

地震時の構造不安定現象に関する実験および解析的研究

Experimental and analytical studies on structural instabilities during an earthquake

大塚 久哲*, 為廣 尚起**, 宮森 保紀***, 藤井 義法****, 清水 晋作*****

Hisanori Otsuka*, Naoyuki Tamehiro**, Yasunori Mliyamori***, Yoshinori Fujii**** and Shinsaku Shimizu*****

*工博 九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

**株式会社構造計画研究所 耐震技術部 (〒164-0011 東京都中野区中央 4-5-3)

***工博 北見工業大学助教授 土木開発工学科 (〒090-8507 北海道北見市公園町 165)

****新日本製鐵株式会社 (〒100-0001 東京都千代田区大手町 2-6-3)

*****九州大学大学院工学府建設システム工学専攻 修士課程 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

Although instability problems of structures haven't been discussed enough, they are often concerned on design stages. Besides the static instability for which the analytical estimation methods are already established, we focus on dynamic instabilities.

Experimental and analytical investigations for dynamic instability phenomena were performed, aiming the proposal of practical and rational estimation methods for them. It had to be recognized that just mixed (material and geometrical) non-linear time history analyses could provide little quantitative information about instability and sometimes overlooked critical points. So the additional investigations with repeated eigen analyses in a mixed non-linear time history analysis were also carried out. Consequently, the effectiveness of buckling eigen values for buckling in a dynamic action was verified in the viewpoint of quantitative judgment and catching the portent.

Furthermore a large arch bridge was analyzed by this method and its effectiveness and reasonability were demonstrated.

Key Words: dynamic structural instability, buckling eigen value, resonance, shaking table test.

キーワード: 動的構造不安定, 座屈固有値, 励振, 振動台実験

1. はじめに

長大スパンや高ライズ,あるいは部分的にスレンダーな箇所を有する橋梁では,しばしば座屈等の構造不安定の可能性が懸念される.その懸念は常時や活荷重時から地震時,強風時に及ぶ場合もある.しかしながら,これらのための照査条件や手法は必ずしも一般化しておらず,各状況下における構造全体系の不安定に関する情報は十分に蓄積されていない.したがって,そもそも懸念自体が曖昧と言わざるを得ず,懸念されるべき状況でなされない,あるいはその逆のことが行われている可能性もある.

静的荷重下における構造不安定は,極限点を越えた場合や分岐釣合経路に入った場合をも含め,座屈と総称できよう.常時や活荷重時など,静的荷重の設定に十分な合理性がある場合には,ほぼ確立された座屈検討手法が適用可能になっている.制御法としての弧長増分法,定式化としての修正ラグランジェ法等による,複合非線形(材料非線形と幾何学的非線形を同時に考慮した)静的増分解析¹⁾がそれにあたる.この場合,設定された荷重に対する座屈点

の荷重倍率を性能指標とすることができる.

一方,構造物の動的挙動中の不安定には,本質的に異なる複数タイプの現象がある.橋梁に関連が深いものとしては,保存力によるダイバージェンス(発散)系現象や,非保存力によるフラッター(共振・励振)系現象等が挙げられる²⁾³⁾.また,それらの原因となる動的外乱も地震・風・車両通行・歩行・機械等多岐に渡っているが,各々に対する評価手法は静的問題と比較して整備が進んでいない.

筆者らはこれまで,橋梁の耐震問題を中心に取り組みをしてきたが⁴⁾,その間に「地震時に座屈しないのか?」という懸念を幾度か耳にしてきた.この経緯から,それら多岐に渡る動的な構造不安定現象の中でも,特に橋梁の地震時挙動に関連するものに関心を持った.

従来,地震時の構造不安定は複合非線形動的解析によって主に定性的に検討されてきた.すなわち,動的解析プロセスが過激な応答や未収束による発散を経験せずに安定に終了することを以って,構造物は当該地震動に対して安定性を確保できるとみなされてきたのである.しかし筆者らは,この照査手順について次の二つの疑問を持った.

- 1) 複数タイプの現象がある動的な構造不安定をこの手順で網羅しているのか(見落とす可能性はないのか)。
- 2) 定性的評価のみでは、十分余裕があって不安定に陥らなかったのか否かが明らかにできない。何らかの性能指標による定量評価が必要ではないのか。

これらを出発点として、筆者らは合理的な地震時構造不安定の評価方法に関する研究を進め、動的挙動中の座屈については既報で評価手法の提案を行った(関連の既往研究と併せて3章で述べる)。本論文では、その際に課題としていた、提案手法による解析と動の実験との対比を明示し、これを基に、提案手法の有効性や他手法に対する優位性、座屈以外の現象も含めた適用性等を考察する。

2. 検討対象とする地震時構造不安定現象

まず、今回検討対象とする現象の絞り込みを行った。

第一には前述した「地震時の座屈」である。これを静的な水平荷重によって照査している事例もあるが^{5) 6)}、座屈が懸念される冒頭に述べたような特徴を有する橋梁は、地震時の挙動が複雑になるため、動的解析を用いた耐震設計法の適用対象となるものが多い⁷⁾。着目点が座屈であっても同様に考えるべきであろう。動的挙動中に発生する座屈はダイバージェンス系の現象と見えるが、原因である地震動を保存力とみなせるのかという疑問は残る。

他方、別タイプの検討対象として着目したのが「パラメトリック励振」である。一般的には、直線部材が動的な軸方向荷重を受ける際、その加振が特定の振動数帯に及ぶと、軸方向振動ではなく横たわみ振動が増大し始める現象として知られ、フラッター系現象に分類される^{2) 3)}。橋梁の現象としては、斜張橋のケーブルに部分挙動として発生する事例⁸⁾が示されている他、阪神大震災時のピルツ橋倒壊に全体挙動として関与した可能性も指摘されている⁹⁾。

以上のふたつの地震時構造不安定現象を題材として、それぞれ下記の順序で検討を行うこととした。

- 1) 動の実験によって実際に現象を発生させる。
- 2) 複合非線形動的解析によってその現象の再現を試み、見落としの可能性を検証する。
- 3) 見落としを補う数値指標による不安定現象発生判定と、発生点への接近を定量評価する手法を検証する。
- 4) 同手法の実橋規模のデータへの適用性を確認する。

3. 各種固有値を用いた評価

前章で述べた3)では動的構造不安定の定量評価指標が必要になる。ダイバージェンスあるいは動的挙動中の座屈に対しては、以下に示す瞬間の各種固有値を用いる(複合非線形動的解析の各時刻ステップに固有値解析を繰り返し挿入する)評価手法の提案がいくつかなされている。

1) 振動固有値 ω^2

$([K_m] + [K_g] - \omega^2 [M]) \{u\} = \{0\}$ (1)
 $[K_m]$: 瞬間の材料剛性マトリックス, $[K_g]$: 瞬間の幾何剛性マトリックス, $[M]$: 質量マトリックス, ω : 固有円振

動数, $\{u\}$: 振動モードベクトル。

2) 標準固有値 λ_s

$([K_m] + [K_g]) \{u\} = \lambda_s \{u\}$ (2)
 $[K_m]$: 瞬間の材料剛性マトリックス, $[K_g]$: 瞬間の幾何剛性マトリックス, λ_s : 標準固有値, $\{u\}$: モードベクトル。

3) 座屈固有値(増分形) λ_b

$([{}_p K_m] + [{}_p K_g] + \lambda_b [\Delta K_g]) \{u\} = \{0\}$ (3)
 $[{}_p K_m]$: 前 STEP 平衡点の材料剛性マトリックス, $[{}_p K_g]$: 前 STEP 平衡点の幾何剛性マトリックス, $[\Delta K_g]$: 現 STEP の初期増分応力による幾何剛性の増分係数, λ_b : 座屈固有値, $\{u\}$: 座屈モードベクトル。

式(1), (2)は幾何剛性を含む点を除けば、一般的によく知られた固有方程式である。式(3)は通常、静的増分解析において、2つの連続する増分ステップの中間に存在する特異点($\det([K_m] + [K_g]) = 0$ の成立点)を検出し、座屈モードを得るために用いられるものである¹⁰⁾(図-1)。静的解析では通常、実際に座屈が発生するまで荷重を漸次増幅させる。式(3)は接線剛性マトリックスのデタミナント値の符号(+/-)の変化によって、特異点の存在が明らかになった時点でのみ適用される。

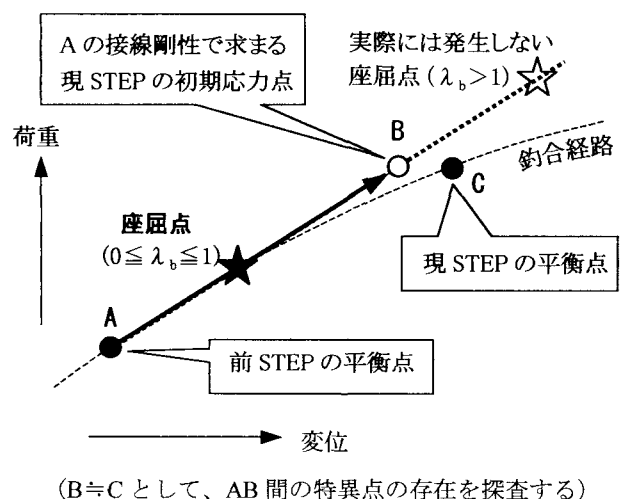


図-1 解析ステップの中間に存在する座屈点

文献2), 3)によると、ダイバージェンスの発生条件は $\omega^2 \leq 0$ であり、同時に $\det([K_m] + [K_g]) = 0$ 、すなわち式(2)によるなら $\lambda_s \leq 0$ 、式(3)によるなら $0 \leq \lambda_b \leq 1$ となる状態が成立するとされている。また、コンクリート長大アーチ橋の地震時座屈を、式(2)による標準固有値 λ_s が負となるか否かで判定している姫野らの研究もある¹¹⁾。文献12)でも、 $\det([K_m] + [K_g]) = 0$ が動的挙動中の座屈発生¹²⁾の十分条件であるとして同様の手法が紹介されている。

一方、筆者らは既報^{13) 14)}で、積分時間間隔(Δt 秒間)毎の増分地震荷重を保存力とみなし、複合非線形動的解析中に一定時間間隔で式(3)による座屈固有値解析を各増分時間領域に適用し、その瞬間の座屈発生基準を $0 \leq \lambda_b \leq 1$ とする評価手法を提案した。

動的解析を用いた照査を考えた場合、座屈発生まで地震

動を段階的に増幅させて動的解析を繰り返すことで余裕を確認するといった手順は実用的ではない。そこで発生判定よりもむしろ、座屈が発生していない状態で発生点までの接近度を示すことが重要になる。動的解析中に式(3)によって得られる瞬間の1次(最小)固有値 λ_0 は、 Δt 秒間に各要素に発生した初期増分応力(不平衡力解除前)に対する $\det([K_m]+[K_g])=0$ 成立点までの倍率であるから、その状態に至らなくても($\lambda_0>1.0$)、固有値の大きさでその瞬間の座屈点への接近度を定量的に示している。また最後まで座屈に至らない場合は、継続時間中最小の λ_0 を当該地震動入力時の対座屈性能指標とすることができる。

しかし、これら3種の固有値を用いる判定・評価方法は、いずれも数値解析の観点のみからの提案であり、実験による実現象との比較で有効性を示した例や、3種の固有値を同条件で並列に比較した前例はない。本論文ではこの後、これらを前述した順序で全て明示する。このため、表-1に示したような3次元骨組動的解析プログラム上で、3種の固有値を時々刻々計算することを可能にした。

一方のパラメトリック励振は、座屈とは本質的に異なる現象ではあるが、動的座屈と同様に時刻歴応答解析結果と3種の固有値データを揃えて実現象との関連を検証することで、励振現象の定量評価の可能性も探ることとした。

表-1 プラットホームソフトの仕様

種 別	3次元汎用骨組解析ソフト	
弾 塑 性	はり部材のM- ϕ 関係により規定	
幾 何 学 的 非 線 形	修正ラグランジェ定式化	
動 的 解 析	直接積分法	ニューマーク β 法
	収束計算	ニュートン・ラプソン法 残留不平衡力は次ステップへ持ち越し
固 有 値 解 析	振 動	サブスペース法
	座 屈	逆反復法

4. 動的座屈実験と解析

4.1 振動台実験仕様

動的挙動中の座屈を実際に発生させるために用意した供試体を図-2に示す。供試体の寸法は高さが2023.5mm、幅が223mmである。座屈が生じるように1層目の階高を他の2倍とし、1層目の斜材はその上半分に配置することとした。使用部材を表-2に示す。鉛直材は上端から下端まで通し材である。斜材、水平材はそれぞれ両端をボルト締めした。また供試体のねじれ防止と基部応答軸力を増加させるために、鋼製の水平プレート層毎に設置し、その上に錘を置いた。これらも加えた供試体の全重量は846Nである。以上の供試体を振動台上にボルト固定した(写真-1)。

供試体に使用したアルミ材は引張試験結果から、ヤング率は 6.46×10^4 N/mm²、降伏ひずみは約2500 μ であることが知られた。また、座屈発生を狙う鉛直材最下層部(層高400mm)において座屈長400mmとすると、座屈限界ひずみは886 μ (表-2の弱軸曲げ剛性による)である。

振動台への入力加速度波形は水平1方向で、図-3のような15秒で約0.5Gに達する単調増幅波である。

ひずみゲージは基部2層の斜材16本の表裏に1枚ずつ計32枚と4本の鉛直材にそれぞれ4枚ずつ計16枚を貼った(図-4)。ひずみは0.002秒間隔で計測した。

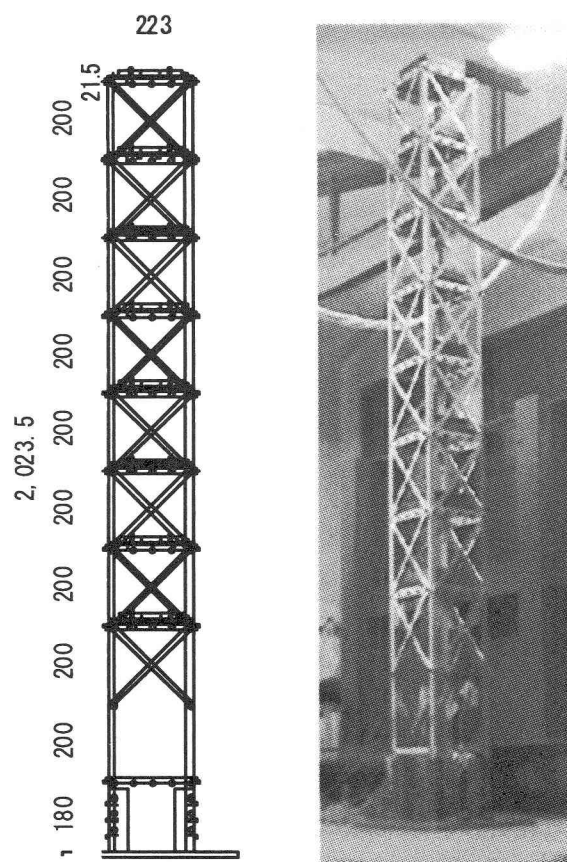


図-2 動的座屈実験供試体 写真-1 振動台上の供試体

表-2 供試体の使用材料

	材料	断面形状	部材寸法 (mm)
鉛直材	アルミ	等辺山形	1×19×1967.5
水平材	アルミ	軀形	5×15×215
斜材	アルミ	軀形	2×15×297.8
水平プレート	鋼	8角形	6×120×217
錘	鋼	軀形	28×155×155
ボルト	鋼	-	M5
ボルト (治具固定用)	鋼	-	M20

	断面積 (mm ²)	断面2次 モーメント (mm ⁴)	座屈長 (mm)	細長比
鉛直材	37	531.5(弱軸)	400(最大)	105.5
斜材	30	10.0(弱軸)	297.8	515.8

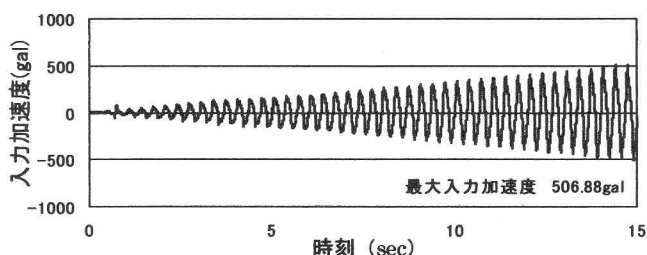


図-3 振動台への入力加速度

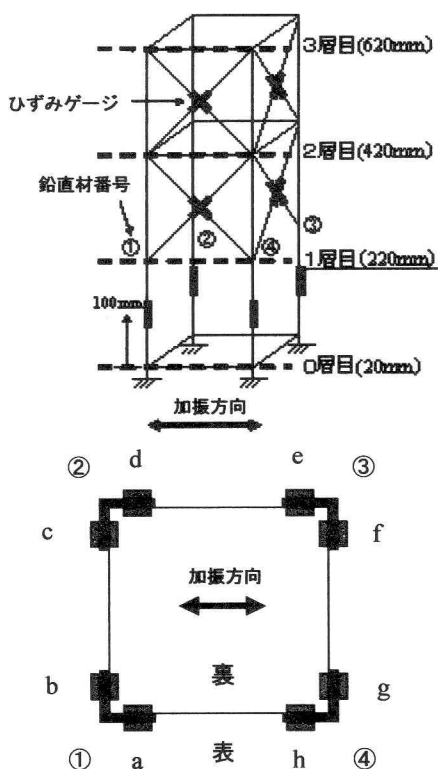


図-4 ひずみゲージ貼付位置

4.2 実験結果

供試体は入力加速度の増大と共に水平変位が増大して、全体としては横揺れを呈するが、鉛直材の軸方向ひずみは図-5に示すように正負の値が交互に出現し、かつ柱①と柱④で逆位相となっていることから、これらが基本的に軸力部材であることが分かる。

鉛直材①の加震方向と平行なフランジの表裏に貼られた2枚のひずみゲージ(図-4のa)の時刻歴(図-6)を見ると、12秒過ぎから表裏2枚のひずみゲージに差が生じ始めており、この時点で柱に曲げが生じていることが分かる。また同じタイミングで、それまで主に軸力部材として応答をしていた柱に急激にはらみ出しが生じたのが目視で観察され(写真-2の点線枠付近)、なおかつこの時刻以降の軸方向ひずみには、降伏ひずみを大きく下回っているにも関わらず、時刻歴波形の振動中心が、ひずみ0からずれ始めるという変調が起こっている(図-5)。

以上から、実験の目的である「動的座屈」現象がこの12秒過ぎの時点で発生したと解釈した。

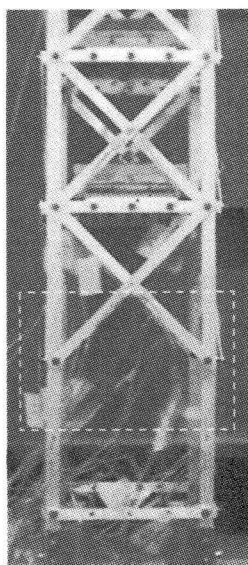


写真-2 横はらみ変形
(12.3秒)

4.3 トレース解析

以上の現象を次のような動的解析でトレースを試みた。

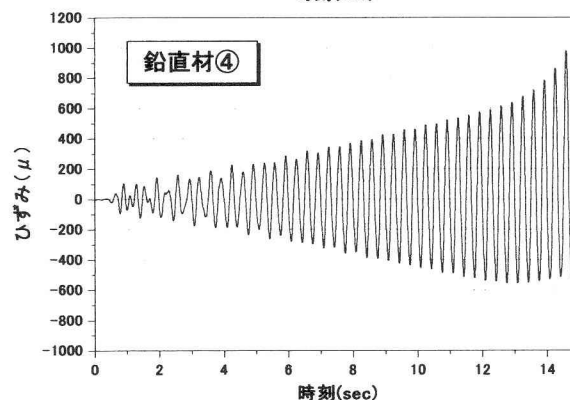
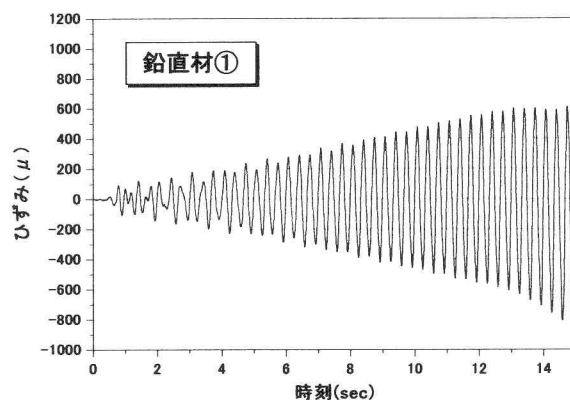


図-5 鉛直材軸方向ひずみ(4枚のゲージの平均)

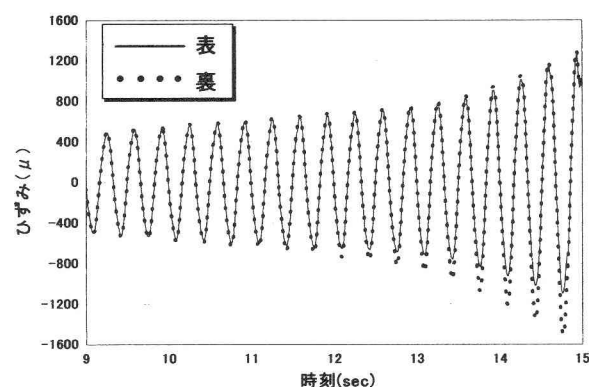


図-6 鉛直材①の軸方向における
a表・裏ゲージのひずみ

- 1) 3次元骨組モデルによる複合非線形動的解析。鉛直材は通し材であるので各層節点部で剛結されているが、水平材および斜材の材端接合条件はピンとした。
- 2) 死荷重載荷の後、実験と同様の加速度波を基に入力。
- 3) ニューマークβ法($\beta=0.25$)による直接積分法を用い、積分時間間隔(Δt)は0.001秒とした。
- 4) 各部材の減衰定数を2%とし、レーリー型減衰($\alpha=0.4645$, $\beta=0.00081$)を用いた。

図-7に動的解析結果のうち、鉛直材①の軸方向ひずみの時刻歴を示す。この軸方向ひずみは、入力加速度と同様に単調増加するのみで、実験の時刻歴(図-5)とは12秒まではよく一致しているが、それ以降に実験結果では見られた変調が現れていない。このことから、複合非線形動的解析のみでは座屈点の存在を見逃していることが分かる。

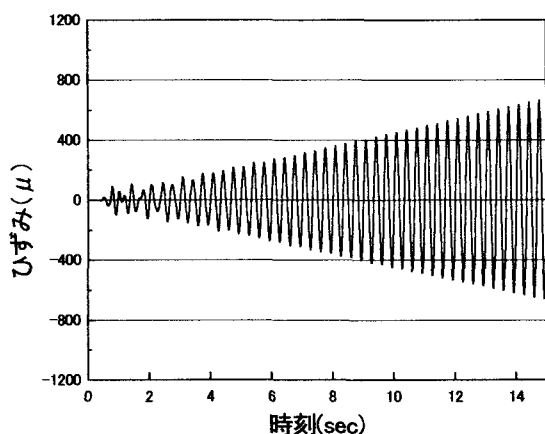


図-7 複合非線形動的解析による鉛直材①の軸ひずみ

4.4 固有値による評価

この複合非線形時刻歴応答解析に、3章で述べた3種の固有値解析を全時刻ステップ（0.001 秒間隔）に挿入し再計算を行った。それ以外の解析条件は全く変更しておらず、いずれの固有値解析の挿入によっても応答解析結果自体が変化することはない。再計算によって得られた各固有値の時刻歴を図-8 から図-10 に示す。

いずれの固有値も実験における座屈発生時刻（危険時刻）付近で動きが見られる。しかし入力動の増幅に伴う段階的な座屈点への接近を示し、危険時刻付近で明瞭な座屈発生基準値（ $0 \leq \lambda_b \leq 1$ ）を示したのは式(3)による座屈固有値 λ_b のみであった。図-11 の座屈発生判定時の座屈モードも実現現象を捉えている。

そのほかの2つの固有値は、危険時刻に至って急激な変動が見られるが、それ故予兆が掴みにくく、また終始明瞭な座屈発生基準値（ $\omega^2 \leq 0$, $\lambda_s \leq 0$ ）を示さなかった。

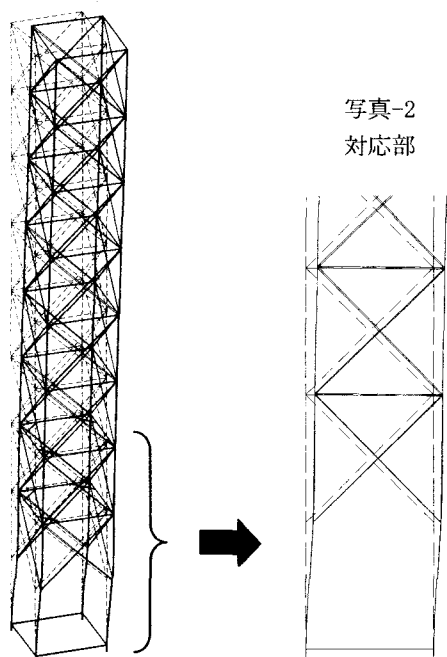


図-11 座屈モード

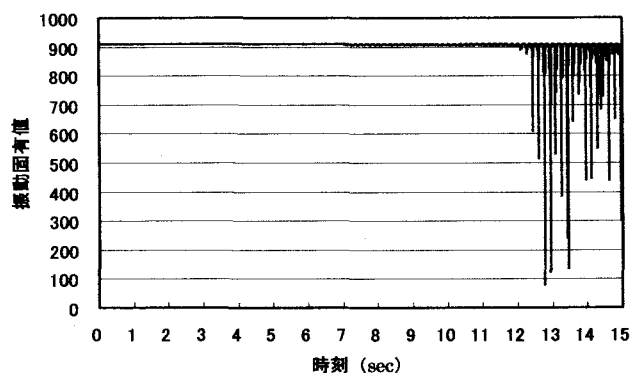


図-8 振動固有値の時刻歴（座屈実験追跡解析）

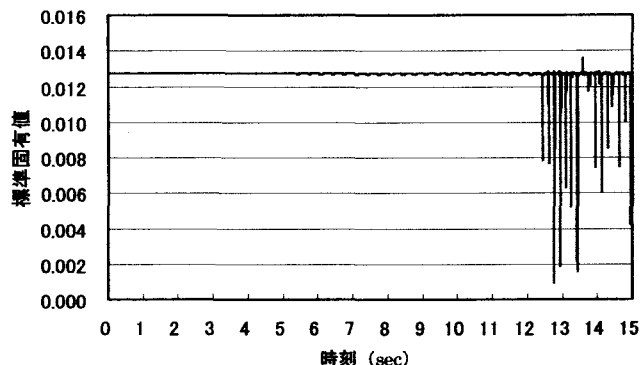


図-9 標準固有値の時刻歴（座屈実験追跡解析）

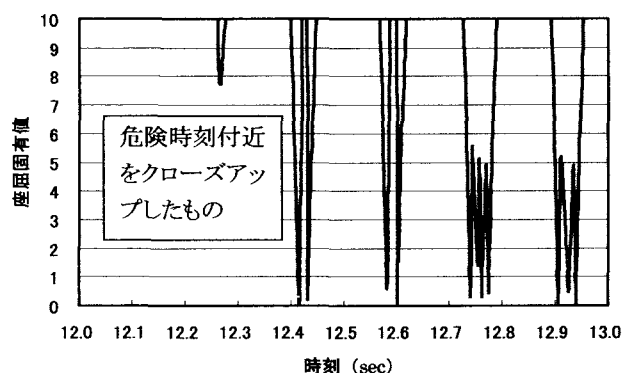
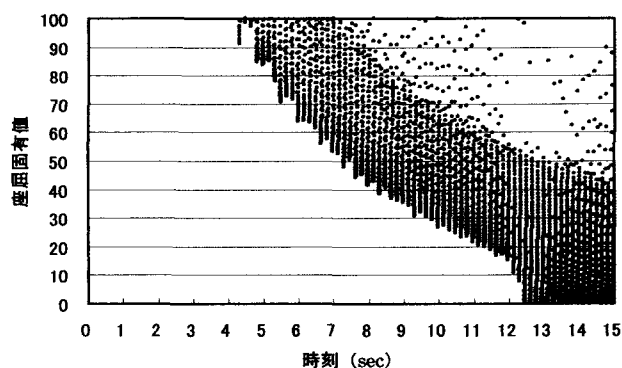


図-10 座屈固有値の時刻歴（座屈実験追跡解析）

5. パラメトリック励振実験と解析

5.1 動的实验仕様

次にパラメトリック励振を実際に発生させるための実験供試体として長方形断面を有する鋼製単柱を用意し、下端固定、上端ヒンジとなるよう設置した（図-12）。

この供試体に対し、アクチュエータで 30 秒間のスイープ波（振幅固定で振動数が時間経過とともに線形的に増加する波）による動的軸力を作用させた。軸力振幅の違いによって瞬間の曲げ剛性や固有周期が変化する影響を見る為、スイープ波の軸力振幅は 0.06kN, 0.2kN, 0.3kN, 0.4kN, 0.5kN の 5 ケースとした。

パラメトリック励振現象は、与える軸力の振動数と供試体の横たわみ 1 次モードの固有振動数の比がほぼ 2:1 と 1:1 のときに発生するとされ、それぞれ主不安定領域、副不安定領域と呼ばれる。30 秒間のスイープ波の振動数変動幅は、その中に両不安定領域が含まれるよう、軸力振幅に応じて設定した。

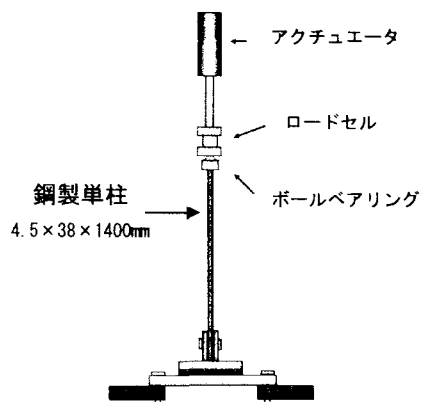


図-12 パラメトリック励振実験供試体

5.2 実験結果

実験結果の一例として、軸力振幅 0.4kN の場合の供試体中央部の横たわみ変位を図-13 に示す。6 秒および 25 秒前後の 2 箇所、パラメトリック励振による横たわみ振動が増大しているのが分かる。前者は軸力の振動数では 4.5～6Hz に当たる副不安定領域、後者は 10～12Hz に当たる主不安定領域である。

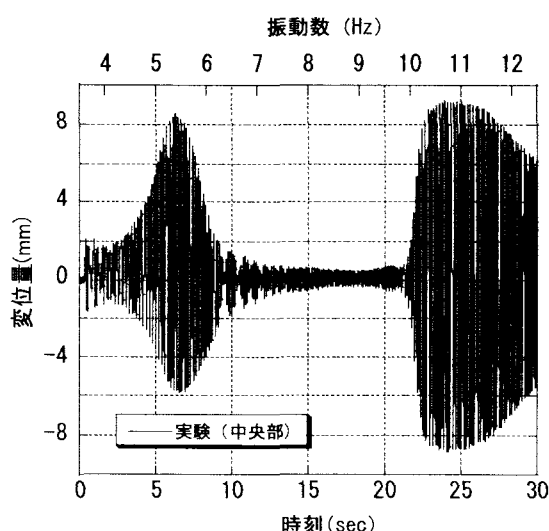


図-13 供試体中央部の横たわみ変位（実験）

5.3 トレース解析

以上の現象を次のような動的解析でトレースを試みた。

- 1) 3次元 1 本棒モデルによる複合非線形時刻歴応答解析。
- 2) 供試体と同じ境界条件と、実測に基づいた初期不整を与え、実験と同様に加振力を与えた。
- 3) ニューマーク β 法 ($\beta=0.25$) による直接積分法を用い、積分時間間隔 (Δt) は 0.001 秒とした。
- 4) 各部材の減衰定数を 2% とし、レーリー型減衰 ($\alpha=0.1101$, $\beta=0.00064$) を用いた。

図-14 に軸力振幅 0.4kN の場合の動的解析結果の中から、供試体中央部の横たわみ変位の時刻歴を示す。この中にも実験とほぼ同時刻に 2 つの振動数帯で励振現象が見られる。変位振幅は実験と解析で差があるが、図-15 から軸力振幅が大きいほどこの差が減少していることが分かる。

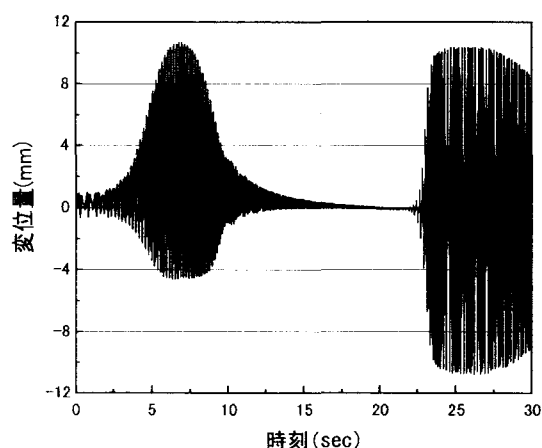


図-14 供試体中央部の横たわみ変位（解析）

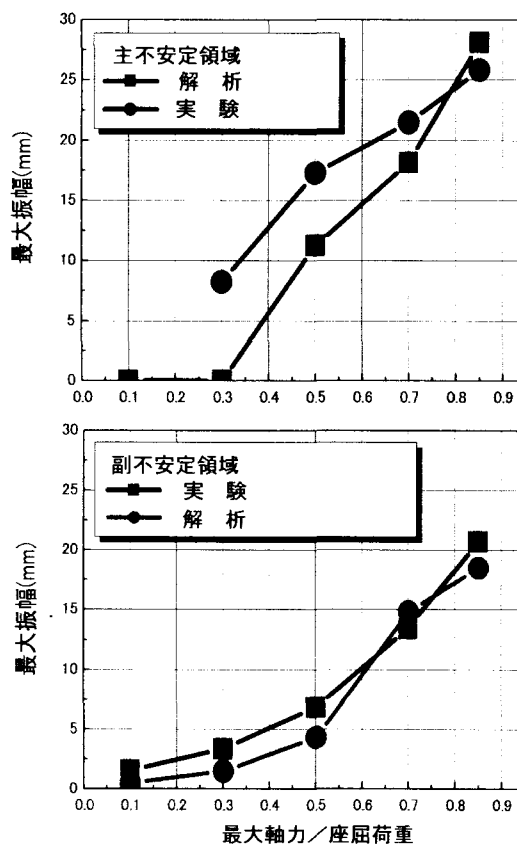


図-15 実験と解析の横たわみ振幅差

5.4 固有値による評価

既に応答解析結果の中に励振現象が認められ、見逃されてはいないが、前述の3種の固有値解析を0.01秒間隔で挿入して再計算を行い、これらから5.3の応答解析結果とは異なる定量情報を得ることが出来るか否か検証した。再計算によって得られた、軸力振幅0.4kNの場合の各固有値の時刻歴を図-16から図-18に示す。

座屈固有値は終始1.0を下回っておらず、振動・標準固有値も零以下になっていない。いずれも数値指標として励振の発生を定量的に示唆しているとは言い難い。地震時座屈とパラメトリック励振は異質の現象であることが改めて示された形となった。

ただし励振性状と各固有値の変化は密接に関連付いてはいる。励振中、座屈固有値は増加し、振動固有値と標準固有値の変動幅が小さくなっている。励振中の横はらみ振動は一見座屈しかかっているかのようだが、はらみによって軸力の変化が緩和され、実際には座屈の危険性からはむしろ遠ざかっていることを示している。座屈が部材軸方向に蓄積された内部エネルギーの放出により部材直角方向にはらみ出す現象であるのに対し、この励振で見られる横はらみは、外力による曲げ変形であると考えられる。

6. 固有値を用いた動的不安定評価方法に関する考察

6.1 固有値検証の意義と有効性

ここまで、動的複合非線形解析のみでは現象を見落とすが、時々刻々固有値解析を挿入する手法で補うことが可能となる構造不安定現象（ここでは動的座屈）と、複合非線形動的解析の応答中に明白に現れる構造不安定現象（ここではパラメトリック励振）を実験と解析で示した。

固有値の時刻歴を確認することで期待されるのは、構造不安定発生時の判定と発生点への接近度の定量的示唆である。今回この観点では、現象としての地震時座屈と式(3)による座屈固有値の組み合わせに有効性が確認された。座屈固有値は実験で発生した座屈現象を定量的に示すことができ、さらにその状態に段階的に近づいていく様子を示すことができた。他方、振動および標準固有値は、危険時刻に到達してから急激に変化するため、予兆を掴むには難点が見られ、かつ終始明白な座屈判定を示さなかった。

また、パラメトリック励振については、通常の応答性状のみを検証している場合以上の有益な定量情報を、これらの固有値から得ることはなかった。

6.2 振動固有値と標準固有値

本論文の2例題それぞれの中では、振動固有値と標準固有値の変化の様子はいずれもよく似ていた。振動固有値は剛性マトリックスと質量マトリックスの固有値解析の結果であり、標準固有値は剛性マトリックスと単位マトリックスの固有値解析の結果であるから、質量分布がほぼ一般的な例題で両固有値の性状が似るのは自明のことである。桁位置に重量が集中するなど、部位により質量に偏りがある橋梁構造と比較すると、本論文の2例題の質量偏在度は

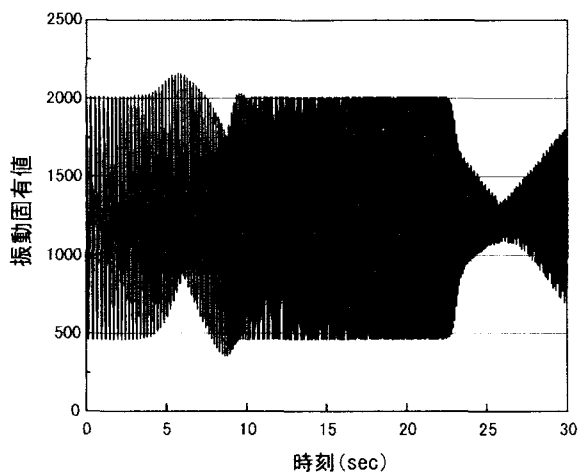


図-16 振動固有値の時刻歴（励振実験追跡解析）

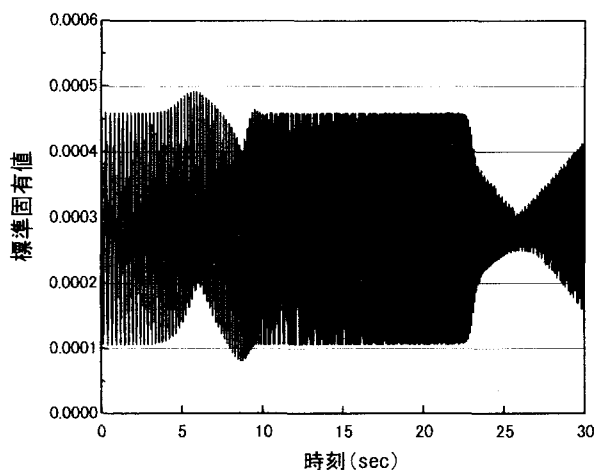


図-17 標準固有値の時刻歴（励振実験追跡解析）

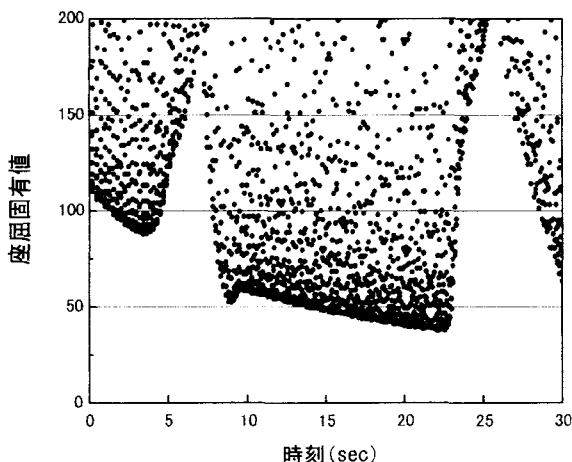


図-18 座屈固有値の時刻歴（励振実験追跡解析）

小さかったといえる。各固有値の内、唯一質量分布の影響が加味される振動固有値を不安定照査に用いる意義は、質量が偏在する例題で再検証すべきであろう。

6.3 座屈後の動的挙動

本研究では座屈後の動的挙動シミュレーションには着目しなかった。これは当初、解析によって座屈発生が検出

された後にとるべき対応は、回避策の検討であってシミュレーションではないと考えたためである。しかし、構造全体の安全性に影響が小さい、軽微な現象を拾う可能性もあり、そのような場合で、かつ（技術的、経済的、あるいは景観的理由等により）回避困難であれば、発生後の挙動を照査して回避不要であることを示すことも重要となる。捉えた現象の影響の大きさをいかに判断するか、発生後挙動を解析でいかに追うかは今後の課題としておく。

7. 実橋モデルへの適用

ここまで検証・考察してきた固有値を用いた動的構造不安定の照査方法は、今後さらに検討・整備の余地を残しているが、その際の主に実用面での課題を探る意味合いで、実際の橋梁の耐震設計に用いられるレベルの解析モデルと地震動への適用を試みた。

7.1 実橋梁モデルと解析条件

図-19 に示す鋼中路アーチ橋を3次元骨組モデル化した。この解析モデルは過去に耐震検討に用いられたものであるが¹⁵⁾、次のような解析条件で再計算を実施した。

- 1) 式(1)～(3)による固有値解析（0.01 秒間隔）を含む、3次元動的複合非線形解析。
- 2) 動的解析は直接積分法（ニューマーク β 法、 $\beta=1/4$ ）で、積分時間間隔 $\Delta t=0.001$ 秒。
- 3) 一般的な橋梁の耐震設計時の解析条件に倣い、各鋼部材の減衰定数は2%としてレーリー減衰を用いた。減衰マトリックスは解析中更新しないこととした。
- 4) アーチリブ部材に M- ϕ 関係規定による部材非線形性を設定し履歴則は標準型バイリニアとした、桁・鉛直部材は弾性とした。
- 5) 入力地震波は JMA 神戸波 3 方向同時入力とした（図-20）。水平 2 方向は道路橋設計で用いられているレベル2地震動タイプⅡの標準波形Ⅱ-1-2 とⅡ-1-1 を用い、上下方向には JMA 神戸の上下動観測波を用いた。

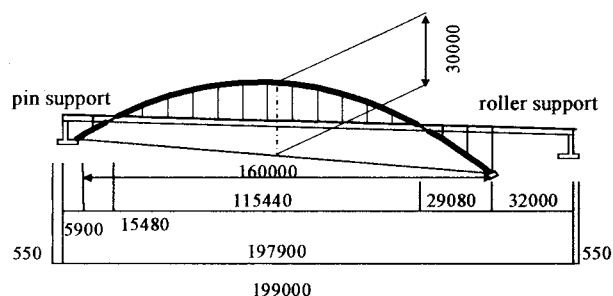
7.2 各固有値の変化

動的解析は安定に終了し、定性的には、解析の応答結果の中に座屈あるいは励振的な現象は確認されなかった。

そこで実験トレース解析時と同様に、図-21 から図-23 に示した各固有値の時刻歴に着目し、座屈現象を見逃している可能性を探ったが、3つの固有値とも、それぞれの座屈発生の判定基準値に達していなかった。

すなわち、定性的にも定量的にも、現在までに整理した手法によっては、同橋が当該地震動入力時に不安定に至っている様子は確認されなかったことになる。

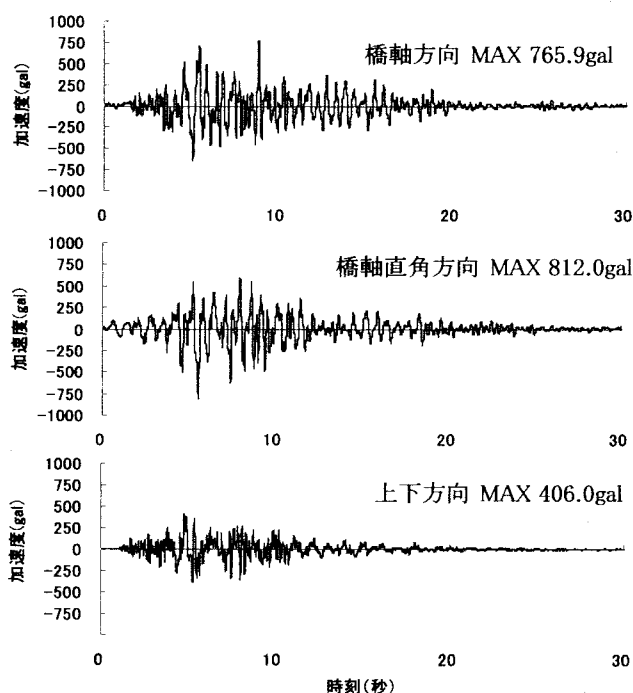
最小座屈固有値（75.6）の発生時刻は 6.16 秒であったが、振動固有値、標準固有値の時刻歴とも同時刻付近でやや大きい変動が見られること、あるいは入力地震動波形との整合性や、4 章で見られた座屈固有値の有効性などから総合的に判断して、この解析における座屈固有値の時刻歴変化は、（実際には発生しなかった）座屈現象への接近の様子



形式：鋼中路
アーチ支間：160m
アーチライズ：23～37m

1 次固有周期：1.957 秒（橋軸）
2 次固有周期：1.471 秒（橋軸直角）

図-19 鋼中路アーチ橋モデル



（注）上2段はそれぞれレベル2地震動標準波形タイプⅡ-1-2 とⅡ-1-1（JMA 神戸スペクトル適合波形）、下段は JMA 神戸の上下動観測波である。

図-20 入力地震動

をよく表しており、最小座屈固有値発生時刻付近が最も危険な時間帯であった可能性は高いと考える。

振動および標準固有値は、実験トレース解析時と異なり、幾分異なる傾向の時刻歴を見せてはいるが、不安定現象への接近度合いを示すという観点での明瞭さ（不明瞭さ）において大差は見られなかった。

現段階での、ある一例題に対する動的な構造不安定評価は以上のような次第であったが、今後さらに多数の例題モデルと解析条件で3つの固有値を採取していくことで、より一般的な傾向が現れてくるものと考えている。

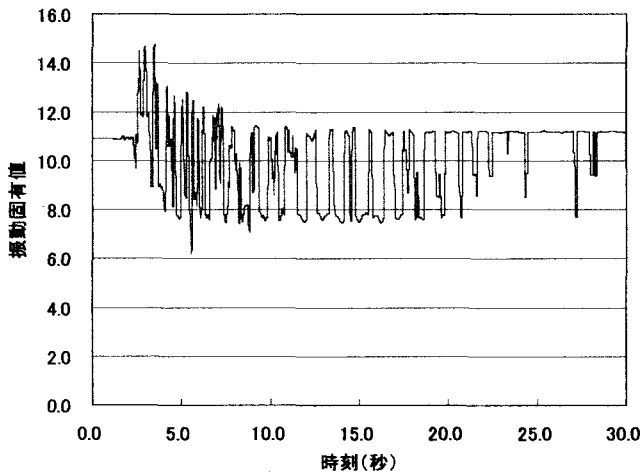


図-21 振動固有値の時刻歴（アーチ橋解析）

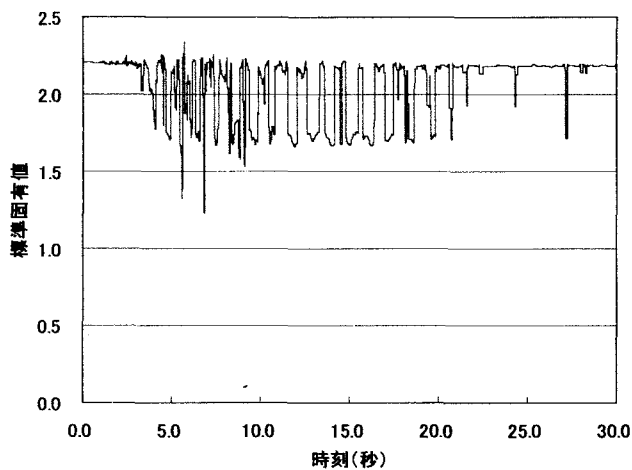


図-22 標準固有値の時刻歴（アーチ橋解析）

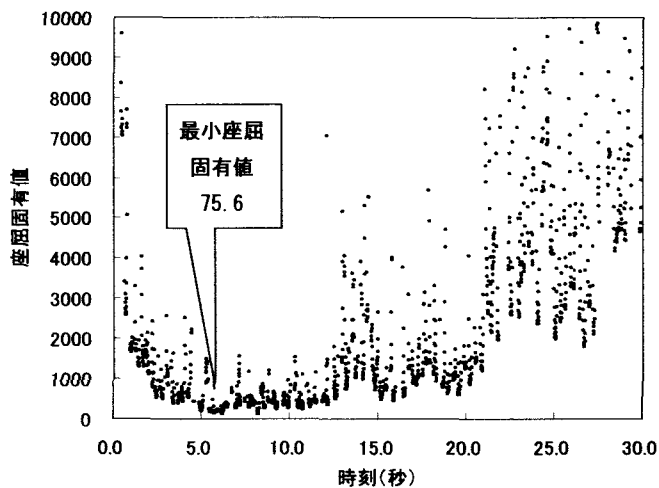


図-23 座屈固有値の時刻歴（アーチ橋解析）

7.3 座屈固有値と座屈モード

この例題における最小座屈固有値に対応する座屈モードは、図-24 のような桁下鉛直部材の局部モードが卓越する形状であった。他方、図-25 に示すような全体的な座屈モード（1次モードではないので、最も近傍に迫っていた座屈形状ではない）に着目すると、対応する座屈固有値の全継続時間を通じての最小値は552.6(5.54秒)であった。このことは、問題位置の局部座屈を抑えるような補強により全体モードを1次に繰り上げることができれば、同橋により高い対座屈性能が望める可能性を示唆している。

ただし、その必要があるか否かはまた別の問題である。前述した「解析で捉えた現象の影響の大きさをいかに判断するか」という問題とも関連するが、解析上発生しなかった現象についても、そこへの接近度合いと、発生すると仮定した場合の影響の大きさを考え合わせ、対策の必要性からの判断となる場面もあろう。この判断基準も今後の重要課題となるが、これに当たっては、固有値のみならず対応する座屈モードも重要な情報となる。

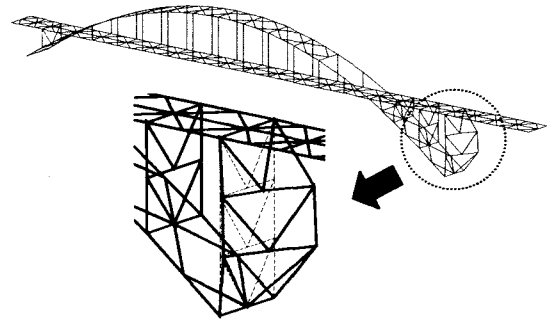


図-24 最小固有値発生時座屈モード（アーチ橋解析）

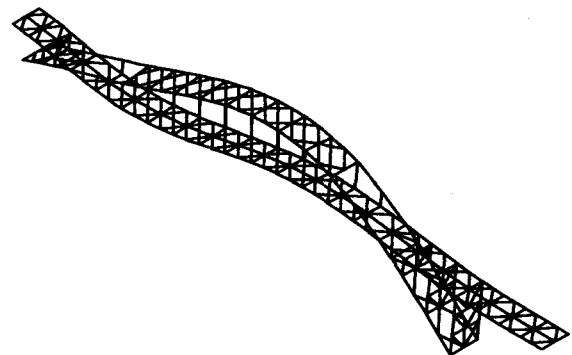


図-25 全体座屈モード（アーチ橋解析）

8. 結 論

- 1) 「地震時の座屈」と「パラメトリック励振」という異なるタイプの2つの地震時不安定挙動に着目し、振動台あるいはアクチュエータを用いた動的実験で実現象として発生させた。
- 2) 複合非線形動的解析により、両実験現象のトレースを試みた。パラメトリック励振は動的応答結果中に現れた

が、座屈現象は確認することができなかった。

- 3) 座屈現象のトレースを試みた動的解析中に、振動、標準、座屈の3種の固有値解析を時々刻々挿入し、各固有値の時刻歴変化を確認した。各固有値とも実験の座屈発生時刻付近に動きが見られ、特に座屈固有値には、座屈点への接近と発生の定量的示唆という観点で有効性が確認された。
- 4) 既に複合非線形動的解析の応答結果で発生が確認されていたパラメトリック励振のトレース解析でも、同様に3種の固有値の時刻歴を確認したが、特に有益な追加定量情報は得られなかった。
- 5) 時々刻々の固有値解析を伴う複合非線形動的解析により、地震時座屈現象の見逃しが低減されることが確認されたので、実橋（鋼中路アーチ橋）の動的解析への適用を試みた。同橋にはレベル2地震動の3方向同時入力によっても構造不安定現象の発生は認められなかった。
- 6) ただし、同橋の最小座屈固有値発生時の座屈モードは局所的なものであり、必要性の判断は別にして、全体モードが1次に繰り上がるような補強がなされることで、座屈発生までの余裕をより大きくできる可能性もあると考えられた。また、座屈固有値評価の際は対応する座屈モードを併せて確認することが重要であることが認識された。

9. おわりに

以上、橋梁の地震時不安定に関する実験および解析的研究の現段階までの成果を示し考察を行った。動的座屈に関しては定量評価の可能性を示すことができたと考えが、随所に述べてきた通り、橋梁の動的構造不安定問題全般を展望すれば、検討の余地はまだ多く残されている。課題を整理し優先順をつけて、引き続き合理性と実用性を共有する評価方法の検討を行い、提案していく所存である。

参考文献

- 1) 鷺津久一郎ほか：有限要素法ハンドブック I 基礎編およびII応用編，培風館，1981～1983. ほか
- 2) Zdenek P. Bazant and Luigi Cedolin. *Stability of Structures*. Dover Publications, Inc.
- 3) 藤井・瀧・萩原・本間・三井：非線形構造モデルの動的応答と安定性，コロナ社，2003.
- 4) 動的耐震設計法に関する研究小委員会：橋の動的耐震設計，（財）土木学会，2002.3.
- 5) コンクリート製長大アーチ橋の設計方法に関する研究小委員会：コンクリート長大アーチ橋の設計・施工技術の現状と将来展望，（財）土木学会，2000.8
- 6) 大塚久哲・夏 青・矢葺 亘・為廣尚起：長大 RC アーチ橋における複合非線形動的解析と座屈・分岐解析，構造工学論文集 Vol.47A, pp873～881, 2001.3
- 7) 道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説，（社）日本道路協会，2002.3.
- 8) 高橋・呉・中村・久保田・伊田：斜張橋の支持ケーブルの局部振動の解析，構造工学論文集 Vol.46A, pp501～510, 2000.3
- 9) 阿波啓造・白木万博・荒井泰彦：水平・上下動下での T 字型 1 本足高架桁の不安定挙動の解明，第 10 回日本地震工学シンポジウム，pp.2167-2172, 1997.
- 10) 日本機械学会編：固体力学におけるコンピュータアナリシス，第 4 章，コロナ社，1986. ほか
- 11) 姫野正太郎・谷口勝彦・田辺忠顕：長大スパン RC アーチ橋の非線形挙動に関する解析的研究，プレストレストコンクリート技術協会第 10 回シンポジウム論文集，（社）プレストレストコンクリート技術協会，pp.651-656, 2000.10.
- 12) 田辺忠顕 編著：初期応力を考慮した RC 構造物の非線形解法とプログラム，技報堂出版，2004.3.
- 13) 為廣尚起・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論文集，pp.99-104, 2002 年 1 月
- 14) Tamchiro N. and Otsuka H. Study on an Estimation Method for Buckling Capacity of Bridges During Earthquakes. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 323.
- 15) 大江豊・大塚久哲・水田洋司・劉貴位・飯星智博：鋼アーチ橋における主部材の断面特性と弾塑性動的解析，構造工学論文集，Vol.46A, pp.821-830, 2000.3.

(2004 年 9 月 17 日受付)