

エネルギー吸収部材をもつロッキング架構の応答解析と特性評価

ー汎用慣性質量装置を用いた鉄骨造ロッキング架構の震動台実験 その3ー

ANALYSIS AND EVALUATION OF ROCKING SYSTEM WITH DIFFERENT DAMPERS

笠井和彦^{*1}, 高橋卓也^{*2}, 後藤尚哉^{*3}, 竹内 徹^{*4}, 緑川光正^{*5}Kazuhiko KASAI, Takuya TAKAHASHI, Naoya GOTO,
Toru TAKEUCHI and Mitsumasa MIDORIKAWA

The authors conducted a series of experimental studies on the response characteristics of controlled rocking systems. This system comprises components that include a rocking frame, post-tensioning (PT) anchorages, and elasto-plastic damper, eliminating the residual deformation after the earthquake. In this paper, detailed and accurate analysis to simulate the system is utilized to clarify the details of local and global responses and their relationship. The use of elasto-plastic damper requires the PT anchorages, which is found to limit performance of the rocking system. In order to explore possible enhancement, the visco-elastic damper is assumed instead, and its accurate analysis model is developed based on the damper test. The performance of the rocking system with the viscoelastic damper is analytically evaluated and the extent of improved performance is discussed.

Keywords : *Rocking frame, Passive control, Full-scale test, E-Defense, Dynamic property, Viscoelastic damper*
ロッキング架構, 制振構造, 実大実験, E-ディフェンス, 動的特性, 粘弾性ダンパー

1. はじめに

1. 1 背景

制御型ロッキング架構は、地震時に生じる転倒モーメントによる構造体の柱脚の浮き上がりを許容し、長周期化による地震入力低減、そして自重による原点復帰を行うシステムである。また、架構と基礎の間に配置したダンパーで、浮上り時にエネルギー吸収と変位制御を行うものである。この制御型ロッキング架構は建物に接続され、各層の変形を均一にする心棒として機能する。

しかし、鋼材ダンパーなどバイリニア特性をもつ変位依存ダンパーでは、塑性化後の残留変形を自重のみで防ぐことは、ダンパー降伏力が大きいと難しくなる。そこで筆者らは、鋼材ダンパーのひとつ座屈拘束ブレースと、初期張力を導入したテンション材（以下、PTワイヤ）を並列に取付けた、ほぼ実大の制御型ロッキング架構試験体を震動台により実験検討した。PTワイヤが若干塑性化する地震レベルまでは、残留変形をほぼ防ぎ、試験体の原点復帰を実現できた²⁾。また、エネルギー法に基づき試験体の応答を予測した。

一方で、このようなシステムの応答制御構造としての有効性を理解するためには、まだ多くの検討が必要である。浮上り前後やダンパーの降伏前後で大きく変わる架構のせん断・曲げ変形、衝撃の影響も含む複雑な荷重伝達、さらにダンパーを支持する周辺部材の変形など、様々な局所応答を明らかにし、部材設計に反映させるべきである。

また、想定地震レベルに対する目標変位を達成するためには、他の

応答制御構造と同様に、全体変形と局所変形の関連、ここでは架構の水平変位と浮上り量・ダンパー変形との関係を明らかにするべきである。ダンパー周辺部材の変形やダンパー接合ビンのガタなど、小さくても足し合わせで大きく影響する場合がある。これら局所変形を無視して剛なロッキング架構のモデルから得るダンパー変形は過大評価され、システムの等価剛性や減衰の不正確な評価となり兼ねない。

さらに、残留変形の防止のためPTワイヤを強くするほど、システムが短周期化し、よってベースシアや柱軸力の増加が起り、これらが設計上の制約条件となり得るため、PTワイヤの有効性をより広い観点から検討するべきである。

また、上記の問題の多くが、変位依存ダンパーを用いたことに起因しており、特に残留変形が生ぜずPTワイヤを必要としないような、速度依存ダンパーを適用した場合との比較も、ロッキングシステムの適正な評価のために、必要と思われる。

1. 2 目的と構成

そこで本論文の目的は、鋼材ダンパーを用いた制御型ロッキング架構の挙動を詳細な解析により明らかにし、その問題点や制約条件を把握するとともに、一方でそれらの点では改善可能な、速度依存ダンパーを用いる場合も検討・比較した上で、制御型ロッキング架構のより広範で適正な評価を行うことである。

実大に近い震動台実験²⁾により実態が明らかになった鋼材ダンパーを用いた制御型ロッキング架構のデータ、および同種のダンパー単体

^{*1} 東京工業大学科学技術研究創成院 特任教授・Ph. D

^{*2} 東京工業大学人間環境システム専攻 大学院生

^{*3} 元東京工業大学人間環境システム専攻 大学院生

^{*4} 東京工業大学建築学専攻 教授・博士(工学)

^{*5} 日本建築総合試験所 取締役・工博

Specially Appointed Prof., IIR, Tokyo Institute of Technology, Ph. D.

Grad. Student, Dept. of Built Environment, Tokyo Institute of Technology

Former Grad. Student, Dept. of Built Environment, Tokyo Institute of Technology

Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Executive Director, General Building Research Corporation of Japan, Dr. Eng.

の詳細な実験²⁾から得たデータを用いることで、架構とダンパーの精確な解析モデルを構築する。また、粘弾性ダンパー単体の実験と詳細な解析モデルも構築した上で、それを上記のロッキング架構のモデルに用いた場合も解析的に検討する。

2章では制御型ロッキング架構の概要、および柱脚浮上に伴う鉛直・水平方向の変位場の定義を述べる。3章では、座屈拘束ブレース片振幅実験(前報)、震動台実験を高精度な解析³⁾により再現し、解析結果の解析モデルに対する敏感性を論ずる。4章では、全体応答とダンパーを含む局所応答の対応を静的増分解析により把握し、また、ロッキング架構特有の加速度や層せん断力の乱れなどを、振動モードに基き分析する。5章では、粘弾性ダンパー片振幅実験を高精度な解析により再現した後、当ダンパーを用いた仮定の制御型ロッキング架構の解析を行い、座屈拘束ブレースの場合と比べる。

2. 弾塑性ダンパーをもつ制御型ロッキング架構

2.1 実験概要

本論文では、E-ディフェンスでの制御型ロッキング架構の振動台実験に主に言及するが、東京工業大学で行ったダンパー自体の実験も考慮する。それぞれを「架構実験」、「ダンパー実験」と呼ぶ。

架構実験の試験体を図1aに示す。試験体は、柱脚が浮き上がるロッキング架構、浮上後に原点回帰させるPTワイヤ、エネルギー吸収させる座屈拘束ブレースで構成される。架構の基部の水平移動は、各柱脚外側に配置した水平バンパーで拘束されている。以後は、断りのない限り、図1aの梁G1, G2, G3のレベルそれぞれを1, 2, 3層と呼び、床などに言及する場合は2F, 3F, RFと呼ぶことにする。

試験体の両側に、想定建物の主架構を多質点系モデルとして置換した、3層6基の汎用慣性質量装置(以下、テストベツト)を配置し、その慣性力は、ロッキング挙動に追従する各床位置のリンク梁(以下、

加力梁¹⁾)により、試験体左側に「外力」として伝達される(図1a)。テストベツト各層は摩擦抵抗が僅かなリニアスライダーに支持され、水平剛性をほとんど与えない^{1),3)}。これは、想定建物に対し、制御型ロッキング架構を0.68倍に縮小したものである¹⁾。

架構の柱、梁、ブレースにはSM490材が用いられ、部材断面は、2層の梁(G2)とブレース(V2)がBH250×250×9×16、他の部材がBH250×250×12×25であり、架構総重量は122.5kNである。PTワイヤは、ヤング率162GPa、一本の断面積137.4mm²の鋼より線Φ15.2の8本で構成され、初期導入張力は合計で約750kNである。その想定降伏荷重は1752kN、想定破断荷重は2128kNである。ダンパーは座屈拘束ブレース(図1b)であり、低降伏点鋼LY225材が用いられ、塑性化部断面積は2208mm²、弾性部断面積は4864mm²と7088mm²の2段階で変わっている。テストベツト重量は、1, 2, 3層の順に982, 983, 968kNの合計2933kN、加力梁各層2本の重量14.8kNの合計44.5kNである。

入力地震動は、1995年兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測地震動のNS成分(以下、神戸波)を用い、繰り返し入力補償制御(付録)により加振した。加振は神戸波の10, 20, 30, 46, 55, 60, 65%を順に入力した。これらの時間軸は、縮小換算率に従い0.82倍に縮小されている。

一方、ダンパー実験では、架構実験で用いる座屈拘束ブレースと同一種で、エンドプレート32mmを両端に含む1658mm長さの試験体とする²⁾。架構実験の前に静的繰返し載荷、後にダンパーが経験した全軸変形履歴を再現する動的繰返し載荷のほか、後述する載荷を行った。

2.2 力と変形の定義

制御型ロッキング架構に生じる力と変形を図1bと図2に定義する。上部構造1階梁と基礎梁の間の座屈拘束ブレースで、ダンパー弾塑性部の軸方向の力と変形を $\hat{F}_d, \hat{u}_d$ 、ダンパー弾性部とガセットの直列結合からなる「支持材」の軸方向の力と変形を $\hat{F}_b, \hat{u}_b$ (図1b, 図2)、接合部ピンのガタの変形を $\hat{u}_g$ とする。これらは直列に結合して、力と変形 $\hat{F}_a, \hat{u}_a$ の「付加系(added component)」をなす。またPTワイヤ軸方向の力と変形を $\hat{F}_{pt}, \hat{u}_{pt}$ とする。なお、以後このように、「 $\wedge$ 」は軸方向の変形や力を意味する。以上の計測法詳細は文献1, 2に述べた。

またPTワイヤ軸方向の力と変形を $\hat{F}_{pt}, \hat{u}_{pt}$ とする。なお、以後このように、「 $\wedge$ 」は軸方向の変形や力を意味する。以上の計測法詳細は文献1, 2に述べた。

一方、 i 層の外力(2.1節)と変位を F_i, u_i ($i=1\sim3$)とする。柱の浮上り変位は、左・右柱それぞれで u_{cl}, u_{cr} とする。架構の頂部変位角 θ_f と浮上り変位角 θ_{up} は次式で表される。

$$\theta_f = \frac{u_3}{H}, \quad \theta_{up} = \frac{u_{cl}}{L} \text{ or } \frac{u_{cr}}{L} \quad (1a, b)$$

ここに $H=8210\text{mm}$, $L=4150\text{mm}$ である。外力から算出する「転倒モーメント」 M_{EX} 、内力から算出する「復元モーメント」 M_{IN} は、

$$M_{EX} = \sum_{i=1}^3 H_i \cdot F_i, \quad M_{IN} = \text{sgn}(\theta_{up}) (\hat{F}_d + \hat{F}_{pt} + W) \frac{L}{2} \quad (2a, b)$$

ここに H_i は基礎から i 層までの高さ、 W =ロッキング架構重量122.5kNと加力梁の分担荷重22.2kNの和144.7kNを表す。

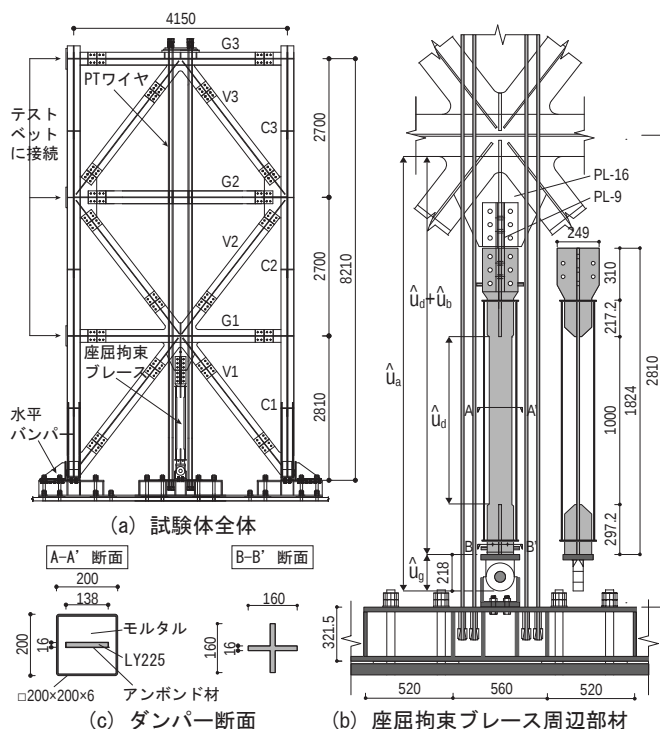


図1 実験試験体

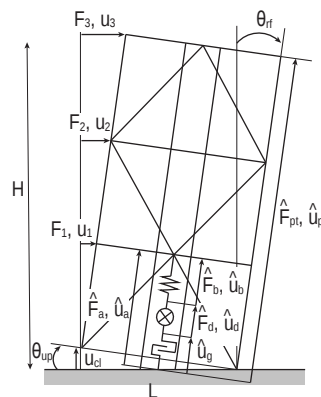


図2 力と変形の定義

3. 実験と解析の比較

3. 1 ダンパー実験と解析の比較

筆者らは、座屈拘束ブレースを、鋼材の変位依存要素、鋼材の速度依存要素、アンボンド材の粘弾性要素の計 3 要素の並列体(図 3)でモデル化する解析法を提案し⁴⁾⁻⁶⁾、引張と圧縮を受ける一般的な場合について検証した。ここでは、ダンパーがスパン中央位置にあるため引張のみの片振幅挙動を示すことから^{1),2)}、その場合について検証する。

図 4 にダンパーの静的載荷実験と解析結果を示し、図 5 に 46%, 65% 神戸波の架構実験から得たダンパー変形時刻歴を入力としたダンパーの動的載荷実験と解析結果を示す。解析が静的・動的載荷の両場合で高精度で履歴を再現している。定振幅とランダム振幅の違いもあるため参考にとどめるが、座屈拘束ブレース塑性化部の片振幅歪+1%において、動的載荷で静的載荷の約 1.2 倍の最大荷重が得られており、速度依存性を再現することの重要性が分かる。また、以上より、片振幅載荷に対する筆者らのモデルの有効性が明らかになった。

3. 2 架構実験の数値解析モデル化

図 6 に制御型ロッキング架構の解析モデルを示す。前報²⁾と同様、テストベットの 3 質点系せん断棒モデル、ロッキング架構を非線形梁柱要素による骨組モデルとし、左端の各層床節点を加力梁によりピン接合する。柱脚部の浮上りと着地、また水平バンパーの抵抗を表すため、圧縮時のみ剛性をもつバネ要素(以下、接触離間要素)を鉛直・水平方向に付加する。それらの圧縮剛性は、前報に倣い鉛直方向で 1 層柱の軸方向剛性と同程度の $1.2 \times 10^3 \text{ kN/mm}$ 、水平方向は水平バンパーの剛性である $7.8 \times 10^3 \text{ kN/mm}$ とした。その他の構成部材のモデルも前報同様だが、例外を以下に述べる。

まず、座屈拘束ブレースには、前報²⁾のバイリニア型に対し、3.1 節

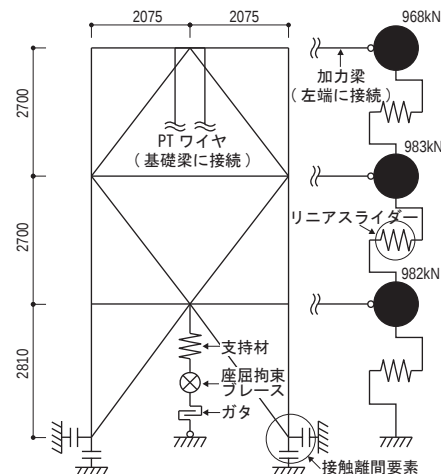


図 6 数値解析モデル

で検証した鋼材の変位依存要素、速度依存要素、アンボンド材の粘弾性要素を用いる。1 章で述べたように本論文は、前論文と対比して全体応答だけでなく局所応答も再現し、また、全体応答についても、大きく乱れる加速度、せん断力などまで再現することを目指としている。したがって、浮上りや着地といった急激な応答の変化をもつ制御型ロッキング架構に対し、ダンパーの速度依存までを極力正確に考慮するべきと考えている。

一方、支持材を図 1b のダンパー弾性部と上端にあるガセットの直列体とすると、支持材剛性 $k_b = 923 \text{ kN/mm}$ となる。ガセットは概ね菱形であり(図 1b)、面積が等価な長方形に置換して剛性を求めた。しかしこの k_b 値では、ダンパー最大変形と履歴荷重を過大評価する結果となった。実際は(図 1b)ガセットが H 型鋼ブレースのウェブに溶接されており、ウェブ板の面外曲げ変形が k_b 値を低下させると思われる。この複雑な影響はモデル化し難く、そこでダンパー変形の計測値を極力再現できる支持材剛性 $k_b = 300 \text{ kN/mm}$ を見出し、採用した。

また、計測されなかった支持材下端と基礎梁のピン接合部のガタは、以下のように求めた。ダンパー力計測値 $\hat{F}_d = 0 \text{ kN}$ に留まる時間をガタの時間とし、その短い間での部材の力・変形の変化は無視できるため、架構の浮上り変位角の変化量 $\Delta\theta_{up}$ の計測値から、

$$\hat{u}_g = \Delta\theta_{up} L/2 \quad (3)$$

としてガタの大きさ 1.15mm を得ている。

長さ 8210mm の PT ワイヤの剛性は、架構実験で計測された値とする。これは、1000mm 長さの PT ワイヤを用いた要素実験による予測値の 1.13 倍であり、よく合っていたと言える。ただし、架構実験でのランダムで動的な繰返し載荷から得た等価剛性に対し、要素実験では単調載荷後の除荷時剛性¹⁾を考慮しており、また、固定部とワイヤの長さの関係も異なるため、要素実験による予測の信頼性については、まだ検討が必要である。

固有値解析の結果、柱脚着地の状態で 1 次固有周期が 0.27s であった。そこで架構には、この周期に対し剛性比例型で 0.5% の内部減衰を付加している²⁾。

3. 3 架構実験と解析の比較

解析の妥当性を検証するため、30%, 46%, 65% 神戸波の加振レベルにおける架構実験結果と比べる。解析が、実際の初期条件を再現する

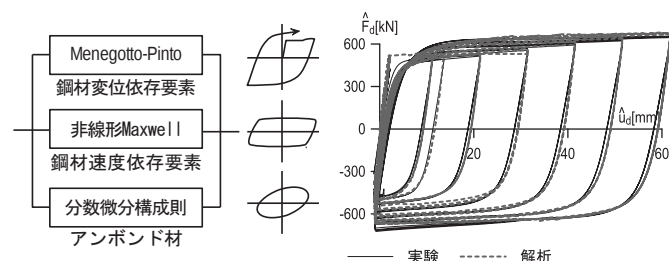


図 3 座屈拘束ブレース厳密モデル 図 4 静的載荷実験と解析結果

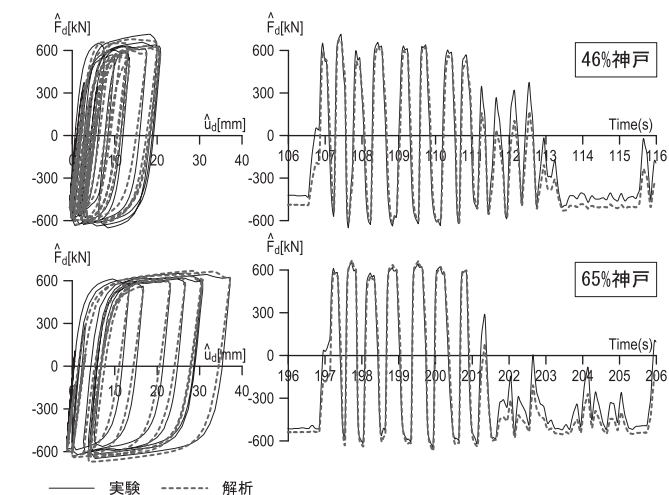


図 5 動的載荷実験結果と解析結果

ように、前回の加振レベルに連続して当該の加振レベルを入力した。

図7に復元モーメント M_{IN} - 頂部変位角 θ_f 関係を示す。制御型ロッキング架構はフラッグ型の特徴的な履歴を示す。解析は、全ての加振レベルで、 $M_{IN} - \theta_f$ 曲線を精度良く再現できている。図8に転倒モーメント $M_{EX} - \theta_f$ 関係を示す。 M_{IN} と比べ履歴が乱れるのは、浮上りや着地に伴う架構に生じる慣性力のためである (4.2 節)。

図9に頂部変位角 θ_f の時刻歴を示す。最大振幅の前後で時間軸を横切った時の値から求まる1サイクルの周期は、30%, 46%, 65%から順に、1.13, 1.30, 1.33sである。前述の固有値解析から得た浮上り前の固有周期 0.27s と対比して、浮上りによる長周期化が明らかである。解析は、これらや θ_f の時刻歴を高精度で再現している。

図10に65%加振時の各階テストベットの水平絶対加速度を示す。図示しないが変位が各階で相似の波形を示すのと異なり、加速度は各階で性状が異なるとともに、複雑な高振動数成分をもつ。これは、架構浮上り・着地に伴う鉛直方向の慣性力のほか、各振動モードの階ごとに異なる水平方向加速度への影響によるものである (4.2 節)。

図11に65%加振時の1層左柱軸力 N_{cl} とブレース軸力 N_{br} の時刻歴を示す。柱、ブレースともに着地時のみ圧縮力が作用する荷重モードであり、1層に卓越する2次モード (4.2 節) の影響から、0.14s 程度の周期成分をもつ N_{cl} , N_{br} の履歴が確認できる。

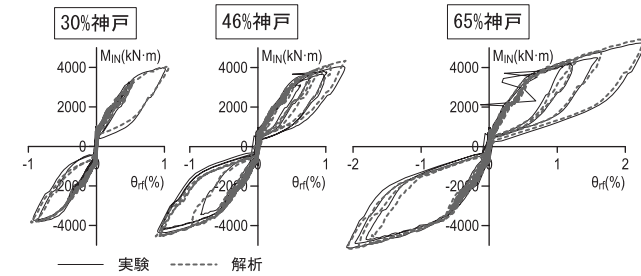


図7 復元モーメント-頂部変位角関係

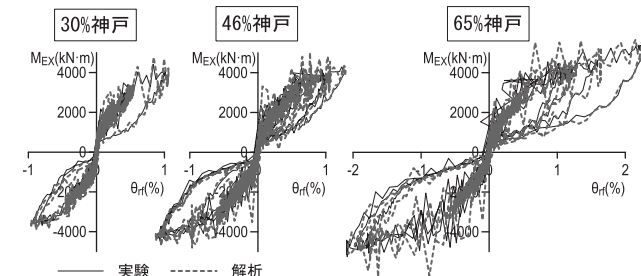


図8 転倒モーメント-頂部変位角関係

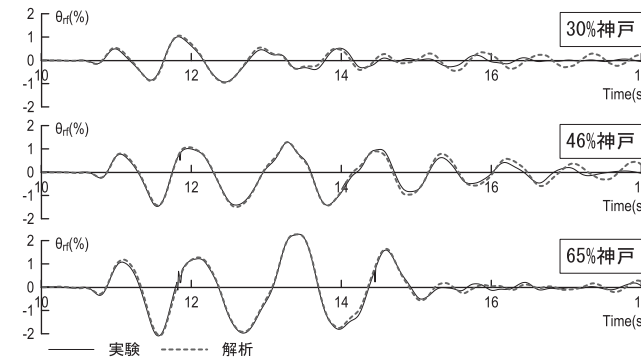


図9 頂部変位角時刻歴

図12にダンパー軸方向力 $\hat{F}_d$ - 変形 $\hat{u}_d$ 関係を示す。ダンパーの速度依存成分により、履歴曲線の角に丸みがあり、また、ダンパー変形速度が最大になる着地時、つまり圧縮側で $\hat{F}_d$ が大きい。また、紙幅の都合で示せないが、図3の鋼材変位依存要素のみで解析すると、ダンパー力やエネルギー吸収量の過小評価により、ダンパー変形や頂部変位が実験値を上回るため、鋼材の速度依存の考慮は重要である。

4. 鋼材ダンパーをもつ制御型ロッキング架構の応答分析

4.1 静的応答の分析

3章で高精度を示した「試験体モデル」、ダンパー接合部ピンのガタを除き、かつ架構・基礎梁・水平バンパーを剛体とした「ガタなし剛架構モデル」の頂部変位角 $\pm 1/100$ となる静的解析を行う。

架構頂部の力と変位を F_{op} , u_{op} とする。ダンパー、付加系、PTワイヤそれぞれの軸方向の量 $\hat{F}_d$, $\hat{F}_a$, $\hat{F}_{pt}$, $\hat{u}_d$, $\hat{u}_a$, $\hat{u}_{pt}$ に対し、頂部での水平方向換算値 F_d , F_a , F_{pt} , u_d , u_a , u_{pt} は、

$$F_d = \frac{\hat{F}_d \cdot L}{2H}, \quad F_a = \frac{\hat{F}_a \cdot L}{2H}, \quad F_{pt} = \frac{\hat{F}_{pt} \cdot L}{2H} \quad (4a-c)$$

$$u_d = \frac{\hat{u}_d \cdot 2H}{L}, \quad u_a = \frac{\hat{u}_a \cdot 2H}{L}, \quad u_{pt} = \frac{\hat{u}_{pt} \cdot 2H}{L} \quad (5a-c)$$

となる。式(4)と(5)からダンパー、付加系、PTワイヤの軸剛性 $\hat{k}_d$, $\hat{k}_a$, $\hat{k}_{pt}$ の頂部水平方向換算値 k_d , k_a , k_{pt} も次式で定義する。

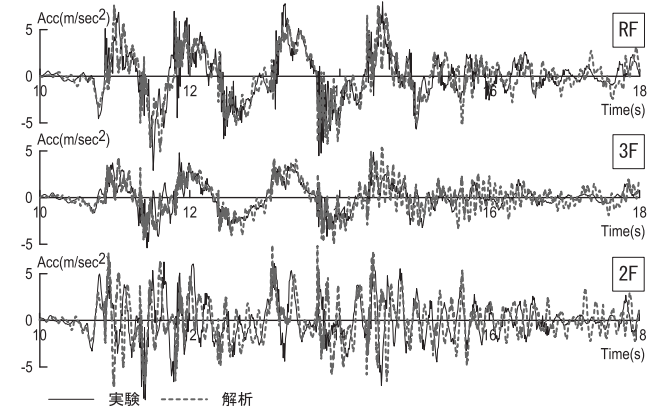


図10 各階テストベットの絶対水平加速度時刻歴 (65%神戸)

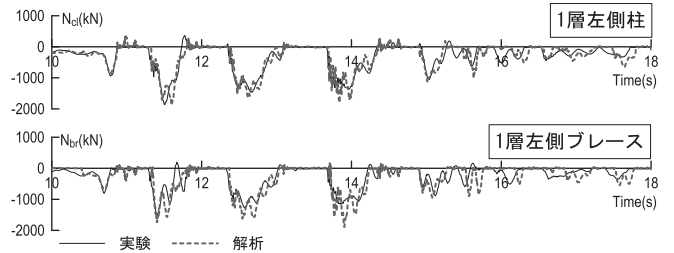


図11 左側柱、ブレース軸力時刻歴 (65%神戸)

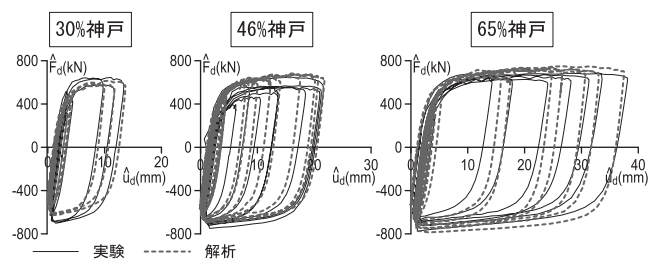


図12 ダンパー荷重-変形関係

$$k_d = \frac{\hat{k}_d}{(2H/L)^2}, \quad k_a = \frac{\hat{k}_a}{(2H/L)^2}, \quad k_{pt} = \frac{\hat{k}_{pt}}{(2H/L)^2} \quad (6a-c)$$

以上に基き図 13a-d に、架構頂部（以後、システム）、PT ワイヤ、ダンパー、付加系それぞれの荷重-変形関係、 $F_{top}-u_{top}$ 、 $F_{pt}-u_{pt}$ 、 F_d-u_d 、 F_a-u_a 曲線を示す。実線が試験体モデル、破線がよく理想系として考慮されるガタなし剛架構モデルを表す。縦軸、横軸の値の比は、これら全体、局所のグラフで同一としたため、剛性を直接比較できる。

鋼材ダンパーをもつ制御型ロッキング架構の応答には、両柱脚が着地している「浮上り前」、片側の柱脚が浮き上がり、ダンパーが弾性の「浮上り後・ダンパー弾性時」、片側の柱脚が浮き上がり、ダンパーが塑性化した「浮上り後・ダンパー塑性時」という 3 状態がある。ここでモーメントの釣り合いから初めて次に移った時点を浮上り開始時とする（それ以前は、左辺<右辺）。

$$|F_{wp}| = |F_{pt} + F_d + W \cdot L/2H| \quad (7)$$

「浮上り後」に式(7)が成り立つことは図 13 からも確認できる。また、「浮上り前」は式(7)右辺はほぼ一定、つまり F_{pt} と F_d は殆ど不変である。以後、モデルの全体と局所の応答①～⑪までを具体的に述べる。

図 13 から、柱脚浮上り前は、システムの水平剛性は架構の水平剛性によるものであり、ダンパーと PT ワイヤは殆ど寄与しない（①～②）。水平外力が式(7)の $F_d=0$ の場合を満たすとき柱脚が浮き上がり（②）、ギャップがあるため PT ワイヤだけ作用し（②～③）、そのときの接線剛性は、PT ワイヤを支持する架構の伸縮により $0.92k_{pt}$ となる⁷⁾。その後、PT ワイヤに加えダンパーが弾性的に作用し（③～④）、さらに塑性化してエネルギーを吸収する（④～⑤）。

なお、浮上り時の接線剛性は、ダンパー（ k_d ）、支持材（ k_a ）、架構の直列体の剛性に、PT ワイヤによる剛性 $0.92k_{pt}$ を並列に足した値となる。ここで、一方の柱脚を自由、他方の柱脚をピン支持とした浮がり状態のロッキング架構に対し、付加系剛性を 0, ∞ と仮定した状態 NR 解析⁸⁾を行い、架構の水平剛性寄与を求めると、①～②の 51%となった⁷⁾。また、この解析結果と浮上り時の架構の応力分布から、浮上り後は片側半分の構造となると言える。これにより架構の水平剛性が、直列に接続されたダンパーの弾性剛性より小さく、ダンパーの降伏が

遅れる要因となり得る。この点は、例えば図 13 に示す試験体モデル（実線）と、よく仮定されるガタなし剛架構モデル（破線）との顕著な差異の要因となっており、重要である。

また、除荷時にダンパー力が引張から圧縮に切り替わると、直後はギャップの影響により PT ワイヤのみが作用する（⑥～⑦）。式(7)の左辺<右辺であると柱脚が着地する（⑧）。この時、ピンのガタとダンパー力による支持材の圧縮変形さらには 1 層梁の上向きたわみにより、ダンパーには軸方向の残留変形が生じる。架構が原点を通過し（⑨～⑩）、再び水平外力が式(7)を満たすと柱脚が浮き上がる（⑪）。浮上り前はダンパーにはほとんど変形が生じないため、一定の圧縮力となる（⑧～⑪）。また、ダンパーが残留圧縮力 $\hat{F}_d = -435\text{kN}$ （⑪）により架構を上向きに押すため、塑性化経験前 $\hat{F}_d = 0\text{kN}$ （②）よりも小さな水平外力で柱脚が浮き上がるようになる。

このようなロッキング架構の制振効率を示す指標として、定常状態で、架構頂部の変位がゼロから最大に至るまでに生じるダンパーの伸び変形と架構頂部最大変位の比 $\Delta u_d/u_{top}$ （以後、ダンパー変形分担比）、ダンパー力と架構頂部の力の比 F_d/F_{top} （以下、ダンパー荷重分担比）を評価する。なお、架構頂部の変位 1 サイクルの間、ダンパーは片振幅であるため 2 サイクルの変形を生じることに注意されたい。図 13a,c から $\Delta u_d/u_{top} = 0.61$ であり、同様な 3 層のブレース型制振架構^{8),9)}と比べると少ない。まず柱脚浮上り前に架構のみが変形し、ダンパーに変形が入らないこと、その後のダンパー弾性挙動のとき周辺部材の変形や架構のせん断・曲げ変形、また除荷時の残留変形による変形ロスが生じることが、理由である。また、 $F_d/F_{wp} = 0.29$ は、通常の制振架構と比べかなり小さいと言える。図 13a の $F_{top}-u_{top}$ 曲線の旗(flag)の部分で、②～③と⑥～⑦を結ぶ線の上半分の高さがダンパー荷重 F_d であり（図 13c も参照）、残留変形を防ぐために PT ワイヤ初期張力（②）により高められた F_{top} に比べ小さくなる。

さらに、ガタなし剛体モデルと比べ試験体モデルの履歴面積が 60% 以下であり（図 13a, c, d）、制御型ロッキング架構の制振効率を議論する上で、このように架構や周辺部材の変形に留意する必要がある。

4.2 高次モードの影響

試験体モデルの時刻歴解析結果を用い、水平絶対加速度の各モードの寄与を把握する。まず、鋼材ダンパーを持つロッキング架構の浮上り状態を想定した固有値解析を行う。ダンパー部はトラス要素に置換し、65%神戸波におけるダンパー最大変形時の割線剛性を用いる。浮き上がる柱脚によりモードが全く異なるため、一方の柱脚を自由端、他方の柱脚をピン支持とした固有値解析を 2 度行う。表 1 に左柱脚を自由端とした場合の各モードの周期、有効質量比、刺激関数の値を、テストベクトル各層水平方向、3 層梁鉛直方向、左柱脚鉛直方向について示す。自由度（モード数）は 23 であるが、主要なモードのみ示す。1 次は直線のモード、2 次は 3 層（RF と 3F の間）が折れるようなモード、3 次は 2 層、3 層が折れるようなモードとなる。4 次モードは 3 層梁と左柱脚、7 次、8 次モードは左柱脚において卓越する。

震動台に対する水平相対変位ベクトル $\mathbf{u}(t)$ は全 23 モードを用いて、

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{k=1}^{23} \boldsymbol{\varphi}_k \beta_k q_k(t), \quad \beta_k = \boldsymbol{\varphi}_k^T \mathbf{M} \{1\} \quad (8a, b)$$

と定義できる。ここに、 t =時刻、 $\mathbf{M}$ =質量マトリックス、 k =モード次数、 β_k =刺激係数、 $\boldsymbol{\varphi}_k = \mathbf{M}$ に正規化されたモードベクトル、

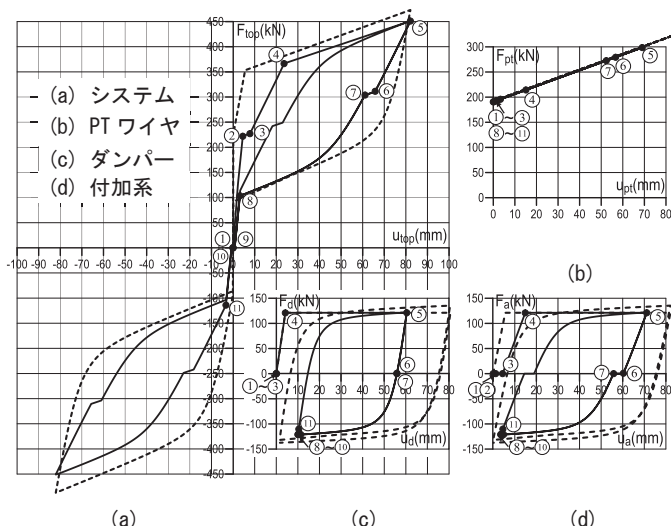


図 13 鋼材ダンパーを持つロッキング架構の荷重-変形関係（実線：試験体モデル、破線：理想的なガタなし剛架構モデル）

$\beta_k \Phi_k$ = 刺激関数、 $q_k(t) = k$ 次モード周期・減衰定数で振動する 1 質点系の変位時刻歴である。

水平絶対加速度 $\ddot{\mathbf{u}}_{tot}(t)$ と、震動台に対する水平相対加速度 $\ddot{\mathbf{u}}(t)$ は、

$$\ddot{\mathbf{u}}_{tot}(t) = \ddot{\mathbf{u}}(t) + \{\mathbf{1}\} \ddot{u}_g(t) = \sum_{k=1}^{23} \Phi_k \beta_k \ddot{q}_k(t) + \{\mathbf{1}\} \ddot{u}_g(t) \tag{9}$$

と表される。ここに $\ddot{u}_g(t)$ = 震動台の水平絶対加速度であり、よって

$$\ddot{\mathbf{u}}_{tot}(t) = \sum_{k=1}^{23} \Phi_k \beta_k (\ddot{q}_k(t) + \ddot{u}_g(t)) = \sum_{k=1}^{23} \ddot{\mathbf{u}}_{tot,k}(t), \quad \sum_{k=1}^{23} \Phi_k \beta_k = \{\mathbf{1}\} \tag{10a,b}$$

とも書ける。式(10b)は例えば文献 10 で導かれている。

ここで、変位に関する文献 11 の方法を拡張し、各層の水平絶対加速度の n 次モード成分を抽出する。式(10a)の両辺に左側から $\Phi_n^T \mathbf{M}$ を乗じ、 $\Phi_n^T \mathbf{M} \Phi_k = 1 (k=n)$ または $0 (k \neq n)$ を用いて次式を得る。

$$\Phi_n^T (\Phi_n^T \mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_{tot}(t)) = \Phi_n^T \beta_n (\ddot{q}_n(t) + \ddot{u}_g(t)) = \ddot{u}_{tot,n}(t) \tag{11}$$

式(11)中辺は、式(10a)中辺のモード応答の n 次成分にあたる。よって、 $\ddot{\mathbf{u}}_{tot}(t)$ の n 次モード成分 $\ddot{u}_{tot,n}(t)$ は、 $\Phi_n^T \mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_{tot}(t)$ から求める。ただし、前述のように左右の柱脚が浮き上がる場合それぞれで異なる Φ_n を用いる。以上を試験体モデルの応答に適用した。

図 14 に 1～4 次モードの結果を示す。1 次モードは直線のモードで

表 1 モードの周期、有効質量比、刺激関数

モード	周期(sec)	有効質量比(%)	刺激関数				
			1層(T.B.)	2層(T.B.)	3層(T.B.)	3層梁(鉛直)	左柱脚(鉛直)
1	2.091	84.7	0.448	0.872	1.302	0.318	0.644
2	0.144	13.3	0.571	0.105	-0.270	-0.013	-0.221
3	0.076	0.00	-0.013	0.031	-0.017	0.000	-0.002
4	0.032	1.10	0.013	-0.005	-0.023	1.048	0.628
7	0.013	0.10	0.002	0.004	0.008	0.019	-0.083
8	0.011	0.10	-0.003	-0.002	0.002	-0.003	0.125

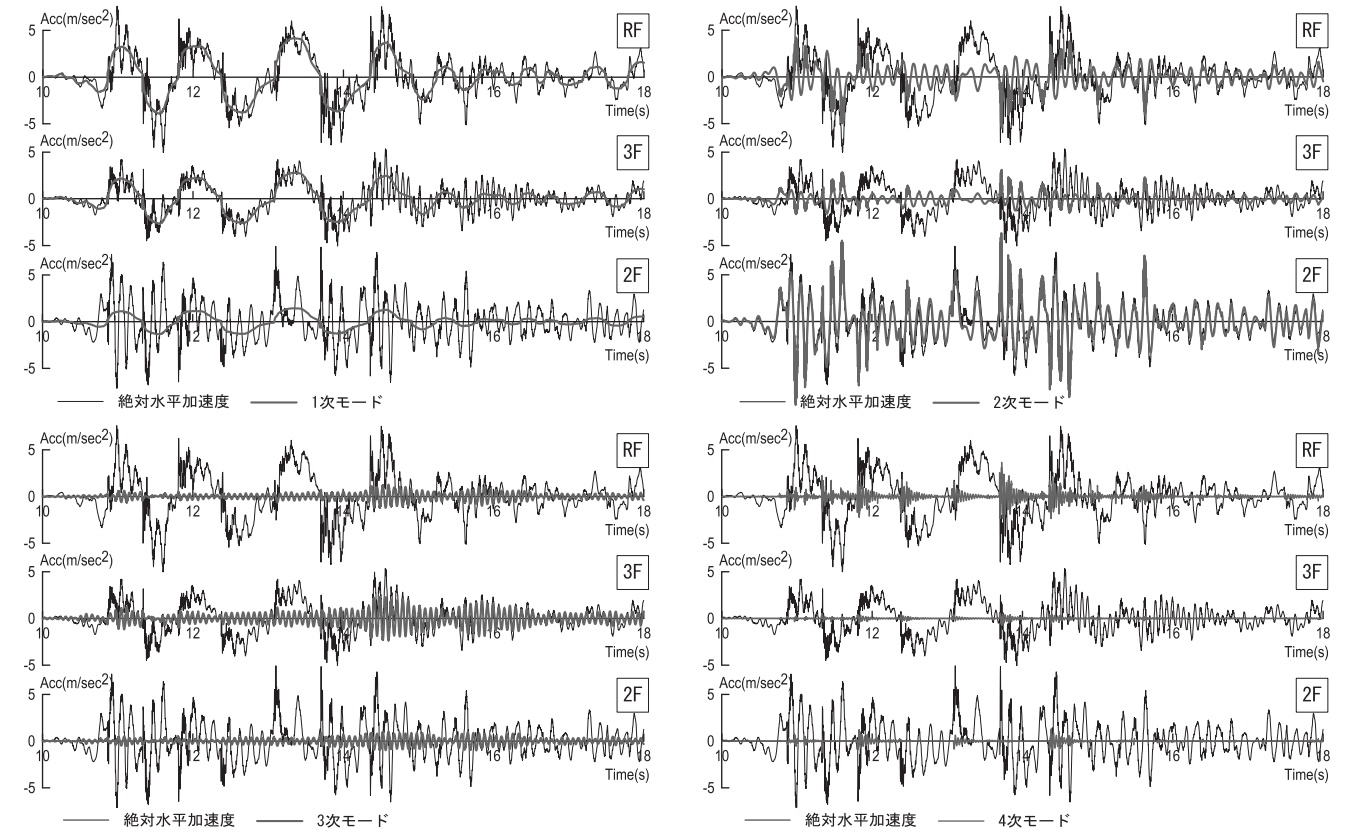


図 14 モード分割した各モードの加速度時刻歴 (65%神戸波)

テストベットの慣性力と架構自体に生じる水平方向の慣性力であり、一方の鉛直力は、PT ワイヤ、ダンパー、架構自重に加えて、浮上りや着地に伴い架構に生じる鉛直方向の慣性力である。

架構の着地時または浮上り時に、急激な慣性力が架構に生じ、梁や柱が 4 次、7 次、8 次といった高次モードで振動する。水平方向と鉛直方向の力によるモーメントの釣り合いから、高次振動モードを含む鉛直方向慣性力が、水平方向成分として入力され、これにより転倒モーメントの履歴が乱れると言える。

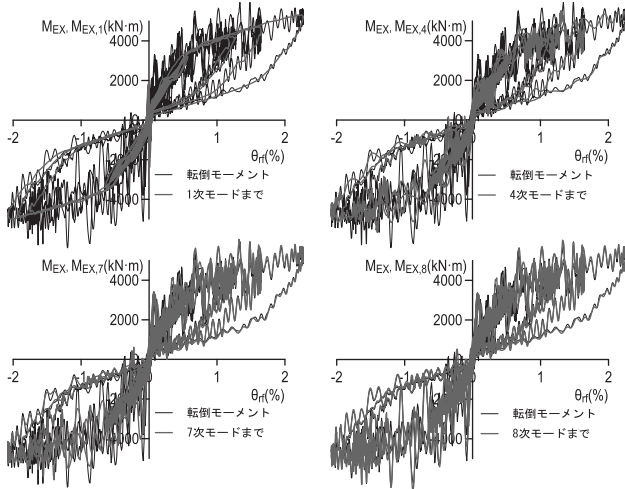


図 15 各モードの転倒モーメントの寄与 (65%神戸波)

5. 粘弾性ダンパーをもつ制御型ロッキング架構

ロッキング架構に速度依存ダンパーを用いる場合 (1.1 節)、鋼材ダンパーのような残留変形が無く、また粘弾性ダンパーなどは内部剛性を有しダンパー自体が原点回歸機構をもつため、PT ワイヤを必要としない。その場合を鋼材ダンパーの場合と較べながら検討する。

5.1 力と変形の定義

図 16a, b に示す 2 つのモデルを検討する。図 1 と同様、架構中央にダンパーをもつ「中央ダンパー型」(図 16a)、中央をピン支持とし、その両側にダンパーをもつ「両側ダンパー型」(図 16b)と定義する。

なお、鋼材ダンパーをもつものでも両側ダンパー型があり¹²⁾、そのような架構単体で検討したが、変位が著しく片流れした。架構自体が原点回歸機構をもたず、周囲の弾性架構に復元力を期待する点で粘弾性ダンパーと異なるため、本論文ではそれに言及しない。

中央ダンパー型において (図 16a)、変形粘弾性体部の力と変形を $\hat{F}_d$ 、 $\hat{u}_d$ 、接続ブレースとガセットをまとめた支持材の力と変形を $\hat{F}_b$ 、 $\hat{u}_b$ 、接合部ピンのガタの変形を $\hat{u}_g$ とし、これらの直列結合体である付加系の力と変形 $\hat{F}_a$ 、 $\hat{u}_a$ も定義する。PT ワイヤが無い場合、中央ダンパー型の復元モーメントは次式で表される。

$$M_{IN} = \text{sgn}(\theta_{up}) (\hat{F}_d + W) L/2 \quad (12)$$

両側ダンパー型において (図 16b)、左側ダンパーの粘弾性体部の力と変形を $\hat{F}_{dl}$ 、 $\hat{u}_{dl}$ 、支持材の力と変形を $\hat{F}_{bl}$ 、 $\hat{u}_{bl}$ 、接合部ピンのガタの変形を $\hat{u}_{gl}$ とし、これらの直列結合体である付加系の力と変形 $\hat{F}_{al}$ 、 $\hat{u}_{al}$ も定義する。右側ダンパーでも同様とし、両側ダンパー型の復元モーメントは次式で表される。

$$M_{IN} = (\hat{F}_{dl} - \hat{F}_{dr}) \cdot L/2 \quad (13)$$

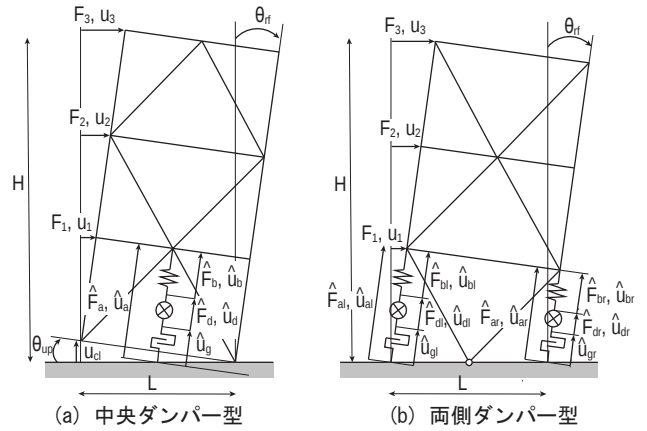


図 16 粘弾性ダンパーをもつロッキング架構の力と変形の定義

5.2 粘弾性ダンパーの片振幅実験

前述のように、中央ダンパー型は、「浮上り前」と「浮上り後」の 2 状態があり、架構の着地から再度の浮上りまでは、ダンパーが殆ど変形しないため、その間は粘弾性体のリラクセーションにより、時間とともにダンパー力が徐々にゼロに近づく。よって、この時間が再度の架構浮上り以後のダンパー力に影響するため、それをも考慮した片振幅載荷実験により、応答性状の把握と解析モデルの検証を行う。

図 17 にダンパー試験体と計測位置を示す。試験体は実大 5 層制振構造建物の D3 構面 1 層に配置されたもので¹³⁾、粘弾性体の総せん断面積 2.6m²、厚さ 9mm、ダンパーを支持するブレースの部材断面は BH322×150×32×16 である。パネ式変位計でダンパー局所変形の平均値 $\hat{u}_d$ 、付加系変形の平均値 $\hat{u}_a$ を計測し、ブレースに添付した 6 個の歪ゲージでダンパー荷重 $\hat{F}_d$ を算出した。載荷時の温度は 22℃に設定するため、粘弾性体内部に挿入した熱電対により温度計測を行った。

図 18 に入力変位時刻歴を示す。架構の浮上り状態を想定し、変位入力時間を T^+ 、架構の着地状態を想定し変位ゼロの時間を T^- とする。ロッキング架構の変位 1 サイクルでダンパーは 2 サイクル変形するため (4.1 節) その時間は $2T^+ + 2T^-$ である。 $T^+ = 0.5$ 秒、 $T^-/T^+ = 0, 0.4, 0.8$ の計 3 通りで、最大せん断歪 360%となる漸増漸減の片振幅載荷を行う (図 18)。

図 19 に実験結果を示す。横軸は粘弾性体部 (ダンパー) の変形 $\hat{u}_d$ を厚さ 9mm で割って得られるせん断歪 (%) であるが、文章では $\hat{u}_d$ で表現する。縦軸は、力 $\hat{F}_d$ をせん断面積で割ったせん断応力 (N/cm²) である。各サイクルで一般に、変形および引張・圧縮力の最大値が概ね比例している。圧縮力最大の点 $\hat{u}_a = 0$ でダンパー変形 $\hat{u}_d$ が 0 にならないが、これは鋼材ダンパーの場合と同様に、支持材が圧縮変形するためである。

ただし、着地時間 T^- の長さによっては後に $\hat{u}_d = 0$ となり得る。 T^-/T^+ により履歴形状を比べてみる。 $T^-/T^+ = 0$ の場合、圧縮力が最大 ($\hat{u}_a = 0$) となった後、再び変形 $\hat{u}_a$ が増加するにつれて圧縮力から引張力に転じる履歴となる。一方、 $T^-/T^+ = 0.4, 0.8$ の場合、圧縮力が最大となった後、再度浮き上がるまでに、変形と力が原点に回歸する履歴を描く。これは、上述の粘弾性体のリラクセーションに起因すると思われる。

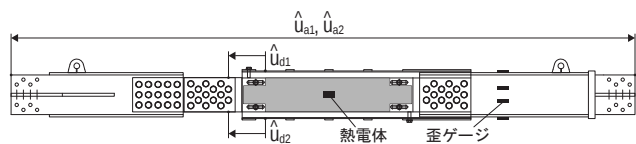


図 17 粘弾性ダンパー試験体

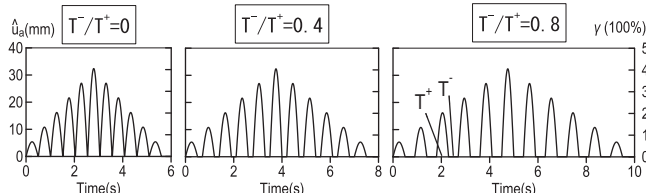


図 18 入力変位時刻歴(周期 1 秒, 最大せん断歪 360%)

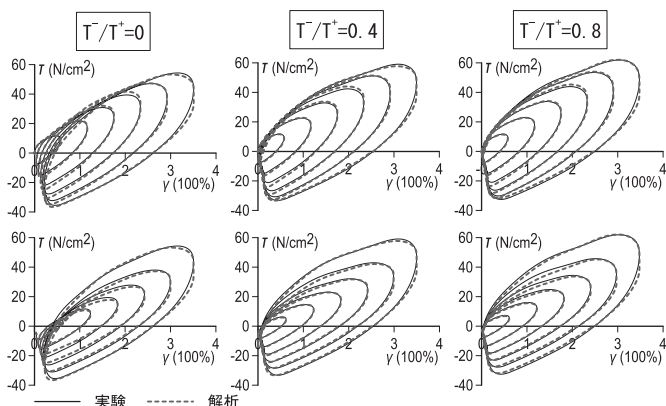


図 19 片振幅荷重実験結果と解析(上段:漸増, 下段:漸減)

本実験で用いたアクリル系粘弾性ダンパーにおいて、既往文献 15, 16 で報告された非線形性に加え、大振幅下(せん断歪 300~450%)で卓越する歪依存による硬化現象と、時間経過に伴う剛性の回復現象が新たに確認されている。そこで、解析モデルはこれらを考慮するように改良を加えている¹⁸⁾。図 19 が示す通り、解析モデルは各サイクルで引張力と圧縮力の最大値、そして最大変形時の力まで、実験結果を精度よく再現できている。

5.3 粘弾性ダンパーをもつロッキング架構の応答性

粘弾性ダンパーをもつ制御型ロッキング架構の頂部変位制御による動的解析を行う。中央ダンパー型と両側ダンパー型の特徴の違いを議論するため、中央ダンパー型の弾性体の総せん断面積 1.8m²、厚さ 12mm とし、両側ダンパーモデルはダンパー 1 本あたりの粘弾性体総せん断面積 0.9m²、厚さ 12mm とした。支持材の剛性や接合部ピンのガタは鋼材ダンパーの場合と同じである。粘弾性ダンパーは剛性が振動数に依存するが、ここでは周期 2 秒、 θ_H の最大値が 1/100 とした場合について検討する。また、温度上昇、歪、歪速度といった非線形性を考慮せず、線形状態を仮定している。

まず、図 20 に中央ダンパー型の解析結果を示す。定常状態 1 サイクルにおける、 F_{top} - u_{top} 曲線、式(4), (5)より算出するダンパー、付加系それぞれの頂部水平方向に換算した F_d - u_d , F_a - u_a 曲線を示す。鋼材ダンパーの場合、PT ワイヤによる鉛直下向きの力と架構の自重の和が、ダンパーによる鉛直上向きの力よりも大きいため、架構頂部が原点にあるときは両柱脚が着地している(4.1 節)。これに対し、粘弾性ダンパーの場合、PT ワイヤが無いため、架構の自重とダンパー力が鉛直方向で釣り合い、 $u_{top}=0$ 近傍で両柱脚ともに浮き上がった状態が

ある(①)。その後 u_{top} が増えて片側の柱脚が着地すると(②)、ダンパーに転倒モーメントによる引抜力が作用し圧縮力が減っていく(②-③)。さらに u_{top} が増え、ダンパー力 F_d が圧縮から引張に切り替わる直前、ガタの影響から $F_d=0$ でほぼ一定となり、このとき $F_{top}(\neq 0)$ が停留する(③-④)。その後 u_{top} が増え続け、 F_{top} と u_{top} の順に最大となると、 F_d と u_d も最大となる(⑤, ⑥)。

また、頂部変位 u_{top} が反転して減少するとダンパー引張力 F_d が減少し、圧縮に切り替わる直前、ガタの影響から $F_d=0$ でほぼ一定となり、このとき $F_{top}(\neq 0)$ が停留する(⑦-⑧)。ただし、 u_d は、小さな値であった上記の③-④と対比し、もとの形状に戻るべく減少している(⑦-⑧)。このように、ダンパー自体が大きめの変形の状態では荷重がゼロになったとき、自然に原点回帰する傾向が、変位依存型の鋼材ダンパーと異なる。その後、ダンパーの圧縮力が架構の自重に達すると、支点側の柱脚も浮き上がり、両柱脚とも浮き上がった状態となる(⑨)。再び柱脚が着地するまで、鉛直方向のダンパー力 F_d は架構の自重-122.5kN を示し、ダンパー変形が減少する。加振が終わると、粘弾性ダンパーの変形は無くなるため、架構の永久変形はない。

次に、図 21 に両側ダンパー型の解析結果を示す。この場合は、ダンパーの軸方向の力と変形(5.1 節)を次式で水平方向に換算する。

$$F_d = \frac{(\hat{F}_{dl} - \hat{F}_{dr}) \cdot L}{2H}, \quad u_d = \frac{\hat{u}_{dl} \cdot 2H}{L} \quad (14a, b)$$

両側にダンパーを配置した場合、中央ダンパー型と対比してダンパーに引張・圧縮の両方の変形が生じる。ダンパー周辺部材や架構の変形寄与分がダンパーと直列結合することは中央ダンパー型と同様であるが、後述するようにそれらの変形が少ないためダンパー変形ロスが少ない点、また、ダンパー力の符号が切り替わる際、 $F_d = F_{top} = 0$ (④-⑤, ⑧-⑨) である点が異なっている。

ダンパー変形分担比 $\Delta u_d / u_{top}$ とダンパー荷重分担比 F_d / F_{top} を h 比較する。図 20 と図 21 より、中央ダンパー型と両側ダンパー型で、 $\Delta u_d / u_{top} = 0.76$ と 0.94、 $F_d / F_{top} = 0.69$ と 1.00 である。中央ダンパー型では、いずれかの柱脚が浮き上がり、ダンパーの変形が原点回帰する時間が制約されること、ダンパー周辺部材や上部構造の変形が大きめなことが変形ロスに繋がる。両側ダンパー型の場合は、ダンパー周

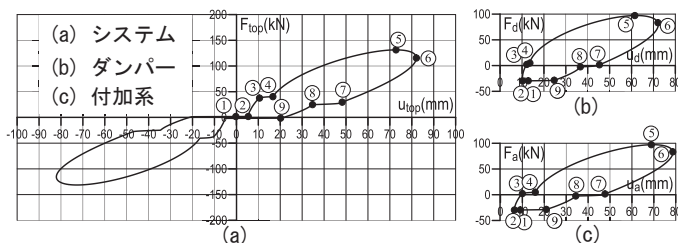


図 20 中央ダンパー型の荷重-変形関係

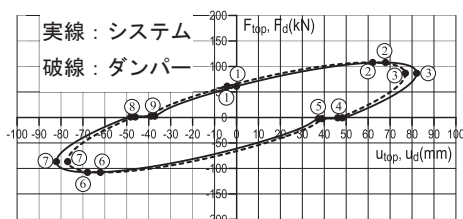


図 21 両側ダンパー型の荷重-変形関係

辺部材や上部構造の変形はあるものの、浮上り時に片側半分の架構で抵抗する中央ダンパー型と異なり、架構全体で抵抗するため変形ロスが小さい。状態 NR 解析より、架構の剛性寄与分は図 13①-②の 2.7 倍である。また、1 サイクルの履歴面積は、両側ダンパー型で中央ダンパー型の 1.69 倍であり、上記とダンパーが両振幅で変形することから、エネルギー吸収効率が低い。

5. 4 鋼材ダンパーと粘弾性ダンパーの適用例の比較

地震応答解析により、各種ロッキング架構の応答の差異を検討する。図 22 に示す日本建築センター模擬波（以下、100%BCJ-L2 波）を入力する。架構実験で用いた神戸波は、長い周期での変位応答スペクトル値が小さく（図 22）、粘弾性ダンパーをもつロッキング架構が PT ワイヤを用いないため比較的長周期で有利になることもあり、一般的な特徴の違いの議論のために 100%BCJ-L2 波を用いる。縮小換算率に従い、時間軸を 0.82 倍にしている。

各モデルのダンパーの設計は以下の通りとする。まず鋼材ダンパーを持つロッキング架構は、2～3 章のものと同一である。粘弾性ダンパーを持つロッキング架構では、中央ダンパー型で粘弾性体の総せん断面積 10.8m²、厚さ 12mm、両側ダンパー型で 1 本あたり 3.24m²、12mm とした。支持材剛性や接合部ピンのガタは、鋼材ダンパーの場合と同一とした。これらは、100%BCJ-L2 波において各モデルの最大変位が同程度となる設計である。

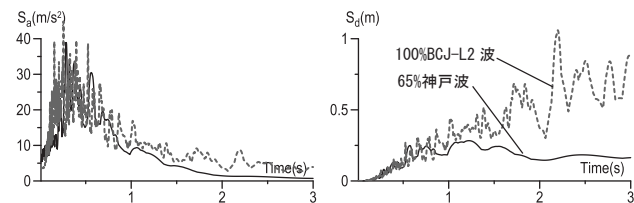


図 22 65%神戸波と 100%BCJ-L2 波の応答スペクトル (h=0.5%)

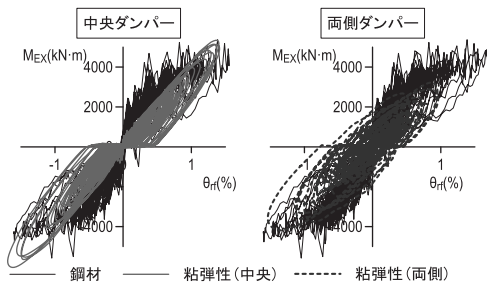


図 23 転倒モーメント-頂部変位角関係

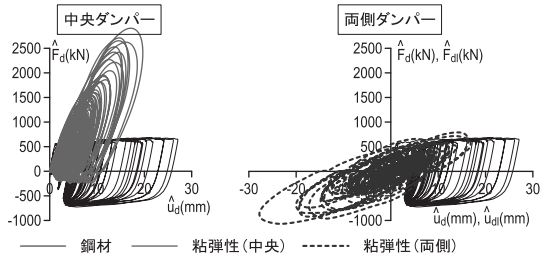


図 24 ダンパー荷重-変形関係

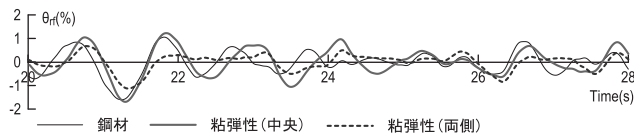


図 25 頂部変位角時刻歴

図 23 に転倒モーメント-頂部変位角関係を示す。鋼材ダンパーの場合に履歴が大きく乱れるのに対し、粘弾性ダンパーの場合では、中央ダンパー型では着地を伴う原点付近ではわずかに乱れがあるものの、架構の浮上りや着地のない両側ダンパー型と同様に滑らかな履歴を描いている。

図 24 にダンパー軸（鉛直）方向の荷重-変形関係を示す。中央ダンパー型では、粘弾性ダンパーの場合に PT ワイヤが無いため鋼材ダンパーの場合と同程度の変形に抑えるために、大きなダンパー剛性が必要であり（図 24 左）、ダンパー荷重も大きくなる。一方、頂部変位角が同程度にも関わらず、粘弾性ダンパーの変形が小さく、これは、ダンパーの剛性が大きいいため、直列に繋がるダンパー周辺部材や上部構造の変形の分担が増え、結局ダンパー変形ロスが大きくなるためである。一方、両側ダンパー型の場合、5.3 節で示したように上部構造の変形が小さい傾向があり、さらに粘弾性ダンパー剛性が少なくダンパー荷重も抑えられるため、変形ロスが少なくなっている。

図 25 に頂部変位角 θ_f の時刻歴を示す。最大振幅の前後で時間軸を横切った時の値から求まる 1 サイクルの周期は、鋼材ダンパー、中央ダンパーモデル、両側ダンパーモデルから順に、1.17s、1.13s、1.7s である。図 25 から、粘弾性ダンパーをもつ両側ダンパー型が、長周期であるため力が少なく、高減衰であるため、変位も少なくなっている。

図 26 にテストベット RF の水平加速度を示す。中央ダンパー型と両側ダンパー型ともに、鋼材ダンパーの場合に比べ加速度が低減され、鋼材ダンパーに対する中央ダンパー型、両側ダンパー型の最大加速度の比は 0.85、0.63 である。高次振動が少ないことに起因している。

図 27 に 1 階左柱軸力とブレース軸力を示す。中央ダンパー型は、鋼材ダンパーの場合に見られた振動モードの軸力変動はほぼ生じないものの、ダンパー力が大きいため、ブレース、柱ともに軸力が大きい。一方、両側ダンパー型のブレース軸力は小さい。

図 28 にエネルギー吸収時刻歴を示す。加振終了時点で、入力エネ

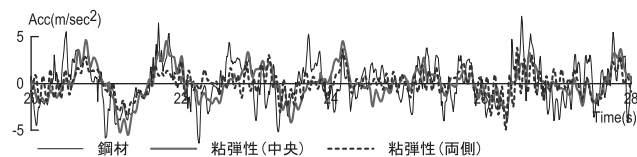


図 26 テストベット RF の絶対水平加速度時刻歴

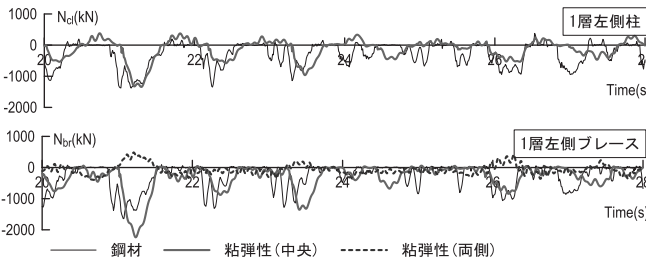


図 27 左側の柱とブレースにおける軸力時刻歴

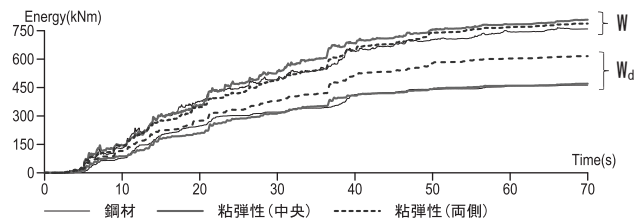


図 28 エネルギー吸収時刻歴

ルギーに対するダンパーエネルギー吸収量の比は、鋼材ダンパー、粘弾性中央ダンパー型、両側ダンパー型から順に、0.60, 0.57, 0.78 であった。両側ダンパー型は両振幅であること、上部構造の変形が小さいこと、PT ワイヤが無くダンパー荷重分担比が高いことなどから、エネルギー吸収量効率が低い。また、中央ダンパー型の 6 割の粘弾性体総量で同程度の変形まで低減でき、加速度も抑えている。

6. おわりに

鋼材ダンパーをもつ制御型ロッキング架構の実験結果を精度良く再現する解析により、局所・全体の挙動やそれらと動的特性の関連を述べた。また、これと対照的な粘弾性ダンパーをもつ場合を解析的に検討し、両者の比較も行った。以下にまとめる。

- (1) 剛性の変化、浮上りや着地による加速度変化など複雑な非線形挙動を有する制御型ロッキング架構に対しても、ダンパー要素を含め厳密なモデル化を行うことで、全体の変位応答だけでなく、加速度や層せん断力の乱れ、ダンパーの各サイクルの履歴まで比較的精度良く再現することが出来た。
- (2) 構築した解析モデルに基づき静的な頂部変位制御を行い、変位や荷重、剛性など全体と局所の対応関係を明らかにするとともに、制御型ロッキング架構の制振性能を議論する上で、架構の剛性が重要な要素となることを示した。また、制御型ロッキング架構に特徴的な高振動モードについて、モードの直交性を利用したモード分解を用いることで、高次モードと架構の着地や浮上りに伴う鉛直加速度との関係について示した。
- (3) 粘弾性ダンパーを持つロッキング架構として、PT ワイヤを付加せずに、粘弾性ダンパーを中央に配置するタイプと、中央でピン支持とし両側にダンパーを配置するタイプの 2 種類を提案した。粘弾性ダンパーの片振幅の載荷実験や、動的解析を行い、両システムの性能を把握した。
- (4) 鋼材ダンパーを持つロッキング架構と提案する粘弾性ダンパーを持つロッキング架構に対し、地震動解析を行った。粘弾性ダンパーを持つロッキング架構は、水平加速度や層せん断力において履歴に乱れがないこと、両側に粘弾性ダンパーを配置した場合、加速度や柱軸力だけでなくエネルギー吸収量においても高い性能を発揮することが明らかとなった。

なお、本研究その 1～3 は、元来のロッキング架構の特長である建物自重の位置エネルギーの活用が、意匠・構造上かなり限られることを踏まえた。つまり自重の効果は考慮するが、それが不足の場合に代替的に復元力を生じる PT ワイヤを用い、ダンパー少数化ができる点、心棒として各層を均一に変形させる点、原点回帰による残留変形を抑える点など、他の重要な特長に着目した検討を行った。建物全体では弾性の周辺架構もあり、PT ワイヤの復元力はそれも加味したものと位置づけられる。上述の重量と剛性、テストベッド質量、ダンパー減衰、周辺架構との理想的境界条件などで限定的な実験を行ったが、得られた実験的、解析的知見は、次の研究段階に有用であると思われる。

付録：繰返し入力補償制御に関する注釈

通常の入力補償制御では、目標レベルの 1/3 ほどの加振に基き試験体・震動台練成系の伝達関数を求め、それを用いて目標波形を作成・使用するのが典型だが、本試験体の強い非線形性が伝達関数の誤差をもたらすため、目標レベルまで徐々にレベルを上げた複数

の加振を行い、入力補償の精度を上げた。この方法は、加振繰返しによる損傷が著しくない本試験体に有効であり、「繰返し入力補償制御」と名づけた。2). 加振スケジュールは(文献 2 の表 3)、まず目標レベルを 30% 神戸波とし、10% 神戸波の加振後に 30% 神戸波を目標レベルとして入力波形を作成するが、その加速度を 2/3 倍に落とし、20% 神戸波加振を行った。その加振結果に基き、同様に新たな入力波形を作成し、30% 神戸波加振を行った。また、次の加振のセットは、目標レベルを 65% 神戸波とし、30, 46, 55, 60% 神戸波加振と入力補償制御を繰返し、最終の 65% 神戸波の入力精度を確保できた。

参考文献

- 1) 緑川光正, 竹内徹, 引野剛, 笠井和彦, グレゴリー・ディアライン, 大林優, 山崎僚平, 吉敷祥一: セン断パネ及び張力材を有するロッキング架構の耐震性能一汎用慣性質量装置を用いた鉄骨造ロッキング架構の震動台実験 その 1、日本建築学会構造系論文集、第 654 号、pp1547-1556, 2010.8
- 2) 竹内 徹, 山本洋介, 緑川光正, 笠井和彦, ジェロム・ハジャー, 引野剛, 松井良太, 吉敷祥一: 座屈拘束ブレースを用いた制御型ロッキング架構の応答評価一汎用慣性質量装置を用いた鉄骨造ロッキング架構の震動台実験 その 2、日本建築学会構造系論文集、第 667 号、pp1695-1704, 2011.9
- 3) 竹内徹, 笠井和彦, 緑川光正, 松岡祐一, 吉敷祥一, 安藤広隆: 汎用慣性質量装置を用いた梁端ダンパー架構の振動台実験, 日本建築学会構造系論文集、第 634 号、pp.2239-2246, 2008.12
- 4) 笠井和彦, 山崎久雄, 小澤秀允, 金子洋文, 貞末和史, 小野吉信: 繰返し応力を受ける鋼材の曲線履歴型モデル(その 7 解析モデルの改良), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.907-908, 2008.9
- 5) 山崎久雄, 笠井和彦, 小澤秀允, 大木洋司, 金子洋文: 繰返し応力を受ける鋼材の曲線履歴型モデル(その 8 歪速度、歪振幅依存性を考慮した極低降伏鋼 LY100 の応力一歪関係), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.909-910, 2008.9
- 6) 笠井和彦, 西澤恵二: 鋼材ダンパーの実験結果と速度依存性を考慮した動的解析法 (E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 59), 日本建築学会大会梗概集, 2010.9
- 7) 高橋卓也, 笠井和彦: エネルギー吸収部材をもつロッキング架構の応答解析-その 3(E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 115), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp.723-724 2016.8
- 8) 笠井和彦, 岩崎啓介: 様々な形式の制振構造における自由度縮約法と水平パネ系への変換法, 日本建築学会構造系論文集、第 605 号、pp37-46, 2006.7
- 9) 笠井和彦, 馬場勇輝, 西澤恵二, 引野剛, 伊藤浩資, 大木洋司, 元結正次郎: 鋼材ダンパーを有する試験体の実験結果 (3 次元振動台による実大 5 層制振鋼構造建物の実験研究 その 2), 日本建築学会構造系論文集、第 673 号、pp499-508, 2012. 3
- 10) 笠井和彦, 村田真一郎, 加藤史人, 引野剛, 大木洋司: 震動台の回転を加味した建物試験体の周期・減衰・モード形の同定法, 日本建築学会構造系論文集、第 670 号、pp.2031-2040, 2011.12
- 11) 笠井和彦, 元結正次郎, 大木洋司: 水平地震動を受ける空間構造への粘弾性ダンパーの適用と応答性状に関する一考察, 日本建築学会構造系論文集、第 561 号、pp125-135, 2002. 11
- 12) 竹内 徹, 陳星辰, 松井良太: 種々のエネルギー吸収部材付き心棒架構の耐震性能、日本建築学会構造系論文集、第 706 号、pp1941-1949, 2014.12
- 13) 笠井和彦, 馬場勇輝, 伊藤浩資, 所健, 引野剛, 大木洋司, 村井亮平: 粘弾性ダンパーをもつ実大 5 層鉄骨建物の 3 次元振動台実験試験体の実験結果, 日本建築学会構造系論文集、第 676 号、pp985-994, 2012. 6
- 14) 日本免震構造協会 (JSSI): パッシブ制振構造設計・施工マニュアル 第 1 版, 2003. 10; 第 2 版, 2005. 9
- 15) 笠井和彦, 寺本道彦, 大熊潔, 所健: 粘弾性体の温度・振動数・振幅依存を考慮した構成則、(その 1: 線形領域における温度・振動数依存のモデル化), 日本建築学会構造系論文集、第 543 号、pp.77-86, 2001. 5
- 16) 笠井和彦, 所健: 粘弾性体の温度・振動数・振幅依存を考慮した構成則 (その 2 温度上昇および歪・歪速度がもたらす非線形性のモデル化), 日本建築学会構造系論文集、第 561 号、pp55-63, 2002. 11
- 17) 所 健, 笠井 和彦, 大熊潔: 粘弾性体の破壊挙動に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B2, pp.315-316, 2001.9
- 18) 境原直樹, 後藤尚哉, 笠井和彦, 竹内徹, 緑川光正: エネルギー吸収部材をもつロッキング架構の応答解析-その 1(E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 94), 日本建築学会大会梗概集, 2013.8
- 19) 笠井和彦, 金田充弘, 大熊潔: ステップカラム制振構造の実施例: 解析と実大ダンパー試験, 2001 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム、pp235-250, 2001

*Kazuhiko KASAI^{*1}, Takuya TAKAHASHI^{*2}, Naoya GOTO^{*3},
Toru TAKEUCHI^{*4} and Mitsumasa MIDORIKAWA^{*5}*

^{*1} Specially Appointed Prof., IIR, Tokyo Institute of Technology, Ph. D.

^{*2} Grad. Student, Dept. of Built Environment, Tokyo Institute of Technology

^{*3} Former Grad. Student, Dept. of Built Environment, Tokyo Institute of Technology

^{*4} Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

^{*5} Executive Director, General Building Research Corporation of Japan, Dr. Eng.

1. Introduction

The authors conducted a series of experimental studies on the response characteristics of controlled rocking systems. This system comprises components that include a rocking frame, post-tensioning (PT) anchorages, and elasto-plastic damper, eliminating the residual deformation after the earthquake. However, from further study, the use of the PT anchorages for the deformation-dependent damper is found to limit performance of the rocking system significantly. Therefore, this paper explores possible enhancement, by using the visco-elastic damper instead, and assesses the extent of improved performance of the rocking system.

2. Rocking Systems with Elasto-Plastic Damper

The test specimen is about 0.7 scale model of the 3-story rocking system connected to the so-called test bed having large sliding mass simulating the inertia forces from the floor slabs and other frames of the building. The global and local force as well as deformations are defined. Especially, those for the elasto-plastic zone, elastic-zone, and gusset plate connections of the damper, as well as the slackness of the pin connecting the damper to the base are defined, in order to discuss the details of their contributions.

3. Shake Table Test Results and Analytical Simulation

The damper identical to that included in the rocking system is also tested, in order to formulate and validate accurate analytical damper model. The analysis is found to well-simulate the forces produced by the special one-sided cyclic deformations that occur in the rocking frame. After that, analysis of the rocking system is conducted and is found to produce predictions with excellent accuracy. Combining the analysis and test results, detailed and important finding on local and global response characteristics are made.

4. Evaluation of Response Characteristics and Performance Constraints

Using the accurate analysis model, a basic cyclic static analysis is conducted and more than 10 key instances of state change are discussed by referring the special deformation and force transmission mechanism of the system. Moreover, very unique behavior of high-frequency responses stemming from the drastic change of the stiffness of the system before and after the uplift of the column base. Applying a method to extract modal contribution from the time-history responses, the causes of the high-frequency responses are clarified based on the vibration modes of the system.

5. Rocking Systems with Visco-Elastic Damper

In order to explore possible enhancement, the visco-elastic damper is assumed instead, and its accurate analysis model is developed based on the damper test. The performance of the rocking system with the viscoelastic damper is analytically evaluated and the extent of improved performance is discussed. Compared with the case of the elasto-plastic damper, there is almost no high-frequency response. Because of the absence of the PT anchorages, more efficient vibration control is achieved. Moreover, another rocking system that does not have uplifting is found more effective.

6. Conclusions

- (1) By using relatively simple line elements, contact elements, and spring elements, the analytical model with only twenty-three degrees of freedom could well-simulate the experimental behavior. Detailed damper model considering the velocity-dependency of the elsto-plastic damper was a key to enhance the accuracy.
- (2) Using the model, the effects of uplifting and impacting of the column base is clarified. It is found that the stiffness balance among the components/connections affects the responses including higher mode contributions and control effects of the system.
- (3) The use of visco-elastic damper results in improvement such as simple detailing without the use of the PT anchorages, elimination high-frequency accelerations and forces, and natural self-centering behavior.

(2016年11月10日原稿受理, 2017年6月6日採用決定)