

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15年度業務目的

(2) 平成15年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の実施方法
 - 1) 擬似動的実験の試験体の作成
 - 2) 擬似動的実験の実施
 - 3) 実験データの整理
- (c) 業務の成果
 - 4) 試験体計画
 - 5) 加力方法
 - 6) 計測計画
 - 7) 擬似動的実験結果
 - 8) 頂部変形-ベースシア-関係と損傷過程
 - 9) 建物の動的応答性状
 - 10) 解析結果との比較
- (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16年度業務計画案

(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	役 職	氏 名
独立行政法人 建築研究所	上席研究員 上席研究員 上席研究員 主任研究員 主任研究員	勅使川原正臣 福山 洋 斉藤大樹 加藤博人 楠 浩一

(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擬似動的加力実験を行い、振動台実験との比較を行い、擬似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擬似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。

高剛性構造物となる本試験体に対する擬似動的実験の可否を検討した。

静的、動的解析を行い、擬似動的実験における留意点を明確にした。

2) 平成15年度：

振動台実験との比較用試験体の作成を行う。

擬似動的実験を実施する。

データの整理を行う。

擬似動的実験と解析との比較を行う。

3) 平成16年度：

部分擬似動的実験のモデル化と試験体の検討を行う。

部分擬似動的実験用の試験体の作成を行う。

部分擬似動的実験を行う。

全体のまとめを行う。

(f) 平成15年度業務目的

振動台実験と同じ試験体を擬似動的加力が可能なように変更したものを作成する。

振動台実験で入力した地震動の中から、試験体の挙動を支配する入力地震動を選定し、擬似動的実験を行う。

擬似動的実験から得られた実験データの整理を行う。

(2) 平成15年度の成果

(a) 業務の要約

平成15年度は次の各項目を実施した。

- 1) 耐震壁架構と柱梁架構が混在する構造物の擬似動的実験を実施するため、振動実験で用いた試験体と同じ仕様の試験体を作成した。
- 2) 振動台実験で入力した地震動の中から、試験体の挙動を支配する入力地震動を選定し、擬似動的実験を行った。このとき、耐震壁基礎の浮き上がりを許容した擬似動的実験を最初に行い、引き続き、耐震壁基礎を固定した実験を行った。
- 3) 擬似動的実験から得られた実験データを分析し、部材の損傷過程や鉛直部材の水平力分担の変化を明らかにした。さらに、弾塑性立体骨組解析を行い、実験結果と比較した。

(b) 業務の実施方法

1) 擬似動的実験の試験体の作成

振動台実験に用いられた試験体を基に、擬似動的実験のための試験体を作成した。この際、基礎を新設し、静的アクチュエータによる加力のための治具を製作した。また、変位計やひずみゲージなどを用いた計測は、振動台実験よりも測定点を増やした。

2) 擬似動的実験の実施

振動台実験で入力した地震動の中から、試験体の挙動を支配すると考えられる入力地震動を選定し、擬似動的実験を行った。このとき、耐震壁基礎の浮き上がりを許容した擬似動的実験を最初に行い、引き続き、耐震壁基礎を固定した実験を行った。

3) 実験データの整理

擬似動的実験から得られた実験データを分析し、部材の損傷過程や鉛直部材の水平力分担の変化を明らかにした。さらに、一方向漸増載荷解析を行い、実験結果と比較した。

(c) 業務の成果

1) 試験体計画

試験体平面図を図1に示す。試験体は、加力方向 1,800mm × 1 スパン、加力直交方向 2,000mm × 2 スパンである。偏心を防ぐために、連層耐力壁構面は X2 通りに配されている。

試験体立面図を図2に示す。階数は6で、各階高は1,000mmである。試験体の縮尺は1/3であり、付加重量として各階 61.5kN の錘を載せた。その結果、各階重量は R 階で 90.5kN、2 ~ 6 階で 94.0kN である。基礎重量は 27.5kN である。

X2 構面基礎部分を図3に示す。試験体基礎部は RC 台上に設置されている。X1 および X3 構面の基礎部は RC 台を介して反力床に固定されているが、X2 構面は基礎部と RC 台の間にゴムシート ($t=50\text{mm}$ 、 $K_v=423 \text{ kN/mm}$) を配し、水平方向には、水平変位拘束用の鋼材を設置し、丸鋼棒を介することで回転を自由とした。X2 基礎部分の重量は 12.3kN である。回転を拘束する場合は、この基礎と RC 台を PC 鋼棒で緊結することにより固定した。

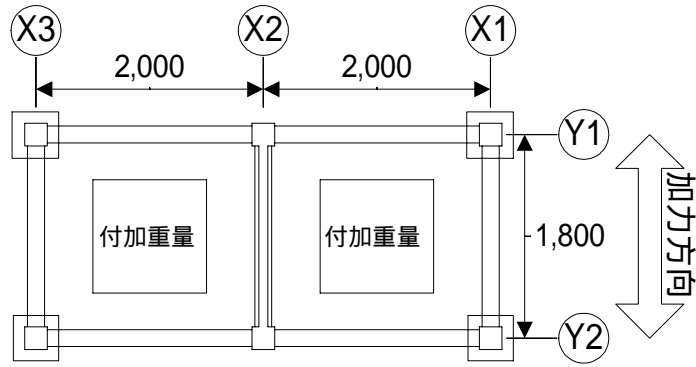


図1 試験体平面図

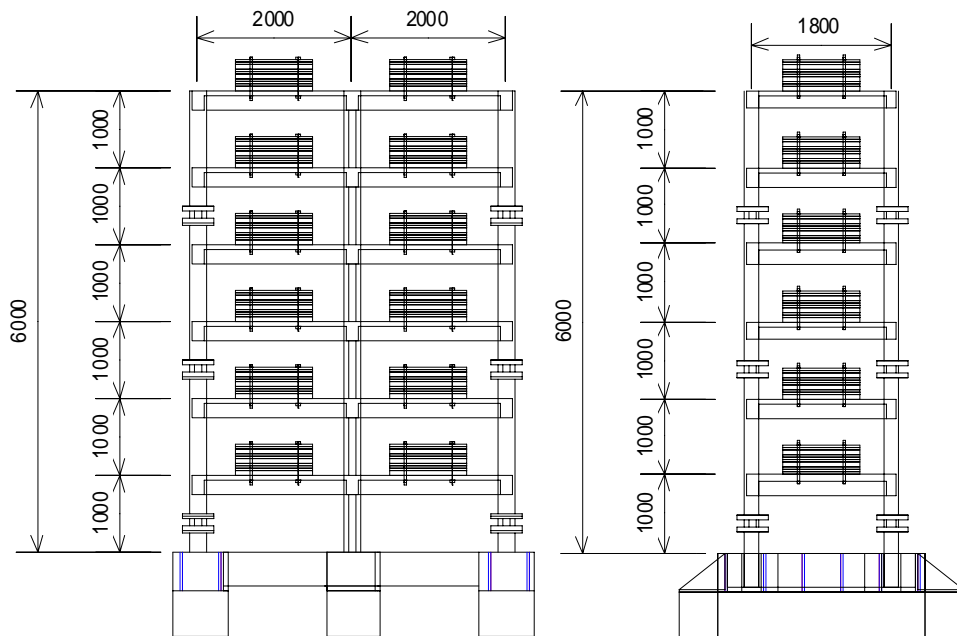


図2 試験体立面図

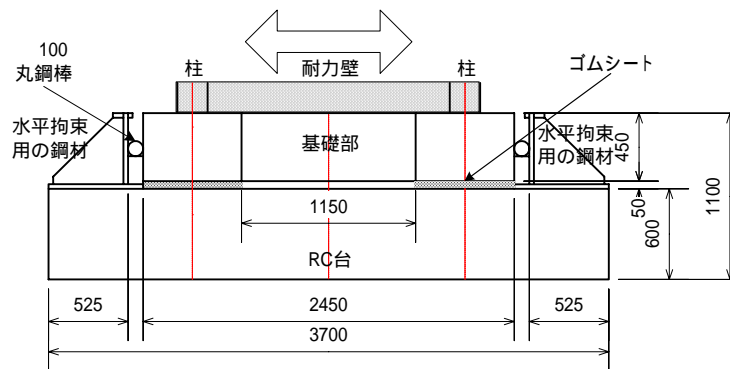


図3 X2 構面基礎部

a) 試験体の設計方針

試験体は、加力方向 3 構面中 1 構面に耐力壁を有するため、必然的に強度が高くなる。加力装置の都合上、出来るだけ強度を低くするために梁の強度を長期荷重に対する設計で決定した。具体的には、無限均等スパンと仮定した支配面積に対して梁の長期設計を行い、梁ヒンジ機構を確保できる柱として柱を設計することとした。梁の長期設計により G3 梁中央下端での配筋は 3D10 となった。そこで、全ての梁に関しては上端、下端ともに配筋を 3D10 とした。コンクリートの設計基準強度は 30MPa、鉄筋の規格降伏点は $f_y=295\text{N/mm}^2$ を用いた。柱、梁および耐力壁の断面配筋図を表 1 にまとめて示す。梁、および柱の降伏曲げモーメント M_u はそれぞれ、梁： $M_u=29.9\text{ kN}\cdot\text{m}$ 、柱： $M_u=30.7\text{ kN}\cdot\text{m}$ となった。また、試験体の保有水平耐力は、基礎固定で、666 kN($C_b=666/560=1.19$)、基礎回転で、359 kN($C_b=359/560=0.64$)となった。

表 1 断面配筋図

部材	柱	基礎梁	直交基礎梁
断面			
主筋	12-D13	上端 4-D10 下端 4-D10 腹筋 6-D6	上端 6-D10 下端 6-D10 腹筋 6-D6
補強筋	D6@60 中子筋 D6@120	D6@100 巾止筋 D6@300	D6@50 巾止筋 D6@300
部材	梁	直交梁	スラブ
断面			
主筋	上端 3-D10 下端 3-D10	上端 3-D10 下端 3-D10	上端 D6@100 下端 D6@200 X・Y 方向とも
補強筋	D6@60	D6@60	
部材	壁		
断面			
配筋	縦筋 D6@100(千鳥格子) 横筋 D6@100(千鳥格子)		

b) 材料特性

コンクリートは、7回に分けて打設された。それぞれの打設に対して3本のテストピースを採取してコンクリートの圧縮強度およびヤング係数を確認した。コンクリート強度は30.5～42.6MPa、ヤング係数は22766～30698 N/mm²となった。各平均値は、コンクリート強度：37.1MPa、ヤング係数：26647N/mm²であった。

主筋および補強筋には、D6、D10 および D13 を用いた。それぞれ3本の供試体を採取し、引張試験を実施して鉄筋のヤング係数、降伏度、および最大応力度を確認した。それぞれの平均値を表2に示す。

表2 鉄筋の材料特性 (N/mm²)

鉄筋	ヤング係数	降伏度	最大応力度
D6	0.166×10^6	349	501
D10	0.176×10^6	353	496
D13	0.176×10^6	345	472

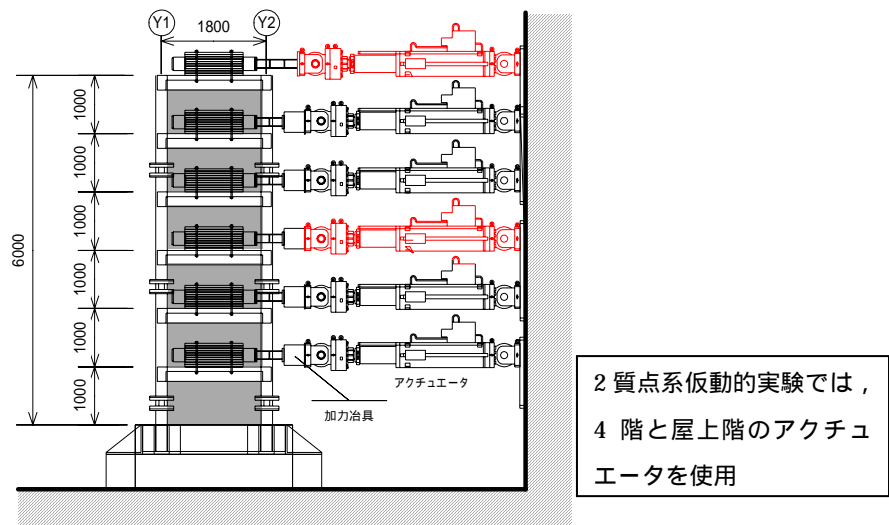
材料試験結果を用いて各強度を再度計算すると、梁および柱の降伏曲げモーメント M_u はそれぞれ、梁： $M_u=35.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 、柱： $M_u=34.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$ となった。また、試験体の保有水平耐力は、基礎固定で、739kN($C_b=739/560=1.32$)、基礎回転で、415 kN($C_b=415 /560=0.74$)となった。保有耐力時に、柱脚にヒンジ、柱頭に梁からのモーメントの半分を仮定した場合、1階柱の負担せん断力は4本で245 kNとなる。また、1階耐力壁の負担せん断力は、479 kN (基礎固定)、124 kN (基礎回転)となる。なお、耐力壁のせん断強度計算値は、靱性保証型指針²⁾の式($R_p=1\%$)で645kNとなり、1%までの変形能力があると算定される。また、荒川 Mean 式³⁾では耐力壁のせん断強度は586 kNとなる。

2) 加力方法

加力は、独立行政法人建築研究所の実大構造物実験室で実施された。加力立面図を図4、加力平面図を図5に示す。アクチュエータは、各階1台を図5(a)に示すように加力冶具で分配し、各床上に配された付加重量を解して試験体に接続された。試験体のねじれを抑制するため、R階のみ2台のアクチュエータを図5(b)に示すように配した。

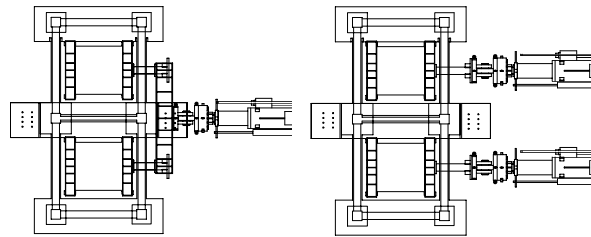
試験体は、まず各階重量を各階で集中させた6質点系せん断振動モデルに縮約し、仮動的実験を実施することを試みた。積分法はOS法¹⁾を用い、減衰モデルは初期剛性比例型とし、減衰定数は2%とした。

基礎回転および基礎固定実験に先立ち、減衰マトリクス作製のために試験体の剛性マトリクスの計測を実施した。具体的には、各階で単位荷重を加力し(以下、単点加力)、それに対して各階の変形量を計測することで柔性マトリクスを作製する。その柔性マトリクス下三角部の逆行列を計算することにより剛性マトリクスを作製した。



2 質点系仮動的実験では、
4 階と屋上階のアクチュエータを使用

図 4 加力立面図



(a) 2 ~ 6 階 (b) R 階

図 5 加力平面図

仮動的実験に先立って実施した予備実験の結果、各階の水平剛性が非常に高いため(約 1,470kN/mm)、アクチュエータ制御誤差(約 0.01mm)に対して荷重誤差が大きく、数値積分が発散する可能性が高いことが判明した。その為、試験体の自由度を 2 自由度に更に縮約した。集中質点は 4 階床および R 階床レベルとし、2 つの質点の重量は 6 質点系として実施した単点加力から得られた 1 次モードと 2 質点系での 1 次モードが一致するようにして算出した。各集中質点の重量を表 3 に示す。1 次モードでは、6 質点系に対する 2 質点系でのベースシアアおよび 1 階転倒モーメントの比率は、基礎回転で 0.96 および 0.995、基礎固定で 0.97 および 0.98 とほぼ 6 質点系と一致した。

表 3 4 階床および R 階床集中質量(kN)

	4 階床	R 階床	合計
基礎回転	350.84	148.96	499.8
基礎固定	312.62	147.98	460.60

試験体の加力履歴を表4に示す。入力地震動は、1968年十勝沖地震の際に東北大学で観測された地震波(以下、東北大) 1940年Imperial Valley地震の際に観測された地震波(以下、El Centro) および1995年兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台(以下、JMA Kobe)および鷹取(以下、Takatori)で観測された地震波を、それぞれ実寸大相当で最大速度0.25~2.50 m/secに基準化して入力した。継続時間は主要動を含む約7秒程度を用いた。

Takatori 入力時点までで試験体は破壊に至らなかったため、Takatori での最大応答時点での震度分布(R階: 4階=1.5:1.0)を用いて、静的加力を実施して試験体の破壊状況を確認した。

表4 加力履歴

実験日	入力波	実大相当速度(m/sec)
基礎回転		
8/29	単点加力	
9/19	東北大	0.25
9/20	El Centro	0.37
9/22	JMA Kobe	0.50
9/23	JMA kobe	0.75
基礎固定		
9/27	単点加力	
9/29	JMA Kobe	0.50
9/30	JMA Kobe*	0.75
10/9	JMA Kobe	0.75
10/10	鷹取	2.50
10/10	静的加力	

*加力装置の不具合のため途中で中止

3) 計測計画

a) 変位計測

変位計測計画立面図および平面図をそれぞれ図6および図7に示す。各階の水平変形は、試験体外に設置した不動点タワーよりマグネスケールを用いて計測した。この計測値はアクチュエータの制御にも用いられた。

X2 構面および X3 構面の梁・柱の変形、各階層間変形、Y1 および Y2 構面の X2-X3 構面間梁の変形、基礎部のすべりおよび回転を計測するため、計 72 本の変位計を配した。

b) ひずみゲージおよび分力計

ひずみは、基礎梁主筋:計4点、基礎梁補強筋:32点、柱主筋(1~4階):計44点(1階は18点)、梁主筋:計51点、2階梁補強筋:計80点(Y1構面とX3構面の2箇所)、耐震壁:18点(1階:12点、2階6点)、接合部:計20点(2階の十字形が1箇所、ト形が1箇所、最上階L形が2箇所)、2階スラブ:計26点の合計275点に貼付した。X2構面のひずみ測定点を図8に示す。

また、1・3・5階の各柱中央部に分力計を配し(図6参照)、各柱が負担する軸力およびせん断力を計測した。

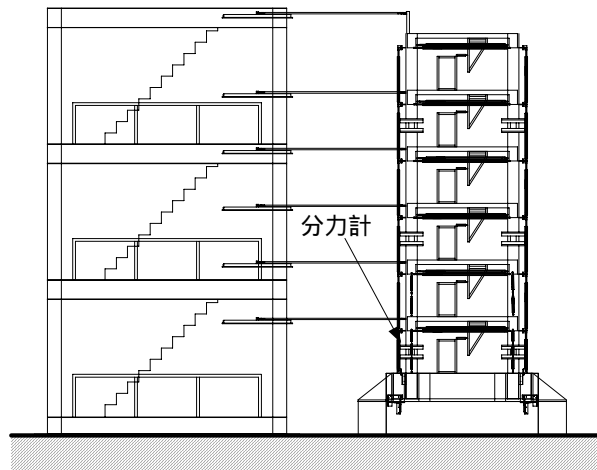


図6 変位計測計画立面図

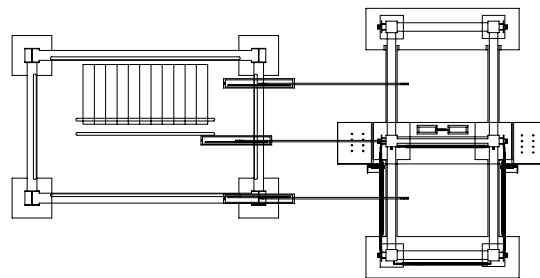


図7 変位計測計画平面図

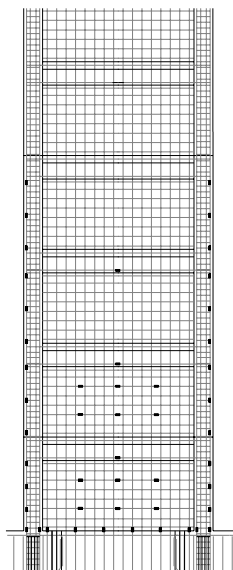


図8 X2 構面ひずみ測定点

4) 擬似動的実験結果

a) 試験体の微動測定

アクチュエータを試験体に接続する前に試験体の微動測定を実施した。加速度計を反力床上、試験体基礎上および各階床上に配し、計 8 回の微動計測を実施した。反力床上から屋上階への伝達関数を図 9 に示す。1 次固有周期は約 0.155sec であった。

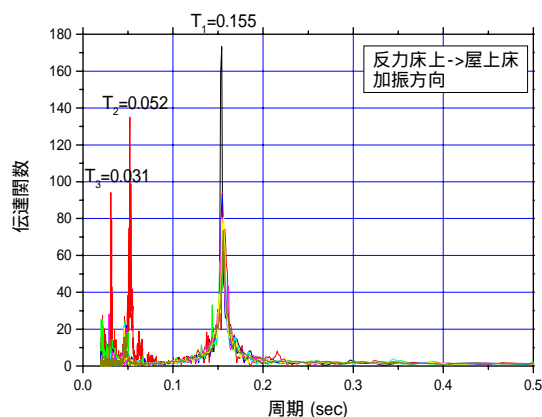


図 9 微動測定結果

b) 基礎回転試験体の単点加力

基礎回転試験体加力時の単点加力から求めた 1 ~ 3 次モードのモード形および卓越周期を表 5 に示す。1 次で 0.157sec、2 次で 0.050sec と微動測定結果とほぼ一致したが、3 次モードは微動測定結果よりもかなり短くなった。

仮動的実験では 2 質点系に更に縮約しているため、モード形としては 2 次モードまでしか考慮できない。単点加力結果を 2 質点に縮約した際の固有周期は、1 次で 0.157sec、2 次で 0.056sec と 6 質点系での単点加力結果および微動測定結果とほぼ一致する結果となった。

表 5 単点加力から求めた振動モード

Mode			
T(sec)	0.157	0.050	0.018

c) 仮動的実験結果

基礎回転試験体の東北大入力について検討を行う。図 10 に東北大入力での頂部変形 - ベースシアア関係を示す。ベースシアアの最大値は 128kN、頂部変形量の最大値は 3.49mm (1/1719 rad.) であった。試験体には観察されるひび割れは発生していなかった。同図からも試験体はほぼ弾性

域にあったと考えられる。

図 11 に頂部の応答変形量時刻歴を示す。実験では、主要動部分が終了した 7.04sec 以降は入力加速度をゼロとして自由振動を 3 周波分を行った。自由振動部分における変位 0 と交差する間の時間から、振動周期はほぼ 0.18 ~ 0.19sec であった。

建物の各階応答変位 ${}_M x_i$ および応答絶対加速度 ${}_M \ddot{x}_i$ から、各階の質量 m_i を用いて代表変位 Δ および代表加速度 $\ddot{\Delta}$ は式(1)および式(2)のように計算できる^{文献 4)}。

$$\Delta = \frac{\sum m_i \cdot {}_M x_i}{\sum m_i} \quad (1)$$

$$\ddot{\Delta} = \frac{\sum m_i \cdot {}_M \ddot{x}_i}{\sum m_i} \quad (2)$$

式(1)で計算された代表変位を横軸に、式(2)で計算された代表加速度を縦軸にとった Sa-Sd 曲線を用いて、文献 4)に従って算出した包絡線を図 12 に示す。等価弾性角振動数 ω に対して、この包絡線の傾きは ω^2 となる。この包絡線を原点を通る直線で最小 2 乗近似を行うと、図中に示すように $\omega^2 = 1206.15$ となり、等価周期は $T_e = 0.181\text{sec}$ となる。 T_e は微動測定あるいは単点加力で算出した周期より若干長い。ただし、 $\pm 0.5\text{mm}$ 程度までの応答では、包絡線の傾きは $T = 0.155\text{sec}$ と微動測定、単点加力の結果と一致する。応答周期の伸びは、 $\pm 0.5\text{mm}$ 程度で観察できない程の小さなひび割れが発生したものと考えられる。

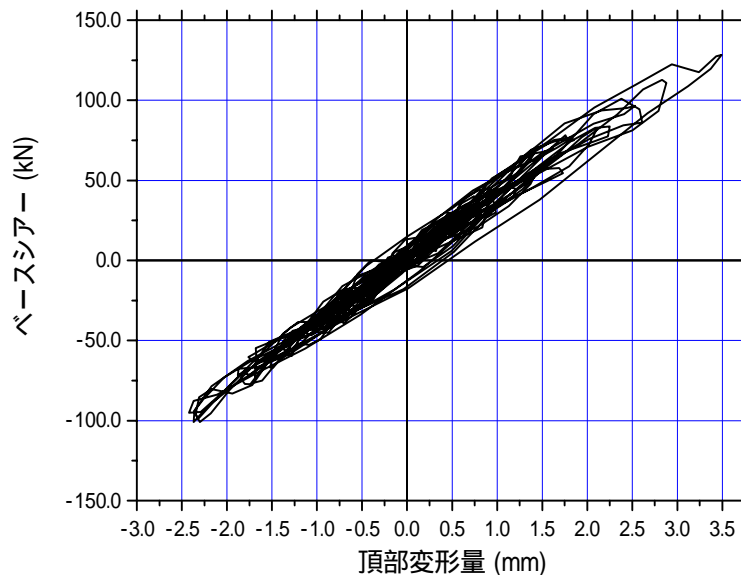


図 10 頂部変形 - ベースシアア関係

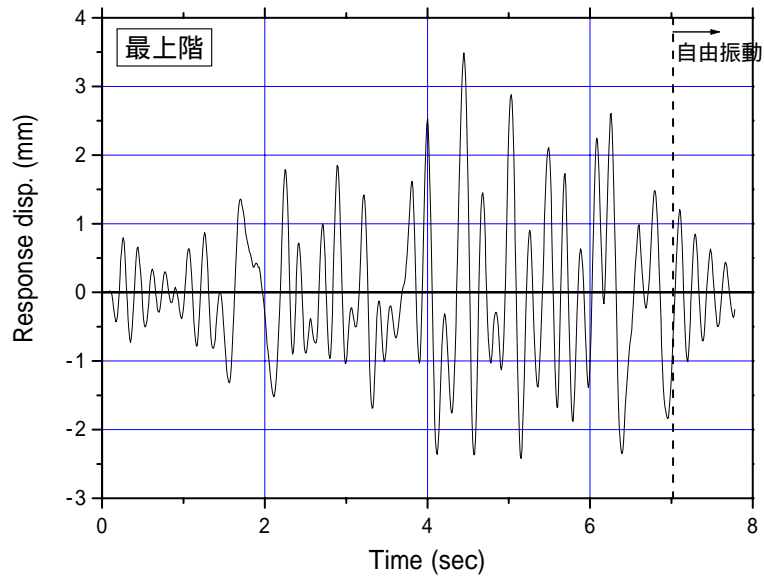


図 1 1 頂部変形時刻歴

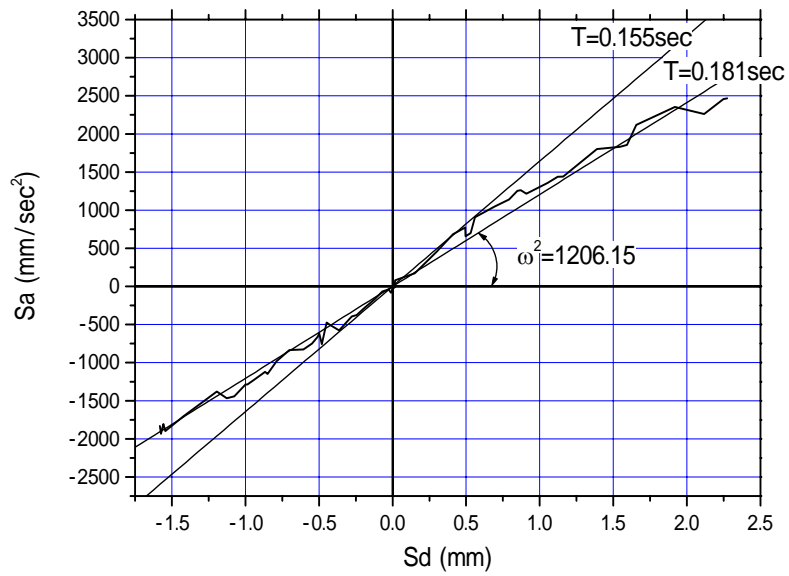


図 1 2 Sa-Sd 関係包絡線

5) 頂部変形-ベースシア-関係と損傷過程

試験体の頂部変形-ベースシア-関係と損傷過程について、基礎回転と基礎固定の場合に分けて述べる。尚、試験体のひび割れ観察は連層耐力壁構面(以下、X2 構面)、オープンフレーム構面(以下、X1・Y1 構面)について行い、歪みゲージの測定は X2、Y1 構面と X3 構面にて行った。

a) 基礎回転

図 1 3 には各地震波の頂部変形-ベースシア-関係を示し、以下に損傷過程を示す。尚、図中の実線は試験体の保有水平耐力の計算値を示している。

i) 東北大(0.25m/sec)(以下、TOH25)

ベースシア-の最大値は正側:128kN、負側:-101kN となった。X2・X1・Y1 構面共にひび割れの発生は見られなかった。また、地震動入力終了後の自由振動から得られる周期は約 0.18s であり、加力前の弾性 1 次周期 0.157s と比較し、やや長くなっていた。

ii) EL Centro(0.37m/sec)(ELCE37)

ベースシア-の最大値は正側:232kN、負側:-289kN となった。基礎梁(Y1 構面)にひび割れが生じた後、1 階 X1 構面柱頭と柱脚、2 階梁両端部(X1 構面)及び 2 階スラブにひび割れが生じたものの、各鉄筋は降伏に至っていなかった。尚、自由振動から得られる周期は約 0.23s であった。

iii) JMA Kobe(0.50m/sec)(KOBE50)

ベースシア-の最大値は正側:420kN、負側:-461kN となった。耐力壁には 1~4 階に顕著な斜めのせん断ひび割れが発生し、スラブには 2~R 階の全階においてひび割れが発生した。また、X1 構面において柱頭と柱脚、梁端部のひび割れが最上階まで発生しており、その傾向は同構面のト形及び L 字形接合部にも同様にみられた。Y1 構面では基礎梁のひび割れが顕著であった。それに対して、X2 構面では側柱のひび割れの発生は少なかった。また、X3 構面 2~4 階梁端部主筋と Y1 構面基礎梁端部主筋が降伏に至っていた。尚、自由振動から得られる周期は約 0.28s であった。

iv) JMA Kobe(0.75m/sec)(KOBE75)

ベースシア-の最大値は正側:495kN、負側:-513kN となった。これは、試験体の保有水平耐力計算値である 415kN よりかなり大きい結果であった。図 1 4 にひび割れ図を示す。X2 構面をみると、2、3 階耐力壁のひび割れが 1 階に比べ比較的多くみられた。図 1 5 は主筋に貼付した歪みゲージを基にした降伏位置を示す。側柱の主筋は降伏に至らなかったが、壁縦筋が 3 点降伏していた。壁横筋についても 1、2 階で降伏した箇所が 2 点あった。また、Y1 構面直交梁のひび割れの発生が、KOBE50 時と比較して顕著にみられた。基礎梁主筋の降伏がみられ、2、5 階の直交梁端部下端筋の降伏もみられた。それに対し、X3 構面では最上階まで梁端部主筋が降伏していた。スラブは、X2 及び X3 構面側鉄筋の降伏が発生した。また、自由振動から得られる周期は約 0.42s であり、弾性 1 次周期の約 2.7 倍であった。

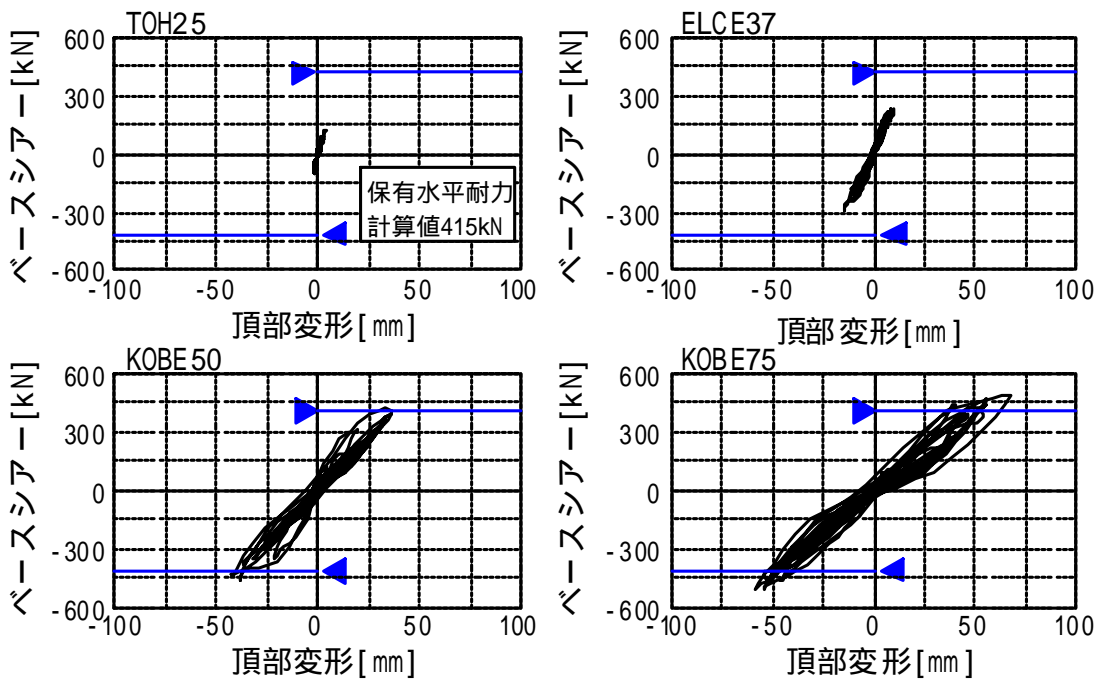


図 1 3 頂部変形 - ベースシア - 関係(基礎回転)

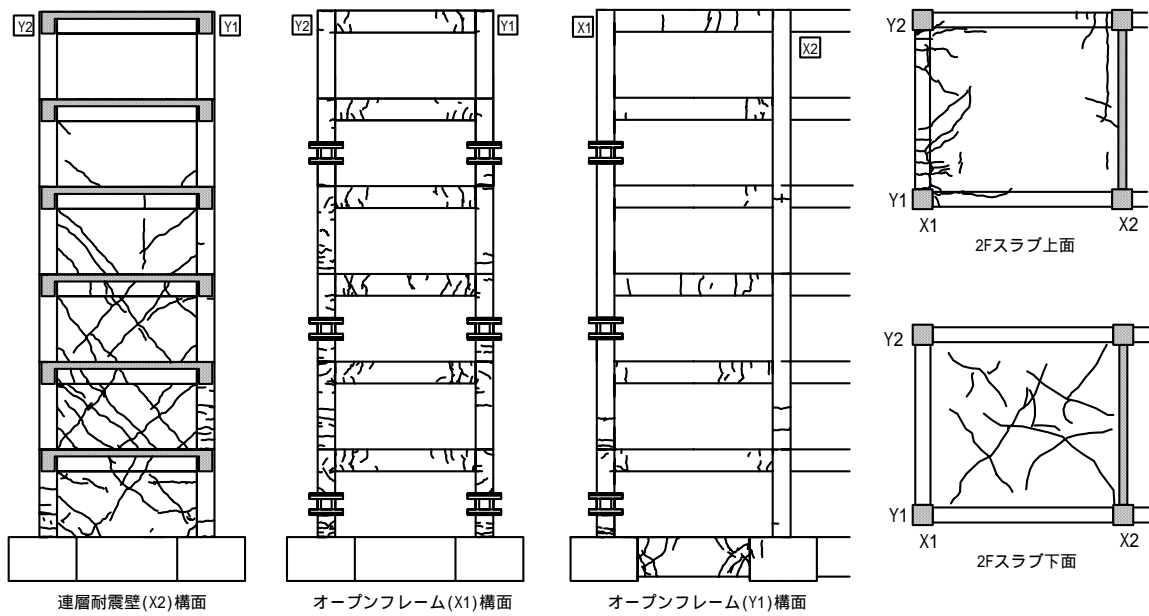


図 1 4 ひび割れ図(KOBE75)

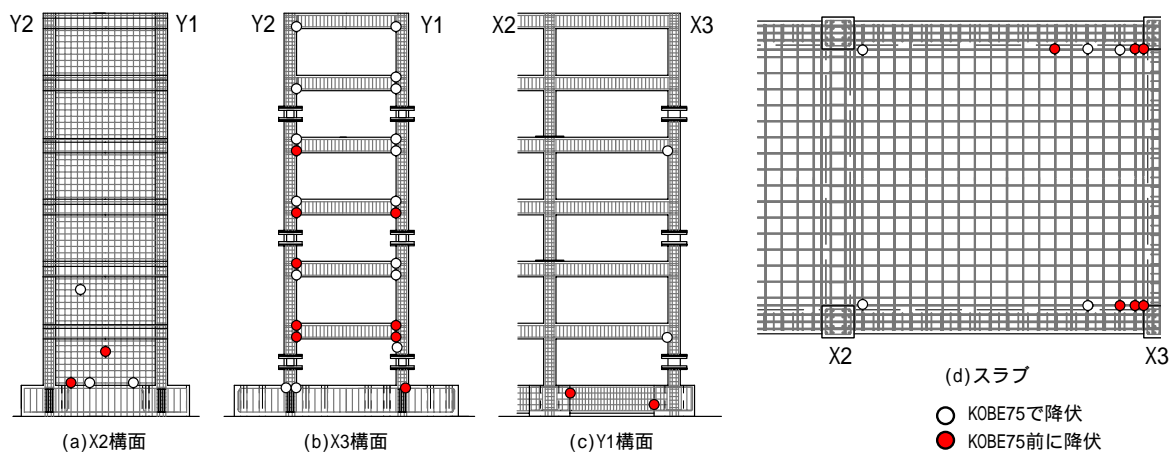


図 1 5 鉄筋降伏位置 (KOBE75)

b) 基礎固定

i) 基礎固定試験体の単点加力

基礎固定試験体加力時の単点加力から求めた 1~3 次のモード形及び卓越周期を図 1 6 に示す。1 次で 0.269sec、2 次で 0.071sec、3 次で 0.039sec となり、基礎回転のものと比較すると全てやや長くなった。

図 1 7 には各地震波の頂部変形-ベースシア-関係を示し、以下に損傷過程を示す。

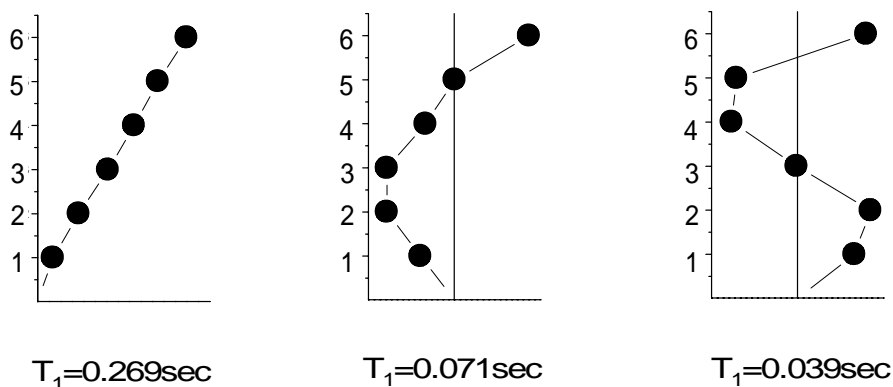


図 1 6 単点加力から求めた振動モード

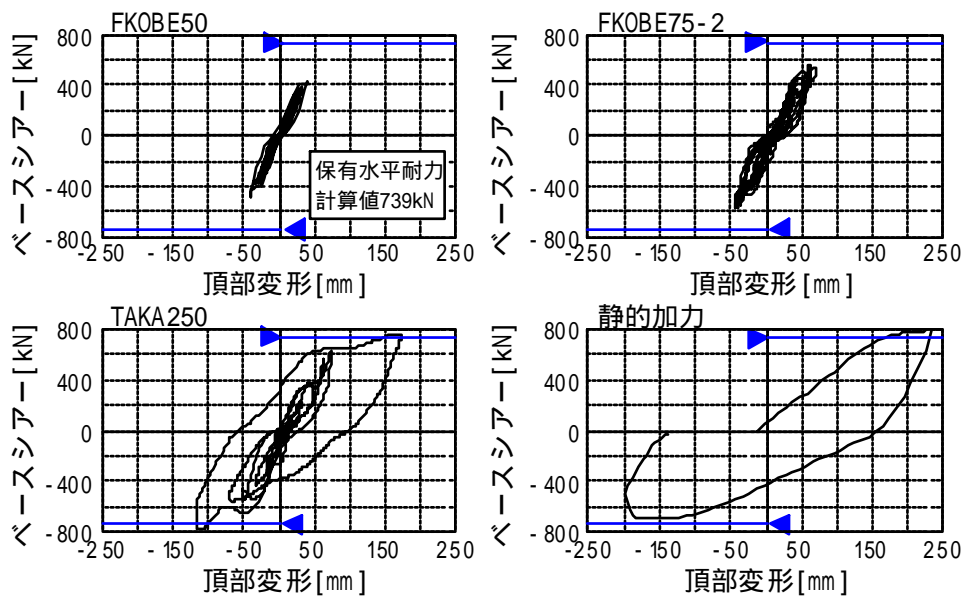


図 1 7 頂部変形 - ベースシア - 関係(基礎固定)

ii) JMA Kobe(0.50m/sec)(FKOB E50)

ベースシアの最大値は正側:435kN、負側:-484kN となった。X2 構面 1、2 階の柱頭・柱脚の曲げひび割れが多数発生した。また、Y1 構面 5~R 階の梁端部にひび割れの発生が若干みられた。そして、1 階耐力壁のひび割れが多くなり、1 階壁脚の縦筋が全て降伏に至っていた。尚、自由振動から得られる周期は約 0.34s であった。

iii) JMA Kobe(0.75m/sec)(FKOB E75-2)

ベースシアの最大値は正側:563kN、負側:-563kN となった。X2 構面では 1 階、X1 及び Y1 構面は 1~5 階の柱頭・柱脚のひび割れが伸展した。また、1、4 階の耐力壁の斜めひび割れが伸展し、2、4 階梁端部付近にひび割れが集中して発生した。X1 構面において、2~R 階のト形及び L 字形接合部に多数ひび割れが発生した。また、X2 構面の 1~2 階の柱主筋の多くが降伏していた。尚、自由振動から得られる周期は約 0.39s であった。

iv) Takatori(2.50m/sec)(TAKA250)

ベースシアの最大値は正側:757kN、負側:-782kN となった。図 1 8 にひび割れ図を示す。X2 構面では、1~3 階の耐力壁の損傷が顕著にみられた。また、6 階の耐力壁にも斜めひび割れが発生した。X1 構面では最上階まで柱頭、柱脚及び梁端部のひび割れが多数みられた。それに対して、Y1 構面においては 6、R 階の直交梁にひび割れの発生がみられるものの、X1 構面と比較すると少なかった。また、スラブの 4~6 階のひび割れが顕著に発生した。図 1 9 には鉄筋の降伏位置を示す。Y1 構面の直交梁端部主筋が 2~R 階まで降伏に達した。また、2 階の壁横筋及び X2 側のスラブ筋の多くが降伏した。

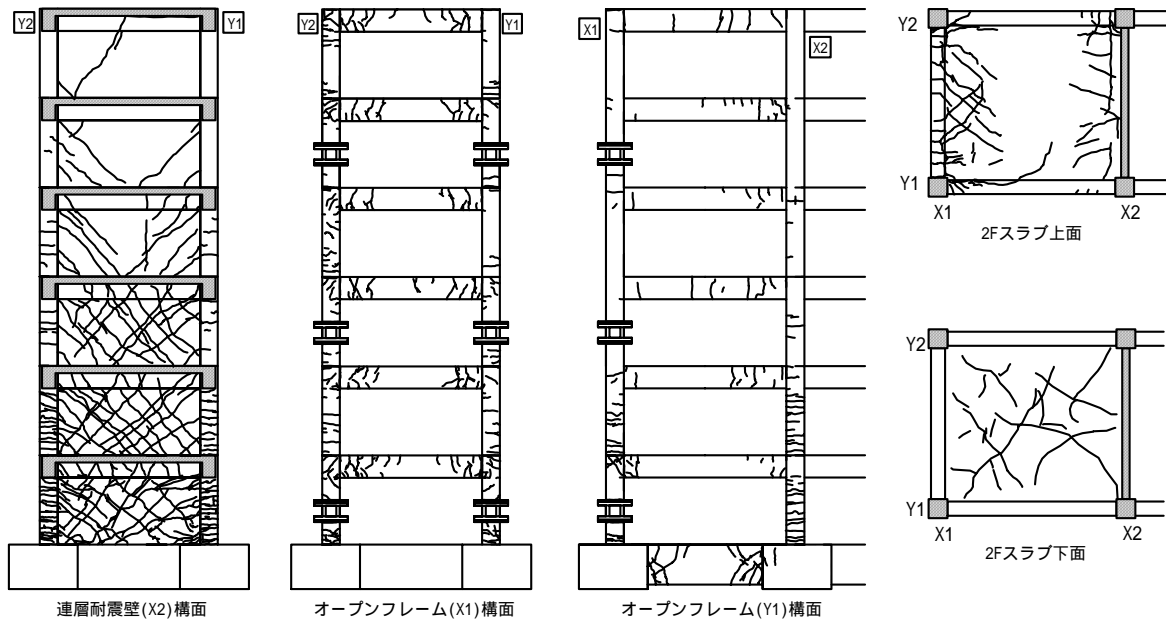


図 1 8 ひび割れ図(TAKA250)

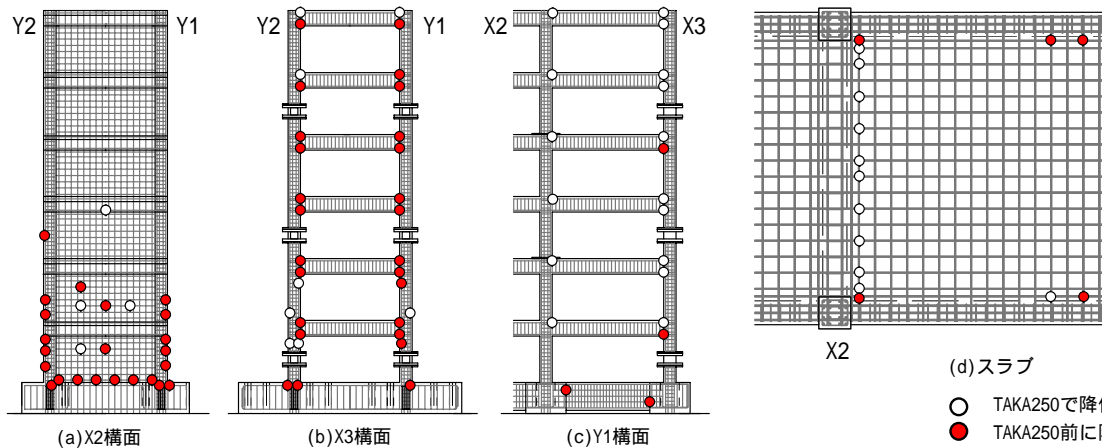


図 1 9 鉄筋降伏位置(TAKA250)

v) 静的加力

ベースシアの最大値は正側:795kN、負側:-697kNとなった。これは、試験体の保有水平耐力計算値である739kNよりやや大きい結果となった。また、図20には試験体全体の変形性状を示すが、最上階が大きく変形していることがわかる。図21には1階耐力壁の最終破壊性状を示す。損傷状態は壁の右上部から左中央部にかけて大きなひび割れが側柱を貫通して発生した。また、耐力壁板のコンクリートの剥落も顕著であった。

以上のことから、1階の耐力壁は基礎固定条件を変えたことで曲げ降伏し、最終的にせん断破壊したものと考えられる。



図 2 0 試験体の変形性状(静的加力)



図 2 1 1 階耐力壁の最終破壊性状(静的加力)

6) 建物の動的応答性状

a) 回転角と滑り量の関係

図 2 2 は基礎の浮き上がり及び滑り量の計測方法である。基礎浮き上がり、滑り量は基礎部分の X2WM1 ~ 4 変位計を用いて算出した。それらから得られた各基礎固定条件時の基礎浮き上がり回転角の時刻歴を図 2 3 に示す。縦軸は回転角、横軸は時間であり、図中の縦実線は各地震波の開始時を示す。K0BE50 以降、基礎回転角が増大し、K0BE75 では基礎回転角は最大で 8[rad./1000] に達した。それに対して基礎固定時は小さく、ELCE37 程度の回転角はあった。これは、X2 構面の基礎部と RC 台の間に配したゴムシートの影響によるものと考えられる。図 2 4 には、各基礎固定条件時の基礎滑り量の時刻歴を示す。基礎回転時において、ELCE37 までは正負均等に変位したが、K0BE50 の時に負側に片寄って変位した。そして、基礎固定では基礎回転の時に発生したずれの解消がされないまま滑り変形が生じた。滑り量は最大で約 -2.5mm であり、建物全体の変位に対しては極めて小さい値であった。

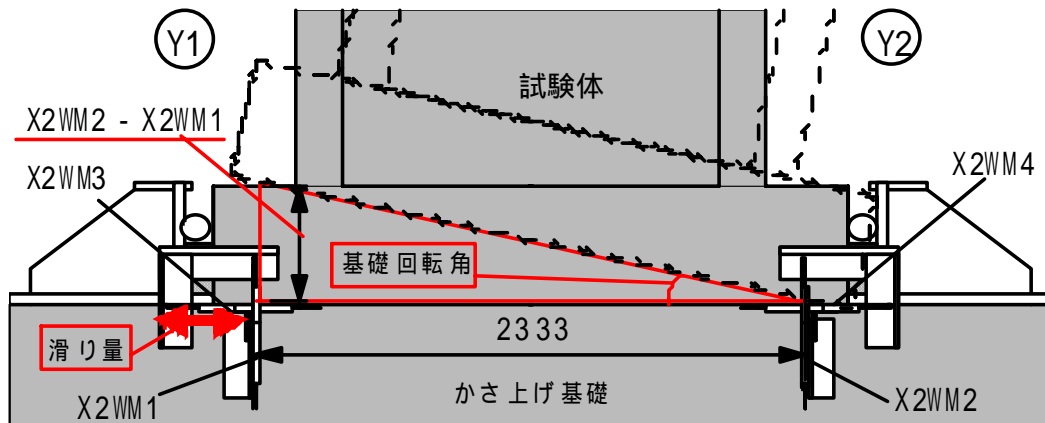


図 2 2 基礎浮き上がり量計測方法

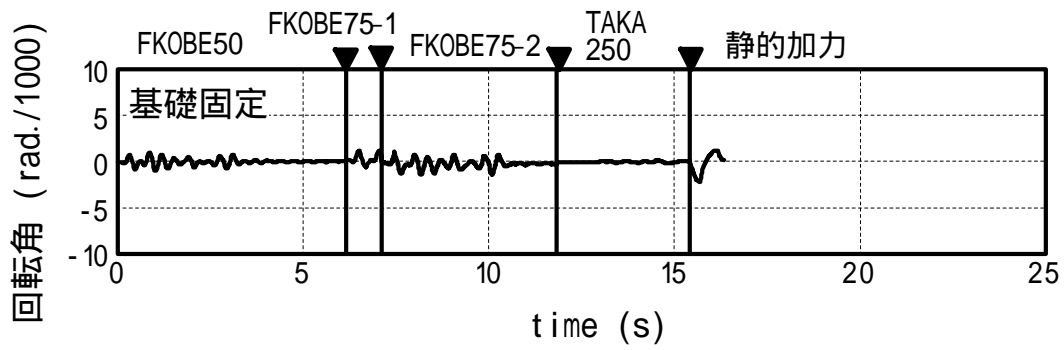
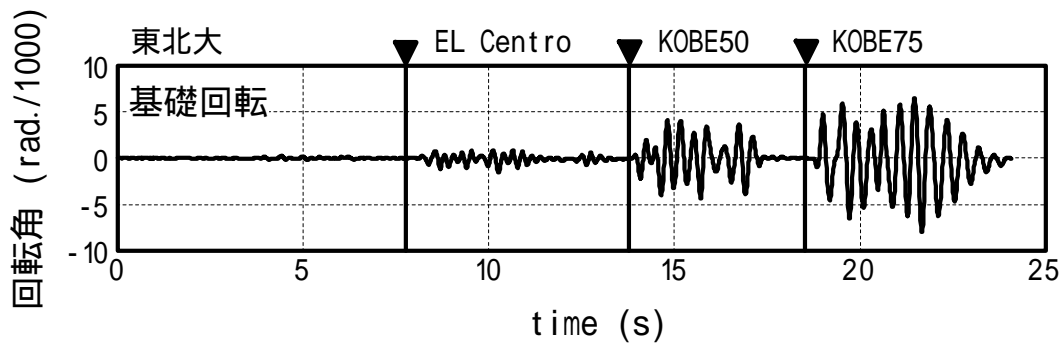


図 2 3 基礎回転角

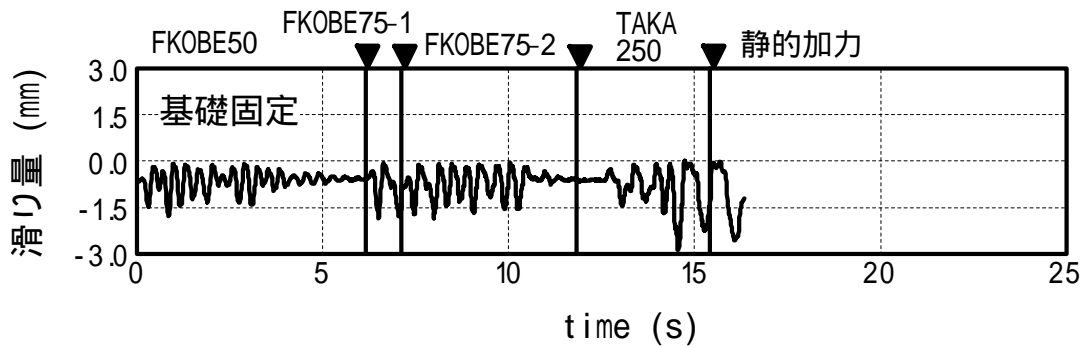
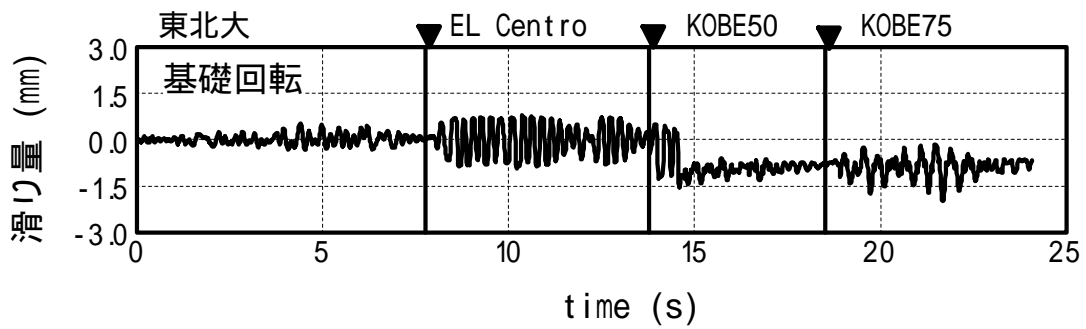


図 2 4 基礎滑り量

b) 直交梁の歪度分布

KOBE75 と TAKA250 の R 階の正負最大変位の小さい方に着目し、Y1 構面直交梁(X2-X3 通り)の高さ方向の歪度分布を図 2 5 (a)には壁側柱引張時、図 2 5 (b)には壁側柱圧縮時に分けて示す。KOBE75 壁側柱引張時において、梁左端部(耐震壁 X2 側)上端筋では基礎梁(図中 1 階梁)を除いてほぼ一定の値となった。梁右端部(X3 側)下端筋では 2、5 階梁下端筋の降伏がみられた。また壁側柱圧縮時には降伏はみられなかった。TAKA250 壁側柱引張時では、梁左端部上端筋、梁右端部下端筋共に全てが降伏していた。壁側柱圧縮時においても基礎梁を除き、梁右端部上端筋では全て降伏していた。それに対し、梁左端部下端筋の歪みは小さかった。

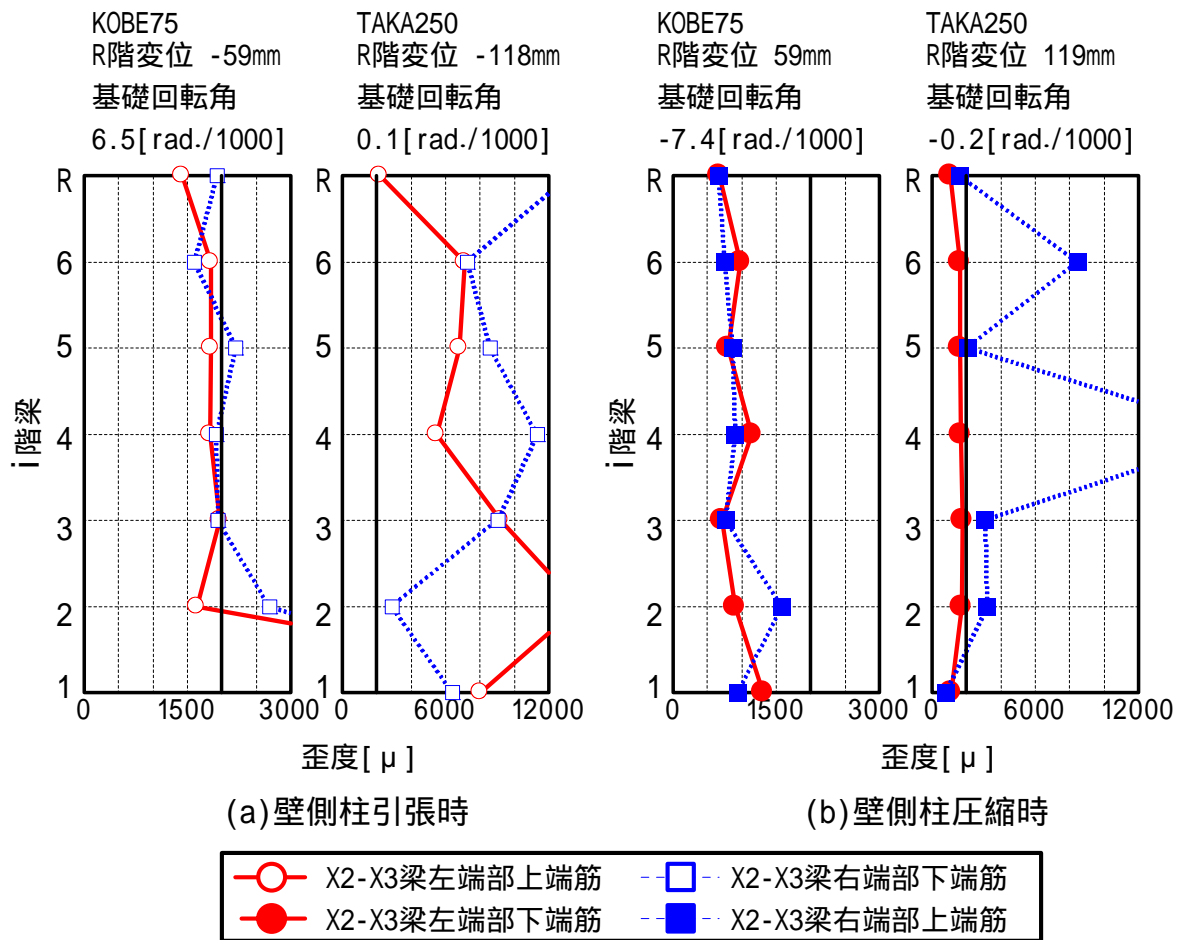


図 2 5 直交梁の歪度分布

c) 変形分布

建物の高さ方向の変形分布について、図 2 6 (a)に基礎回転時、図 2 6 (b)には基礎固定時のものを示す。図には各地震波の R 階の変形が正負でピーク時の変形分布を最上階の値で規準化して示している。基礎固定条件の違いが変形に与える影響は小さく、また地震波による変形分布の違いも殆どみられなかった。

d) 震度分布

建物の高さ方向の震度(アクチュエータから得られた荷重の値を、当該層の重量で除した値)分布について、図 2 7 (a)に基礎回転時、図 2 7 (b)には基礎固定時のものを示す。この分布は各地震波のベースシアが最大となる時のものを示している。また、図中には等分布と A_i 分布に基づく震度分布も併せて示す。尚、変形分布同様、各地震波とも最上階の値で規準化している。基礎回転時において、各地震波を A_i 分布に基づく震度分布と比較すると、T0H25 では 4 階の値が若干大きくなってはいたが、他の地震波では 4 階の値は殆ど一致した。つまり、 A_i 分布に基づく外力分布で加力されているといえる。次に基礎固定時をみると、FKOBE50 では A_i 分布に基づく震度分布とほぼ一致した。また、FKOBE75-2 と TAKA250 においては等分布に基づく震度分布と一致していた。これらのことから、基礎固定して、FKOBE50 において壁が曲げ降伏し損傷が大きくなる過程で、建物の外力分布形が変化していることが確認された。

e) 実験結果の考察

中央構面に連層耐力壁を有する立体 RC 建物を対象に仮動的実験を行い、試験体の基礎の固定条件別に、建物の 3 次元動的応答性状や部材の損傷過程について検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- a) 基礎回転時の連層耐力壁の損傷は、2、3 階部分に集中した。これは、基礎の浮き上がりを許容することで、X1・X3 構面の柱負担せん断力が大きくなることと関係していると考えられる。また、基礎の浮き上がりに伴い、浮き上がる構面の基礎梁、スラブや直交梁に損傷がみられた。試験体の保有水平耐力計算値は、外力分布の変動の影響のために実験値よりも小さくなった。
- b) 基礎固定時には、1 層の壁が曲げ破壊した後、側柱引張時に Y1 構面全層の直交梁（基礎梁を除く）両端部とも曲げ降伏がみられ、側柱圧縮時には、直交梁右端部のみが降伏した。その後 1 階部分の壁がせん断破壊する結果となった。これは、基礎を固定することで、壁負担せん断力が大きくなることと関係しているものと考えられる。また基礎回転時と同様、外力分布の変動の影響により、試験体の保有水平耐力計算値は実験値よりもやや小さくなった。
- c) 基礎固定時、ゴムシートの影響でやや回転変形がみられた。
- d) 基礎の固定条件や部材の損傷状態の違いが、最大応答変形分布に及ぼす影響は小さかった。それに対し外力分布は、基礎固定時に耐震壁の損傷が小さい時点では A_i 分布に基づくものであったが、損傷が大きくなるにつれ等分布に変化した。従って、耐震壁の損傷と外力分布の変化には関係があるものと考えられる。

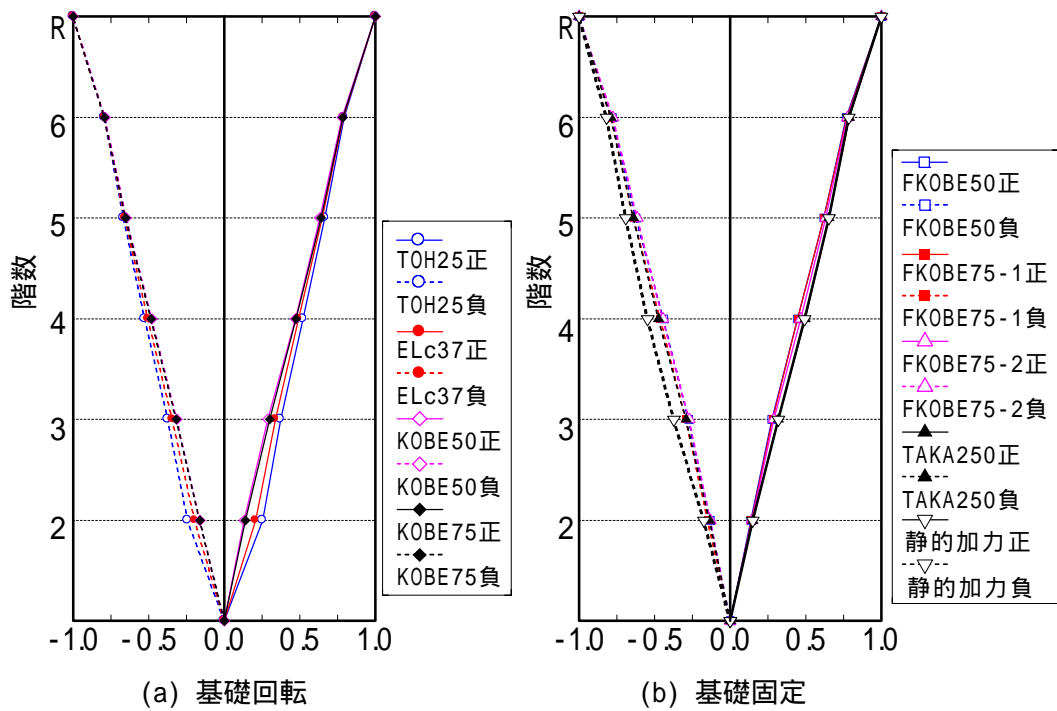


図 2 6 建物高さ方向の変形分布(最上階変位正負ピーク時)

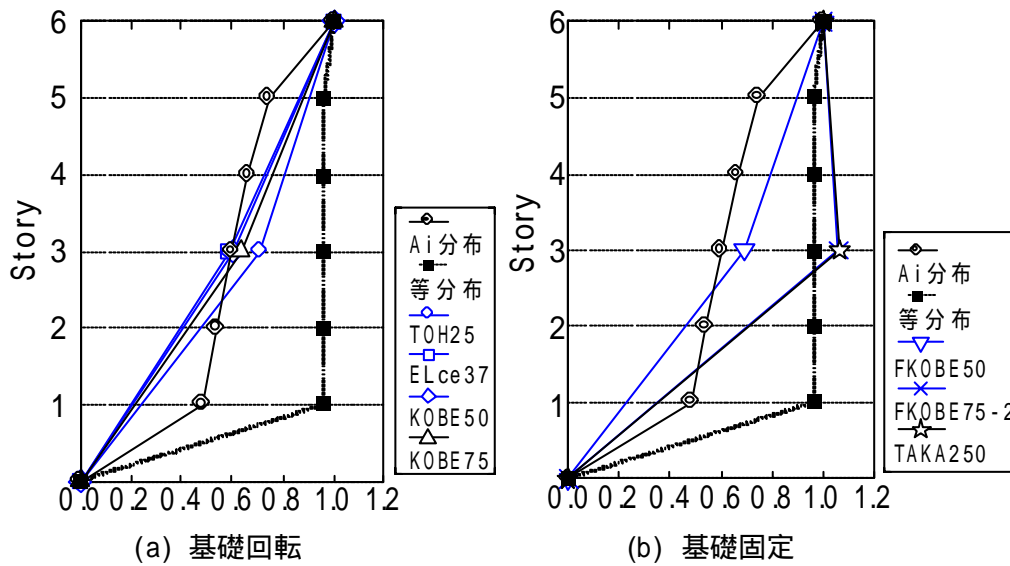


図 2 7 建物高さ方向の震度分布(ベースシアピーク時)

7) 一方向漸増載荷解析との比較

a) 解析部材モデル

解析では、建築研究所で開発された汎用立体骨組プログラム「STERA-3D」を使用した。図28に解析に使用した部材モデルを示す。梁は、両材端に弾塑性曲げバネおよび部材中央に弾塑性せん断バネを有する部材モデルであり、曲げバネの復元力特性は修正武田モデルである。柱は、Li and Otaniにより提案された軸力と曲げの非線形相互作用が考慮できるMSモデルを使用した。また、壁は、斉藤らにより提案されたMSモデルを壁に拡張したモデルを使用した。それぞれ、MSモデルの軸ばねは、非線形のコングリートばねと鉄筋ばねから構成される。

柱、梁部材の曲げ降伏変形の算定には次式の菅野式を用いた。

$$\frac{M_y}{\theta_y} = \alpha_y K_0$$

$$\alpha_y = \left(0.043 + 1.63np_t + 0.043 \frac{M}{QD} + 0.33 \frac{N}{bDF_c} \right) \left(\frac{d}{D} \right)^2, \quad K_0 = \frac{6EI}{l}$$

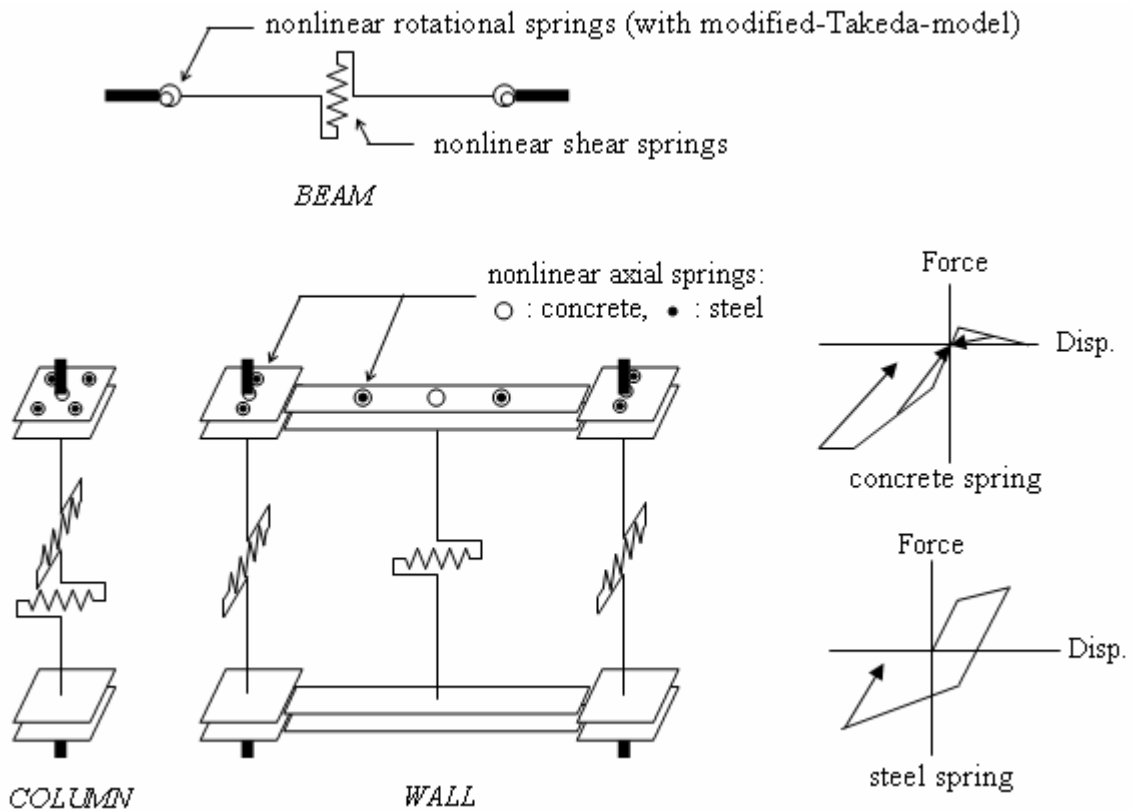


図28 弾塑性部材モデル

ここに、 M_y : 材端の降伏曲げモーメント、 θ_y : 材端の降伏回転角、 n : ヤング係数比($=E_s/E_c$)、 p_t : 引張り鉄筋比、 M/QD : シアスパン比、 N : 軸力、 b : 断面幅、 D : 断面せい、 F_c : コンクリート強度、 l : 材長、である。壁部材の降伏回転角の算定には、上式において、 $\alpha_y = 0.2$ 、 $K_0 = 2EI/l$ とした。

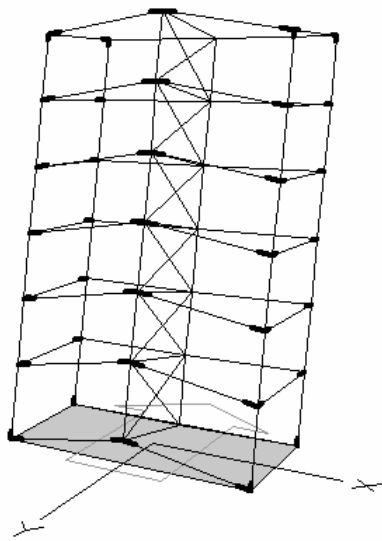
図29に、耐震壁の基礎が浮き上がる場合(基礎回転)の1方向静的漸増載荷解析の結果を示す。解析では、高さ方向にせん断力係数が逆三角形分布となる水平力を加え、頂部変形が建物高さの1/80になるまで載荷した。図29-(a)に示すように、降伏メカニズムでは、耐震壁に直交する梁のうち、浮き上がり側の梁が全層にわたって大きく塑性化し、X1、X3構面の梁も降伏した。また、図29-(b)に示すように、保有水平耐力は450kNで、その40.4%を耐震壁が負担し、残りを4本の隅柱が負担している。図を見ると、頂部変形が10mmを超えたあたりから、壁の負担せん断力がほとんど増えていないことがわかる。これは、後述するように、直交はり降伏した時点で、壁に入るせん断力が頭打ちになるためと思われる。

基礎回転の場合で、擬似動的実験と静的漸増載荷解析の結果を比較したのが図30である。図30-(a)は、層せん断力係数の分布の比較である。擬似動的実験の層せん断力係数は、それぞれの地震動に対する応答のうちベースシアが最大になる時点でのアクチュエーターの力を層重量で割った値である。これより、4層でのせん断力係数は、逆三角形分布(図中の点線)よりもやや大きくなっていることがわかる。また、図30-(b)はベースシアと頂部変形の関係である。グレイの線が擬似動的実験の結果をすべて重ねたものであり、実線が漸増載荷解析の結果である。これより、漸増載荷解析の結果は、擬似動的実験の結果をほぼ包絡していることがわかる。

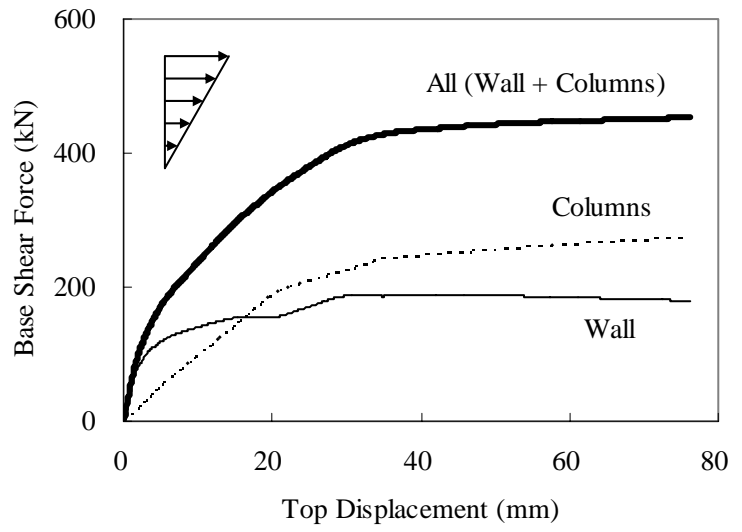
擬似動的実験では、1層、3層、5層の柱にロードセルが設置されており、柱の軸力とせん断力が計測されている。また、アクチュエーターの力から柱4本分のせん断力を引くことで壁の負担せん断力を求めることができる。このようにして、それぞれの地震動に対する応答のうち、ベースシアが最大になる時点での負担せん断力の比率を計算したのが表5である。これより、壁の負担せん断力の比率は26%(TOH25)から42.2%(JMA75)に変化していることがわかる。とくに、最大耐力に達した時点での壁の負担せん断力の比率は、漸増載荷解析より得られた値(40.2%)に近い。

表5 擬似動的実験における負担せん断力の比率

Input Earthquake	Time (sec)	Base Shear (kN)	Columns (%)	Wall (%)
TOH25	4.42	128.3	74.0	26.0
ELC37	2.52	-288.9	65.7	34.3
JMA50	0.89	-460.5	62.9	37.1
JMA75	1.03	513.0	57.8	42.2

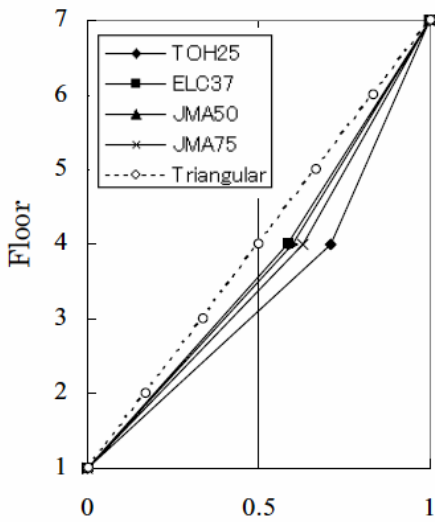


(a) 降伏メカニズム

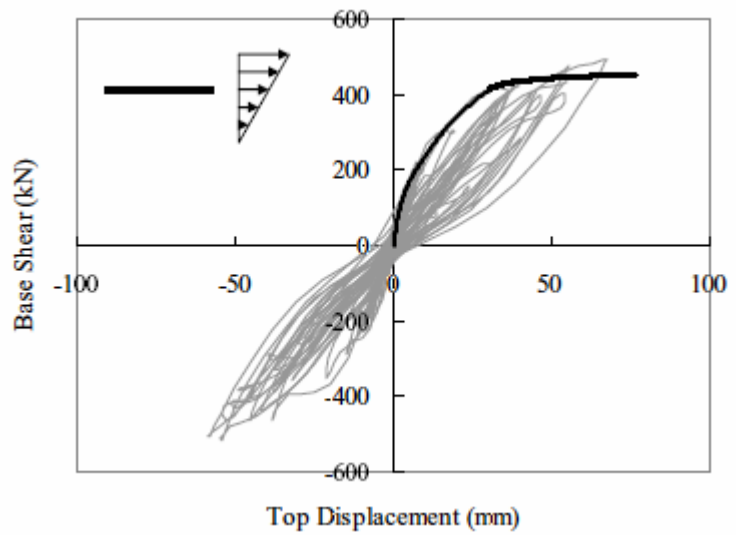


(b) 鉛直部材の負担せん断力の変化

図 2 9 1 方向漸増載荷解析



(a) 層せん断力係数



(b) ベースシアと頂部変位の関係

図 3 0 擬似動的実験と漸増載荷解析の比較

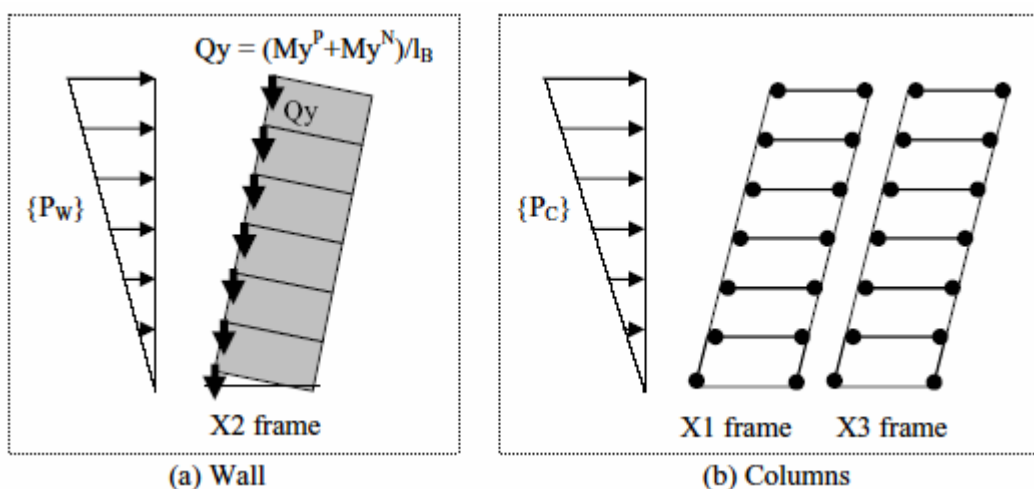


図 3 1 仮想仕事法

降伏メカニズム時の鉛直部材の負担せん断力の比率を、仮想仕事法をそれぞれの構面に適用することにより求める。図 3 1 に示すように、X2 構面では、浮き上がり側の直交梁の曲げ降伏によるせん断力 Q_y が鉛直方法に作用する。また、浮き上がりに伴い、壁が負担する自重の半分が鉛直方法に仕事をする。これらと水平力 $\{P_w\}$ のなす仕事を等価におくことで、壁の 1 階の負担せん断力が $\sum P_w = 150.8 \text{ kN}$ と求められる。同様に、X1、X3 構面について仮想仕事法を適用すれば、柱が負担する 1 階のせん断力が $\sum P_c = 274.7 \text{ kN}$ と求められる。したがって、1 層の保有水平耐力は 425.4 kN となり、壁の負担せん断力の比率は 35.5% となる。この値は、先に求めた擬似動的実験や漸増載荷解析における負担せん断力の比率とほぼ対応している。

(d) 結論ならびに今後の課題

- 1) 振動台実験に用いられた試験体と同じ仕様で擬似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、擬似動的実験をする上で新たに作成・変更したものも多い。
- 2) 振動台実験で使用された地震動を入力として、擬似動的実験を実施した。擬似動的実験では、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。
- 3) 载荷は、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载荷方法は、今後の研究課題である。
- 4) 擬似動的実験は、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 500 kN 、基礎固定の場合は約 780 kN 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。

- 5) 擬似動の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。
- 6) 1方向漸増載荷解析を行い、擬似動の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。今後は、動的解析を実施し、擬似動の実験の応答波形との比較を実施していく必要がある。とくに動的解析では、耐震壁基礎に設置したゴムのモデル化が全体の挙動に大きく影響すると考えられる。

(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の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の実験の開発 -、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、傅金華：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
勅使川原正臣、楠浩一、加藤博人、斉藤大樹	中央構面に連層耐力壁を有する1×2スパン6層RC造試験体の仮動の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.(投稿中)
岡野裕、勅使川原正臣、向井智久、楠浩一	中央構面に連層耐力壁を有する1×2スパン6層RC造試験体の仮動の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.(投稿中)
T. Saito, M. Teshigawara, H. Fukuyama, H. Kato, K. Kusunoki, T. Mukai1, T. Kabeyasawa	Simulation of Nonlinear Behavior of Reinforced Concrete Wall-Frame Structures under Earthquake Loads	13 th World Conference of Earthquake Engineering	2004.8. (under submission)

(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16年度業務計画案

(a) 部分擬似動的実験のモデル化と試験体の検討

1) 耐震壁立体フレーム構造の一部を取り出した試験体の擬似動的実験によりフレーム構造全体の挙動を把握することを目的に、試験体の形状、加力アルゴリズム、加力方法について検討する。

2) 検討結果に基づいて、擬似動的実験計画を立てる。

(b) 部分擬似動的実験用の試験体を作成する。

(c) 試験体の挙動に影響する入力地震動を選択し、部分擬似動的実験を実施する。

(d) 部分擬似動的実験から得られた実験データを整理し、全体のまとめを行う。

