定は次のように計算する。

- 制御節点のレベルにおける1次モーダル関与係数(participation factor)
- 目標変位におけるビルの変位形状に相当する形状ベクトルを用いて計算した、制御節点のレベルにおけるモーダル関与係数(participation factor)
- 表3-2からの適する値

$C_1$  = 線形応答に対して計算された変位を期待する最大非弾性形状に関係付ける修正係数

= 1.0 の場合  $T_e \geq T_0$

=  $[1.0 + (R-1)T_0/T_e]/R$   $T_e < T_0$  の場合節3.3.1.3に与えた値を超えない  $C_1$  に対する値

1.0より小なる  $C_1$  の値は取らない。

$T_0$  = スペクトルの定加速度部からスペクトルの定速度部への推移に関連する周期として定義する、応答スペクトルの特性周期(characteristic period)(節2.6.1.5及び節2.6.2.1参照)

表3-2 修正係数  $C_0$  の値

層の数	修正係数 <sup>1</sup>
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5
1. 中間の値は線形内挿を使用	

- R = 降伏力係数を計算する為の弾性力作用の比下記付加情報参照。
- C<sub>2</sub> = 最大変位応答における履歴形状の影響を表す修正係数。C<sub>2</sub>の値は節 3.3.1.3 で確定する。
- C<sub>3</sub> = 動的 P - 効果に基づく増加変位を表す修正係数。正の降伏後のスティッフネスを持つビルに対して、C<sub>3</sub>は 1.0 にセットするべきである。負の降伏後のスティッフネスを持つビルに対して、C<sub>3</sub>は式 3 - 1 3 を用いて計算するべきである。C<sub>3</sub>に対する値は節 3.3.1.3 にセットした値を超える必要はない。
- S<sub>a</sub> = 有効 1 次固有周期と考慮している方向におけるビルの減衰比の応答スペクトル加速度 g。  
S<sub>a</sub>の値は節 2.6.1.5 及び節 2.6.2.1 で計算する。

耐力比 R は次式によって計算する。

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot \frac{1}{C_0} \quad (3 - 1 2)$$

この S<sub>a</sub>、C<sub>0</sub> は上記定義による。

- V<sub>y</sub> = N S P の結果を用いて計算する降伏力。ビルの非線形力 - 変位曲線 (ベースシア対制御節点変位) はバイリニア (図 3 - 1) とする。
- W = 節 3.3.1.3 で計算する合計自重と予期する積載荷重

ベースシアと制御節点変位の関係が負の降伏後スティッフネスなら、係数 C<sub>3</sub> は次式で計算する。

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (3 - 1 3)$$

ここに R 及び T<sub>e</sub> は上記で決め、

= 降伏後スティッフネスと有効弾性スティッフネスの比。非線形力 - 変位曲線はバイリニア (図 3 - 1) とする。

各床レベルにおいて剛でない床ダイヤ (節 3.2.4) を持つビルに対して、目標変位は鉛直耐震架構の各通りに対して推定しなければならない。耐震架構の非線形応答似た計算の確立した手順を用いて、目標変位を推定しなければならない。鉛直耐震架構の個別の通りに対する目標変位の評価に対する手順の一つは、式 3 - 1 1 に示す。目標変位の計算のための、鉛直耐震架構の各通りの 1 次周期は、N S P に対して述べた一般的手順にしたがわなければならない。; 質量は支配面積を基礎とした数学モデルの各レベルに対して割り当てなければならない。

各床レベルにおいて、剛でも柔軟でもない床ダイヤを持つビルに対して、目標変位は合理的手順を用いて計算しなければならない。床ダイヤの柔軟性の影響を含んだ一つの受け入れ可能な手順は式 3 - 1 1 を用いて計算した変位に、屋上の各点における最大変位と屋上の中心の変位との比を乗じる。どちらの変位も、設計応答スペクトルを用いたビルの 3 次元解析モデルを用いて計算する。そのように計算した目標変位は、各床レベルにおける剛な床ダイヤを想定した、式 3 - 1 1 によって計算した変位下まわってはならない。鉛直耐震架構の各通りは目標変位より小に評価してはならない。擦れに対する計算の為に、目標変位は節 3.2.2.2 に従って修正しなければならない。

## B．床ダイヤ

床ダイヤは、節 3.3.1.3D 又は節 3.3.2.3B を用いて決定する地震力及び床ダイヤの上下層にある鉛直耐震架構の位置ずれ又は剛性の変化によって生じる水平力の双方に対して、同時に抵抗するように設計しなければならない。

### 3.3.4. 非線形動的解析順（NDP）

#### 3.3.4.1. 手順の基礎

非線形動的解析手順（NDP）の元で、設計用地震力、それはビルの高さ方向に分布し、そして対応する内部力と系の変形が非弾性応答時刻歴動的解析を用いて決定される。

NDPの基本、モデル化のアプローチ、許容基準はNSPに対するものと類似している。主たる例外は時刻歴解析を用いて応答計算を実行することである。NDPの場合目標変位を用いて設計変位を確立しないが、その代わり直接地動時刻歴を用いた動的解析によって決定する。計算された応答は個々の地動の特性に敏感である；従って一つの記録より多くの記録で実行することを推奨する。数値解析モデルは材料非弾性応答の影響を直接計算し、計算された内部応力は設計地震の間期待される応答の近似ができる。

NDPの結果は節 3.4 の利用できる許容基準を用いてチェックする。計算された変位と内部応力は、直接許容値と比較する。

#### 3.3.4.2. モデル化と解析の考察

##### A．概要

NDPは本節の基準に従うべきである。解析は地動記録形式（節 2.6.2）における地震危機の特性に基づくべきである。節 3.3.3.2 の前にセットしたモデル作成と解析は下記に示す代替手段を使えないなら、NDPを使用しなければならない。

NDPは、離散化した記録又はベース震動入力として統合した地震記録を用いたビル応答の評価を逐次処理を包含する、ビルの非線形数学モデルの時刻歴解析を必要とする。

##### B．地動特性

地震動は節 2.6.2 の要求仕様に合致した地動時刻歴によって特徴づける。

##### C．時刻歴手法

時刻歴解析は節 2.6.2.2 の要求仕様に従って用意した地動時刻歴を用いて実行する。

多方向外乱効果は節 3.2.7 の要求仕様に合わせて計算する。節 3.2.7 の要求仕様はビルの各水平軸に沿った複数の地震動の記録を同時に作用させた3次元数学モデルを解析することによって満たされる。

#### 3.3.4.3. 作用と変形の決定

##### A．応力の修正

捩じれの影響は、節 3.2.2.2 に従って考慮するべきである。

##### B．床ダイヤ

床ダイヤは動的解析によって計算した地震力と床ダイヤを挟んだ上下の垂直耐震架構の位置ずれ又は剛性の差によって生じる水平力の双方に同時に抵抗できなければならない。

## 3.4. 仕様基準

### 3.4.1. 一般的要求仕様

節 3.3.1 及び節 3.3.2 の線形手順を用いて解析した要素と架構は本節と節 3.4.2 の要求仕様を満足しなければならない。節 3.3.3 及び節 3.3.4 の非線形手順を用いて解析した要素と架構は本節と節 3.4.3 の要求仕様を満足しなければならない。

合否を判定するために、作用を変形制御とするか、荷重制御とするかを 3.2.2.4 節における定義にしたがって分類する。

基礎は 4 章に定めた基準を満足しなければならない。

### 3.4.2. 線形手順

#### 3.4.2.1. 設計作用

##### A . 変位制御作用

設計せん断力  $Q_{UD}$  は式 3 - 1 4 に従って計算する。

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \quad (3 - 1 4)$$

ここに

$Q_E$  = 設計用地震荷重によって生じるせん断力は節 3.3.1 又は節 3.3.2 に述べる外力と解析モデルを用いて計算する。

$Q_D$  = 節 3.2.8 に定義するような設計用重力荷重によって生じるせん断力

$Q_{UD}$  = 設計用重力荷重と設計用地震荷重によって生じる設計用せん断力

##### B . 荷重制御作用

荷重制御設計せん断力  $Q_{UF}$  の値はビルの非線形挙動を考慮した要素で作られた最大せん断力を越える必要はない。終局解析を基にした値を推奨する。より合理的な解析の代わりに、設計せん断力は式 3 - 1 5 又は 3 - 1 6 に従って計算することができる。

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 J} \quad (3 - 1 5)$$

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3} \quad (3 - 1 6)$$

ここに

$Q_{UF}$  = 設計用重力荷重と設計用地震荷重によって生じる設計用せん断力

$J$  = 式 3 - 1 7 に与える外力伝達減少係数

式 3 - 1 6 は全ての場合に利用できる。式 3 - 1 5 は、外力が耐震架構系の降伏要素によって  $Q_{UF}$  を伝達することに寄与する時のみ使用できる。



係数 J は式 3 - 17 で定義する。

$$J = 1.0 + S_{XS} \quad \text{上限 2} \quad (3 - 17)$$

ここに

$S_{XS}$  = 節 2.6.1.4 で計算するスペクトル加速度

代わりに、J を問題の要素に力を配分する荷重の流れにある要素の最小の DCR と等しく取ることができる。

### 3.4.2.2. 線形手順に対する許容基準

#### A . 変形制御作用

主及び 2 次の要素及び架構の変位制御応力は式 3 - 18 を満足しなければならない。

$$m\kappa Q_{CE} \geq Q_{UD} \quad (3 - 18)$$

ここに

m = 選択した許容レベルにおける応力に関連する変形の期待靱性に対して計算するための要素及び架構の応力修正係数 (4 章から 8 章参照)

$Q_{CE}$  = 変形制御作用に対して考慮する変形レベルにおける要素又は架構の期待耐力  
= 知識係数 (節 2.7.2)

$Q_{CE}$  に対して期待する耐力は、設計荷重条件下で作用する全ての共存応力を考慮して決定する。期待耐力の決定手順は、4 章から 8 章に挙げる。

#### B . 荷重制御作用

主及び 2 次の要素及び架構の荷重制御応力は式 3 - 19 を満足しなければならない。

$$\kappa Q_{CL} \geq Q_{UF} \quad (3 - 19)$$

$Q_{CL}$  = 荷重制御作用に対して考慮する変形レベルにおける要素又は架構の最低限耐力

$Q_{CL}$  に対して最低限耐力は、設計荷重条件下で作用する全ての共存応力を考慮して決定する。最低限耐力の決定手順は、4 章から 8 章に挙げる。

#### C . 設計仮定の検証

各要素は非弾性変位の仮定した位置が強度と要素の長さ方向に沿った全ての位置で釣り合い仕様に矛盾しないことを決めるために評価しなければならない。

水平方向 - スパンの主要素における重力荷重によるモーメントがあらゆる位置での期待モーメント強度の 75% を越えるとき、部材端よりも他の位置での非弾性応力に対する可能性は、特に期待部材強度を持つ曲げ応力と比較して、調査しなければならない。部材端から離れた曲げ塑性ヒンジの形成は LSP 又は LDP による設計では許容されない。

### 3.4.3. 非線形手順

#### 3.4.3.1. 設計応力及び変形

設計応力（力及びモーメント）と変形はN S P又はN D Pの適応したものから最高のものを決定しなければならない。

#### 3.4.3.2. 非線形手順の許容基準

##### A．変位制御作用

主及び2次要素は最大変形より少ない変形能力を期待してはならない。期待する変形能力は全ての同時に存在する力と変形を同時に考慮して決定しなければならない。期待する変形能力を決定する手順は、節5から節8に示した。

##### B．荷重制御作用

主及び2次要素は最大作用より少ない最低限界力 $Q_{CL}$ ではならない。最低力は全ての同時に存在する力と変形を同時に考慮して決定しなければならない。期待する最低限階力を決定する手順は、節5から節8に示した。

## 3.5. 用語の定義

本章で使用した未定義の重要な用語についてその定義を記す。

**Action**：時に一般化した力、普通は単一の力又はモーメントを呼ぶ。しかし、actionは又力とモーメントの組み合わせでもあり、分布荷重又は力（集中荷重）とモーメント組み合わせでもある。Actionは常に変位又は変形を引き起こす。例えば曲げモーメント荷重は梁に曲げ変形を生じ、柱の軸方向力は柱に軸方向変形を生じ、ビルに加わるねじれ力はビルにねじれ変形を呼ぶ。

**Base**：地震の影響をビルに与える高さ。

**Component**：梁、柱、スラブ、ブレース、礎柱、組梁及び接合部のような、ビルを構成する基本的な構造部材。柱や梁のような要素は、組み合わせて架構のような構成要素を形成する。

**Control node**：ビルの数学モデルにおける節点は質量とビルの変位を表現する為に用いる。

**Deformation**：要素や構成要素の端部の相対変位もしくは回転角。

**Displacement**：要素、構成要素もしくは節点の合計変位量、通常は水平変位。

**Flexible diaphragm**：節3.2.4の要求に合致する柔軟な水平剛性材。例えば水平ブレース

**Framing type**：地震抵抗システムのタイプ。

**Element**：水平力に抵抗する時に協同して働く構造要素の集合体。モーメント抵抗架構、ブレース付き架構、耐震壁及び水平剛性材。

**Fundamental period**：考慮している方向におけるビルの1次固有周期。

**Inter-story drift**：ビル内の隣接する二つの床の相対変位。

**Primary component**：ビルの水平抵抗機構の一部として要求される要素（2次要素と対比して）。

**Rigid diaphragm**：節3.2.4の要求仕様に合致する水平剛性材。

**Secondary component** : 2次要素。ビルの水平抵抗機構の一部として要求されない要素(主要素と対比して)。実際には多少の水平力に抵抗するかもしれない。

**Stiff diaphragm** : 節 3.2.4 の要求仕様に合致する水平剛性材。

**Target displacement** : 設計用地震力におけるビルの屋上の予想水平変位。

### 3.6. 記号

本章で使用し、定義されていない重要な変数の記号を以下に定める。

$C_0$	相対スペクトル変位に対する修正係数及び稀にビル屋根変位
$C_1$	計算した線形弾性応答に対する最大非弾性推定の修正係数
$C_2$	最大変位応答の履歴形状の効果を表す修正係数
$C_3$	2次の影響に依る増加変位を表す修正係数
$C_t$	式 3 - 4 に従う数値
$C_{v,x}$	疑似横荷重に対する鉛直分布係数
$F_d$	床ダイヤの単スパンに作用する合計横荷重
$F_i, F_x$	床レベル $i$ と $x$ にそれぞれ作用する横荷重
$F_{p,x}$	床レベル $x$ における床ダイヤ横力
$J$	他の(降伏)要素による荷重制御要素に伝達される力を推定する線形手順に用いる係数
$K_e$	NSPに使用する対象方向のビルの有効スティッフネス
$K_i$	NSPに使用する対象方向のビルの弾性スティッフネス
$L_d$	単スパン床ダイヤスパン
$Q_{CE}$	変形制御作用において対象変形レベルの要素又は構成要素の期待強度
$Q_{CL}$	荷重制御作用に対し対象変形レベルの要素又は構成要素の下限推定強度
$Q_D$	死荷重
$Q_E$	節 3.3.1 又は 3.3.2 の手順を用いて計算する地震荷重
$Q_G$	重力
$Q_L$	有効活荷重
$Q_S$	有効積雪荷重
$Q_{UD}$	変形制御設計作用(せん断力)
$Q_{UF}$	荷重制御設計作用(せん断力)
$R$	降伏強度係数に対する弾性強度応力の比
$S_a$	ビルの基礎周期及び減衰比における加速度応答スペクトル、 $g$
$S_{xS}$	危機レベルに対する短周期及び減衰における加速度応答スペクトル、 $g$
$T$	対象方向のビルの基礎周期
$T_e$	NSPに用いるため、対象とする方向のビルの有効基礎周期
$T_i$	NSPに用いるため、対象とする方向のビルの弾性基礎周期
$T_0$	設計スペクトルの一定加速度と一定速度領域が交差する周期

V	疑似横荷重
$V_y$	NSPに用いるため、対象とする方向のビルの降伏強度
$W_i, W_x$	層I及びxのそれぞれの重量
$f_d$	床ダイヤスパン1フィート当たりの横荷重
g	重力加速度 (386.1in./sec <sup>2</sup> 又は9.807mm/sec <sup>2</sup> )
$h_i, h_x$	i層とx層床レベルのビルベースからの高さ
$h_n$	屋根レベルの高さ
k	横力の垂直分布を決定するために用いる指数
m	要素作用の利用可能な靱性を指定する時、変形制御要素又は構成要素の許容基準に用いる修正係数
$w_i, w_x$	レベルiとxに相当するビル全体重量のそれぞれの部分
x	床ダイヤ中心線からの距離
$d$	床ダイヤ変位
$w$	平均平面壁変位
	降伏後スティッフネスと有効スティッフネスの比
t	目標屋根変位
y	ビルの降伏変位
	捻れ効果計算用の1.0より大きい変位常数
	安定係数(式2-14)重力荷重と地震が誘発する変位の元で構造物の安定を示すパラメータ
	要素特性に関する知識の量に基づく既存要素に対する要素強度の値を低減する信頼性係数

### 3.7. 参考文献

BSSC, 1995, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings, 1994 Edition, Part 1: Provisions and Part 2: Commentary, Prepared by the Building Seismic Safety Council, for the Federal Emergency Management Agency (Report Nos. FEMA 222A and 223A), Washington, D.C.

BSSC, 1997, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, 1997 Edition, Part 1: Provisions and Part 2 Commentary, Prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency (Report Nos. FEMA 302 and 303), Washington, D.C.