

3.2.3 耐震壁立体フレーム構造の水平力分担に関する研究

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カ年の年次実施計画
- (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) 耐震壁立体フレーム構造の地震時応力分担の分析
 - 2) 応答変形及びエネルギー性状の分析
 - 3) 部分仮動的実験計画の策定
- (c) 業務の成果
 - 1) 耐震壁立体フレーム構造の地震時応力分担
 - 2) 応答変形及びエネルギー性状
 - 3) 部分仮動的実験システムの構築と実験計画の策定
- (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 耐震壁立体フレーム構造の水平力分担に関する研究

(b) 担当者

所属機関	役職	氏名
独立行政法人 建築研究所	上席研究員	福山 洋
	上席研究員	斉藤 大樹
	主任研究員	加藤 博人
	主任研究員	楠 浩一
	研究員	向井 智久

(c) 業務の目的

耐震壁と柱部材の地震時における応力負担に着目した静的または仮動的加力実験を行い、振動台実験との比較を行い、仮動的実験の妥当性と適用性を検討する。

(d) 3カ年の年次実施計画

1) 平成14年度：

振動台実験に用いられた試験体を仮動的実験においても加力可能なように試験体形状、加力方法、計測方法の検討を行った。大ひずみを受ける主筋の溶接方法について、鉄板の厚さ、溶接長さ、ザグリの形状、半自動溶接の導入など改良を行った。試験体の基礎部分は、基礎浮き上がり試験体ではフレーム部分の基礎を完全固定、耐力壁下を振動台実験と合わせた。

高剛性構造物となる本試験体に対する仮動的実験の可否を検討した。試験体は、耐震壁架構があるため、水平剛性が高くなり仮動的実験の実施が危惧されるが、等価な1自由度系の剛性は約123kN/mmであった。1988年にRM5階建の実物大試験体に対し、最大耐力9000kN、頂部変形70mmを経験した後に仮動的実験が実施された。等価剛性は約130kN/mmで、今回の試験体とほぼ同じ剛性である。したがって、仮動的実験の実施は可能であると判断された。

静的・動的解析を行い、解析結果より検討した条件から、仮動的実験に必要な加力装置の剛性、強度等を決定した。

2) 平成15年度：

振動台実験に用いられた試験体と同じ仕様で仮動的実験用の試験体を作成した。この際、基礎、静的アクチュエータの加力用治具、計測システムなど、仮動的実験をする上で新たに作成・変更した。

振動台実験で使用された地震動を入力として、仮動的実験を実施した。仮動的実験では、振動台実験とは異なり加力時間がかかるため、すべての地震動波形を入力せずに、応答に影響すると考えられる主要動部分のみ入力した。載荷は、4階とR階のアクチュエータにより行った。当初、6層すべてのア

クチュエータを使用する予定であったが、試験体の剛性が高いため、制御が困難なことが分かり、2つの層のみで加力した。剛性の高い建物の多点載荷方法は、今後の研究課題である。仮動的実験は、耐震壁基礎の浮き上がりを許容した（基礎回転）試験体について、まず行い、その後、耐震壁基礎を固定して、さらに実験を行った。基礎回転の場合の最大ベースシアは約 500kN、基礎固定の場合は約 780kN であり、ともに仮想仕事法により求められる値よりも若干大きめの値となった。その原因として、2次モードによる層せん断力の増大が考えられるが、今後、さらに検討が必要である。

仮動的実験により得られたデータから、試験体の損傷分布や、作用応力の分布について検討した。基礎回転の場合に、耐震壁のひび割れが1階よりも2、3階で多くみられた。この原因についても今後さらに検討が必要である。

1方向漸増載荷解析を行い、仮動的実験との比較を行った。降伏メカニズムや荷重変形関係とも、実験結果と比較的よく整合した。

3) 平成16年度：

仮動的実験結果から、耐震壁立体フレーム構造の地震時の連層耐力壁構面と剛節架構での水平力および軸力の負担割合を明らかにした。

基礎の固定条件の違いによる各試験体の応答変形及びエネルギー性状を比較した。さらに、エネルギー釣合に基づく最大応答変形予測手法を適用し、本試験体の最大応答変形が概ね安全側に評価でき、妥当な精度を有していることを確認した。

構造物の一部分のみを取り出した仮動的実験により全体挙動を把握する部分仮動的実験に関して、加力アルゴリズム、加力方法、通信方法について検討し、部分仮動的実験システムを新たに開発した。さらに、鉄骨フレームを用いた動作検証用実験計画を策定した。

(e) 平成16年度業務目的

平成15年度に実施した仮動的実験結果から、耐震壁立体フレーム構造の損傷分布、水平力分担を明らかにする。また、基礎の固定条件の違いによる各試験体の応答変形及びエネルギー性状を比較する。

部分仮動的実験システムの加力アルゴリズム、加力方法、通信方法について検討し、部分仮動的実験システムを新たに開発し、実験計画を立てる。

(2) 平成16年度の成果

(a) 業務の要約

平成16年度は次の各項目を実施した。

- 1) 仮動的実験結果から、耐震壁立体フレーム構造の地震時の連層耐力壁構面と剛節架構での水平力および軸力の負担割合を明らかにした。
- 2) 基礎の固定条件の違いによる各試験体の応答変形及びエネルギー性状を比較した。さらに、エネルギー釣合に基づく最大応答変形予測手法を適用したところ、本試験体の最大応答変形が概ね安全側に評価でき、妥当な精度を有していることを確認した。
- 3) 耐震壁立体フレーム構造の一部のみを取り出した仮動的実験により全体挙動を把握する部分仮動的実験システムの加力アルゴリズム、加力方法、通信方法について検討し、部分仮動的実験システムを新たに開発した。

(b) 業務の実施方法

- 1) 耐震壁立体フレーム構造の地震時応力分担の分析
実験データから、耐震壁立体フレーム構造の地震時の連層耐力壁構面と剛節架構での水平力および軸力の負担割合を検討した。
- 2) 応答変形及びエネルギー性状の分析
基礎の固定条件の違いによる各試験体の応答変形及びエネルギー性状に着目し、エネルギー釣合に基づく最大応答変形予測手法を適用した。
- 3) 部分仮動的実験システムの構築と実験計画の策定
部分仮動的実験システムの加力アルゴリズムについて、変位制御と荷重制御を組み合わせたアルゴリズムと加力方法を検討した。また、解析用コンピュータと加力用コンピュータとをTCP/IPで接続して、FTP通信によりデータをやりとりするシステムを開発した。さらに、動作確認用の試験計画を策定した。

(c) 業務の成果

1) 耐震壁立体フレーム構造の地震時応力分担

a) 負担軸力および水平力の算出法

試験体形状、加力概要を図1に示す。図1に示すように、1・3・5層の4本の柱の階高中央部に分力計を挿入し、各柱に作用する加力方向および鉛直方向の力を計測した。鉛直方向については、無付加状態で分力計を計測し、その値を初期値とした。水平方向、変位計については、基礎回転・基礎固定とともに単点加力後に計測を実施し、その値を初期値とした。また、基礎固定時では、1回目の JMA Kobe75 入力時に加力装置に不具合が発生し、一部計測器を設置し直したため、2回目の JMA Kobe75 入力時に初期値を計測した。

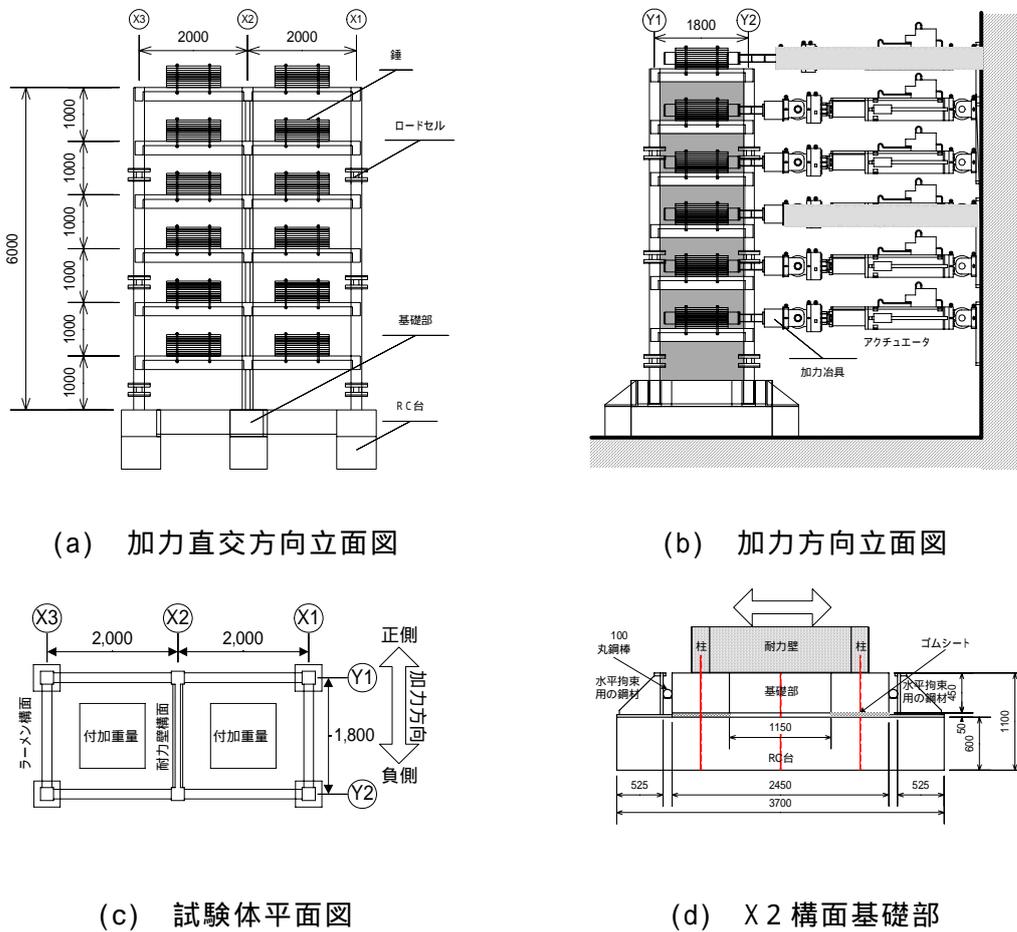


図1 試験体形状・加力概要

各層に作用した水平力 $Q_{1\sim6}$ は、4階床および屋上床のアクチュエータの計測荷重 F_4 および F_R を用いて、式1のように計算できる。

$$\begin{cases} Q_{1\sim3} = F_4 + F_R \\ Q_{4\sim6} = F_R \end{cases} \quad (1)$$

1・3・5層の耐力壁が負担する水平力は、式(1)で計算した各層の水平力から、分力計

で計測された柱の負担する水平力を引いたものとした。各層の高さ中央面に作用する転倒モーメント $M_{1\sim6}$ は、各層高さ中央面から各アクチュエータまでの高さ $h_{1\sim6\text{toR}}$ および $h_{1\sim3\text{to4}}$ を用いて、式(2)により計算した。

$$\begin{cases} M_{1\sim3} = h_{1\sim3\text{to4}} \cdot F_4 + h_{1\sim3\text{toR}} \cdot F_R \\ M_{4\sim6} = h_{4\sim6\text{toR}} \cdot F_R \end{cases} \quad (2)$$

転倒モーメント M により各層に作用する変動軸力 ΔN は、各層の転倒モーメント M を加力方向スパン長さ (1、800mm) で除した値とした。また、1・3・5階の各柱が負担している変動軸力 $\Delta N_{\text{柱}}$ は、分力計により計測した軸力から長期軸力 (基礎固定時の東北大入力の初期値) を引いた値とした。柱の半曲点高さは階高の半分と仮定し、壁の負担する変動軸力は、 N から圧縮・引張側の2本の柱の $\Delta N_{\text{柱}}$ を引いた値とした。

柱と壁の水平力および軸力分担の検討は、文献 3) に示された方法により算出した代表変位 - ベースシア - 関係の包絡線上の各計測点により行う。即ち、式(1)および式(3)により算出したベースシア Q_1 - 代表変位 Δ 関係で、各計測ステップまでの変位最大および最小点を結んだ曲線を用いる。

$$\Delta = \frac{\sum m_i \cdot M \cdot x_i}{\sum m_i} \quad (3)$$

ここで、 m_i は各層の質量、 $\{M \cdot x_i\}$ は各層の基礎に対する相対応答変形量である。また、基礎回転では、全ての地震波は連続して入力されたと仮定した。基礎固定では、2回目の JMA Kobe 75 以降を連続して入力されたと仮定し、検討に用いた。

基礎回転および基礎固定時の、ベースシア - 代表変位関係包絡線を図 2 および図 3 に示す。図中には材料の実強度に基づく保有水平耐力計算値を併せて示している。基礎回転時では JMA Kobe 50、基礎固定時では Takatori 入力時に計算耐力に達していることが分かる。

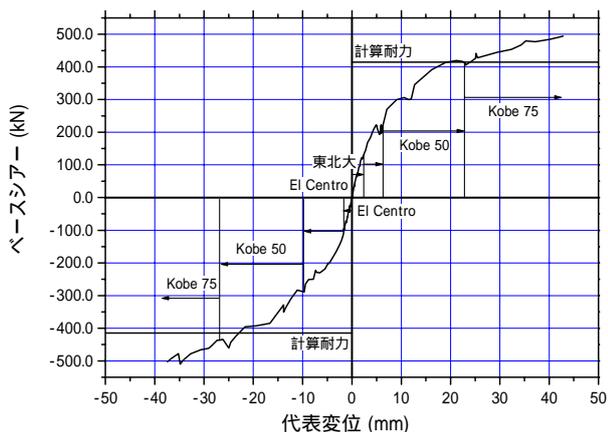


図 2 代表変位 - ベースシア関係包絡線 (基礎回転時)

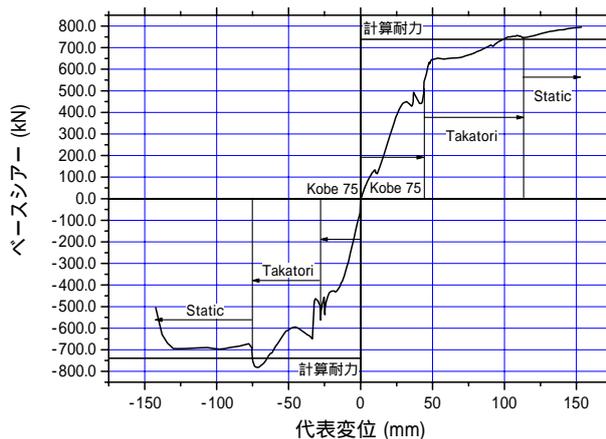


図 3 代表変位 - ベースシア関係包絡線 (基礎固定時)

b) 耐力壁と柱の軸力の負担割合

図4に基礎回転時の1層柱および耐力壁構面の変動軸力負担率を示す。変動軸力負担率は、全転倒モーメントにより生じる変動軸力に対して、圧縮・引張側の2本の柱の負担している変動軸力の割合を示す。正側加力時は、Y1構面が圧縮、Y2構面が引張となる。図から代表変位がゼロ付近のごく初期には、柱は支配面積分（負担率0.5）を負担していることが分かる。圧縮側は、その後も負担率は0.5でほぼ一定である。一方、引張側は、代表変位が±10mm程度まで柱の負担率が上昇し、その後、0.65～0.70程度の負担率で一定となった。

図5に基礎回転時の耐力壁および柱構面が負担した圧縮・引張変動軸力を示す。圧縮側では、図6に示したとおり、耐力壁および柱はほぼ等しい圧縮変動軸力を負担している。一方、引張側の耐力壁の負担変動軸力とは、引張側壁脚部での直交基礎ばりを介して地面に流れる軸力分と考えられる。直交基礎梁の曲げ強度は、上端引張時54.39kN・m、下端引張時53.02kN・mであり、内法長さL=1.35mより曲げ降伏時せん断力は $Q=79.48\text{kN}$ となる。基礎梁曲げ降伏時には、基礎ばり2本分では158.96kNの軸方向力を直接地面に伝えることが出来る。耐力壁側柱の長期軸力計算値が140.09kNであるため、耐力壁構面引張側では299.05kNの引張変動軸力を負担できる計算となる。図5には、直交基礎ばり降伏時の負担変動軸力(299.05kN)を併せて示している。耐力壁構面の負担引張変動軸力は、ほぼ直交基礎ばりの計算耐力で頭打ちとなっていることが分かる。

図6に各層での柱および耐力壁構面の負担変動軸力を示す。圧縮側では、柱構面と耐力壁構面の負担している変動軸力はほぼ等しく、ほぼ支配面積分を負担していると考えられる。一方、引張側は3層、5層ともに耐力壁構面は殆ど引張変動軸力を負担しておらず、ほぼ全てを柱構面が負担している。これは、上層部も含めて、引張変動軸力のほぼ全ては剛節架構で負担する必要があることを示している。

図7に基礎固定時の柱の変動軸力負担率を示す。試験体は基礎回転時の加力後に基礎を固定して加力したため、図から試験体には少し負側に残留変形が残っていたことが見受けられ、原点付近では負担率が若干ばらついている。しかし、±50cmを超える大変形時には、ほぼ負担率は一定となり、圧縮側の柱で40～50%、引張側の柱で60～70%の軸力を負担している。圧縮側柱は、ほぼ支配面積分を負担しているといえる。

図8に基礎固定時の耐力壁および柱構面が負担した圧縮・引張変動軸力を示す。圧縮側では、図7に示したとおり、耐力壁および柱はほぼ等しい圧縮変動軸力を負担している。また、耐力壁構面側柱の全主筋断面積 A_g は1524mm²であり、主筋の降伏強度 y は353.0N/mm²であった。また、側柱に作用する長期軸力 N は140.1kNと計算されるため、耐力壁構面側柱の全主筋引張降伏時の変動引張軸力は、678kNと計算される。図から、耐力壁構面の引張変動軸力はほぼ、計算された全主筋降伏時引張軸力で一定となっていることが分かる。

図9に基礎固定時の各層での柱および耐力壁構面の負担変動軸力を示す。3・5層では、1層耐力壁脚部の曲げ降伏後は、圧縮・引張側ともに負担変動軸力はほぼ一定となっている。最終的には5層は殆ど変動軸力を負担していないことが分かる。柱の主筋量は、耐力壁側柱と同じく1524mm²であり、主筋の降伏強度 y も同じく353.0N/mm²である。また、引張側柱2本に作用する長期軸力 N は140.1kNと計算されるため、2本の柱の全主筋引

張降伏時の引張変動軸力は、1216kN と計算される。図中にこの引張変動軸力を併せて示しているが、何れの柱も全主筋引張降伏に至っていないことが分かる。

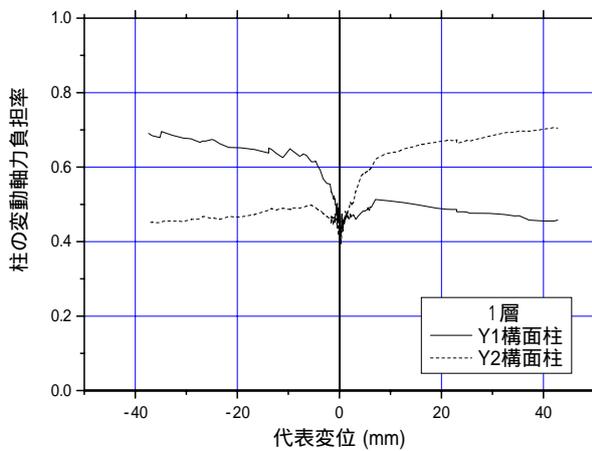


図4 柱の変動軸力負担率
(基礎回転時)

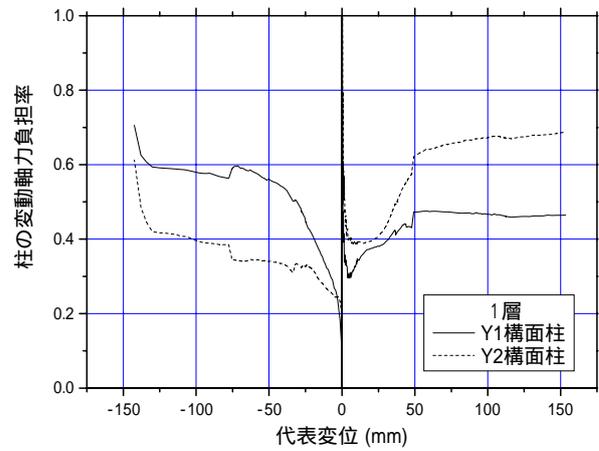


図7 柱の変動軸力負担率
(基礎固定時)

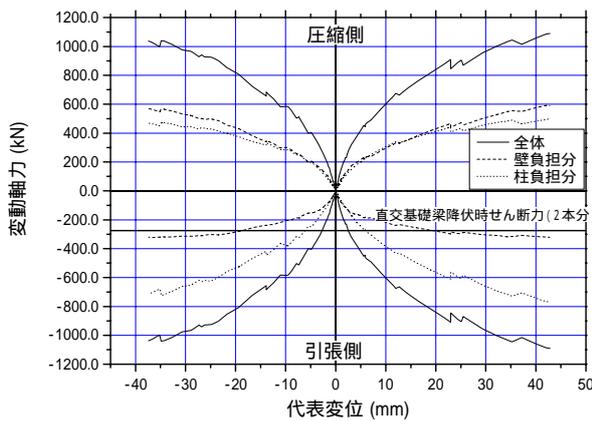


図5 1層柱および壁構面の負担変動軸力
(基礎回転時)

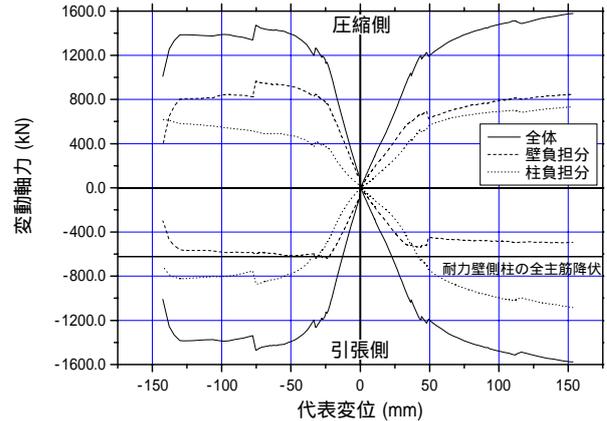


図8 1層柱および壁構面の負担変動軸力
(基礎固定時)

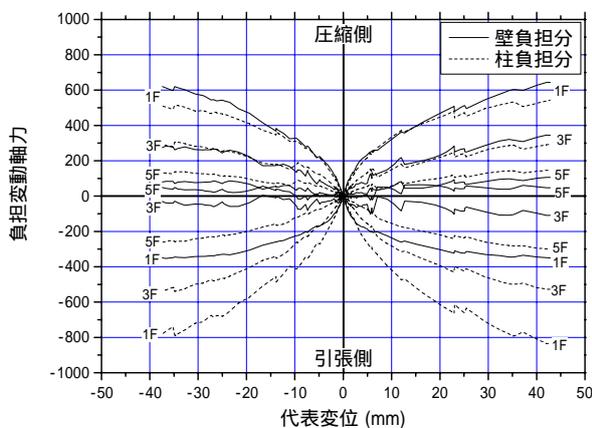


図6 各層柱および壁構面の負担変動軸力
(基礎回転時)

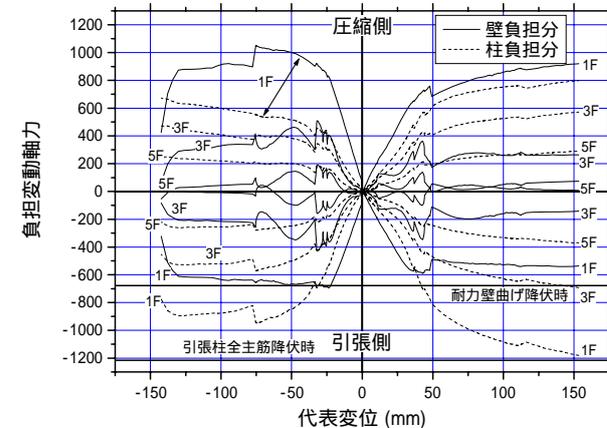


図9 各層柱および壁構面の負担変動軸力
(基礎固定時)

c) 耐力壁架構と剛節架構の負担する水平力

図 10 に基礎回転時の耐力壁架構と剛節架構の負担水平力を示す。図中には、震度分布を等分布とした場合および逆三角形分布とした場合の、直交基礎梁曲げ降伏時の 1 層層せん断耐力（それぞれ 138.2kN および 123.0kN）を併せて示している。直交基礎梁に添付したひずみゲージでの計測結果から求めた直交基礎梁の曲げ降伏発生点を図中には併せて示している。ひずみゲージは、正側加力時に降伏する基礎梁にしか添付していないが、降伏点はほぼ震度逆三角形分布と一致している。また、剛節架構との負担水平力を比較すると、負側では若干耐力壁の負担水平力が剛節架構に較べて低いが、正側ではほぼ両者は一致していることが分かる。

図 11 に、基礎固定時の耐力壁架構と剛節架構の負担水平力を示す。図中には、震度分布を等分布とした場合および逆三角形分布とした場合の剛節架構全体崩壊形形成時の 1 層層せん断耐力（それぞれ 280.6kN および 226.8kN）をあわせて示している。剛節架構の剛性が大きく低下した点（図中 B 点）は、正側ではほぼ等分布時の全体崩壊形形成時の層せん断力、負側では逆三角形分布と等分布の間に位置している。その後、耐力壁の負担水平力がせん断破壊によって急激に低下する C 点以降までは、正側・負側ともに剛節架構の負担せん断力はほぼ一定となっている。耐力壁構面の剛性が大きく低下した点（図中 A 点）での割線剛性を考えると、正側の剛性は負側に較べて小さくなっている。この原因としては、基礎回転時の耐力壁架構の損傷の影響、耐力壁架構の基礎部固定度の影響、等が考えられる。

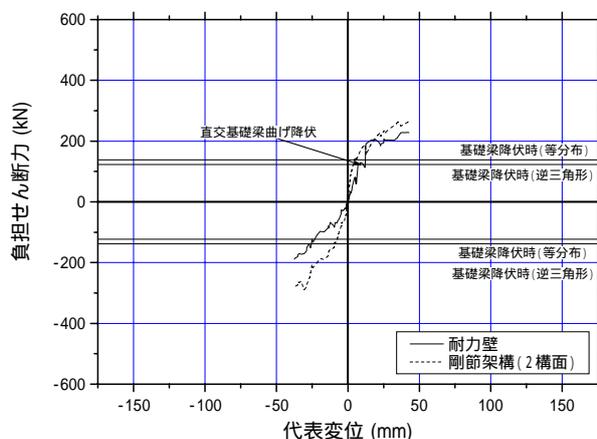


図 10 耐力壁架構と剛節架構の負担水平力
(基礎回転時)

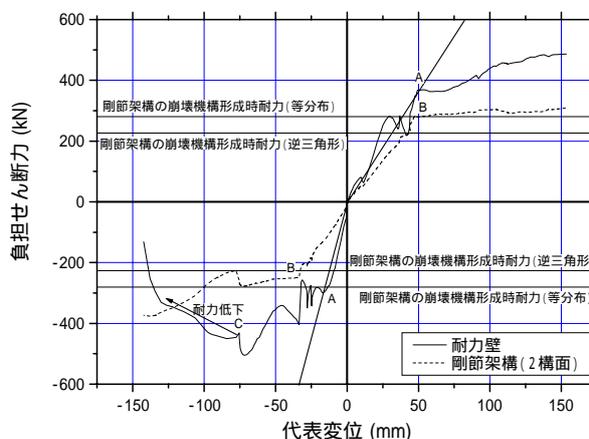


図 11 耐力壁架構と剛節架構の負担水平力
(基礎固定時)

図 12 に 1 層層せん断力に対する剛節架構が負担する水平力の比率と代表変位の関係を示す。図中には、鉛直荷重支配面積分を負担した場合の比率（50%）をあわせて示している。基礎回転に関しては、図 10 に示したとおり、負側は正側に比べて若干剛節架構の負担率が大きい、およそ 50~60%であった。また、基礎固定時には、その比率はおよそ 40%程度であった。

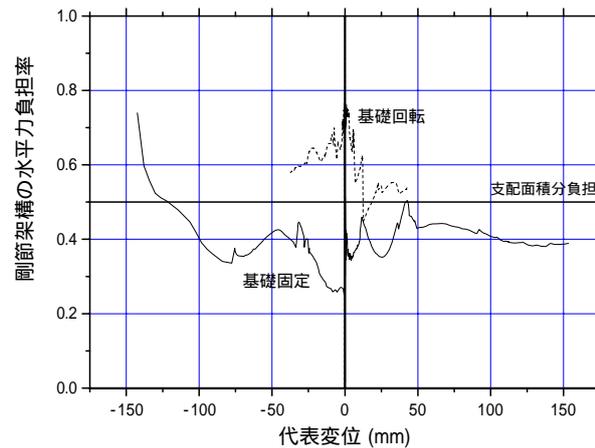


図 12 剛節架構の水平力負担率

d) 圧縮側柱と引張側柱の水平力の負担割合

本節では、剛節架構の中で、変動軸力が圧縮側に作用する柱（正側加力時 Y1 構面）および引張側に作用する柱（正側加力時 Y2 構面）が負担する水平力の割合について検討する。

図 13 に基礎回転時の Y1・Y2 構面柱の負担する水平力の 1 層層せん断力に対する割合を示す。正側、負側ともに圧縮変動軸力の作用する柱が水平力全体の 40%程度を負担しており、引張側柱は 10%程度の負担率であることが分かる。

一方、図 14 に示すように基礎固定時には、圧縮側の柱の負担する水平力は 30%程度、引張側柱の負担する水平力は 10%程度となった。

図 15 に、基礎回転時に各構面柱が負担しているせん断力と代表変位の関係を示す。図中には、式(4)および図 1 に示したロードセルで計測された各柱に作用している軸力を用いて、反曲点高さを柱中央と仮定して計算した曲げ降伏時せん断耐力（図中「計算耐力」を併せて示している。

$$M_u = \begin{cases} (0.5 \cdot a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.024(1 + g_1)(3.6 - g_1)b \cdot D^2 \cdot F_c) \frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - N_b} & N_{\max} \geq N > N_b \\ 0.5 \cdot a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5N \cdot D \cdot (1 - N/(b \cdot D \cdot F_c)) & N_b \geq N > 0 \\ 0.5 \cdot a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5N \cdot g_1 \cdot D & 0 \geq N \geq N_{\min} \end{cases} \quad (4)$$

ここで、 a_g ：全主筋断面積、 σ_y ：主筋の降伏応力度、 g_1 ：主筋間距離比、 b ：柱幅、 D ：柱幅、 F_c ：コンクリート強度、 N ：作用軸力、 $N_{\max} = b \cdot D \cdot F_c + a_g \cdot \sigma_y$ 、 $N_b = 0.22(1 + g_1) \cdot b \cdot D \cdot F_c$ 、 $N_{\min} = -a_g \cdot \sigma_y$ である。

図から、1 階柱は、圧縮・引張側ともに、柱頭は殆ど降伏していないと考えられる。つまり、柱の反曲点高さは、柱中央よりも高い位置にあったと考えられる。

一方、基礎固定時の各構面柱が負担しているせん断力と代表変位の関係を図 16 に示す。基礎固定時には、比較的早い段階（±50mm 付近）で、引張側柱は柱頭・柱脚ともに降伏したと考えられ、基礎回転時に較べて、より変形モードが等分布に近づいたと考えられる。

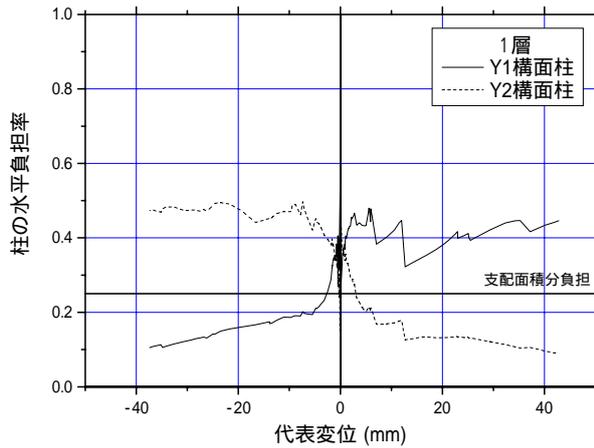


図 13 Y1・Y2 構面柱の水平力負担率
(基礎回転時)

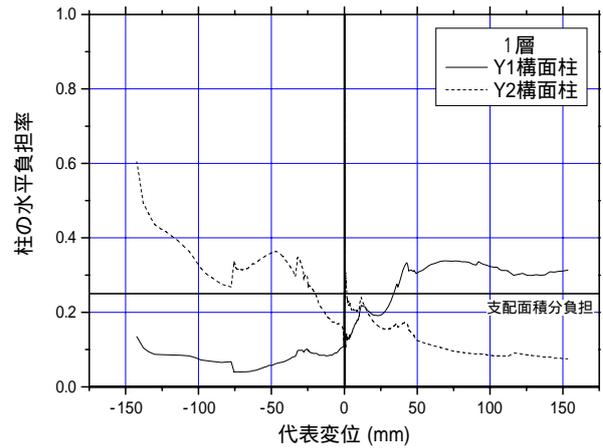


図 14 Y1・Y2 構面柱の水平力負担率
(基礎固定時)

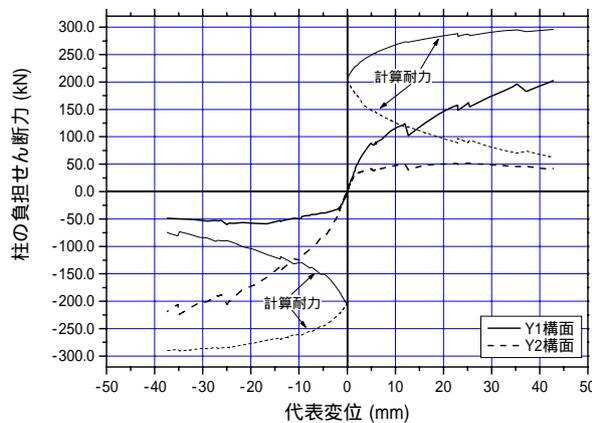


図 15 Y1・Y2 構面柱の負担水平力
(基礎回転時)

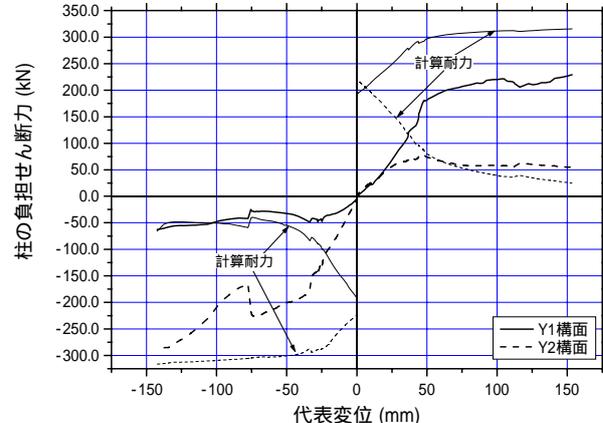


図 16 Y1・Y2 構面柱の負担水平力
(基礎固定時)

e) 転倒モーメントと震度分布

本節では、試験体脚部に作用した転倒モーメント、および試験体に作用した震度分布について検討を行う。試験体に作用した 1 層層せん断力 Q は、式 1 により計算できる。一方、この Q を用いて、震度分布が等分布の場合の各質点に作用する加速度は、各層の質量 m_1 および m_2 を用いて、

$$\ddot{x} = \frac{Q}{m_1 + m_2} \quad (5)$$

と計算されるため、震度分布が等分布の場合の転倒モーメント M は、

$$M = (m_1 \cdot h_1 + m_2 \cdot h_2) \frac{Q}{m_1 + m_2} \quad (6)$$

と計算される。一方、震度分布が逆三角形分布の場合、2 質点目の加速度は \ddot{x}_1 を用いて

$$\ddot{x}_2 = \frac{h_2}{h_1} \ddot{x}_1 \quad (7)$$

と表せる。よって、1 層層せん断力 Q より、 \ddot{x}_1 は、

$$\ddot{x}_1 = \frac{Q}{m_1 + m_2 \cdot h_2/h_1} \quad (8)$$

と計算される。よって、震度逆三角形分布の場合の転倒モーメント M は、

$$M = \left(m_1 \cdot h_1 + m_2 \cdot h_2^2/h_1\right) \frac{Q}{m_1 + m_2 \cdot h_2/h_1} \quad (9)$$

と計算できる。

図 18 に基礎回転時の試験体に作用した転倒モーメントと代表変位の関係を示す。図中には、式 6 および式 9 により計算された震度分布が等分布および逆三角形分布時の転倒モーメントをあわせて示している。図から、基礎回転時には震度分布は逆三角形分布に近く、特に正側大変形時には逆三角形分布を上回り、上層部の震度が大きくなる Ai 分布に近づいている。

一方、基礎固定時の転倒モーメントと代表変位の関係を図 19 に示す。2 節に示したように、最後に実施した静的加力（図中「Static」）では、震度分布を屋上階：4 階床=1.5：1.0 で固定としたため、実験時の転倒モーメントと逆三角形分布、等分布での転倒モーメントとの比率はほぼ一定となっている。Takatori 入力まででは、若干変動するものの、基礎回転時に較べて震度分布は等分布側へ近づいていることが分かるが、完全に等分布とはなっていない。

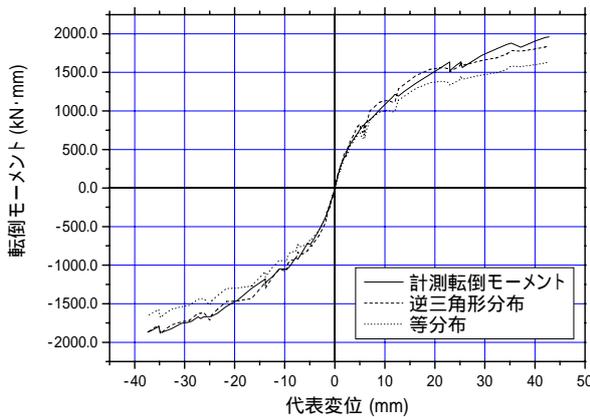


図 18 計測転倒モーメント
(基礎固定時)

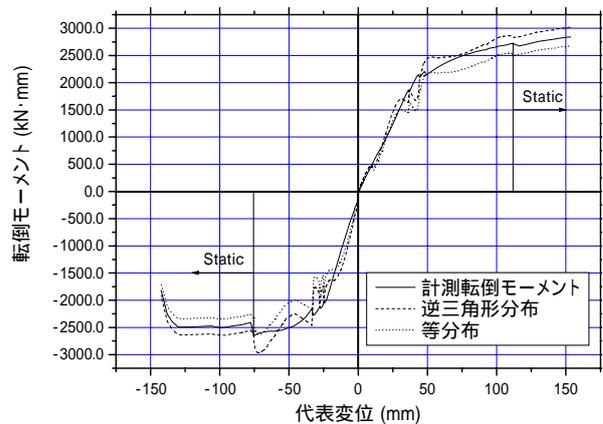


図 19 計測転倒モーメント
(基礎固定時)

図 20 には、試験体全体と耐力壁構面での等価高さと代表変位の関係を示す。試験体全体の等価高さは、式 2 で計算される試験体脚部に作用する転倒モーメント M を、式 1 で計算される試験体の 1 層層せん断力 Q で除して求めた。また、剛節架構の負担する転倒モーメント M 剛節は、図 21 に示すように、剛節架構に作用する変動軸力 N1 および N2、スパン長さ L を用いて、 $M_{\text{剛節}} = (N1 + N2) \cdot L/2$ として算出し、耐力壁構面の負担する転倒モーメント M 壁は、 $M_{\text{壁}} = M_{\text{剛節}}$ として算出した。この M 壁を 1 階の耐力壁の負担するせん断力 Q 壁で除して耐力壁構面の等価高さを算出した。

図から、建物全体の等価高さはほぼ 4 m 付近で一定であることが分かる。一方、耐力壁構面の等価高さは、極小さな変形領域では、等価高さは 10m 近くに達しており、耐力壁構

面の反曲点高さは壁高さを大きく上回り、純曲げに近い性状を示している。図 22 に示す壁脚部 Y1 および Y2 構面での目開きと代表変位の関係からも分かるように、目開き量がおよそ 2 mm の時点から急速に耐力壁構面の等価高さは低下し、ほぼ試験体全体の等価高さとも一致している。

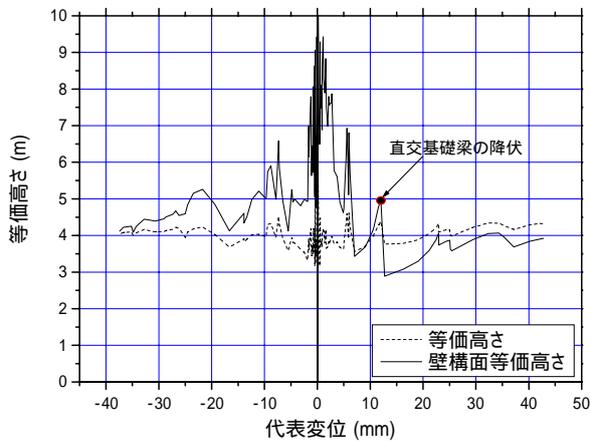


図 20 建物全体と壁構面の等価高さ
(基礎回転時)

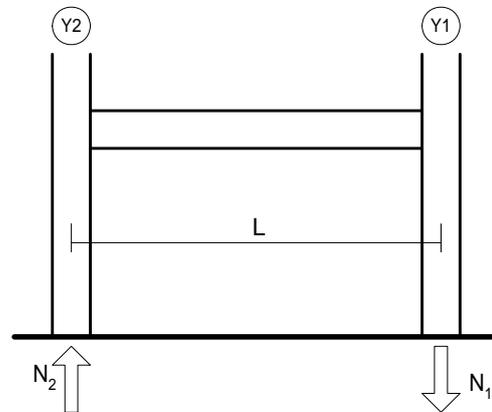


図 21 剛節架構の転倒モーメント

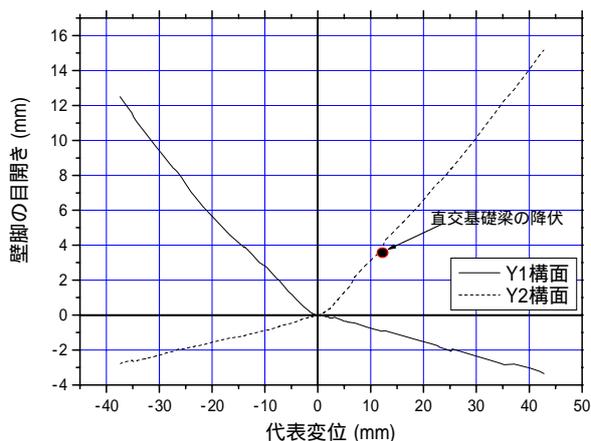


図 22 基礎回転時の壁脚の目開き

一方、基礎固定時の等価高さと代表変位の関係を図 23 に示す。基礎固定時では、最終的には震度分布一定で加力したため、Takatori 入力までの結果で考察を行う。正側加力の代表変位 50mm 以降を除いて、耐力壁構面の等価高さと試験体全体の等価高さはほぼ一致しており、ばらつきは大きいもののほぼ 4 m 程度であった。正側加力の代表変位 50mm 以降では、耐力壁構面の等価高さはほぼ 3 m で一定となっている。このばらつきは、例えば図 24 に示す 1 層層せん断力 - 層間変形関係 (JMA Kobe 75 入力時) の様に、最大変形付近で層せん断力が大きく変動していることに起因する。これは、図 25 に示すように、最大応答付近で最上階の変位が高次モードの影響で大きく、あるいは小さくなることにより、結果的に等価高さが変動したと考えられる。

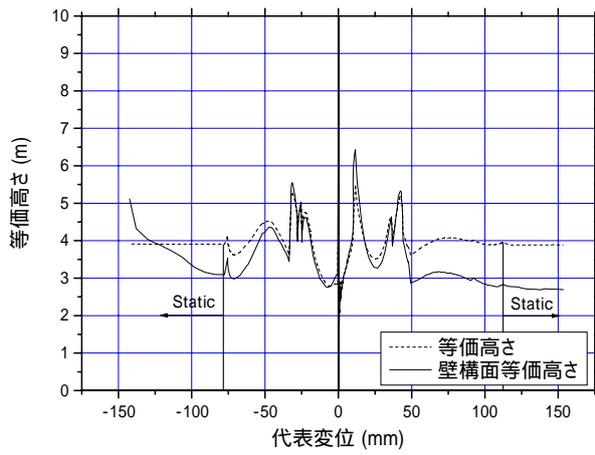


図 23 建物全体と壁構面の等価高さ
(基礎固定時)

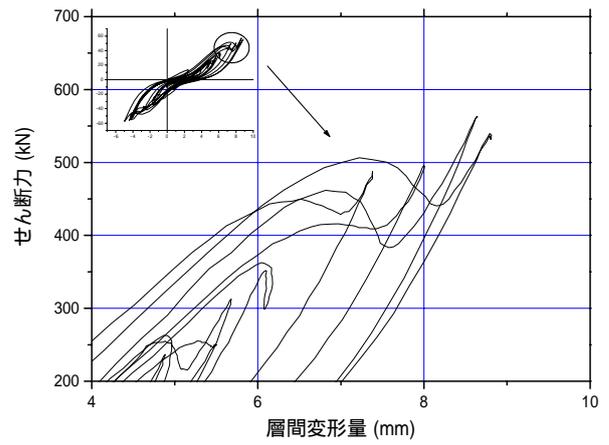


図 24 1層層せん断力 - 層間変形量関係
(基礎固定 : JMA Kobe75)

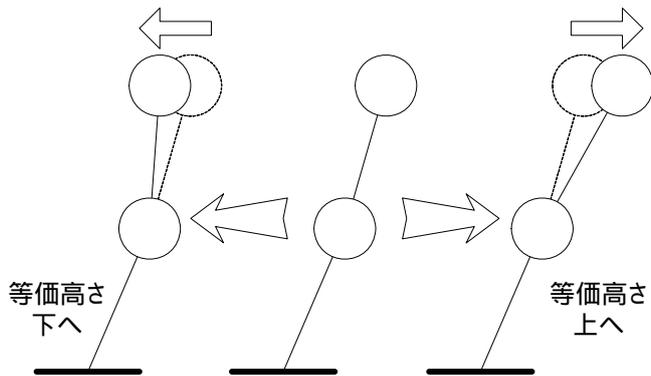


図 25 質点の移動と等価高さ

2) 応答変形及びエネルギー性状

a) エネルギー入力と最大応答変形

本試験体においても単位時間当たり(本論では各層の正負最大応答変形時の割線剛性から得た周期)のエネルギー入力と最大応答変形との関係について検討する。図にエネルギー入力と最上階変形の時刻歴を示す。図より、基礎回転、固定に関わらず、単位時間当たりのエネルギー入力が最大となる際に最大応答変形が発生していることが確認できる。

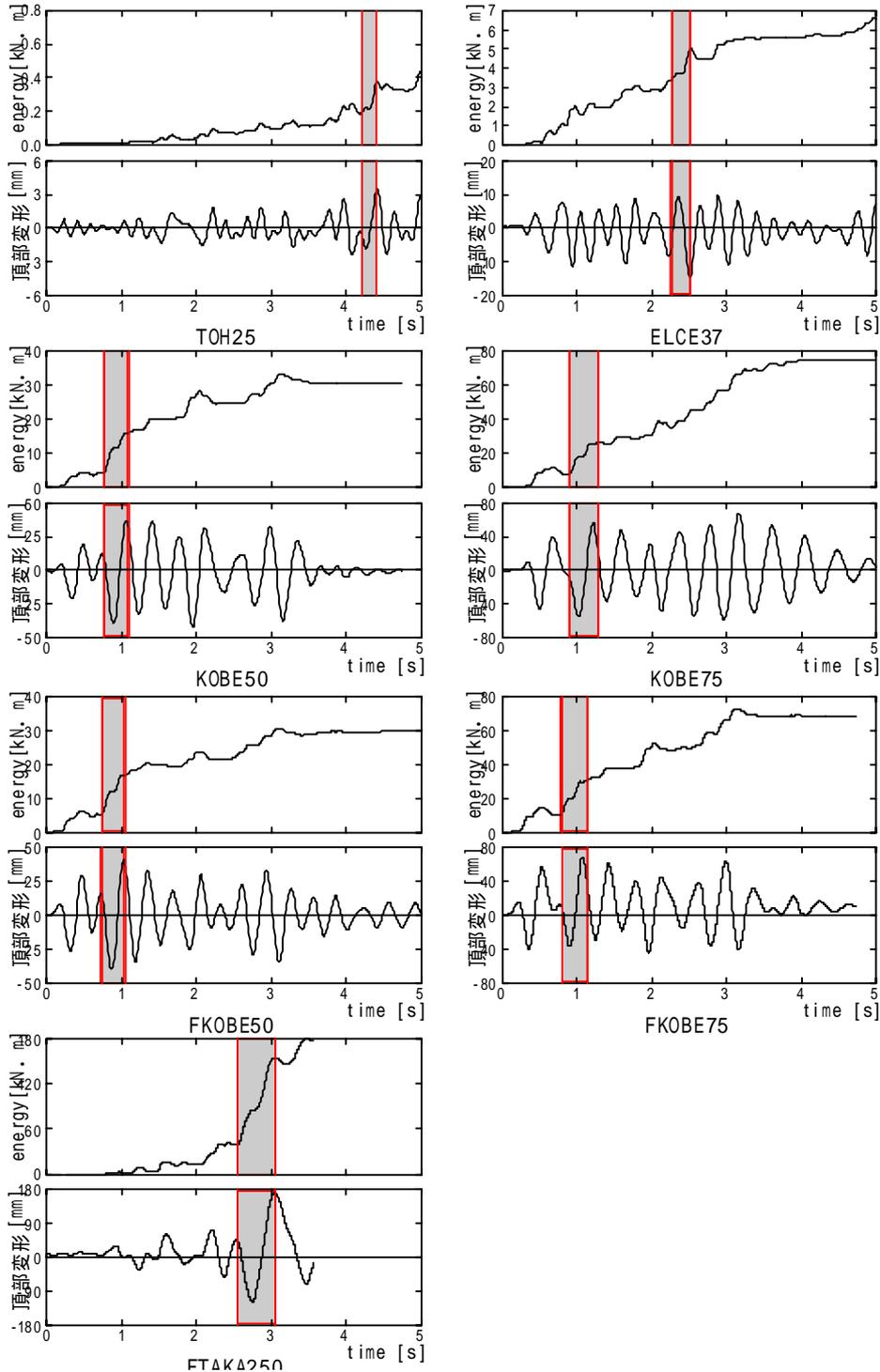


図 26 エネルギー入力と最上階変形の時刻歴

b) エネルギー吸収のモデル化

弾塑性範囲の場合

図 27 に示すように RC 造建物のエネルギー吸収量 ES を弾性歪みエネルギー E_y と 1 サイクル目の塑性歪みエネルギー E_{ds} 、2 サイクル目以降の累積歪みエネルギー E_c 、粘性減衰吸収エネルギー E_h の 4 種類に分類し式によってモデル化を行う。なお、 E_h は初期剛性比例型の式となっている。

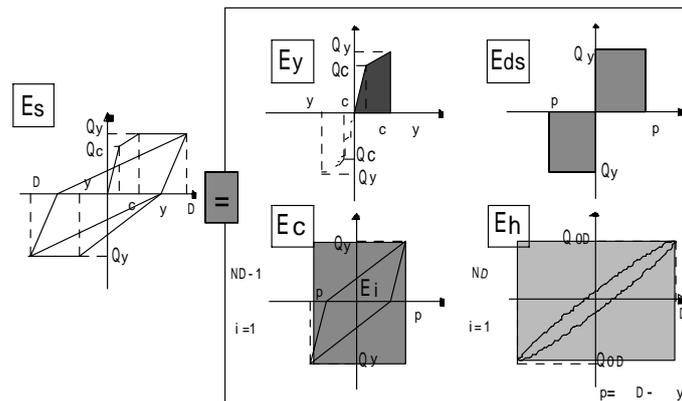


図 27 弾塑性範囲のエネルギー吸収のモデル化

$$\begin{aligned}
 ES &= E_y + E_{ds} + E_c + E_h \\
 E_y &= 0.5\{\delta_c Q_c + (\delta_y - \delta_c)(Q_y + Q_c)\} \\
 E_{ds} &= 2Q_y(\delta_D - \delta_y) \\
 E_c &= 4Q_y\xi(ND-1)(\delta_D - \delta_y) \\
 E_h &= 2\pi h(\omega_e / \omega_0)Q_{0D}\delta_D^2 ND
 \end{aligned} \tag{10}$$

ただし、 Q_c : ひび割れ耐力、 c : ひび割れ時の変形量、 Q_y : 降伏耐力、
 y : 降伏時の変形量、 h : 減衰定数、 ξ : ループ面積係数、
 e : 固有円振動数、 ω_0 : 初期固有円振動数、
 $Q_{0D} = K_0 \times D$ (K_0 : 初期剛性)、 ND : 等価な繰り返し数

式(10)で表されるエネルギー吸収量 ES と入力エネルギー量 ED が等しいと仮定し、 D について解くと、式(11)が得られる。

$$\delta_D = \frac{ED \cdot K_{ey} - \{0.5(\beta - \alpha\beta - 3) - 4\xi(ND-1)\}Q_y^2}{2Q_y[\{1 + 2\xi(ND-1)\}Q_y + \pi h \gamma ND \cdot Q_{0D}]} \cdot \delta_y \tag{11}$$

ただし、 $\beta = K_{ey} / K_0$ 、 $\alpha = Q_c / Q_y$ 、 $\gamma = e / \omega_0$

降伏変形以下、かつひび割れ時の変形量以上の場合

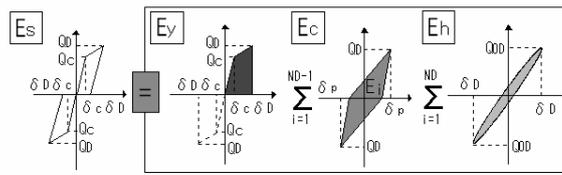


図 28 弾性範囲のエネルギー吸収のモデル化
($c < D < y$ の場合)

図 28 に示すように、エネルギー吸収を分類し、ES は(12)で表す。

$$\begin{aligned}
 ES &= E_y + E_c + E_h \\
 E_y &= 0.5\{\delta_c Q_c + (\delta_D - \delta_c)(Q_D + Q_c)\} \\
 E_c &= 4Q_D \xi_c (ND - 1)(\delta_D - \delta_c)
 \end{aligned}
 \tag{12}$$

弾塑性範囲と同様に $ED=ES$ として D について解くと、(13)が得られる。

$$\delta_D = \frac{\{0.5 + 4\xi_c(ND - 1)\}\delta_c + ED / Q_D}{0.5 + 4\xi_c(ND - 1) + 2\pi h \gamma ND \cdot Q_{0D} / Q_D + 0.5Q_c / Q_D}
 \tag{13}$$

ひび割れ時の変形量以下の場合

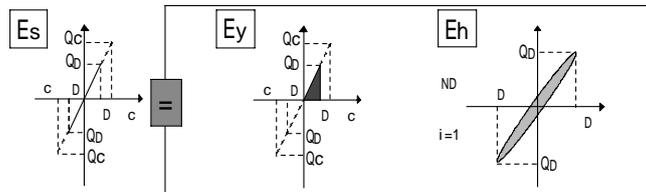


図 29 弾性範囲のエネルギー吸収のモデル化
($D < c$ の場合)

図 29 に示すようにエネルギー吸収を分類し ES は式(14)で表す。

$$\begin{aligned}
 ES &= E_y + E_h \\
 E_y &= 0.5\delta_D Q_D
 \end{aligned}
 \tag{14}$$

同様に $ED=ES$ として D について解くと、式(15)が得られる。

$$\delta_D = \sqrt{\frac{ED}{K_0(0.5 + 2\pi h \gamma ND)}}
 \tag{15}$$

なお、式(12)及び式(13)については、及び ED 、 ND (弾性スペクトルを用いて算出する場合)が塑性率の関数となっているため、仮定した応答変形と変形推定式によって得られる応答変形が等しくなるまで収束計算を行う必要がある。また、推定式の適用手順としては、弾塑性範囲における収束計算を行い、そこから算出された値が降伏変形以下であれば、式(13)を用いてもう一度収束計算を行う。更にその値がひび割れ変形量以下である場合は、式(15)を用いて変形量の推定を行う。

c) 最大応答変形推定とその精度

前節までに述べた手法を用いて基礎回転、基礎固定における応答変形予測を行った結果を以下に示す。

- QB- top 曲線から包絡線を作成する。
- トリリニア化を行う。

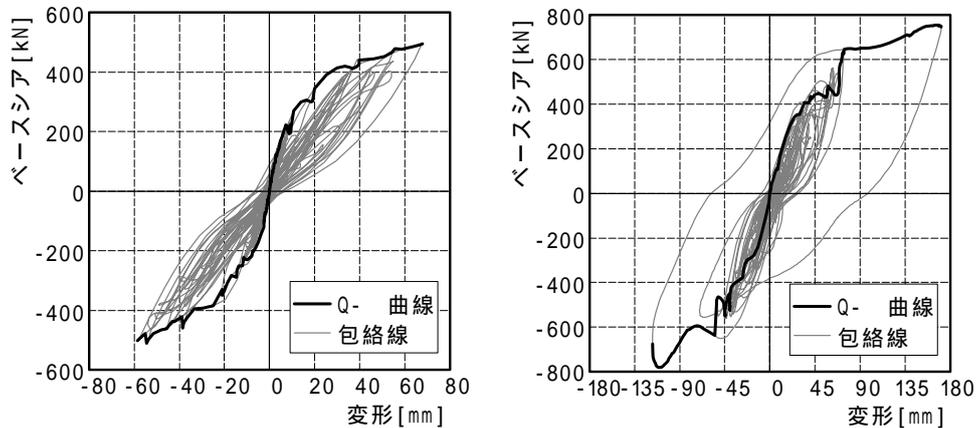


図 30 QB- top 曲線と包絡線

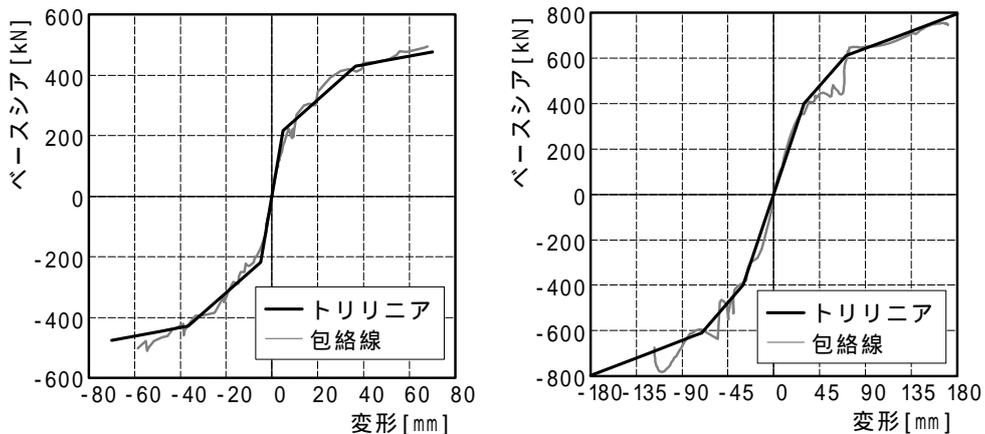


図 31 包絡線とトリリニア化

除荷時剛性の算出

図 32 には横軸に塑性率、縦軸に除荷時剛性 K' をとったものを示す。図より塑性率が増加するに従い K' が低下していく傾向を示す基礎回転時と比較し、基礎固定時の除荷時剛性はどの塑性率の範囲においてもほぼ一定の値を示す。これは、両固定条件の実験を同一試験体で行っており、基礎固定時には既にフレーム構面の梁が損傷しているためであると考えられる。また、変形推定を行う際に、前節で示したように除荷時剛性から K' を算出するが、除荷時剛性を算出する際に最大点でない場合のみを採用したため、基礎固定において塑性後の除荷時剛性を算出することが出来なかった。その為ここでは簡易的に武田モデルにおける除荷時剛性を用いて変形推定を行うこととした。

の算出

とはループ面積の係数であり、値が大きいほど繰り返しのエネルギー吸収性能は高いとすることを意味する。より得られた K' を塑性率の近似曲線化し、 K' より計算した、及び武田モデルを仮定した際の を図 33 に示す。なお、基礎固定においては塑性後の採用点が 1 点のみであったため図中に示すことが出来なかった。図より、基礎回転時における は塑性率の小さい範囲では小さな値であるが、塑性率の増加と共にその値は大きくなる。また武田モデルの の計算結果は、塑性率の大きな範囲では基礎回転時と比較的近い値を示すことが確認できる。本実験では基礎固定について検討できなかったが、基礎固定条件の違いによる の値の違いについて今後検討の必要があると考えられる。

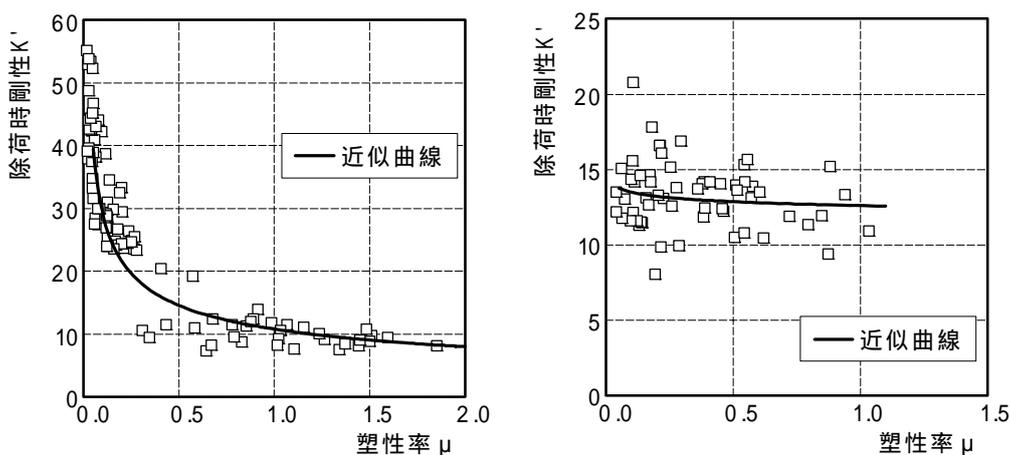


図 32 除荷時剛性

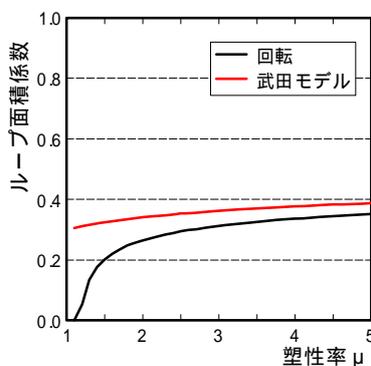


図 33 除荷時剛性

等価 1 質点における骨格曲線の作成

表-1 に等価 1 質点の骨格曲線を作成するにあたり算出した等価質量を示す。基礎回転では、等価質量が全質量の 6 割、基礎固定では 7 割程度になっていることが分かる。

図 34 に より得られたトリリニア曲線を等価 1 質点における骨格曲線へ変換した図を示す。

ED、ND の算出

表-2 に割線剛性より得られた等価周期、及び入力加速度、応答速度により得られたエネ

ルギー入力量 ED、等価な繰り返し数 ND を示す。また、等価質量より算出した ED₁ を示す。

表 1 全質量と等価質量

	Ma ₁₁	Me
基礎回転	51.02	28.12
基礎固定	46.96	32.37

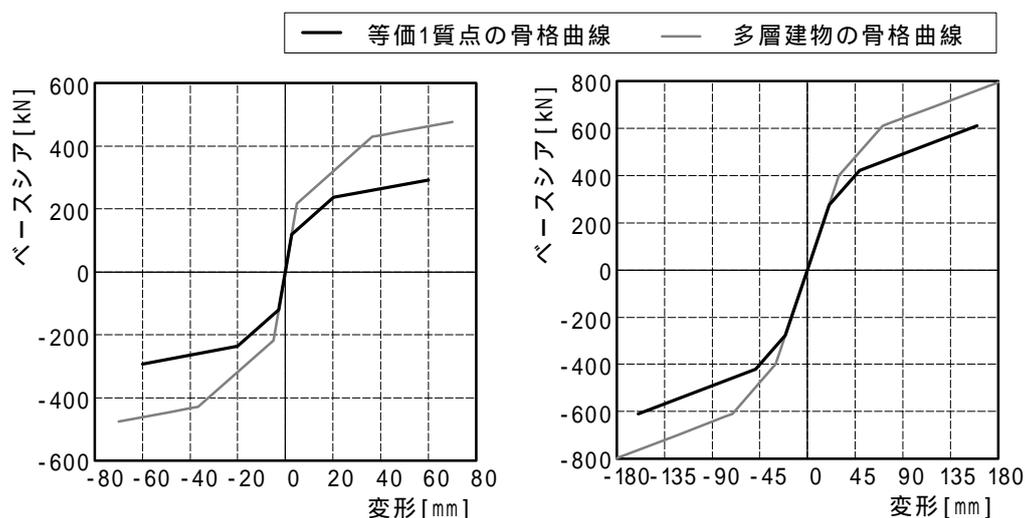


図 34 等価 1 質点における骨格曲線

表 2 ED と ND

		Te[sec]	ED[kN・m]	ND[回]	ED ₁ [kN・m]
回 転	TOH25	0.19	0.57	3.19	0.32
	ELCE37	0.25	6.52	4.09	3.59
	KOBE50	0.34	30.66	2.61	16.90
	KOBE75	0.40	75.27	3.91	41.48
固 定	FKOBE50	0.32	30.13	2.55	20.77
	FKOBE75	0.34	69.17	3.39	47.68
	FTAKA250	0.49	176.49	1.53	121.67

推定値の算出

表-3 に推定した変形と実験から計測された値を示す。実験値は、最上階における正負最大変形の平均値から得られる塑性率である。ただし、基礎回転における最終地震動である KOBE75 については、前入力地震動である KOBE50 が入力された時点でトリリニア化における降伏点まで変形が達していたため、骨格曲線がトリリニアからバイリニアに近づいていると考えられるため、式(12)における E_y をバイリニアモデルとし推定を行った。

また、基礎固定については前述したように塑性後の μ について採用点が少なかったため、武田モデルにおける μ を使用した。また図 35 からわかるように、全般的に基礎回転、固定ともに推定値は実験から計測された最大変形よりも安全側を示し、かつ概ね良い精度を示している。また、本論では除荷時剛性を簡易に設定したが、除荷時剛性を適切に決定し、履歴エネルギー吸収を評価することで推定精度はさらに向上すると考えられる。

表 3 実験値と推定値

		実験値	推定値
回 転	TOH25	0.08	0.14
	ELCE37	0.33	0.59
	KOBE50	1.08	1.48
	KOBE75	1.73	2.02
固 定	FKOBE50	0.56	0.82
	FKOBE75	0.80	1.21
	FTAKA250	2.04	2.59

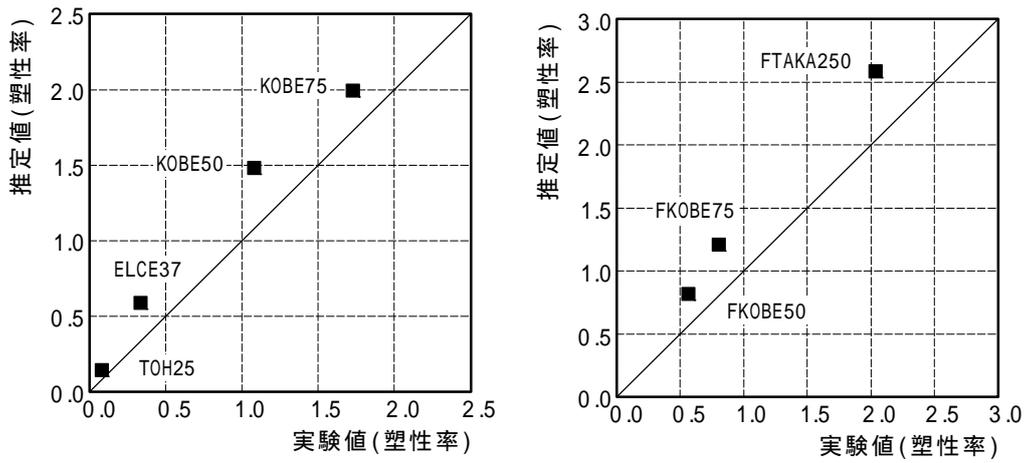


図 35 実験値と推定値

3) 部分仮動的実験システムの構築と実験計画

a) 部分仮動的実験システムの概要

今回、構築する部分仮動的実験システムは、試験体の一部のみを構造実験し、その他の部位を立体骨組解析するものである。例えば、本研究で対象とする6層耐震壁フレームの場合には、損傷の集中する1階耐震壁と直交基礎梁のみを取り出して実験を行い、他の部位は解析を行うことを想定する(図36)。

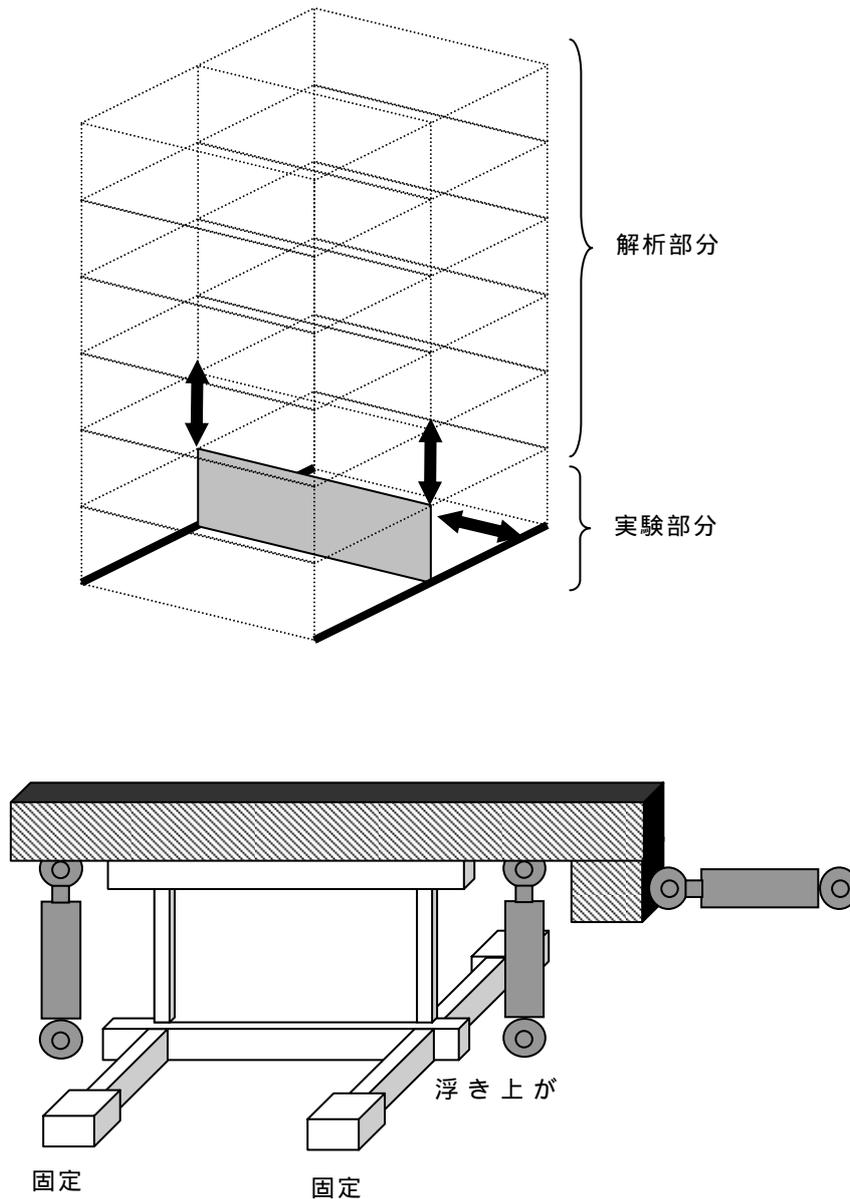


図36 部分仮動的実験のイメージ

部分仮動的実験システムでは、実験部位の加力を行う加力制御システム（サーバーコンピュータ）と他の部位の解析を行う解析システム（クライアントコンピュータ）の間で、境界節点での力と変形データをやり取りする通信機能が必要となる。例えば、図 37 の試験体の場合には、水平 1 成分と上下 2 成分の計 3 成分の力と変形のデータ {F1、F2、F3}、{D1、D2、D3} をやり取りすることになる。

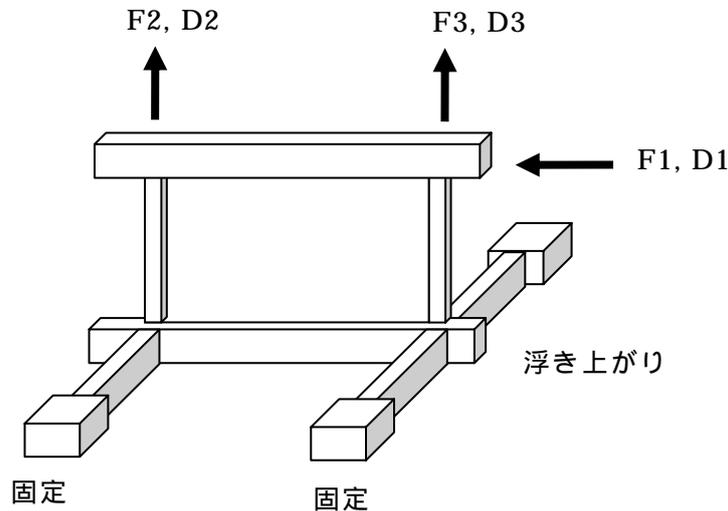


図 37 制御自由度

b) 通信機能の概要

解析システムと加力制御システム間のデータ通信は、ネットワークを介して FTP プロトコルによるファイル転送によって行うものとする。加力実験中に、やり取りするファイルは、以下の 2 種類とし、加力ステップ毎に更新するものとする。

指令値データファイル

解析プログラムは、次加力ステップの指令値を、加力機の数だけ設定して、指令値データファイルに書き込むものとする。指令制御量は、変位および荷重両方を設定するものとし、どちらを使用するかは、加力制御システムの制御ループに依存するものとする。なお、単位は、指令値、応答値とも、変位は、mm、荷重は、TON とする。

計測データファイル

加力制御システムは、加力ステップ到達時点の応答値を、加力機分設定して、計測データファイルに書き込むものとする。応答値としては、各加力機の変位、荷重およびマグネスケール変位とする。なお、単位は、指令値、応答値とも、変位は、mm、荷重は、TON とする。

ステータスファイル

指令値データファイルまたは計測データファイルが更新されたことが分かるように、ステータスファイルにフラグを設ける。解析システムや加力制御システムは、常にステータスファイルをモニターして、データの更新がなされたら読み込むようにする。

c) 加力制御の操作フロー

図 38 に概略操作フローを示す。まず、使用する加力機を選択、リモート操作およびバ

ループ操作を加力制御システムで行い、各加振機への指令値は解析側より入力する。その指令値により加力を行い、目標値到達後、応答値を解析側から読み取れるようにデータを設定する。加力制御システムでは、目標値到達後、次ステップの指令値が設定（更新）されるまで待ち状態とする。解析側では、指令値データ設定後、次の応答値が設定（更新）されるまで、待ち状態として、応答値が更新された場合、次ステップの目標値を演算し、次の指令値を設定する。

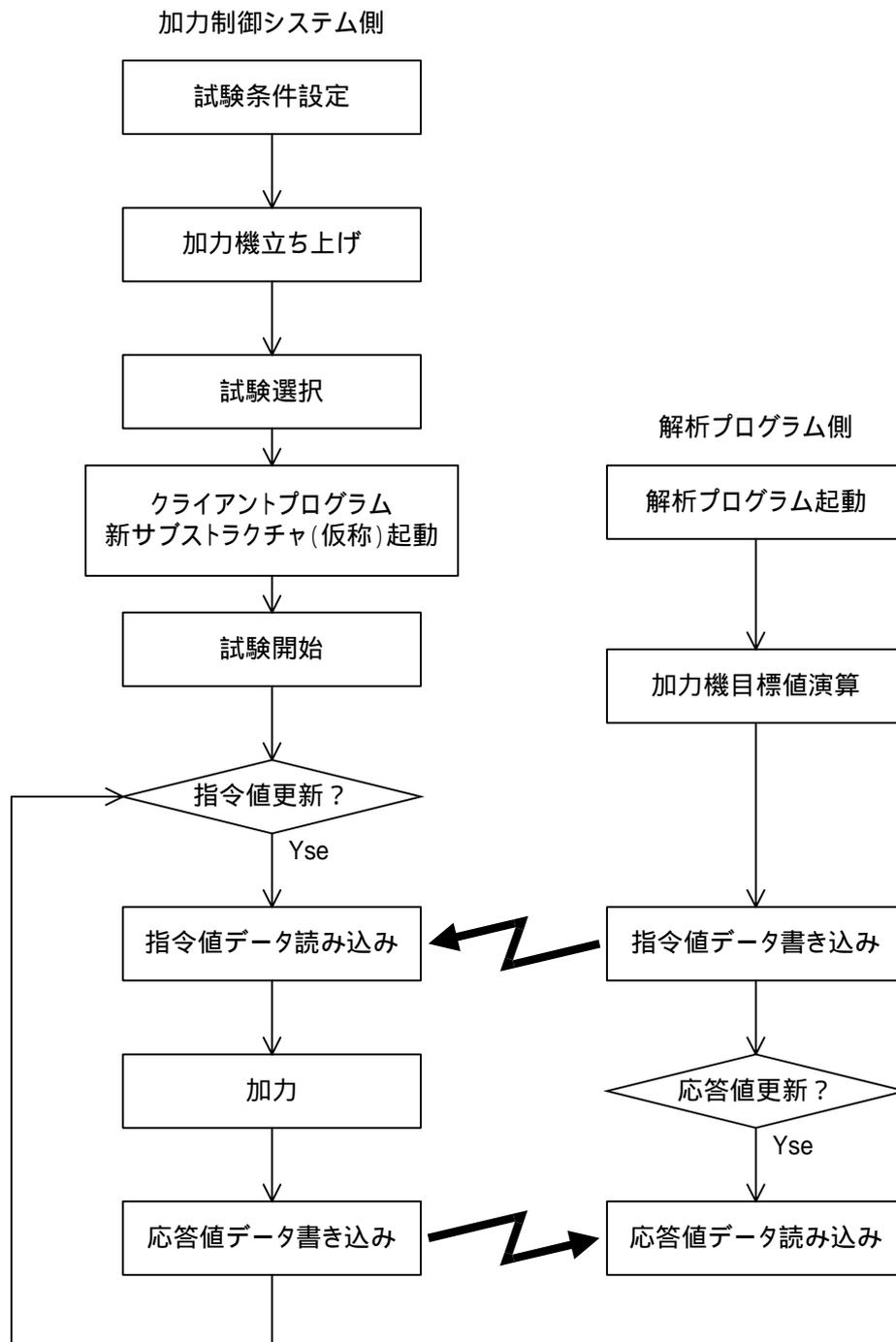


図 38 部分仮動的実験操作フロー図

d) 解析アルゴリズム

数値積分法には OS 法 (Operator Splitting 法) を用いることとする。図 39 に、OS 法の解析フローを示し、解析手順を以下に述べる。

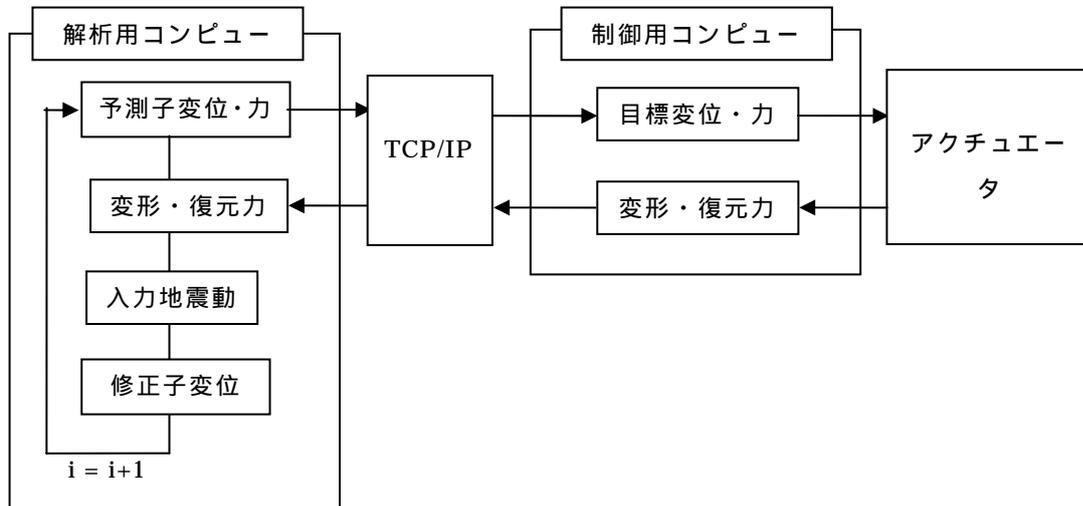


図 39 OS 法による解析フロー

予測子変位の計算 (解析用コンピュータ)

Newmark-法で、n+1 ステップの地動加速度はゼロと仮定して、予測子変位を計算する。

$$\{y_{n+1}^*\} = \{y_n\} + \{\dot{y}_n\}\Delta t + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\{\ddot{y}_n\}\Delta t^2 \quad (16)$$

ここに、 $\{y_n\}$: n ステップにおける変位、 $\{\dot{y}_n\}$: 速度、 β : 0.25 (平均加速度法)、 t : 解析時間刻みである。

予測子変位ベクトル $\{y_{n+1}^*\}$ を用いて、解析部分の内部応力 (復元力) を計算し、実験部分との境界節点における力を求める。次に、境界節点における予測子変位と節点力を、アクチュエータ位置の変位 $\{D1^*, D2^*, D3^*\}$ と力 $\{F1^*, F2^*, F3^*\}$ に変換して、指令値データファイルに書き込む。

アクチュエータ制御 (制御用コンピュータ)

制御用コンピュータは、変位 $\{D1^*, D2^*, D3^*\}$ と力 $\{F1^*, F2^*, F3^*\}$ を指令値データファイルから読み込み、アクチュエータを制御して試験体を加力する。このとき、制御方法としては、以下の 2 つのケースが考えられる。

変位 $\{D1^*, D2^*, D3^*\}$ に到達するまで加力する。

力と変位の組み合わせ $\{D1^*, F2^*, F3^*\}$ に到達するまで加力する。

今回の試験体に関しては、鉛直方向の剛性が高く、変位制御は困難と予想されるため、鉛直方向は力で制御するケースの方法を用いる。次に、目標値に到達後、アクチュエータの変位と力を、計測データファイルに書き込む。

復元力ベクトルの構成（解析用コンピュータ）

解析用コンピュータは、計測データファイルから読み込んだアクチュエータの変位と力を、境界節点の変位と力に変換して、解析部分の内部応力と足し合わせて復元力ベクトル $\{f_{n+1}^*\}$ を構成する。

修正子の計算（解析用コンピュータ）

復元力ベクトル $\{f_{n+1}^*\}$ を用いて、次のステップの地震入力に対する応答変位（修正子）を、次式により計算する。

$$\{\ddot{y}_{n+1}\} = \left[[M] + \frac{1}{2}[C]\Delta t + \beta[K_0]\Delta t^2 \right]^{-1} \left[-[C] \left(\{\dot{y}_n\} + \frac{1}{2}\{\ddot{y}_n\}\Delta t \right) - \{f_{n+1}^*\} - [M]\{\ddot{y}_{0n+1}\} \right]$$
$$\{\dot{y}_{n+1}\} = \{\dot{y}_n\} + \frac{1}{2}(\{\ddot{y}_n\} + \{\ddot{y}_{n+1}\})\Delta t \quad (17)$$

$$\{y_{n+1}\} = \{y_{n+1}^*\} + \beta\{\ddot{y}_{n+1}\}\Delta t^2$$

ここに、 $[M]$ ：質量マトリクス、 $[C]$ ：減衰マトリクス、 $[K]$ ：剛性マトリクス、 $\{\ddot{y}_{0n+1}\}$ ： $n+1$ ステップの地動加速度データである。

3-5) 部分仮動的実験計画

部分仮動的実験システムの動作検証を目的とした実験を行う。試験体は、図 40 に示すように、6層鉄骨フレームの下層部（1層ブレース構面と直交梁）を取り出したものである。

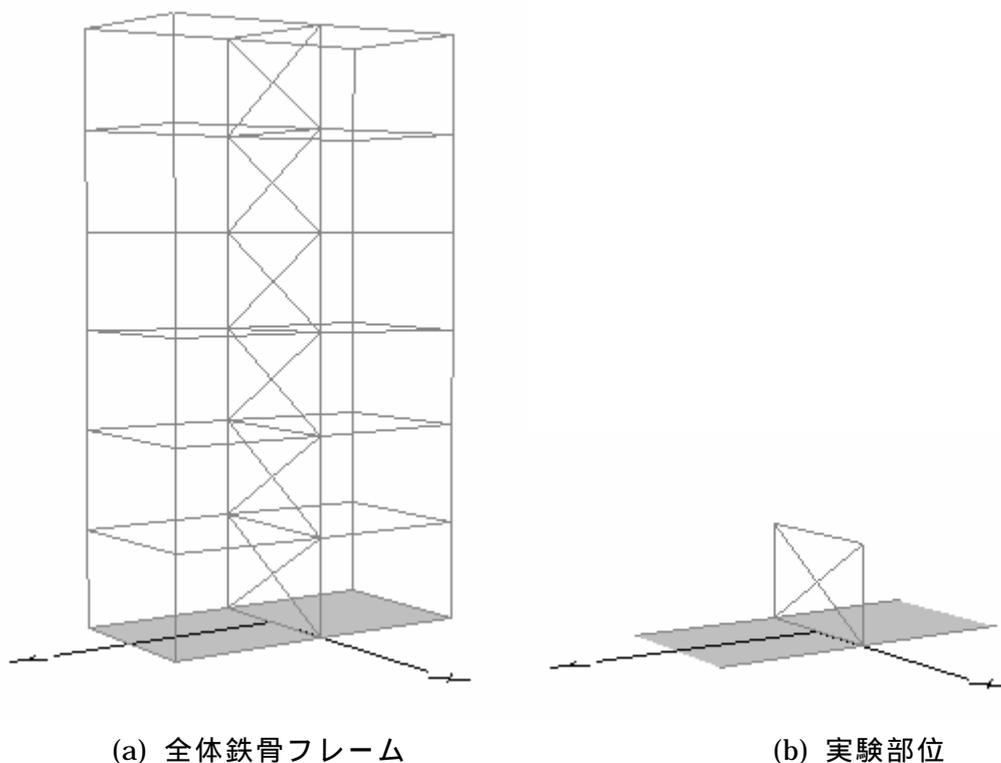


図 40 動作検証用 6 層鉄骨フレーム概要

動作検証用試験体の立面図を図 41 に示す。

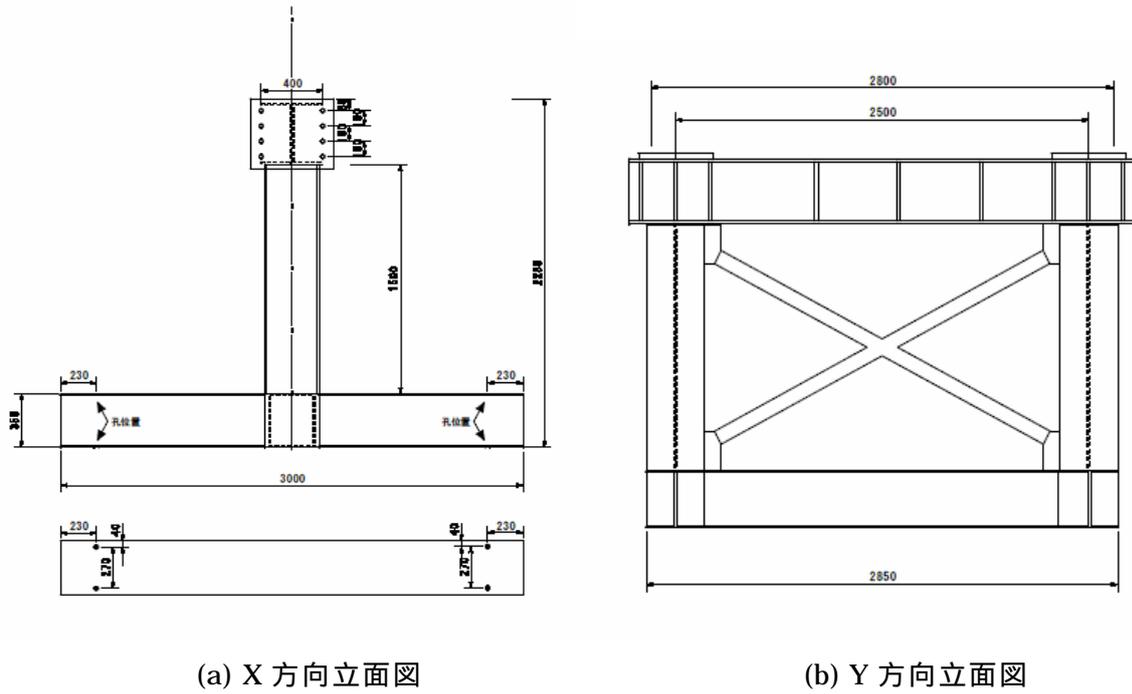


図 41 鉄骨フレーム試験体立面図

(d) 結論ならびに今後の課題

鉄筋コンクリート造建物に一部連層耐力壁を有する構面が存在する場合の、耐力壁構面と剛節架構の負担する変動軸力および水平力を検討するため、鉄筋コンクリート造2×1スパン6層の一部連層耐力壁付き試験体を製作し、壁脚部の固定度をパラメータとした仮動的地震応答実験を実施した。得られた知見を以下に示す。

圧縮側の変動軸力は、耐力壁構面、剛節架構ともに支配面積分を負担する。

剛節架構内の引張柱の全主筋引張降伏は確認されなかった。

引張側の変動軸力は、基礎回転時には耐力壁構面は直交基礎梁曲げ降伏時変動軸力分、基礎固定時には耐力壁側柱全主筋引張降伏時変動軸力分を上限として負担し、それ以外は剛節架構が負担する。

水平力は、基礎回転時には、耐力壁構面は直交基礎梁曲げ降伏時転倒モーメントに相当する水平力を上限として負担する。また、1階柱の反曲点高さは柱中央よりも高い位置にある。

基礎固定時には、柱の引張変動軸力側は柱上下端、圧縮変動軸力側は柱脚、耐力壁は壁脚で曲げ降伏し、全層梁端が降伏する全体崩壊形を達成した。

震度分布は、基礎回転時には逆三角形分布に近く、基礎固定時には等分布に近くなったが、完全に等分布とはならなかった。

試験体全体および耐力壁構面の等価高さはともに、極初期を除いておよそ建物の2/3(4m)付近で一定となった。

最大応答変形推定に関して、応答時においてある単位時間に入力されるエネルギーが最大となるとときに最大応答変形が発生していることを確認した。

エネルギー釣合から最大応答変形を推定した結果、概ね良好な精度であることが確認された。

また、構造物の一部分のみを取り出した仮動的実験により全体挙動を把握する部分仮動的実験に関して、加力アルゴリズム、加力方法、通信方法について検討し、部分仮動的実験システムを新たに開発した。さらに、鉄骨フレームを用いた動作検証用実験計画を策定した。

今後、部分仮動的実験を実大振動実験と組み合わせて用いることにより、実大レベルの実験が効率的に計画・実施されるものと思われる。

(e) 引用文献

- 1) 中島正愛、石田雅利、安藤和博：サブストラクチャ仮動的実験のための数値積分法 - サブストラクチャ法を用いた仮動的実験の開発 -、日本建築学会構造系論文集、No. 417、pp.107-118、1990.11
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、1997.7
- 3) (財)日本建築センター他：2001年版建築物の構造関係技術基準解説書、2001.3
- 4) 楠浩一、勅使川原正臣：リアルタイム残余耐震性能判定装置の開発のための加速度積分法、日本建築学会構造系論文集、No.569、pp.119-126、2003.7
- 5) K-N.Li and S. Otani、"Multi-Spring Model for 3-Dimensional Analysis of RC

Members”、 Journal of Structural Engineering and Mechanics. Vol. 1、 1993.

- 6) 斉藤大樹、小川淳二、渋谷純一、傳金華：耐震壁フレーム構造物の弾塑性挙動解析、コンクリート工学年次論文報告集、 Vol.13、 No.2、 pp.613-618、 1991.
- 7) 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する実験的研究、東京大学学位論文、1970.12.

(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
M.Teshigawara, H.Fukuyama, H.Kato, T.Saito, K.Kusunoki, T.Mukai	Simulation of Nonlinear Behavior of Wall-Frame Structure during Earthquakes	UJNR	2004.4
勅使川原、楠、加藤、 斉藤	中央構面に連層耐力壁を有する 1×2 スパン 6 層 RC 造試験体の仮動的実験における試験体特性と加力方法	コンクリート工学年次論文報告集	2004.7
岡野、勅使川原、向井、楠	中央構面に連層耐力壁を有する 1×2 スパン 6 層 RC 造試験体の仮動的実験による損傷過程	コンクリート工学年次論文報告集	2004.7
加藤、勅使川原、楠、 斉藤、福山、向井、 野村	中央構面に耐力壁を有する 6 層 RC 造立体試験体の仮動的実験（その 1 . 試験体特性と実験概要）	日本建築学会大会学術講演梗概集 NO.23448	2004.8
岡野、勅使川原、向井、 梶原、野村	中央構面に耐力壁を有する 6 層 RC 造立体試験体の仮動的実験（その 2 . 損傷過程）	日本建築学会大会学術講演梗概集、 NO.23449	2004.8
梶原、勅使川原、福山、 斉藤、加藤、楠、 向井、岡野、野村	中央構面に耐力壁を有する 6 層 RC 造立体試験体の仮動的実験（その 3 . 建物の動的応答性状）	日本建築学会大会学術講演梗概集、 NO.23450	2004.8
斉藤、勅使川原、福山、 加藤、楠、向井	中央構面に耐力壁を有する 6 層 RC 造立体試験体の仮動的実験（その 4 . 静的増分解析との比較 基礎回転の場合）	日本建築学会大会学術講演梗概集、 NO.23451	2004.8
T.Saito, M.Teshigawara,	Simulation of Nonlinear Behavior of Reinforced	13th World Conference of	2004.8

H.Fukuyama, H.Kato, T.Mukai, K.Kusunoki, T.Kabeyasawa	Concrete Wall-Frame Structures under Earthquake Loads	Earthquake Engineering	
卯野、向井、斉藤、 野村	中央構面に連層耐震壁を有す る6層RC造試験体のエネルギ ー性状とエネルギー釣合に基 づく最大応答変形予測	コンクリート工学年 次論文報告集	2005.6 (掲載予定)

(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

本研究では、鉄筋コンクリート造建物に一部連層耐力壁を有する構面が存在する場合の、耐力壁構面と剛節架構の負担する変動軸力および水平力を検討するため、鉄筋コンクリート造 2 × 1 スパン 6 層の一部連層耐力壁付き試験体を製作し、壁脚部の固定度をパラメータとした仮動的地震応答実験を実施した。

初年度には、振動台実験に用いられた試験体を仮動的実験においても加力可能なように試験体形状、加力方法、計測方法の検討を行った。大ひずみを受ける主筋の溶接方法について、鉄板の厚さ、溶接長さ、ザグリの形状、半自動溶接の導入など改良を行った。試験体の基礎部分は、基礎浮き上がり試験体ではフレーム部分の基礎を完全固定、耐力壁下を振動台実験と合わせた。また、高剛性構造物となる本試験体に対する仮動的実験の可否を検討した。試験体は、耐震壁架構があるため、水平剛性が高くなり仮動的実験の実施が危惧されるが、等価な 1 自由度系の剛性は約 123kN/mm であった。1988 年に R M 5 階建の実物大試験体に対し、最大耐力 9000kN、頂部変形 70mm を経験した後に仮動的実験が実施された。等価剛性は約 130kN/mm で、今回の試験体とほぼ同じ剛性である。したがって、仮動的実験の実施は可能であると判断された。さらに、静的・動的解析を行い、解析結果より検討した条件から、仮動的実験に必要となる加力装置の剛性、強度等を決定した。

次年度には、振動台実験に用いられた試験体と同じ仕様で仮動的実験用の試験体を作成した。この際、基礎、静的アクチュエータの加力用治具、計測システムなど、仮動的実験をする上で新たに作成・変更した。引き続き、振動台実験で使用された地震動を入力として、仮動的実験を実施した。仮動的実験では、振動台実験とは異なり加力時間がかかるため、すべての地震動波形を入力せずに、応答に影響すると考えられる主要動部分のみ入力した。

載荷は、4 階と R 階のアクチュエータにより行った。当初、6 層すべてのアクチュエータを使用する予定であったが、試験体の剛性が高いため、制御が困難なことが分かり、2 つの層のみで加力した。剛性の高い建物の多点載荷方法は、今後の研究課題である。仮動的実験は、耐震壁基礎の浮き上がりを許容した（基礎回転）試験体について、まず行い、その後、耐震壁基礎を固定して、さらに実験を行った。基礎回転の場合の最大ベースシアは約 500kN、基礎固定の場合は約 780kN であり、ともに仮想仕事法により求められる値よりも若干大きめの値となった。実験後、得られたデータから、試験体の損傷分布や、作用応力の分布について検討した。基礎回転の場合に、耐震壁のひび割れが 1 階よりも 2、3 階で多くみられた。さらに、1 方向漸増載荷解析を行い、仮動的実験との比較を行った。降伏メカニズムや荷重変形関係とも、実験結果と比較的よく整合した。

最終年度には、仮動的実験データの分析を引き続き行い、耐震壁立体フレーム構造の地震時の連層耐力壁構面と剛節架構での水平力および軸力の負担割合を明らかにした。また、基礎の固定条件の違いによる各試験体の応答変形及びエネルギー性状を比較し、エネルギー釣合に基づく最大応答変形予測手法を適用して、本試験体の最大応答変形が概ね安全側に評価できることや、妥当な精度を有していることを確認した。さらに、構造物の一部分のみを取り出した仮動的実験により全体挙動を把握する部分仮動的実験に関して、加力アルゴリズム、加力方法、通信方法について検討し、部分仮動的実験システムを新たに開発

した。さらに、鉄骨フレームを用いた動作検証用実験計画を策定した。

連層耐力壁を有する鉄筋コンクリート構造物に対して、より合理的な耐震設計法を確立するためには、連層耐力壁構面とオープンプレーン構面の水平力および軸力負担割合および耐力壁脚の固定度が建物全体に与える影響を検討することが不可避である。しかし、実験的にこれらを検討するためには、比較的大規模な立体架構試験体を要するため、その検討例は殆ど無い。本研究における連層耐力壁構面脚部の固定度をパラメータとした仮動的実験により、地震時の連層耐力壁構面と剛節架構での水平力および軸力の負担割合を明らかにすることができた。

また、実大構造物全体を実験しなくても、その一部分の破壊実験結果から全体の挙動を捉えることができる部分仮動的実験システムを開発することができた。