

論文 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

勅使川原正臣*¹・楠浩一*²・加藤博人*³・斉藤大樹*¹

要旨：連層耐力壁構面を有する 6 層立体 RC 建物の三次元動的応答性状や破壊過程の検討を行うために、立体試験体を用いて仮動的実験を実施した。実験は耐力壁の基礎の浮き上がりを許容した場合の後、それを固定とした場合について行った。本報では、試験体の基本特性（初期周期 0.16 秒, $C_B=1.32$ ）と 2 質点系に縮約した仮動的実験の実験方法について述べる。

キーワード：連層耐力壁，仮動的実験，立体試験，耐力壁，浮上り

1. はじめに

一部連層耐力壁を有する鉄筋コンクリート造建物は、わが国では非常に多く見受けられる。しかし、構造物の耐震安全性を精度良く評価するためには、連層耐力壁構面と柱・梁構面の軸力およびせん断力の分担を精度よく予測する必要がある。連層耐力壁構面は、その高い剛性から、壁脚の固定度によっては回転変形成分が支配的になり、耐力壁やフレームの設計応力の設定が困難となる場合が考えられる。しかし、それらを実際に検証するためには、比較的大規模な立体架構試験体を用いて行う必要があり、現在まで実験的に検討された例は殆ど無い。

そこで本研究では、中央に連層耐力壁構面を有する立体鉄筋コンクリート建物の地震時の破壊メカニズムを解明することを最終目的とし、6 層 1 × 2 スパン試験体を用いた仮動的実験を行った。特に本研究では、壁脚部の基礎の浮き上がりを許容した場合（以下、基礎回転）と固定した場合（以下、基礎固定）をパラメータとし、耐震壁と柱部材の地震時における応力負担にも着目している。

仮動的実験では、加力が準静的に行われるため、試験体の損傷と応答の関係を時々刻々観察できる利点がある。しかし、本試験体のように

各層剛性が比較的高い構造物の場合には仮動的実験を実施することは困難である。そこで、本論文では、試験体を 2 質点系に縮約した仮動的実験手法と試験体特性について述べる。

2. 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

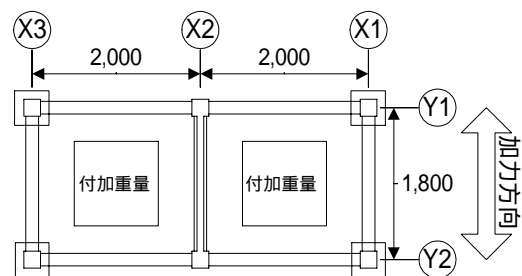


図 - 1 試験体平面図

*1 独立行政法人 建築研究所 構造研究グループ 上席研究員 工博 (正会員)

*2 独立行政法人 建築研究所 構造研究グループ 主任研究員 工博 (正会員)

*3 独立行政法人 建築研究所 構造研究グループ 主任研究員 (正会員)

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。

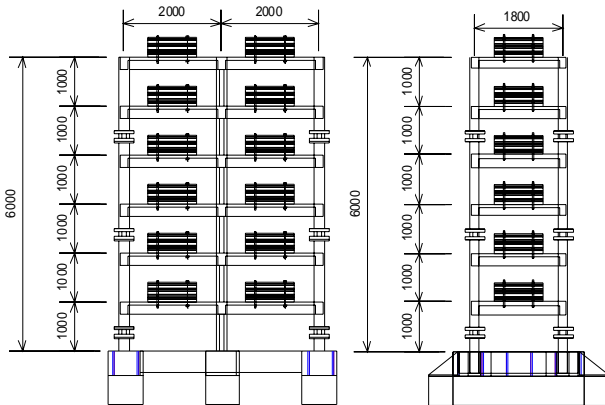


図 - 2 試験体立面図

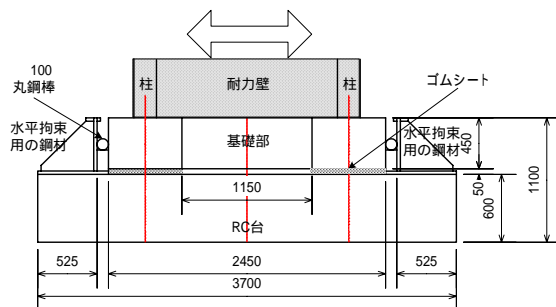


図 - 3 X2 構面基礎部

2.1 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加力直交方向の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 $\sigma_y=295\text{N/mm}^2$ 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。

2.2 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/mm^2 と

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
補強筋	D6@60	D6@60	X・Y 方向とも
部材	壁		
断面			
配筋	縦筋 D6@100(千鳥格子) 横筋 D6@100(千鳥格子)		

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 Mu はそれぞれ、梁：Mu=35.2 kN・m，柱：Mu=34.3 kN・m となった。また、試験体の保有水平耐力は、表 - 3 に示すとおり基礎固定で、739 kN(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。

表 - 3 試験体の保有水平耐力(kN)

	材料強度	
	設計強度	試験結果
基礎回転	359	415
基礎固定	666	739

3. 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) に示すように加力治具で分配し，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。

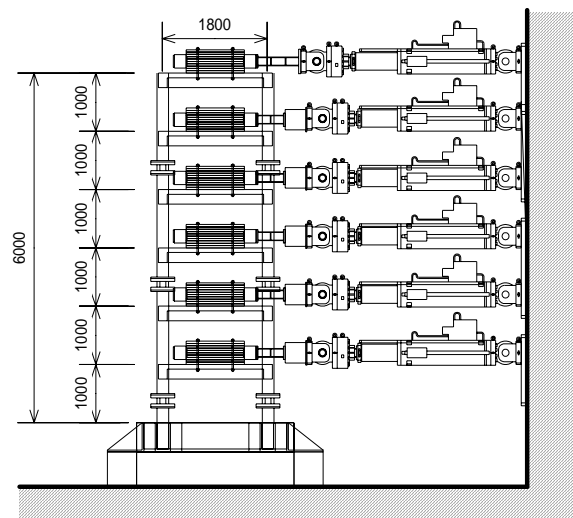
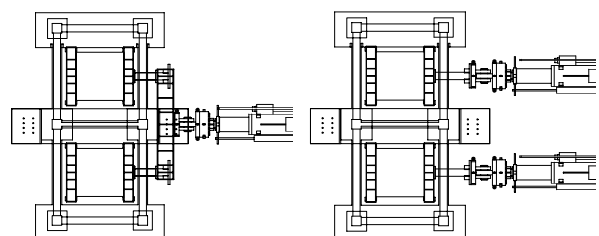


図 - 4 加力立面図



(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

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-4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-4 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-5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

表-5 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	Takatori	2.50
10/10	静的加力	

*加力装置の不具合のため途中で中止

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。

4. 計測計画

4.1 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。

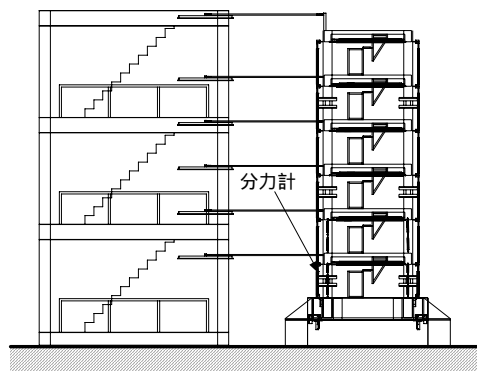


図-6 変位計測計画立面図

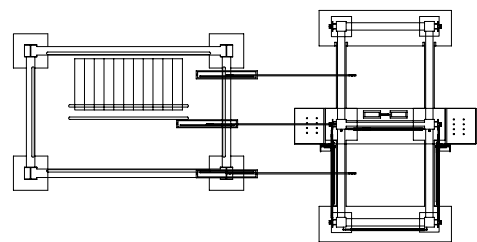


図-7 変位計測計画平面図

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。

4.1 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。

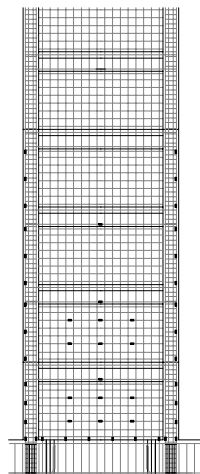


図-8 X2構面ひずみ測定点

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。

5. 実験結果

5.1 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。

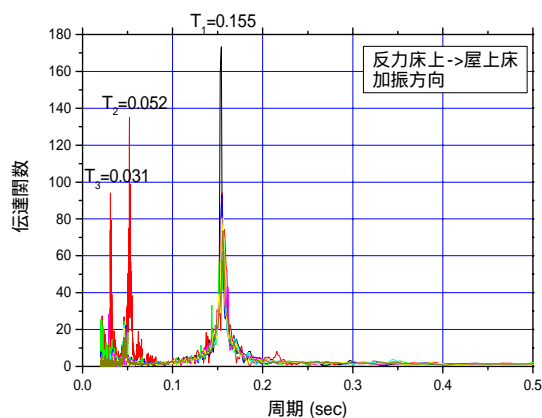


図-9 微動測定結果

5.2 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-6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-6 単点加力から求めた振動モード

Mode			
T(sec)	0.157	0.050	0.018

5.3 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-関係を示す。ベースシア-の最大値は128kN, 頂部変形量の最大値は3.49mm(1/1719rad.)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。

6. まとめ

連層耐震壁を有する RC 建物における連層耐震壁構面と柱・梁構面での応力分担率を解明するために、6 層立体 RC 試験体を作成し、仮動的実験を実施し、2 質点に縮約した仮動的実験手法および弾性加力結果について検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 連層耐震壁つき RC 試験体の設計を行った。そのベースシアー係数は、基礎固定で 1.30、基礎浮き上がりで 0.67 となった。また、基礎固定時において 1 階層間変形角 1% までのせん断強度を確保した（荒川 Mean 式によるせん断余裕度は 1.20）。
- (2) 連層耐震壁つき RC 建築物を 2 質点系に縮約した仮動的実験の実施方法を提案した。
- (3) 弾性加力結果から、2 質点系に縮約した仮動的実験でほぼ弾性一次周期を再現できたことを確認した。

参考文献

- 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

謝辞

本論文で用いた中央構面に連層耐力壁を有する 1 × 2 スパン 6 層鉄筋コンクリート造試験体の仮動的実験は、文部科学省防災科学技術研究所の「大都市大震災軽減化特別プロジェクト」の一環で実施された。関係諸氏に感謝の意を表す。

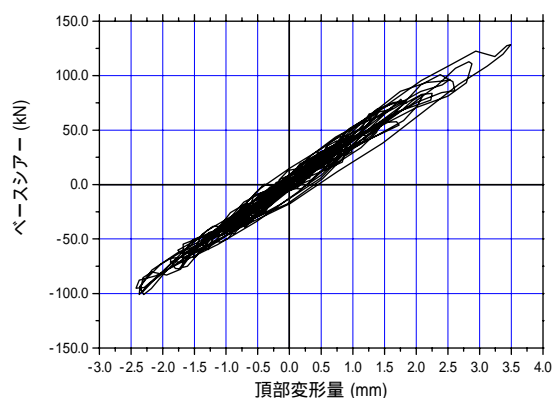


図 - 10 頂部変形 - ベースシアー関係

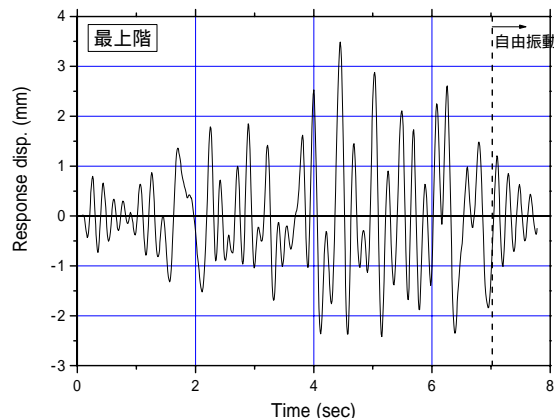


図 - 11 頂部変形時刻歴

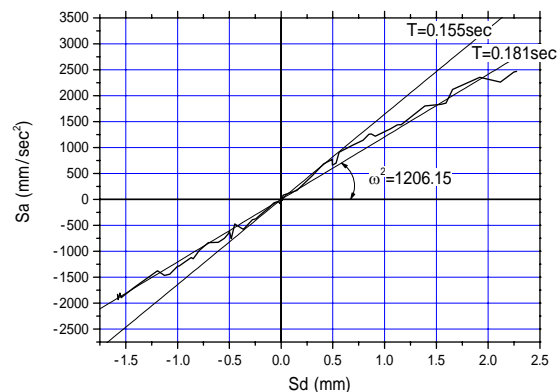


図 - 12 Sa-Sd 関係包絡線