

3.2.9 脆性破壊する構造物の解析手法の開発

目次

(1) 業務の内容

- (a) 業務題目
- (b) 担当者
- (c) 業務の目的
- (d) 3ヵ年の年次実施計画
- (e) 平成16年度業務目的

(2) 平成16年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の実施方法
 - 1) 柱モデルの構成
 - 2) 構成則
 - 3) 提案モデルの静的実験結果による検証
 - 4) 振動実験試験体の静的解析
 - 5) 振動実験試験体の動的解析
- (c) 業務の成果
 - 1) 静的実験の解析結果
 - 2) 振動実験試験体の静的解析結果
 - 3) 振動台実験の動的解析結果
 - 4) 解析プログラム
- (d) 結論ならびに今後の課題
- (e) 引用文献
- (f) 成果の論文発表・口頭発表等
- (g) 特許出願、ソフトウェア開発、仕様・標準等の策定

(3) 平成14～16年度業務のまとめ

(1) 業務の内容

(a) 業務題目

鉄筋コンクリート建物の三次元動的破壊実験に関わる予備解析システムの開発：
脆性破壊する構造物の解析手法の開発

(b) 担当者

所属機関	役職	氏名	メールアドレス
東京大学 地震研究所	教授	壁谷澤 寿海	kabe@eri.u-tokyo.ac.jp
防災科学技術研究所	研究員	松森 泰造	taizo@bosai.go.jp
東京大学 地震研究所	助手	真田 靖士	ysanada@eri.u-tokyo.ac.jp
	大学院生	金 裕錫	yskim@eri.u-tokyo.ac.jp
	大学院生	松井 智哉	matsui@eri.u-tokyo.ac.jp
	大学院生	ウサレム ハッサン	oushas@eri.u-tokyo.ac.jp
	大学院生	壁谷澤 寿一	tosikazu@eri.u-tokyo.ac.jp
	大学院生	金 鎮坤	jingon@eri.u-tokyo.ac.jp
	大学院生	村瀬 正樹	masaki@eri.u-tokyo.ac.jp

(c) 業務の目的

脆性破壊する立体フレーム構造の動的実験を対象とする解析システムの開発と検証を行う。

- 1) 脆性部材を含む立体フレーム構造の動的解析の解析手法を開発し、解析プログラムを作成する。
- 2) 立体壁フレーム構造の縮小モデルの予備震動実験を行う（防災科研と共同実施）。
- 3) E-Defense で実施される実大三次元震動実験の試験体の設計と予備解析を行う。

(d) 5 ヶ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）

1) 平成14年度：

平成14年度は、(a) 水平外力の等価高さを変化させた壁単体モデルの実験、(b) 耐力劣化型壁部材モデルの開発、(c) 耐力劣化型柱部材モデルの開発と既往の震動実験の解析、の実施を計画し、ほぼ計画通り実施して以下の成果を得た。

動的試験により耐震壁は、静的な試験、既往の評価式よりも歪速度により強度は上昇するが、やや小さい変形能力になることを明らかにした。これは入力に依存する多数回の繰り返しによる耐力劣化の影響であると考えられる。耐力劣化の影響を反映した耐震壁のモデルを解析コード化して、実験結果により検証した。解析モデルは概ね実験を再現しうることを確認した。また、柱の耐力劣化型モデルも開発して、既往の震動実験により検証した。解析に関しては15年度から16年度まで精度向上、検証を継続した。

2) 平成15年度：

平成15年度は、(a) 異なる入力地震動を受ける偏心壁フレーム構造の震動実験、(b) 震動実験の予備解析、(c) 震動実験の結果の整理と解析、(d) 耐震壁を含む立体フレーム構造の解析プログラムの開発、(e) 三次元震動実験実大試験体の設計と予備解析、の実施を計画し、ほぼ計画通り実施して以下の成果を得た。

異なる入力地震動を受ける偏心壁フレーム構造の震動実験により、構造物の崩壊には総入力（履歴消費）エネルギーよりも最大応答変形が支配的であることを明らかにした。安定領域に関して

は予備解析でほぼ予測したとおりの応答が得られて、既往の解析手法で応答挙動は再現可能であることを検証した。柱の応力測定手法を試み、非対称応力を受ける3軸ロードセルの問題点を明らかにし、変位測定による応急対処法と検定結果も示した。

3) 平成16年度：

平成16年度は、(a) 壁フレーム構造実大実験縮小モデルの震動実験（防災科研）、(b) 偏心壁フレーム構造の震動実験の詳細解析、(c) 耐力劣化型柱・耐震壁モデルの汎用解析プログラム化、(d) 三次元震動実験実大試験体の設計と予備解析、(e) 偏心構造物の応答推定、(f) 柱部材の終局限界変形の推定、の実施を計画し、ほぼ計画通り実施して以下の成果を得た。

偏心構造物試験体の解析を基本にして、特性の異なる偏心構造物の解析を行い、塑性化による振れ応答のモード形に関する一般的な推移過程を明らかにした。この性質を利用した等価線形化手法を提案して、応答推定法があらゆる場合に有効であることを検証した。

耐力劣化型モデルを用いて耐震壁を含む構造物（壁フレーム構造）の解析を行い、耐力劣化に起因する耐震壁への変形集中により、層降伏に至る壁フレーム構造の応答特性、それを反映した耐震性能評価手法（耐震診断の評価式）を検討した。

柱の耐力劣化型モデルを震動実験、柱の静的実験結果に適用し、他のモデルによる解析結果と比較した。耐力劣化に伴う現象はこのモデルによってのみ再現可能であることを示した。

実大試験体の計画は詳細が未定であったので、試験体の解析は準備段階にある。試験体の詳細計画、詳細設計、入力計画の準備と進行状況に応じて詳細解析を適宜試行しうる手法を完成させた。

本報告書では主に耐力劣化型柱モデルによる解析手法の詳細と検証結果についてまとめた。

(e) 平成16年度業務目的

- 1) 偏心壁フレーム構造の解析
- 2) 耐震壁を含む立体フレーム構造の解析プログラムの開発
- 3) 三次元震動実験実大試験体の設計と予備解析

(2) 平成 16 年度の成果

(a) 業務の要約

地震動を受ける鉄筋コンクリート柱の降伏後塑性化に伴う耐力劣化および破壊過程を評価しうる部材モデルの開発を主な目的とする。変形で定義される建物の耐震性能の評価は耐震設計において主なキーワードになっており、数多くの実験的、解析的研究が行われている。以前の研究に比べ、これらの研究は部材の降伏後の挙動を重視し、降伏後から耐力劣化を経て破壊に至るまでの過程解明が重要な目的の一つである。特に、せん断補強筋が少ない柱はもとよりせん断補強筋が十分な曲げ降伏型であっても大変形域では破壊に至る前にせん断補強筋の降伏、コンクリートの 2 軸応力の影響、曲げ－せん断－軸力の複雑な応力状態により耐力低下が生じており、その耐力劣化はせん断補強筋量や軸力によって主に左右されるのが既往の実験的研究から確認されてきた。したがって耐力劣化メカニズムの解明を目的とする解析的研究においてはせん断補強筋効果のモデル化が重要な課題である。その結果、せん断補強筋効果による耐力低下および曲げ－せん断－軸力の相互作用メカニズムを対象とする解析モデルが提案されてきたが、これらの解析モデルは部材レベル（力－変形関係）の実験データベースに基づくマクロモデルとコンクリートおよび鉄筋のような材料レベル（応力－歪関係）の実験結果に基づく FEM (Finite Element Method) によるものに大別される。本研究では両モデルの長所や短所を明確にした上、その間に位置付けられる柱部材の解析モデルを提案する。

せん断補強筋が少ないせん断破壊型柱の静的繰り返し実験結果による本提案モデルの検証を行い、提案モデルにより各試験体の耐力劣化傾向が再現できるのを示す。また、実験結果と解析結果との対応関係を各試験体の破壊モードの違いから考察し、提案モデルの限界を明らかにする。なお、本モデルの特徴や既往の部材モデルの耐力劣化に関する限界を調べる目的で材端ばねモデル、ファイバーモデルそして提案モデルによる 3 次元動的解析を行う。各モデルの特徴を部材剛性マトリックスの各軸および N-M-V（軸－曲げ－せん断）coupling 状態から示し、その限界を明らかにする。無補強試験体が崩壊した入力に対しては本提案モデルによる解析結果のみが耐力劣化現象を再現しているのを確認する。

(b) 業務の実施方法

鉄筋コンクリート柱の耐力劣化型マクロ部材モデルを開発し、提案する。鉄筋コンクリート造の柱は曲げ降伏型であっても、特に大変形域では、せん断補強筋の降伏、コンクリートの 2 軸応力の影響などにより耐力劣化が生じる。本研究で提案する部材モデルでは、このような現象を 2 軸応力下での材料レベルの構成則を反映してマクロ的にモデル化したものである。本提案モデルの特徴としてはコンクリートおよび鉄筋の応力－歪関係に基づいているにもかかわらず、本格的な FEM に比べ計算上経済的であることがあげられる。

1) 柱モデルの構成

剛域を除いた長さ L_0 、全せい D を持つ柱部材モデルを図 1 に示す。通常、柱部材は線材として材軸の両端に 2 つの節点①、②（図 1 (a)）を設けてモデル化するのが一般的であるが、本研究では塑性ヒンジ長さである両端から αL_0 離れた位置に内部節点③、④を設けて一本の柱を 3 本の線材 (1) (2) (3) に分割する（図 1 (b)）。ここで、本研究では塑性ヒンジ長さ αL_0 として柱の全せい D を用いた。さらに 2 つの節点を持つ各線材を 4 節点面材に変換する（図 1 (c)）。以下に部材の剛性マトリックスの作成方法、線材から面材への変換および最小解析単位である面材の解析

手法について詳説する。

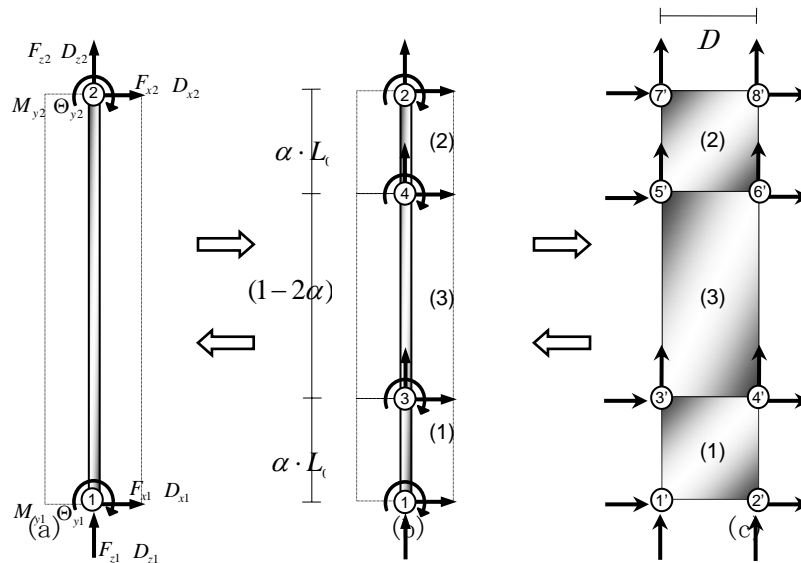


図 1 提案モデルの概念図

a) 線材の分割および合成

図 2(a)に各線材の節点での力と変形を示す。各部材の力と変形を式で表すと式 1 から式 3 になる。ここで、下付きおよび上付き文字が表しているのはそれぞれ節点と線材の番号である。

$$\{\Delta F^{(1)}\} = \begin{Bmatrix} \Delta f_1^{(1)} \\ \Delta f_3^{(1)} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11}^{(1)} & k_{13}^{(1)} \\ \text{sym.} & k_{33}^{(1)} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \Delta d_1^{(1)} \\ \Delta d_3^{(1)} \end{Bmatrix} = [K^{(1)}] \cdot \{\Delta D^{(1)}\} \quad \text{式 1}$$

$$\{\Delta F^{(2)}\} = \begin{Bmatrix} \Delta f_4^{(2)} \\ \Delta f_2^{(2)} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{44}^{(2)} & k_{42}^{(2)} \\ \text{sym.} & k_{22}^{(2)} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \Delta d_4^{(2)} \\ \Delta d_2^{(2)} \end{Bmatrix} = [K^{(2)}] \cdot \{\Delta D^{(2)}\} \quad \text{式 2}$$

$$\{\Delta F^{(3)}\} = \begin{Bmatrix} \Delta f_3^{(3)} \\ \Delta f_4^{(3)} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{33}^{(3)} & k_{34}^{(3)} \\ \text{sym.} & k_{44}^{(3)} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \Delta d_3^{(3)} \\ \Delta d_4^{(3)} \end{Bmatrix} = [K^{(3)}] \cdot \{\Delta D^{(3)}\} \quad \text{式 3}$$

$$\text{ここで、} \{\Delta f_n^{(m)}\} = \{\Delta f_{xn}^{(m)}, \Delta f_{zn}^{(m)}, \Delta f_{yn}^{(m)}\}^T \quad \text{式 4}$$

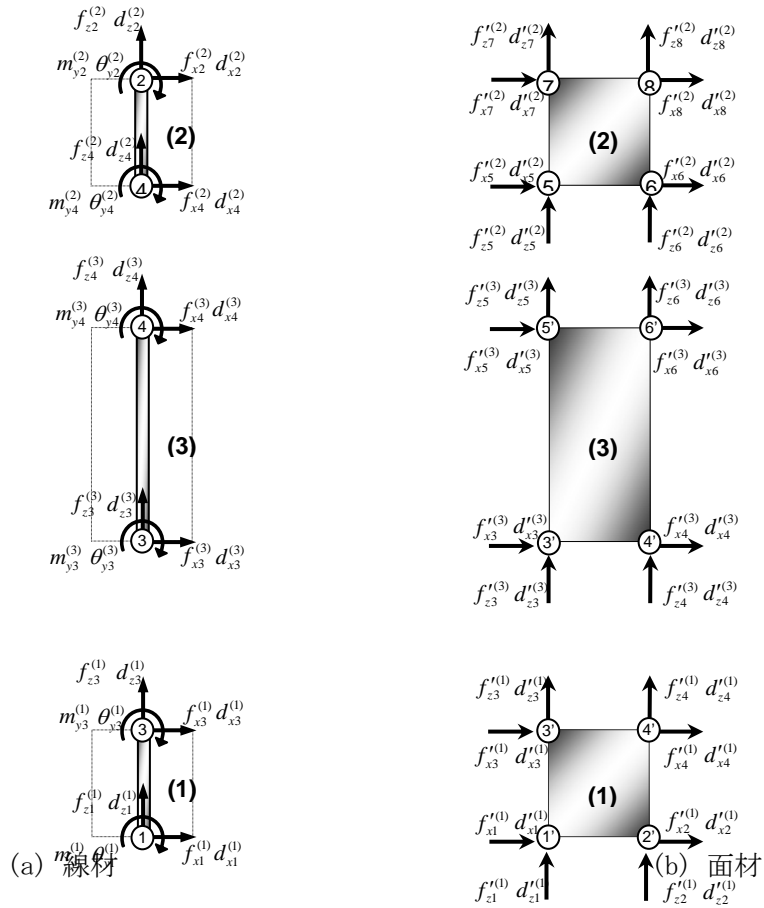


図 2 各部材の力と変形

$$\{\Delta d_n^{(m)}\} = \{\Delta d_{x_n}^{(m)}, \Delta d_{z_n}^{(m)}, \Delta d_{y_n}^{(m)}\}^T \quad \text{式 5}$$

$$\{\Delta \hat{F}\} = \begin{Bmatrix} \{\Delta F_1\} \\ \{\Delta F_3\} \\ \{\Delta F_4\} \\ \{\Delta F_2\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [k_{11}^{(1)}] & [k_{13}^{(1)}] & 0 & 0 \\ [k_{33}^{(1)}] + [k_{33}^{(3)}] & [k_{34}^{(3)}] & 0 & 0 \\ [k_{44}^{(3)}] + [k_{22}^{(2)}] & [k_{24}^{(2)}] & 0 & 0 \\ sym. & [k_{22}^{(2)}] & [k_{22}^{(2)}] & [k_{22}^{(2)}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\Delta D_1\} \\ \{\Delta D_3\} \\ \{\Delta D_4\} \\ \{\Delta D_2\} \end{Bmatrix} = [\hat{K}] \cdot \{\hat{D}\} \quad \text{式 6}$$

これらの関係から 1 本の柱部材の剛性マトリックスを求めるために Direct Stiffness Method を用いる。つまり、節点 1, 2, 3, 4 での力の釣り合い条件および変位の適合条件を考慮して 3 つの線材に対する剛性マトリックスを合成すると式 6 になる。さらに式 6 を外部節点 (1, 2) と内部節点 (3, 4) の関係で表すと式 7 になる。ここで内部節点 3 と 4 で与えられる外力が 0 であることから Static condensation method を用いることが出来る。したがって式 8 を式 7 に代入し、内部節点変位に対して表すと式 9 になる。最後に式 9 を式 7 に代入し、外部節点のみの関係で縮約すると柱部材の剛性マトリックス、 $[K_{ele.}]$ が得られる (式 11)。

$$\begin{Bmatrix} \{\Delta F_e\} \\ \{\Delta F_i\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [K_{ee}] & [K_{ei}] \\ [K_{ie}] & [K_{ii}] \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \{\Delta D_e\} \\ \{\Delta D_i\} \end{Bmatrix} \quad \text{式 7}$$

$$\{\Delta F_i\} = 0 \quad \text{式 8}$$

$$\{\Delta D_i\} = [K_{ii}]^{-1} \cdot (\{\Delta F_i\} - [K_{ie}]\{\Delta D_e\}) \quad \text{式 9}$$

$$\{\Delta F_{ele.}\} = [K_{ele.}]\{\Delta D_{ele.}\} \quad \text{式 10}$$

$$\begin{aligned} \text{ここで、} \quad \{\Delta F_{ele.}\} &= \{\Delta F_e\} - [K_{ei}] \cdot [K_{ii}]^{-1} \cdot \{\Delta F_i\} \\ [K_{ele.}] &= ([K_{ei}] - [K_{ei}] \cdot [K_{ii}]^{-1} \cdot [K_{ie}]) \end{aligned} \quad \text{式 11}$$

下付き文字 e と i はそれぞれ外部 (external) と内部 (internal) を表している。以上の内容は 3 本の線材に対する剛性マトリクスを Direct stiffness method に基づいて合成し、またそれを Static condensation method を用いて縮約することによって部材剛性マトリクスを求める過程である。ここで、内部節点での外力が 0 であることは第 1 収束計算を必要とする条件となる。

b) 線材と面材の関係

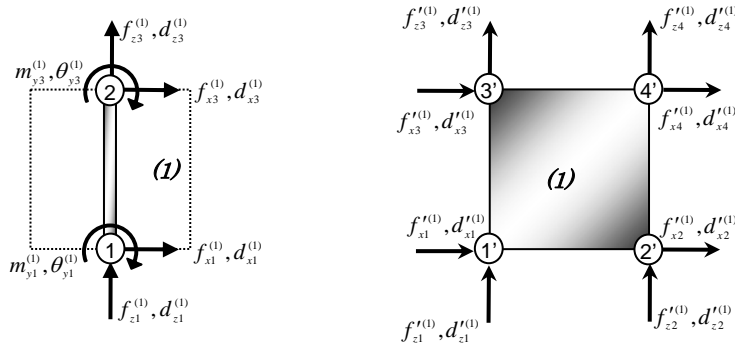


図 3 線材と面材の関係

図 2 (a)、(b)の(1)番要素を取り出したのが

図 3である。線材と面材の変位関係は平面保持仮定と部材軸直交方向の応力が 0 であるという 2 つの仮定に基づいて式 12、式 13 で表すことができる。ここで、節点 1', 2' (または 3', 4') の x 方向変位成分が同じであることが解析手法の第 2 収束計算の条件となる。

$$\left. \begin{aligned} d'_{x1} &= d_{x1}^{(1)}, & d'_{x2} &= d_{x1}^{(1)} \\ d'_{x3} &= d_{x3}^{(1)}, & d'_{x4} &= d_{x3}^{(1)} \end{aligned} \right\} \quad \text{式 12}$$

$$\left. \begin{aligned} d'_{z1} &= d_{z1}^{(1)} + (D/2) \cdot \theta_{y1}^{(1)}, & d'_{z2} &= d_{z1}^{(1)} - (D/2) \cdot \theta_{y1}^{(1)} \\ d'_{z3} &= d_{z3}^{(1)} + (D/2) \cdot \theta_{y3}^{(1)}, & d'_{z4} &= d_{z3}^{(1)} - (D/2) \cdot \theta_{y3}^{(1)} \end{aligned} \right\} \quad \text{式 13}$$

$$\{D^{(1)}\}^T = [T_{8 \times 6}^{(1)}] \cdot \{D^{(1)}\}^T \quad \text{式 14}$$

c) 面材の構成方程式

本提案モデルの最小解析単位は面材であり、面材を構成する要素の応力-歪関係に基づいている。本研究で用いる面材の要素は 4 節点アイソパラメトリック要素であり、要素の形状を表す関数と要素内の変形を表す関数が同一である特徴を持っている。アイソパラメトリック要素の剛性

マトリックス誘導公式は有限要素法に関する文献4)で参照することができる。通常の線形アイソパラメトリック要素は要素内の変位と要素境界で連続性を保つ適合条件を満足しており、変位分布が線形的である。しかし、実際の面内の曲げ変形は線形的ではないので4節点アイソパラメトリック要素の変形分布に2次項を追加することによって、面内曲げ変形の変位分布を表すことができる。上記した適合条件を満足する通常の要素に対し（適合要素）、これを非適合要素という。陳⁵⁾は適合要素および非適合要素の特徴を検討し、比較した結果を示している。本研究でも柱に生じる曲げ変形を考慮するため非適合要素を用いる。

面材を1つの4節点非適合アイソパラメトリック要素を用いてモデル化し、Gauss積分点の応力一ひずみ関係（式15）から数値積分（Gauss積分法）によって面材の構成方程式を求める。本モデルの面材の変位は線材から変換されるとき用いられた仮定によって材軸直交方向の変位が同じである（式12）。これにより面材の4節点の変位とGauss積分点歪の関係を表す歪-変位マトリクス、 $[B_{3 \times 8}]$ を用いても、式16のように $\Delta \varepsilon_x$ は常に0になるので直接 $\Delta \varepsilon_x$ を求めるのは不可能である。したがって、材軸直交方向（ x 方向）におけるコンクリート応力と鉄筋応力の釣り合い条件（式17）によって $\Delta \sigma_x$ が0であることから $\Delta \varepsilon_x$ を間接的に求めることができる（式18）。なお、 ρ_x は配筋率である。

$$\begin{Bmatrix} \Delta \sigma_x \\ \Delta \sigma_z \\ \Delta \tau_{xz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_x \\ \Delta \varepsilon_z \\ \Delta \gamma_{xz} \end{Bmatrix} \quad \text{式 15}$$

$$\{0, \Delta \varepsilon_z, \Delta \gamma_{xz}\}^T = [B_{3 \times 8}] \cdot \{\Delta D'\} \quad \text{式 16}$$

$$\Delta \sigma_x = \Delta \sigma_{x,con} + \rho_x \Delta \sigma_{x,hoop} = 0 \quad \text{式 17}$$

$$\Delta \varepsilon_x = -\frac{D_{12}}{D_{11}} \cdot \Delta \varepsilon_z - \frac{D_{13}}{D_{11}} \cdot \Delta \gamma_{xz} + \frac{\Delta \sigma_x}{D_{11}} \quad \text{式 18}$$

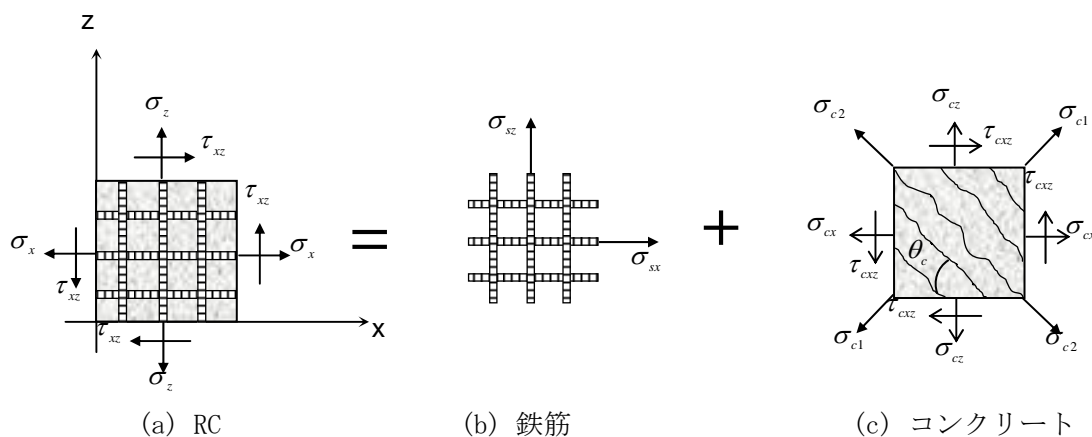


図4 RC要素の応力

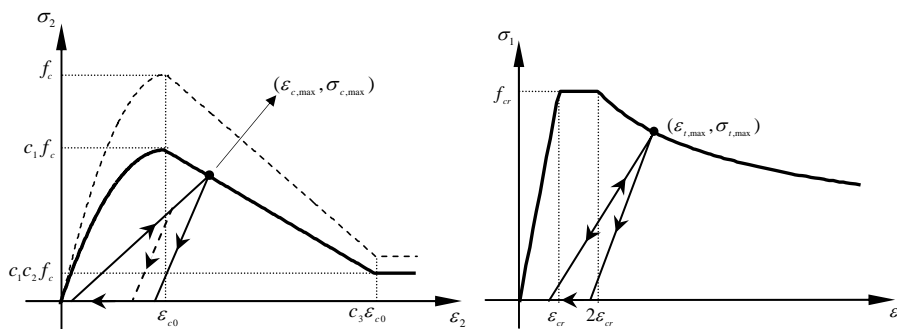
このようにして求めた歪から応力を算定する。コンクリート構造物の場合ひび割れモデルには分散ひび割れモデルと離散ひび割れモデルがあるが本研究では分散ひび割れモデルを対象にする。さらに分散ひび割れモデルでは固定ひび割れあるいは回転ひび割れモデルがよく使われているが、

本研究ではModified Compression Field Theory (MCFT) で代表される回転ひび割れモデルを用いる。図 4 に示すようにコンクリートの歪を $x-z$ 座標から回転するひび割れ角度 θ_c (式 19) による主歪 (主応力) 座標へ変換し、圧縮および引張り応力を求める。

$$\theta_c = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{\gamma_{xz}}{\varepsilon_x - \varepsilon_z} \right) \quad \text{式 19}$$

2) 構成則

鉄筋コンクリートのモデル化では鉄筋とコンクリートを分離し、それぞれの構成則に基づいて応力を定め、またそれを要素レベルで結合する方法が一般的であるが、鉄筋の存在によってコンクリートを鉄筋から完全に分離して考慮できない。つまり、無筋コンクリートはひび割れ発生後、引張応力が急激に落ちるのに対して鉄筋コンクリートはひび割れ発生後も引張応力を保っている。



(a) 圧縮モデル (softening effect) (b) 引張モデル (stiffening effect)

図 5 コンクリートの構成則⁵⁾

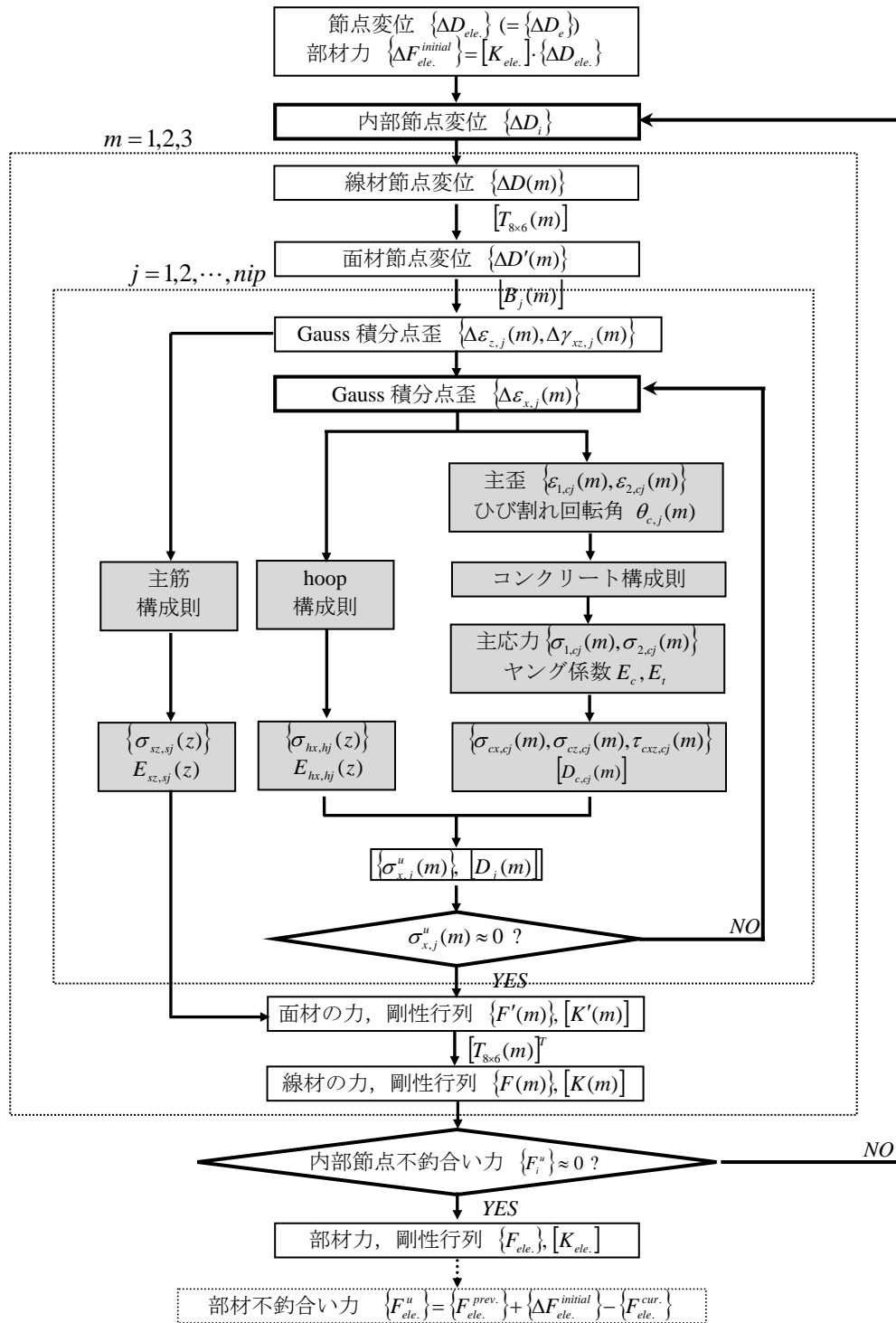
$$\sigma_2 = \begin{cases} c_1 f_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{c0}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{c0}} \right)^2 \right], & 0 \leq \varepsilon_2 < \varepsilon_{c0} \\ \frac{(c_2 - 1)}{(c_3 - 1)} \cdot \frac{c_1 \cdot f_c}{\varepsilon_{c0}} \cdot (\varepsilon_2 - \varepsilon_{c0}), & \varepsilon_{c0} \leq \varepsilon_2 < c_3 \varepsilon_{c0} \end{cases} \quad \text{式 20}$$

$$c_1 = 1.0 / (0.8 - 0.34 \varepsilon_1 / \varepsilon_{c0}) \quad \text{式 21}$$

$$\sigma_1 = f_{cr} (2 \varepsilon_{cr} / \varepsilon_1)^{0.4}, \quad \varepsilon_1 > 2 \varepsilon_{cr} \quad \text{式 22}$$

この現象をコンクリートの構成則に最初に反映したのが文献2)のコンクリートの引張側の tension stiffening model であり、本研究でもその効果をコンクリートの構成則で考慮している (図 5 (b))。図 5 に本研究で用いたコンクリートの圧縮および引張方向の構成則をそれぞれ示す。

コンクリートの構成則はスケルトンカーブと除荷および再荷ルールから構成される。圧縮側は横補強筋による拘束効果および引張歪によるコンクリート強度の軟化効果を考慮する必要がある。本研究では拘束効果モデルとしてはファイバーモデルで用いた修正 Kent-Park モデルを用い、圧縮強度の軟化効果は文献3)による式 21 を用いた。また、履歴ルールは文献5)6)に提案されたルールを用いた。鉄筋の構成則としては bilinear model、Ramberg-Osgood model 以外に鉄筋の抜け代効果を考慮したモデル (文献5) を用いることができる。



m : 線材または面材の部材番号、 j : Gauss 積分点番号、 nip : 積分点数

図 6 解析手順 (耐力劣化型柱モデル)

図 6 に部材レベルでの解析手順を示している。その前後の全体解析の手順は通常の剛性法と同様である。ここで提案している解析手順の特徴は内部節点の不釣り合い力および Gauss 積分点での x 方向残留応力の解除のため 2 つの内部イタレーションループを使用し、内部節点の増分変位と Gauss 積分点の増分歪を更新していくことである。両イタレーションループは $\{F_i^u\}$ 、 σ_x^u が事前に設定

した収束条件を満足するまで行う。

システム全体の不釣合い力の解除方法は特定しないが、次の外力ステップで解除する場合には、図 6の最後の関係から部材の不釣合い力を求める。図 6の灰色の部分、つまり歪から応力を求める過程は本研究で採択している回転ひび割れモデル以外のモデルも採用することができ、またコンクリートおよび鉄筋の構成則に関する更なる研究が必要である。

3) 提案モデルの静的実験結果による検証

耐力劣化型柱モデルの検証の目的で、過去実施されたせん断補強筋が少ないせん断破壊型柱の静的実験結果を対象に解析を行った。また、振動実験試験体の 1 階ピロティ構面の平面架構を対象に静的繰り返し解析を行い、その結果から提案モデルの解析モデルとしての適合性や耐力劣化現象の再現しうることを確認するとともに現段階でのモデルの限界を明らかにする。

なお、振動実験結果を対象に既往の部材モデル（材端ばねモデル、ファイバーモデル）を用いた解析結果と提案モデルによる解析結果との比較から既往の解析モデルの限界や本提案モデルの特徴に対する検討を行う。

a) せん断破壊柱の静的実験

既往の柱の静的実験結果¹⁾を対象に本提案モデルの解析モデルとしての妥当性を検討する。解析の対象とする柱は主筋量（12-D13）、せん断補強筋量（2-D6@75）および寸法は同じであり、コンクリート強度と軸力比は異なる試験体No. 4、No. 8、No. 12 の 3 体である。試験体は実大の 1/3 スケールで 300×300mmの正方形断面、高さは 900mmである。3 体の試験体ともにせん断補強筋比が 0.28%できわめて少ない柱であり、1970 年以前の設計を想定したものである。各試験体の材料特性や解析に用いた解析常数を表 1にまとめて示す。

表 1 材料特性

	f_c (MPa)	N_0 (σ_0) (KN)	c_3	F_{sx} (MPa)	F_{sz} (MPa)	ρ_{sx} (%)	ρ_{sz} (%)
No. 4	14.2	364 (0.28)	7.8	373	344	0.28	1.69
No. 8	18	486 (0.3)	6.5	373	344	0.28	1.69
No. 12	22	324 (0.16)	5.8	373	344	0.28	1.69

f_c : コンクリート強度、 N_0 : 軸力、 σ_0 : 軸力比、 c_3 : コンクリートの最大強度時の歪度と終局歪度の比（修正 Kent-Park モデル）、 F_{sx} 、 F_{sz} : せん断補強筋、主筋の降伏応力度、 ρ_{sx} 、 ρ_{sz} : せん断補強筋比、 ρ_{sx} : 全主筋比

b) 試験体の解析

1 体の柱を

図 7に示すように両端部に節点を持つ提案モデルでモデル化し、塑性ヒンジ長さは全せい（ D ）を用いた。実験の加力条件が逆対称方式であったので解析では下部節点 1 を拘束し、上部節点 2 の自由度として水平と鉛直 2 方向のみ与え、回転に対する自由度は許容しないこととした。数値積分は Gauss 積分法を用い、9 個の積分点に対して応力-歪関係を評価した。载荷も実験と同様、定軸力下で変位制御の静的解析を行った。コンクリートおよび主筋、せん断補強筋の構成則を図 7に示す。せん断補強筋による拘束効果はほとんど期待できないが、拘束モデルのうち修正 Kent-Park モデルからコンクリートの圧縮強度および歪を算出し、構成則のスケルトンカーブを決

めた。

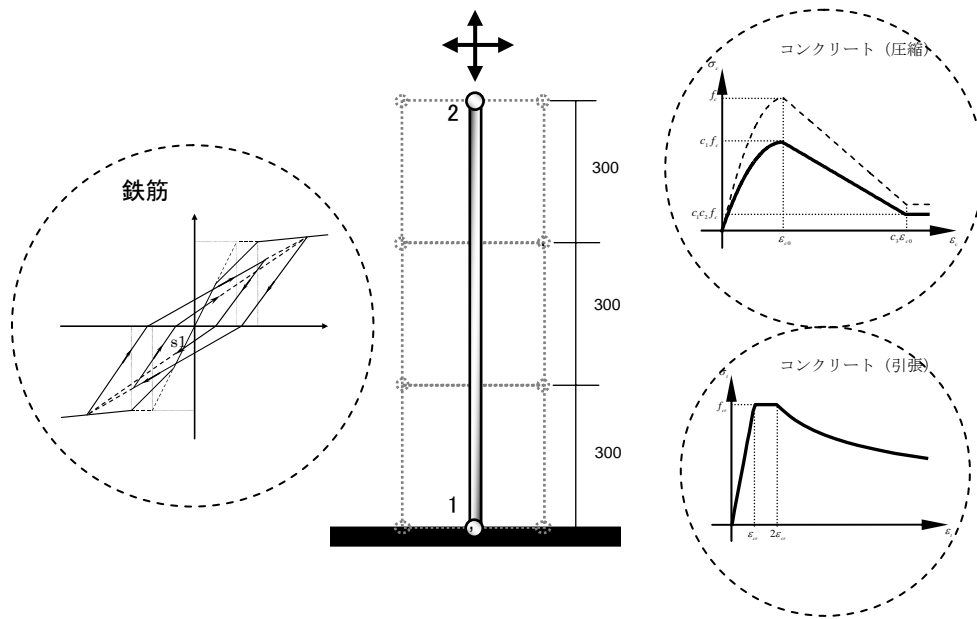


図 7 柱のモデル化および構成則

4) 振動実験試験体の静的解析

図 8に示す試験体を対象に立体フレームへの本提案モデルの適用性および解析結果の検証を行う。試験体および実験方法に関する詳細は8)を参照されたい。

提案する柱モデルは降伏後の耐力低下まで再現しうるモデルであるが、平面応力-平面歪関係に基づいているのでその適用範囲は2次元の問題に限られる。しかし、ねじれ応答により生じる振動実験の3次元効果を考慮するためには試験体を立体解析する必要がある。そこでここでは、提案したモデルの数値解析モデルとしての適合性および異なる部材モデルとの混用による解析上の安定性を検討することに焦点を絞り、1階ピロティ構面（柱2体からなる平面架構、図 8）を取り出して静的繰り返し載荷解析を行うこととした。

柱2体は提案柱モデルとしてモデル化し、梁は材端ばねモデルで剛梁としてモデル化した。加力方法としては

図 8に示すように水平方向に1階ピロティ構面の水平変位の実験値を変位制御で与え、また鉛直方向には独立柱が負担する自重のみを定軸力として与えることとした。解析に用いられた水平変位はELC37.5kine、JMA50kine、CHI50kine相当の入力に対する試験体1階の変位応答で、各入力終了後生じた残留変位を考慮し、連続に入力した。コンクリートおよび鉄筋の構成則は前節と同じモデルを使い（

図 7）、塑性ヒンジ長さを D （ $=200\text{mm}$ ）とした。コンクリートに対しては拘束効果を考慮し、圧縮強度や圧縮強度時の歪を修正Kent-Parkモデルから再評価して解析を行った。

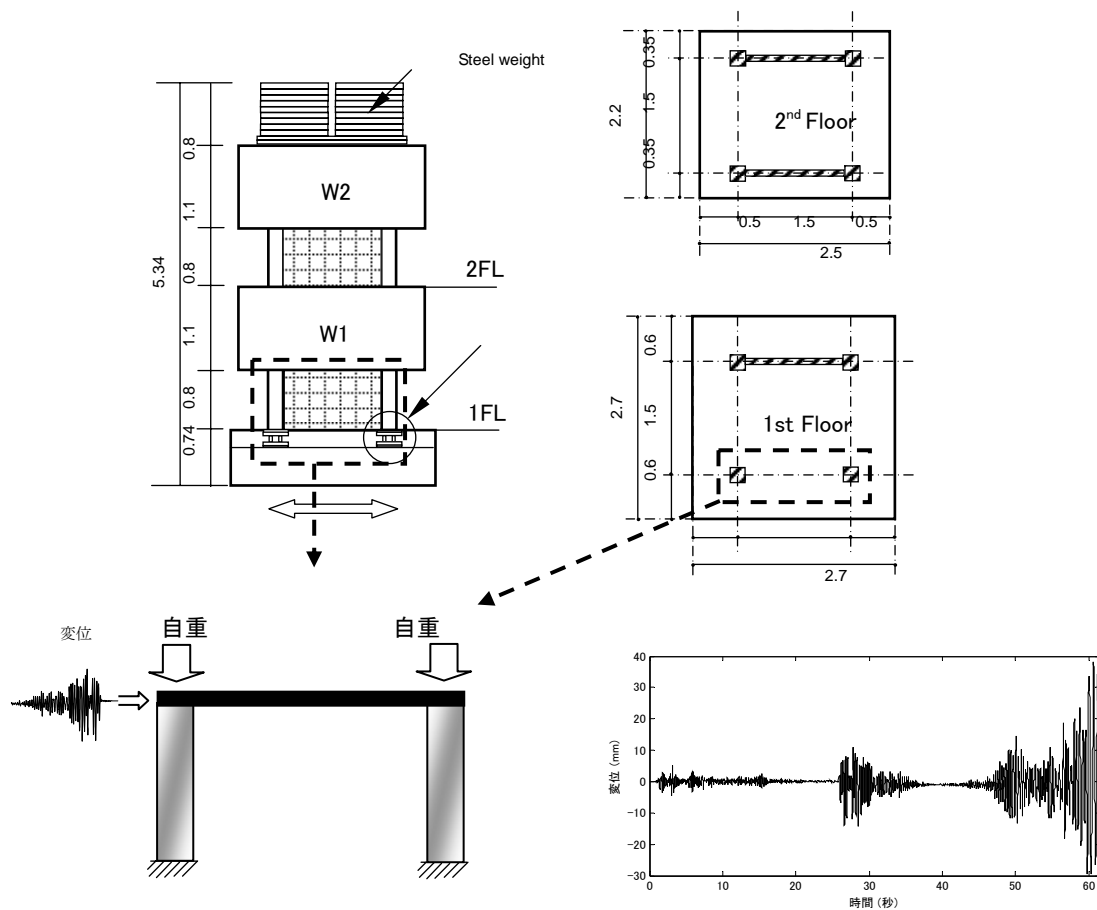


図 8 解析対象および加力方法

5) 振動実験試験体の動的解析

a) 試験体のモデル化

図 9にモデル化した試験体を示す。コンクリートマースW1、W2 および鉄錘を剛体として考える。したがって剛梁、剛床の仮定になるので水平に対する自由度は1層に当たり1つの自由度しか持たない。各マースの重心点を求め、W1、W2 の中に節点を設け、各節点に重さを与えた。ここで、2階の節点位置はコンクリートの重さを $2.1\text{tonf}/\text{m}^3$ 、鉄の重さを $7.85\text{tonf}/\text{m}^3$ として計算して重心を算出した。

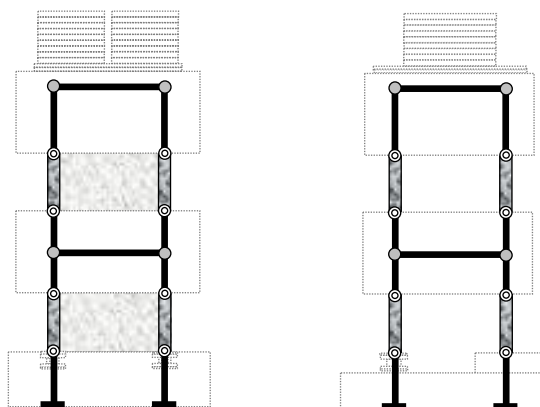


図 9 試験体のモデル化

構造部材のモデルとして1階と2階の耐震壁を3本柱モデル(図 10(a))でモデル化し、せん断曲げばねには原点指向型の履歴モデル(図 10(b))を、軸ばねにはaxial stiffness model(図 10(c))の履歴モデルを用いた。一方、壁付き柱の加振直交方向に対しては材端ばねモデルとして図 10(d)のようにモデル化した。柱のせん断成分に対しては曲げ柔性比例型として考慮した。柱の曲げばねの履歴モデルは武田モデルを使用した。

一方、1階ピロティ構面の独立柱に対しては材端ばねモデル、ファイバーモデル(柔性分布仮定モデル、linear distribution)そして6章で提案した耐力劣化型柱モデルを用いてそれぞれ解析を行う。本試験体の予備弾性解析により1階ピロティ構面の剛性が実験結果より高い結果となったが、これは試験体の搬入時、耐震壁構面に比べきわめて弱いピロティ構面に損傷が生じた可能性と肉眼では観察できない実験前からのひび割れの影響によるものだと考えられる。したがって、本解析では1階ピロティ構面の独立柱の部材長さを全せい、 D の0.5倍長くしてモデル化した。

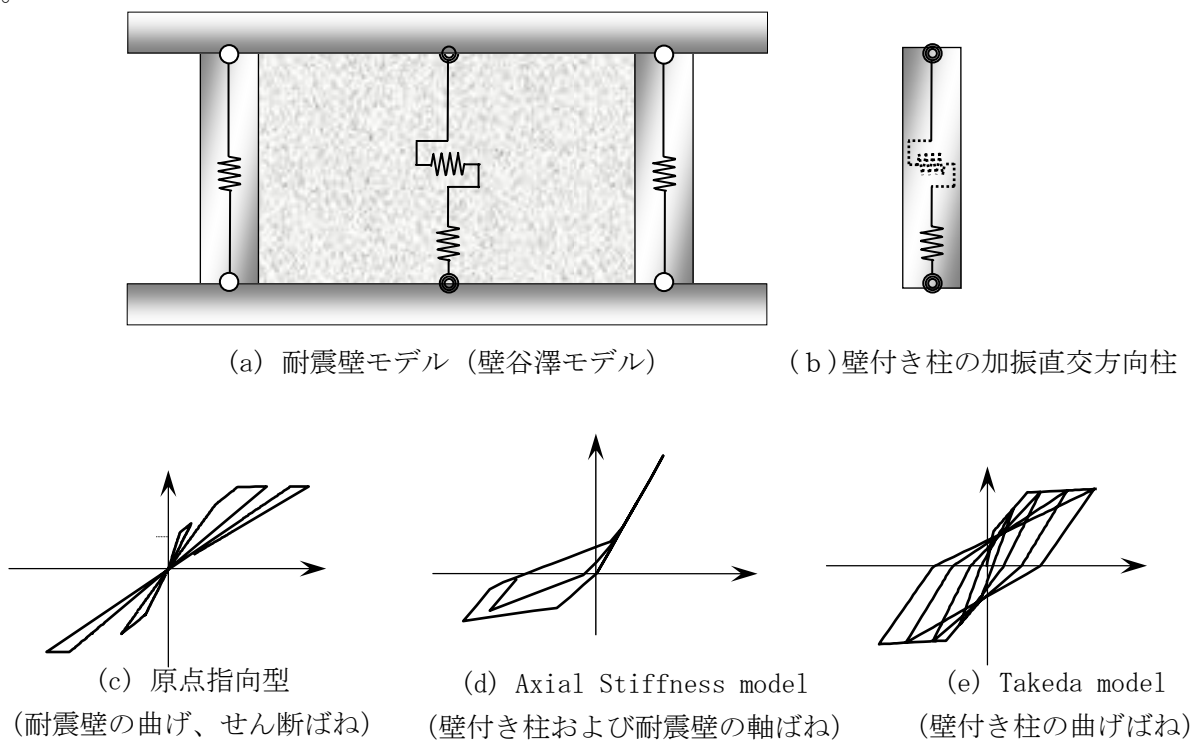


図 10 耐震壁構面のモデル化

b) 解析方法

減衰定数、 h を3%とし、瞬間剛性比例で毎ステップごとに減衰マトリックスを更新して解析を行う。

$$[C]_i = \frac{2h}{\omega} \cdot [K]_i \quad \text{式 23}$$

数値解析法としてはNewmark- β 法($\beta=0.25$ 、平均加速度法)を用い、計算時間の刻み、 Δt は実験時のサンプリングレートである0.005秒とした。

本実験で入力した地震波はTOH12.5、TOH25、ELC37.5、JMA50、CHI50の5つであり、そのうち試験体が破壊したCHI50に対しては22秒までのみ入力した。なお、残留変形および剛性の低下を実験時と同様に考慮するため連続に入力して解析を行った。

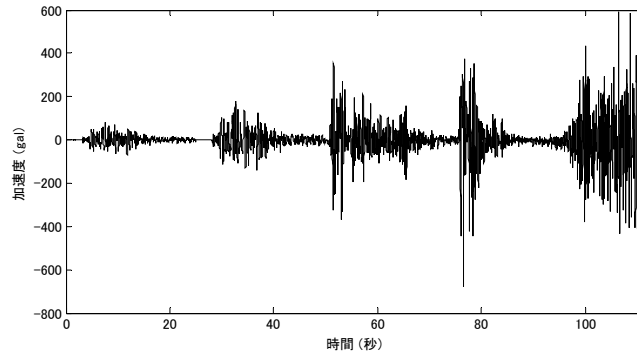
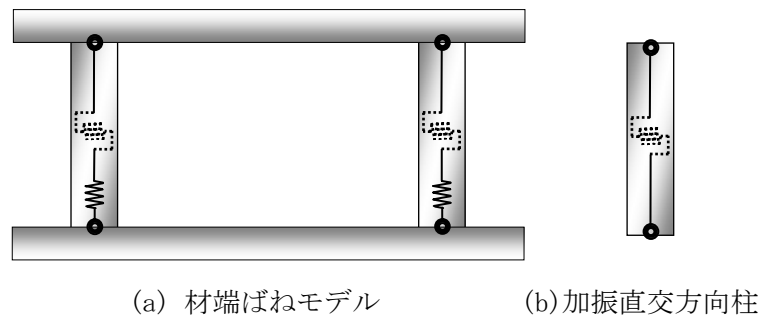


図 11 入力地震動

i) 材端ばねモデルによる動的解析

耐震壁に対しては前節のように3本柱モデルでモデル化し、ピロティ構面の独立柱に対しては図 12のように材端ばねモデルでモデル化した。曲げばねには武田モデル、軸ばね図 12(c)の履歴モデルを用いた。せん断に対しては曲げばねの柔性比例型でせん断柔性を評価した。一方、本振動実験は1軸加振ではあるものの、構造部材の平面的な偏在によりねじれ応答が生じるので加振直交方向(y方向)も考慮しなければならない。したがって、y方向も加振方向(x方向)と同様にモデル化した。各履歴モデルのスケルトンカーブ折れ線の境界点であるひび割れおよび最大耐力と第2剛性低下率は文献(7)にしたがって算出した結果を用いた。



(c) 武田モデル (曲げばねの履歴モデル) (d) Axial Stiffness model (軸ばねの履歴モデル)

図 12 材端ばねモデルによるピロティ構面独立柱のモデル化

本モデル化方法では3軸(x, y, z)に対する相互作用は考慮できないのが式 14の剛性マトリックスから分かる。また、3つの平面応答成分である曲げ(M)、せん断(V)、軸力(N)の間にもお互いに独立しており、相互作用効果は期待できないのが分かる(式 24)。

$$\begin{Bmatrix} \{M_x\} \\ \{M_y\} \\ \{N_z\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [K_{xx}] & [0] & [0] \\ & [K_{yy}] & [0] \\ sym. & & [K_{zz}] \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \{\theta_x\} \\ \{\theta_y\} \\ \{d_z\} \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} \{M\} \\ \{N\} \\ \{V\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [K_{MM}] & [0] & [0] \\ & [K_{NN}] & [0] \\ sym. & & [K_{VV}] \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \{\theta\} \\ \{u\} \\ \{v\} \end{Bmatrix} \quad \text{式 24}$$

ii) ファイバーモデルによる動的解析

独立柱の断面を図 13 のようにかぶりコンクリートファイバー16 個、コアコンクリートファイバー16 個および鉄筋ファイバー12 個に分割してモデル化した。コンクリートおよび鉄筋の応力-歪履歴モデルも図 13 に示す。せん断補強筋による拘束効果を考慮してコアコンクリートおよびかぶりコンクリートの構成則を別に設け解析を行った。拘束モデルとしては修正Kent-Parkモデルを用いた。コンクリートと鉄筋の物性値は材料試験の結果を用いた。鉄筋の構成則としてはRamberg-Osgood modelを使用した。

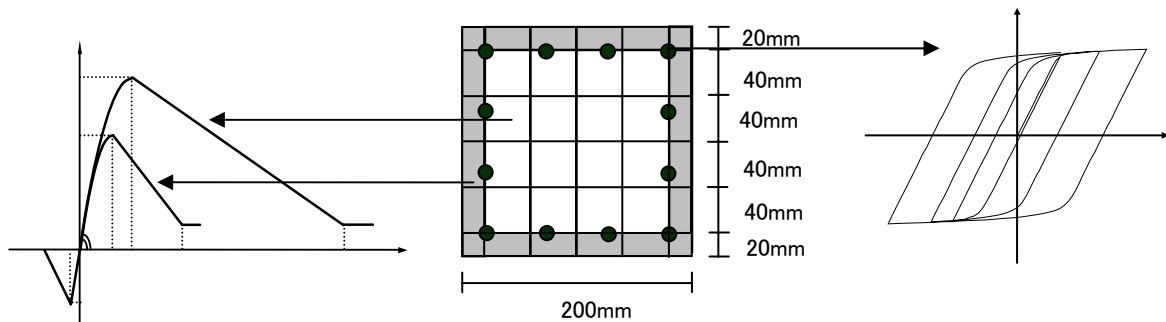


図 13 ファイバーモデルによるピロティ構面独立柱のモデル化

ファイバーモデルは2軸曲げの相互作用や曲げ-軸力の相互作用が考慮できるので部材剛性マトリックスは式 25 のように表すことができる。しかし、せん断力との相互作用は考慮できないのが式 25 の関係から分かる。

$$\begin{Bmatrix} \{M_x\} \\ \{M_y\} \\ \{N_z\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [K_{xx}] & [K_{xy}] & [K_{xz}] \\ & [K_{yy}] & [K_{yz}] \\ sym. & & [K_{zz}] \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \{\theta_x\} \\ \{\theta_y\} \\ \{d_z\} \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} \{M\} \\ \{N\} \\ \{V\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [K_{MM}] & [K_{MN}] & [0] \\ & [K_{NN}] & [0] \\ sym. & & [K_{VV}] \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \{\theta\} \\ \{u\} \\ \{v\} \end{Bmatrix} \quad \text{式 25}$$

iii) 耐力劣化型柱モデルによる動的解析

本提案モデルは2軸方向の相互作用が考慮できないので1階独立柱の加振直交方向に対しては図 14(b)のように材端ばねモデルを用いてモデル化し、加振方向に対しては提案モデルでモデル化した。独立柱以外の部材のモデルに対しては前節の場合と同様である。

加振方向(x方向)のモデルでは柱の塑性ヒンジ長さを全せい、 $D(=200mm)$ とし、9箇所のGauss積分点から応力-歪関係を評価した。Gauss積分点でのコンクリートおよび主筋、せん断補強筋の構成則を図 14 に示す。また、加振直交方向(y方向)の曲げばねには武田モデルを用い、曲げばねの柔性に比例してせん断柔性を評価した。

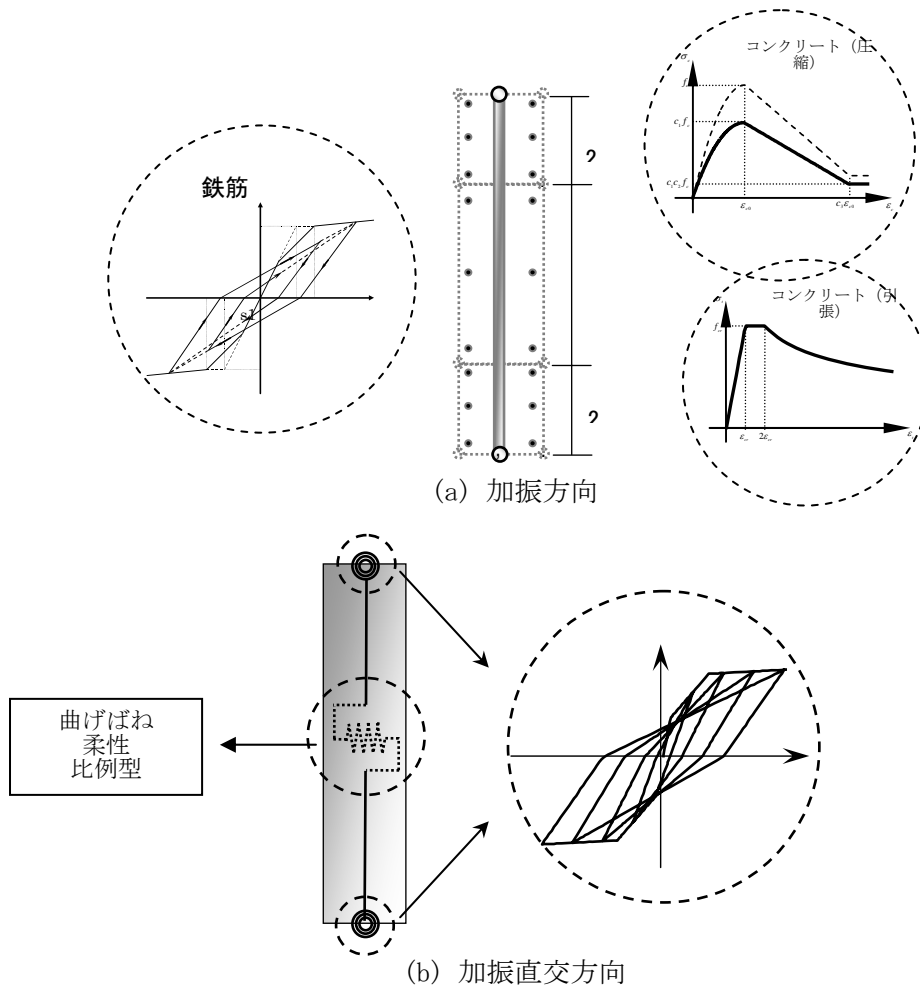


図 14 独立柱のモデル化

平面応力－平面歪関係に基づいているので x, y 、2 方向に対する相互作用は考慮できないが (式 26)、 $x-z$ 平面における曲げ－せん断－軸力の相互作用が考慮できるのを式 26 に示す。

$$\begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ N_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [K_{xx}] & [0] & [0] \\ & [K_{yy}] & [K_{yz}] \\ sym. & & [K_{zz}] \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \theta_x \\ \theta_y \\ d_z \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} M \\ N \\ V \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [K_{MM}] & [K_{MN}] & [K_{MV}] \\ & [K_{NN}] & [K_{NV}] \\ sym. & & [K_{VV}] \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \theta \\ u \\ v \end{Bmatrix} \quad \text{式 26}$$

(c) 業務の成果

1) 静的実験の解析結果

実験結果と解析結果より得られたせん断力－部材角関係を図 15 に比較して示す。図 15 より最大耐力については 3 体の試験体ともに実験値が解析値を上回っているのがわかる。

一方、耐力劣化の傾向は試験体 No. 12 では耐力が最大耐力の 50% に低下する領域までは解析結果が実験結果と概ね対応しているが、試験体 No. 4 と No. 8 の場合は実験の耐力は解析よりも大きく低下している。この結果を軸応力度との関係からみると、比較的高い軸力を受ける試験体 No. 4、No. 8 ($\sigma_0 \cong 0.3$) では低い試験体 No. 12 ($\sigma_0 \cong 0.16$) に比べ、軸力による耐力劣化への影響が精度よく再現できなかったことから本提案モデルでの軸力に関する検討が必要だと考えられる。

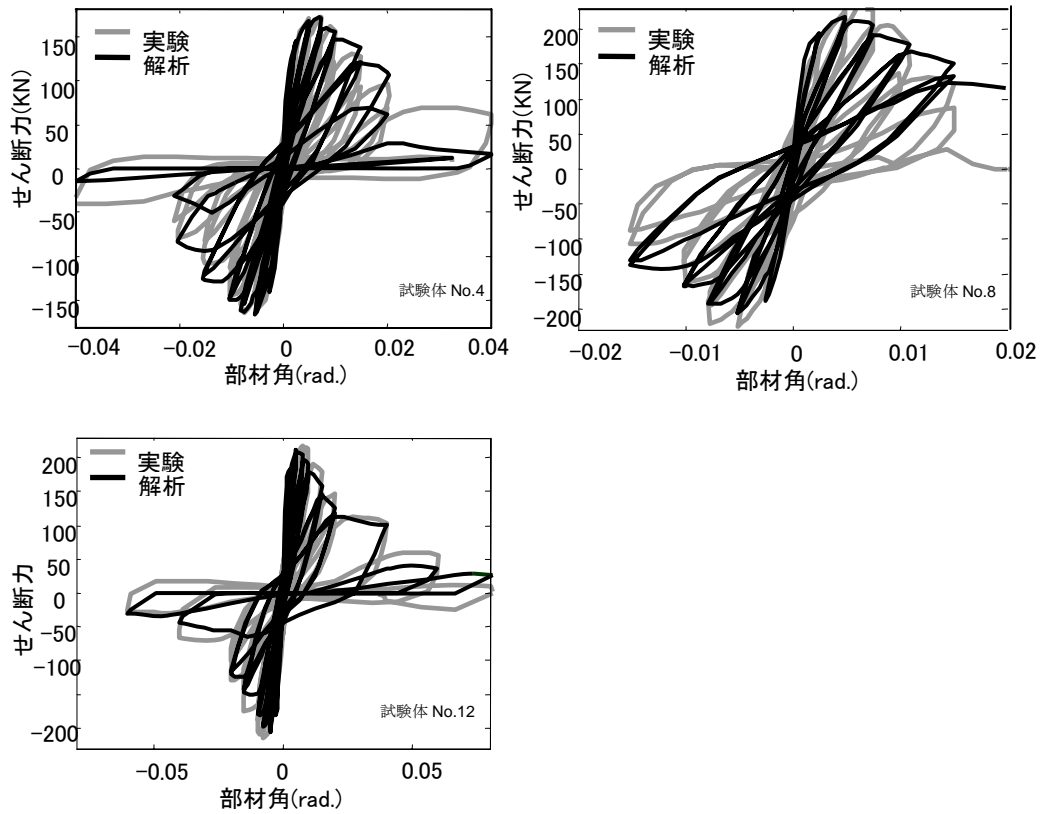


図 15 せん断力一部材角関係

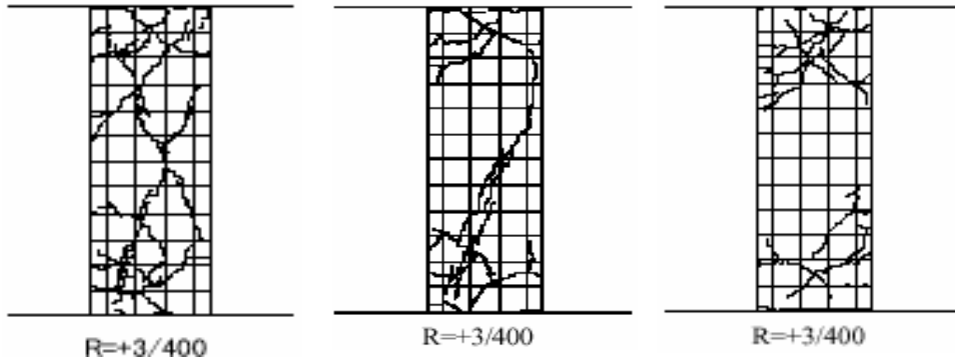


図 16 試験体のひび割れ状況

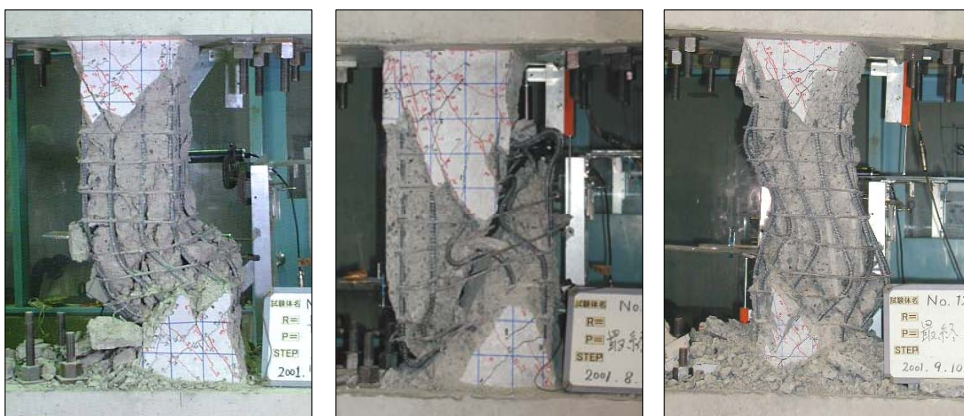


図 17 試験体の破壊状況

なお、試験体の損傷過程や破壊モードから解析結果を検討するため図 16と図 17にそれぞれ試験体のひび割れ状況と破壊状態を示す。実験と解析結果の間に最も良好な対応関係を示した試験体No. 12 はNo. 4 とNo. 8 に比べ、柱の高さ方向中央部分の損傷が少ないのが分かり、実験と解析結果の対応が最も悪かった試験体No. 8 の場合は中央の斜めひび割れに沿ってせん断破壊しているのが分かる。つまり、中央部分の損傷が少ないほど解析結果が実験結果を良好に再現している傾向が見られる。これは前章でも検討したように本提案モデルの中央要素の応答はほとんど弾性範囲に留まる特徴があるので中央部分の塑性化や損傷を再現するのは不可能である。したがって、試験体No. 8 の耐力劣化過程を追跡できなかつたと考えられる。

2) 振動実験試験体の静的解析結果

解析結果と実験結果を図 18に比較して示す。ここで示している実験および解析結果は3つの入力段階に対するピロティ構面1階柱の加振方向の水平変位とせん断力の関係である。最大耐力に関する実験結果と解析結果は正側では解析のほうが実験より小さく、負側の耐力は解析のほうが実験より大きい。また、CHI50 の入力段階では実験結果と解析結果ともに耐力劣化を示しているが、実験のほうが解析より早い段階でその耐力を失っていくのがわかる。これは解析では変動軸力の影響を考慮していないことと、実験結果には含まれているねじれ応答による2軸相互作用の影響が平面解析である本解析モデルには反映されていないことに一部の原因があると考えられる。そのほか、コンクリートおよび鉄筋の構成則とともに主歪を求める過程で用いられたひび割れモデルに関する更なる検討が必要だと考えられる。

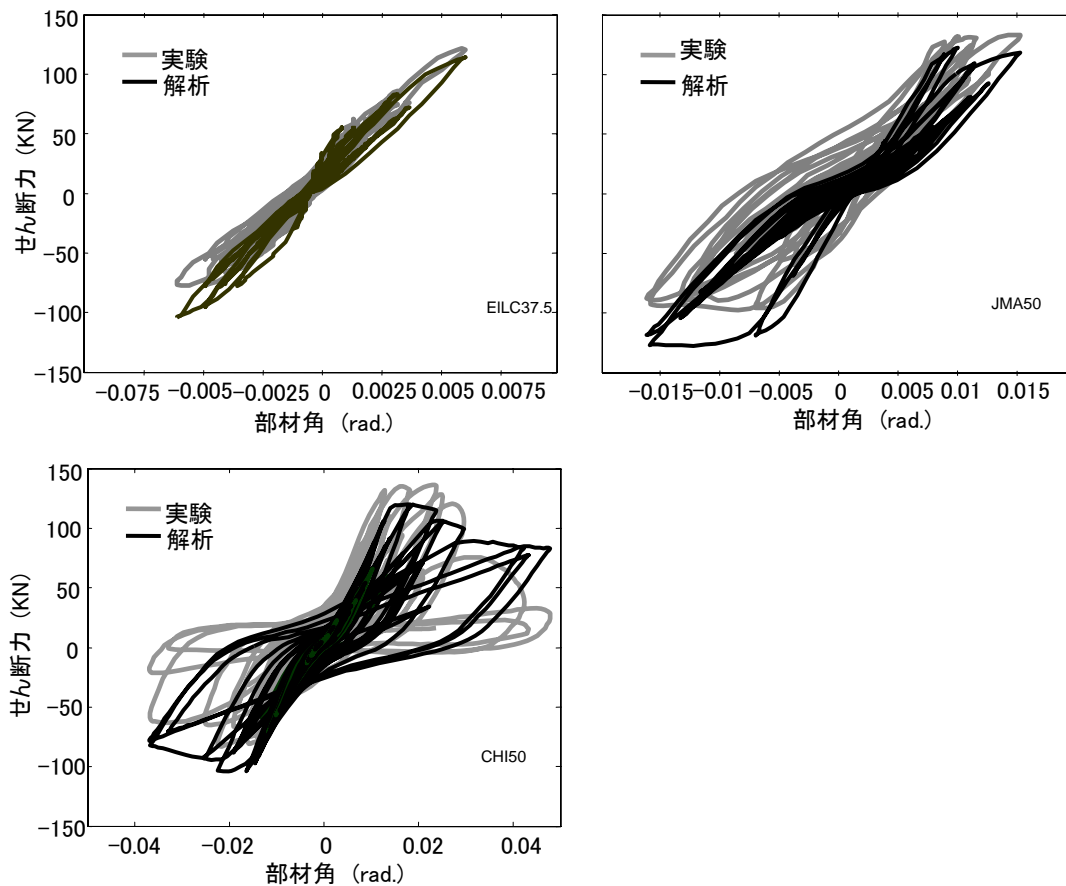
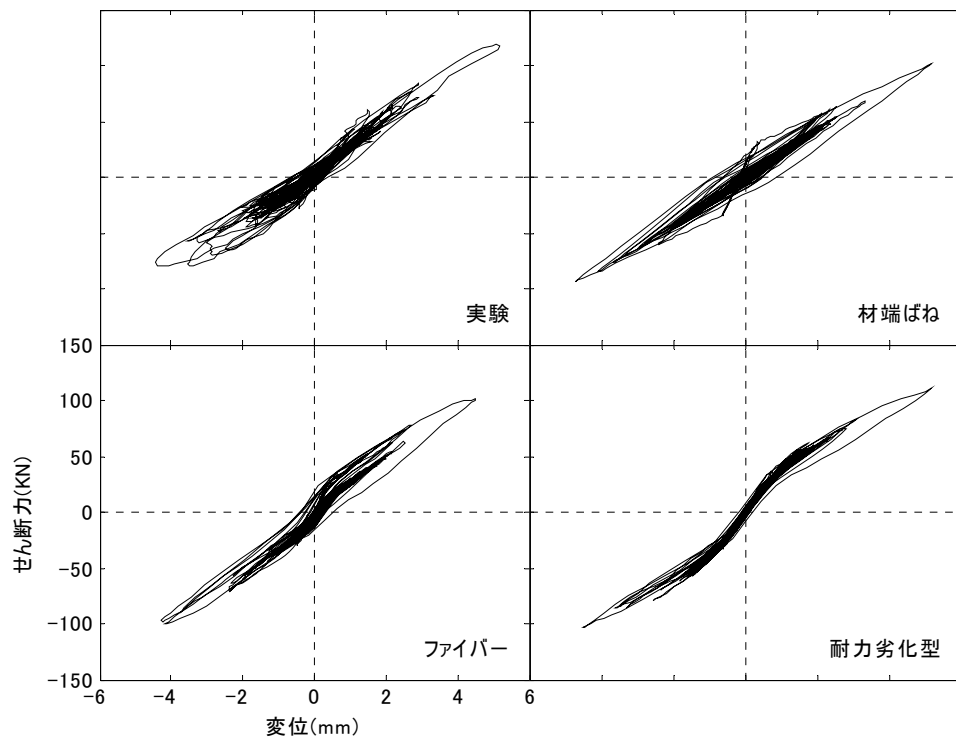
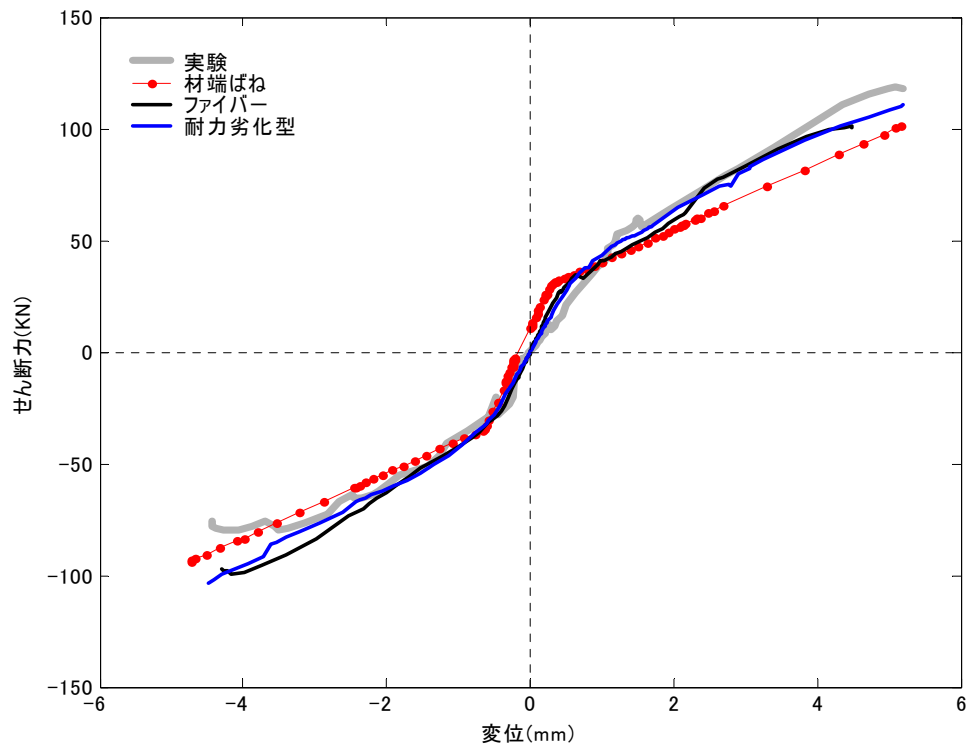


図 18 せん断力一部材角関係

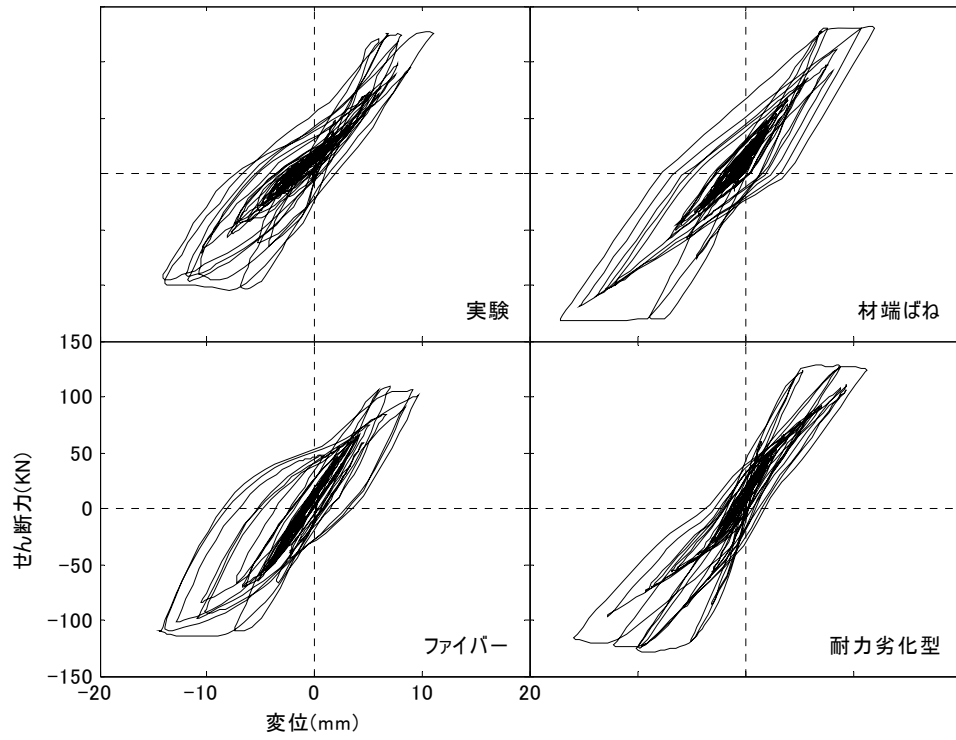


(a) せん断力-変位関係

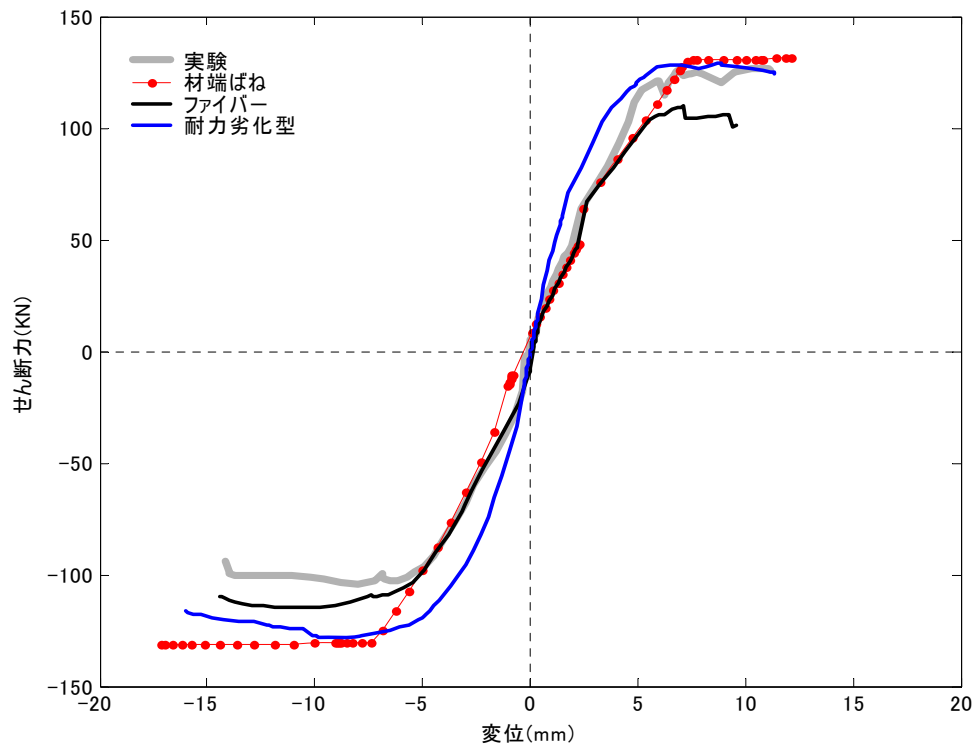


(b) 包絡線の比較

図 19 各モデルのせん断力-水平変位関係 (ELC37.5)

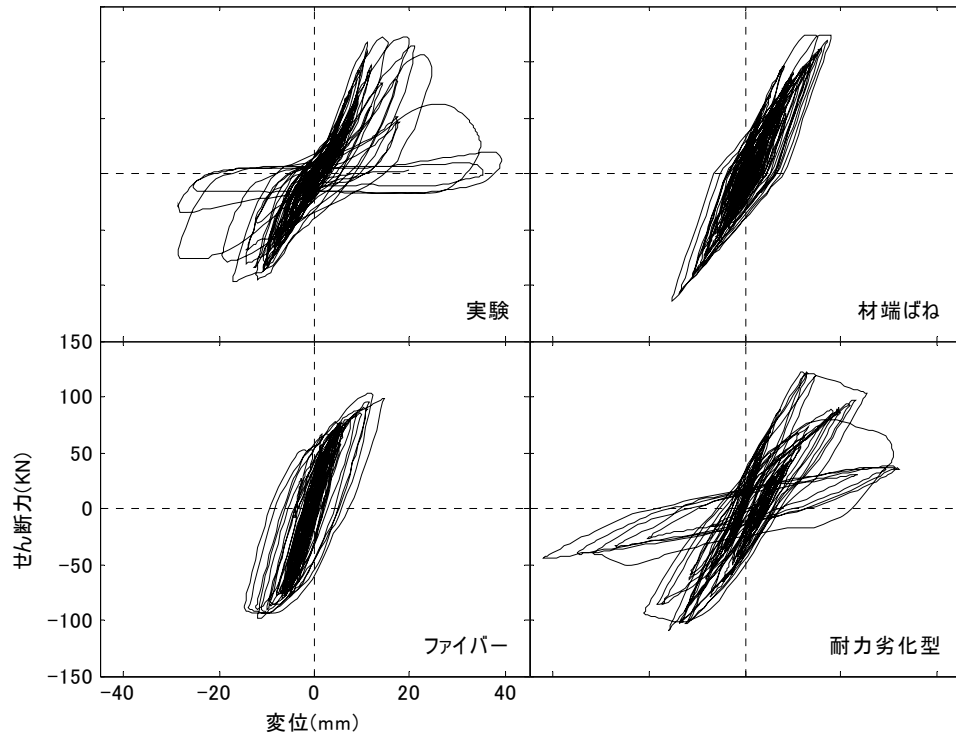


(a) せん断力-変位関係

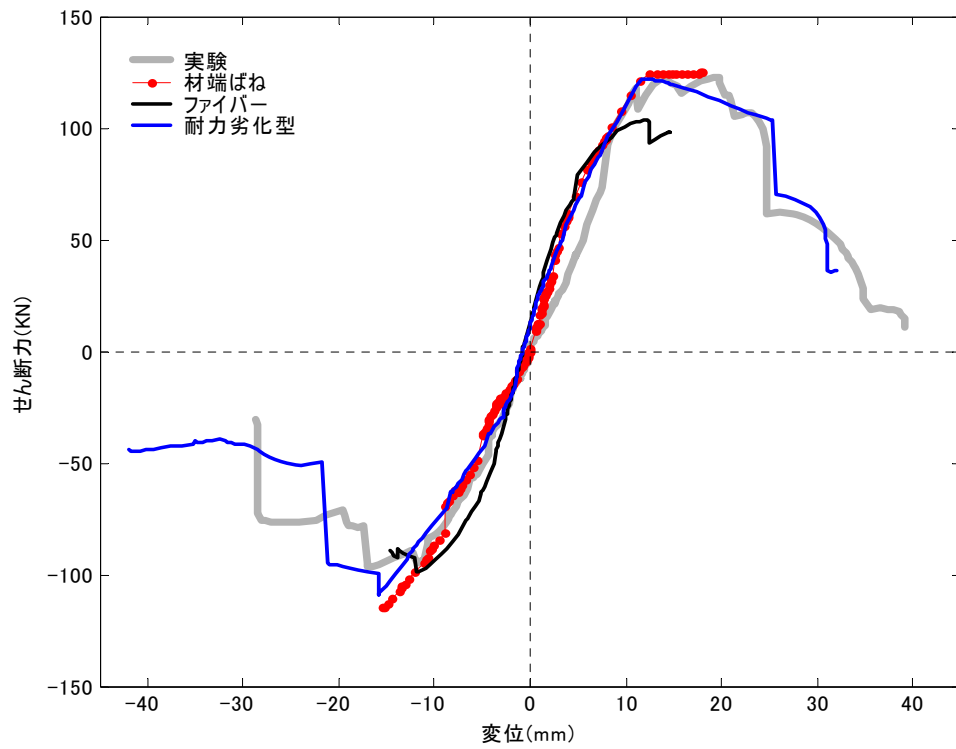


(b) 包絡線の比較

図 20 各モデルのせん断力-水平変位関係 (JMA50)



(a) せん断力-変位関係



(b) 包絡線の比較

図 21 各モデルのせん断力-水平変位関係 (CHI50)

3) 振動台実験の動的解析結果

2 階の耐震壁の変位レベルは JMA50 の入力まで弾性範囲であり、実験結果(最大値 : 0.35mm)と同様に小さいレベルであったのでここでは 1 階の独立柱の解析結果を中心に試験体の損傷レベルが明確である入力段階ごとに検討を行う。

図 19から図 21までに各モデルのせん断力と水平変位関係を比較して示している。

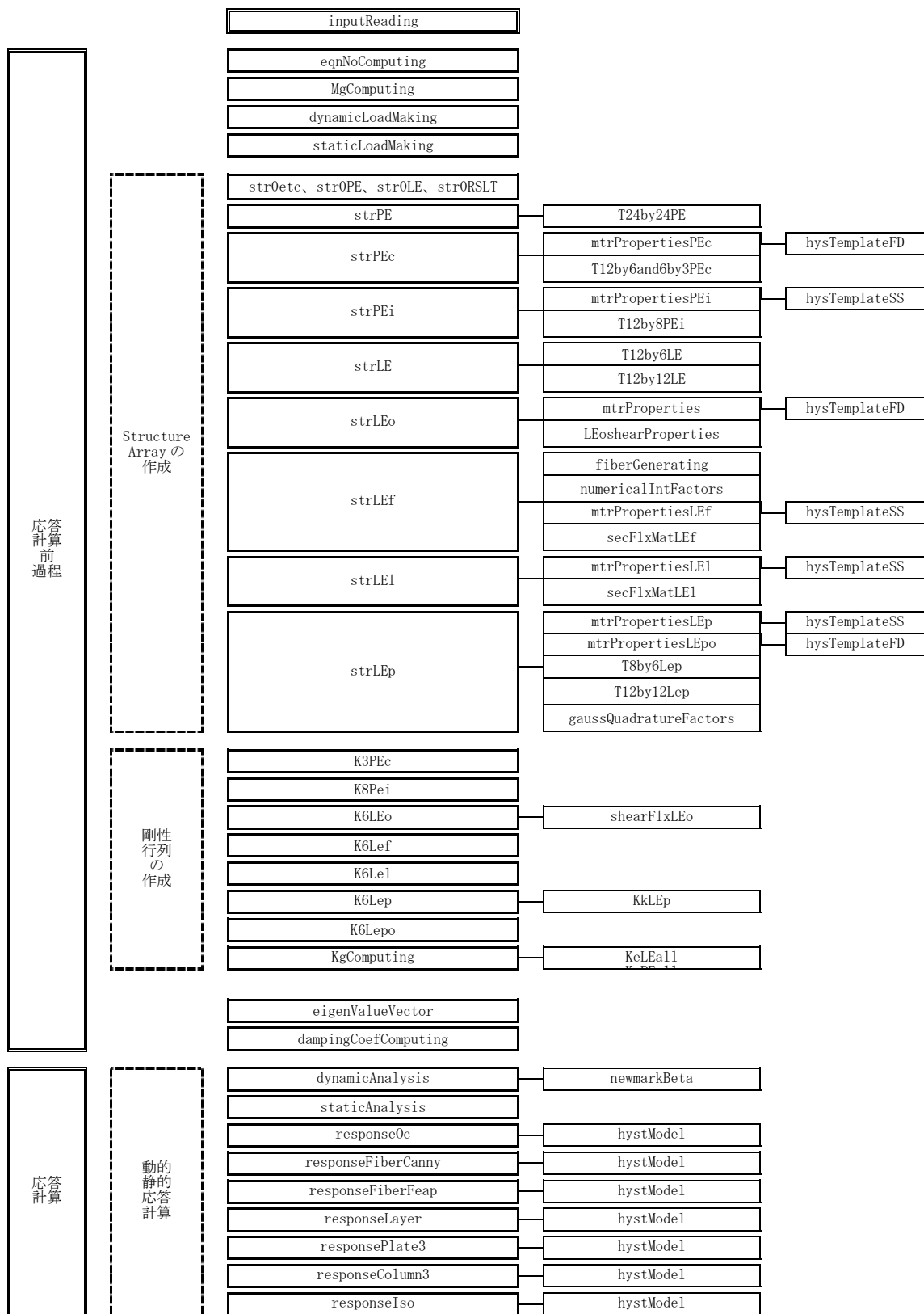
ピロティ構面の独立柱の破壊によって試験体が崩壊した本入力段階では予想通り既往の部材モデルによる解析結果は実験結果を再現するのは不可能であった。耐力劣化型による解析結果も実験結果を精度よく追跡するのは不可能であったものの、耐力をだんだん失っていく過程は評価していた。解析結果の実験結果に対する誤差の原因としてまず挙げられるのは解析対象である本試験体は、加振は 1 軸であるものの揺れ応答によって加振直交方向にも影響を与えるが、本提案モデルは 3 次元効果が考慮できない限界点が 1 つの原因だと考えられる。

4) 解析プログラム

a) プログラム概要

- 3次元非線形地震応答解析プログラム
- プログラム言語 : Matlab (v. 6. 1)
- 部材モデル
 - 線材－材端ばねモデル、ファイバーモデル、耐力劣化型モデル
 - 面材－壁谷澤モデル (3 本柱モデル)、isoparametric 要素によるマクロ耐震壁モデル
- 履歴モデル
 - Bi-linear model
 - Ramberg-Osgood model
 - Takeda model
 - Takeda slip model
 - Origin-Oriented model
 - Axial stiffness model
- 構成則
 - Tension softening model (concrete)
 - Tension stiffness model (concrete)
 - Compression softening model (concrete)
 - Bi-linear model (steel)
 - Ramberg-Osgood model (steel)
 - 抜け出しを考慮した鉄筋モデル
- Array type
 - Structure array

b) プログラムの構成および関数



inputReading :

input data を読み込む.

eqnNoComputing :

各節点に相当する自由度番号を求める.

MgComputing :

マースマトリックスを作成する.

dynamicLoadMaking :

入力地震動 array を作成する.

staticLoadMaking :

静的荷重 array を作成する.

strOLE :

線材に対する structure array の field を初期化する.

strOPE :

面材に対する structure array の field を初期化する.

strORSLT :

応答計算結果に対する structure array の field を初期化する.

strOetc :

上記 array 以外の structure array の field を初期化する.

strLE :

各線材の共通情報に関する structure array を作成する.

strLEf :

ファイバーモデルの structure array を作成する.

strLEl :

Layer モデルの structure array を作成する.

strLEo :

材端ばねモデルの structure array を作成する.

strLEp :

耐力劣化型モデルの structure array を作成する.

strPE :

各面材の共通情報に関する structure array を作成する.

strPEc :

3 本柱モデルの structure array を作成する.

strPEi :

Isoparametric 要素を用いたマクロ耐震壁モデルの structure array を作成する.

K3PEc :

3 本柱モデルの剛性マトリックスを作成する.

K6LEf :

ファイバーモデルの剛性マトリックスを作成する.

K6LEl :

Layer モデルの剛性マトリックスを作成する.

K6LEo :

材端ばねモデルの剛性マトリックスを作成する.

K6LEp :

耐力劣化型モデルの剛性マトリックスを作成する.

KkLEp :

耐力劣化型モデルの分割した 3 本の線材の剛性マトリックスを求める.

K6LEpo :

耐力劣化型モデルの加振直交方向の剛性マトリックス (材端ばねモデル) を作成する.

K8PEi :

Isoparametric 要素を用いたマクロ耐震壁モデルの剛性マトリックスを作成する.

KgComputing :

解析対象構造物の global 剛性マトリックスを作成する.

eigen Value Vector :

解析対象の固有振動数およびモードを求める.

dampingCoefComputing :

減衰係数を求める.

dynamicAnalysis :

Newmark - β 法を用いて増分変位 ΔD を求める.

staticAnalysis :

静的解析を行う.

responseColumn3 :

3 本柱モデルの応答計算を行う.

responseIso :

Isoparametric 要素を用いたマクロ耐震壁モデルの応答計算を行う.

responseOc :

材端ばねモデルの応答計算を行う.

responseFiber1 :

柔性分布仮定に基づいたファイバーモデルの応答計算を行う.

responseFiber2 :

断面分割ファイバーモデルの応答計算を行う.

responseLayer :

Layer モデルの応答計算を行う.

responsePlate3 :

耐力劣化型モデルの応答計算を行う.

secFlxMatLEf :

ファイバーモデルの断面柔性マトリックスを作成する.

secFlxMatLEl :

Layer モデルの断面柔性マトリックスを作成する.

shearFlxLEo :

One-Component モデルのせん断ばね柔性を求める.

shearProperties :

One-Component モデルのせん断ばねに関する情報を作成する.

T24by24PE :

面材の global 座標から local 座標への変換マトリックスを作成する.

T12by6and6by3PEc :

3 本柱モデルにおいて, 4 節点に対する自由度を中央柱の自由度への変換マトリックスを作成する.

T12by8PEi :

Isoparametric 要素を用いたマクロ耐震壁モデルにおいて, 4 節点の自由度を isoparametric 要素の自由度 (水平, 鉛直) への変換マトリックスを作成する.

T12by6LE :

線材端部の両節点 12 自由度を回転と軸方向の自由度への変換マトリックスを作成する.

T12by12LE :

線材の global 座標から local 座標への変換マトリックスを作成する.

T8by6LEp :

耐力劣化型モデルの線材から面材への変換マトリックスを作成する.

mtrPropertiesPEc :

3 本柱モデルの入力物性値を用いて array を作成する.

mtrPropertiesPEi :

Isoparametric 要素を用いたマクロ耐震壁モデルの入力物性値を用いて array を作成する.

mtrPropertiesLEo :

材端ばねモデルの入力物性値を用いて array を作成する.

mtrPropertiesLEf :

ファイバーモデルの入力物性値を用いて array を作成する.

mtrPropertiesLEl :

Layer モデルの入力物性値を用いて array を作成する.

mtrPropertiesLEp :

耐力劣化型モデルの入力物性値を用いて array を作成する.

mtrPropertiesLEpo :

耐力劣化型モデルの加振直交方向の入力物性値を用いて array を作成する.

fiberGenerating :

コンクリートおよび鉄筋ファイバーの面積および断面での座標を求める。

gaussQuadratureFactors :

数値積分点での重み係数および座標を求める。

numericalIntFactors :

数値積分点の重み係数および座標を求める (fiber model, layer model)。

KeLEall :

すべての線材剛性マトリックスを合成する。

KePEall :

すべての面材の剛性マトリックスを合成する。

hystModel :

カー変位関係の履歴モデルおよび応カー歪関係の構成則モデルから力および応力を求める。

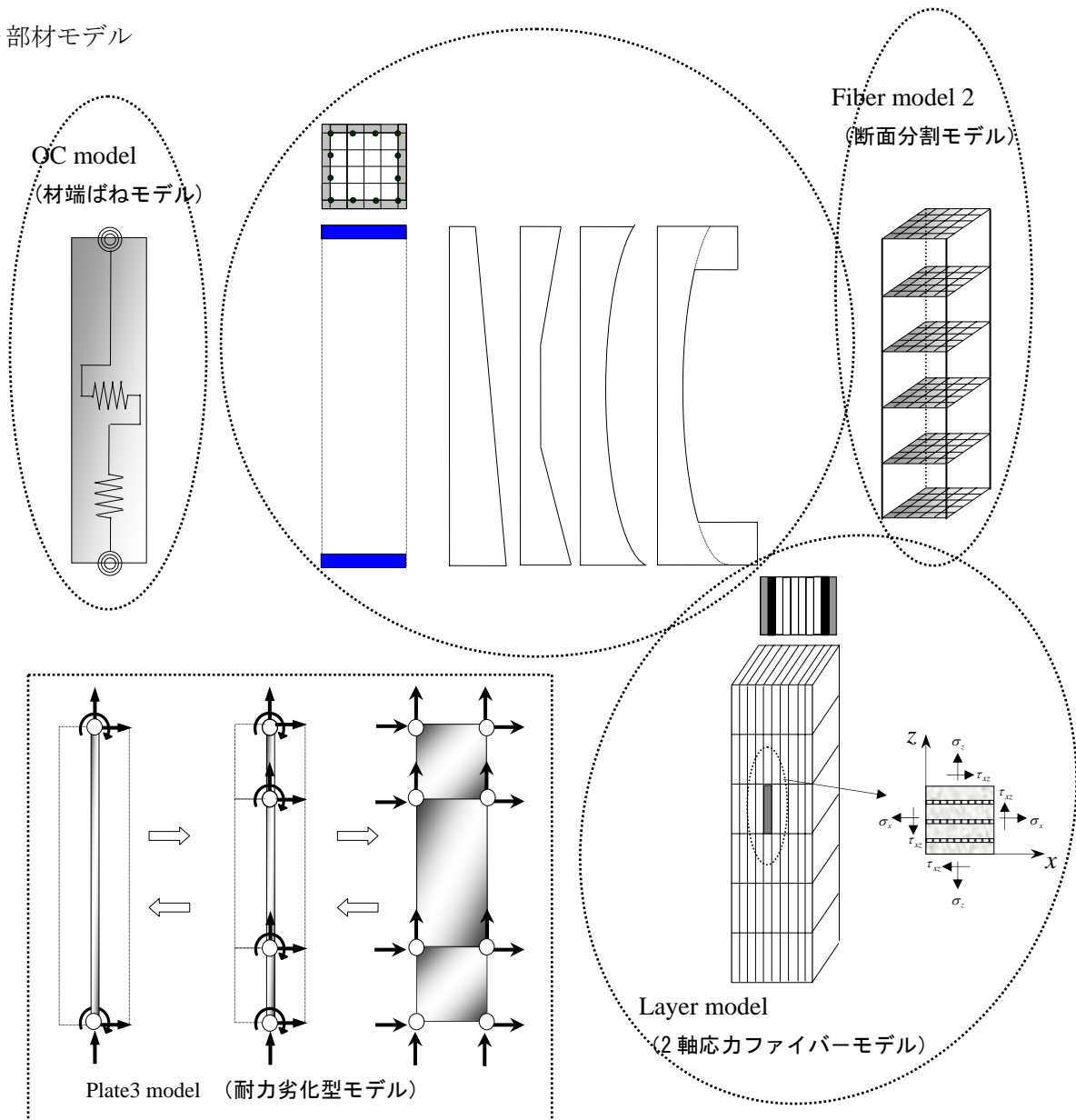
hysTemplateFD :

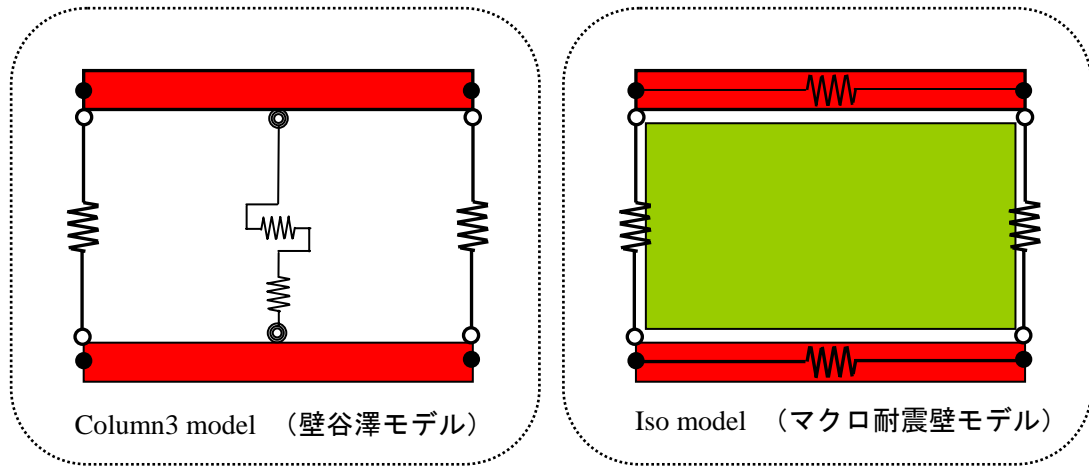
カー変位関係の履歴モデルのパラメーターarrayを作成する。

hysTemplateSS :

応カー歪関係の構成則のパラメーターarrayを作成する。

c) 部材モデル





i) 材端ばねモデル

曲げ、せん断、軸ばねを設けることができ、せん断成分に対しては option として曲げ柔性に比例させることも可能であり、せん断ばねに非線形履歴モデルを与えるときは収束計算によって曲げばねから求められるせん断力とせん断ばねからのせん断力の間の釣り合い条件を満足させることができる。現在利用可能な履歴モデルとしては bi-linear model、Ramberg-Osgood model、Takeda model、Takeda slip model、Origin-Oriented model、Axial Stiffness model がある。

ii) ファイバーモデル

・ 柔性分布仮定モデル (Fiber1 model)

部材軸に沿った柔性分布を仮定し、両端部の断面のみに設けたファイバーにより応答を求める。柔性分布モデルとしては linear model、3-line model、parabola model、modified parabola model が現在利用できる。

・ 断面分割モデル (Fiber2 model)

部材軸に複数の断面を設けることができる。部材の部材力および剛性マトリックスを求めるための数値積分法としては Newton-Cotes quadrature、Gauss quadrature、Gauss-Lobatto quadrature を用いることができる。

各モデルの断面にコンクリートおよび鉄筋のファイバーを設ける方法として、断面の寸法や数を input data として入力することによって自動的に設定する方法と user によって直接ファイバーの面積や断面における座標を入力する方法が利用できる。

iii) 耐力劣化型モデル

Input data の Option として Gauss 積分点の数を決めることができ、isoparametric 要素の種類として適合要素と非適合要素の選択が可能である。

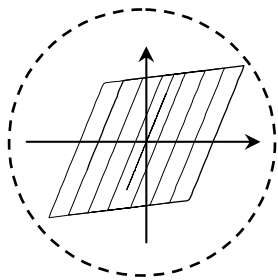
iv) Kabeyasawa モデル (3 本柱モデル)

v) Isoparametric 要素マクロ耐震壁モデル

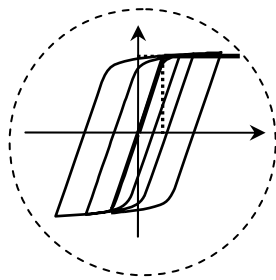
耐震壁両側の柱を軸ばねでモデル化し軸方向のみの自由度を与えるとともに、梁の場合は曲げに対しては剛梁で考え、軸方向のみに変形を許容する。なお、壁版を1つの4節点 isoparametric 要素を用いてモデル化し、各 Gauss 積分点の応力-歪関係をコンクリートおよび鉄筋の構成則から

求める。本モデルは陳少華5)) により開発されたモデルである。

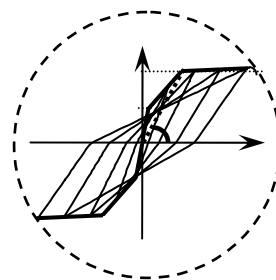
d) 履歴モデルおよび構成則



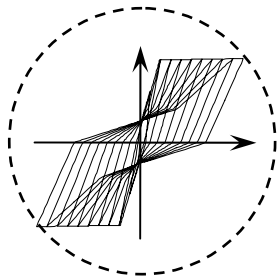
bilinear model(2)



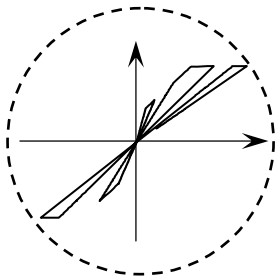
Ramberg-Osgood model(3)



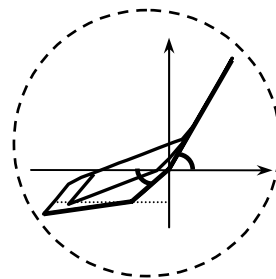
Takeda model(6)



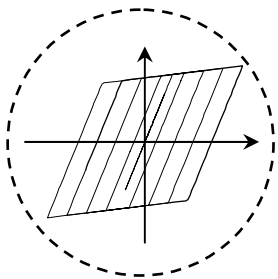
Takeda slip model(7)



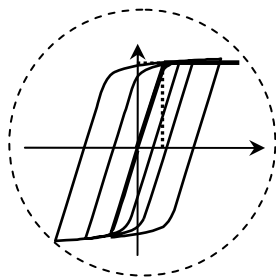
Origin-Oriented model(8)



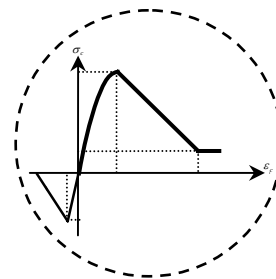
Axial Stiffness model(13)



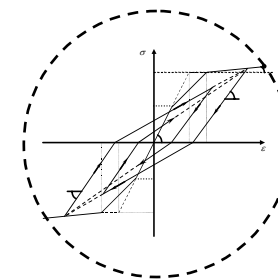
Bilinear model(steel 201)



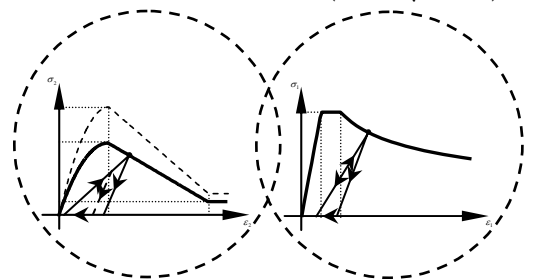
Ramberg-Osgood model(steel 203)



Tension softening model
(conc., 101)



抜け出し効果を考慮した鉄筋モデル(202)



Compression softening/Tension stiffening
model(102)

履歴モデルは地震応答解析プログラム DANDY の source code を用いている。
本プログラムで用いる各モデルの番号を括弧の中に示す。コンクリートの構成則および抜け出し効果を考慮した鉄筋の構成則は陳により開発したプログラムの source code を用いる。

(d) 結論ならびに今後の課題

平面応力-平面歪の関係に基づくコンクリートの2軸応力の影響やせん断補強筋効果を考慮した鉄筋コンクリート柱の耐力劣化型部材モデルを提案し、以下の検討結果が得られた。

- 1) せん断補強筋や2軸応力の影響を考慮するためにはそれに相当する自由度を与えることになるが、これは通常1本の線材を両端部2つの節点のみの自由度で表すフレーム解析では適用できない問題点があるのでこの問題点を解決する本提案モデルの特徴について論じた。
- 2) ファイバーモデルによる解析結果と本提案モデルによる解析結果の比較から、ファイバーモデルで再現できない耐力劣化現象が本提案モデルでは再現できていることを確認した。
- 3) 本モデルを用い、せん断補強筋比による応答の差を示し、せん断補強筋比の影響が本モデルで考慮できることを確認した。
- 4) せん断破壊型柱の静的実験結果と解析より得られたせん断力-部材角関係から最大耐力を過小評価しているのが分かり、耐力劣化の傾向は試験体による差はあるものの解析結果と実験結果が概ね対応しているのが分かった。
- 5) 実験結果と解析結果との対応関係を各試験体の破壊モードの差から考察し、提案モデルの中央部分では塑性化が考慮できないことが確認された。
- 6) 解析モデルとしての適合性や数値解析上安定性を確認する目的で振動実験試験体の1階ピロティ構面に対する静的フレーム解析を行い、耐力劣化の傾向が再現できていることやフレーム解析に適していることを確認した。
- 7) 本モデルの特徴や既往の部材モデルの耐力劣化に関する限界を調べる目的で材端ばねモデル、ファイバーモデルそして提案モデルによる3次元動的解析を行った。各モデルの特徴を部材剛性マトリックスの $x-y-z$ 軸およびN-M-Vのcoupling関係を用いて示し、各モデルの限界を明らかにした。(材端ばねモデル： $x-y-z$ 軸独立、N-M-V独立、ファイバーモデル： $x-y-z$ 軸coupling、N-Mのみcoupling、提案モデル： $x-z$ 軸coupling、N-M-V coupling)
- 8) 3次元動的解析結果から耐力が低下する前の入力段階までは3つの解析結果ともにおおむね実験結果と対応しているものの、試験体が崩壊したCHI50入力に対しては本提案モデルによる解析結果のみが耐力劣化現象を再現しているのが確認された。

さらに、今後の課題として次の点があげられる。

提案モデルの問題点解決

- 1) 塑性ヒンジ長さに関する更なる検討を行い、その長さの定量的な評価方法を提案する。
- 2) 中央要素の塑性化を適切に考慮できる方法について検討を行う。
- 3) 部材軸に沿った応力-歪の一様分布を新たな拘束条件の設定によって改善する。

モデルの拡張

- 4) 構成則：コンクリートおよび鉄筋の構成則（座屈現象考慮）に関する研究
- 5) ひび割れモデル：固定ひび割れモデルの導入
- 6) 有限要素：高次要素の適用
- 7) 3次元への拡張：新しい拘束条件を与え、3次元への拡張
- 8) 幾何学的非線形性： $P-\delta$ 効果を考慮

構造物の耐力劣化を考慮した設計式の提案

(e) 引用文献

- 1) Ousalem H., Kabeyasawa T. et al. : Experimental Study on Seismic Behavior of Reinforced Concrete Columns Under Constant and Variable Axial Loadings、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.24、No.2、pp.229-234、2002
- 2) Scanlon A. and Murray D. : Time-dependent reinforced concrete slab deflections、J. Struct. Div.、ASCE、Vol. 100、No. ST9、pp-1911-1924、1974
- 3) Vecchio F.J. and Collins M.P. : The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear、ACI Journal、Vol.83、No.2、pp.219-231、Mar.-Apr.、1986
- 4) Zienkiewicz O.C. and Taylor、R.L. : The Finite Element Method、Volume I The Basis、Fifth edition、Butterworth-Heinemann、Oxford、2000、689pp.
- 5) 陳少華、鉄筋コンクリート建物の構造解析における耐震壁のモデル化に関する研究、東京大学博士論文、2000
- 6) 陳少華、壁谷澤 寿海：非線形解析における鉄筋コンクリート耐震壁モデル、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.21、No.3、pp.763-768、1999
- 7) 菅野俊介：コンクリートジャーナル、Vol.11、No.2、1973
- 8) 金 裕錫、壁谷澤 寿海、加藤 敦、小川 信行、五十嵐 俊一、鉄筋コンクリート偏心ピロティ壁フレーム構造の震動破壊実験、(その1) 鉄筋コンクリート造試験体の応答性状、第11回日本地震工学シンポジウム講演論文集CD-ROM、pp.1421-1426、2002

(f) 成果の論文発表・口頭発表等

著者	題名	発表先	発表年月日
松井智哉・秋田知芳・壁谷澤寿海・加藤敦	鉄筋コンクリート造耐震壁の動学的実験における解析的検討	コンクリート工学年次論文集、Vol. 26, No. 2, pp. 613-618, 2004	平成 16 年 7 月 7 日
金裕錫・壁谷澤寿海	鉄筋コンクリート柱のモデル化に関する研究	コンクリート工学年次論文報告集 Vol.26, No. 2, pp. 43-48, 2004	平成 16 年 7 月 7 日
壁谷澤寿一・村瀬正樹・壁谷澤寿海・松森泰造	異なる地震動を受ける偏心鉄筋コンクリート壁フレーム構造の震動実験	コンクリート工学年論文報告集、Vol. 26, No. 2, 1159-1164, 2004.	平成 16 年 7 月 7 日
Hossein Mostafaei and Toshimi Kabeyasawa	Cracks Widths Evaluation and Damage States Drifts of Reinforced Concrete Columns	Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol. 26, No. 2, pp 301-306, 2004.	平成 16 年 7 月 7 日
Tomoya Matsui, Toshimi Kabeyasawa, Atsushi Kato, Hiroshi	Shaking Table Test and Analysis of Reinforced Concrete Walls	13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B. C., Canada, Paper No. 419, 2004.	August 3, 2004

Kuramoto and Ichiro Nagashima,			
Y. Kim, T. Kabeyasawa	Dynamic test and analysis of an eccentric reinforced concrete frame to collapse	13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 381, 2004	August 3, 2004
H. Ousalem, T. Kabeyasawa, A. Tasai	Evaluation of Ultimate Deformation Capacity at Axial Load Collapse of Reinforced Concrete Columns	Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Multi-media, paper No. 370.	August 3, 2004
Toshimi Kabeyasawa, Tomoya Matsui, Atsushi Kato, Hiroshi Kuramoto, Ichiro Nagashima	Dynamic Test and Analysis of Reinforced Concrete Wall Elements	Proceedings of the Fifth US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, Hakone, Sep 10-12, Earthquake Engineering Research Institute, 2003.	Sep 10, 2003
Hassane Ousalem, Toshimi Kabeyasawa, Akira Tasai	Effect of Hysteretic Reversals on Lateral and Axial Capacities of Reinforced Concrete Columns	Proceedings of the Fifth US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, Hakone, Sep 10-12, Earthquake Engineering Research Institute, 2003.	Sep 10, 2003
Toshimi Kabeyasawa and Y. Kim	Dynamic Test and Analysis of Eccentric Reinforced Concrete Wall-Frames to Collapse	Performance-Based Engineering for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Structures, A Volume Honoring Shunsuke Otani, AIJ, 467-482, 2003.	Sep 8, 2003
Mostafaei H., Kabeyasawa T.	Shear Drifts Estimation of Reinforced Concrete Columns at Damage States	Proceeding of 5th Civil Engineering Symposium on Progress in Earthquake and	Mar 4, 2003

		Natural Disaster Based Processes to Prevent Collapse of Structures, Japan Society of Civil Engineers (JSCE), March 2004. pp. 181-186	
H. Ousalem, T. Kabeyasawa	Deformability Estimation of Reinforced Concrete Columns at Limit Stage of Gravity Load Collapse	Proceedings of the Fifth Symposium on Improvement of Preparedness to Earthquake Disaster by Investigating Collapse Process of Structures, Japanese Society of Civil Engineering, Tokyo, March, 4-5, 2004, pp. 187-192.	Mar 4, 2003
村瀬正樹・壁谷澤寿一・金 鎮坤・壁谷澤 寿海・松森泰造	異なる地震動を受ける偏心鉄筋コンクリート壁フレーム構造の震動実験（その1）実験概要・実験結果	第5回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集, pp. 221-226, 2004	平成 16 年 3 月 4 日
壁谷澤寿一・村瀬正樹・金鎮坤・壁谷澤 寿海・松森泰造	異なる地震動を受ける偏心鉄筋コンクリート壁フレーム構造の震動実験（その2）実験結果	第5回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集, pp. 227-232, 2004	平成 16 年 3 月 4 日
金鎮坤・村瀬正樹・壁谷澤寿一・壁谷澤寿海・松森泰造	異なる地震動を受ける偏心鉄筋コンクリート壁フレーム構造の震動実験（その3）ロードセルの静的実験による柱応答せん断力の推定	第5回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集, pp. 233-238, 2004	平成 16 年 3 月 4 日
金裕錫・壁谷澤寿海	RC柱の耐力劣化を考慮した解析手法に関する研究	第5回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集, pp. 193-198, 2004	平成 16 年 3 月 4 日
松井智哉・壁谷澤寿海	鉄筋コンクリート造耐震壁の動の実験における解析的検討	第5回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集, pp. 215-220, 2004	平成 16 年 3 月 4 日
村瀬正樹・壁谷澤寿一・金鎮坤・田嶋大祐・壁谷澤寿海・松森泰造	偏心鉄筋コンクリート壁フレーム構造の震動実験と解析 その1 試験体および実験方法	日本建築学会大会学術講演梗概集, 札幌, 8.29-8.31, AIJ, 885-886, 2004.	平成 16 年 8 月 29 日

田嶋大祐・村瀬正樹・壁谷澤寿一・金鎮坤・壁谷澤寿海・松森泰造	偏心鉄筋コンクリート壁フレーム構造の震動実験と解析 その2 破壊経過と破壊過程	日本建築学会大会学術講演梗概集, 札幌, 8.29-8.31, AIJ, 887-888, 2004.	平成 16 年 8 月 29 日
壁谷澤寿一・壁谷澤寿海・村瀬正樹・松森泰造	偏心鉄筋コンクリート壁フレーム構造の震動実験と解析 その3 振れ応答性状とモード解析	日本建築学会大会学術講演梗概集, 札幌, 8.29-8.31, AIJ, 889-890, 2004.	平成 16 年 8 月 29 日
壁谷澤寿海・壁谷澤寿一・村瀬正樹・松森泰造	偏心鉄筋コンクリート壁フレーム構造の震動実験と解析 その4 異なる地震動による累積入力エネルギーの解析	日本建築学会大会学術講演梗概集, 札幌, 8.29-8.31, AIJ, 891-892, 2004.	平成 16 年 8 月 29 日
金鎮坤・村瀬正樹・壁谷澤寿一・壁谷澤寿海・松森泰造, 田嶋大祐	偏心鉄筋コンクリート壁フレーム構造の震動実験と解析 その5 静的実験による柱せん断力の推定	日本建築学会大会学術講演梗概集, 札幌, 8.29-8.31, AIJ, 893-894, 2004.	平成 16 年 8 月 29 日
松井智哉・壁谷澤寿海	正負繰返し载荷を受ける鉄筋コンクリート造耐震壁の非線形解析	日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp. 291-292, 2004	平成 16 年 8 月 29 日
金裕錫・壁谷澤寿海	耐力劣化を考慮した RC 柱モデルに関する研究	日本建築学会学術講演梗概集, 2004	平成 16 年 8 月 29 日
Hassane Ousalem・壁谷澤寿海	Empirical Derivation of Ultimate Lateral Story Drift of Reinforced Concrete Columns Under Lateral Cyclic Loadings	日本建築学会大会学術講演梗概集, 札幌, 8.29-8.31, AIJ, 435-436, 2004.	平成 16 年 8 月 29 日

(g) 特許出願、ソフトウェア開発、仕様・標準等の策定

1) 特許出願

なし

2) ソフトウェア開発

なし

3) 仕様・標準等の策定

なし

(3) 平成 14～16 年度業務のまとめ

3年間の研究目標は、脆性破壊する立体フレーム構造の動的実験を対象とする解析システムを開発して検証することである。これを達成するために、主に以下の研究項目を実施した。(1)脆性部材(耐力劣化型モデル)を含む立体フレーム構造の解析プログラムを開発した。また、(2)脆性部材を含む立体フレーム構造(耐震壁、偏心構造物)の震動実験を実施した。さらに、(3)三次元震動実験実大試験体と予備解析を実施した。

平成14年度は、(a)水平外力の等価高さを変化させた壁単体モデルの実験、(b)耐力劣化型壁部材モデルの開発、(c)耐力劣化型柱部材モデルの開発と既往の震動実験の解析、の実施を計画し、ほぼ計画通り実施して以下の成果を得た。

動的試験により耐震壁は、静的な試験、既往の評価式よりも歪速度により強度は上昇するが、やや小さい変形能力になることを明らかにした。これは入力に依存する多数回の繰り返しによる耐力劣化の影響であると考えられる。耐力劣化の影響を反映した耐震壁のモデルを解析コード化して、実験結果により検証した。解析モデルは概ね実験を再現しうることを確認した。また、柱の耐力劣化型モデルも開発して、既往の震動実験により検証した。解析に関しては15年度から16年度まで精度向上、検証を継続した。

平成15年度は、(a)異なる入力地震動を受ける偏心壁フレーム構造の震動実験、(b)震動実験の予備解析、(c)震動実験の結果の整理と解析、(d)耐震壁を含む立体フレーム構造の解析プログラムの開発、(e)三次元震動実験実大試験体の設計と予備解析、の実施を計画し、ほぼ計画通り実施して以下の成果を得た。

異なる入力地震動を受ける偏心壁フレーム構造の震動実験により、構造物の崩壊には総入力(履歴消費)エネルギーよりも最大応答変形が支配的であることを明らかにした。安定領域に関しては予備解析でほぼ予測したとおりの応答が得られて、既往の解析手法で応答挙動は再現可能であることを検証した。柱の応力測定手法を試み、非対称応力を受ける3軸ロードセルの問題点を明らかにし、変位測定による応急対処法と検定結果も示した。

平成16年度は、(a)壁フレーム構造実大実験縮小モデルの震動実験(防災科研)、(b)偏心壁フレーム構造の震動実験の詳細解析、(c)耐力劣化型柱・耐震壁モデルの汎用解析プログラム化、(d)三次元震動実験実大試験体の設計と予備解析、(e)偏心構造物の応答推定、(f)柱部材の終局限界変形の推定、の実施を計画し、ほぼ計画通り実施して以下の成果を得た。

偏心構造物試験体の解析を基本にして、特性の異なる偏心構造物の解析を行い、塑性化による振れ応答のモード形に関する一般的な推移過程を明らかにした。この性質を利用した等価線形化手法を提案して、応答推定法があらゆる場合に有効であることを検証した。

耐力劣化型モデルを用いて耐震壁を含む構造物(壁フレーム構造)の解析を行い、耐力劣化に起因する耐震壁への変形集中により、層降伏に至る壁フレーム構造の応答特性、それを反映した耐震性能評価手法(耐震診断の評価式)を検討した。

柱の耐力劣化型モデルを震動実験、柱の静的実験結果に適用し、他のモデルによる解析結果と比較した。耐力劣化に伴う現象はこのモデルによってのみ再現可能であることを示した。

実大試験体の計画は詳細が未定であったので、試験体の解析は準備段階にある。試験体の詳細計画、詳細設計、入力計画の準備と進行状況に応じて詳細解析を適宜試行しうる手法を完成させた。以上により、3年間の研究目標は達成された。

