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評価

(公財)鉄道総合技術研究所 正会員 〇小野寺周 豊岡亮洋 山田聖治 室野剛隆

1. はじめに

危機耐性を向上させる目的として構造物の倒壊方向を制御する機構が提案され¹⁾, ブロック型およびワイヤー型 デバイスを用いた機構の有効性が実験的に確認されている²⁾. 一方, デバイスの設置による倒壊方向の制御メカニ ズムについては十分に解明されておらず, 今後, 実用化に向けて倒壊方向制御構造の解析的な挙動評価およびメカ ニズムの解明が必要となる.本研究では, ブロック型デバイスを用いた倒壊方向制御構造の挙動評価を目的とし, 振動台実験の結果に基づいた応答解析を実施する.

2. 検討方針および解析モデル

既往の倒壊方向制御構造模型に対する正弦波加振実 験²⁾の結果に基づき,解析モデルの構築および応答解析 を行った.解析モデルは梁ばね要素からなる2次元フレ ームモデルで構築した.ここで,実験では加振試番(S-1 ~S-6)によって模型の応答特性が著しく異なる(図 1). そこで,デバイスとの接触が生じた試番のうち,損傷が 小さい試番 S-2(正弦波 2Hz・750gal),倒壊が生じる直 前の試番 S-5(正弦波 2Hz・1500gal)の2ケースを個別 にモデル化した.そして,損傷程度が異なる場合にデバ イスが応答に及ぼす影響程度について検討した.

モデル構築について,実験では柱部材端部で塑性ヒンジが生じた(写真1)ことから,柱部材端部に回転ばね

(M-θ関係)を設けることで模型の挙動を表現した. 解析モデルの構築概要を図2に示す.まず,各試番前に 行ったホワイトノイズ加振から振動台~模型天端の変 位の伝達関数を算定し,回転ばねの初期剛性を同定した

(図2①).同定した初期剛性は試番S-2で420kN・m/rad, 試番S-5で40kN・m/radである.また,最初の試番S-1 前の結果から減衰定数を同定した.同定した減衰定数 (4%)より,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.続いて,正弦波加振の結果より,デバ イスとの接触が生じない方向でのM-θ関係の履歴を 包絡するように,正負対称の骨格曲線を決定した(図2 ②).また,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³)の剛性低下モデルを用いた.剛性低下係数χは実験と解析の履歴が一致するように定めた. 柱とデバイスの接触挙動については、ギャップを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、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. 応答解析による挙動評価

構築した解析モデルに対して,実験の入力波形を用いた時刻歴応答解析を実施した.数値解析には Newmark β法 (β=1/4)を用い,時間刻みは 0.0001s とした.各試番における解析結果を図3,図4 および表1 に示す.各図の上段は キーワード 倒壊方向制御,危機耐性,鉄道ラーメン高架橋 連絡先 〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター

-377

天端位置での加速度-変位関係の履歴,下段 は接触ばねの荷重-変位関係の履歴である. 図中には,デバイスが無い解析ケースの結果 も合わせて示す.

図3より、試番S-2 での応答の非対称性に ついて整理する.実験における正負の最大応 答値は加速度が正側で11%大きく、変位が負 側で8%大きい.一方,解析では,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、加速度は正側で22%、変 位は負側で35%大きく、実験と同様に非対称 性が生じている. 次に, 試番 S-5 について図 4 より、実験と解析の応答にはいずれも明確 な非対称性が生じている.実験での正負の最 大応答値は加速度が正側で68%、変位が負側 で52%大きく,解析では加速度が正側で82%, 変位が負側で 133%大きい. なお、両試番に おいてデバイスが無い場合、応答はほぼ対称 的である.以上より,解析結果は実験での応 答を再現できており、デバイスの設置によっ て非対称性が生じることが確認できた.また, 部材の損傷が進展する程,生じる非対称性の 程度は大きいことが示された.

1500 1500 加振試験 加振試験 デバイスあり 1000 1000 デバイスあり gal) gal) デバイスな 500 500 デバイスなし 応答加速度(応答加速度(0 C -500 -500 -1000 1000 -1500-1500150-100 -50 100 150 -200 -100 200 0 50 0 100 応答変位(mm) 応答変位(mm) 40 40 (kN) 荷重(kN) 柱とデバイスが接触 接触荷重(20 20 接触 0 0 0 2 4 6 8 10 12 0 2 4 8 10 12 。 時刻(s) 時刻(s) 図 3 試番 S-2 の結果 図 4 試番 S-5 の結果 表 1 最大応答値 最大加速度(gal) 最大変位(mm) 試番 評価対象 正側 負側 正側 負側 振動台実験 1242 -1089 83 -90 1359 試番S-2 解析(デバイスあり) -1110 85 -115 解析(デバイス無し) 1105 -109295 -96 振動台実験 540 -321 88 -134 562 試番S-5 解析(デバイスあり -308 79 -184 解析(デバイス無し) 301 -299 122 -103 試番S-5モデル 試番S-6モデル 500 実験結果 一解析結果 倒壊状態(実験) (mm) 250 錏 0 -250 ▶
倒壊判定となる変位 倒壊判定(解 -500 0 2 4 6 8 10 12 0 2 4 6 10 12

図5 試番 S-5 と S-6 の時刻歴応答変位

。 時刻(s)

4. 倒壊状態の評価方法に関する検討

上述したように、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, 試番 S-5の次の試番)を対象として、2.と同様に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5に試番 S-5のモデルと S-6のモデルでの時刻歴応答変位を示す.

時刻(s)

図5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-ム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一方法として,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-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おり(×印),実験で倒壊が生じた時刻と概ね一致している.これより,一般的に用いられるフレームモデルにおいても,上記の評価法により簡易的に倒壊状態を判定できる可能性が示唆された.

5. おわりに

ブロック型倒壊方向制御構造の振動台実験の結果に基づき応答解析を行い,基礎的な挙動評価を行った.その結 果,構築したフレームモデルにより,デバイスによる応答の非対称性が再現可能であり,その非対称性は部材の損 傷が進展する程大きいことを示した.また,本モデルにおいて曲げ耐力と転倒モーメントの比較により倒壊状態を 判定できる可能性を示した.今後は,一般的な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) 齊藤,室野,本山: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. 2) 豊岡,室野,齊藤: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, 2017.7 3) 野上,室野,佐藤: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, 2008.3