

実在免震建物の動的応答特性に関する研究—減災館における継続的観測と振動実験による検討—

名古屋大学大学院 環境学研究科 都市環境学専攻
博士課程前期課程 2年 福和研究室 平野 貴士

1. はじめに

近年は毎年 200~300 棟の免震建物が計画され、2013 年末において国土交通大臣の認定を得た免震建物と告示免震の建物はビルもので約 3600 棟に及ぶ。免震装置には、積層ゴム支承、すべり支承、転がり支承などがあり、使用割合は大半が積層ゴム支承で、その半数が減衰機能を付加した鉛プラグ入り積層ゴムや高減衰積層ゴムである。これら積層ゴム支承に関する実験や論文は数多く存在するが、転がり支承に関する報告例はまだ少ない。

2015 年 12 月 18 日に国土交通省住宅局建築指導課より、免震建物や超高層建物の南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動への対策案が発表された。免震部材の実大実験を繰り返し実施し、免震装置の特性について検討を行うことの重要性が増しており、このような実験ができる環境整備も必要である。また、建築物の安全性という面では、家具の転倒防止など室内の長周期の揺れの再現によって、実際に揺れを体感することや実物の資料映像により防災意識を向上させることも重要である。

免震装置の使用状況を踏まえた実在建物の実験・観測には常時微動計測、起振機実験・人力加振実験、建物自由振動実験、建物静的加力実験、地震観測がある。常時微動計測や人力加振実験に比べ、自由振動実験や静的加力実験は設備が必要であり容易には実施できない。

このような状況の中で、常にこの 5 種の実験・観測体制が整っている減災館において、継続的に繰り返し実験を実施し、総合的に免震建物の応答特性を把握することは重要な意味を持つ。本研究では減災館の建設段階から竣工後の実験に至るまでの 3 年間の成果を報告する。

2. 減災館の特徴

減災館は、名古屋大学東山団地構内に位置し、自然災害や防災に関する「先端研究施設」として必要な機能を備えるとともに、「地域連携」と推進し、減災の実現により「地域貢献」を果たすための機能を持つ施設として計画された教育研究施設である。地上 4 階+屋上実験室 1 階建て鉄筋コンクリート造基礎免震となっている(写真 1)。天然ゴム系積層ゴムと直動転がり支承(CLB)を採用し、復元力が線形の弾性免震となっている(図 1)。免震装置の概要を表 1・2 に示す。2013 年 4 月に着工し、2014 年 2 月に竣工した。

基礎免震層には、1 台 1000kN の能力を有するオックスジャッキ株式会社製の分離式油圧ジャッキを東西方向に 2 台常設している。これにより建物全体に最大 120mm の初期変位を与え、その力を解放することで自由振動実験を行うことができる。復元力が線形であることがこの実験を繰り返し実施することを可能にしている。

屋上には免震層を介して 9.9m×7.05m の平面を有する

質量約 400t の実験室が存在する。直動転がり支承(CLB133)4 基で荷重を支え、2 段積層ゴム 4 基により復元力を与える免震システムとなっている(図 2)。二つの積層ゴムを直列に 2 段に接続することで剛性を小さくし、基礎免震層と同様の固有周期 5.2 秒の設計としている。さらに、実験室には X・Y 方向に各 1 本ずつアクチュエータが接続され、加振実験を実施できる。質量 400t という実験室のマスを建物の加振源として使用することで建物全体の加振実験を行うこともできる。

減災館では、常設の様々なセンサーによりモニタリング、地震観測が行われている。加速度計が地中 42m(工学的基盤)、地表、基礎直下、基礎上の中央と北西、1 階スラブ上の中央と北西、屋上スラブ上の中央と北西、屋上実験室内の 10 点に、免震層の相対変位を計測する巻取式変位計が東西方向、南北方向に各 2 点、さらに土圧計が東側 3 点と西側 1 点設置されている。

3. 建設時の継続的観測に基づく免震建物の振動特性

工事状況を確認しつつ、建物の重量の大半を占めるコンクリートの打設量を把握し、1 階分の建設が進むごとに計測を行ってきた。建設段階において計測することで、同一の地盤・基礎・免震装置という条件、さらに平面形状・規模や骨組形式も同じ条件下で純粋な建物高さと同固有周期・減衰定数の関係を実証的に明らかにすることが可能となる。計測内容と概略図を表 1 と図 3 に示す。施工中でも免震効果を発揮するよう転がり支承の固定器具は外されており、フリーの状態である。また、オイルダンパーは設置されていない。

各建設段階における TOP/免震層のフーリエスペクトル比を重ね描いて建設に伴う変化について検討を行った(図 4)。建設が進むに従って固有周期が長周期化していくが、躯体完成後でも 0.43 秒にとどまった。

免震建物では主として免震層の剛性と建物全体の質量から固有周期が決まる。建設段階において免震層の剛性が一定だと仮定すれば、固有周期は質量の 1/2 乗に比例する関係になる。計測により得られた固有周期と質量の 1/2 乗の関係を図 5 に示す。屋上スラブ打設までは、両方向とも固有周期と質量の 1/2 乗との相関がみられる。

既往の研究では、RC 造建物の固有周期と建物高さは $T(\text{sec.})=0.015H(\text{m})$ の関係にあることが示されている¹⁾。図 5 の横軸を建物高さ(H)で書き換えたものを図 6 に示す。躯体完成時を除き、建物高さと同固有周期の変化の割合は概ね $T=0.015H$ の関係となるが、原点を通る直線とはならず、全体的に長周期の値となっている。CLB の摩擦により、免震層剛性が想定より高くなっているとはいえ、上部構造と比べた相対的な剛性は低いと考えられる。

4. 免震建物の静的加力実験及び自由振動実験

4.1 天然ゴム系積層ゴムの水平剛性の検討

天然ゴム系積層ゴムの剛性は、設計基準面圧相当の軸力をかけ±250%のせん断歪まで3回繰り返した上で、3回目の履歴特性のせん断歪±100%の点を結んだ直線の傾きの平均値から求まる接線剛性により評価する²⁾。減災館に納品された天然ゴム系積層ゴム5基の室内実機試験のデータをもとに前述の方法で天然ゴム系積層ゴムの水平剛性を算出し、その和を減災館の基礎免震層全体の剛性として評価すると、水平剛性9.41kN/mmとなる。設計値は9.21kN/mmであり、実基試験の結果と設計値の差は2.2%である。ここで、積層ゴムの水平剛性評価に用いたせん断歪100%はφ1200で水平変位234mmに、φ1400では273mmに相当する。また、低弾性仕様で12.5N/mm²、高面圧仕様で15N/mm²の面圧に相当する鉛直荷重を作用させた状態における結果である。

減災館の静的加力実験において基礎免震層の相対変位とジャッキの油圧を計測した。計測した油圧にジャッキの受圧面積をかけて力に換算し、免震層の力-変位関係を求めた。図7はダンパーありのケースとダンパーなしのケースの2本の力-変位関係を描いている。

力-変位関係の傾きが基礎免震層の剛性に相当すると考えられる。また、減災館では復元力を天然ゴム系積層ゴムのみで確保しているため、免震層全体の剛性は天然ゴム系積層ゴムの剛性と等しい。実測から得られた基礎免震層の剛性は13.5kN/mmとなるが、設計固有周期5.2秒の根拠となっている剛性の設計値は9.21kN/mmであり、実基試験結果から評価した剛性9.41kN/mmとは乖離する。以下で、この差についてサイクル、せん断歪、面圧の3点から検討する。

前述のように剛性評価については3サイクル目の記録を用いるが、本実験で得られた力-変位関係の記録は変位ゼロの状態からゆっくりジャッキで一度引いた部分である。したがって、実基試験の1サイクル目の最初の部分の割線剛性と比較する。

積層ゴム支承にはせん断歪依存性があることが明らかにされている。今回は実基試験のデータをもとに、各天然ゴム系積層ゴムの水平変位100・200・234・300・400・500・550mmにおける割線剛性をサイクルごとに求め、せん断歪の影響を考える(図8)。

面圧依存性については、面圧が大きくなるにしたがって剛性が低下する傾向が明らかにされている³⁾。実基試験では設計基準面圧に相当する面圧を作用させているが、実際の免震建物では必ずしも設計基準面圧に近い面圧で使用しているとは限らない。減災館では、設計時の面圧が2.5~5.7N/mm²であり、基準面圧に対する割合は17~45%である。この場合、剛性の面圧依存性を考慮する必要がある。基準面圧の半分の面圧が作用した時の水平剛性は、せん断弾性率G=0.34N/mm²の積層ゴムでは1.1倍、G=0.44N/mm²では1.07倍となることが既往の研究で

明らかにされている³⁾。以上の要因を考慮した剛性が、図8の赤の棒グラフである。

100mm変形時の剛性は、面圧依存性を考慮すると12.6kN/mmとなる。せん断歪や面圧の依存性を考慮することで設計値9.21kN/mmより約37%剛性が高くなることが分かった。図7の傾きから求めた実測値は13.5kN/mmであり、各種要因を考慮することで近い値となるが、実測の方がまだ少し大きい。これは、面圧依存性を考慮する際の係数として、設計基準面圧の半分の面圧が作用したときのものを使用しているが、減災館では半分よりも小さい面圧(17~45%)が作用しているため実測の剛性の方が大きくなっていると考えられる。面圧は設計段階で決まるものであるため、積層ゴムの剛性に与える影響を考慮する必要がある。

4.2 直動転がり支承の摩擦力の検討

既往の実験式より直動転がり支承の摩擦力は式(1)に示す摩擦係数と作用する軸力によって算出できる⁴⁾。

$$\mu = (1.2 + 7.8 \times \frac{P}{P_0}) / 1000 \quad (1)$$

各CLBが負担している軸力として設計時の軸力分布の値を用い、減災館基礎免震層の各CLBにおいて算出した摩擦係数より免震層全体の摩擦力は163.4kNとなる。

一方、図7の切片は免震層の摩擦力に相当すると考えられる。これより、現状の減災館における直動転がり支承の摩擦力の実測値は9基の合計で162.6kNである。既往の実験式での計算結果とよく対応している。また、ダンパーありの状態における免震層の摩擦力366kNとなる。直動転がり支承の摩擦力162.6kNとの差は、オイルダンパーの初期摩擦抵抗であると考えられ、その値は366-162.6=203.4kNとなる。

直動転がり支承は摩擦係数をできるだけ小さくして免震建物の長周期化を図ることができるとの特長の一つであり、線形の復元力特性を持った免震装置と組み合わせることで弾性免震となる。しかし、特に作用軸力が大きい場合は摩擦係数、摩擦力が大きくなり振幅が小さい範囲では、動的応答で摩擦の影響が出てくると考えられる。

4.3 自由振動波形の分析

基礎免震層のジャッキで強制的に変位を与えた状態から一斉に除荷することで自由振動実験を行った。そこで得られたモニタリングシステムの巻取式変位計の基礎免震層の相対変位時刻歴波形に対して、減衰自由振動方程式(2)の解(3)⁵⁾にフィッティングを行うことで固有周期と減衰定数の評価をする。

$$\ddot{y} + 2h\omega\dot{y} + \omega^2y = 0 \quad (2)$$

$$y = e^{-h\omega t} (d_0 \cos \sqrt{1-h^2}\omega t + \frac{v_0+h\omega d_0}{\sqrt{1-h^2}} \sin \sqrt{1-h^2}\omega t) \quad (3)$$

特にダンパーありの状態では3/4周期程度の振動しかしていないため、振動開始から半波長振動するまでの時間を周期の半分とみなし、固有周期を先に設定した上で、減衰定数のみをパラメータとして同様に式(3)にフィッ

ティングして減衰定数の評価を行う。結果を図9に示す。波形から読み取った固有周期は3.56~4.1秒であり、そこから求めた減衰定数は57.7~69.9%となる。また、屋上免震層の2段積層ゴムの剛性とCLBの摩擦力をもとにした履歴則から振幅ごとに周期(割線剛性より算出)と等価粘性減衰定数を求めた図10の値も図9に合わせてプロットする。

図9をみると、履歴則から求めた等価粘性減衰定数よりフィッティング結果の減衰定数の方が大きい値となっている。履歴則から求めた等価粘性減衰定数は、ある振幅における減衰定数であり、図10より振幅が小さいほど大きな値となる。一方、自由振動波形においては初期変位より減衰振動をしていく中で振幅が小さくなっていくため、フィッティングは、減衰が大きくなる小振幅も含んだ平均的な値となる。これらより、フィッティングの結果の方が減衰定数が大きくなっていると考えられる。

5. 屋上実験室の加振とそれを利用した建物全体の振動実験

5.1 屋上実験室の挙動

屋上実験室をアクチュエータで加振する際の実験室そのものの挙動や実験室を加振源とした建物全体の挙動について分析、検討する。加振力や摩擦力を正確に把握するため、実験室質量の計測をし、398tであることを確認している。100%定格推力約6tのアクチュエータが東西方向、南北方向に1台ずつ設けられ、共振を利用して大振幅の加振が可能な仕組みになっている。実験室の一方向加振は、Y方向では5~70cmの振幅で実施している。

まず、アクチュエータを加振方向のみ接続した場合とX・Yの両方向接続した場合での一方向加振の記録を比較し、加振方向に直交する方向のアクチュエータが接続されていることによる影響を検討する。一例として、Y方向(NS)の70cm加振において、二方向接続した場合のねじれ回転角の波形を図11に示す。いずれの振幅、方向でもアクチュエータを加振方向のみ接続した場合と二方向接続した場合とで加速度波形やねじれ回転角に差はなく、70cm加振時でも0.003rad(3/1000)未満である。使用上の直動転がり支承の回転角の目安 $^{\circ}1/100\text{rad}$ よりはるかに小さい値であり、正常に加振できていることが確認できた。

次に、二方向加振について検討する。一例として同位相(北東-南西方向の斜め)5cm加振(変位制御)時の実験室内の変位オービットを図12に示す。四隅ではそれぞれ異なる変位を示しており、北西を中心にねじれ振動していることが確認できる。この同位相加振について加振周期を1秒から10秒まで1秒刻みで変化させて加振を行った。

屋上免震層の相対変位を計測するために設置した2点の巻取式変位計の記録を引き算し、センサー間距離で除してねじれ回転角を求め、並進成分で除することで加振周期とねじれ振動の関係をみる(図13)。加振周期6~9秒でねじれ振動が大きくなっていることが分かる。最大

になるのは周期7秒で加振した時であり、実験室のねじれ周期であると考えられる。一方、質量が四隅の柱に分布していると仮定した場合、回転慣性やねじれ剛性から求まるねじれ周期は8.8秒となる。

なお、実験室の大振幅加振を利用して、気象庁の長周期地震動階級の説明用の資料映像の撮影が実施された。家具や什器の移動など室内被害の再現や防災啓発・教育に貢献している。

5.2 実験室加振時の建物の挙動

実験室を加振源としたときの建物側の挙動については、30cm加振ではほとんど免震層が動かないが、40cmあたりから動きがみられ加振振幅が大きくなるにしたがって免震層の相対変位も増大していく。70cm加振では、片振幅2cm程度の振動をしていることがわかる(図14)。

屋上実験室の加速度と質量の積で求めた加振力と免震層変形の関係と図7の基礎免震層の力-変位関係と重ね描いたものが図15である。いずれもおよそ200tまでは変形がゼロで、それを超えると免震層が動き出す。以上から屋上加振力による免震層の動きだしと静的加力実験における免震層の動きだしが対応していることがわかる。

6. 結論

実在免震建物の建設段階における微動レベルの振動特性の変化から自由振動実験などより大きな振幅レベルでの振動特性について検討した。本検討は減災館における固有のものであるが、天然ゴム系積層ゴムや直動転がり支承を免震設計の基礎資料となる。積層ゴム支承については面圧依存性を、直動転がり支承では摩擦力の影響を考慮した設計が必要である。

本論では実験的検討を重ねてきたが、これらの知見を活かして減災館のモデルを作成し解析的検討を行うことでより詳細な分析が可能となる。本研究では明らかにした基本的な振動特性や環境構築は、減災館を利用した今後の研究・活用の基礎となる研究である。また、地震観測記録や実験データを蓄積していくことで、経年変化の分析ができる。

参考文献 1) 日本建築学会：建築物の減衰，2000.10

2) 日本 ERI 高層評定委員会：性能評価を踏まえた免震・制振構造の設計，2014.5

3) 柳勝幸，西川一郎，村松佳孝，高山桂一，加藤直樹，福田滋夫：天然ゴム系積層ゴムの性能に関する実験的研究(その9：剛性の面圧・歪み依存性の考慮)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.687-688，2000.9

4) 原田浩之，鈴木亨，浅野幸一郎：リニアガイドを用いた転がり免震支承(CLB)に関する実験的研究 その2 転がり支承の水平性能，構造工学論文集 Vol.50B，2004.3

5) 柴田明徳：最新耐震構造解析第2版，pp.10-15，2003.5

6) 株式会社免制震デバイス，THK株式会社，住友金属工業株式会社：ATS式十字型直動転がり支承(CLB)認定書，2003.10

謝辞 本研究においてご協力いただいた清水建設(株)、(株)免制震デバイス、THK(株)、カヤバシステムマシナリー(株)、昭和電線デバイステクノロジー(株)、(株)日建設計に感謝の意を表します。

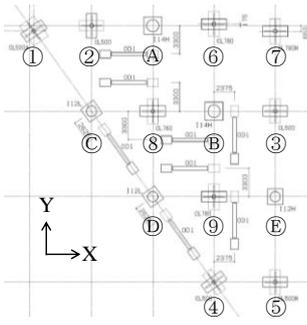


図1 基礎免震層平面図

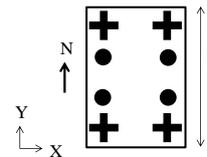


図2 屋上免震層平面図

●2段積層ゴム + CLB133

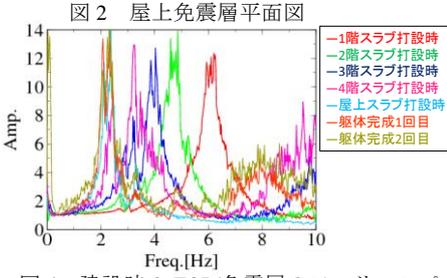


図4 建設時の TOP/免震層のフーリエスペクトル比

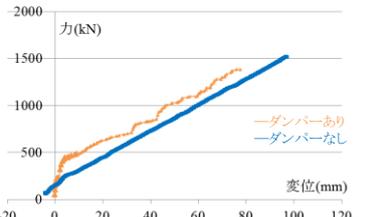


図7 静的加力時の力-変位関係

表1 直動転がり支承の概要

CLB	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
型番	CLB500					CLB780			
定格圧縮荷重Po(kN)	4903					7649			
負担軸力Pv(kN)	4301	4382	4404	4410	2722	5362	4540	5545	5571
Pv/Po	0.88	0.89	0.90	0.90	0.56	0.70	0.59	0.72	0.73

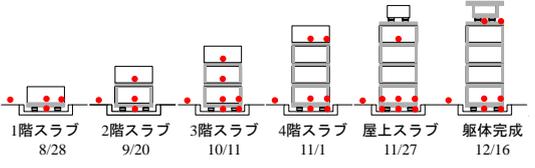


図3 建設時の常時微動計測概略図

表3 建設時の常時微動計測概要とコンクリート打設量

計測日付	8月28日	9月20日	10月11日	11月1日	11月27日	12月12日	12月16日	2月14日
建設状況	1階スラブ	2階スラブ	3階スラブ	4階スラブ	5階スラブ	屋上実験室	屋上実験室	ダンパー設置
コンクリート打設量合計(m ³)	480	840	1203	1533	2028	2133	2133	2133
常時微動計測時間	31分	20分	20分	23分	20分	20分	20分	30分
観測点数	4	4	7	7	8	8	8	6

表3 建設時の常時微動計測概要とコンクリート打設量

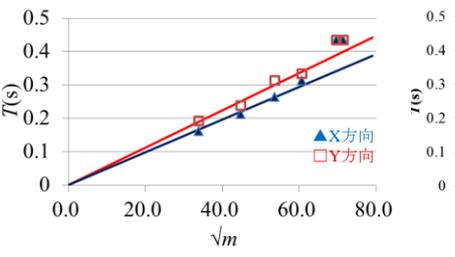


図5 建物質量と固有周期の関係

表2 天然ゴム系積層ゴムの概要

積層ゴム	①	②	③	④	⑤
	φ1400	φ1200	φ1200	φ1200	φ1200
型番	高面圧	低弾性	低弾性	高面圧	高面圧
基準面圧σ ₀ (N/mm ²)	15	10	10	15	15
設計面圧σ (N/mm ²)	2.5	3.4	4.5	5.7	3.5
σ ₀ /σ	0.17	0.23	0.45	0.57	0.23



写真1 減災館外観

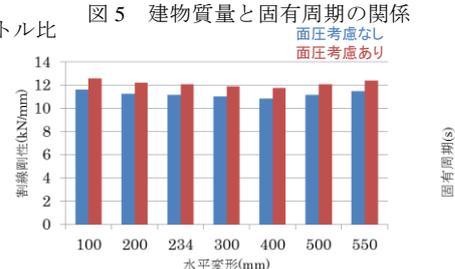


図8 面圧を考慮した積層ゴムの剛性

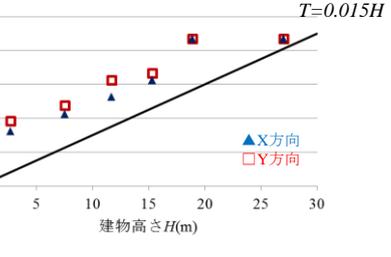


図6 建物高さとの固有周期の関係



図9 フィッティング結果と履歴則の比較

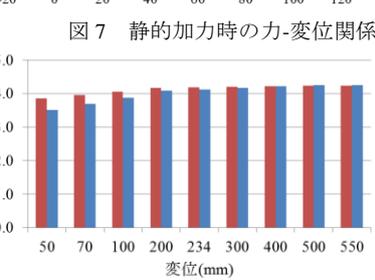


図10 履歴則より求めた基礎免震層の固有周期と等価粘性減衰定数

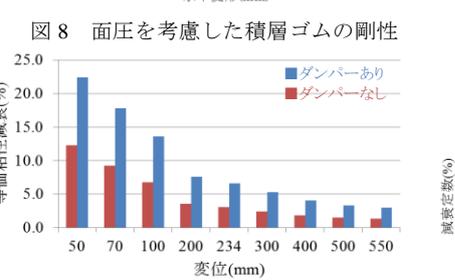


図14 実験室70cm加振時の免震層相対変位波形

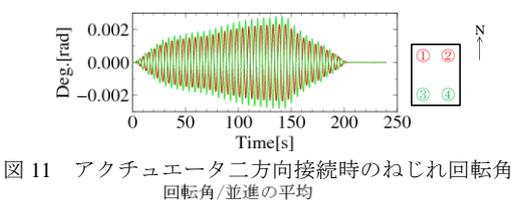


図11 アクチュエータ二方向接続時のねじれ回転角/並進の平均

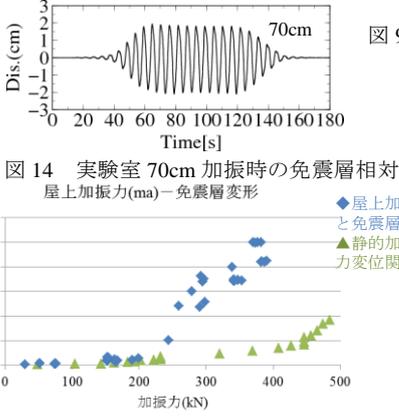


図15 屋上加振力と静的加力時の力-変位関係

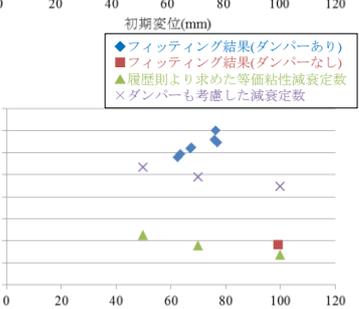


図12 同位相加振時のオービット

図13 加振周期と並進に対するねじれ回転角の関係

図15 屋上加振力と静的加力時の力-変位関係

図12 同位相加振時のオービット