

制振装置を含む木造軸組架構の構造性能評価

その2 履歴型制振装置の性能評価と応力解析

木造住宅 制振構造 履歴型ダンパー

正会員 佐藤利昭*1 同 青木拓哉*2 同 真崎雄一*3
同 井口道雄*4 同 永野正行*5

1. はじめに

前報(その1)では、粘弾性制振装置を含む軸組架構の性能を、静的解析モデルによる数値実験を通して検討した。本報(その2)では、新たに開発した履歴型制振装置の性能を検討するため、まず擬似動的加振実験の結果を基に装置の動的な性能を把握し、その結果を基に前報と同様に静的解析モデルを作成して装置各部の応力分布を検証した後、簡易な時刻歴応答計算を行い、制振装置のエネルギー吸収性能を検証した結果について述べる。

2. 履歴型制振装置の性能評価

2.1 履歴型制振装置の概要 履歴型制振装置は、前報の粘弾性制振装置と共通の部材構成を持つ装置で、粘弾性体にせん断変形を与える機構から、鋼材の曲げ変形による履歴減衰を期待した機構に制振金物を変更したものである。図1に履歴型制振装置の概要を示す。

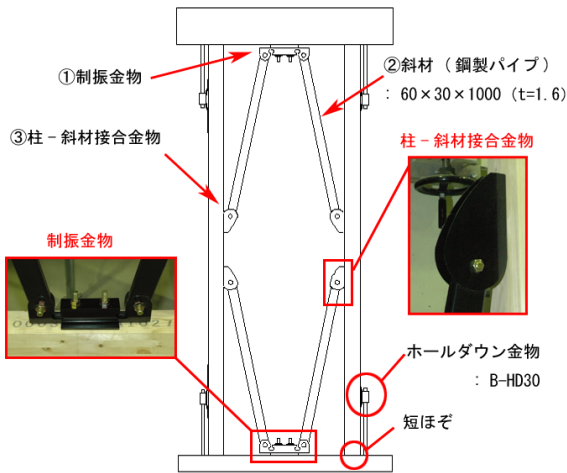


図1 履歴型制振装置を組み込んだ架構の概要図

2.2 擬似動的加振実験によるエネルギー吸収性能 図1に示した制振装置を含む1スパンの軸組架構を試験体とし、その頂部の横架材に高速アクチュエータを取り付け、擬似動的加振実験を実施した。試験体各部の仕様や加振方法は、前報と同様であるため割愛し、図2に試験結果として各目標層間変形角時の履歴曲線をまとめた結果を示す。

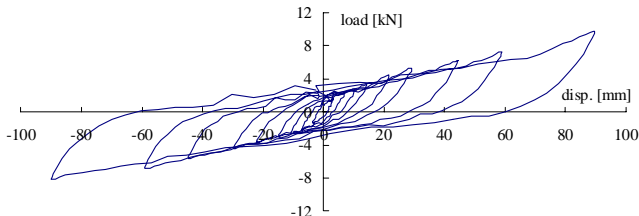


図2 履歴型制振装置の履歴曲線

図2より、本制振装置の履歴特性は、層間変形角 1/30 rad.時(約90 mm)に、若干のスリップ性状が認められるものの、概ね bi-linear 型の特性とみなすことができる。

ここで既報¹⁾を参照し、本制振装置(図3ではgvaと記す)と同様の条件下で実施した、たすき筋かいおよび構造用合板を取り付けた1スパンの軸組架構に対する試験結果より、目標層間変形角毎に1サイクル当たりのエネルギー吸収量を算定し、その結果を比較すると図3のようになる。

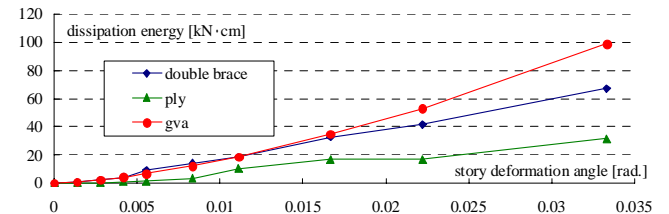


図3 1サイクルあたりのエネルギー吸収量

図3より、本装置のエネルギー吸収性能は、たすき筋かいと同等以上であることが確認されるが、図2の試験結果より本制振装置の壁倍率を概算的に求めると約2倍となるのに対し、たすき筋かいの壁倍率は4倍であり、本制振装置が効率的なエネルギー吸収を成すことが示唆される。

3. 応力解析モデルの構築と応力評価

3.1 応力解析モデルとその検証 図4(a)に履歴型制振装置を含む軸組架構の応力解析モデルを、図4(b)にモデルに設定した各軸方向ばねの特性を示す。柱-横架材接合部の特性は、その仕様が先と同様であるため、前報に示した特性をそのまま採用した。変更した制振金物の特性は、斜材-横架材接合部に軸方向ばねを設定して表すこととし、斜材のボルト孔近傍に生じる損傷もこのばねに代表させた。新たに設定した斜材-横架材接合部の軸方向ばねの特性は、先と同様にモデルの計算結果が試験結果と整合するように、収斂計算により同定したものである。

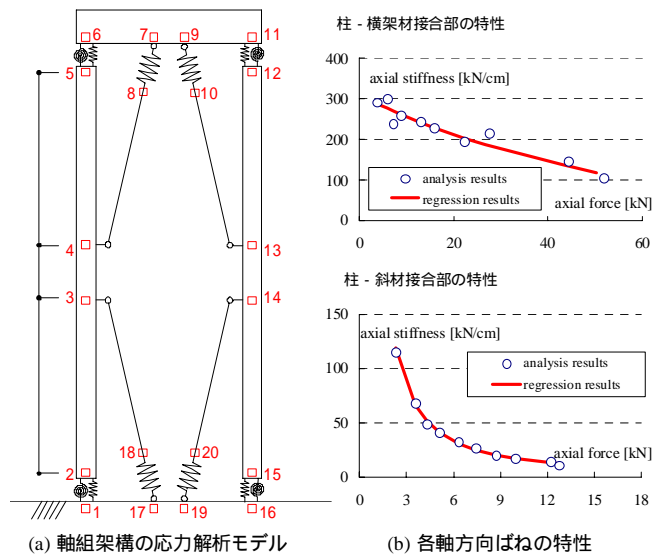


図4 履歴型制振装置を含む軸組架構の応力解析モデル

図5に、以上の設定に基づくモデルの計算結果と試験結果を比較した結果を示す。同図より、両者は精度良く対応しており、応力解析モデルの妥当性が認められる。

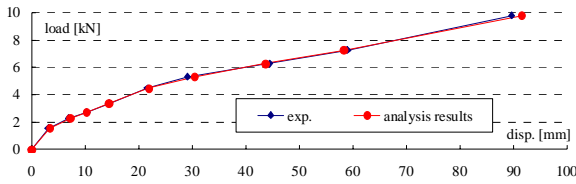


図5 骨格曲線による試験結果と計算結果の比較

3.2 斜材の取り付け位置による違い 本節では、前報と同様に、柱 - 斜材接合部の位置を変更した応力解析モデルを基に、制振装置の形状が履歴特性に与える影響を検討する。図6に試験時における斜材の取り付け位置(±0 cm)を基準に、その間隔を10 cm, 20 cm 離れたときの計算結果を、図7に計算結果のうち、最大荷重(9.78 kN)を入れたときの曲げモーメント分布の比較結果を示す。

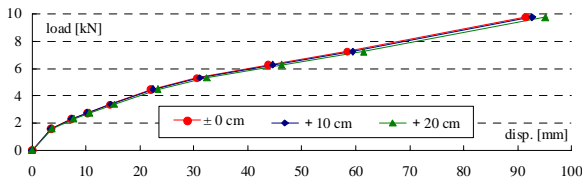


図6 斜材の取り付け位置による骨格曲線の違い

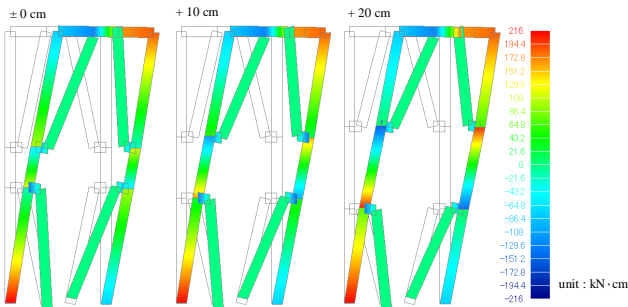


図7 斜材の取り付け位置による曲げモーメント分布の違い

図6より、履歴型制振装置において、斜材の取り付け位置の影響は、前報の粘弾性制振装置に比して小さいが、図7に示す曲げモーメント分布には、ほぼ同様の傾向が認められ、柱 - 斜材接合部の距離が離れるほど、その周辺に生じる曲げモーメントが増大することが分かる。

4. 地震応答解析による性能評価

4.1 検討概要と振動モデル 本制振装置のエネルギー吸収性能を検討するため、単純な建物を想定して地震応答解析を行う。想定する建物は、重い屋根を有する延べ面積80m²の平屋建ての木造住宅とし、その耐震要素を筋かいのみで構成した建物をモデル A、制振装置のみで構成した建物をモデル B と呼ぶ。想定した建物の地震力に対する必要壁量は12 m であり、これに1.5 倍の安全率を加味して、解析モデルが保有する壁量を18 m に設定する。

- *1: 東京大学大学院 博士課程, 工修
日本学術振興会 特別研究員 (DC)
- *2: 東京理科大学大学院 修士課程
- *3: (有) MASA 建築構造設計室 代表取締役
- *4: 東京理科大学 名誉教授, 工博
- *5: 東京理科大学 教授, 工博

モデル A, B の振動モデルは、ともに1 質点 - せん断系とし、せん断剛性をモデル A では bi-linear + slip 型²⁾、モデル B では bi-linear 型の復元力特性(図2 の履歴特性より決定)を用いる。図8 にモデルの概要と復元力特性の諸元を示す。なお、応答解析の入力には、El-Centro NS 成分, Taft EW 成分, JMA-Kobe NS 成分の位相特性を用いたレベル2 の告示波(以下, 告示 EL, TA, KO)を用いた。

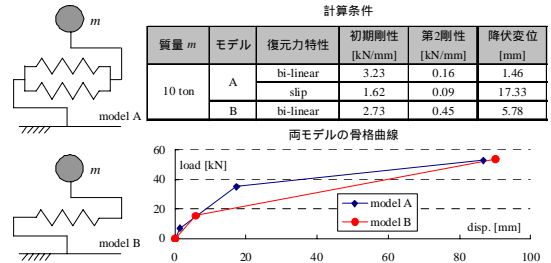


図8 振動モデルと復元力特性

4.2 制振効果の検討 図9 に応答解析結果の一例として、告示 EL 入力時の各モデルの履歴曲線を示す。

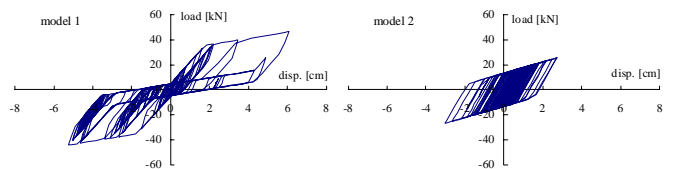


図9 地震応答時の履歴曲線の比較(告示 EL 入力時)

図9 のように各入力に対して得られた計算結果を表1 にまとめる。同表より、両モデルの入力エネルギーは殆ど等しいが、最大変位はモデル B が小さい傾向にあり、本装置が効率的にエネルギーを吸収していることが示唆される。

表1 応答計算結果のまとめ

モデル	最大層間変位 [cm]			入力エネルギー [kN·cm]		
	告示EL	告示TA	告示KO	告示EL	告示TA	告示KO
model A	6.06	7.15	4.39	1535	1687	877
model B	3.03	3.00	4.89	1415	1594	797

5. まとめ

本研究では、履歴型制振装置の性能を実験と解析の両面から検討した。得られた知見は以下の通りである。

- 1) 静的解析モデルに基づく検討の結果、履歴型制振装置を含む軸組架構では、斜材の取り付け位置の変化が、履歴性状に大きな影響を及ぼさないことが確認された。
- 2) 時刻歴応答計算に基づく検討により、本制振装置は効率的にエネルギーを吸収することが示唆された。

- 謝辞 - 本研究(その1, その2)は、GVA 友の会関係各位の多大な協力のもとに実施された。また、実験の実施にあたり、(株)住宅構造研究所より多くの便宜を戴いた。記して謝意を表します。

- 参考文献 -

- 1) 佐藤利昭他：木造軸組構法における制振構造の研究 実大試験結果に基づく構造要素特性の抽出, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), C1 (22154), PP307 ~ 308, 2006.9
 - 2) (社)日本建築構造技術者協会編：木造 建築構造の設計, 2004. 8
- Graduate Student, The University of Tokyo, M. Eng.
JSPS Research Fellow
Graduate Student, Tokyo University of Science
Director, Masa Architectural Design Bureau
Prof. Emeritus, Tokyo University of Science, Dr. Eng.
Prof., Tokyo University of Science, Dr. Eng.