

平面形状の大きな免震建物の地震時の捩れ振動を伴う挙動

TORSIONAL RESPONSE OF A BASE ISOLATED LARGE BUILDING

島崎和司 — * 1

Kazushi SHIMAZAKI — * 1

キーワード:

免震建物, 長大建物, 地震観測, 捩れ振動

Keywords:

Base isolated building, Long building, Seismic observation, Torsional vibration

This paper reports seismic observation of a base isolated large building in terms of torsional vibration. The building is 8F/B2F with 90m length, 30m width, and 40m high. The isolate equipments are placed between B1F and B2F. Acceleration records and in-story deformations are measured at both ends of the building in longitudinal direction. The recorded data of Chiba-kenn-hokuseibu earthquake on 28th of July 2005 showed some torsional response vibration caused by eccentricity of the building and the difference of input motions at both side. Results of a simple analytical model showed good agreements with observed records.

1. 序

免震建物の地震時の挙動については多くの地震観測が行われ、全体的な挙動、高さ方向の挙動を把握し、その結果を評価して、設計との対応がなされてきている¹⁾。免震建物で、平面的にも100m近い長大構造物である神奈川大学23号館は、文部科学省学術フロンティア・横浜市産官学共同研究総合プロジェクト「地震・台風災害の制御・低減に関する研究 (TEDCOM)」(研究代表者: 大熊武司神奈川大学科教授)により振動実験や地震時の挙動観測が行われ、これまでに中小地震に対する多くのデータが蓄積されてきており、免震建物の高さ方向の地震時の挙動評価に有益なデータを得ている²⁾⁻⁸⁾。

長大な免震構造物では、基礎梁の乾燥収縮や温度変化により、免震装置に変形が発生する。この変形量が無視できない量である事が現場で認められており、その報告がなされている⁹⁾⁻¹⁰⁾。これらの変形により、捩れ応答が生じて耐震性能に影響を与える可能性があることが解析的に示され、維持管理上、これらの変形量を把握する必要がある¹¹⁾⁻¹²⁾。また、長大な建物においては、地震動の伝搬速度により、建物の両端部に入力する地震動に位相差が生じ、その影響が建物の平面的な応答に影響を及ぼすと考えられる¹³⁾。

これらの影響が実際の建物においてどのようなものであるかを評価した例は少ない。免震装置の変形についても、継続的な長期変動の観測例はほとんどなく、地震時の平面的な挙動観測例も報告は少ない。

本報では、長大な建物である23号館の免震層の平面的な長期と地震時の挙動を観測するため、変位計と地震計を増設し、解析シミュレーションと合わせて、その地震時挙動を検討した。また、長大免震構造物の設計・評価手法に関する研究の一助となるよう、観測された代表的なデータを公表するためのサーバーを立ち上げた。

2. 地震動観測

2.1 神奈川大学23号館概要

神奈川大学23号館は、図1に示すような地下2階・地上8階・塔屋2階の鉄筋コンクリート造建物で、軒高30.05m、最高部高さ39.25m、階高は地上階3.7m、地下1階実験室5.0m、地下2階書庫6.0mで、プランは90.18m×32.5mのL型をした建物である。地下2階と地下1階床の間に免震部材を設置した免震建物となっている。アイソレータとして天然ゴム系積層ゴム、エネルギー吸収部材として鉛ダンパー及び鋼棒ダンパーを用い、上部構造の重心と免震部材の剛心が一致するように免震部材が配置されている。上部構造は、X方向(長手方向)、Y方向(短手方向)共に純ラーメン構造、下部構造(地下2階部)は、上

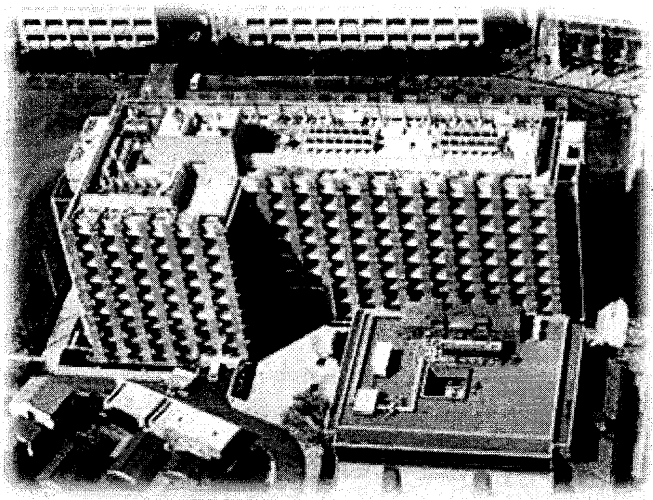
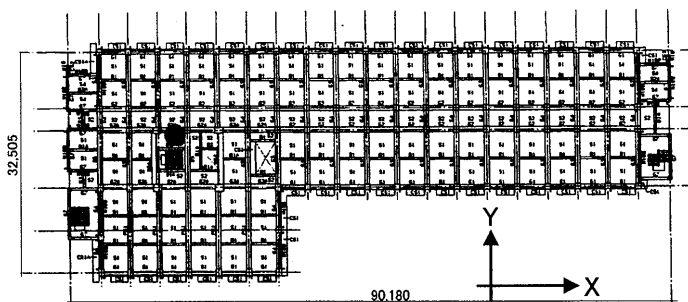


図1 神奈川大学23号館 遠景

*1 神奈川大学工学部建築学科 教授・博士(工学)
(〒221-8686 横浜市神奈川区六角橋3-27-1)

*1 Prof., Department of Architecture, Kanagawa University, Dr. Eng.



● 振動計設置位置

図2 高さ方向の地震観測位置

部構造の基礎部として十分な剛性、耐力を持つ剛構造である。基礎は、鉄筋コンクリート造べた基礎で、GL-14m 付近のN値50以上の相模層群砂礫層に直接支持されている²⁾¹⁴⁾¹⁵⁾。

2.2 地震観測概要

1) 自由地盤観測

自由地盤における地中および地表での振動計測はボーリング坑を利用して、工学的基盤レベル (GL-21.8m) と地表レベル (GL-1.5m) において各々3成分の振動計測を行っている。工学的基盤以浅の地盤は主にローム層で構成され、N値10以下の軟弱層となっている。

2) 建物高さ方向観測

地震計は8階、6階、3階、B1階、B2階床位置の5箇所に、各設置階共にほぼ同位置に設置してある。設置位置および観測成分方向 (X,Y,Z 方向) は図2に示した。

3) 平面方向観測

免震層の平面的な挙動の観測のため今回増設したのは、図3に示すように、長手方向の両端の積層ゴムの位置 (X1-Y3, X20-Y3) に、XY2方向の免震層の相対変形が計測できるように変位計を設置した。この変位計では、長期変動を1日8回3時間毎に、熱電対による B1F 床梁コンクリートの温度計測と合わせて計測している。また、同一位置の免震層下部 (B2F 天井スラブ位置) に3方向地震計を設置し、それぞれの位置での免震層への入力地震動を計測している。

3. 観測記録

3.1 長期変動

図3に示した変位計測位置においては、竣工後1年を経過した後、免震装置の変形を下げ振りを用いて手動により季節ごとに計測を行った。その結果、未計測期間である竣工後1年までの間で、全体的に内側に変位し、その後、気温の変動に伴うコンクリート温度の変動とともに免震装置が変動している。

図4は、計測装置を取り付けた後のおよそ1年間の X1-Y3の積層ゴムと(図3の左側)と X20-Y3の積層ゴム (右側)の変位量の経過と、コンクリートの表面温度とを示している。自動計測のデータには、計測装置の設置時に手動で計測した値を初期値として加算してある。

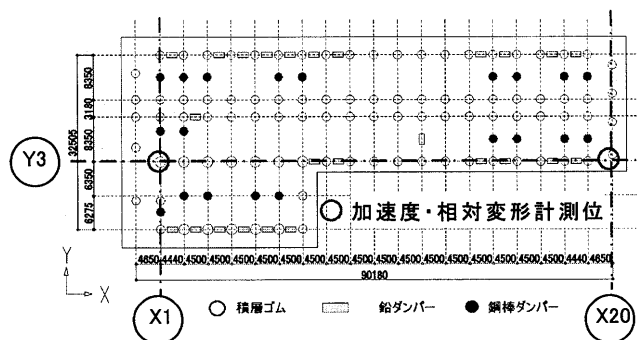
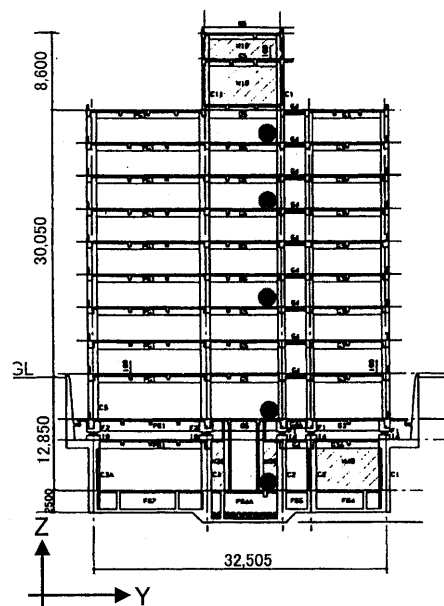


図3 免震層の平面方向の地震観測位置

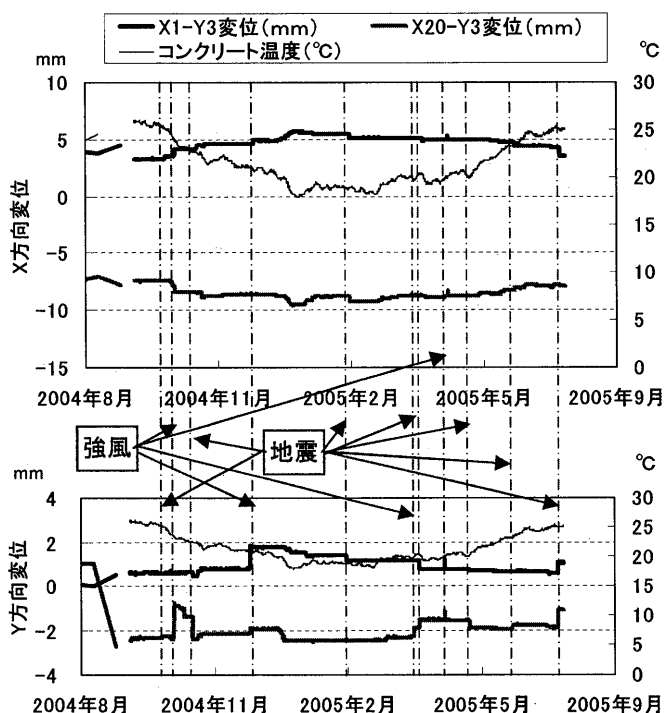


図4 建物の長期変形の経緯

自動計測を行っている変位計の最小分解能は1mmであり、精度的には誤差が含まれることになるが、傾向をつかむことが出来る。符号は、図3に示したXY両方向の矢印の方向を正としている。長手方向であるX方向変位は、温度変化と連動して変動している。同図中には、地震や強風などのイベントも示したが、イベント時に変位していることから、地震や強風により免震層が残留変形を残していると考えられる。強風時にY方向が大きく変位しているのは、Y方向の風に対して壁面の見付け面積が大きいとみられる。両端のY方向変位の相関を検査すると、イベントにより、振れが大きくなりたり解消されたりしており、地震、強風としての特徴はないようである。

3.2 地震時加速度記録

水平方向の地震観測開始後最大の地震である、2005年7月23日千葉県北西部を震源とする地震で、免震層で20mm近い変位が記録されたので、このデータについて検討を行う。

1)高さ方向観測

図5は、最大加速度を高さ方向にプロットしたものである。工学的基盤であるGL-25.5mで、500mm/sec²程度であった最大加速度は、地表面近くで3倍に増幅されているが、B2Fでの記録はその1/2~1/3であり、工学的基盤とほぼ同じ値となっている。免震層でそれが約1/2に低減され、建物上層部ではほとんど増幅されておらず、免震効果が確認できる。また、上部構造の加速度分布はほぼ一定であり、剛体的に振動していると考えてよいと思われる。

図6に、工学的基盤中とB2F(X3-Y4)で記録された地震動の主要60秒間のフーリエ振幅スペクトルの比較を示した。X方向で0.4秒付近、Y方向で0.2秒付近にやや違いがみられるが、全体的に大きな違いは見られない。本建物は直接基礎で工学的基盤に支持されており、建物の入力地震動と工学的基盤の地動が同等であったと思われる。

2) 免震層平面方向観測

図7は、免震装置を支持しているB2F天井スラブ位置での建物の両端のX1、20通りで記録された加速度記録の時刻歴を、図8はそのオービットと相関を示したものである。図8(a)に示した両端のオービットの形状はかなり異なったものとなっている。図8(b)は、両端のそれぞれの方向の記録をXとY軸に取り、その相関を示したものである。図中には45°方向に線を入れたが、記録されたデータがこの線上にあれば両端でのデータが同じで、これから外れるに従い、両端での記録に違いがあることになる。両方向とも、最初の最大振幅時には45°線上にあり、両端で同じ値となっているが、その後の繰り返し時にはX方向に比べY方向の相違がやや大きいようである。これらの相違は、X方向は加速度計が直線状に配置されているのに対し、Y方向は平行に配置されていること、X20通り側へのみ隣接建物が存在する事、敷地が段差状になっている事の影響や、地震計の設置場所等の影響が考えられるが、詳細は今後の検討課題である。

図9は、高さ方向の計測点(X3-Y4)も含めた3箇所計測されたXY両方向の主要60秒間のフーリエ振幅スペクトルを示したものである。X方向ではほとんど違いがない。Y方向では、0.3~0.4秒付近でX20通りの記録に違いが見られ、0.34秒付近のピークは、X20通りにしか現れていない。

3.3 地震時変位記録

図10は、建物の両端で記録された免震層の変位時刻歴を示したも

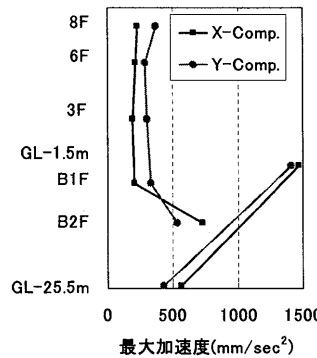


図5 2005年7月23日千葉県北西部地震の最大加速度の高さ方向分布

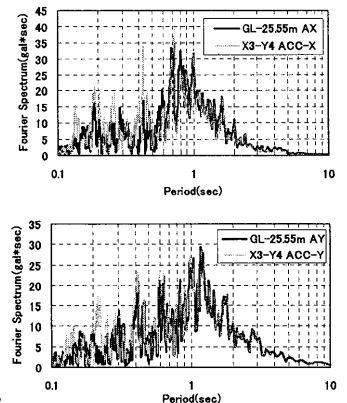


図6 地中とB2Fで記録された地震動のフーリエ振幅スペクトル

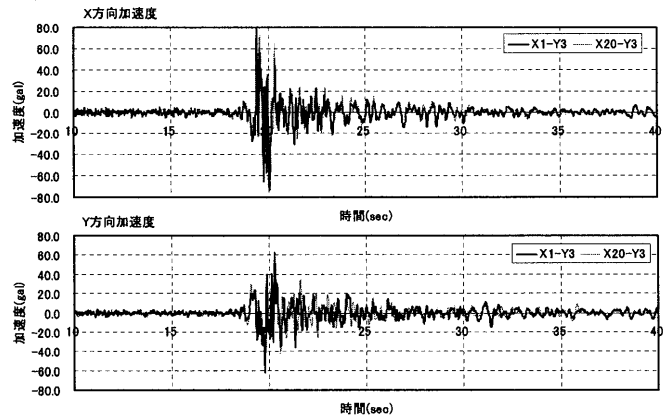


図7 建物の両端で記録された加速度記録の時刻歴

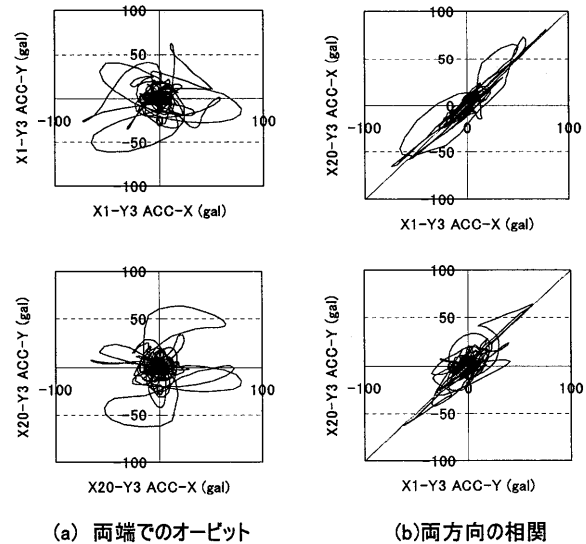


図8 建物の両端で記録された加速度記録のオービットと相関

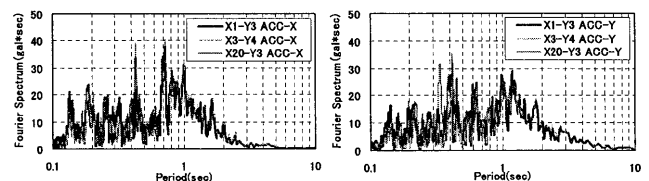


図9 B2Fで記録された地震動のフーリエ振幅スペクトル

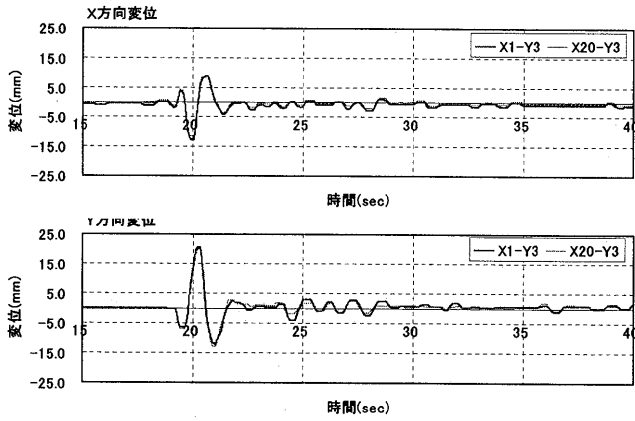


図10 免震層の両端免震装置の変位記録の時刻歴

の、図11はそのフーリエ振幅スペクトルを示したものである。フーリエ振幅スペクトルは、X方向は、変位計が直線状に配置されており、ほぼ同一となっている。Y方向では1.3秒付近のピーク値に差が見られ、また5秒以上の長周期に違いがみられる。

図12は、建物の両端の免震装置の変位記録をXとY軸に取り、その相関を示したものである。X方向は、45°線を推移し、同一変形を示しているのに対し、Y方向では、45°の線から外れ、振れを伴う振動をしている。また、図13には、両端のY方向変位から求めた振れ角の時刻歴も示したが、大振幅の後も同じ大きさの振れ振動が続いている。今回の地震は、大振幅が1回しかない地震であったが、大振幅が繰返し起こるような地震の場合に、この振れがより励起されるかどうか検討が必要である。

3.4 免震層の復元力特性

図2に示した高さ方向の加速度観測位置に、その上下層の質量を集中させて掛け合わせたものを足し合わせるにより、免震層に作用するせん断力を推定できる⁹⁾。図14は、こうして推定した免震層の層せん断力と、計測された変形から求めた復元力特性をX,Y両方向と、両方向の変形とせん断力をそれぞれ2乗和平方根 (RMS) で示したものである。微小変形時の剛性は、設計時より高いが、第1折れ点耐力は、設計値より小さな値となっている。これは、設計では、大変形時の安全性を考慮することを目標として、図15に示したように、鉛ダンパーの大変形時の繰返し挙動¹⁶⁾からバイリニア型¹⁶⁾の復元力を定めているのに対し、今回の地震レベルでは、図中に破線で示した復元力を取るためだと考えられる。

4. 地震応答解析

計測された記録をシミュレーションするために立体弾塑性解析プログラム(Resp-T)¹⁷⁾により動的解析を行った。図5に見られるように、上部構造の最大加速度分布はほぼ一定値であり、上部構造は剛体振動するとして、解析モデルは図16に示すように全層の重量をB1F基礎梁フレームの各節点に集中させたモデルとし、平面的な振れ応答を検討した。スラブの面内剛性を考慮するため、スラブ厚200mmのシアパネル要素を組み込んだ。免震装置は4本のバネに置換したMSSモデルとした。積層ゴム600φ82基、800φ12基、鉛ダンパー24基、鋼棒ダンパー20基を本建物の配置に準じて配置した。2基1組となっている鉛ダンパーは、2倍の剛性と耐力を持つ1基の鉛ダ

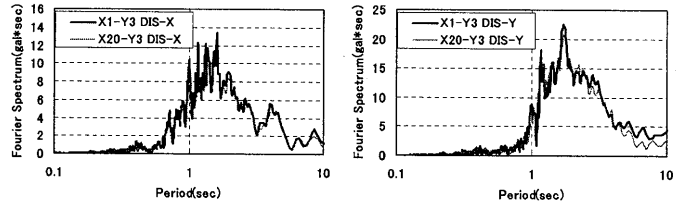


図11 免震層の変位記録のフーリエスペクトル

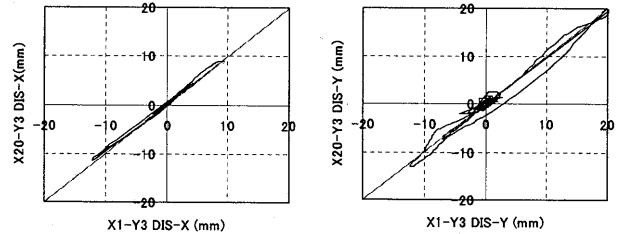


図12 建物の両端で記録された変位記録の相関

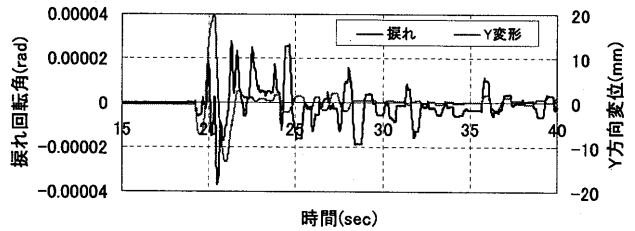


図13 建物の両端で記録された変位記録による振れ角の時刻歴

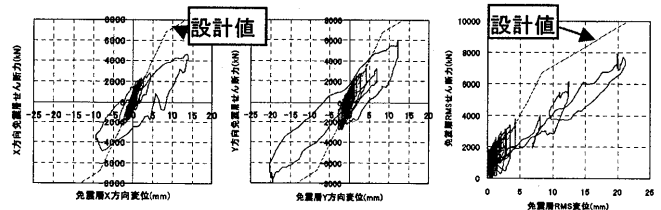


図14 推定した免震層の復元力特性

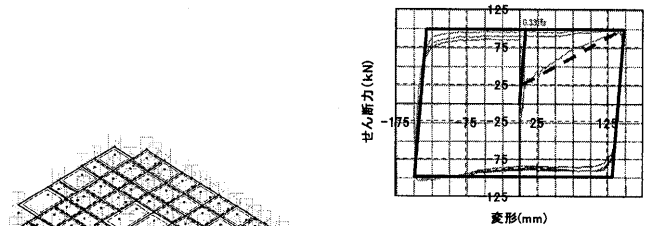


図15 設計で想定した鉛ダンパーの復元力

図16 解析モデル

表1 免震装置の基本特性

免震装置	外径 (mm)	初期剛性 (kN/mm)	二次剛性 (kN/mm)	降伏せん断力 (kN)	降伏変位 (mm)
天然ゴム系積層ゴム	600φ	0.92	—	—	—
	800φ	1.23	—	—	—
鉛ダンパー		11.76	0.62	24.5	8.3
鋼棒ダンパー		7.84	0.25	254.8	32.5

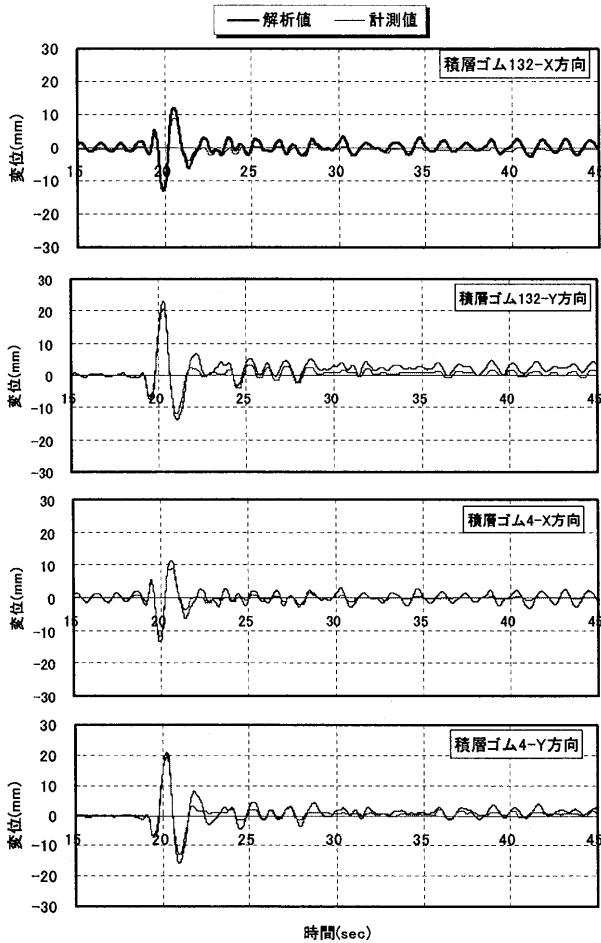


図17 解析と実測の応答変位の比較

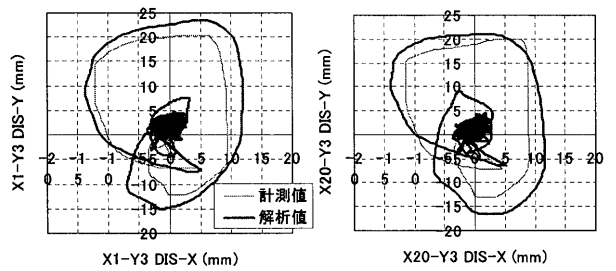


図18 解析と実測の応答変位のオービットの比較

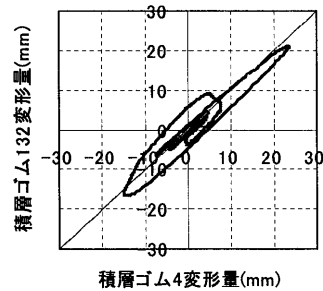


図19 解析による両端のY方向変位の相関

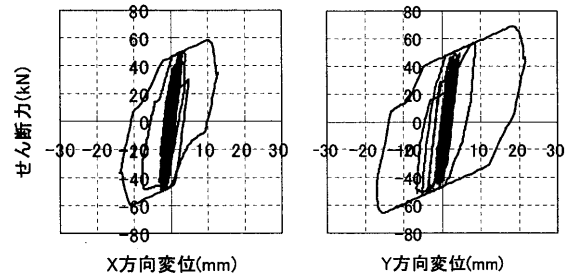


図20 鉛ダンパーのせん断力-変形関係

ンパーとして設置した。免震装置の復元力特性は、設計値を参考にして表1に示す値を設定した。鉛ダンパーの復元力特性は、中地震での振幅を考慮して、図15の破線となるよう設定した。入力地震動は、X1-Y3で記録されたXY両方向の加速度記録を用いた。

応答変位の最大値は約20mmで、鉛ダンパーは降伏し、鋼棒ダンパーは弾性であった。図17は積層ゴムD132(X1-Y3)、D4(X20-Y3)のX,Y方向の変位応答時刻歴を、図18はそのオービットを、解析値と計測値で比較したものである。解析値は、最大応答変形時だけでなく、その後の小振幅時を含めて実測値とほぼ整合している。図19は両端のY方向変位をXY軸にとり、その相関を示したものである。図13に示した計測結果に比べやや太く、誤れを大きく評価している。図20は、X20通り側の鉛ダンパーの復元力を示したものである。せん断力は2基分の値となっている。Y方向の復元力はバイリニアの形状に近いが、X方向は、XYのインターラクションによりややいびつな形状となっている。これは、図14に示した免震層の推定復元力の図にも表れている。

これらの結果より、ここで用いたモデルにより免震層の地震時挙動がシミュレーションできることがわかったので、今後は建物両端での入力地震動の相違による影響(位相差入力)や、建物の乾燥収縮や温度変化に伴う免震装置の初期変形の影響が、建物の振れ振動にどのように影響し、耐震性能の評価にどのように関わってくるかを検討する予定である。

学校法人 神奈川大学
TEDCOM PROJECT

ホーム | 建物データ | 地震データ | 地震記録 | 観測機器 | 参考文献 | データ利用 | TEDCOM

山比野 | サイトマップ | 更新履歴 | 建築学科HP

はじめに

兵庫県南部地震(阪神・淡路大震災)以降、高い耐震性能を満足させ、大地震後も引き続き使用可能な建築物の構法として制振・免震デバイスを取入れた構造形式が注目されています。神奈川大学建築学科では、2000年4月より2005年9月まで「文部科学省学術フロンティア推進拠点」としてのプロジェクト「地震・台風災害の制御-低減を目的とした制振・免震デバイスの開発ならびに損傷制御設計方法に関する研究」に、「横浜市産業共同研究センター」を研究拠点とした産学共同研究プロジェクト「建築物における地震・台風防災に関する研究-制振・免振装置の評価-開発-」の2本の柱とした、地震や台風の災害を制御・低減するプロジェクト(TEDCOM)プロジェクトを結成し、研究開発を進めてきました。このなかで、制振・免震デバイスや対地震・台風シミュレーション等の幅広い分野に関する知識の集積を促して以下の3つの研究テーマを構築し、相互に連携をとって、総合的成果として、損傷制御型設計法の提案を行いました。

- 研究テーマ1: 制振・免震デバイスの性能確認実験・開発
- 研究テーマ2: 実建築物の挙動観測
- 研究テーマ3: 地震・台風応答シミュレーション
- 研究テーマ4: 損傷制御型設計法

神奈川大学建築観測Webは、上記研究テーマ2において神奈川大学横浜キャンパス内で行っている、1号館と23号館の地震観測および、神奈川大学工学研究所共同研究「平面形状の大きな免震建築物の地震時の振れ挙動を伴う挙動に関する研究」における挙動観測結果を公開するものです。なお、同時に観測されている地震時のデータについては、データ利用のページにある問い合わせ先にてお問い合わせください。

更新 2005.07.25
観測Webは、従来公開していた観測データと、観測機器変更で観測されている各古層大学観測Webのデータを統合し、最新の観測結果を公開いたします。

News
2005.07.25
2005年7月26日の千葉県北西部地震の地震観測記録の最大値を速報にて載せました。



本ページはMicrosoft Internet Explorer 6.0SP2で確認しています。 update 2005.07.25

図21 地震観測データ公開サーバーのホームページ

5. データの公開

強震時の構造物の挙動や、耐震性の評価には地震動の記録が必要で、阪神淡路大震災以降そのためのデータの蓄積が必要であることが広く認識されるようになった。公的機関を初めとして多くの機関で地震観測が行われるようになり、そのデータも公開されている。これらのデータのうち、地盤の振動と建物で記録されたデータを同時に公開している例は名古屋大学¹⁸⁾¹⁹⁾など少数しかない。今後の耐震設計の向上のためには、こうしたデータの公開が重要である。そこで、名古屋大学強震観測 Web を参考に、名古屋大学大学院都市環境学専攻福和研究室よりソースの提供を受け、データ公開用サーバーを立ち上げた。データは23号館と同時期に建設されたCFT柱を用いた耐震構造である神奈川大学1号館の観測データとあわせて公開している。サーバーには、以下のアドレスよりアクセス可能である。

<http://www.arch.kanagawa-u.ac.jp/TEDCOM/>

上記アドレスよりサーバーにアクセスすると、図21のようなページが現れ、建物データ、地盤データ、地震動記録、観測機器情報などを得ることが出来る。

公開している地震動記録は、これまでに観測されたデータのうち、23号館 B2階の水平最大加速度値が50mm/sec²以上を記録したデータで、観測後およそ1年を経過したものを公開している。2005年度に公開しているものは2001年度～2004年度の15記録（2001年度：2記録・2002年度：2記録・2003年度：5記録・2004年度：6記録）の震源と、波形図、デジタルデータである。また、2005年7月23日の千葉県北西部を震源とする地震のように震度が5を超えるような地震の場合には、計測値の最大値と波形図を速報として掲載している。

6. まとめ

免震構造物はその高い耐震性と、コンクリートの温度と乾燥収縮による変形を拘束しないという特性により、長大な構造物に適用されてきている。一方、免震構造物は、免震層において地震時の建物変形と振動エネルギーを吸収する、いわゆる静定構造に近い構造形式である。そのため、免震層の設計には細心の注意が必要である。

中小規模の免震構造物については、多くの設計例や地震観測により、設計において考えなければならないこと、あまり考慮しなくてもいいことの区分が進み、設計法も一般化してきている。ところが、長大構造物においては、その実施例も少なく、設計時においても、設計者が適宜判断して安全性を確保するように努力しているが、長大構造物であるからこそ想定しなければいけない事項については、まだ全てが設計に織り込まれているとはいえない。特に、振れをとまうような振動性状については、その影響が耐震性能にどの程度の影響があるのかの評価が確立していない

このような中、実際の長大構造物である神奈川大学23号館において、平面的な挙動の長期の計測や地震時の振れ振動を含めた挙動を計測しその検討をすることと、そのデータ公表することは今後計画の進む免震長大構造物や免震人工地盤の実現性に対して有益であると考えられる。今後観測を続け、大地震時の挙動についての検討、データの公開を行う予定である。

謝辞

本研究は、神奈川大学工学研究所共同研究（共同研究者：荻本孝久、大熊武司建築学科教授）により実施し、本報は共同研究報告書の1部である。大熊教授からは共同研究報告書をまとめるにあたり貴重な意見をいただきました。また、文部科学省学術フロンティア・横浜市産官学共同研究総合プロジェクト「地震・台風災害の制御・低減に関する研究（TEDCOM）」（研究代表者：大熊武司建築学科教授）の成果を取り入れています。平面方向観測のデータ処理と解析は2004年度神奈川大学卒論生の加藤咲さん（現：富士ハウス）の労によるところが大きい。サーバーのHP作成に当たっては2003年度神奈川大学卒業生の坂本京子さんに協力いただいた。関係者各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築センター：免震構造建築物—その技術開発と地震観測結果 (Part1-3)、1988-1997
- 2) 吉田和彦、大熊武司、常木康弘、神奈川大学23号館(免震棟)および新1号館の振動実験 その1. 23号館(免震棟)の構造設計概要、B-2分冊、pp.807、2001.9
- 3) 引田智樹、安達直人、内山正次、大熊武司、神奈川大学23号館(免震棟)および新1号館の振動実験 その2. 23号館(免震棟)の振動実験結果、B-2分冊、pp.809、2001.9
- 4) 安達直人、引田智樹、内山正次、大熊武司、神奈川大学23号館(免震棟)および新1号館の振動実験 その3. 23号館(免震棟)免震層の復元力特性、B-2分冊、pp.811、2001.9
- 5) 栗山利男、山本俊雄、荻本孝久：RC造免震構造建物の地震観測結果に基づく動的挙動の検討、第一回日本地震工学研究発表・討論会概要集、p.136、2001.11
- 6) 荻本孝久、山本俊雄、栗山利男：神奈川大学23号館（免震棟）の地震時挙動 その1.地震観測システムおよび観測結果の概要、日本建築学会学術講演梗概集、B-2、p.567、2002.9
- 7) 内山正次、安達直人、引田智樹、大熊武司：神奈川大学23号館（免震棟）の地震時挙動 その2.免震層の地震時復元力特性、日本建築学会学術講演梗概集、B-2、p.5679、2002.9
- 8) 栗山利男、山本俊雄、荻本孝久：神奈川大学23号館（免震棟）の地震時挙動 その3.地震観測記録による動的解析結果、日本建築学会学術講演梗概集、B-2、p.571、2002.9
- 9) 能森雅己：長大な免震建物の自己歪を拘束する免震装置の変形性状に関するクリープ解析、日本建築学会学術講演梗概集、B-2、pp.757-758、2000.9
- 10) 松浦恒久、若本武三、島崎和司他：大型免震構造物における乾燥収縮の計測、「コンクリート構造物のクリープおよび収縮による時間依存変形」シンポジウム論文集、日本コンクリート工学協会、2001.7
- 11) 島崎和司：乾燥収縮により初期変形を受けた免震建物(LRB)の耐震性能の評価、日本建築学会構造系論文集、pp.45-51、2002.4
- 12) 島崎和司：乾燥収縮により初期変形を受けた免震建物の耐震性能の評価—積層ゴム、鋼棒ダンパー、鉛ダンパーの組み合わせ、日本建築学会学術講演梗概集、B-2、pp.463-464、2003.9
- 13) 中西龍二、山村一繁、西川孝夫：位相差入力を考慮した構造物の動的挙動に関する研究 基礎の剛性が及ぼす影響、日本建築学会学術講演梗概集、B-2分冊、p.345 2003.9
- 14) 常木康弘、大熊武司、吉田和彦：23号館（免震校舎）の構造設計、地震・台風災害の制御・低減に関するシンポジウム—制振・免震構造と実挙動観測—、神奈川大学 TEDCOM プロジェクト pp.43-46、2002.3
- 15) 荻本孝久：神奈川大学23号館の免震構造概要、神奈川大学工学部報告、pp.5-6、2002.3
- 16) 日本建築構造技術者協会編：応答制御構造設計法、p.317、彰国社、2000.12
- 17) 構造計画研究所：RESP-T（3次元立体構造物の静的・動的非線形解析プログラム）
- 18) 名古屋大学強震観測 Web：http://sharaku.nuac.nagoya-u.ac.jp/~smr/higashi/ 名古屋大学大学院 都市環境学専攻 福和研究室
- 19) 小島宏章、福和伸夫、飛田潤、中野優：建物強震観測 DB 公開用 web システムの構築、建築学会技術報告集、第17号、P.553、2003.6

[2005年9月28日原稿受理 2006年2月20日採用決定]