

動不安定による鋼製円筒橋脚崩壊挙動の簡易モデル評価

中央建設コンサルタント 正員 田中竜太
 琉球大学 正員 矢吹哲哉
 琉球大学 正員 有住康則

1. 緒言

本研究では、先ず、これまでに得られた研究結果に基づき、鋼構造物中の不安定強度を支配する圧縮部材要素の動不安定崩壊挙動を簡潔に評価する簡易評価法の提案を行う。次に、本提案手法を用いて、建設省土木研究所により行われた鋼製円筒橋脚の動載荷実験で用いられた、A1C-HN 橋脚供試体の兵庫県南部地震動に対する応答解析を行う。本提案手法による解析結果と、動載荷実験結果とを比較し、本提案手法による応答解析の妥当性を検討する。

2. 動不安定現象の定式化

1) 提案簡易モデル

先ず、これまでに解析された鋼構造物の不安定崩壊挙動結果に基づき、不安定崩壊に関する着目構造要素一体評価モデルとして、基部に回転バネ（復元力 R ）を有する無質量剛体（体長 l ）の先端に、静軸力（ \bar{P} ）を受ける運動質量（ m ）を有する振動系を図1のように提案し、動外乱が系に作用した場合の支配方程式を、モーメントの釣り合いにより、導出した。次に、数値解析を行うために必要な線形化速度及び *Newmark* 法の定式化を行った。

$$l m \ddot{y} + l c \dot{y} + \Delta R - \bar{P} \cdot \Delta y = l F(t) \quad ; \quad \Delta R = \frac{k_r}{l} \cdot \Delta y$$

ここで、 l ：高さ、 m ：質量、 c ：減衰係数、 ΔR ：復元力増分、 k_r ：回転バネ係数、 \bar{P} ：軸力、である。

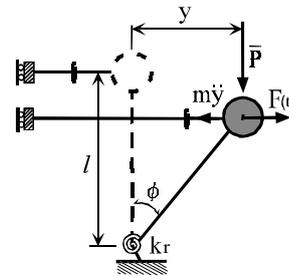


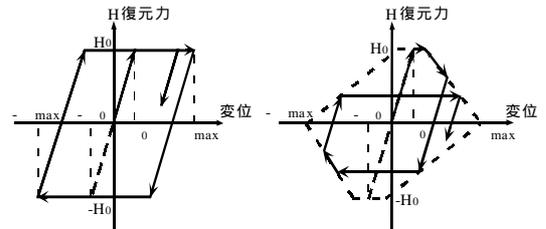
図1 簡易モデル

2) 復元力評価

崩壊に関するこれまでの研究結果¹⁾より、全体崩壊過程として Bi-linear モデルを、又局部座屈との連成崩壊過程として Tri-linear モデルの2種類を、それぞれ提案する。

a) Bi-linear モデル

図2 a) に示すように、このモデルの復元力は、線形領域を越えると、変位の増加に関わらず一定の値と仮定した非線形領域へ移行していく特性を有する。その後、除荷が生じると、復元力は初期の線形勾配で減少する。



a) Bi-linear モデル

b) Tri-linear モデル

図2 復元力モデル

b) Tri-linear モデル

図2 b) に示すように、このモデルの復元力は、非線形領域へ移行するまでは Bi-linear モデルと同様であるが、その後、局部座屈の発生により、最大値を越えると降伏条件限界線勾配へ移行する特性を有する。

3. 簡易評価法による数値解析

本研究では、解析比較対象構造要素として、建設省土木研究所で行われた鋼製円筒橋脚の動載荷実験²⁾で用いられた A1C-HN 橋脚供試体を選んだ。供試体の諸元を表1に示す。復元力のモデル化に必要な橋脚供試体の限界値は、準静載荷実験より求められる。その諸元を表2に示す。

表1 A1C-HN 橋脚供試体構造諸元

m [kgf·sec ² /m]	\bar{P} [kgf]	l [cm]	A [cm ²]
2.3760 $\times 10^3$	9.1900 $\times 10^4$	3.303 $\times 10^2$	2.8972 $\times 10^2$

A1C-HN 橋脚供試体への入力地震波は、建設省土木研究所で行われた鋼製円筒橋脚の動載荷実験と同様に、兵庫県南部地震の神戸海洋気象台観測記録波を用いた。また、時間増分 Δt を 0.00243 秒とし、減衰定数を 5% とした。

表2 A1C-HN 橋脚供試体限界値

H_0 [kgf]	δ_0 [cm]	δ_{max} [cm]
5.0855 $\times 10^4$	3.0157	1.2817 $\times 10$

キーワード： 簡易復元力モデル、動不安定崩壊、動非線形解析、復元力、地震応答

連絡先： 〒903-0213 沖縄県西原町千原1番地 TEL 098-895-8664 FAX 098-895-8677

4. 動載荷実験結果との比較

建設省土木研究所で行われた動載荷実験の実験結果と本提案解析結果との比較を以下に示す。入力地震波は図3に示した兵庫県南部地震の神戸海洋気象台観測記録波である。

a) Bi-linear モデル

変位応答履歴の比較を図4に、本解析結果による復元力特性を図5に、動載荷実験結果による復元力特性を図6に、累積エネルギー吸収量比較を図7に、それぞれ示す。図4より、本解析結果の最大変位 $y_{max} = 64$ [mm] は、動載荷実験結果の最大変位 $y_{max} = 62$ [mm] とほぼ等しく、最大変位が現れる時点は、両者とも4.6秒時点で一致する。復元力は、両者とも、はじめに第3象現側で塑性履歴を辿り、第1象現内で大きく塑性履歴を辿った後、第1象現及び第4象現内で履歴を繰り返す特性を示す。図7より、累積エネルギー吸収は、動載荷実験結果と良く一致した履歴を示し、その吸収量を精度良く評価している。

b) Tri-linear モデル

変位応答履歴の比較を図8に、本解析結果による復元力特性を図9に、累積エネルギー吸収量比較を図10に、それぞれ示す。図8より、本解析結果の最大変位 $y_{max} = 65$ [mm] は、動載荷実験結果の最大変位 $y_{max} = 62$ [mm] とほぼ等しく、最大変位が現れる時点は、両者とも4.6秒と一致する。復元力は、本解析結果では第1象現内で大きく塑性履歴から劣化履歴を辿り、動載荷実験結果では大きく塑性履歴を辿った後、両者とも第1象現及び第4象現側で履歴を繰り返す特性を示す。図10より、本解析累積エネルギー吸収は、Bi-linear モデルと同様、動載荷実験結果と良く一致した履歴を示し、その吸収量を精度良く評価している。しかし、最大変位発生時に劣化履歴を辿り、復元力を低下させるため、それ以降のエネルギー吸収量は Bi-linear モデルよりも低い値を示す。

表3に、Bi-linear モデル及び Tri-linear モデルの最大変位、残留水平変位を示す。

5. 結語

本研究により得られた主な結果を以下にまとめる。

- 1) これまでに得られた構造物の不安定崩壊解析結果に基づき、全体崩壊挙動における復元力を評価するモデルとして Bi-linear モデル、局部座屈との連成崩壊挙動における復元力を評価するモデルとして Tri-linear モデルを、それぞれ提案した。
- 2) A1C-HN 橋脚供試体について、Bi-linear モデル及び Tri-linear モデル共に、変位応答履歴及び復元力は、動載荷実験結果とほぼ等しい応答履歴となる特性を示した。累積エネルギー吸収についても、両者とも動載荷実験結果と良い一致を示している。
- 5) 本提案モデルによる動不安定崩壊解析法は、極めて簡潔であるにも関わらず、精度良く動崩壊を評価しており、地震崩壊の照査に対する一つの有効な手法になり得るものと思われる。

参考文献

- 1) Yabuki, T., Arizumi, Y. and Yasiro, S.: Ultimate strength and its practical evaluation of cylindrical steel shell panels under various compression, 日本土木学会論文集, No.489, pp37 ~ pp42, 1994.
- 2) 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室: 土木研究所資料, 鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 1999年3月

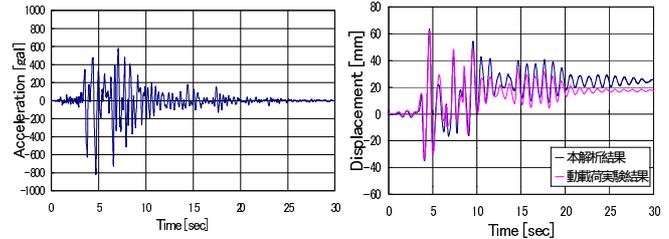


図3 兵庫県南部地震波

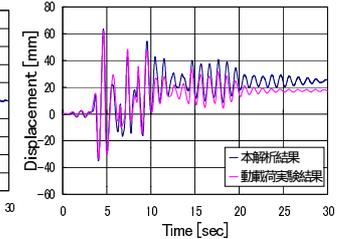


図4 変形履歴曲線 (Bi-linear モデル)

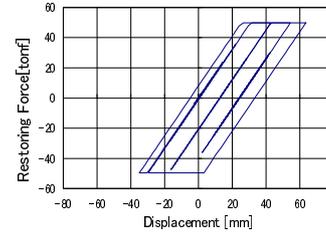


図5 復元力 - 変位曲線 (本解析結果)

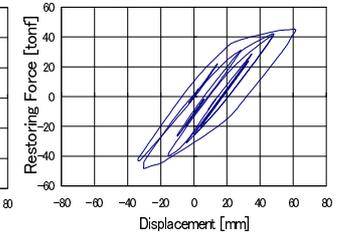


図6 復元力 - 変位曲線 (動載荷実験結果)

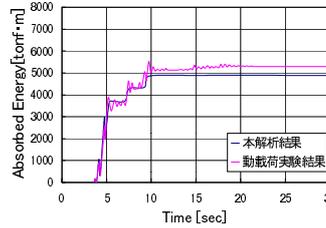


図7 累積エネルギー吸収量 (Bi-linear モデル)

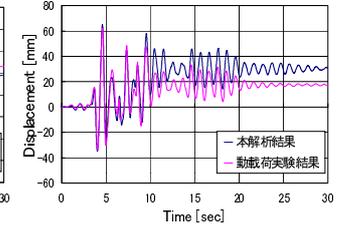


図8 変形履歴曲線 (Tri-linear モデル)

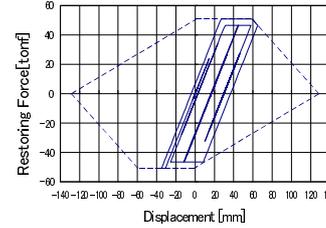


図9 復元力 - 変位曲線 (本解析結果)

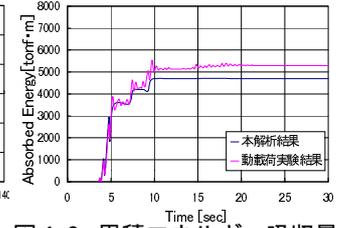


図10 累積エネルギー吸収量 (Tri-linear モデル)

表3 動載荷実験結果との比較

	最大変位 [mm]	残留水平変位 [mm]
動載荷実験結果	62	17
提案モデル解析 (Bi-linear モデル)	64	24
提案モデル解析 (Tri-linear モデル)	65	30