

鉄筋コンクリート構造物の地震最大応答に関する研究

松 森 泰 造

目次

第1章 序章

- 1. 1 研究の目的
- 1. 2 既往の研究
 - 1. 2. 1 地震最大応答の推定方法
 - 1. 2. 2 地震最大応答の高さ方向の分布の推定方法

第2章 検討用構造物と入力地震動

- 2. 1 検討用構造物の設定
 - 2. 1. 1 プロトタイプ構造物の設定
 - 2. 1. 2 構造物のモデル化
 - 2. 1. 3 構造物の諸元
- 2. 2 入力地震動の設定
 - 2. 2. 1 既往の強震観測記録
 - 2. 2. 2 模擬地震動の設定

第3章 地震最大応答の特性

- 3. 1 解析方法
 - 3. 1. 1 地震応答解析
 - 3. 1. 2 モードへの展開
- 3. 2 代表点の最大応答
 - 3. 2. 1 1次等価変位と全体塑性率
 - 3. 2. 2 縮約1自由度系応答との比較
- 3. 3 最大応答の分布
 - 3. 3. 1 変形分布の指標
 - 3. 3. 2 変形分布の要因
 - 3. 3. 3 諸因子の影響
 - 3. 3. 4 応力の分布
- 3. 4 まとめ

第4章 漸増載荷解析と外力分布形

- 3. 1 外力と層せん断力の分布
 - 3. 1. 1 外力分布形の種類
 - 3. 1. 2 層せん断力係数の比較
- 3. 2 外力分布形の影響
 - 3. 2. 1 代表せん断力ー代表変位関係
 - 3. 2. 2 層せん断力ー層間変位関係
 - 3. 2. 3 応力と変形の分布

- 4. 3 等価外力分布形
 - 4. 3. 1 定義および算出方法
 - 4. 3. 2 算出結果
- 4. 4 まとめ

第5章 地震最大応答の簡易評価方法

- 5. 1 地震応答解析を用いる方法
 - 5. 1. 1 地震最大応答のばらつき
 - 5. 1. 2 ばらつきを考慮した評価方法
- 5. 2 多質点系地震応答解析と漸増載荷解析を用いる方法
 - 5. 2. 1 推定方法の概要
 - 5. 2. 2 誤差要因の検討
 - 5. 2. 3 推定方法の改善案
- 5. 3 縮約1自由度系応答と漸増載荷解析を用いる方法（1）
 - 5. 3. 1 推定方法の概要
 - 5. 3. 2 最適外力分布形
 - 5. 3. 3 提案方法の検証
- 5. 4 縮約1自由度系応答と漸増載荷解析を用いる方法（2）
 - 5. 4. 1 推定方法の概要
 - 5. 4. 2 2種類の外力分布形
 - 5. 4. 3 提案方法の検証
 - 5. 4. 4 諸因子の影響
- 5. 5 まとめ

第6章 結論

付録A 地震被害と地震応答解析結果の比較

- A. 1 対象建築物の概要
 - A. 1. 1 建築物の形状
 - A. 1. 2 構造設計
 - A. 1. 3 部材断面と配筋
- A. 2 建築物の地震被害
 - A. 2. 1 被害の概要
 - A. 2. 2 材料試験結果
 - A. 2. 3 被災度判定結果
- A. 3 地震応答解析
 - A. 3. 1 解析方法
 - A. 3. 2 解析結果
- A. 4 まとめ

1. 序章

1.1 研究の目的

建築構造物の設計においては、構造物に求められる性能を規定し、その要求される性能を満足することを照査する性能評価型設計法に対するが世界的に高まっている。これまでの設計法の体系の問題点として、多数の仕様書的基準の存在のもと、構造設計者も建築主も、建築物の構造性能がどのようなものであるかを明確に把握しないままに設計、建設が行われていること、専門化、高度化する構造技術に対する対応が限界に達していることなどが挙げられる。さらに、国際間においては、貿易の支障とならないように、技術規定は性能規定であることが望ましいとの認識が高まっている。このような背景のもと、構造技術の進歩に対応するとともに、設計の自由度を拡大し、同時に国際調和などの国内外の要請に応えるため、性能を指向した新しい構造技術体系の確立が必要となってきた。

1995年兵庫県南部地震においては、建築構造物に許容できる損傷の度合に関して新しい問題が提起された。震度7を超える極大地震に対して構造物を崩壊させないという設計目標は、例外的な数事例を除きほぼ達成されたと言えるが、一方で、官公庁や病院などの建築物における地震後の機能維持や、共同住宅において継続使用を希望する建築主の要求には、必ずしも十分対応できず、設計目標に関する議論が生じた。

1998年6月に建築基準法が改正され、その後、施行令や告示が順次、公布、施行された。改正建築基準法は、全体に性能規定を盛り込むとともに、施行令においては、構造計算の方法として、従来の許容応力度等計算に加え、荷重および外力が建築物に作用している際の建築物に生ずる力および変形を直接算出する方法として限界耐力計算が定められた。

(社)日本建築学会では、より明快な性能規定指向型の耐震設計指針を目指して、1999年に「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針」を制定した。そこでは、目標性能に応じて、限界変形で定義した限界状態を設定し、設計用地震動に対して構造物が限界状態に達しないことを確認する、という新しい性能確認法を示している。また、2003年に制定予定の「鉄筋コンクリート建物の耐震性能評価指針(案)」においては、構造物の非線形解析による地震最大応答の推定方法と、部材の挙動(損傷度)にもとづく限界状態の評価方法を示し、耐震性能評価指標を提示している。

このように、建築構造物の耐震設計の趨勢は、地震により生じる応答と設定した限界状態の比較によって耐震性能を評価しようという考え方にある。そこでは、構造物の各部位に生じる地震最大応答を如何に精度よく推定できるかが一つの大きな課題である。それを簡便かつ精度良く推定できる方法は未だ確立されていないのが現状である。

一般に、構造物の地震最大応答を算出する方法として、弾塑性地震応答解析により部材の応答を直接算出する方法と、縮約した等価一自由度系の応答を算出し、これを構造物の各部位の応答に変換する方法の2通りが考えられる。それぞれ、図1.1の①および②に対応する。

構造物の弾塑性地震応答解析は、動的な応力や変形の分布を把握できる最も有効な手法と言え、近年、耐震設計においてもさかんに行われるようになってきている。しかし、構造物内における地

震最大応答の高さ方向の分布について、構造物や入力地震動に関する諸因子が及ぼす影響は、理論的、根本的に解明されていない。ある一つの地震動時刻歴を用いて得られた地震応答解析結果は、一つの特解にすぎない。地震動の時刻歴を特定できない現状では、耐震設計において、既定の入力地震動を用いた地震応答解析を規範とするのは難しい。

縮約1自由度系を介して推定する方法においては、前半部分に相当する縮約一自由度系の応答変位の算定方法（図1.1の②b）として、地震動の性質を包括して表現した線形応答スペクトルによる等価線形化法などが古くから確立されてきている。あるいは、この部分は、エネルギーに基づく算定法や一自由度系弾塑性地震応答解析などに置き換えることもできる。しかし、後半部分に相当する縮約した一自由度系の応答から多自由度系の応答値を推定する方法（図1.1の②c）については、地震最大応答の高さ方向の分布に及ぼす諸因子の影響が未解明であるため、理論的な背景をもって確立された方法はない。

本研究では、建築構造物の地震最大応答のうち、特に高さ方向の分布に着目し、地震最大応答の一般的な予測方法を提案することを目的とする。

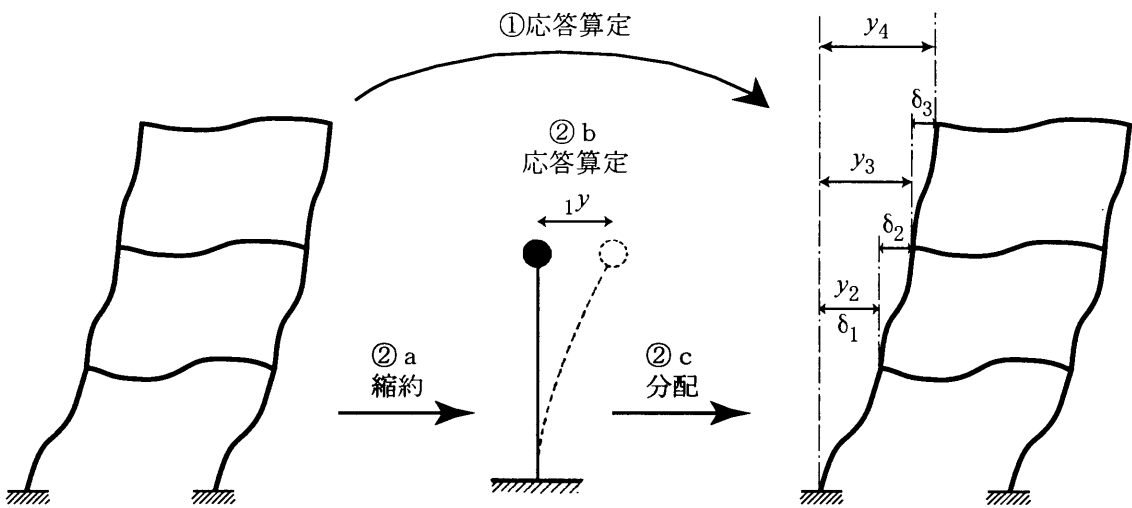


図1.1 構造物の地震最大応答の推定方法

1.2 既往の研究

1.2.1 地震最大応答の推定方法

(1) 平面骨組モデルの地震応答解析

地震応答解析は、運動方程式を数値積分法を利用して時間ステップごとに解くことにより、地震動時刻歴波形に対する応答を逐次算出する解析であり、動的な応力や変形の分布を把握するための最も有効な方法と言える。振動解析用モデルは、質点系モデルから、骨組モデル、有限要素モデルまで様々であるが、ここでは、本論文と関連の深い2次元の平面骨組モデルを対象とする。部材ごとに弾塑性域における力学特性に基づいた力学モデルに置換する平面骨組モデルの地震応答解析は、計算機や数値解析技術の発達と、部材の履歴復元力特性に関する実験データの蓄積とともに、今日では手軽に行われるようになってきた。

平面骨組モデルの地震応答解析の信頼性や有効性に関しては、既往の研究において、

- ・振動台や擬似動の実験の結果を解析により再現する。
- ・地震により実際に被災した構造物の地震時の挙動を解析により検討する。

などによって検証されてきた。

擬似動の実験の結果を地震応答解析によって再現し、その解析手法の妥当性を検証した研究の代表的なものとして、日米共同大型耐震実験研究として行われたRC造実大7層試験体の擬似動的加力実験を解析した研究^{1, 2, 1, 2)}がある。

解析試験体は加力方向に3スパン、直交方向に2スパンで、加力方向に平行な中央フレーム、中央スパンに連層耐震壁をもつ。加力は、水平外力分布を逆三角形とした、等価1自由度系擬似動的加力実験手法を適用して行われた。

この実験の解析においては、試験体を、梁は材端に剛塑性バネをもつモデル、柱は材端に剛塑性バネ、材中央に鉛直ばねをもつモデルとし、耐震壁については、側柱を鉛直ばね、壁板を曲げとせん断ばねとして、これらの部材モデルからなる平面骨組にモデル化している。耐震壁に取り付く直交梁には鉛直ばねモデルを用い、直交方向の影響も考慮している。

各部材の復元力モデルとしては、梁、柱、壁の曲げバネおよび直交梁に武田スリップモデル、耐震壁の軸方向ばねに軸剛性モデル、せん断ばねに原点指向モデルを用いている。各復元力特性の決定に際しては、材料特性と部材断面、形状を考慮している。

解析結果で得られる各階の変位や各層の層せん断力に関する応答波形は、実験結果と良く一致し、梁端部の回転角や耐震壁の側柱の伸縮に関しても実験結果は解析により良く再現されたことが示されている。

地震により実際に被災した構造物の地震応答解析は、1968年十勝沖地震以来、大地震のたびに数多く行われてきた。

筆者も1995年兵庫県南部地震により被災した構造物に対して地震応答解析を行い、実際に観察された被害と解析結果の対応関係について検討している^{付録A)}。解析では、構造物を平面骨組にモデル

化し、柱、梁は材端に剛塑性バネをもつモデルとし、非構造部材のモデル化方法を変動因子としている。解析結果として、実際に構造物に生じた梁端の曲げひび割れ、柱や柱梁接合部のせん断ひび割れの被害の程度や分布状況に関して、地震応答解析により良く再現することが可能であるが、非構造部材の影響も大きく、それらを適切にモデル化する必要があることを示している。なお、構造物の被害の概要と解析結果の詳細は付録Aに載せている。

(2) 縮約 1 自由度系を介した方法

縮約 1 自由度系を介して地震最大応答を推定する方法は、図1.1に示したように 3 つの過程で構成される。(a)等価な 1 自由度系への縮約、(b)縮約 1 自由度系の最大応答の算出、(c)構造物の各部位の最大応答の算出、である。このうち、(c)については本研究で特に着目している点であるので、その既往の研究は1.2.2項で詳しく述べることにし、本項では(a) (b)の既往の研究について簡単にまとめる。

(2a) 1 自由度系への縮約方法

剛床を仮定した多層構造物の水平 1 方向の振動の運動方程式は、式1.2.1である。

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = -[M]\{1\}\ddot{y}_0 \quad (1.2.1)$$

ここに、 $\{y\}$ ：各階の床の応答変位、 $[M]$ ：質量マトリクス、 $[K]$ ：剛性マトリクス、 $[C]$ ：減衰マトリクス、 \ddot{y}_0 ：地動加速度であり、減衰マトリクス $[C]$ は比例減衰マトリクスとする。

構造物を n 階建てとすれば、応答変位 $\{y\}$ は n 個の固有モードの線形和として式1.2.2で表せる。

$$\{y\} = \sum_{m=1}^n \left({}_m y \cdot {}_m \beta \{ {}_m u \} \right) \quad (1.2.2)$$

ここに、 ${}_m \beta$ ： m 次刺激係数、 $\{ {}_m u \}$ ： m 次固有関数である。 ${}_m y$ は m 次等価変位であり、式1.2.2に対して前から ${}_m \beta \{ {}_m u \}^T [M]$ を掛け固有ベクトルの直交性を利用すれば、式1.2.3である。

$${}_m y = \frac{{}_m \beta \{ {}_m u \}^T [M] \{y\}}{{}_m M} \quad (1.2.3)$$

ここに、 ${}_m M$ ： m 次等価質量である。 m 次等価質量 ${}_m M$ は、式1.2.4である。

$$\begin{aligned} {}_m M &= {}_m \beta \{ {}_m u \}^T [M] \{1\} \\ &= {}_m \beta \{ {}_m u \}^T [M] {}_m \beta \{ {}_m u \} \end{aligned} \quad (1.2.4)$$

式1.2.2を式1.2.1に代入して、 ${}_1 \beta \{ {}_1 u \}^T$ を前から掛け、固有ベクトルの直交性を利用すれば、1 自由度系の運動方程式として式1.2.5が得られる。

$${}_1 M {}_1 \ddot{y} + {}_1 C {}_1 \dot{y} + {}_1 K {}_1 y = -{}_1 M \ddot{y}_0 \quad (1.2.5)$$

ここに、 ${}_1 C$ ：1 次等価減衰係数、 ${}_1 K$ ：1 次等価剛性であり、それぞれ式1.2.6および式1.2.7である。

$${}_1 C = {}_1 \beta \{ {}_1 u \}^T [C] {}_1 \beta \{ {}_1 u \} \quad (1.2.6)$$

$$\begin{aligned} {}_1K &= {}_1\beta \{ {}_1u \}^T [K] {}_1\beta \{ {}_1u \} \\ &= {}_1\omega^2 {}_1M \end{aligned} \quad (1.2.7)$$

ここに、 ${}_1\omega$ ：1次固有円振動数である。

弾塑性系においては、構造物の応力と変形に応じて剛性マトリクス $[K]$ が時々刻々変化し、振動モード ${}_m\beta \{ {}_mu \}$ が変化する。そのため、式1.2.5において、1次等価質量 ${}_1M$ 、1次等価剛性 ${}_1K$ とも時々刻々変化することになる。既往の研究においては、1次等価質量 ${}_1M$ は定モードを仮定した一定値とし、1次等価剛性 ${}_1K$ は1次等価変位 ${}_1y$ の関数としてモデル化するのが通例である。

仮定する定モードとしては、堀ら^{1.2.3)}のように、弾塑性領域においても、構造物の応答は弾性1次固有振動モードが支配的であると仮定し、弾性1次振動モードとする場合が多い。その他、塩原ら^{1.2.4)}のように降伏時の変形形状に応じたモードを用いる例や、境ら^{1.2.5)}のように逆三角形のモードを用いる例もある。また、滝澤^{1.2.6)}は、弾塑性応答中の平均的な定モードを抽出する方法を示している。そこでは、床の応答変位 $\{y(t)\}$ ($t_0 \leq t \leq t_1$) の最適な1次モードは、式1.2.8の最小の固有値に対応する固有ベクトルである。

$$\begin{aligned} ([M][R][M]) \{ {}_iu \} &= {}_i\lambda [M] \{ {}_iu \} \\ [R] &= \int_{t_0}^{t_1} \{ y(t) \} \{ y(t) \}^T dt \end{aligned} \quad (1.2.8)$$

1次等価剛性 ${}_1K$ については、静的漸増載荷解析を用いて評価することが多い。漸増載荷時の外力ベクトル $\{P\}$ と各階の床の変位 $\{y\}$ の関係は式1.2.9である。

$$\{P\} = [K] \{y\} \quad (1.2.9)$$

ここで、1次等価変位を式1.2.3とし、1次等価せん断力を式1.2.10とする。

$${}_1Q = {}_1\beta \{ {}_1u \}^T \{P\} \quad (1.2.10)$$

式1.2.2を式1.2.9に代入して ${}_1\beta \{ {}_1u \}^T$ を前から掛け、固有モードの直交性を考慮すれば、1次等価変位と1次等価せん断力の関係式として式1.2.11が得られる。

$${}_1Q = {}_1K {}_1y \quad (1.2.11)$$

1次等価剛性 ${}_1K$ は、1次等価変位と1次等価せん断力の比例係数として式1.2.12により評価することになる。

$${}_1K = \frac{{}_1Q}{{}_1y} \quad (1.2.12)$$

1次等価剛性 ${}_1K$ の評価においては、定モードの仮定に加えて、外力分布形の選択が問題になる。

塩原ら^{1.2.4)}は、構造物を漸増載荷解析で得られる復元力特性を用いた1自由度系に縮約する方法を示し、振動台による3階建て鉄筋コンクリート骨組の小型模型実験に対してその信頼性を検証している。そこでは、逆三角形外力分布を仮定して復元力特性を評価し、履歴特性にTakedaモデルを用いた縮約1自由度系の地震応答解析により、実験で観測された変位応答を略算的に再現できると

している。さらに、外力分布形を仮定する漸増載荷解析では、その分布形に対応した崩壊機構しか予測できず、高次モードによる複雑な挙動を正しく予想できないとも言及している。

滝澤^{1.2.6)}は、外力分布形を弾性 1 次モード比例分布形とした漸増載荷解析の最大変位を地震応答解析による最大応答変位と等しくした場合、それぞれから抽出した定モードは極めて酷似していると指摘している。

また、前田ら^{1.2.7)}は、滝澤の定モードにより縮約 1 自由度系を設定し、外力分布形を弾性 1 次モード比例分布形とした漸増載荷解析により復元力特性をモデル化した 1 自由度系地震応答解析により、平面骨組モデルによる地震応答解析結果と良く対応した応答変位、応答せん断力が得られたことを示している。

堀ら^{1.2.3)}は、弾性 1 次振動モードを用いて縮約 1 自由度系を設定し、1 自由度系の復元力特性を層せん断力係数の分布係数を A_i とした外力分布形による漸増載荷解析により評価する方法を示している。ここでも、1 自由度系地震応答解析結果と平面骨組モデルによる地震応答解析結果の良い対応が示されている。

Fajfar^{1.2.8)}は、縮約 1 自由度系を介して構造物の各部位の最大応答を推定する方法 “N2 Method” を提案している。そこでは、漸増載荷解析における外力分布形 $\{P\}$ は、構造形式と塑性率に応じて設定した変位分布 $\{\psi\}$ を用いて式 1.2.13 により定める。仮定する変位分布 $\{\psi\}$ は、例えば、フレーム構造では式 1.2.14、連層耐震壁を含むフレーム構造では式 1.2.15 とする。後者は塑性率に関わらず逆三角形の分布形であり、前者は逆三角形の分布よりも下層部で勾配が大きい分布形である。

$$\{P\} = [M]\{\psi\} \quad (1.2.13)$$

$$\psi_i = \begin{cases} \frac{1}{\mu} \frac{h_i}{h_n} + \left(1 - \frac{1}{\mu}\right) \frac{h_i}{h_{n/2}} & (h_i \leq h_{n/2}) \\ \frac{1}{\mu} \frac{h_i}{h_n} + \left(1 - \frac{1}{\mu}\right) & (h_i \geq h_{n/2}) \end{cases} \quad (1.2.14)$$

$$\psi_i = \frac{h_i}{h_n} \quad (1.2.15)$$

ここに、 ψ_i : i 階の変位の分布係数、 h_i : i 階の高さ、 n : 階数、 μ : 仮定する塑性率である。

また、縮約 1 自由度系の復元力特性は、漸増載荷解析で得られる 1 層せん断力－最上階変位関係を基に設定している。

松本、倉本^{1.2.9)}は、「モード適応型漸増載荷解析」を提案している。そこでは、任意の解析ステップにおける外力分布形は、等価剛性に基づいた 1 次モード比例外力分布形とする。すなわち、塑性域においては、解析ステップごとに外力分布形を変化させて増分解析を行うことになる。これは、塑性化に伴う振動モードの変化の影響を考慮しようとするものであるが、外力分布形を変化させて行う解析は現状では簡便性に欠ける。

このように、1 自由度へ縮約する際のモードの選定と、漸増载荷解析における外力分布形の選択については、研究者ごとに微妙な差がある。

(2b) 1 自由度系の最大応答

1 自由度系の地震応答解析であれば、弾塑性応答であっても、多自由度系の応答解析よりもはるかに少ない計算量ですみ、比較的簡便に明快な解を得ることが可能である。一方で、地震動時刻歴を用いずに弾塑性 1 自由度系の地震最大応答変位を推定する方法、あるいは、一定の変形に抑えるための必要耐力を算出する方法に関する研究も盛んに行われている。

Sozen、柴田^{1.2.10)}などは、応答スペクトルによる等価線形化法とその実用性を示している。応答スペクトルによる等価線形化法とは、地震動に対する弾塑性応答の最大値を、応答スペクトルを利用し、剛性の低下と減衰の増大を考慮した等価線形系の地震応答として推定する方法である。

まず、等価線形系の等価周期 T_e は、簡便に、最大点の剛性により定める。すなわち、最大変形点の割線剛性を等価剛性 k_e とし、等価周期 T_e は式 1.2.15 により求める。

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{k_e}{m}} \quad (1.2.15)$$

等価線形系の等価減衰は、経験的に、塑性率 μ の関数として式 1.2.16 で表す。

$$h_e = 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + 0.02 \quad (1.2.16)$$

ここに、0.02 は初期減衰を表す。

式 1.2.15、式 1.2.16 および地震動の応答スペクトルを用いて、1 自由度系の弾塑性最大応答変位の推定を行うことになる。まず、最大応答変位あるいは塑性率を仮定し、それに対応する等価周期および等価減衰を求める。次に、応答スペクトルから等価線形系の最大応答変位を求める。これが仮定値と異なれば、新しい仮定値として計算を繰り返す。収束計算の結果として得られる値が、弾塑性最大応答の近似値である。

柴田^{1.2.11)}は、種々の降伏耐力をもつ 1 自由度系について、El Centro NS (1940) に対する弾塑性応答を数値積分により求めた正解値と、正解値の最大応答変位点に基づく等価線形系の線系応答値とを比較し、両者の傾向が良い一致を示すことを示している。

応答スペクトルによる等価線形化法は、2000 年 6 月に施行された建築基準法施行令第 82 条の 6 に規定される限界耐力計算の礎にもなっている。

等価線形化法の解の精度に関する研究は、現在、盛んに行われているが、解の精度は等価周期と等価減衰の設定如何であると言える。等価周期に関しては、最大変形点の割線剛性に対応する周期よりも短いと考えるのが一般的である。例えば、中村、壁谷澤^{1.2.12)}は、瞬間エネルギー入力を用いた等価線形化法で検討し、塑性率が大きくなると等価周期の縮小係数が小さくなると指摘している。

1.2.2 地震最大応答の高さ方向の分布の推定方法

(1) モードの合成

n 階建て構造物の応答変位 $\{y\}$ は、 n 個の固有モードの線形和として式1.2.17で表せる。

$$\{y\} = \sum_{m=1}^n \left({}_m y \cdot {}_m \beta \{ {}_m u \} \right) \quad (1.2.17)$$

ここに、 ${}_m \beta$ ： m 次刺激係数、 $\{ {}_m u \}$ ： m 次固有関数、 ${}_m y$ ： m 次等価変位である。

i 層の応答層間変位 δ_i は、式1.2.18となる。

$$\delta_i = \sum_{m=1}^n \left({}_m y \cdot {}_m \beta ({}_m u_i - {}_m u_{i-1}) \right) \quad (1.2.18)$$

一方、弾性時においては、 m 次等価変位 ${}_m y$ については式1.2.19が成り立つ。

$$|{}_m y| \leq {}_m S_d \quad (1.2.19)$$

ここに、 ${}_m S_d$ ： m 次モードの弾性速度応答スペクトル値である。

式1.2.19を式1.2.18に代入すれば、応答層間変位の上限値が式1.2.20により与えられる。

$$|\delta_i| \leq \sum_{m=1}^n \left({}_m S_d \cdot {}_m \beta ({}_m u_i - {}_m u_{i-1}) \right) \quad (1.2.20)$$

また、各次モードの応答の最大値が同時に生じることはまれであると考え、最大応答の近似値を各次応答成分の2乗和平方（SRSS）で表すことがよくある。

$$|\delta_i|_{\max} \approx \sqrt{\sum_{m=1}^n \left({}_m S_d \cdot {}_m \beta ({}_m u_i - {}_m u_{i-1}) \right)^2} \quad (1.2.21)$$

構造物の応答が線形弾性域であれば、式1.2.20は常に真であり、式1.2.21も妥当と言える。しかし、弾塑性系においては振動モード ${}_m \beta \{ {}_m u \}$ が変化し、モードの最大応答変位も不明になってくる。

芳村^{1.2.13)}は、弾塑性地震応答に対してもモード合成の手法を適用し、構造物各部位の最大応答を簡便に推定する方法を提案している。それは、60階建て構造物の弾塑性地震応答に対してモード分解を適用して検討した結果、各次の変位の最大応答値は、文献1.2.6)による等価周期と弾性応答スペクトルを用いて推定が可能である、という考察に基づいている。推定方法の具体的な手順は次の通りである。

- 1：層せん断力係数 A_i 分布による漸増荷重解析を行い、その結果を弾性固有モードによりモード分解して、1次の変位－加速度関係を得る。これより、1次相当する1質点系モデルを定める。
- 2：1質点系モデルの地震応答解析を行い、得られた最大変位を1次の変位の最大値 ${}_1 D_{\max}$ 、最大加速度を1次の加速度の最大値 ${}_1 A_{\max}$ と定める。なお、地震応答解析では、粘性減衰を瞬間剛性比例型とし、1次弾性振動数に対する減衰定数を3.0%とする。さらに、式1.2.22より1次の等価周期 ${}_1 T_{eq}$ を求める。

$${}_1 T_{eq} = \frac{2\pi}{\sqrt{{}_1 A_{\max} / {}_1 D_{\max}}} \quad (1.2.22)$$

- 3：2次、3次の等価周期 ${}_2 T_{eq}$ 、 ${}_3 T_{eq}$ は式1.2.23により求める。

$${}_i T_{eq} = a \cdot {}_i T_e \quad (1.2.23)$$

ここに、 ${}_i T_e$ ： i 次弾性固有周期であり、 a は1次弾性固有周期に対する1次等価周期の比である。

4：減衰定数5.0%の弾性変位応答スペクトル上で、 ${}_1 T_{eq}$ 、 ${}_2 T_{eq}$ 、 ${}_3 T_{eq}$ に対応する値を読み取り、 ${}_1 D_{0.05}$ 、 ${}_2 D_{0.05}$ 、 ${}_3 D_{0.05}$ とする。

5：粘性減衰に起因する各次の減衰定数 ${}_i h_{eq}$ を式1.2.24により定める。

$${}_i h_{eq} = 0.03 \cdot \frac{{}_i \omega_{eq}}{{}_1 \omega_e} \quad (1.2.24)$$

ここに、 ${}_i \omega_{eq}$ ： i 次の等価振動数、 ${}_1 \omega_e$ ：1次の弾性振動数である。

式1.2.25^{1.2.14)}が成り立つと仮定し、履歴減衰を含む1次の減衰定数 ${}_1 h_{eq}'$ を求める。

$$\frac{{}_1 D_{\max}}{{}_1 D_{0.05}} = \frac{2.25}{1.75 + 10 \cdot {}_1 h_{eq}'} \quad (1.2.25)$$

${}_1 h_{eq}$ と ${}_1 h_{eq}'$ の差を履歴減衰による寄与分と考え、これを Δh とする。 Δh は2次、3次に対しても同一であると考え、 ${}_2 h_{eq}$ 、 ${}_3 h_{eq}$ に Δh を加えたものを2次、3次の減衰定数 ${}_2 h_{eq}'$ 、 ${}_3 h_{eq}'$ とする。

6：式1.2.25の記号の添え字を1→ i に換えた式より、2次、3次の変位の最大値 ${}_2 D_{\max}$ 、 ${}_3 D_{\max}$ を求める。また、式1.2.26より、2次、3次の加速度の最大値 ${}_2 A_{\max}$ 、 ${}_3 A_{\max}$ を求める。これにより、1～3次の変位と加速度の最大値が全て定まる。

$${}_i A_{\max} = {}_i \omega_{eq}^2 \cdot {}_i D_{\max} \quad (1.2.26)$$

7：以上の値と弾性固有モードを用いてSRSSによりモード合成を行う。

この手法に関する検証解析は、60階建て構造物と2種類の入力地震動の組み合わせについて行われている。しかし、これは十分な数とは言えず、しかも、その一方の例では梁の塑性率の最大が0.713と塑性化の程度が小さい。もう一方の例において梁の塑性率の最大は1.93であるが、局部的な最大応答層間変位の増大に対して推定値は精算値を下回っている。また、モードの合成による推定の最大の弱点は、降伏する部材の塑性率を直接算定することができないことである。

(2) 静的漸増載荷解析

平面骨組モデルの静的漸増載荷解析によれば、ある外力下、あるいはある変形下の構造物の各部位の応力と変形の分布を知ることができる。そこで、縮約1自由度系の最大応答がわかっているならば、それと等しいレベルにおける漸増載荷解析結果を抽出すれば、それが推定値となる。

川端ら^{1.2.15)}は「応答変形制御設計法」を提案し、縮約1自由度系の弾塑性最大応答と骨組の漸増載荷解析をもとに、各層の最大応答層間変位を推定する方法を示している。そこでは、各層の最大応答層間変位の分布は、層せん断力係数の分布係数を A_i とした漸増載荷解析の同レベルの変形分布とほぼ相似であり、構造物の応答層間変位の分布は漸増載荷解析により推定できるとしている。

さまざまな構造形式の構造物に対してその妥当性を検討しているが、当初の検討^{1.2.14)}において、使用した地震動時刻歴はEl Centoro NS (1940)のレベルを変えた2波のみでありその数は十分とは

言えない。後の検討^{1.2.16)}においては、地震動時刻歴の数が増やされているものの、各層の最大応答層間変位のうちの全層の最大値のみが検討対象であり、構造物内の最大応答層間変位の分布について検討されているとは言えない。

Fajfar^{1.2.8)}の提案する“N2 Method”においても、構造形式と塑性率に応じた外力分布形による漸増載荷解析を用いて、構造物の各部位の最大応答の推定を行う。

検証解析によれば、大部分の解析例において、部材の変形および塑性率に関する推定値は地震応答解析結果と良く適合するものの、推定値が過小評価となる場合もあり、高次モードの重要性が指摘されている。

FEMA-273^{1.2.17)}においても、漸増載荷解析を用いて構造物各部位の最大応答を推定する方法が示されている。そこでは、外力分布形として、(1)各階の質量に比例した分布形、(2)式1.2.27による逆三角形に近い分布形、および(3)応答スペクトルによるモード合成した層せん断力に対応する分布形、の3種類が示されている。そのうち、(1)と、(2)あるいは(3)のどちらか一方の合計2種類の外力分布形を考慮に入れることが示されている。

$$f_i = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n w_j h_j^k} \quad (1.2.27)$$

ここに、 f_i ：各階の外力係数、 w_i ： i 階の重量、 h_i ：基礎上から i 階床までの高さ[feet]であり、指数 k は、固有周期0.5秒以下では1.0、2.5秒以上では2.0、0.5秒以上2.5秒以下では直線補間する。

Gupta, Kunnath^{1.2.18)}は、“Adaptive Pushover Procedure”を提案している。モードごとに、そのモード形に比例した外力分布形を用いて微小な荷重を載荷させる。この時に、各モードの外力の大きさは、モードの加速度応答スペクトル値に応じて決定する。各モードに対して得られた部材の応力と変形を2乗和平方合成 (SRSS) する。剛性が変化した部材があれば、新たな振動モードをもとに各モードの外力分布形を更新し、再び微小荷重を載荷する。クライテリアに達するまでこれを繰り返す、というものである。

検証解析において、Adaptive Pushover Procedure による推定結果、FEMA の3種類の外力分布形による漸増載荷解析結果、および地震応答解析結果について比較検討がなされている。Adaptive Pushover Procedure は、FEMA の漸増載荷解析よりも、特に上層部の層間変位に関する推定精度が良く、また塑性ヒンジが形成される部位についても良く適合している。

Adaptive Pushover Procedure の最大の問題点は、外力分布形を一定とする漸増載荷解析プログラムが一般的にも用いられつつある現状において、それとは別の複雑な解析プログラムを必要とすることであろう。

Chopra, Goel^{1.2.19, 20)}は、“Modal Pushover Analysis”を提案している。モードごとに、弾性モード形に比例した外力分布形を用いた漸増載荷解析を行い、得られた解析結果よりモードの弾塑性復元力特性を得る。1自由度系の最大応答変位を推定する要領で、各次モードの最大応答変位を計算し、その最大応答変位に対応する変位における各部位の応力と変形を漸増載荷解析結果からモード

ごとに抽出する。これを 2 乗和平方合成 (SRSS) して推定値とする、というものである。

検証解析では、Modal Pushover Analysis による推定結果、FEMA の 3 種類の外力分布形による漸増載荷解析結果、および地震応答解析結果が比較検討されている。Modal Pushover Analysis は、FEMA の漸増載荷解析よりも精度が向上し、特に、上層部の応答が大きくなる解析例に対して、FEMA の漸増載荷解析結果では著しく過小評価であったのが、大分解消されている。しかしながら、依然、過小評価する部位も少なくない。

松本、倉本^{1,2,9)}は、1 次振動が支配的である場合には 1 次モードのみの「モード適応型漸増載荷解析」を、高次モードが無視し得ない場合には「モード適応型漸増載荷解析」を高次モードに対しても実行し、2 乗和平方合成 (SRSS) して推定値とするという方法を提案している。ここでも、各次モードの最大応答変位は、1 自由度系の最大応答変位を推定する要領で計算し、それに対応する変位における各部位の応力と変形をモードごとの漸増載荷解析結果から抽出することになる。

この方法は、Chopra, Goel の “Modal Pushover Analysis” の漸増載荷解析の部分で、「モード適応型」に置き換えたものであると理解できる。検証解析において、純ラーメン構造およびピロティ形式に対して検討が行われているが、外力分布一定型と「モード適応型」の違いの検討がなく、わざわざ外力分布形を変化させて行うことの利点は示されていない。

いずれの既往の研究においても、入力地震動や構造物の諸因子に関する体系的な検討は無く、特に、検証に用いている入力地震動の数が少なく、観測地震波を用いている例がほとんどである。それゆえ、地震最大応答の高さ方向の分布に及ぼす諸因子の影響は未解明であり、仮に特定の解析例について推定精度が良かったとしても、検証としては不十分である。

(3) エネルギー法

エネルギー法は、地震入力エネルギーと建築物が吸収できるエネルギーの比較によって、構造物における地震応答を評価しようとするものである。エネルギー法に関しては、特に、鉄骨造に関して研究が進んでおり、その実務への導入のための検討が、1998年から約 2 年間、建設省建築研究所と(株)鋼材倶楽部との共同研究として実施されている。そこでは、エネルギー法の鉄筋コンクリート造に対する適用性についても検討されている。

まず、累積塑性歪エネルギー W_p が、構造物内の各層に分配されて吸収されるものとする。各層が塑性化することで吸収される W_{pi} は式 1.2.30 で算出される。なお、損傷に寄与するエネルギーは弾性歪エネルギー W_e と累積塑性歪エネルギー W_p の和として式 1.2.29 で算出され、損傷に寄与するエネルギーの速度換算値 V_D は、1 自由度系の速度応答スペクトル S_v より式 1.2.28 により計算する。

$$V_D = \frac{F_h \cdot S_v}{R_d} \quad (1.2.28)$$

$$W_e + W_p = \frac{1}{2} M V_D^2 \quad (1.2.29)$$

$$\frac{W_{pi}}{W_p} = \frac{S_i (p_i p_{ti})^{-n}}{\sum_{j=1}^N S_j (p_j p_{tj})^{-n}} \quad (1.2.30)$$

ここで、 S_i ：各層の累積塑性変形倍率が等しい場合の i 層の損傷を表す値、 P_i ：各層が一様に塑性化する降伏せん断力係数分布と実際の降伏せん断力係数分布の比、 P_{ti} ：偏心による損傷集中と等価な降伏せん断力係数の低下率である。また、 n は損傷集中指数と呼ばれ、損傷集中の起こりやすさを表す。この損傷集中指数は、骨組の崩壊型や構造形式によって異なる値となり、現段階においては、特定層に損傷が集中しやすい柱崩壊型骨組は 8、特定層に損傷が集中しにくい梁崩壊型骨組では 4 程度が想定されている。

各層の累積塑性歪エネルギー W_{pi} より、各層の平均累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{di}$ が式 1.2.31 により計算される。平均累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{di}$ は、層の累積塑性変形倍率の正負両側の平均値である。

$$\bar{\eta}_{di} = \frac{W_{pi}}{2 Q_{ui} \delta_{ui}} \quad (1.2.31)$$

ここに、 Q_{ui} ：各層の保有水平耐力、 δ_{ui} ： i 層の剛性と Q_{ui} から計算される変形である。

最大応答層間変位の推定値は、各層の平均累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{di}$ から式 1.2.32 および式 1.2.33 を用いて算出する。

$$n_1 = \frac{\bar{\eta}_{di}}{\mu_{di}^*} \quad (1.2.32)$$

$$\mu_{di}^* = \frac{\delta_{\max i} - \delta_{yi}}{\delta_{yi}} = \mu_{di} - 1 \quad (1.2.33)$$

ここに、 μ_{di} ： i 層の塑性率、 $\delta_{\max i}$ ： i 層の最大応答層間変位、 δ_{yi} ： i 層の降伏変形である。定数 n_1 は、平均累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{di}$ と塑性率 μ_{di}^* を関係づける値であり、主に入力地震動の特性に依存する。現段階においては、通常のラーメン構造では 2、スリップ性状の復元力特性となる引張ブレース骨組では 1 が設定されている。これらの値は、直下型地震のように片側だけに変形が生じるような地震動では、より小さな値となる可能性があると考えられている。

以上のようにして算出される最大応答層間変位に関する推定値は、経験的に定められる定数 n および n_1 に大きく依存し、如何ようにも変化し得る。現段階では、それらの定数の設定に関して十分な検討がなされているとは言えない。

参考文献

- 1.2.1) 壁谷澤寿海、塩原等、小谷俊介、青山博之：日米共同研究－鉄筋コンクリート造実大 7 層試験体の耐震性に関する研究（その 3、擬似動的解析）、第 6 回日本地震工学シンポジウム講演集、pp.1161-1168、1982 年 12 月。
- 1.2.2) S. Otani, T. Kabeyasawa, H. Shiohara and H. Aoyama : Analysis of the Full Scale Seven Story Reinforced Concrete Test Structures, Earthquake Effects on Reinforced Concrete Structures U.S. - Japan Research, Publication SP-84, ACI, pp.203-239, 1985.
- 1.2.3) 堀則男、河本慎一郎、井上範夫、柴田明德：梁降伏型 R C 骨組の縮約 1 自由度系による耐震設計手法の検討、構造工学論文集、Vol.42B、pp.33-40、1996 年 3 月。

- 1.2.4) 塩原等、小谷俊介、青山博之：縮約モデルによる構造物の弾塑性応答解析、第28回構造工学シンポジウム講演梗概集、pp.101-111、1982年2月。
- 1.2.5) 境有紀、小谷俊介、青山博之：中高層RC純フレームの終局強度型耐震設計、構造工学論文集、Vol.35B、pp.133-146、1989年3月。
- 1.2.6) 滝澤春男：梁崩壊型靱性架構の動的機構形成における定モード成分の抽出、構造工学論文集、Vol.36B、pp.245-258、1990年3月。
- 1.2.7) 前田匡樹、小谷俊介、青山博之：梁降伏型RCフレーム構造と縮約1自由度系の非線形地震応答、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.14、No.2、pp.867-872、1992年。
- 1.2.8) Fajfar, P. and P. Gasperisic : The N2 Method for the Seismic Damage Analysis of RC Buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, pp.31-46, 1996.
- 1.2.9) 松本和行、倉本洋：多層RC造建築物のモード適応型非線形荷重増分解析、コンクリート工学年次論文集、Vol.24、No.3、pp.1111-1116、2002年。
- 1.2.10) Shibata, A. and M.A. Sozen : Substitute Structure Method for Seismic Design in R/C, *Proceedings of ASCE*, Vol. 102, No. ST1, Jan. 1976.
- 1.2.11) 柴田明德：等価線形系による非線形地震応答の解析に関する一考察、東北大学建築学報、第16号、1975年3月。
- 1.2.12) 中村友紀子、壁谷澤寿海：瞬間エネルギーを用いた等価線形系による弾塑性応答変形の推定、第10回日本地震工学シンポジウム、pp.2573-2578、1998年11月。
- 1.2.13) 芳村学：超高層建物の地震応答に及ぼす高次モードの影響について、建設省総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」平成4年度設計分科会報告書、1993年5月。
- 1.2.14) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能、pp.32-35、1990年。
- 1.2.15) 川端一三、小谷俊介、小室努：応答変形制御設計（その1）設計法の概要、日本建築学会大会学術講演梗概集C2、pp.795-796、1996年9月。
- 1.2.16) 川端一三、小室努、原一樹、小谷俊介：応答変形制御設計（その9）梁降伏型RC建物の応答変形分布、日本建築学会大会学術講演梗概集C2、pp.83-84、1998年9月。
- 1.2.17) FEMA-273, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., 2000.
- 1.2.18) Gupta, B. and S.K. Kunnath : Adaptive Spectra-based Pushover Procedure for Seismic Evaluation of Structures, *Earthquake Spectra*, 16(2), pp.367-392, 2000.
- 1.2.19) Chopra, A.K. and R.K.Goel : A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation, Report No. PEER 2001/03, PEER, University of California, Berkeley, 2001.
- 1.2.20) Chopra, A.K. and R.K.Goel : Modal Pushover Analysis of SAC Buildings, *Proceedings of SEAOC Convention*, San Diego, California, 2001.
- 1.2.21) 日本建築構造技術者協会：建築物の構造性能評価手法に関する調査（エネルギー法）報告書、2002年3月。

2. 検討用構造物と入力地震動

整形なフレーム構造を対象に地震応答における高さ方向の分布を検討するために、本章では、諸因子を変動させた鉄筋コンクリート構造物を設定し、解析モデルとしてキの字型の平面骨組モデルを作成する。また、構造物の地震応答における入力地震動の弾性応答スペクトル特性との関連性を明確にするために、加速度応答スペクトルを調整した模擬地震動を設定する。

2.1 検討用構造物の設定

2.1.1 プロトタイプ構造物の設定

プロトタイプとする構造物は、全層共同住宅を想定した12階建て建築物である。階高は各層3.0m、スパン長さは6.0m×8.0mの無限均等ラーメンを仮定し、6.0mのスパン方向を解析の検討対象とする。各階の重量は同一とし、単位面積あたりの慣性質量は1.20ton/m²とする。

部材断面寸法は、弾性1次固有周期 T_1 が0.72秒になるように調整して定める。具体的には、部材断面寸法を変化させて、後述の2.1.2項に示す振動系モデルの固有値解析を行い、弾性1次固有周期 T_1 が0.72秒となる部材断面寸法を探索する。探索にあたり、各部材の断面寸法と使用するコンクリート圧縮強度 σ_B については、以下の法則を設ける。

- ・ 各層の柱の断面寸法は上層漸減型とし、3層ごとに1層の柱せいの5.0%ずつ減ずる。
- ・ 梁せいは、直下の柱のせいの0.95倍、梁幅は梁せいの0.75倍とする。
- ・ 1層柱のコンクリート強度 σ_B は、長期軸力による圧縮応力度が $0.20\sigma_B$ 未満に納まるように設定する。柱の長期軸力は、各階床の単位面積あたりの重量を13.0kN/m²として算定する。
- ・ 各層で使用するコンクリートの圧縮強度 σ_B は、4層上がるごとに3.0N/mm²ずつ減じる。

弾性1次固有周期 T_1 が0.72秒になる部材の断面寸法とコンクリート強度の組み合わせを探索した結果より、1層断面寸法を94×94cm、1層柱のコンクリート強度を42.0N/mm²とする。弾性1次固有周期 T_1 を優先して定めているため、断面寸法は半端な数値となる。固有値解析により得られる弾性振動モードを図2.1.1に示す。

構造物は、1層柱脚と各階梁端に曲げ降伏ヒンジを想定する全体降伏機構を設定する。計画する崩壊機構を図2.1.2に示す。本来は、最上階については、地震後の補修の容易さから、最上階梁端ではなく、最上層柱頭に降伏ヒンジを計画する方が望ましいとされる。しかしながら、プロトタイプ構造物では、より検討を容易にするために、全ての階の梁端に降伏ヒンジを計画する崩壊形を選択する。最上階も含む全階の梁の塑性率の分布を検討することになる。

部材の設計用応力は、塑性変形を許容する部材の剛性を低下させた線形応力解析により算出する。線形解析における部材の剛性低減率は各階梁で0.3とし、1層柱脚で0.7とする。設計地震層せん断力は、建築基準法施行令第88条および建設省告示第1793号(昭和55年11月27日)によって算定する。すなわち、設計ベースシヤー係数は $0.30R_t$ (R_t は振動特性係数)とし、設計層せん断力係数の分布

は A_i 分布とする。

振動特性係数 R_t は、構造物の固有周期と地盤の種別に応じて、設計用地震力の値を変化させる係数であり、式2.1.1による。

$$\begin{aligned} R_t &= 1.0 & (T_1 < T_c) \\ &= 1.0 - 0.2 \left(\frac{T_1}{T_c} - 1.0 \right)^2 & (T_c \leq T_1 < 2T_c) \\ &= \frac{1.6 T_c}{T_1} & (2T_c \leq T_1) \end{aligned} \quad (2.1.1)$$

ここに、 T_1 ：弾性1次固有周期、 T_c ：地盤の種別に応じた定数であり、 T_c は、第1種地盤で0.4、第2種地盤で0.6、第3種地盤で0.8である。

振動特性係数 R_t の算定において、地盤種別は第2種地盤に設定する。プロトタイプ構造物の振動特性係数 R_t は0.992となる。2.1.3項で設定する固有周期を変動させた構造物群においては、構造物ごと振動特性係数 R_t が変化することになる。なお、2.2節では3種類の地盤種別を想定して模擬地震動を設定するが、振動特性係数 R_t の算定における地盤種別は、模擬地震動の地盤種別にかかわらず第2種地盤に固定する。例えば、第2種地盤で設計した構造物に対して、第1種地盤を想定した模擬地震動を入力することになる。ただし、3章以降で行う解析的検討においては、1つの構造物に対して、入力地震動の加速度の倍率を変動させて入力する地震応答解析を行う予定であるので、これは、入力地震動の倍率を固定し、設計ベースシヤール係数 $0.30R_t$ を変動させて解析を行うことと同義である。

層せん断力係数の分布係数 A_i は、式2.1.2による。

$$A_i = 1.0 + \left(\frac{1.0}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T_1}{1 + 3T_1} \quad (2.1.2)$$

ここに、 T_1 ：弾性1次固有周期、 α_i ： i 階の規準化重量であり式2.1.3による。

$$\alpha_i = \frac{\sum_{j=i}^N W_j}{\sum_{j=1}^N W_j} \quad (2.1.3)$$

ここに、 W_i ： i 階の重量、 N ：階数である。

降伏を計画する部材の曲げ降伏強度は、設計用応力の1.0倍とする。地震応答において、各階の梁の塑性率がほぼ等しくなることを指向している。降伏を計画しない部材の曲げ降伏強度は、設計用応力の1.7倍とする。なお、1層柱脚と最上層柱頭を除く柱では、柱梁接合部を挟んだ上下通し配筋を仮想し、上層柱脚と下層柱頭の設計用応力は、両者の線形応力解析値の大きい方とする。実際の配筋は考えず、最小配筋規定も考慮しない。

2.1.2 構造物のモデル化

構造物の解析のための振動系モデルとして、キの字形の平面骨組を設定する。キの字形平面骨組モデルを図2.1.3に示す。検討用構造物では無限均等ラーメンを仮想しているが、この内、柱1本とそれにとり付く梁を、梁の中央で切り出してモデル化する。柱、梁は断面の図心を通る線材で表し、柱、梁の交点に節点を設ける。各階の質量は、当該階の節点に集中するもの仮定し、構造物の変位の自由度は、節点の回転変位と床の水平並進変位とし、節点の鉛直方向の変位は無視する。1層柱脚は固定支持とする。柱、梁は、線形弾性線材と材端剛塑性ばねで表す。材端剛塑性ばねモデルを図2.1.4に示す。柱では、両端部に剛塑性回転ばねを設ける。梁では、柱側の端部に剛塑性ばねを設け、他端は水平ローラー支持する。柱、梁の軸方向変形は考慮しない。柱梁接合部は剛とし、その大きさは、柱と梁の直交フェース位置より部材せいの1/4入った点で定める。

柱、梁をモデル化した弾性線材では、弾性の曲げ変形とせん断変形を考慮する。曲げ剛性 EI およびせん断剛性 GA は、鉄筋を無視したコンクリートのみの断面で評価する。梁では、床スラブによる剛度増大率 ϕ ^{2.1.1)}を考慮する。剛度増大率 ϕ は式2.1.4とする。

$$\phi = 4 \left\{ 1 + \left(\frac{B}{b} - 1 \right) \left(\frac{t}{D} \right)^3 \right\} - 3 \frac{\left\{ 1 + \left(\frac{B}{b} - 1 \right) \left(\frac{t}{D} \right)^2 \right\}^2}{1 + \left(\frac{B}{b} - 1 \right) \left(\frac{t}{D} \right)} \quad (2.1.4)$$

ここに、 B : 梁幅にスラブの協力幅を加えた有効幅、 b : 梁幅、 D : 梁せい、 t : スラブの厚さである。スラブの協力幅は、片側について、スパン長さの1/10として600mm とする。スラブの厚さ t は、全階で一律13mm とする。

コンクリートのヤング係数 E_c は、New RC 式^{2.1.2)}を参考に、コンクリートの圧縮強度 σ_B を用いて式2.1.5により算出する。また、せん断弾性係数 G_c は $0.429E_c$ とする。

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\sigma_B}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.1.5)$$

剛塑性ばねの柔性を曲げモーメントの関数 $f_p(M)$ と置けば、材端の曲げモーメント M と回転角 θ の関係は式2.1.6により表される。

$$\begin{aligned} \text{(柱)} \quad \begin{bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} \frac{2\ell}{6EI} & -\frac{\ell}{6EI} \\ -\frac{\ell}{6EI} & \frac{2\ell}{6EI} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \kappa/GA\ell & \kappa/GA\ell \\ \kappa/GA\ell & \kappa/GA\ell \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} f_{p1}(M_1) & 0 \\ 0 & f_{p2}(M_2) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \end{bmatrix} \\ \text{(梁)} \quad \theta &= \left(\frac{2\ell'}{6EI} + \kappa/GA\ell' + f_p(M) \right) M \end{aligned} \quad (2.1.6)$$

ここに、 ℓ : 柱の内法長さ、 ℓ' : 切り出した梁の内法長さ（元の梁の内法スパン長さの1/2）、 κ : 形状係数である。添え字の $1, 2$ は柱部材の片端、もう片端を示す。形状係数 κ は、長方形断面では1.2であるが、T型断面の梁についても簡略的に1.2とする。

剛塑性ばねの柔性 $f_p(M)$ は、逆対称曲げを受ける部材の曲げモーメント－回転角関係を用いて評価する。逆対称曲げを受ける部材の材端の回転角 θ を曲げモーメント M の関数として $\theta = f_a(M)$ で表せば、式2.1.6に $M_1=M_2=M$ を代入することにより、 $f_a(M)$ は式2.1.7で表される。

$$\begin{aligned} \text{(柱)} \quad f_{a1}(M) &= \ell/6EI + 2\kappa/GA\ell + f_{p1}(M) \\ f_{a2}(M) &= \ell/6EI + 2\kappa/GA\ell + f_{p2}(M) \\ \text{(梁)} \quad f_a(M) &= 2\ell'/6EI + \kappa/GA\ell' + f_p(M) \end{aligned} \tag{2.1.7}$$

式2.1.6および式2.1.7により $f_p(M)$ を消去すれば、材端の曲げモーメント M と回転角 θ の関係は式2.1.8で表される。

$$\begin{aligned} \text{(柱)} \quad \begin{bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} f_{a1}(M) + \ell/6EI - \kappa/GA\ell & -\ell/6EI + \kappa/GA\ell \\ -\ell/6EI + \kappa/GA\ell & f_{a2}(M) + \ell/6EI - \kappa/GA\ell \end{bmatrix} \begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \end{bmatrix} \\ \text{(梁)} \quad \theta &= f_a(M) \cdot M \end{aligned} \tag{2.1.8}$$

式2.1.8の逆変換により、部材の剛性マトリクスが作成される。

逆対称曲げを受ける柱、梁の曲げモーメント－回転角関係では、スケルトンカーブをトリリニア型曲線とする。トリリニア型復元力特性を図2.1.5に示す。トリリニア曲線の第2折れ点の曲げモーメントは部材の曲げ降伏強度 M_y とし、第1折れ点の曲げモーメントは曲げ降伏強度の1/3.0倍とする。第2折れ点における割線剛性の弾性剛性に対する比率を降伏点剛性低下率 α_y と定義し、降伏点剛性低下率 α_y は0.30とする。降伏後の剛性は弾性剛性の0.010倍とする。

逆対称曲げを受ける部材の曲げモーメント－回転角関係における履歴特性としては Takeda モデル^{2.1.3)}を適用する。Takeda モデルを図2.1.6に示す。除荷時剛性低下指数は0.40とする。

2.1.3 構造物の諸元

プロトタイプ構造物を基準として、構造物の階数、部材の寸法、あるいは部材の復元力特性に関する諸因子を変動させた数種の構造物を設定する。

(1) 固有周期を変動因子とする構造物群

系の固有周期は、地震応答特性に影響を及ぼす最も重要な因子である。そこで、弾性固有周期を変動因子とする構造物12a から構造物12g までの7種類の12階建て構造物を設定する。固有周期を変動因子とする検討用構造物の一覧を表2.1.1に示す。

表2.1.1 検討用構造物の一覧（変動因子：弾性1次固有周期）

弾性1次固有周期						
0.48秒	0.60秒	0.72秒	0.96秒	1.20秒	1.80秒	2.40秒
構造物12a	構造物12b	構造物12c	構造物12d	構造物12e	構造物12f	構造物12g

弾性 1 次固有周期は、最も短い構造物12a で0.48秒、最も長い構造物12g で2.40秒とする。構造物 12c の弾性 1 次固有周期は0.72秒であり、プロトタイプ構造物と全く同一の構造物である。

固有周期以外の諸因子は全構造物で同一になるように計画する。階高、スパン長さ、各階の重量は全構造物で共通とし、部材の断面寸法と使用するコンクリートの圧縮強度のみを変動因子とする。各構造物の弾性固有周期 T_1 、1 層柱の断面寸法およびコンクリート圧縮強度 σ_B を表2.1.2に示す。部材断面寸法については、プロトタイプ構造物と同様、振動系モデルの固有値解析による弾性 1 次固有周期が所定の値となる部材断面寸法を探索した結果である。各部材の断面寸法と使用するコンクリート圧縮強度に関する法則は、プロトタイプ構造物と同一とする。弾性 1 次固有周期を優先して定めているので、断面寸法は半端な数値である。また、固有周期のより広い範囲について検討するため、構造物12b, 12c, 12d を除く構造物の断面寸法はやや非現実的に小さいか、あるいは大きい。

表2.1.2 検討用構造物の諸元（変動因子：弾性 1 次固有周期）

名称	$_1T$	$_2T$	$_3T$	1 層柱寸法	1 層 σ_B
構造物12a	0.48秒	0.17秒	0.10秒	122×122cm	27N/mm ²
構造物12b	0.60秒	0.21秒	0.13秒	106×106cm	33N/mm ²
構造物12c	0.72秒	0.26秒	0.15秒	94×94cm	42N/mm ²
構造物12d	0.96秒	0.34秒	0.20秒	79×79cm	60N/mm ²
構造物12e	1.20秒	0.43秒	0.25秒	68×68cm	81N/mm ²
構造物12f	1.80秒	0.64秒	0.38秒	53×53cm	132N/mm ²
構造物12g	2.40秒	0.86秒	0.51秒	44×44cm	189N/mm ²

各構造物の弾性振動モードを図2.1.7に示す。各部材の断面寸法は全構造物間で比例関係にあるので、弾性振動モードは全構造物ではほぼ等しい。コンクリートのヤング係数の分布が若干異なるので、振動モードも微妙に異なるが、3 次モードまでの刺激関数の各構造物間の差は2.0%未満である。

部材の設計用応力の算出において、式2.1.2により層せん断力係数の分布係数 A_i を算定する際の弾性 1 次固有周期 T_1 は、全構造物で共通に0.72秒とする。振動解析で得られる弾性 1 次固有周期は構造物ごとに異なるが、これを用いて層せん断力係数 A_i を算出すれば、固有周期の長い構造物ほど、上層部の層せん断力係数が大きい分布となり、上層部の強度が相対的に強まる。層せん断力係数の分布係数 A_i を全構造物で共通とすることにより、部材の耐力の分布は全構造物で等しいと考えることができる。なお、式2.1.1により振動特性係数 R_i を算定する際の弾性固有周期 T_1 は、振動系モデルの固有値解析による値、すなわち、表2.1.1に示した値とする。

(2) 階数を変動因子とする構造物群

固有周期を変動因子として設定した構造物はいずれも12階建てであるが、本研究の対象を12階建てに限定しているわけではない。多自由度系の応答はモードの重ね合わせであり、階数が異なっても、モードの振動特性が同一であれば同様の応答特性である、という考えに基づいている。しかし、自由度が増すほどモードの次数も増大し、増えた分の高次モードの影響により構造物全体の応答特

性が変化する可能性がある。そこで、構造物12c および構造物12g を基準に、階数を 2 階建て、3 階建て、6 階建て、30階建てに構造物を各 4 種類ずつ設定する。検討用構造物の一覧を表2.1.3に示す。

表2.1.3 検討用構造物の一覧（変動因子：階数）

		階数				
		2 階	3 階	6 階	12階	30階
弾性 1 次固有周期 $_1T$	0.72秒	構造物02c	構造物03c	構造物06c	構造物12c	構造物30c
	2.40秒	構造物02g	構造物03g	構造物06g	構造物12g	構造物30g

階高、スパン長さ、各階の重量は、12階建て構造物と共通である。部材断面寸法は、弾性 1 次固有周期が所定の値になるように調整して定める。断面寸法はいずれも上層漸減型とするが、断面寸法を減じる割合は構造物の階数によって変化させ、弾性 2 次固有周期も12階建て構造物と比較的近い値になるように設定する。各構造物の弾性固有周期 T 、1 層柱の断面寸法、柱寸法の減じ方、および 1 層柱のコンクリート圧縮強度 σ_B を表2.1.4に示す。

表2.1.4 検討用構造物の諸元（変動因子：階数）

名称	$_1T$	$_2T$	$_3T$	1 層柱寸法	柱寸法減じ方	1 層 σ_B
構造物02c	0.72秒	0.25秒	—	40×40cm	1 層ごと25.0%	39N/mm ²
構造物03c	0.72秒	0.25秒	0.14秒	48×48cm	1 層ごと10.0%	42N/mm ²
構造物06c	0.72秒	0.26秒	0.15秒	69×69cm	2 層ごと 8.0%	39N/mm ²
構造物12c	0.72秒	0.26秒	0.15秒	94×94cm	3 層ごと 5.0%	42N/mm ²
構造物30c	0.72秒	0.26秒	0.16秒	156×156cm	5 層ごと 3.0%	39N/mm ²
構造物02g	2.40秒	0.90秒	—	18×18cm	1 層ごと25.0%	183N/mm ²
構造物03g	2.40秒	0.88秒	0.52秒	22×22cm	1 層ごと10.0%	201N/mm ²
構造物06g	2.40秒	0.86秒	0.50秒	33×33cm	2 層ごと 8.0%	174N/mm ²
構造物12g	2.40秒	0.86秒	0.51秒	44×44cm	3 層ごと 5.0%	189N/mm ²
構造物30g	2.40秒	0.85秒	0.51秒	71×71cm	5 層ごと 3.0%	183N/mm ²

各構造物の弾性振動モードを図2.1.8に示す。ここでは、高さを最上階の高さで除した値を規準化高さとする。12階建て構造物と30階建て構造物では、同一規準化高さにおいて、刺激関数はほぼ等しい値である。1 次モードについては、構造物の階数が小さいほど、同一規準化高さにおける刺激関数の値が小さい。また、構造物の階数が小さいほど、2 次および3 次モードの最上階の刺激関数の値が小さい。

設計層せん断力係数分布の設定については、以下の 2 通りの方法を考えることができる。

・方法 1（層せん断力係数 A_i 分布）

構造物ごとに式2.1.2により層せん断力係数の分布係数 A_i を算定する。弾性 1 次固有周期 T_1 は共通であるが、構造物の階数が異なることにより、規準化重量の分布が異なり、算定される A_i の分布にも差が生じる。

・方法2（モード比例外力の合成）

構造物ごとに弾性振動モードに比例した外力分布形を合成する。合成する際の各次モードの比率は、12階建て構造物の設計層せん断力係数に対応する外力分布形と等しくなるようにする。

具体的には、まず、12階建て構造物の層せん断力係数の分布係数 A_i に対応する外力分布形 $\{f\}$ を算出する（式2.1.9および式2.1.10）。これを各次モード比例外力に展開し、各次等価加速度 ${}_i a$ を算出する（式2.1.11）。12階建て以外の n' 階建て構造物の外力分布形 $\{f\}'$ は、各次等価加速度 ${}_i a$ を当該構造物の刺激関数 $\beta'\{u\}'$ によって合成して算出する（式2.1.12）。階数の小さい構造物では、階数分の次数まで考慮する。

$$Q_i = A_i \sum_{j=i}^{12} m_j g \quad (i=12) \quad (2.1.9)$$

$$\begin{aligned} f_i &= Q_{i+1} - Q_i \quad (i=1, 2, \dots, 11) \\ &= Q_i \quad (i=12) \end{aligned} \quad (2.1.10)$$

$${}_i a = \frac{{}_i \beta \{ {}_i u \}^T \{ f \}}{{}_i M} \quad (i=12) \quad (2.1.11)$$

$$\{f\}' = [M] \sum_{i=1}^{n'} {}_i a {}_i \beta' \{ {}_i u \}' \quad (2.1.12)$$

ここに、 m_i ： i 階の質量、 ${}_i \beta$ ： i 次刺激係数、 $\{ {}_i u \}$ ： i 次振動形、 ${}_i M$ ： i 次等価質量、 $[M]$ ：質量マトリクスである。 i 次等価質量 ${}_i M$ は、式2.1.13による。

$$\begin{aligned} {}_i M &= {}_i \beta \{ {}_i u \}^T [M] \{ 1 \} \\ &= {}_i \beta \{ {}_i u \}^T [M] {}_i \beta \{ {}_i u \} \end{aligned} \quad (2.1.13)$$

2種類の方法による外力分布形を図2.1.9に示す。同図では、1次等価加速度 ${}_1 a$ が1.0になるよう規準化している。層せん断力係数の分布係数 A_i を個別に算出する場合、最上階については、階数の大きい構造物ほど規準化重量が小さくなり、分布係数 A_i も大きくなる。そのため、最上階における外力の係数は、構造物の階数により大きく異なる。これを除けば、同一規準化高さにおいては規準化重量がほぼ等しいので、全構造物で外力の係数はほぼ等しい。モード比例外力の合成では、12階建て構造物と30階建て構造物では規準化高さで見た振動モードの形状が似ているので、外力の係数の分布もほぼ等しい。一方で、2階建てや3階建て構造物を12階建て構造物と比較すると、同一規準化高さにおける外力の係数には大きな差がある。

階数の異なる構造物において、モードの振動特性を同等とするためには、層せん断力係数の分布係数 A_i を個別に算出するよりもモード比例外力の合成を採用する方が妥当であると考えられる。

各構造物の設計層せん断力係数は、方法2に示したモード比例外力の合成に対応したものとする。

(3) 部材の耐力の分布を変動因子とする構造物群

地震応答において、部材が塑性変形を生じる場合、その部材の耐力の大きさの違いにより応答変

形は大きく異なり、構造物内での地震最大応答の高さ方向の分布性状も変化することが予想される。構造物内での部材の耐力の高さ方向の分布は、最大応答の分布に影響を及ぼす大きな要因である。

プロトタイプ構造物では、実際の配筋を全く考慮していない。しかし、配筋を考慮すれば、部材の曲げ降伏強度を設計応力と全く等しくすることはほぼ不可能であり、一般的には、曲げ降伏強度が設計応力を上回るように配筋される。また、上層部の部材については、最小配筋規定により設計応力を大きく上回る強度になることも考えられる。このように、部材の強度の高さ方向の分布が設計応力とは異なる分布になる可能性がある。これを想定して、構造物12c を基準に、部材の耐力の分布を変化させた4種類の構造物を設定する。検討用構造物の諸元を表2.1.5に示す。

表2.1.5 検討用構造物の諸元（変動因子：部材の耐力の分布）

名称	部材の耐力分布
構造物12c	(基準)
構造物12c1	(上層部強) 1.50倍 (12階梁), 1.25倍 (13(R)階梁)
構造物12c2	(上層部弱) 0.80倍 (12, 13(R)階梁)
構造物12c3	(中層部弱) 0.80倍 (5, 6階梁)
構造物12c4	(下層部弱) 0.80倍 (2階梁, 1層柱脚)

倍率は、構造物12c の部材の強度を基準としたもの。特記なしは1.0倍

各構造物では、特定の部材の強度のみを変化させる。構造物12c1では、13(R)階梁の強度を1.50倍、12階梁の強度を1.25倍し、最小配筋規定を簡略的に想定している。構造物12c2, 12c3, 12c4では、一部の部材の強度を0.8倍に減じる。これは、大部分の部材の強度が配筋により1.25倍に増幅され、増幅されない一部の部材の強度が相対的に低くなることを想定している。

すべての構造物で部材強度のみを変化させ、降伏点剛性低下率 α_y は、構造物12cと同様、全部材で一律0.3とする。5種類の構造物では、部材断面寸法、コンクリート強度などはすべて共通であるので、曲げ降伏強度が大きい部材ほど降伏点剛性低下率 α_y も大きくなると考えるのが妥当である。しかし、ここでは、全構造物の全部材の降伏点剛性低下率 α_y を簡略的に一律0.3とする。降伏点剛性低下率 α_y の影響については別途検討することにする。

(4) 設計外力分布形を変動因子とする構造物群

(3)と同様に部材の耐力の分布に関わることであるが、ここでは、設計外力分布形を変動させた構造物を設定する。プロトタイプ構造物である構造物12c の設計層せん断力係数 A_i 分布に対応する外力分布形 $\{f\}_{12c}$ を、式2.1.12のように弾性振動モードに比例した外力分布の合成で表せば、式2.1.14のようになる。

$$\{f\}_{12c} = [M] \left(1.0 {}_1\beta \{ {}_1u \} - 0.27 {}_2\beta \{ {}_2u \} + 0.84 {}_3\beta \{ {}_3u \} - 0.36 {}_4\beta \{ {}_4u \} \cdots \right) \quad (2.1.14)$$

ここに、 ${}_i\beta$: i 次刺激係数、 $\{ {}_iu \}$: i 次振動形、 $[M]$: 質量マトリクスである。

構造物12c の設計外力分布形を参考に、各次の係数を変動させた3種類の外力分布形を設定し、それぞれを設計外力分布形とした構造物を設定する。検討用構造物の諸元を表2.1.6に示す。

表2.1.6 検討用構造物の諸元（変動因子：設計外力分布形）

名称	設計外力分布形
構造物12cN	(負側) $\{f\}_{12cN} = [M](1.0_1\beta\{1u\} - 0.40_2\beta\{2u\} + 0.80_3\beta\{3u\})$
構造物12c0	(基準) $\{f\}_{12c0} = [M](1.0_1\beta\{1u\} - 0.25_2\beta\{2u\} + 0.80_3\beta\{3u\})$
構造物12cP	(正側) $\{f\}_{12cP} = [M](1.0_1\beta\{1u\} - 0.10_2\beta\{2u\} + 0.80_3\beta\{3u\})$

構造物12c0の設計外力分布形 $\{f\}_{12c0}$ は、構造物12cの設計外力分布形に対して、4次モード以上を無視し、2次と3次の係数を丸めたものである。構造物12c0は、構造物12cとほぼ等しい応答性状を示すことを期待している。構造物12cNの外力分布形 $\{f\}_{12cN}$ では2次の係数の絶対値を増大させ、構造物12cPの外力分布形 $\{f\}_{12cP}$ では2次の係数の絶対値を減少させる。2次の係数は、構造物12cNでは負側へ、構造物12cPでは正側へシフトさせていることになる。3次の係数は3種類で共通とする。

各構造物の設計外力分布形およびその層せん断力係数の分布形を図2.1.10に示す。層せん断力係数は、1層の層せん断力係数が1.0となるよう規準化している。2次の係数が負側へシフトするほど、上層部における外力が増大し、中下層部の外力は減少する。1層の層せん断力係数で規準化した層せん断力係数を比較すると、2次の係数が負側へシフトするほど、全層で層せん断力係数が増大する。構造物12c0に比べて、構造物12cNは上層部の強度が高くなり、構造物12cPは上層部の強度が低くなる。

各構造物は、設計外力分布以外はプロトタイプ構造物と同様に設定する。降伏を計画する部材の曲げ降伏強度は、設計用応力の1.0倍とする。

(5) 弾性剛性の分布を変動因子とする構造物群

振動モードの形状の影響を検討するために、構造物12cを基準に、上層における部材寸法を減じる割合を変化させた2種類の構造物を設定する。検討用構造物の諸元を表2.1.7に示す。全構造物において、階高、スパン長さ、各階の重量は共通としする。

表2.1.7 検討用構造物の諸元（変動因子：弾性剛性の分布）

名称	$_1T$	$_2T$	$_3T$	1層柱寸法	12層柱寸法	1層 σ_B	備考
構造物12cA	0.72秒	0.24秒	0.14秒	89×89cm	89×89cm	48N/mm ²	全層一定型
構造物12c	0.72秒	0.26秒	0.15秒	94×94cm	80×80cm	42N/mm ²	上層漸減型
構造物12cB	0.72秒	0.27秒	0.16秒	104×104cm	70×70cm	36N/mm ²	上層激減型

柱の断面寸法は、構造物12cAでは全層で一定とし、構造物12cBでは1層上がるごとに1層の柱せいの3.0%ずつ減じる。全構造物で共通して、梁せいは直下の柱のせいの0.95倍、梁幅は梁せいの0.75倍とする。これらの法則の下、振動系モデルの固有値解析による弾性1次固有周期 $_1T$ が所定の値になるように断面寸法を調整する。各構造物の弾性固有周期 T と1層柱および12層柱の断面寸法および1層のコンクリート圧縮強度 σ_B を表2.1.7にあわせて示している。弾性1次固有周期を同一とする設定であるが、高次の固有周期は構造物間で異なることになる。

各構造物の弾性振動モードを図2.1.11に示す。上層の断面寸法を減じる割合が大きくすれば、上

層部が相対的に柔になる。これに伴い、高次の固有周期の1次固有周期に対する比が大きくなり、上層部における各次の刺激関数も大きくなる。全層一定型では、これと逆である。

設計層せん断力係数分布は、全構造物で共通とする。すなわち、弾性1次固有周期 T_1 を0.72秒として算定する A_i 分布である。降伏点剛性低下率 α_y は、全構造物の全部材で一律0.3とする。部材断面寸法が全層共通である構造物12cA では、部材断面寸法は上層部と下層部で同一であるが、曲げ降伏強度は上層ほど小さい。それゆえ、上層ほど降伏点剛性低下率 α_y が小さいと考えるのが妥当であり、すべての部材の降伏点剛性低下率 α_y を共通とするのは現実的ではない。降伏点剛性低下率 α_y の影響については別途検討することにする。

(6) 降伏点剛性低下率を変化させた構造物

これまで設定してきた構造物においては、部材の断面寸法や曲げ降伏強度に関わらず、部材の降伏点剛性低下率 α_y を一律0.3とした。ここでは、配筋を簡略的に想定し、部材の降伏点剛性低下率 α_y を算定してみる。降伏点剛性低下率 α_y は、菅野式^{2.1.4)}を参考に式2.1.15を用いて算定する。

$$\alpha_y = (0.043 + 16.4 p_t + 0.043 a/D) (d/D)^2 \tag{2.1.15}$$

ここに、 p_t ：引張鉄筋比、 a/D ：せん断スパン比、 D ：部材せい、 d ：有効せい（ $= D - 0.05\text{m}$ とする）である。引張り鉄筋比 p_t は、主筋の降伏強度 σ_y を 295N/mm^2 として式2.1.16を用いて算定する。

$$p_t = \frac{M_y}{0.9 d \sigma_y} \tag{2.1.16}$$

ここに、 M_y ：設定した部材の曲げ降伏強度である。

構造物12c の各階の梁について降伏点剛性低下率 α_y を算出すると、最小は13(R)階梁で0.263、最大は4階梁で0.450である。概して言えば、降伏点剛性低下率は上層部の部材ほど小さく、下層部の部材ほど大きい。

これを参考に、構造物12c に対して、梁の曲げ降伏点における割線剛性低下率を変化させた構造物12cYを設定する。階高、スパン長さ、各階の重量、部材の強度は構造物12c と共通とする。構造物12cY の梁の降伏点剛性低下率は、上層部ほど小さくなるよう設定する。柱について、1層柱脚以外は曲げ降伏しないため降伏点剛性低下率の分布の影響は小さいと考え、一律0.3とする。構造物の諸元を表2.1.8に示す。

表2.1.8 検討用構造物の諸元（変動因子：降伏点剛性低下率の分布）

名称	降伏点割線剛性低下率			
	13(R)階梁	8階梁	2階梁	全ての柱
構造物12c	0.30	0.30	0.30	0.30
構造物12cY	0.15	0.30	0.42	0.30

(6) 想定する崩壊機構を変化させた構造物

これまで設定してきた構造物はすべて、梁降伏先行の全体降伏機構を設定してきたが、異なる崩壊機構を想定した構造物12cZを設定する。構造物の諸元を表2.1.9に示し、構造物12cZで想定する崩壊機構を図2.1.12に示す。

表2.1.9 検討用構造物の諸元（変動因子：想定崩壊機構）

名称	部材の曲げ降伏強度の倍率			想定する崩壊機構
	1層柱脚	1層柱頭	2階梁	
構造物12c	1.0倍	1.0倍	1.0倍	全階梁降伏先行
構造物12cZ	0.66倍	0.40倍	無限大	1層柱降伏先行

構造物12cZの部材の曲げ降伏強度の比は、構造物12cを基準に、1層柱脚で0.66、1層柱頭で0.40とし、2階梁の曲げ降伏強度は無限大とする。1層柱頭については、構造物12cは設計用応力に対して1.7倍の曲げ降伏強度を設定しているため、構造物12cZの曲げ降伏強度は設計用応力に対して0.68倍になる。2階梁の強度が無限大であるため、2階の柱梁節点においては、1層柱頭および2層柱脚に曲げ降伏ヒンジが形成されることになる。さらに、1層柱の強度を相対的に低く設定することにより、1層柱頭・柱脚の曲げ降伏が他の部材の曲げ降伏に先行することを期待している。すなわち、構造物12cZでは1層の層崩壊を想定している。2層以上の柱と3階以上の梁の曲げ降伏強度は構造物12cと全く同一とする。2層柱脚と3階以上の梁端は潜在曲げ降伏ヒンジと言え、これらで曲げ降伏が生じることも許容している。

参考文献

2.1.1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説1998、412pp.、1999年10月。

2.1.2) 建設省：建設省総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」報告書、1993年10月。

2.1.3) Takeda, Sozen and Nielsen：Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal, Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970.

2.1.4) 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究、コンクリートジャーナル、Vol.11, No.2、1973年2月。

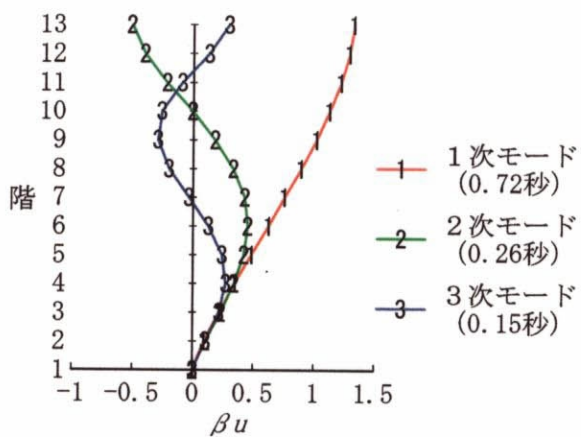


図2.1.1 弾性振動モード

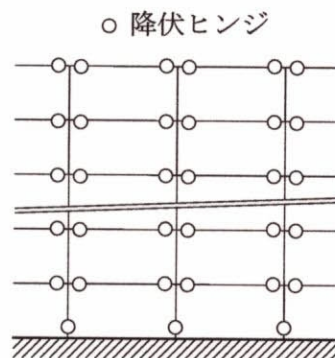


図2.1.2 崩壊機構

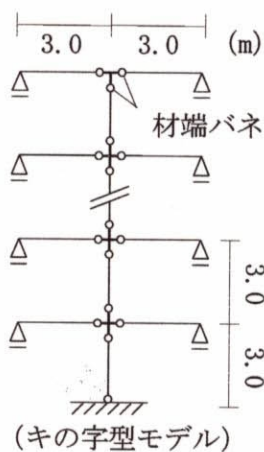


図2.1.3 骨組のモデル化

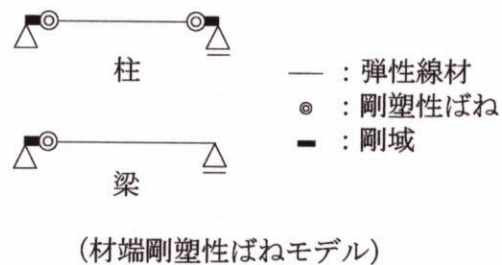


図2.1.4 部材のモデル化

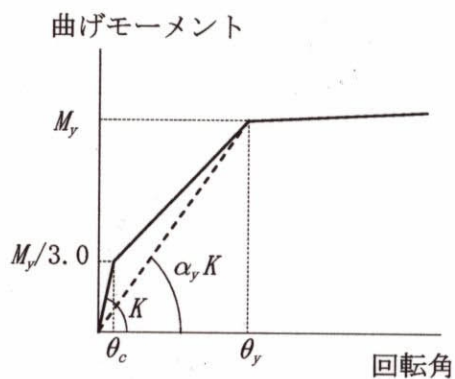


図2.1.5 部材の復元力特性

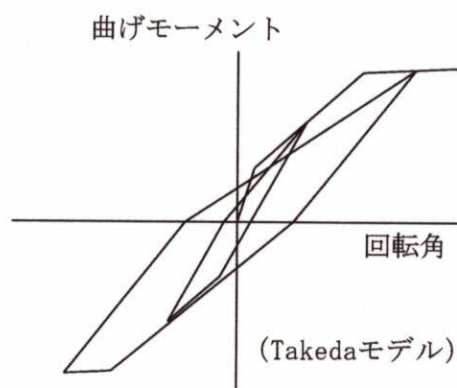


図2.1.6 部材の履歴特性

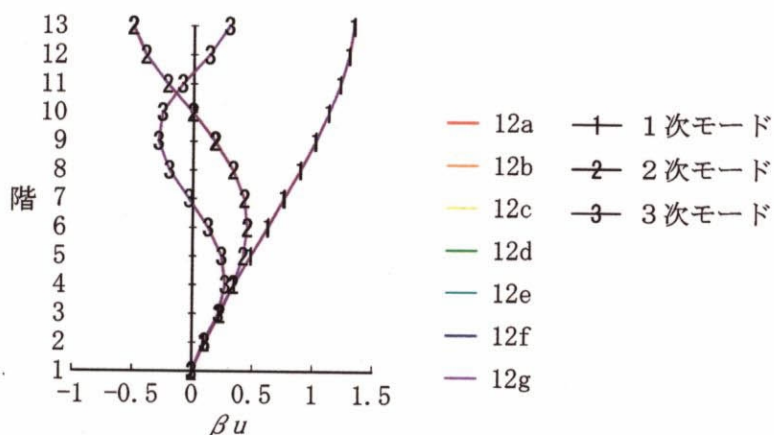


図2.1.7 弾性振動モード ー固有周期を変動因子とする構造物群ー

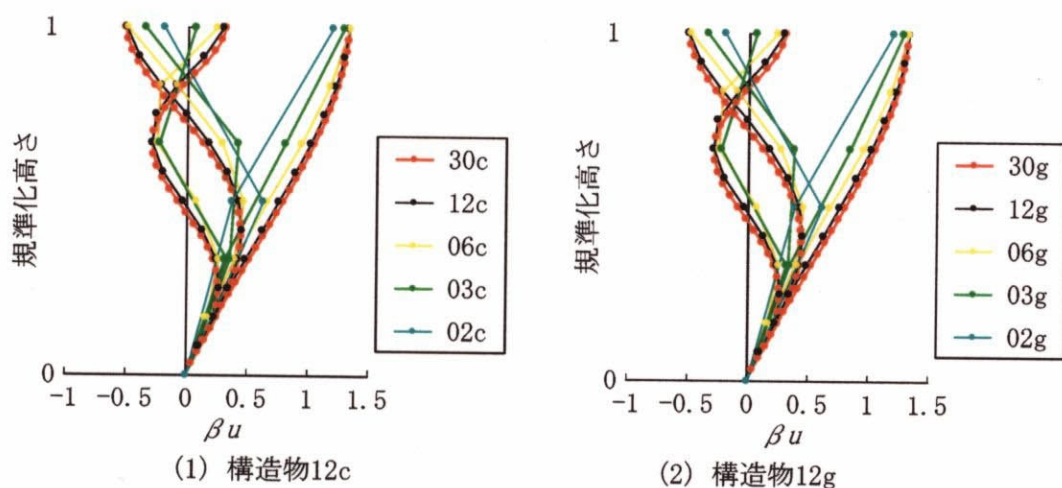


図2.1.8 弾性振動モード ー階数を変動因子とする構造物群ー

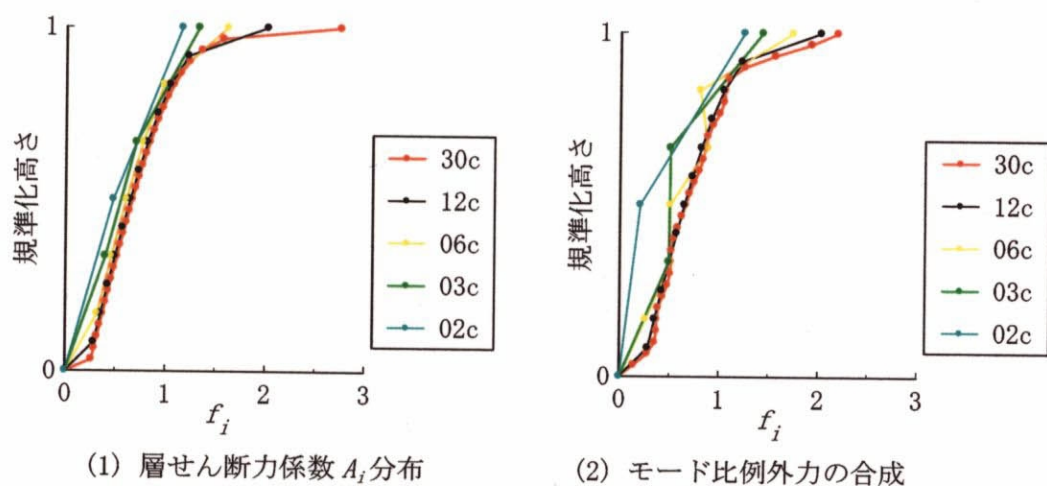


図2.1.9 設計外力分布形 ー階数を変動因子とする構造物群ー

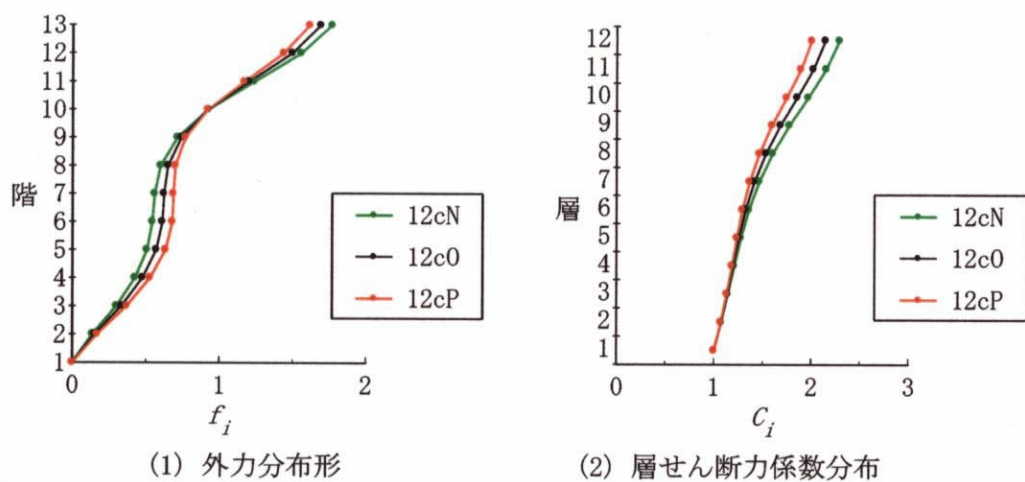


図2.1.10 設計外力分布形 —設計外力分布を変動因子とする構造物群—

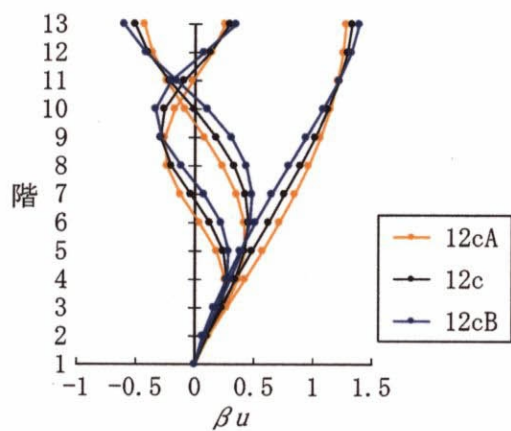


図2.1.11 弾性振動モード —弾性剛性の分布を変動因子とする構造物群—

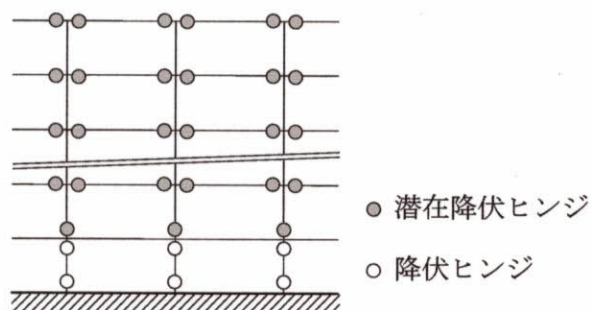


図2.1.12 崩壊機構 —想定する崩壊機構を変化させた構造物—

2.2 入力地震動の設定

2.2.1 既往の強震観測記録

既往の強震観測記録として用いるのは、El Centro NS (1940)、八戸 EW (1968)、神戸海洋気象台 NS (1995)、Taft EW (1952)、東北大学 NS (1978) の 5 個である。いずれも、地動最大速度が0.50m/sec になるよう規準化し、使用時間は主要動を含む20.48sec(時間間隔0.02sec、加速度記録データ数1024 個)とする。使用する強震観測記録の諸元を表2.2.1に、加速度時刻歴を図2.2.1に示す。

El Centro NS、Taft EW は、破壊的な地震の震央近くでの硬質地盤上の記録であり、ランダム性が比較的強く、標準的な強震記録として位置付けられている。八戸 EW は、長周期地震動が注目された1968年十勝沖地震による強震記録である。東北大学 NS は、10数の連続波から成る主要動を持つ1978年宮城県沖地震による強震記録であるが、表層の軟弱層の刺激により約1.0秒の成分が増幅されている。神戸海洋気象台 NS は、内陸部の断層の破壊による典型的な直下型地震である1995年兵庫県南部地震の強震記録であり、継続時間が短く、大きな加速度振幅を示す。

表2.2.1 強震記録の諸元

原波	略称	倍率	最大加速度	最大速度
El Centro NS (1940)	ens0	1.48	4.78m/sec ²	0.50m/sec
八戸 EW (1968)	hew0	1.40	2.55m/sec ²	
神戸海洋気象台 NS (1995)	kns0	0.554	4.55m/sec ²	
Taft EW (1952)	tew0	2.83	4.98m/sec ²	
東北大学 NS (1978)	tns0	1.38	3.56m/sec ²	

各強震記録の減衰5.0%の擬似加速度応答スペクトルを図2.2.2に示す。構造物の地震応答における変形分布を考える場合、変形分布に大きな影響を与えるのは高次モードの振動であると考えられるので、ここでは、特に短周期領域の応答特性に着目する。応答加速度が大きくなる周期は、El Centro NS では0.20sec から0.30sec まで、Taft EW では0.20sec から0.45sec まで、神戸海洋気象台 NS では0.40sec 付近である。八戸 EW と東北大学 NS の短周期領域での応答加速度は小さい。

2.2.2 模擬地震動の設定

従来から多くの研究者あるいは構造設計者に用いられてきた既往の強震観測記録は、地震応答解析結果の傾向を把握する上で有効である。しかし、これら強震観測記録の応答スペクトルは複雑な形状を示すため、弾塑性応答解析結果と弾性応答スペクトルとの関連を明快にするのは困難である。そこで、既往の強震観測記録のそれぞれに対して、そのフーリエ振幅スペクトルを修正した4種類の模擬地震動を作成し、弾性応答スペクトルを平滑化する。すなわち、既往の観測強震記録のフーリエ変換から得られる5種類のフーリエ位相スペクトルと4種類の目標加速度応答スペクトルの掛けあわせにより、計20個の模擬地震動を作成する。この模擬地震動を用いた地震応答解析により、弾塑性応答解析結果と弾性応答スペクトル特性、あるいはフーリエ位相角特性の関連の明確にする。

模擬地震動の作成には、スペクトル適合法^{2.2.1)}を用いる。すなわち、フーリエ位相スペクトルと目標加速度応答スペクトルを与え、与えた目標応答スペクトルに適合するような加速度時刻歴を、逐次計算により作成する。

(1) 目標加速度応答スペクトル

目標応答スペクトルは、荷重指針^{2.2.2)}を参考に定めた減衰5.0%の加速度応答スペクトルを4種類設定する。固有周期3.0秒以下では、荷重指針に示される加速度応答スペクトルに従う。固有周期3.0秒以上の領域では、梅村スペクトル^{2.2.3)}やNewmark^{2.2.4)}の応答スペクトルモデルを参考に、変位応答を一定とする。目標加速度応答スペクトル $S_A(T)$ は、式2.2.1である。

$$S_A(T) = \begin{cases} \left(1 + 3 \frac{T}{T_c}\right) G_A A_0 & (0 \leq T \leq 0.5 T_c) \\ 2.5 G_A A_0 & (0.5 T_c \leq T \leq T_c) \\ \frac{4.0 \pi G_V V_0}{T} & (T_c \leq T \leq 2.0) \\ \frac{12.0 \pi G_V V_0}{T^2} & (3.0 \leq T) \end{cases} \quad (2.2.1)$$

ここに、 A_0 ：標準地盤の地震動の基本最大加速度、 V_0 ：標準地盤の地震動の基本最大速度、 G_A ：地震動の最大加速度の地盤種別補正係数、 G_V ：地震動の最大速度の地盤種別補正係数、 T_c ： $S_A(T)$ が一定値をとる区間の上限の周期で式2.2.2による。

$$T_c = \frac{4 \pi G_V V_0}{2.5 G_A A_0} \quad (2.2.2)$$

ここで、スペクトル形状の因子を変動させることにより、目標加速度応答スペクトル Sa1から Sa4までの4種類を設定する。地表最大速度に相当する $V = G_V V_0$ と、標準地盤における基本最大加速度と最大速度の比 A_0/V_0 を固定し、地盤種別補正係数である G_A と G_V を変化させることにより、Sa1からSa3までの3種類を設定する。さらに、Sa2に対して、 A_0/V_0 を変化させた Sa4を設定する。諸パラメータの組み合わせを表2.2.2に、設定した4種類の加速度応答スペクトルを図2.2.3に示す。

表2.2.2 目標加速度応答スペクトルの諸元

	目標加速度応答スペクトル			
	Sa1	Sa2	Sa3	Sa4
V	50	50	50	50
A_0/V_0	15	15	15	7.5
G_A	1.0	1.2	1.2	1.2
G_V	1.0	2.0	3.0	2.0
A_0	750	375	250	187.5
V_0	50	25	16.7	25
T_c	0.335	0.559	0.838	1.117

地盤種別補正係数 G_a および G_v の組み合わせは、荷重指針で推奨される地盤種別ごとの値とする。Sa1はⅠ種地盤に、Sa2および type4はⅡ種地盤に、Sa3はⅢ種地盤に相当する。しかし、地表最大速度 V を同一としているため、標準地盤の地震動の最大加速度 A_0 および基本最大速度 V_0 は、Sa1ほど大きい値となる。4種類のスペクトルは、1.117秒以上の長周期においては同一の値であり、短周期においてのみ異なる値をもつ。

(2) 位相特性

5種類の既往の強震観測記録のフーリエ変換で得られる各振動成分のフーリエ位相角そのものを用いる。用いる強震観測記録は、El Centro NS (1940)、八戸 EW (1968)、神戸海洋気象台 NS (1995)、Taft EW (1952)、および東北大学 NS (1978) の5種類である。加速度時刻歴の使用時間は20.48秒、時間間隔 Δt は0.02秒、データの総数 N は1024個に統一する。

任意の時刻歴 $x(t)$ は、有限フーリエ近似により式2.2.3で表される。

$$x(t) = \frac{X_0}{2} + \sum_{k=1}^{N/2-1} X_k \cos(2\pi f_k t + \phi_k) + \frac{X_{N/2}}{2} \cos 2\pi f_{N/2} t \quad (2.2.3)$$

ここで、 X_k ($k=0, 1, 2, \dots, N/2$) は各振動成分波の振幅、 ϕ_k ($k=1, 2, \dots, N/2-1$) は各振動成分波の時間軸上のずれを表す位相角である。

振幅 X_k の $T/2.0$ 倍を振動数 f_k に対してプロットしたものがフーリエ振幅スペクトル、位相角 ϕ_k を振動数 f_k に対してプロットしたものがフーリエ位相スペクトルである。地震波をフーリエ・スペクトルによって表すことにより、時刻歴に含まれている振動数成分の検出することができ、時間領域から周波数領域へ変換することができる。フーリエ振幅スペクトルとフーリエ位相スペクトルの両者が併せ備わって始めて、時間領域におけるものと対等の情報量になる。

フーリエ位相差分 $\Delta\phi_k$ とは、数列を成して並んでいる地震波の各振動成分の位相角 ϕ_k ($k=1, 2, \dots, N/2-1$) の、引き続いた2つの位相角の差、すなわち

$$\Delta\phi_k = \phi_{k+1} - \phi_k \quad (k=1, 2, \dots, N/2-2) \quad (2.2.4)$$

である。ただし、位相差分 $\Delta\phi_k$ は0から -2π までの範囲にある負の値になるようにする。そして、0から -2π までの間における位相差分 $\Delta\phi_k$ の頻度分布をフーリエ位相差分スペクトルと呼ぶ。

経験的に、地震波の時刻歴の包絡形は、フーリエ位相差分スペクトルの形に良く似ていると言われる^{2.2.1)}。この現象を説明するのは困難であるが、一つの説明として、引き続いた2つの振動成分である k 次および $k+1$ 次の振動成分波の合成を考える。ここで、 k 次振動の成分波は $X_k \cos(2\pi f_k t + \phi_k)$ であるが、簡単のため、振幅 X_k および X_{k+1} が等しいと仮定する。

三角関数の和→積の公式より、

$$\cos A + \cos B = 2 \cos \frac{A+B}{2} \cos \frac{A-B}{2} \quad (2.2.5)$$

であり、右辺のうち振動数の小さい方の第一成分 $\cos((A+B)/2)$ は、合成波の包絡曲線を示す。ここで、

$$\begin{aligned}
A &= 2\pi f_{k+1} t + \phi_{k+1} \\
B &= 2\pi f_k t + \phi_k \\
f_k &= k/T_d
\end{aligned}
\tag{2.2.6}$$

であるから、

$$\begin{aligned}
\frac{A - B}{2} &= \frac{(2\pi f_{k+1} t + \phi_{k+1}) - (2\pi f_k t + \phi_k)}{2} \\
&= \frac{2\pi (f_{k+1} - f_k) t + \phi_{k+1} - \phi_k}{2} \\
&= \frac{2\pi (1/T_d) t + \Delta\phi_k}{2} \\
&= \frac{\pi}{T_d} \left(t + \frac{\Delta\phi_k}{2\pi} T_d \right)
\end{aligned}
\tag{2.2.7}$$

である。ここで、 T_d :地震動の継続時間である。よって、合成波の包絡線は周期 $2T_d$ 、振幅 $2X_k$ の正弦曲線で、最大点 T_x は $-\Delta\phi_k T_d / 2\pi$ である。すなわち、

$$\frac{T_x}{T_d} = \frac{\Delta\phi_k}{-2\pi}
\tag{2.2.8}$$

が成り立つ。すなわち、左辺で示される時刻歴波形における合成波の包絡線の最大点の相対的な位置と、右辺で示されるフーリエ位相差分スペクトルにおける位相差分 $\Delta\phi_k$ の相対的な出現位置が一致することになる。

各強震記録のフーリエ位相差分スペクトルを図2.2.4に示す。用いた加速度記録データ数 N は1024であるので、フーリエ位相差分は $N/2-2=510$ 個である。図は、0 から -2π までを32等分した区間における頻度分布図であり、低次の102個と高次の408個を区別して示している。低次側が長周期成分を示し、高次側が短周期成分を示すが、その境界は振動5.0Hz、周期0.20secに相当する。

総数510個に関するフーリエ位相差分スペクトルの形状は、加速度時刻歴波形の形状と概ね似ている。東北大学 NSのみ扁平型であり、その他の4波では明確な頂点がある。5つの区間（幅 $5/32 \cdot 2\pi$ ）におけるフーリエ位相差分の最大出現率は、大きい順に、神戸海洋気象台 NSで42.9%、El Centro NSで38.2%、Taft EWで30.8%、八戸 EWで28.8%、東北大学 NSで19.0%である。

フーリエ位相差分スペクトルの形状は、加速度時刻歴波形の形状と概ね似ていると言えるが、厳密に言えば、神戸海洋気象台 NSではフーリエ位相差分スペクトルの方が裾野の広がりが高く、逆に、El Centro NSやTaft EWではフーリエ位相差分スペクトルの方が頂点付近の頻度の集中が顕著である。そのため、直下型地震である神戸海洋気象台 NSが最も尖頭型であるが、直下型地震ではないEl Centro NSでもそれと大差のない尖頭型である。フーリエ位相差分スペクトルの形状により、直下型か、海洋型地震であるか、を判別するのは困難である。El Centro NSやTaft EWでは、短周期成分の寄与によって、フーリエ位相差分スペクトルの頂点付近への頻度の集中が顕著になっている。

(3) 模擬地震動の作成方法

作成しようとする模擬地震動の加速度時刻歴を、離散値 x_m ($m=0, 1, 2, \dots, N-1$) によって表すとする。ここで、 N は等間隔な離散値データの総数であり、離散値の時間間隔を Δt とすれば、地震動の継続時間は $T_d = N\Delta t$ である。

この離散値データに対する複素フーリエ係数を C_k とすれば、 C_k は x_m のフーリエ変換

$$C_k = \frac{1}{N} \sum_{m=0}^{N-1} x_m e^{-i(2\pi km/N)} \quad (k=0, 1, 2, \dots, N-1) \quad (2.2.9)$$

によって求められ、 x_m は C_k のフーリエ逆変換

$$x_m = \sum_{k=0}^{N-1} C_k e^{i(2\pi km/N)} \quad (m=0, 1, 2, \dots, N-1) \quad (2.2.10)$$

によって定められる。ここに k は、式2.2.9によって x_m を成分波に分解した時の次数であり、 k 次 ($k=1, 2, \dots, N/2$) 成分の振動周期 T_k は、

$$T_k = T_d/k \quad (k=1, 2, \dots, N/2) \quad (2.2.11)$$

と表される。 k 次 ($k=1, 2, \dots, N/2$) 成分の振幅を X_k 、位相角を ϕ_k とすれば、

$$C_k = \frac{1}{2} X_k (\cos \phi_k + i \sin \phi_k) \quad (k=1, 2, \dots, N/2) \quad (2.2.12)$$

で表される。ただし、 $\phi_{N/2}=0$ である。

フーリエ振幅スペクトルを F_k ($k=1, 2, \dots, N/2$) で表せば、 F_k は X_k に継続時間の1/2を掛けたもの、

$$F_k = X_k \frac{T_d}{2} \quad (k=1, 2, \dots, N/2) \quad (2.2.13)$$

であり、

$$C_k = \frac{F_k}{T_d} (\cos \phi_k + i \sin \phi_k) \quad (k=1, 2, \dots, N/2) \quad (2.2.14)$$

と表される。

0 次の成分は振動とは無関係であるので、 $C_0=0$ とする。また、 C_k の共役複素数を C_k^* と表せば、

$$C_{N-k} = C_k^* \quad (k=0, 1, 2, \dots, N/2-1) \quad (2.2.15)$$

である。

したがって、フーリエ振幅スペクトル F_k ($k=1, 2, \dots, N/2$) と、フーリエ位相スペクトル ϕ_k ($k=1, 2, \dots, N/2$) により、複素フーリエ係数 C_k ($k=0, 1, 2, \dots, N-1$) が定まり、これをフーリエ逆変換することにより、模擬地震動の加速度時刻歴 x_m ($m=0, 1, 2, \dots, N-1$) が求められる。

フーリエ逆変換により得られる加速度時刻歴の応答スペクトルが、目標応答スペクトルと適合するよう逐次計算を行う。

まず、この加速度時刻歴による減衰5.0%の加速度応答スペクトル $(S_a)_{k(h=0.05)}$ を計算し、これと目標加速度応答スペクトルとの違いを表す比率 r_k を式2.2.16により求める。

$$r_k = \frac{(S_a)_{k(h=0.05)}}{(S_a)_{k(h=0.05)}} \quad (k=1, 2, \dots, N/2) \quad (2.2.16)$$

次に、フーリエ振幅スペクトルを

$$r_k F_k \rightarrow F_k \quad (k=1, 2, \dots, N/2) \tag{2.2.17}$$

に修正し、新たなフーリエ逆変換により、加速度時刻歴を得る。得られた時刻歴の加速度応答スペクトルと目標応答スペクトルとが、十分な精度で一致するまで計算を繰り返す。収束の判定は、式 2.2.18による、比率によって表した誤差の2乗平均 ε とする。

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^{N/2} (1 - r_k)^2}{N/2}} \tag{2.2.18}$$

(4) 模擬地震動の作成結果

模擬地震動を作成する際に、逐次計算の最初に用いるフーリエ振幅スペクトルは、観測地震波それぞれの原スペクトルとする。すなわち、例えば、El Centro NS のフーリエ位相スペクトルを有する4個の模擬地震動を作成する際には、それぞれについて、El Centro NS のフーリエ振幅スペクトルを逐次計算の1回目に用いる。また、逐次計算の繰り返しは、すべての模擬地震動の作成において、5回で打ち切る。逐次計算回数を揃えることにより、目標加速度応答スペクトルをパラメータとする4個の模擬地震動については、目標スペクトル値が同一である長周期成分の振幅がほぼ等しくなる。5回で打ち切ることにより、誤差の2乗平均は4.0～26%であるが、応答スペクトルの概形は目標応答スペクトルに十分近いものが得られている。

5種類のフーリエ位相スペクトルと4種類の目標応答スペクトルの組み合わせで作成した計20個の模擬地震動の最大加速度、最大速度を表2.2.3に、加速度時刻歴波形および加速度応答スペクトルを図2.2.5に示す。

表2.2.3 模擬地震動の最大加速度、最大速度

		目標加速度応答スペクトル			
		Sa1	Sa2	Sa3	Sa4
位 相 角 特 性	ens	0.784 (6.86)	0.664 (4.43)	0.534 (2.94)	0.485 (2.14)
	hew	0.559 (6.80)	0.505 (4.30)	0.469 (2.82)	0.420 (1.98)
	kns	0.556 (7.89)	0.508 (5.13)	0.453 (3.57)	0.446 (2.75)
	tew	0.668 (8.26)	0.616 (5.66)	0.546 (3.73)	0.494 (2.73)
	tns	0.550 (6.60)	0.506 (3.81)	0.458 (2.86)	0.415 (2.25)

()外：最大速度 m/sec、()内：最大加速度 m/sec²

参考文献

2.2.1) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門、鹿島出版会、299pp.、1994年5月。
2.1.2) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説1993年6月改訂版、512pp.、1993年6月。
2.1.3) 梅村魁：鉄筋コンクリート造建物の動的設計法、技報堂。
2.1.4) N.M. Newmark and E. Rosenblueth, “Fundamentals of Earthquake Engineering”, Prentice Hall.

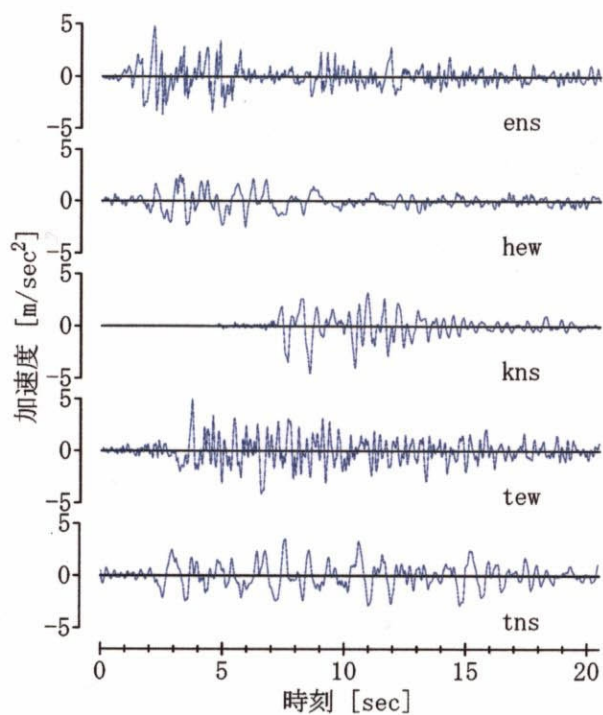


図2.2.1 強震記録の加速度時刻歴

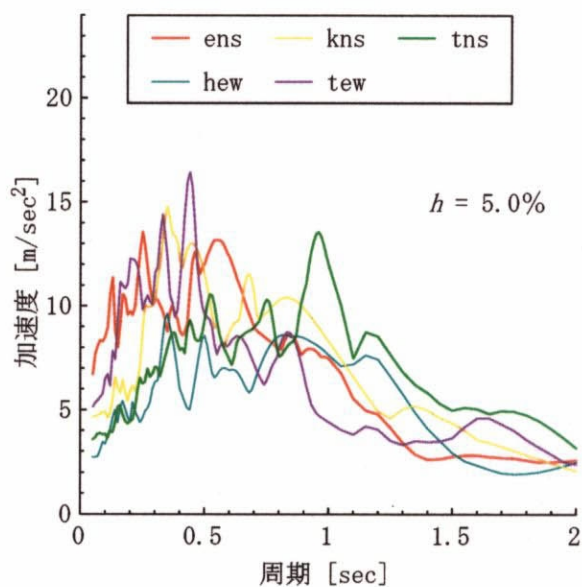


図2.2.2 強震記録の加速度応答スペクトル

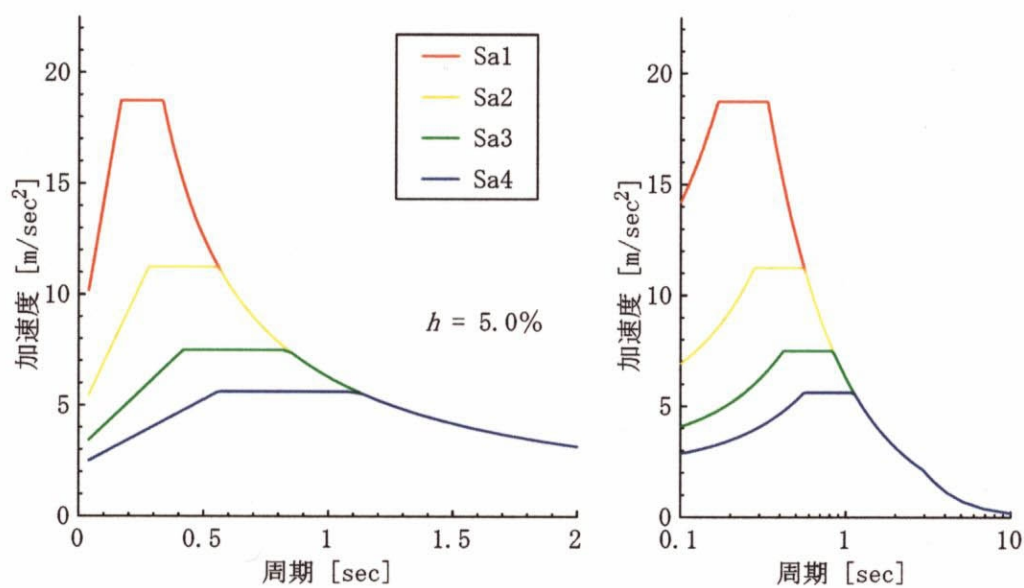
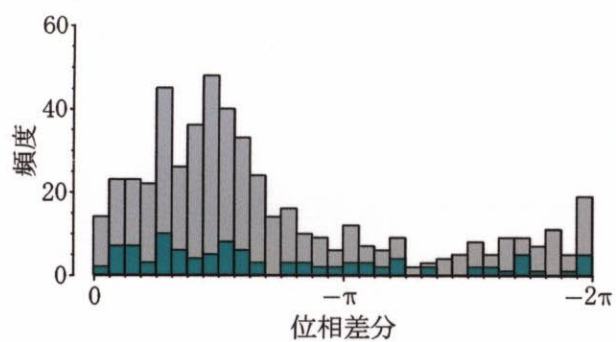
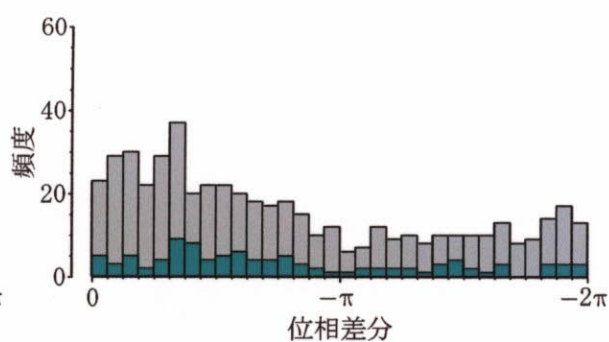


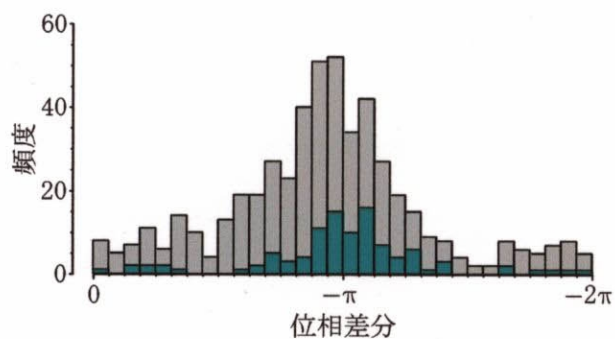
図2.2.3 目標加速度応答スペクトル



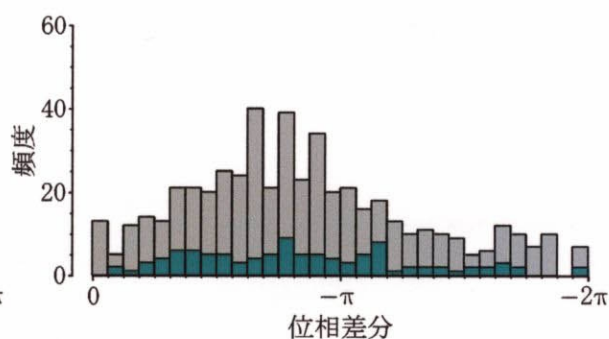
(1) El Centro NS (1940)



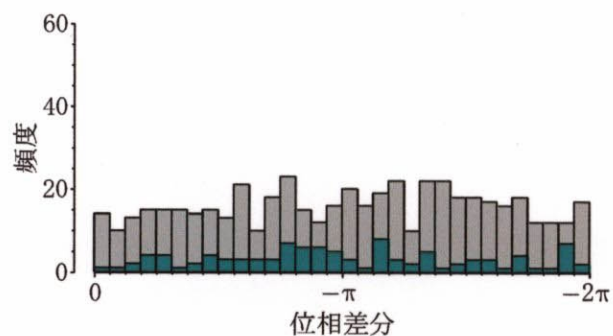
(2) 八戸 EW (1968)



(3) 神戸海洋気象台 NS (1995)



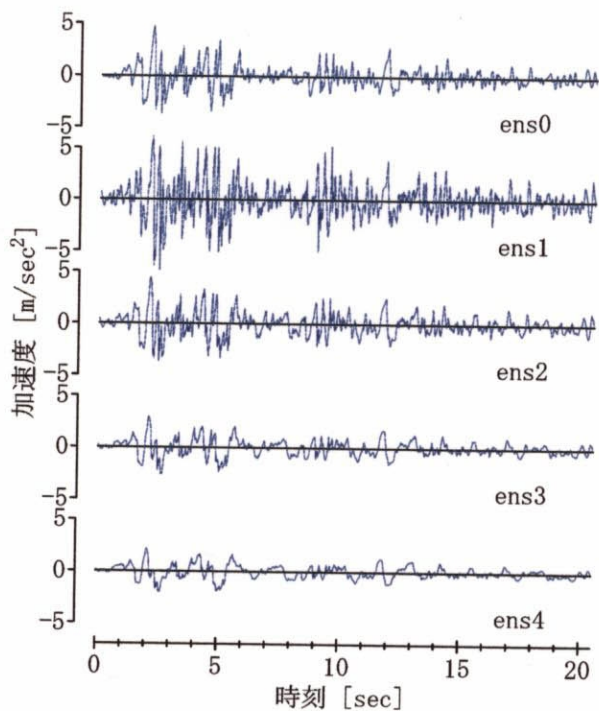
(4) Taft EW (1952)



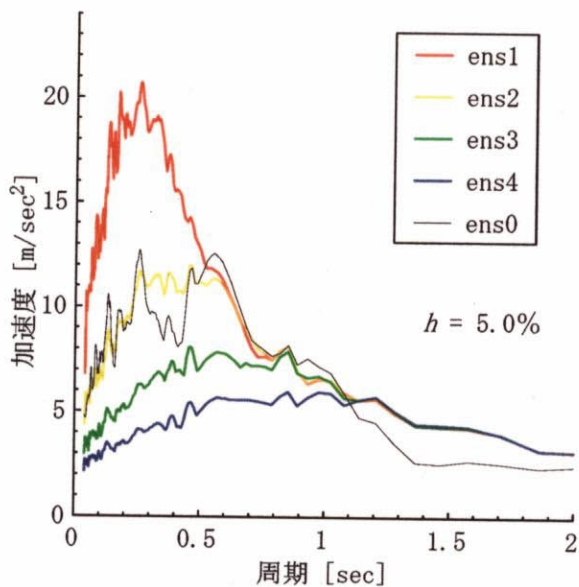
(5) 東北大学 NS (1978)

■ : 短周期成分
■ : 長周期成分

図2.2.4 強震記録のフーリエ位相差分スペクトル

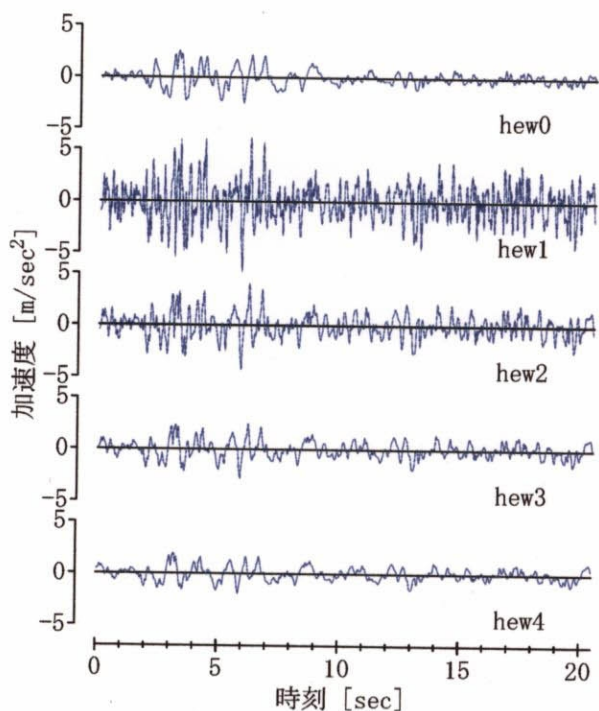


(1a) 加速度時刻歴

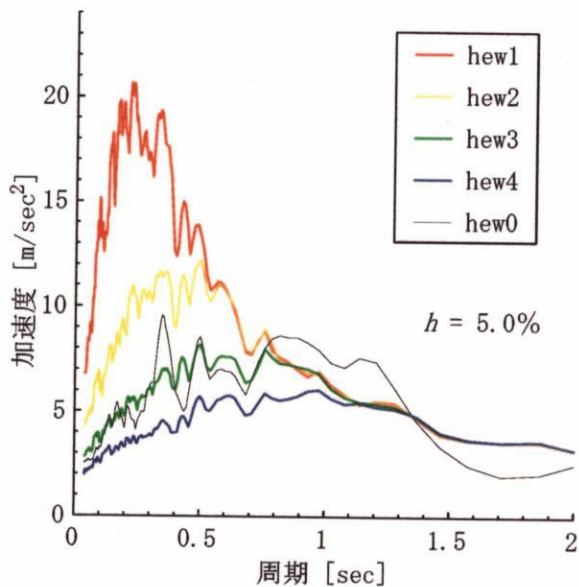


(1b) 加速度応答スペクトル

(1) El Centro NS (1940) (ens)



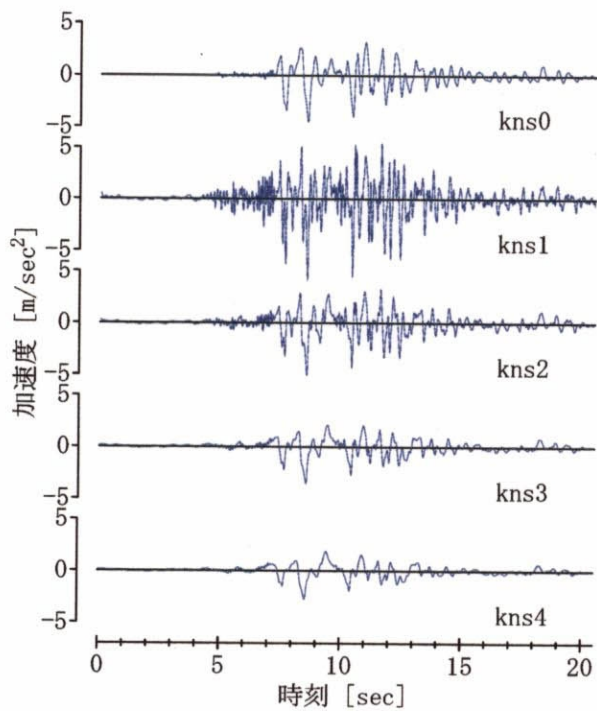
(2a) 加速度時刻歴



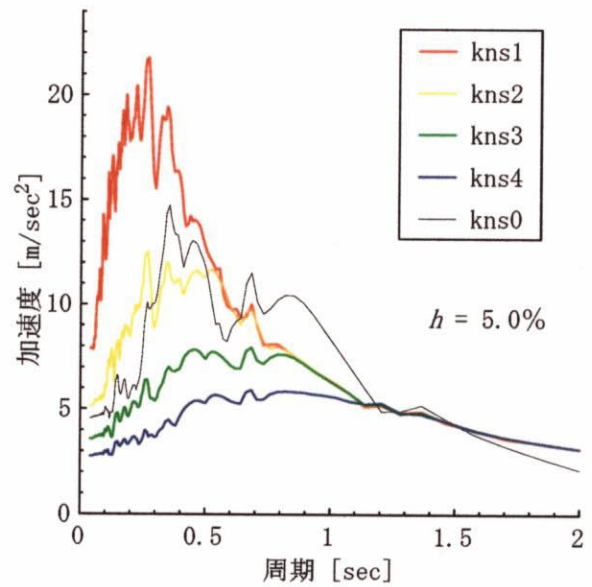
(2b) 加速度応答スペクトル

(2) 八戸 EW (1968) (hew)

図2.2.5 模擬地震動の加速度時刻歴・加速度応答スペクトル (その1)

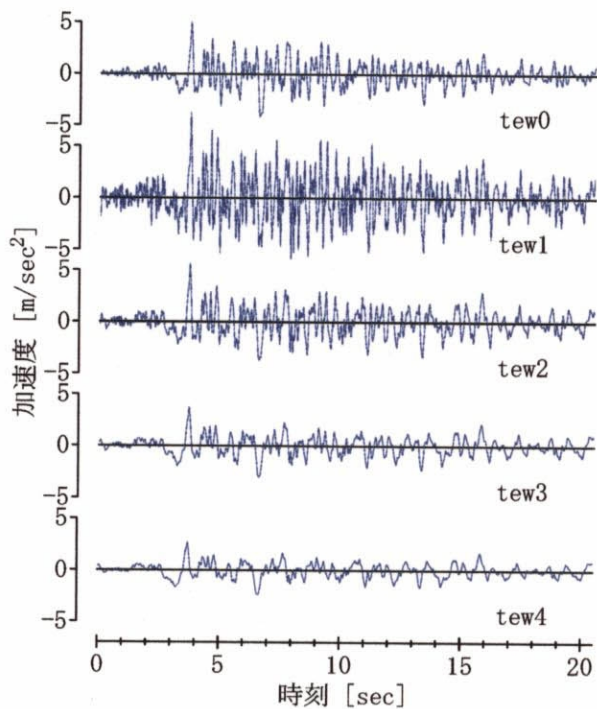


(3a) 加速度時刻歴

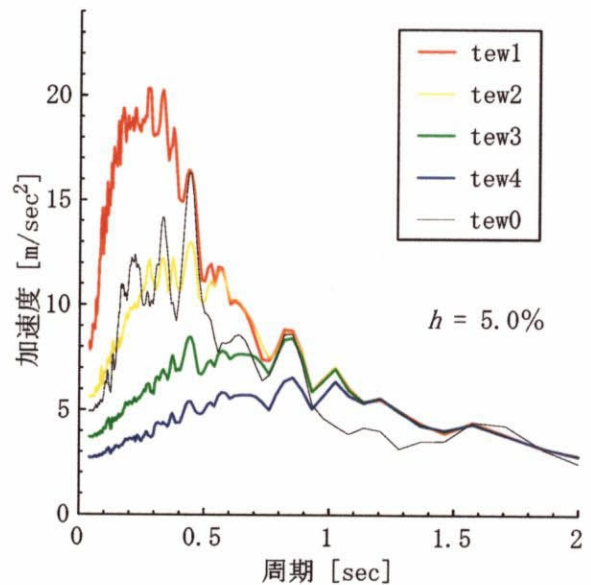


(3b) 加速度応答スペクトル

(3) 神戸海洋気象台 NS (1995) (kns)



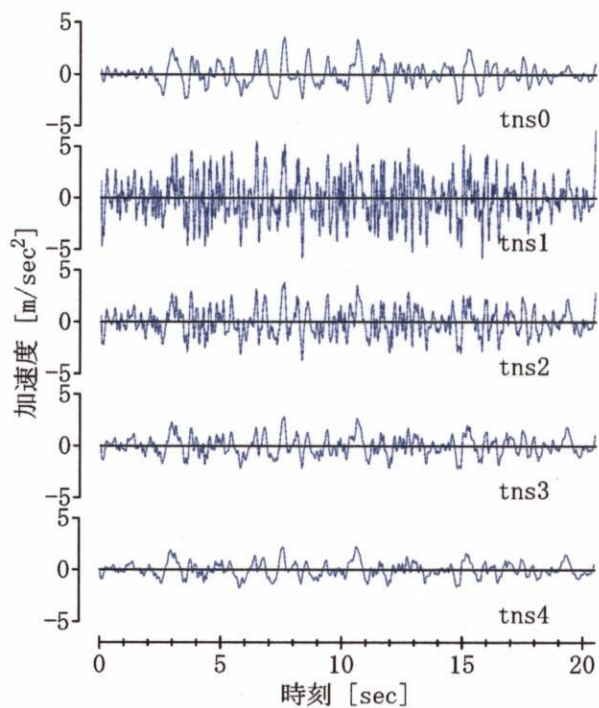
(4a) 加速度時刻歴



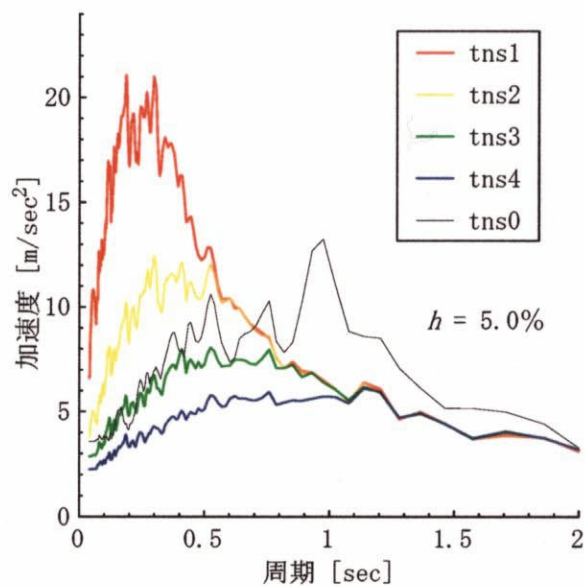
(4b) 加速度応答スペクトル

(4) Taft EW (1952) (tew)

図2.2.5 模擬地震動の加速度時刻歴・加速度応答スペクトル (その2)



(5a) 加速度時刻歴



(5b) 加速度応答スペクトル

(5) 東北大学 NS (1978) (tns)

図2.2.5 模擬地震動の加速度時刻歴・加速度応答スペクトル (その3)