

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

SHAKING TABLE TEST OF BEAM-END DAMPER FRAME USING
MULTIPURPOSE INERTIAL MASS SYSTEM竹内 徹^{*1}, 笠井和彦^{*2}, 緑川光正^{*3}, 松岡祐一^{*4}
吉敷祥一^{*5}, 安藤広隆^{*6}Toru TAKEUCHI, Kazuhiko KASAI, Mitsumasa MIDORIKAWA,
Yuichi MATSUOKA, Shoichi KISHIKI and Hirotaka ANDO

This paper presents a multipurpose set-up system called “test bed” for large shaking table tests. The test bed is composed of multistory box-trusses with concrete mass of inertia supported by linear slider bearings in each layer. It supports self-weight, and gives horizontal inertial force to the specimen frame when they are connected together and placed on the shaking table. In this paper, shaking table tests with a single-story sample frame with beam-end damper are carried out. Their results are compared with the analytical results and the performances of this set-up is discussed.

Keywords: Steel Structure, Shaking table test, Full-scale Experiment, Inertial Mass, Test Bed

鋼構造, 振動台実験, 実大実験, 慣性質量, テストベッド

1. 序

兵庫県三木市に建設された(独)防災科学技術研究所実大三次元震動破壊実験施設(通称:E-Defense 震動台)を用い, 種々の実大多層架構の振動台実験が実施されている. 大型振動台を用いた実大多層架構の振動実験は建築構造物の耐震性能について総合的な知見を与えてくれるが, その一方で試験フレームが大規模になるため, 試験体の製作・建設費用や準備に要する時間が莫大となる問題を抱えている. したがって, 新しい構造システムを対象としてパラメトリックな検討を行うことは費用, 時間の点から困難となることが多い. これに対し, 汎用的に使用できる慣性質量を振動台に設置することで, 平面架構の振動実験を簡易に行う方法も試みられてきた(図1). 例えば, 多田・高山ら¹⁾は振動台外に懸垂式の慣性質量装

置を設置して免震架構などの振動実験を行い, 秋山・山田ら²⁾は振動台上に設置した1質点系の慣性質量装置を用いて実大の柱梁接合部などの破壊実験を行っている. さらに山口, 山田ら³⁾により周期調整ばねを有する外部懸垂式の1質点系慣性質量装置が, Tremblayら⁴⁾により外部支持式が多層慣性質量装置が提案, 製作されている. このように慣性質量装置を用いた振動台実験は, 国内外を通じ盛んに試みられている. しかしながら, 大規模振動台上に設置される不特定多層骨組に対する慣性質量装置は, 山田・松本ら⁵⁾によりその概念が提案されているものの, 未だ具体化されていない. 本研究では, 既往の慣性質量装置の特性を分析するとともに, E-Defense 震動台で利用できる汎用多層慣性質量装置を提案・製作し, 装置の有効性を検討する.

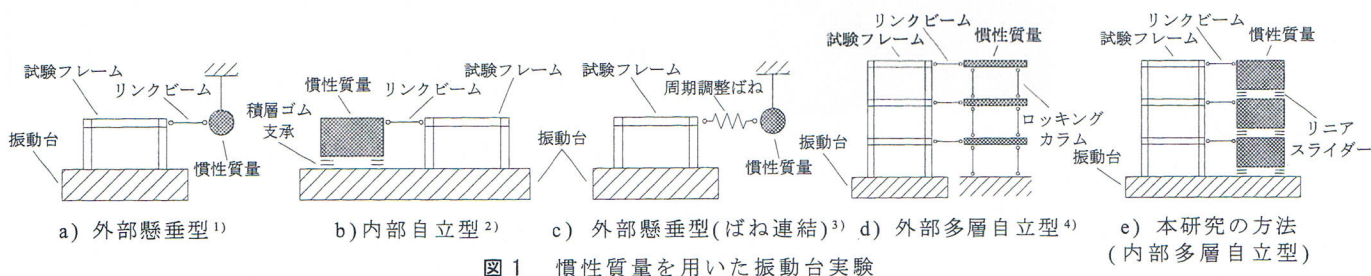


図1 慣性質量を用いた振動台実験

^{*1} 東京工業大学理工学研究科建築学専攻 准教授・博士(工学)^{*2} 東京工業大学建築物理研究センター 教授・Ph. D.^{*3} 北海道大学大学院工学研究科 教授・工博^{*4} 独立行政法人防災科学技術研究所 工修^{*5} 東京工業大学建築物理研究センター 助教・博士(工学)^{*6} 東京工業大学理工学研究科建築学専攻 大学院生

Assoc. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng. Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Ph. D. Prof., Graduate School of Engineering, Hokkaido University, Dr. Eng.

National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention, M. Eng. Assistant Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Graduate Student, Dept. of Arch. and Building Eng., Tokyo Institute of Technology

2. 汎用慣性質量装置の設定

慣性質量を用いた振動実験を行う際、慣性質量装置は自重を支持できる機構を持ち、水平力のみ試験フレームに伝達する機能が求められる。慣性質量を支持する機構においては、水平剛性及び減衰は非常に小さいか、または所定の値を再現できるものであることが望ましい。以上の点を考慮し、前項で述べた既往の慣性質量装置の特徴を整理すると、慣性質量設置位置及び支持方法により以下のような選択肢がある。

- i) 慣性質量の設置位置
 - ・ 振動台上に設置
 - ・ 振動台外に設置
- ii) 慣性質量の支持方法
 - ・ 積層ゴムまたはリニアスライダー
 - ・ ロッキングコラム
 - ・ 上部より懸垂

各形式に対し表1、2に示す特徴が得られる。本研究で用いる試験フレーム及び慣性質量の総質量は500t程度以下、1次固有周期は0.55～1.2sec程度と想定され、これらの慣性質量を上部より懸垂する方式は現実的ではない。またE-Defense震動台の持つ能力や2方向加振性能への対応、試験フレームを安定化させる為の補剛機能や装置全体の安定性を考慮すると、質量を振動台上に設置し、積層ゴムまたはリニアスライダーにより支持する方式が本施設の汎用慣性質量装置として適していると考えられる。以上より本研究では図2に示すように、4.5m×6mの平面および1層分の高さ(2.7m)の剛なトラスフレームで構成され、上面に取り外し可能な厚肉スラブ(t=300～400mm)を固定した、1ユニット重量約30ton～50tonの慣性質量装置を設定する。以降本質量により構成された装置をテストベッド、各慣性質量ユニットをテストベッドユニットと呼称する。4 隅

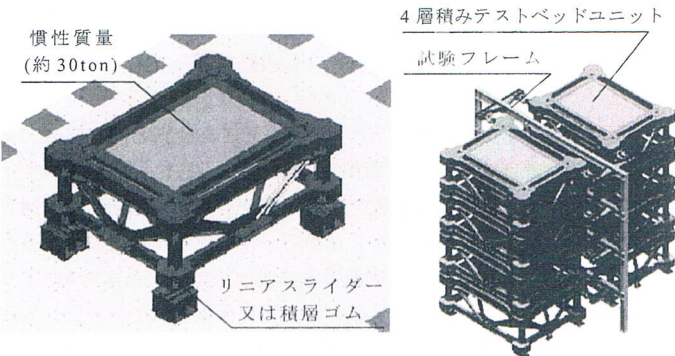


図2 テストベッドユニット

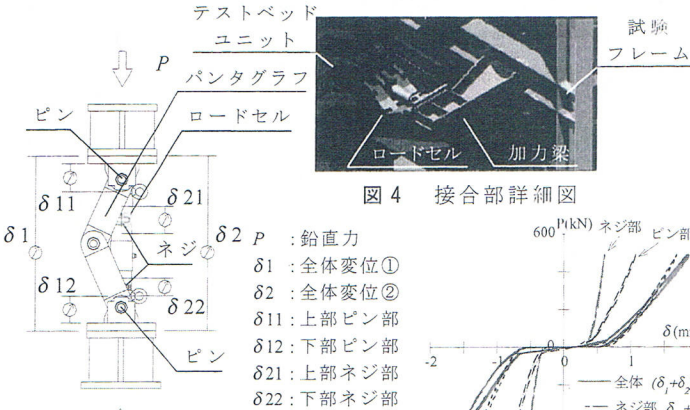


図4 接合部詳細図

図5 ロードセルユニット
性能確認実験

- P : 鉛直力
- $\delta 1$: 全体変位①
- $\delta 2$: 全体変位②
- $\delta 11$: 上部ピン部
- $\delta 12$: 下部ピン部
- $\delta 21$: 上部ネジ部
- $\delta 22$: 下部ネジ部

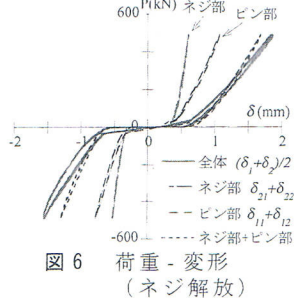


図6 荷重-変形
(ネジ解放)

には±200mmの水平変形能力を持つ2方向リニアスライダー又は1方向リニアスライダーを設置し、下部ユニットと接続する。また、付加水平剛性が必要な場合は免震構造用ゴム支承をユニット間に設置して水平剛性を付加することを想定する。この装置は、図3に示すように、ユニット間に試験フレームを挟むことにより、簡易に振動実験を行うことができ、その他にもテストベッドユニットの配置を変えることにより多種の実験を行うことが可能となる。試験フレームとテストベッドユニットの接合部は図4に示すように、ロードセルユニットと加力梁と呼ぶ剛な梁を介して接合し、テストベッドの慣性力を試験フレームに伝達するとともに、組み込まれたロードセルにより伝達された慣性力を計測する。

3. 構成部材性能実験

本研究では、テストベッドユニット2体及びこれに付随する構成部材を実際に製作し、その性能を検証する。まず構成部材の部材性能を実験により確認する。

3-1. ロードセルユニット性能確認実験

テストベッドユニットから試験フレームに伝達される慣性力を測定するロードセルユニットは、両端にピン及びネジ接合部を有するロードセルと水平変形を拘束するパンタグラフより成る。図5に示すように、本ユニットに準静的に±500kNの荷重を加え、荷重と各部の変形を測定する。図6に実験より得られた荷重と各部の変形の関係を示す。なお荷重はアクチュエータに内蔵されたロードセルの計測値であり、以降引張を正、圧縮を負とする。ピン部、ネジ部にはともに±0.3mm程度のガタが確認され、全体変形の大部分を占めていることが分かる。ただし、50kN程度の初期引張力を加えた状

表1 慣性質量設置位置の特性

	振動台上設置	振動台外設置
振動台の規模	規模・能力の大きい振動台に適す	小規模振動台に適す
加振方向	X,Y,θxy (3方向)	X (1方向)
試験フレームの補剛架構	不要(慣性質量と兼用)	必要
振動台の鉛直変位	追従容易	考慮が必要

表2 慣性質量支持方法の特性

	積層ゴム リニアスライダー	ロッキングコラム	懸垂
多層骨組への対応	可能	可能	可能
慣性質量の規模	大容量対応可能	大容量対応可能	大容量対応困難
加振方向	X,Y,θxy (3方向)	X,Y,θxy (1(3)方向)	X (1方向)
過大変形時の安全性	達成容易	対策必要	達成容易
面外補剛	達成容易	対策必要	対策必要
慣性質量の持上がり	制御容易	対策必要	対策必要
水平移動係数	0～0.6%	微小	0
変位測定	設定容易	補助フレーム必要	補助フレーム必要

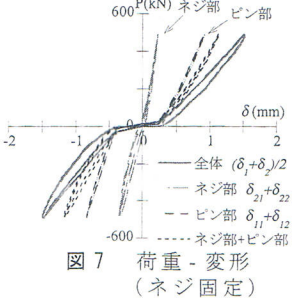


図7 荷重-変形
(ネジ固定)

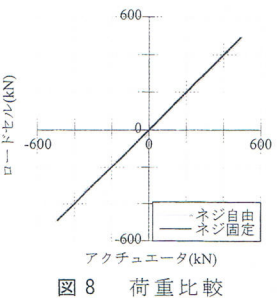


図8 荷重比較

態でネジ部のダブルナットを締めることにより(図7)、ネジ部のガタは解消することができた。一方、ロードセルで計測される荷重に関しては、図8に示すようにアクチュエーター荷重値とロードセルユニットによる測定値はほぼ一致しており、良好に計測できている。

3-2. リニアスライダ性能確認実験

テストベッドユニットを支持する、リニアスライダ(LM ガイド JUS 型 CLB133)について、鉛直荷重が動摩擦係数に及ぼす影響を確認する。図9に示すように、リニアスライダ2台を背面合わせで設置し、リニアスライダの可動方向に対して直角な鉛直荷重 P (圧縮)を与え、アクチュエータによりリニアスライダを±200mm 移動させる。実験中には鉛直荷重 P 、水平荷重 Q 、水平変位 δ を計測し、動摩擦係数 $\mu=Q/2P$ を算出する。載荷は振動数0.05Hz、振幅±200mm、最大速度6.3cm/secの正弦波4サイクルとし、鉛直荷重をパラメータとして65kN～1300kNの範囲で試験を行う。鉛直荷重325kN時の水平荷重-水平変位関係を図10に、鉛直荷重ごとの動摩擦係数を図11に示す。荷重-変位関係は安定した剛塑性履歴を示し、その動摩擦係数は予め定められた基準値の下限と上限値の間に位置している。テストベッドユニットは最大4層積層することを想定し、80～500kNの範囲の鉛直荷重が加わることを考えると、想定使用範囲での摩擦係数は0.003～0.006程度となる。以後のリニアスライダによる動摩擦係数は、実験結果より得られた近似直線である(1)式を用い、鉛直荷重と動摩擦係数の関係の評価する。

$$\mu = 0.00289 + 5.61 \times 10^{-6} \times P \tag{1}$$

4. 弾性架構自由振動実験

テストベッドに組み込んだ構成部材が良好に機能するかを確認するため、反力床上で1層1スパンの弾性骨組をテストベッドユニット2台で挟み込んだ単層並列配置自由振動実験及び、テストベッドユニット2台を積層した積層配置自由振動実験を行う。ここでは構成部材の平滑な動き、リニアスライダや積層ゴムの減衰性能を確認する。また、テストベッドの付随機能である試験体に対する計測

機能の有効性についても検討する。

4-1. 慣性質量-試験フレーム単層並列配置実験

実験のセットアップを図12に示す。単層テストベッドユニット単体(高さ2.7m、幅4.5×6m、質量約30t)を並列に配置し、両者間に図13に示すような柱脚をピン支持した高さ2.4m、スパン12mの門型ラーメンフレーム(以後、試験フレーム)を介在させ、両者をロードセルユニット4台に接続して自由振動実験を行う。自由振動実験は、試験フレームの上部を並列した反力フレームと接続し、油圧ジャッキによってY方向に約200kNの水平荷重で引っ張り、この水平荷重を瞬間的に解放することで行った。テストベッド-試験フレーム間に設置したロードセルユニットにより得られた荷重の和と、試験フレームの柱に貼付した歪ゲージによる計測値から求めた層せん断力の比較を図14に示す。両者はほぼ同等の値を示しており、テストベッドによる慣性力は、試験フレームにそのまま伝達されていることが確認できる。図15に層せん断力の時刻歴を同周期で粘性減衰定数 $h=1.3\%$ と仮定した振動応答値(以後理論値と呼ぶ)を比較して示す。両者は概ね一致しているが、低振幅下での実験値は理論値より小さい。これは理論値では粘性減衰を一定としたのに対して、実際にはリニアスライダの摩擦力による等価減衰定数に振幅依存性があるためであると考えられる。4台のロードセルユニットで計測された荷重時刻歴を図16に示す。すべてのロードセルにおいて、引張側の荷重が頭打ちとなっている。これは組立時にロードセルピン部に初期圧縮力が導入され、一定の引張力で弛緩したためと考えられる。ただし、荷重の総和は図15に示すように安定した値を示している。図17にテストベッドユニットと試験フレーム上部のY方向変位比較を示す。テストベッドユニットの変位はテストベッドユニットに付加した変位計によって計測したものであり、試験フレーム上部の変位は並列した計測フレームからレーザ変位計により計測したものである。同図より、試験フレームとテストベッドは概ね一体となって振動していることが確認できる。次いで得られた荷重-変位関係を図18に示す。同図から試験フレー

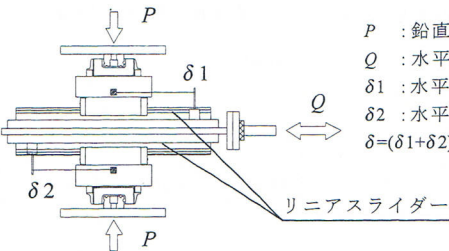


図9 リニアスライダ実験

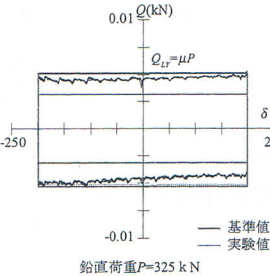


図10 荷重-変位

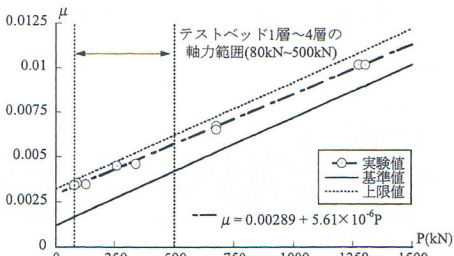


図11 鉛直荷重-動摩擦係数

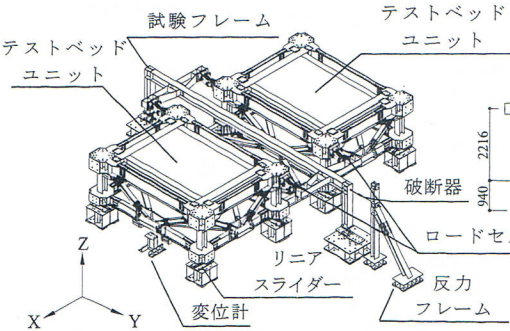


図12 並列配置実験セットアップ

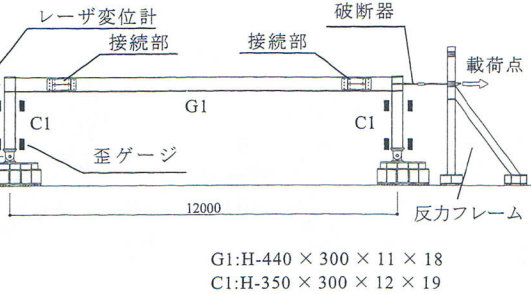


図13 試験フレーム詳細

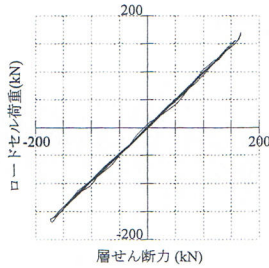


図14 荷重比較

ムの水平剛性 K_f は 11.24MN/m であり、テストベッド及び試験フレームの合計重量 69.4t から求めた固有周期 0.49sec と測定された固有周期 0.48sec との差は 2% 程度に収まっている。テストベッドユニット上の Y 方向加速度の時刻歴を図 19 に示す。加速度時刻歴も変位と同様減衰の振幅依存性が見られる。

この種の実験では、試験フレーム柱脚の固定度、すべりも問題となることが多い。試験フレームの柱脚部の変位時刻歴を図 20 に示す。柱脚部はピン下部でロッキングに伴う弾性変形をしているが、鋼製基礎の基礎下部のすべり量は微小であり、全体の応答正常には大きな影響を及ぼしていないと考えられる。

次いで加振直交方向の挙動について、2 台のテストベッドユニットの加振直交方向の変位時刻歴を図 21 中に、加速度時刻歴を図 22 に示す。2 台のテストベッドユニットは図 21 中に示すように互いにおがむような挙動を示しているが、その変形量は 0.15mm と加振方向の変位の 1.0% と微小であり、全体の応答性状には大きな影響を及ぼしていないと考えられる。また、加速度についても試験フレーム上では梁自身の振動により 150cm/sec^2 程度の加速度が発生しているが、テストベッド上の加速度は微小であり、やはりこれらが全体の応答に及ぼす影響は小さいと考えられる。

次に、図 19 の Y 方向加速度時刻歴より各振幅 d を求め、(2)式を用いて求めた、系の等価減衰定数-平均片振幅関係を図 23 に示す。

$$h = \left(\frac{\ln d}{2\pi} \right) \sqrt{1 + \left(\frac{\ln d}{2\pi} \right)^2} \quad (2)$$

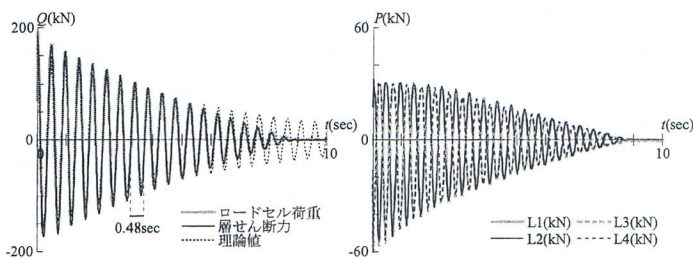


図 15 荷重時刻歴

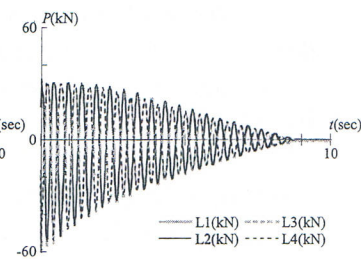


図 16 ロードセル荷重時刻歴

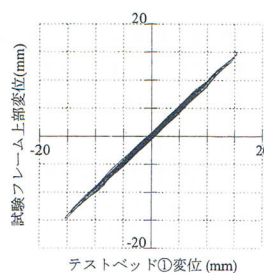


図 17 Y 方向変位比較

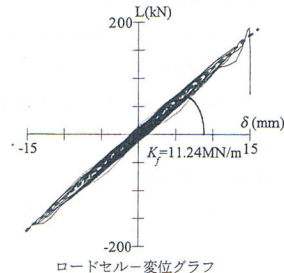


図 18 荷重 - 変位

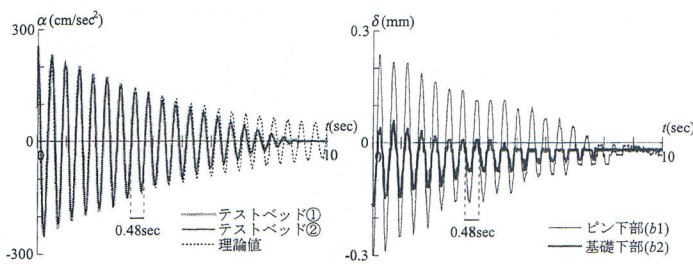


図 19 Y 方向加速度時刻歴

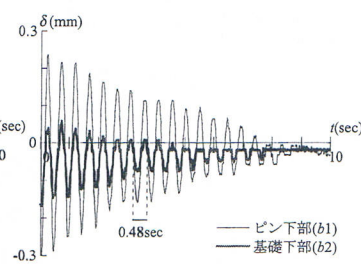


図 20 Y 方向柱脚部変位

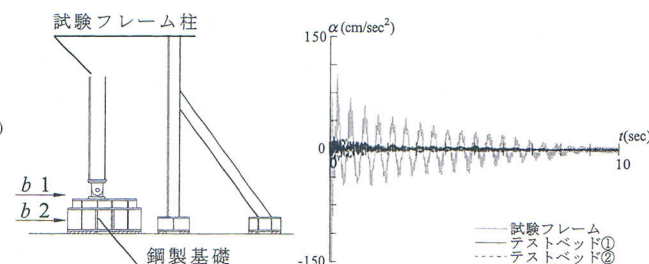


図 22 X 方向加速度

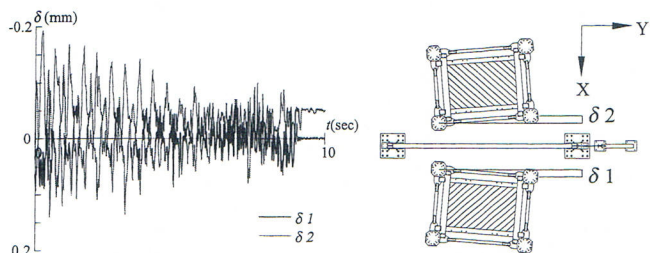


図 21 X 方向変位時刻歴

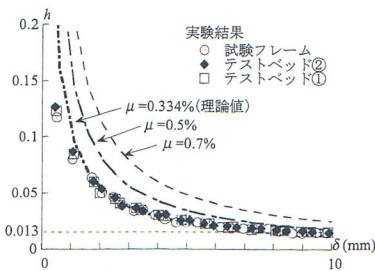


図 23 等価減衰定数 - 片振幅

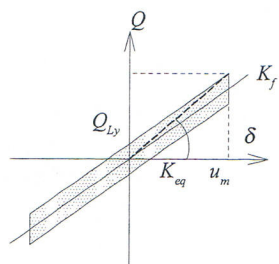


図 24 摩擦減衰モデル

テストベッドユニットを支持しているリニアスライダの摩擦減衰の影響を図 24 に示す履歴モデルより(3)式を用いて計算した値(式中の記号は図 24 中に示す)を理論式として示す。

$$h_{eq} \approx \frac{1}{4\pi} \left(\frac{\Delta W}{W} \right) \quad (3)$$

$$\begin{cases} \Delta W = 4u_m Q_{Ly} \\ W = \frac{1}{2} (K_f u_m^2 + Q_{Ly} u_m) \end{cases}$$

同図からわかるように、本実験の等価減衰はリニアスライダの摩擦減衰では説明ができ、等価減衰定数は大振幅時に小さく、小振幅時には大きくなるのがわかる。本試験フレームでの層間変形 $1/200$ (13.5mm) に対する等価減衰定数はおよそ 1.3% となる。

4-2. 慣性質量 - 積層配置実験

次に 2 台のテストベッドユニットを積層した状態で自由振動実験を行い、多層配置時の挙動を検討する。実験のセットアップは図 25 に示すように、テストベッドユニット最下部に 1 方向リニアスライダと積層ゴム(せん断剛性 1.0MN/m) をそれぞれ 2 台ずつ対角に配置する。この実験では積層配置時におけるテストベッドの慣性質量としての有効性、リニアスライダの摩擦抵抗の影響及び積層ゴムの剛性・減衰の影響を検討する。自由振動実験は並列配置実験と同様、上部のテストベッドユニットを並立した反力フレームと接続し、油圧ジャッキによって Y 方向に約 100kN の水平荷重で引っ張り、この水平荷重を瞬間的に解放することで行った。各層の荷重一

層間変形 δ_i 関係を図 26 に示す。荷重はテストベッドユニット上の加速度に各ユニットの質量($M=32t$)を乗じて求めた。荷重-変位関係は若干の履歴ループを描いており、減衰の影響がみられる。なお、層間変形は各層ユニット間に設置された変位計により測定しており、テストベッドユニット自身のせん断変形は無視するものと仮定している。図 27 に各層の Y 方向の層間変位の時刻歴を、図 28 に加速度の時刻歴を示す。また、同図中に各振動モードの減衰定数 h を 5% と仮定した 2 質点せん断系の応答理論値を示す。同図より、振幅の大きな範囲では、各層の変位応答はモードの重ねあわせによる理論値とほぼ一致している。ただし、並列試験結果と同様に、応答振幅が小さくなるに従い誤差が大きくなり、周期のずれもみられる。そこで前項と同様に等価減衰定数の評価を行う。積層実験の減衰は図 29 に示すように、リニアスライダの摩擦と積層ゴムの履歴によるものを合わせた減衰になっているものと考えられる。図 27 に示す 1 層部分の Y 方向変位時刻歴より、振幅ごとの減衰定数を評価し図 29 に示す。一方、図 30 に示すように、1 次振動モードにおいて、リニアスライダは剛塑性、積層ゴムは線形粘性減衰を有するものとして減衰評価を行う。水平剛性 K_{fi} は図 26 より 2.3MN/m とし、最大摩擦力 Q_{Lyi} は図 11 に示す性能確認実験より求めた減衰定数-平均片振幅関係より定める。リニアスライダの摩擦減衰による減衰定数 h_{Li} のみでは実験値と減衰定数が大きく異なるが、図 29 に示すように積層ゴムの減衰定数 h_R を約 0.04(1 個当たり 0.02)とし

て評価し、図 30 中の式により、等価減衰定数 h を h_L と h_R の双方を考慮して評価すると、等価減衰は約 5~10% となり、実験値と良く対応する。図 31、32 に X・Z 方向加速度時刻歴を示す。X 方向の加速度は Y 方向振動と対応した波形を示し、ユニットがねじれ応答をしていることがわかる。しかしながら、その値は Y 方向加速度の約 4% 以下と小さい。また、Z 方向加速度はさらにその半分程度の応答となっている。

5. 弾塑性単層架構震動台実験

最後に、単層並列配置自由振動実験と同様のセットアップを E-Defense 震動台上に設置して加振実験を行い、振動台実験用の汎用慣性質量装置としての性能、特性、並びに測定システムの信頼性を確認する。さらに試験フレームについても弾塑性挙動を呈するように設計したものを用い、実験の応答を解析で再現できるかを確認する。ここでは安定した弾塑性復元力を得るため、文献(6)~(11)で検討した梁端ダンパー付架構を採用する。

5-1. 梁端ダンパー架構システム

本実験に用いる梁端ダンパー架構システムは、建築計画上、従来のブレース型や間柱型の制振部材を付加できない中規模ビル向けに開発された制振構造システムのひとつである。例えば図 33 に示すように、片側コアを持つビルのコア部分の梁端接合部をスプリットティ接合として適用される。梁端接合部の上部スプリットティは床

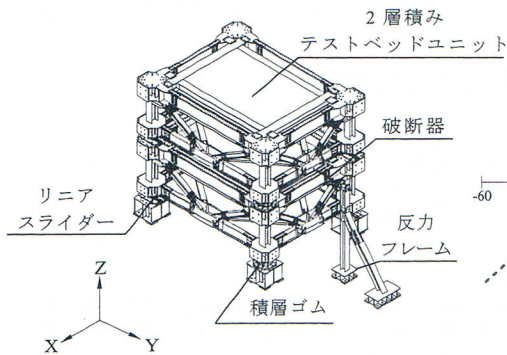


図 25 積層配置実験セットアップ

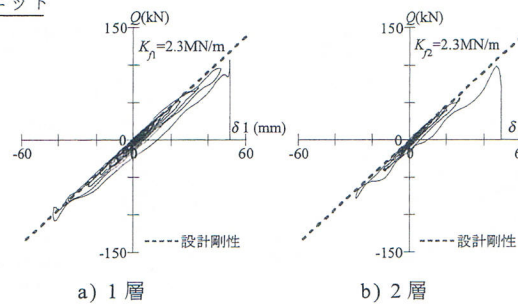


図 26 荷重 - 変位関係

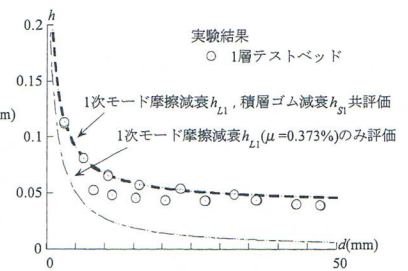


図 29 減衰定数 - 片振幅

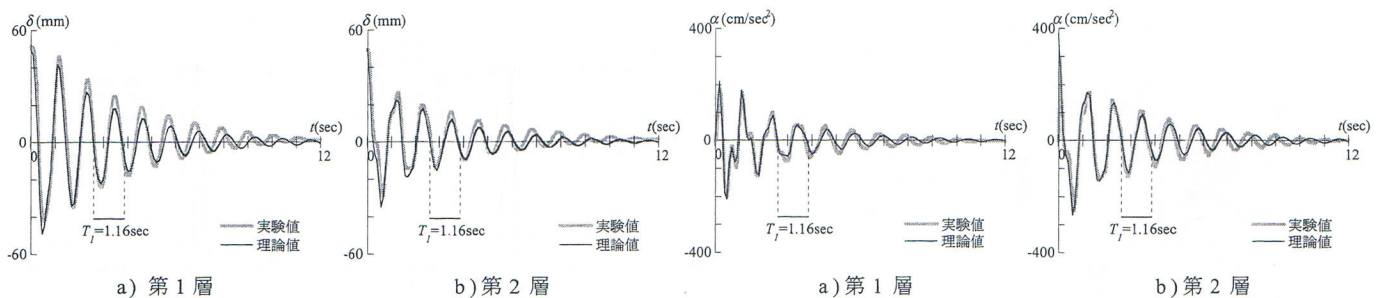


図 27 Y 方向層間変形時刻歴

図 28 Y 方向加速度時刻歴

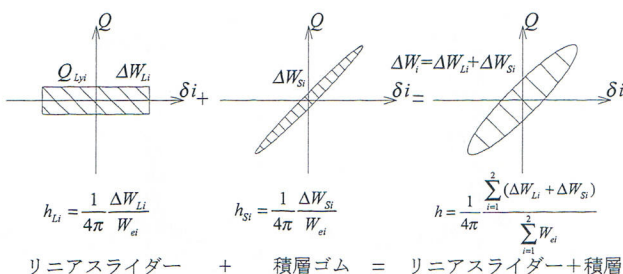


図 30 等価減衰モデル

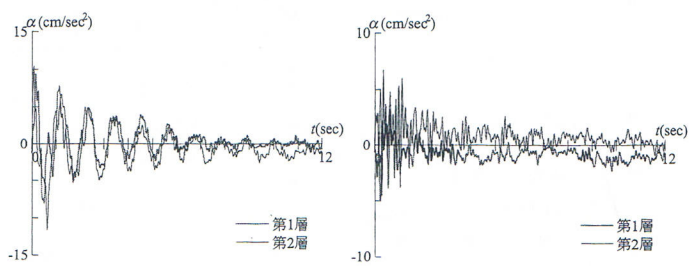


図 31 X 方向加速度時刻歴

図 32 Z 方向加速度時刻歴

スラブ内に埋め込まれるため、地震時には弾性にとどめて固定荷重・積載荷重などの鉛直力の支持を期待し（以後弾性STと呼ぶ）、この弾性STを中心に梁端部を回転変形させて下部スプリットティを塑性化させ（以後塑性化STと呼ぶ）、地震エネルギーの吸収を図る。地震時の損傷を塑性化STに集中させ、床荷重等は無損傷の弾性STが支持し続けられるため、地震後に塑性化STを取り換えることにより建物の継続使用が可能となる。なお、地震後の残留変形と特定層への損傷集中を回避するため、降伏変形角が大きく、想定入力に対して弾性限内に留まる架構を並列させることが望ましい（以後、柔架構と呼ぶ）。本システムは既に要素実験、部分架構実験など⁶⁾⁸⁾が実施されており、適用例も存在するが、振動台を用いた実験による性能確認は行われていない。

5-2. 試験フレームの設定

実験のセットアップ図を図34に示す。実験は単層並列配置実験と同様に試験フレームを並列した2台のテストベッドユニットで挟み込み、両者を4台のロードセルユニットに接続し、振動台を利用して実験を行う。試験フレームは図35に示すように1層2スパン架構であり、短スパン部分の梁端接合部に梁端ダンパーを付加し、長スパンの柔架構を並列させたものである。試験体はまず梁端ダンパーを付加した4層の建物を想定して設計し、この建物の1層部分の応答を再現できるように寸法を約70%に縮小して1層の試験フレームを設計した。試験フレームの固有周期（質量はテストベッドユニットを含めた値）は弾性時に0.36sec程度であり、ダンパー降伏

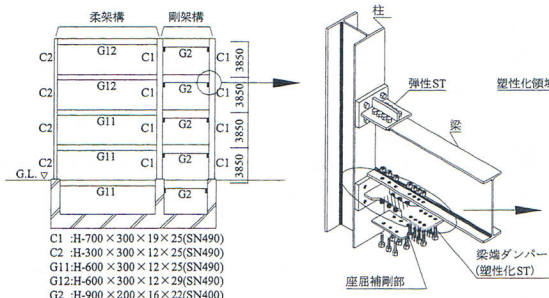


図33 梁端ダンパーフレームシステム

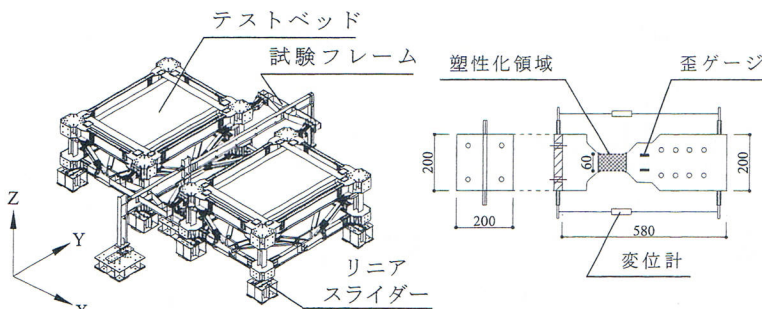


図34 セットアップ図

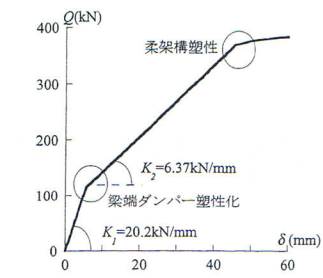


図37 復元力特性

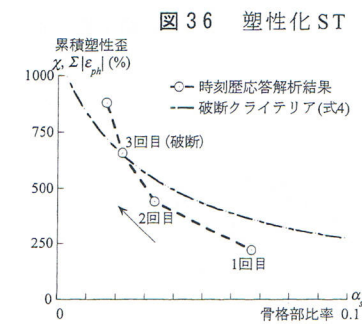


図39 梁端ダンパー破断回数予測

時は0.64sec程度となる。想定した4層建物の弾性固有周期は約0.7secであり、入力地震波の時間軸を0.5倍することにより、4層建物の1層部の応答を模擬する。また、本実験で用いる塑性化STには、図36に示すように2段ハンチを設け、弾性部に歪ゲージを貼付することで軸力の測定を試みる。

試験フレームの荷重-変形関係は図37に示すように、層間変形5mm（層間変形角約1/450）で梁端ダンパーが塑性化し、45mm（層間変形角約1/50）で柔架構が塑性化する。また、地震応答解析において想定した4層建物の1層部と本試験フレームでは、図38に示すように最大加速度応答が同等の値を示す。振動台実験では、弾性範囲（レベル1）、梁端ダンパーのみ塑性化する範囲（レベル2）、梁端ダンパー・柔架構が共に塑性化する範囲（レベル3）の3レベルで入力を行う。本実験では、梁端ダンパーのみが塑性化する範囲（レベル2）で塑性化STが破断するまで繰り返し地震波を入力する実験を行い、その後塑性化STを取り換えて柔架構も塑性化する範囲（レベル3）を入力して終局挙動を確認する。なお、塑性化STが破断するまでの地震波入力回数は、文献10)で検討した式(4)で表される破断回数 N_{sei} の評価式を用いてあらかじめ予測した。

$$\chi = \frac{1}{\alpha_s / 35 + (1 - \alpha_s) (\epsilon_{ph}^{0.754} / 903)} \quad (4)$$

ここで、 χ :累積塑性歪、 α_s :骨格部比率、 ϵ_{ph} :平均塑性片歪振幅であり、時刻歴応答解析結果より得られる値を用いる。事前解析の結果、図39に示すように梁端ダンパーはレベル2の地震波入力を3回

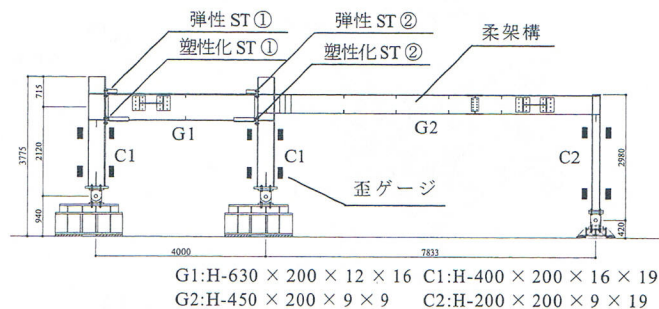


図35 試験フレーム

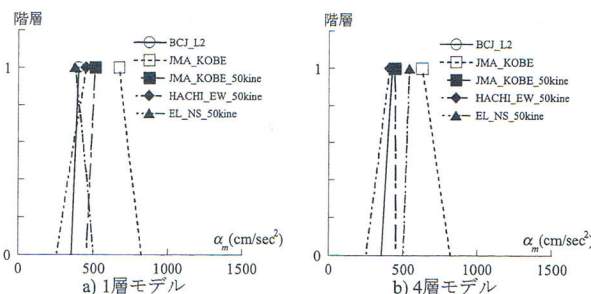


図38 1層-4層モデル最大加速度

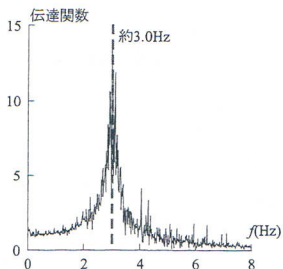


図40 Y方向伝達関数

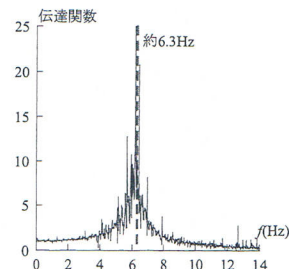


図41 X方向伝達関数

受けた時に破断することが予測される。

5-3. レベル1 振動台実験

まず、図34中のY方向及びX方向にそれぞれ目標加速度 100cm/sec^2 でホワイトノイズ($0.1 \sim 30\text{Hz}$)振動を与える。図40、図41にそれぞれY方向とX方向のテストベッド上加速度/振動台上加速度の伝達関数を示す。なお、図42、43に示すように、Y方向とX方向の加速度応答は自由振動実験と同様にテストベッドと試験フレームが一体となって挙動していることを確認した後、テストベッド上の加速度を用いて伝達関数を求めた。試験フレームのY方向の固有振動数は 3.0Hz (固有周期 0.33sec)、X方向の固有振動数は 6.3Hz (固有周期 0.16sec)程度であった。次に、Y方向に正弦波加振(正弦波3波、 150cm/sec^2 、 5Hz)を行い、試験フレーム弾性時の系の等価減衰定数を確認する。テストベッドと試験フレームのY方向変位は、図44に示すように同等の値を示している。ここで自由振動時の変位時刻歴を用い、試験フレームの水平剛性 K_f を図45に示す荷重-変位より $K_f=22.2\text{MN/m}$ として減衰定数の評価を行うと、図46に示すような振幅依存性を示し、振幅 $3 \sim 4\text{mm}$ で等価減衰定数は約 0.03 程度となる。これは、4-1で得られたリニアスライダの摩擦履歴による等価減衰とほぼ対応しているが、振幅 2mm 以上では $\mu=0.334\%$ の理論値よりやや高めに移行する傾向が出ており、試験フレーム自身の等価減衰が寄与しているものと考えられる。ただし、振幅が大きくなるにつれ、等価減衰は小さくなると考えられ、以後の解析は $h=0.02$ として行い、実験結果と比較する。

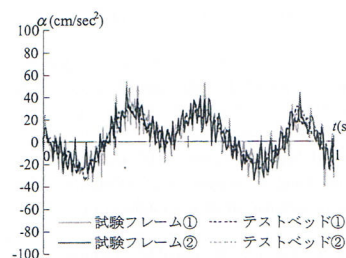


図42 Y方向加速度時刻歴

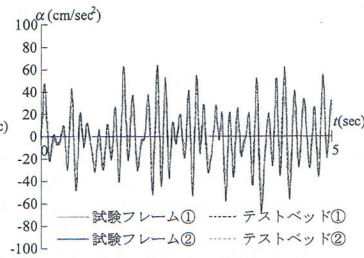


図43 X方向加速度時刻歴

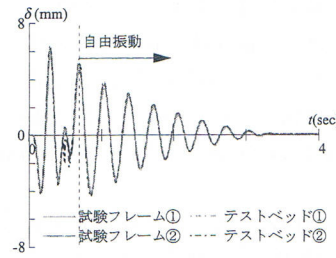


図44 Y方向変位時刻歴

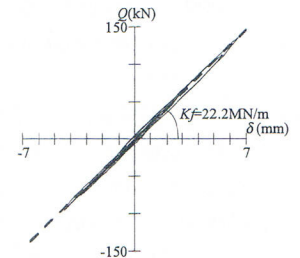


図45 荷重-変位関係

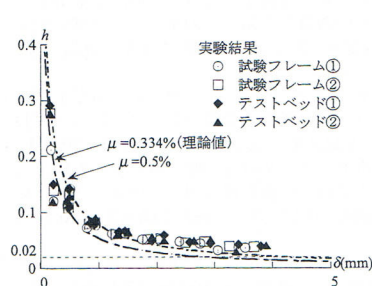
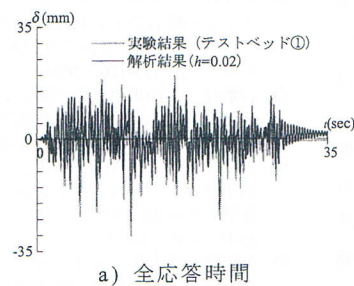
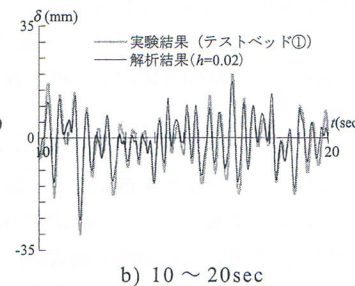


図46 減衰定数-片振幅



a) 全応答時間



b) 10～20sec

図47 Y方向変位時刻歴(レベル2)

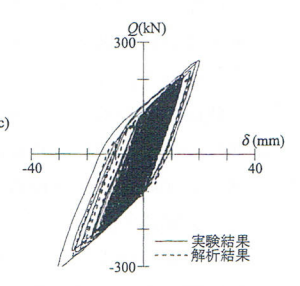
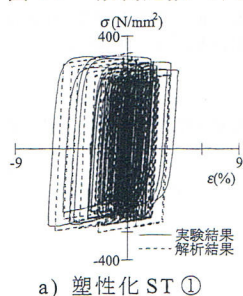
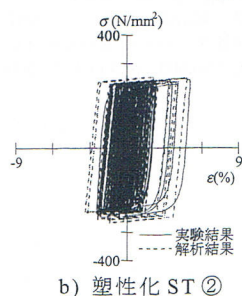


図48 荷重-変位関係(レベル2)



a) 塑性化ST①



b) 塑性化ST②

図49 塑性化ST履歴曲線(レベル2)

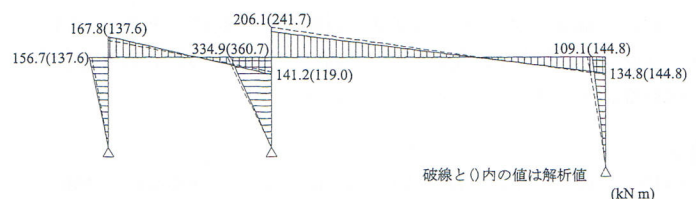


図50 最大変位時モーメント図(レベル2)

5-4. レベル2 振動台実験(BCJ-L2 地震波)

時間軸を $1/2$ とした BCJ-L2-100%($A_{max}=355.7\text{cm/s}^2$)加振実験の変位応答時刻歴を図47に示す。梁端ダンパーは(4)式で予測した通り、3回目の加振時に破断した。図中には、弾塑性フレームモデルによる解析値を合わせて示す。なお、フレームモデルは、梁端ダンパーの復元力を梁端に持ち、パネルゾーンのない単純線材モデルとし、梁高さはG1梁の中心線の位置とする。同図において、実験値と解析値は同等の値を示し、システムの解析結果は振動台実験結果を概ね再現できている。ただし、等価減衰の振幅依存性から振幅が小さい時には応答がやや小さくなる傾向が見られる。試験フレームの荷重-変位関係を図48に示す。荷重にはロードセルの値を用いている。ここでも、実験値と解析値は比較的良好な対応を示す。なお、振動台実験においては架構組立時に梁に 350kN 程度の初期引張軸力が導入されており、図16の様な個別のロードセルの弛緩は見られなかった。次いで、塑性化STの履歴曲線を図49に示す。縦軸は歪ゲージによって算出した軸力であり、横軸は図38に示した変位計の計測値である。なお、図中では梁の初期軸力を補正して示している。塑性化ST①・②共に実験値と解析値がほぼ対応した履歴ループを描いていることが確認できる。また、図50に示すように、柱梁に貼付した歪ゲージにより得られた試験フレームのモーメント分布についても、解析で得られた最大モーメントは実験値をほぼ再現できている。

5-5. レベル3 振動台実験(JMA-KOBE 地震波)

破断した塑性化STを取り換えた後に、時間軸を $1/2$ とした JMA-KOBE-100%($A_{max}=820.6\text{cm/s}^2$)加振実験を行った。弾性STを残した

状態での塑性化STの取り換えは容易であった。1回目の地震波加振中に塑性化ST①が破断し、最大変位は50mmに達したが、これは時刻歴応答解析による最大応答値と一致していることから、ダンパーによる応答低減効果は塑性化ST破断前に発揮されていると判断できる。塑性化ST①の破断とほぼ同時に弾性ST②の引張接合部のボルトが破断した。これは梁への軸力導入及び梁端回転に伴う離間により、引張ボルトが塑性化したことが主原因と考えられる。塑性化ST①破断までのY方向変位時刻歴波形を図51に、Y方向加速度時刻歴を図52に、Y方向荷重－変位関係を図53に、梁端ダンパーの履歴曲線を図54に示す。層間変形1/60に至るまでの弾塑性応答測定も解析値と概ね対応していることが確認できる。またダンパーの破断後もロードセル荷重値と柱の合計せん断力は良好一致を示している。したがって、テストベッドシステムを用いた振動台実験は試験フレームが塑性化、あるいは部分的に破断が生じた際にも有効に機能しており、ロードセルによる荷重計測や層間変形の計測も精度よく行えることが確認できた。

6. 結

大規模震動台用の汎用慣性質量装置を提案、具体化し、構成部材の性能実験、テストベッドユニットの性能実験、さらには試験フレームとして梁端ダンパー架構を対象とした振動台実験を実施した。得られた知見を以下に示す。

- (1) 提案した汎用慣性質量装置は、弾性フレームを対象とした単層並列配置実験、慣性質量装置のみの積層配置実験において平滑に可動し、ほぼ想定通りの動的特性を有することが確認された。慣性質量部の減衰定数は変位依存性を有しているが、ユニットを支持するリニアスライダの摩擦減衰並びに積層ゴム支承の粘性減衰により説明が可能である。なお、積層ゴムを用いない試験フレーム並列配置における減衰定数は、振幅10mm以上で2～3%以下である。
- (2) 試験フレーム－慣性質量装置間に設置されたロードセルにより、応答せん断力は架構の塑性化後も精度良く測定できることが確認できた。ただし接合部のガタや、試験フレームに導入される軸力の影響を最小化するための改良が望まれる。また、各実験において試験フレームと慣性質量ユニットはほぼ一体に応答しており、ユニット間に設置された層間変位測定装置も有効に機能していることが確認できた。
- (3) 既往の研究において提案された梁端ダンパー付架構を用いた振動台実験の結果、事前解析で予想された応答を概ね再現し得ることが確認できた。歪ゲージによる梁端ダンパーの直接軸力計測も有効に機能し、既往の研究で提案された破断予測式が、動的応答下でも有効であることが確認できた。また、繰り返し加振を受けて弾性STの引張接合部のボルトが破断し、この部位には余裕をもった設計が必要であることが明らかとなった。

なお、本論文で得られた知見は1層配置の実験にとどまっており、今後多層の加振実験を行うことにより、システムのさらなる有効性を確認する予定である。

謝 辞

本研究は、(独)防災科学技術研究所による「E-ディフェンスを活用した鋼構造建物実験研究」の実行部会(部会長:笠井和彦(東京工業大学))におけるテストベッドWG(主査:竹内徹(東京工業大学))の活動の成果である。WG委員の朝川剛氏(日建設計)、久保寺勲博士、黒川祐士氏(巴技研)の協力で謝意を表する。

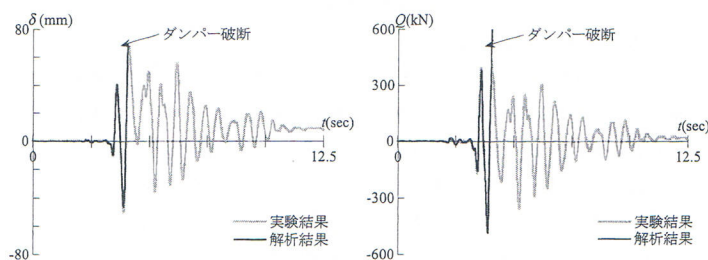


図51 Y方向変位時刻歴
(レベル3)

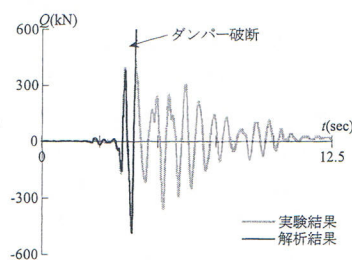


図52 Y方向加速度時刻歴
(レベル3)

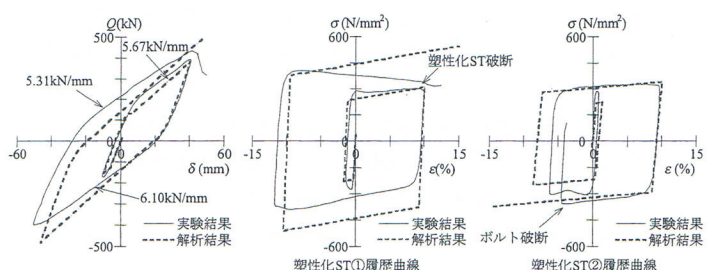


図53 荷重－変位関係
(レベル3)

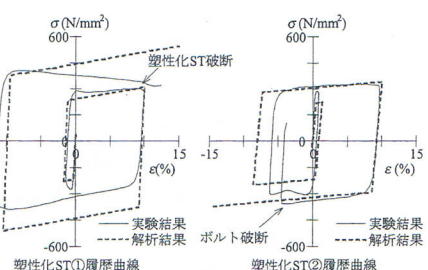


図54 塑性化ST履歴曲線
(レベル3)

参考文献

- 1) 多田英之, 高山峯夫ほか「Aseismic Isolatorに関する模型実験 (その6) 模型 Isoator 静的及び動的実験」日本建築学会九州支部研究報告, 第27号, 1983.3
- 2) 秋山宏, 山田哲, 箕輪親宏, 寺本隆幸, 大竹章夫, 矢部喜堂: 慣性加力装置を用いた構造要素の実大振動台実験方法, 日本建築学会構造系論文集, No.505, pp.139-146, 1998.3
- 3) 山口路夫, 山田哲, 前田泰史, 萩原みき, 竹内徹, 成川匡文, 中島正愛, 和田章: 振動台実験による部分骨組の耐震性能評価－制振ダンパーを組み込んだ鋼構造骨組の耐震性その2－, 日本建築学会構造系論文集, No.547, pp.153-160, 2001.9
- 4) R. Tremblay, N. Velev, S. Merzouq, C. Blais, M. Leclec, P. Leger, B. Massicotte, C. Rogers: Multi-purpose Earthquake Simulation Testing Set-up for Seismic Force Resisting Systems of Multi-story Buildings, Advances in Experimental Structural Engineering, ISBN4-901887-18-1, pp.533-540, 2005
- 5) S. Yamada, Y. Matsumoto, M. Yamaguchi, N. Ogawa, A. Wada and H. Akiyama (2002): Experimental Method Using the Inertial Loading Equipment by the Large Scale Shaking Table, ASME PVP 2002, vol.445-1, pp.61-66, 2002.7
- 6) 吉数祥一, 山田哲, 竹内徹, 鈴木一弁, 岡田健, 和田章: 損傷を梁端下フランジの接合要素に限定する新しい鋼構造骨組 その1 ウェブ塑性化スリットティを用いた柱梁接合部の実験, 日本建築学会構造系論文集, No.575, pp.113-120, 2004.1
- 7) 吉数祥一, 山田哲, 竹内徹, 鈴木一弁, 佐伯英一郎, 和田章: 損傷を梁端下フランジの接合要素に限定する新しい鋼構造骨組 その2 床スラブ付き架構の実験, 日本建築学会構造系論文集, No.585, pp.177-184, 2004.11
- 8) 吉数祥一, 上原大輔, 山田哲, 鈴木一弁, 佐伯英一郎, 和田章: 損傷を梁端下フランジの接合要素に限定する新しい鋼構造骨組 その3 スラブの影響とひび割れ損傷に着目した実験, 日本建築学会構造系論文集, No.595, pp.123-130, 2005.9
- 9) 竹内徹, 津曲敬, 鈴木一弁, 佐伯英一郎, 山田哲, 和田章: 梁端部に弾塑性ダンパーを有する制振構造の設計及び性能, 日本建築学会技術報告集, No.20, pp.125-130, 2004.12
- 10) 竹内徹, 調浩朗, 山田哲, 吉数祥一, 鈴木一弁, 佐伯英一郎, 和田章: 梁端弾塑性ダンパーの累積変形性能および損傷度評価, 日本建築学会構造系論文集, No.600, pp.115-122, 2006.2

(2008年7月10日原稿受理, 2008年8月18日採用決定)