

## フレームモデルを用いた ブロック型倒壊方向制御構造の挙動に関する解析的検討

小野寺 周<sup>1</sup>・豊岡 亮洋<sup>1</sup>・山田 聖治<sup>1</sup>・室野 剛隆<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 （公財）鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室  
（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

<sup>2</sup>正会員 （公財）鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター  
（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

### 1. はじめに

近年に発生した被害地震として、2011年の東北地方太平洋沖地震では、 $M_w9.0$ という従来の耐震設計では考慮されていなかった規模の地震動が構造物に作用した。また、2016年の熊本地震では同じ地域において震度7を2度観測し、道路橋の落橋等の甚大な被害が生じた。地震による土木構造物の万一の落橋等が及ぼす社会的影響の甚大さを鑑みると、前述したような耐震設計での想定を超えた地震動の作用に対しても、破滅的な被害を回避するための震前対策をハード・ソフトの両面から講じることが重要である。このような従来の土木構造物の設計では考慮されていない極大事象の発生に対する設計上の配慮として、危機耐性<sup>1)</sup>に関する議論が活発に行われている（例えば2)-4)）。

特に鉄道構造物においては、設計での想定を超える地震動に対しても構造物が落橋等の破滅的な被害に至らないような構造計画および構造形式とし、危機耐性を高めることが既に設計標準<sup>5)</sup>の中に盛り込まれている。そして、危機耐性の向上を実現する構造形式として、鉄道ラーメン高架橋の倒壊方向制御構造<sup>6)-8)</sup>を提案し、その実用化に向けた検討を進めている。

倒壊方向制御構造<sup>6)-8)</sup>とは、図-1に示すように、特定の方向への変形を拘束する倒壊方向制御デバイス（以下、デバイスと呼ぶ。）を取り付けることによって構造物の挙動に非対称性を与え、倒壊を特定の方向に誘導するものである。こうした構造形式は、構造物の倒壊に起因する人的被害発生回避や地震後における作業ヤードの確保等、安全性および復旧

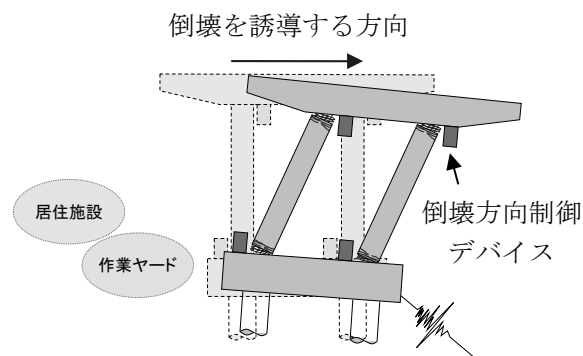
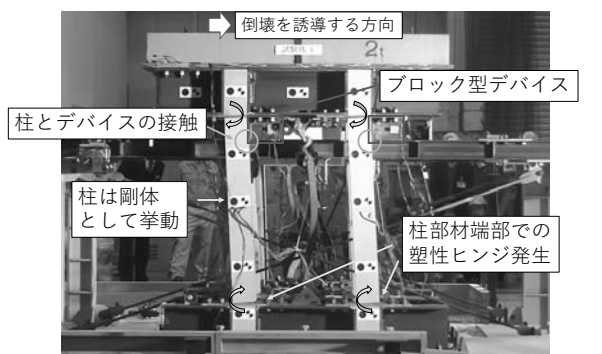


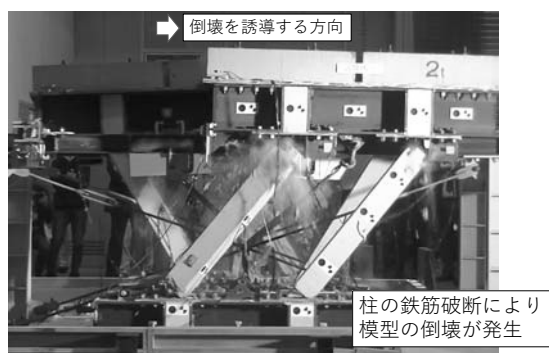
図-1 倒壊方向制御構造の概要

性を向上可能なものであり、既設、新設によらず適用が可能であると考えられる。倒壊方向の制御を実現するデバイスとして、これまでに柱基部にブロックを設置するブロック型、柱をワイヤーで拘束するワイヤー型の有効性が実験的に確認されている<sup>8)</sup>。また、ブロック型デバイスを用いた構造の耐力や変形性能について、静的載荷試験やFEM解析による検討<sup>9)-10)</sup>が行われている。ただし、構造物が倒壊に至る現象は複雑であり、デバイスの諸元や地震動の特性は構造物の応答に大きな影響を及ぼす。そのため、今後実用化に向けて検討を深度化させるためには、倒壊に至るまでの挙動を評価可能な解析法を構築しておく必要がある。

そこで本研究では、鉄道構造物の耐震設計で一般的に用いられるフレームモデルにより、ブロック型倒壊方向制御構造の動的挙動の再現を目的とした解析的検討を行う。



(a) 試番 S-2 (正弦波 2Hz・750gal)



(b) 試番 S-6 (正弦波 1Hz・750gal)

図-2 実験<sup>8)</sup>における模型の損傷状況

表-1 実験<sup>8)</sup>での加振条件

| 加振試番※ | 加振条件            |
|-------|-----------------|
| S-1   | 正弦波 2Hz-500gal  |
| S-2   | 正弦波 2Hz-750gal  |
| S-3   | 正弦波 2Hz-750gal  |
| S-4   | 正弦波 2Hz-1000gal |
| S-5   | 正弦波 2Hz-1500gal |
| S-6   | 正弦波 1Hz-750gal  |

※各試番の前にホワイトノイズ加振を実施

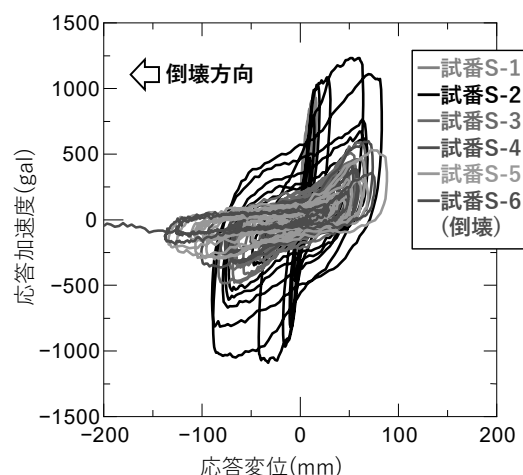


図-3 実験<sup>8)</sup>での模型天端の加速度－変位関係

## 2. 解析モデルの構築

### (1) 既往実験に基づくモデル化方針

既往の振動台実験<sup>8)</sup>では、図-2のように倒壊方向が左(L)側および右(R)側となるようにブロック型デバイスを設置した高架橋模型2体を同時加振した。その結果、図-2(b)に示すように、2体の模型がそれぞれ所定方向に倒壊することを確認している。本研究ではこのうち、L側に倒壊が生じた模型の挙動を対象として検討を進めた。

L側に倒壊した実験結果として、加振条件を表-1に示し、模型天端の応答加速度－応答変位関係の履歴を図-3に示す。実験では同一模型に対して、正弦波による段階加振(試番S-1～S-6)と各試番前のホワイトノイズ加振を実施している。図-3に示すように、加振試番によって模型の応答特性は著しく異なっており、損傷の進展に伴って応答加速度は低下し、応答変位は増加している。なお、実験では試番S-2(正弦波 2Hz・750gal)において初めてデバイスと柱が接触しており、試番S-6(正弦波 1Hz・750gal)において倒壊が生じた。

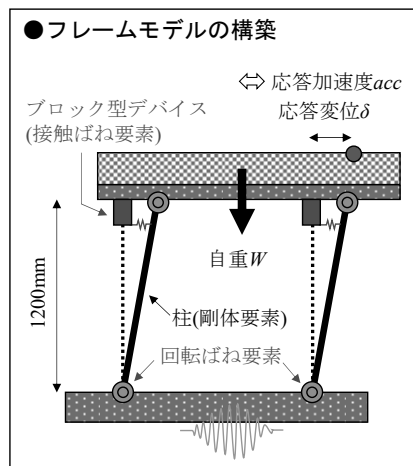
そこで以下では、フレームモデルでも模型の動的挙動が表現可能と考えられる条件として、模型が倒壊に至らない試番S-1～S-5を対象とした解析を行った。

ここで、本来は実験での条件と同様に、あるモデルに対して表-1の加振条件で連続的に応答解析を行い、損傷の累積を評価することが望ましい。しかし、図-3に示すように各試番での耐力低下が著しく、すべての試験ケースの挙動を単一のモデルで表現することは困難である。また、本検討では、柱とデバイスの接触により生じる応答の非対称性を表現することを目的としていることから、各試番開始前の剛性や非線形特性を個別に同定し、個別のモデルによる応答解析を計5ケース実施することで、模型が倒壊する直前までの動的挙動を試番毎に表現することとした。なお、各解析ケースの初期変位はいずれも0とし、前の試番による残留変位は引き継いでいない。

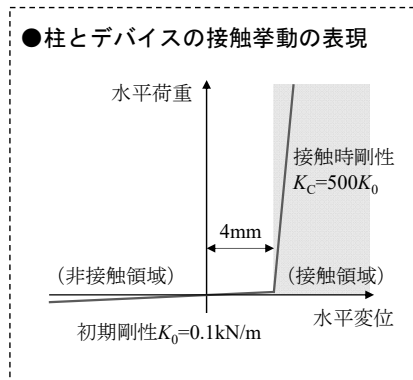
図-4に解析モデルの構築概要を示す。解析モデルは梁ばね要素から成る2次元のフレームモデルとした(図-4(a))。そして柱部材端部に回転ばね要素を設け、柱部材は剛体とすることで模型の挙動を表現した。これは、図-2に示すように、実験では柱部材端部のみに明確な塑性ヒンジが生じたためである。試番毎の解析モデルは後述する回転ばね要素の非線形特性のみが異なる。

### (2) 柱とデバイスの接触挙動の表現(図-4(b))

柱とデバイスの接触挙動については、ギャップを



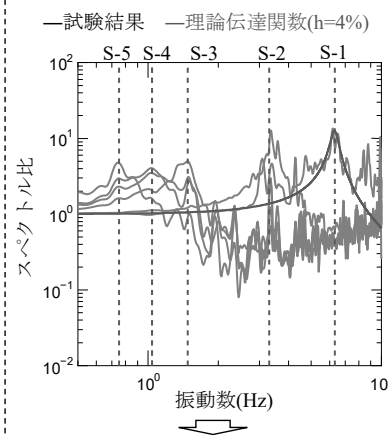
(a) フレームモデルの概要



(b) 接触ばねのモデル化

●減衰の設定

⇒ホワイトノイズ加振 (各試番の前)



●初期剛性の設定

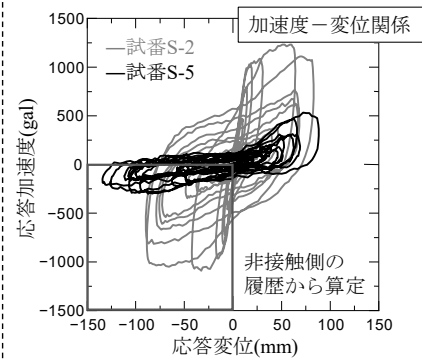
\*各試番のホワイトノイズ加振より  
同定した初期剛性

| 加振試番 | 初期剛性(固有振動数)         |
|------|---------------------|
| S-1  | 1520kN・m/rad(6.3Hz) |
| S-2  | 420kN・m/rad(3.3Hz)  |
| S-3  | 84kN・m/rad(1.5Hz)   |
| S-4  | 40kN・m/rad(1.0Hz)   |
| S-5  | 40kN・m/rad(1.0Hz)   |

(c) 減衰および剛性の設定

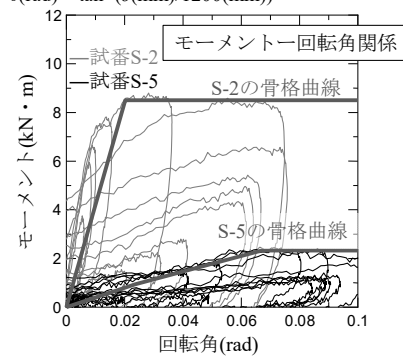
●柱の非線形特性の設定

⇒正弦波加振



\*柱1本あたりの抵抗モーメント $M$   
 $M(\text{kN} \cdot \text{m}) = acc(\text{m/s}^2) \times W(\text{tonf})/4 \times 0.6(\text{m})$

\*柱の回転角 $\theta$   
 $\theta(\text{rad}) = \tan^{-1}(\delta(\text{mm})/1200(\text{mm}))$



(d) 非線形特性の設定

図-4 解析モデルの構築概要

設けた弾性の接触ばねで表現した。実験においては、部材の損傷が一定程度進展してからデバイスが接触するように、柱とデバイスの間には4mmの遊間が設けられている。本検討においても同様に、4mmのギャップを設けることで遊間を表現した。接触時剛性は予備解析に基づき初期剛性の500倍(50kN/m)とした。

(3) 減衰の設定 (図-4(c))

減衰の設定として、まず、最初の試番 S-1 前のホワイトノイズ加振の結果から振動台～模型天端の変位の伝達関数を算定した。これに 1 自由度系の理論伝達関数をフィッティングさせることで減衰定数を同定した。同定した減衰定数は 4%である。この値を用いて、柱部材端部の回転ばね要素のみに対して要素別剛性比例型減衰を設定した。なお、減衰は各試番の解析モデルに対して共通して与えた。

(4) 柱の非線形特性の設定 (図-4(c), (d))

各試番前のホワイトノイズ加振の結果より、各試番の模型の固有振動数を同定した。そこから算定された剛性を回転ばね要素の初期剛性としてそれぞれ設定した。

続いて、正弦波加振から得られた模型天端の応答加速度—応答変位関係の履歴および模型寸法より、柱部材端部のモーメント—回転角 ( $M-\theta$ ) 関係の履歴を算定した。そして、柱とデバイスの接触が生じない変形方向での  $M-\theta$  関係の履歴を包絡するように折れ点を決定し、正負対称の骨格曲線を設定した。なお、加振中の部材の耐力低下を表現するために、履歴特性として野上ら<sup>11)</sup>の剛性低下モデルを用いた。耐力低下を表現する剛性低下係数  $\chi$  は実験と解析の履歴が一致するように定めた。

3. 応答解析による挙動の評価

前章で構築した各解析モデルに対して、各試番での入力波形を用いた個別の時刻歴応答解析を実施した。入力波形は表-1 に示される正弦波であり、ほぼ正負対称的な波形である。また、実験で倒壊が生じた L 側は、解析での応答変位負側に対応する。なお、デバイスの有無による挙動の違いを比較するために、柱とデバイスの接触ばねを取り除いた高架橋模型単体の解析も合わせて実施した。解析条件として、数値積分法は Newmark  $\beta$  法( $\beta=1/4$ )とした。時間

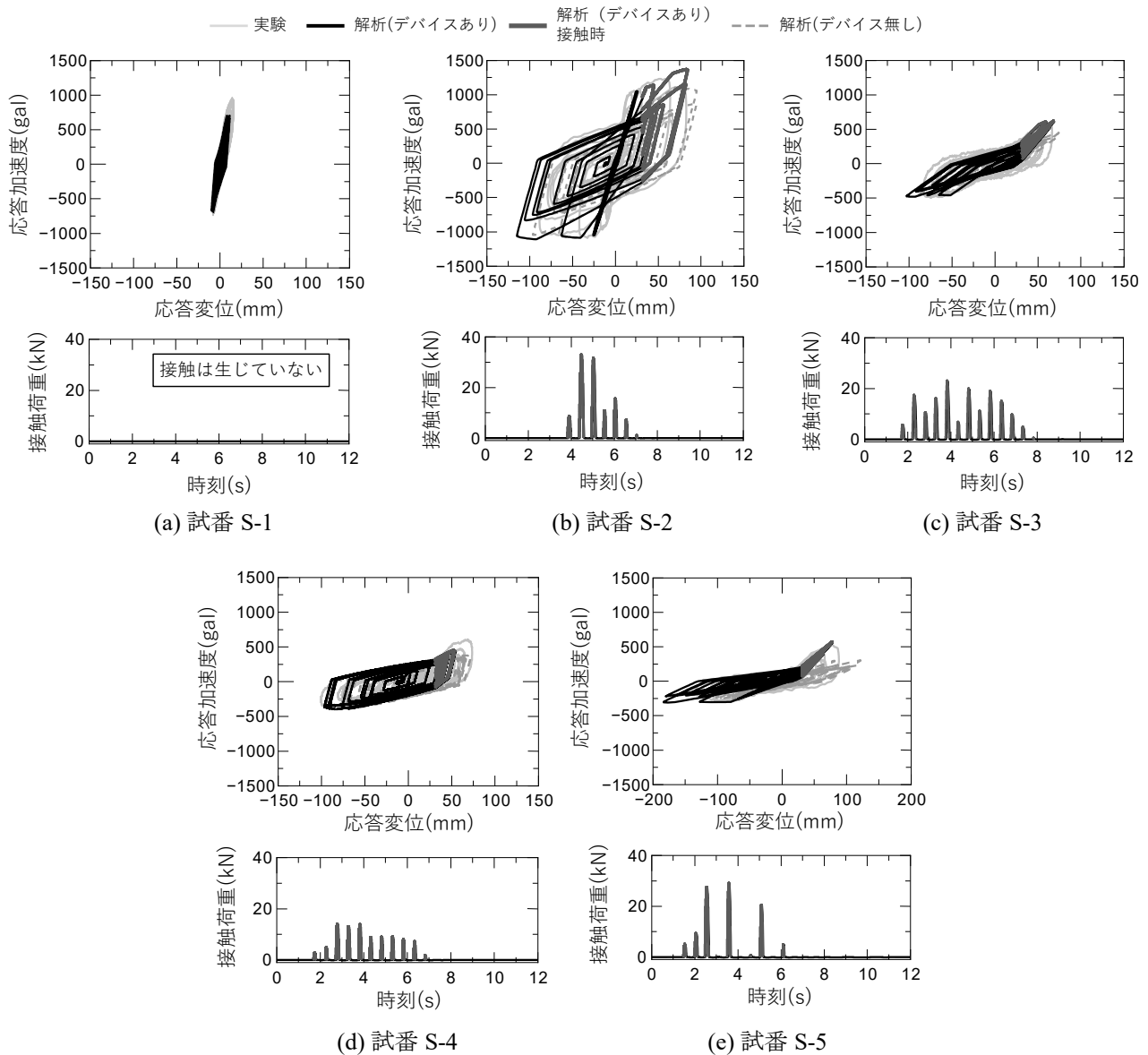


図-5 実験および解析結果の比較

刻みは接触挙動を取り扱うために 0.0001s とした。

各試番 S-1～S-5 における解析結果を図-5 および表-2 に示す。図-5 上段には各試番における模型天端の応答加速度－応答変位関係の履歴、図-5 下段にはデバイスを設けた解析結果として、接触ばねの水平荷重の時刻歴波形を示している。また、解析結果（デバイスあり）では、柱とデバイスの接触が生じた時刻の応答を強調して表示している。表-2 には各試番における実験、解析の最大応答値および正負の応答値の比率を示している。

まず、図-5(a)に示す試番 S-1 について、実験と解析の応答はいずれも正負対称的である。これは、実験と同様に解析でもデバイスと柱が接触していないためである（図-5(a)下段）。そのため、解析でのデバイスの有無による応答の違いは生じていない。

次の試番 S-2 について、図-5(b)より、実験と解析

のいずれでも応答に非対称性が生じている。実験ではこの試番でデバイスと柱が初めて接触しており、接触に伴う柱の変形拘束によって非対称性が生じている。解析でも、図-5(b)下段に示すように、デバイスと柱の接触が生じていることが確認できる。

非対称性の程度について整理すると、表-2 に示すように、実験における正負の最大応答値の差として、加速度は正側の方が 11%大きく、変位は負側の方が 8%大きい。一方、解析でも、柱とデバイスの接触が生じた際に加速度が増加していることが確認でき（図-5(b)上段）、加速度は正側の方が 22%、変位は負側の方が 35%大きい結果となった。このように、実験と同様に解析でも、柱とデバイスの接触ならびにそれに起因する応答の非対称性が確認できる。また、応答変位は倒壊を誘導した負側に累積している。

表-2 最大応答値および正負の非対称性

| 試番  | ケース         | 最大応答加速度(gal) |       |                  | 最大応答変位(mm) |       |                  |
|-----|-------------|--------------|-------|------------------|------------|-------|------------------|
|     |             | 正(R)側        | 負(L)側 | 非対称性※<br>(正側/負側) | 正(R)側      | 負(L)側 | 非対称性※<br>(負側/正側) |
| S-1 | 実験          | 966          | -742  | 1.30             | 16         | -9    | 0.56             |
|     | 解析 (デバイスあり) | 705          | -697  | 1.01             | 12         | -10   | 0.83             |
|     | 解析 (デバイス無し) | 706          | -697  | 1.01             | 12         | -10   | 0.83             |
| S-2 | 実験          | 1242         | -1089 | 1.11             | 83         | -90   | 1.08             |
|     | 解析 (デバイスあり) | 1359         | -1110 | 1.22             | 85         | -115  | 1.35             |
|     | 解析 (デバイス無し) | 1105         | -1092 | 1.01             | 95         | -96   | 1.01             |
| S-3 | 実験          | 597          | -498  | 1.20             | 67         | -83   | 1.24             |
|     | 解析 (デバイスあり) | 613          | -479  | 1.28             | 69         | -103  | 1.49             |
|     | 解析 (デバイス無し) | 456          | -458  | 1.00             | 74         | -88   | 1.19             |
| S-4 | 実験          | 609          | -370  | 1.65             | 74         | -101  | 1.36             |
|     | 解析 (デバイスあり) | 518          | -405  | 1.28             | 67         | -91   | 1.36             |
|     | 解析 (デバイス無し) | 379          | -389  | 0.97             | 72         | -77   | 1.07             |
| S-5 | 実験          | 540          | -321  | 1.68             | 88         | -134  | 1.52             |
|     | 解析 (デバイスあり) | 562          | -308  | 1.82             | 79         | -184  | 2.33             |
|     | 解析 (デバイス無し) | 301          | -299  | 1.01             | 122        | -103  | 0.84             |

※応答加速度は正側/負側、応答変位は負側/正側でそれぞれ比率を算定している

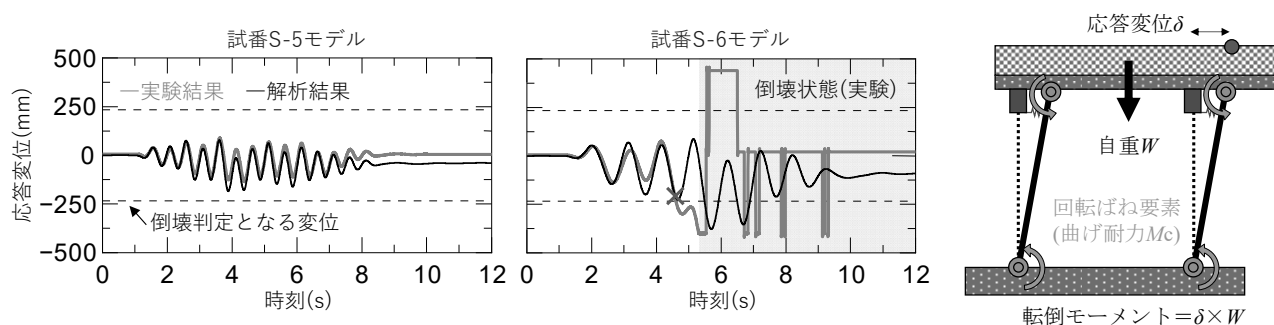


図-6 試番 S-6 における倒壊状態の判定結果

以降の試番 S-3～S-5 についても、解析結果（デバイスあり）では、実験と同様にデバイスと柱の接触が生じた結果、非対称な応答を示していることが分かる。また、損傷の進行に伴って特に応答変位の正負の非対称性の程度も大きくなっており、倒壊を誘導した左側に応答が累積している。そして、倒壊が生じる直前の試番 S-5 の解析では、最大応答変位は負側の方が 133% 大きい結果となった。試番の進行によるこれらの傾向は実験結果と同様である。なお、いずれの試番においてもデバイスが無い解析ケースの場合、その応答は対称的である。以上より、本検討で構築したフレームモデルによって、実験で生じたデバイスと柱の接触およびそれに起因する応答の非対称性が表現できることが確認できた。また、柱部材の損傷が進展する程、応答に生じる非対称性の程度は大きいことが示された。

#### 4. 数値解析による倒壊状態の判定

本検討での解析モデルによって、実験での非対称な挙動を再現できることが示された。そこで、実験で模型の倒壊が生じた試番 S-6（正弦波 1Hz・750gal）を対象として、2. と同様の方法で解析モデルを構築して応答解析を実施し、倒壊状態の評価について検討した。図-6 に試番 S-5 と S-6 に対する実験と解析の時刻歴応答変位を示す。

図-6 より、実験では試番 S-6 の時刻 5.3s 付近で応答が急変しており、この時点で倒壊が発生したと判断できる（図中ハッチング部分）。一方、解析では加振終了時刻まで計算上の発散等は生じていない。これは、本モデルでは部材の破断や P-Δ 効果等の非線形性をモデル化していないためである。

ここで、数値解析的に倒壊状態を判定する方法として、曲げ耐力と転倒モーメントに着目した評価を行う。すなわち、応答変位による転倒モーメントが柱部材の曲げ耐力を上回った場合に倒壊状態に至

ったと仮定する．その結果，解析では試番 S-5 までは上記判定による倒壊状態には至っておらず，試番 S-6 の 4.5s 付近で初めて転倒モーメントが曲げ耐力を上回っている（×印）．これは，実験で倒壊が生じた時刻とも概ね一致している．このことから，鉄道構造物の設計で一般的に用いられるフレームモデルにおいても，上記の評価法を組み合わせることで，構造物が倒壊に至るまでの挙動を追跡し，倒壊状態を判定可能であると考えられる．

## 5. おわりに

本研究では，既往のブロック型倒壊方向制御構造の振動台実験に基づき，フレームモデルによる応答解析によって動的挙動の評価を行った．本研究で得られた知見を以下にまとめる．

- 1) 実験の挙動を表現するモデルとして，柱部材端部に回転ばね要素を設けたフレームモデルを構築した．そして，実験結果から推定した正負対称の回転ばね要素（ $M-\theta$  関係）と柱-デバイスの接触を表現する接触ばね要素によって，実験で確認されたモデルの正負非対称な挙動を再現できることを示した．
- 2) 解析におけるモデルの非対称性について，応答加速度は柱とデバイスが接触した際に増加する．一方，応答変位は倒壊を誘導した方向に累積する．また，生じた非対称性の程度は部材の損傷が進展する程大きい．
- 3) 構築したモデルの柱部材の曲げ耐力と変形により生じる転倒モーメントを比較することで，実験の倒壊方向と解析で判定される倒壊方向は一致した．また，倒壊の発生時刻も概ね一致し，フレームモデルにおいても倒壊状態を判定できる可能性を示した．

今後は，一般的な鉄道構造物を対象とした動的解析によって，入力地震動の特性と応答の非対称性の関係について検討する．なお，本研究の一部は，国土交通省の鉄道技術開発費補助金を受けて実施した．

## 参考文献

- 1) 室野剛隆：巨大地震に備える－耐震設計と危機耐性，

土木学会誌，Vol. 100，No. 7，pp. 24-27，2015．

- 2) 野津厚，室野剛隆，本山紘希，本田利器：鉄道・港湾構造物の設計指針と「危機耐性」，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol. 72，No. 4，pp. I\_448-I\_458，2016．
- 3) 本田利器，秋山充良，片岡正次郎，高橋良和，野津厚，室野剛隆：「危機耐性」を考慮した耐震設計体系－試案構築にむけての考察－，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol. 72，No. 4，pp. I\_459-I\_472，2016．
- 4) 高橋良和，秋山充良，片岡正次郎，本田利器：国内外の道路橋の設計指針にみられる「危機耐性」の分析，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol. 72，No. 4，pp. I\_821-I\_830，2016．
- 5) 国土交通省鉄道局監修（公財）鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善出版，2012．
- 6) 齊藤正人，室野剛隆，本山紘希：地震時における構造物の倒壊に対する危機耐性機構の一考察，土木学会第70回年次学術講演会講演概要集，I-144，pp. 287-288，2015．
- 7) 小野寺周，日野篤志，室野剛隆：ラーメン高架橋における倒壊方向制御機構の有効性に関する基礎的検討，土木学会第72回年次学術講演会講演概要集，2017．
- 8) 豊岡亮洋，室野剛隆，齊藤正人：危機耐性を向上させる倒壊方向制御構造の振動台実験，第20回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 49-56，2017．
- 9) 豊岡亮洋，室野剛隆，小野寺周，布川博一：ブロック型倒壊方向制御構造に耐力評価のための静的載荷試験，土木学会第73回年次学術講演会概要集，2018．（投稿中）
- 10) 布川博一，豊岡亮洋，小野寺周，山田聖治，室野剛隆：ブロック型倒壊方向制御構造の耐荷機構に関する解析検討，土木学会第73回年次学術講演会概要集，2018．（投稿中）
- 11) 野上雄太，室野剛隆，佐藤勉：繰返しによる耐力低下を考慮したRC部材の履歴モデルの開発，鉄道総研報告，Vol. 22，No. 3，pp. 17-22，2008．