

## 地震時における動的不安定現象の発生に関する基礎的検討

九州大学大学院 学生会員 清水 晋作 九州大学大学院 フェロー 大塚 久哲  
北見工業大学 正会員 宮森 保紀 構造計画研究所 正会員 為広 尚起

## 1. はじめに

構造物,または構造物部に周期的変動軸力が作用する場合,面外の振動が増幅する動的不安定現象をパラメトリック励振といい,特に変動軸力の振動数と固有振動数の比が2:1のときを主不安定領域,1:1のときを副不安定領域と呼ぶ<sup>1)</sup>.近年の橋梁の耐震設計では,地震動や構造物の動的な特性を考慮することが重要視されており,また地震時の動的挙動中での座屈判定法についても提案がなされている<sup>2)</sup>.しかしながら,パラメトリック励振などの動的不安定現象に対する安全性評価は十分に行われていない.本研究では地震時のパラメトリック励振の発生の可能性を確認するための基礎的な検討として,単柱に対する振動実験と幾何学的非線形性を考慮した動的解析を行った.

## 2. 実験方法

供試体として長方形断面を有する鋼製単柱を用い,下端を固定し上端をヒンジとするモデルA,両端をヒンジとするモデルBの異なる境界条件を有するモデルで実験を行った.モデルAのヒンジ部分は供試体上端にボールベアリングを取り付けくぼみを設けた鋼板で支持した.モデルBのヒンジ部分は供試体をボールベアリングではさみ支持した.モデルA,Bの概観を図-1,供試体の諸元を表-1に示す.これらの供試体に対し,アクチュエータで周期的変動軸力を作用させる.各ケースにおいて最大軸力を変化させ,パラメトリック励振の主・副不安定領域を考慮し供試体の上端に固有振動数の2倍,1倍の振動数

を有するサイン波状の軸力をそれぞれ入力する.モデルAの実験ケースを表-2,モデルBの実験ケースを表-3に示す.異なる大きさの軸力を作用させ影響を調べるが,軸力により固有振動数が変化するため,まずスイープ波を供試体に入力し,パラメトリック励振が発生した時の卓越振動数をその荷重下での固有振動数としてサイン波の加振振動数を決定した.モデルAにスイープ波を入力した結果の一例として,最大軸力0.4kNの場合の供試体中央部の軸直角方向応答変位を図-2に示す.入力した軸力の振動数の推移を上軸に示す.6秒,25秒前後でパラメトリック励振が発生しており,6秒前後が副不安定領域,25秒前後が主不安定領域である.図-2では,4.5~6Hz,10~12Hzでパラメトリック励振が発生しており,他のケースと比較すると,作用させるスイープ波の軸力が大きいほど,パラメトリック励振が発生する振動数の範囲が拡大することが確認できた.以上のようにして,各軸力に対してパラメトリック励振が発生する振動数の周期的軸力を各モデルに対して作用させて実験を行った.

## 3. 解析方法

解析においてパラメトリック励振は剛性項に主・副不安定領域の周期的成分が含まれることで発生する.幾何学的非線形性を考慮することで軸力が幾何剛性に反映され,周期的軸力が作用する場合,パラメトリック励振が考慮できる.

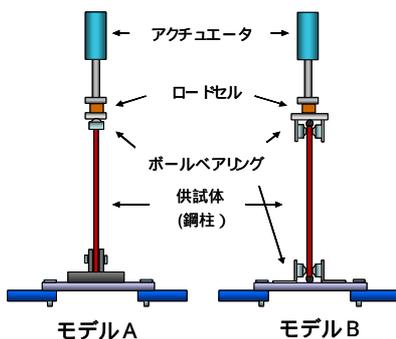


図-1 供試体概観

表-1 供試体諸元

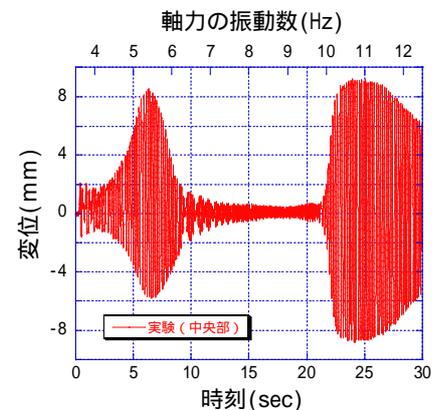
		モデルA	モデルB
両端の固定条件		固定×ヒンジ	ヒンジ×ヒンジ
鋼材寸法(mm)		4.5×38×1400	
ボールベアリング高さ(mm)		40	
固有振動数(Hz)	実験	7.14	5.37
	解析		

表-2 実験・解析ケース(モデルA)

ケース	軸力振幅(kN)	座屈荷重に対する倍率	加振振動数(Hz)	目標不安定領域
1	0.06	0.1	14.31	主
2			7.16	副
3			13.45	主
4	0.2	0.3	6.73	副
5			12.20	主
6	0.3	0.5	6.10	副
7			11.17	主
8	0.4	0.7	5.58	副
9			10.07	主
10	0.5	0.85	5.04	副

表-3 実験・解析ケース(モデルB)

ケース	軸力振幅(kN)	座屈荷重に対する倍率	加振振動数(Hz)	目標不安定領域
1	0.10	0.35	10.00	主
2			5.00	副
3	0.15	0.50	9.28	主
4			4.64	副
5			8.66	主
6	0.20	0.65	4.33	副
7			6.47	主
8	0.25	0.85	3.24	副

図-2 モデルAの時刻歴応答変位  
(軸力振幅0.4kNのスイープ波入力時)

キーワード パラメトリック励振,幾何学的非線形性,動的不安定現象,耐震設計

連絡先 〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1 九州大学大学院 工学研究院建設デザイン部門 092-642-3266

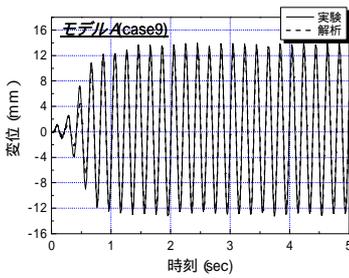


図-3 時刻歴応答変位

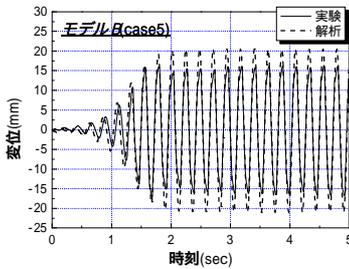
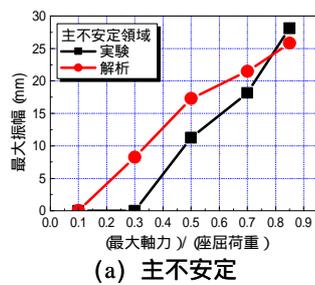
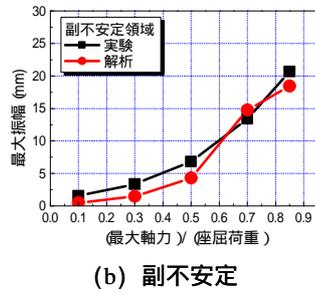


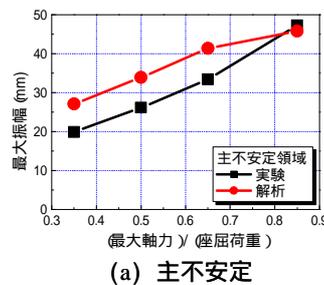
図-4 時刻歴応答変位



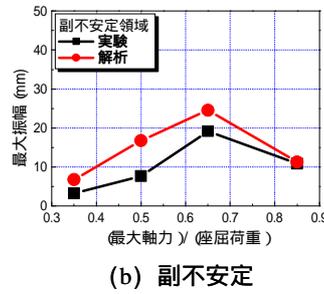
(a) 主不安定



(b) 副不安定



(a) 主不安定



(b) 副不安定

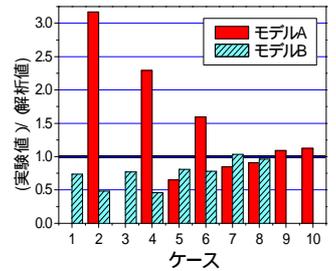
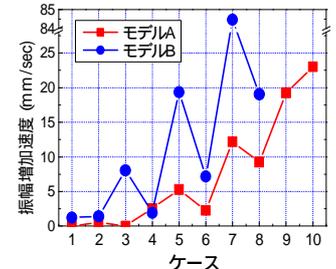
図-7 解析値に対する  
実験値の倍率

図-8 振幅増加速度

供試体をはり要素としてモデル化し、実験同様に周期的変動軸力を入力して時刻歴応答解析を行う。解析も実験同様のモデルに対して行うが、解析モデルの要素数は40要素に分割し、治具の剛性を考慮してモデルAの固定部、モデルBのヒンジ部には回転バネを用いた。また、実験供試体の初期たわみを事前に測定し解析で考慮した。固有振動解析の結果を表-1に示す。

実験同様、モデルA,Bにそれぞれ表-2、表-3の軸力を入力して幾何学的非線形性と材料非線形性を考慮した動的複合非線形解析を行った。動的解析は汎用構造解析コードRESP-Tを使用した。数値積分法はNewmark法（ $\gamma = 1/4$ ）、減衰はRayleigh減衰を用い、積分時間間隔を0.0002秒とした。

#### 4. 実験と解析の結果

結果の一例として、座屈荷重の0.85倍の軸力が作用するモデルAのケース9、0.65倍の軸力が作用するモデルBのケース5の供試体中央部の時刻歴応答変位をそれぞれ図-3、図-4に示す。図-3では実験・解析ともに加振直後から変位が急激に増幅し定常状態となり、実験値と解析値の振幅はほぼ一致していることが分かる。図-4においても、実験・解析ともに加振直後から変位が増幅し定常状態となっている。定常状態での振幅は異なるが、加振直後から振幅が増加する傾向はほぼ一致している。

モデルA、Bの各加振ケースについて供試体中央部における変位の最大振幅を図-5、6に示す。(a)は奇数のケースである主不安定領域、(b)は偶数のケースである副不安定領域の最大振幅を示している。図-5の(a)において、倍率が0.3であるケース3では実験でパラメトリック励振が発生しなかったために顕著な差が生じたものの、最大軸力に比例して応答が大きくなる傾向は一致している。図-

5の(b)、図-6においても同様の傾向を示している。

図-7に解析値に対する実験値の倍率を示す。図-7では軸力が大きいと実験値と解析値の差が小さくなっていることが確認できる。これは荷重が大きいとパラメトリック励振が発生する加振振動数の範囲が広がり、微小な条件の違いの影響が少なくなり、実験と解析の整合性が高くなるためだと考えられる。

実験において、定常状態での供試体中央部の振幅を定常状態になるまで要した時間で除した振幅増加速度を図-8に示す。モデルA、Bともに軸力が大きいケース程、振幅増加速度が大きい値を示している。地震時に瞬間的にもパラメトリック励振が発生した場合、作用する軸力が大きいと急激に応答が増大し構造物に悪影響を及ぼす可能性があると考えられる。なお、本研究の解析と実験においては、いずれのケースにおいても供試体の応力-ひずみ関係は弾性範囲内であった。

#### 5. まとめ

従来、耐震設計において認識されていない振動問題であるパラメトリック励振について、実験と幾何学的非線形性を考慮した解析を行った結果、双方で現象の発生を確認できた。また、解析と実験の比較から、軸力が大きい領域で同程度の応答変位が得られた。今後、アーチ橋などの実構造物に地震波を入力しパラメトリック励振が発生するか、発生するならばどの程度問題となるかなどの検討を行っていく予定である。

#### 参考文献

- 1) Bolotin.v.v.:弾性系の動的安定, コロナ社, 1972.
- 2) 為広尚起, 大塚久哲:動的複合非線形解析による長大アーチ橋の座屈照査方法に関する考察, 第5回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp99-104,202.