

Damage Index と鋼製橋脚の激震時挙動

金田一 智章¹・宇佐美 勉²

¹学生会員 名古屋大学大学院 工学研究科土木工学専攻(前期課程) (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

²フェロー会員 D.Sc. 工博 名古屋大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

本研究では、補剛箱形断面鋼製橋脚の静的及び準静的繰り返し実験より、橋脚の損傷度を表現できる損傷度指標 (ダメージインデックス) を定義する。また、これを用いることにより、激震時における鋼製橋脚の応答変位、エネルギー吸収等のダメージによる耐荷力及び剛性の劣化を考慮することのできる1自由度系鋼製橋脚に対する復元力モデルを構築し、ハイブリッド地震応答実験と応答解析結果を比較することにより、本研究で提案している復元力モデルの妥当性を示す。次に文献1) で提案されているハイダクティリティー鋼製橋脚の細長比パラメータ λ を変化させることによって、固有周期による鋼製橋脚の激震時挙動を検討している。

Key Words : *Damage index, hysteresis model, parametric analysis.*

1. 緒言

現在、鋼製橋脚に対し、動的解析に用いる復元力モデルに関する研究はあまり行われていない。本研究では、構造物の様々なダメージを簡潔に数値化することのできる損傷度指標 (Damage Index) に着目し、これを用いて、新しい鋼製橋脚の復元力モデル (ダメージインデックスモデル) を構築する。そして、弾塑性応答解析を行い、解析結果とハイブリッド地震応答実験結果と比較し、復元力モデルの妥当性を検証する。また、過去の実験成果を踏まえ、文献1) に提案されているハイダクティリティー鋼製橋脚 (即ち、従来の鋼製橋脚より高い変形性能を持つ鋼製橋脚) に関する設計法に基づいて設計された鋼製橋脚について、本研究で構築したモデルを用いて、パラメトリック地震応答解析を行い、安全性の判定を行う。

2. 損傷度指標 (ダメージインデックス)

損傷度指標Dは様々なダメージを簡潔に表し、通常Dは弾性限で0.0、想定破壊点で1.0となるように正規化されている。本研究では鋼製橋脚のような局部座屈の生じやすい鋼構造部材において次式の Damage Index を定義する。

$$D = (1 - \beta) \sum_{k=1}^{N_1} \left[\left(\frac{\delta_{max,k} - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \right)^c \right] + \beta \sum_{i=1}^N \left[\left(\frac{E_i}{H_y(\delta_u - \delta_y)} \right)^c \right] \quad (1)$$

ここで、 H_y : フランジ板の局部座屈を考慮したはり・柱の極限強度照査式から求められる初期降伏荷重、 δ_y : H_y

に対応する変位、 δ_u : 単調載荷時の破壊点の変位 (耐力が H_y まで低下した時の変位)、 E_i : 各半サイクルのエネルギー吸収量、 N : 半サイクルの総数、 β, c : 構造パラメータ、 $\delta_{max,k}$ および N_i : ($k-1$) 回目の過去最大塑性変形変位およびその経験サイクル数である。

3. 復元力特性の構築

本研究で用いられる1自由度系鋼製橋脚に対する復元力モデルは、式(1)に示されているダメージインデックスに基づくものであり、以下のように定義される。

(1) 履歴法則の決定

骨格曲線は劣化剛性域のないトリリニア型であり、基本的な履歴法則としては Fig.1 に示すように、まず、初期剛性 K_1 で荷重が降伏水平力 H_y に達するまで進む。次に初期剛性 K_1 を α (単調載荷実験より求める) 倍した剛性 αK_1 で、荷重が単調載荷実験より求められる $H_{max,1}$ に達するまで進む。達した後は荷重一定で変位のみ増加する。また、除荷域剛性は基本的に弾性剛性と同様に K_1 である。そして、荷重がゼロに戻ったときダメージインデックスDが計算され、式(2)によって次の半サイクルの最大耐荷力 $H_{max,2}$ が決められる。

$$H_{max} = H_{in} \left(\frac{H_y}{H_{in}} \right)^D \quad (2)$$

ここで H_{in} は橋脚の損傷を受けていない状態での耐荷力 (初期耐荷力) であり、単調載荷実験より求める。

次に剛性の低下について述べる。Fig.2 に示されているように、初期剛性 K_1 は一定で無損傷耐荷力 H_{in} に達する時の変位を δ' とする。半サイクル開始時の剛性を

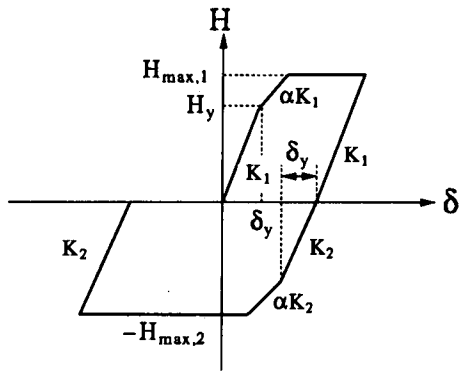


Fig.1 Hysteresis Model

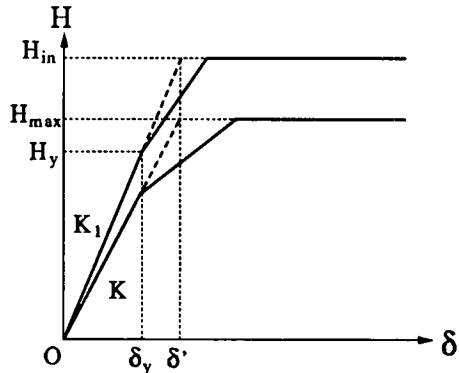


Fig.2 Degradation of Stiffness

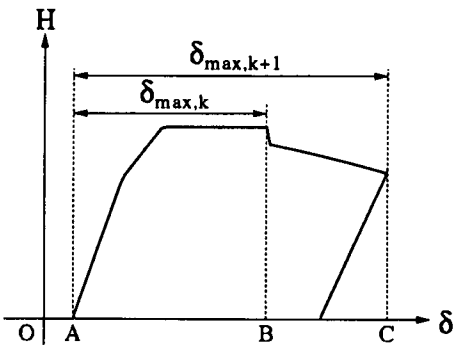


Fig.3 Degradation of Strength

K とし、 K が一定で荷重が半サイクル内の最大耐荷力 H_{max} に達した時に変位が δ' と一致するように K を定めると $K = H_{max}/\delta'$ となる。ここで $\delta' = H_{in}/K_1$ であるから、 H_{max} に式(2)を代入すると次式が導かれる。

$$K = K_1 \left(\frac{H_y}{H_{in}} \right)^D \quad (3)$$

このように剛性の低下は定義される。

(2) 半サイクル内における耐荷力の低減の表現

半サイクル内の耐荷力の低減を表現するために、次のような場合分けをする。今半サイクルまでの過去最大塑性変形変位を $\delta_{max,k}$ とする。今半サイクルの開始点から折り返し点までの変位の絶対値が $\delta_{max,k}$ を越え

ない場合は前述の履歴法則に従う。また、 $\delta_{max,k}$ を越える場合、Fig.3において変位の絶対値が $\delta_{max,k}$ となるB点から折り返し点のC点までダメージインデックスを逐次計算し、式(2)により半サイクル内で耐荷力を低下させる。また、この場合A点からB点までの変位の絶対値を次の過去最大塑性変形変位 $\delta_{max,k+1}$ とし、次半サイクルからは、この $\delta_{max,k+1}$ を越えない限り半サイクル内で耐荷力を低下させない。

4. ハイブリッド地震応答実験と弾塑性応答解析との比較

ハイブリッド地震応答実験[4]と弾塑性応答解析結果との比較したものをFig.4~Fig.6及びTable 2に示す。入力地震波は兵庫県南部地震観測地震波の内、神戸海洋気象台(JMA)、JR鷹取駅警報地震計(JRT)[5]、東神戸大橋(HKB)の3地震波を用い、解析方法として線形加速度法を使用し、減衰定数は $\xi = 0.05$ とした。供試体のパラメータはTable 1に示すとおりである。また、解析パラメータは単調荷重実験と繰り返し荷重実験から求められた $\alpha = 0.29, \beta = 0.11, c = 2.9$ を使用した。

解析結果より、最大応答変位、残留変位及びダメージインデックスはハイブリッド地震応答実験と比較的良好な精度で一致した。また、上記以外の地震波に関しては地震波の加速度を線形的に1.5倍したものについては実験と一致しないものもあった。

Table 1 Parameters of Hybrid Test

Specimen Name	R_f	$\bar{\lambda}$	γ/γ^*	P/P_y	G.T.
S2-35-35-H(JMA)	0.355	0.362	3.40	0.176	I
S2-35-35-H(JRT)	0.355	0.362	3.40	0.153	II
S2-35-35-H(HKB)	0.354	0.363	3.37	0.131	III
Note	G.T. = Ground Type				

Table 2 Results of Hybrid Test and Response Analysis

Specimen Name	$ \delta_{max}/\delta_y $			
	Analysis (a)	Hybrid (b)	(a) - (b)	(a)/(b)
S2-35-35-H(JMA)	3.30	3.87	-0.57	0.85
S2-35-35-H(JRT)	8.87	9.02	-0.16	0.98
S2-35-35-H(HKB)	2.84	3.16	-0.32	0.90
Specimen Name	$ \delta_R/\delta_y $			
	Analysis (a)	Hybrid (b)	(a) - (b)	(a)/(b)
S2-35-35-H(JMA)	0.61	1.16	-0.55	0.53
S2-35-35-H(JRT)	3.43	3.25	0.18	1.06
S2-35-35-H(HKB)	1.27	1.32	-0.05	0.96
Specimen Name	Damage Index			
	Analysis (a)	Hybrid (b)	(a) - (b)	(a)/(b)
S2-35-35-H(JMA)	0.008	0.009	-0.001	0.85
S2-35-35-H(JRT)	0.074	0.099	-0.025	0.75
S2-35-35-H(HKB)	0.001	0.001	0.000	0.95

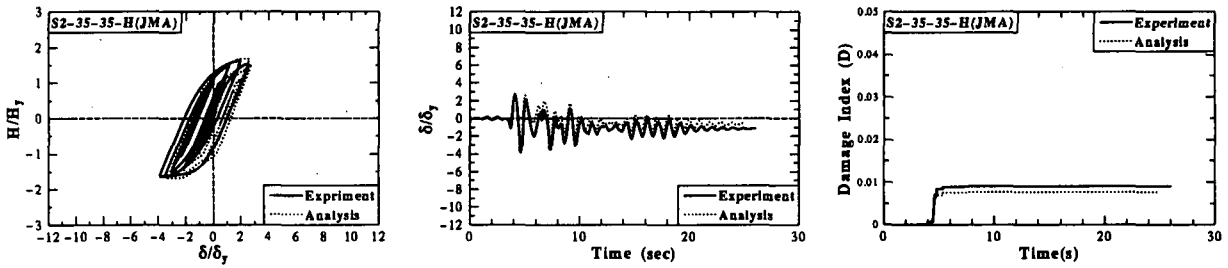


Fig.4 Comparison of Hybrid Test and Seismic Analysis with JMA Accelerogram

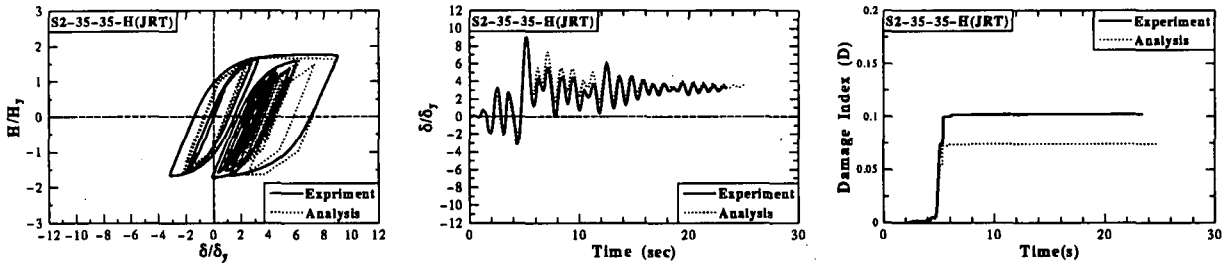


Fig.5 Comparison of Hybrid Test and Seismic Analysis with JRT Accelerogram

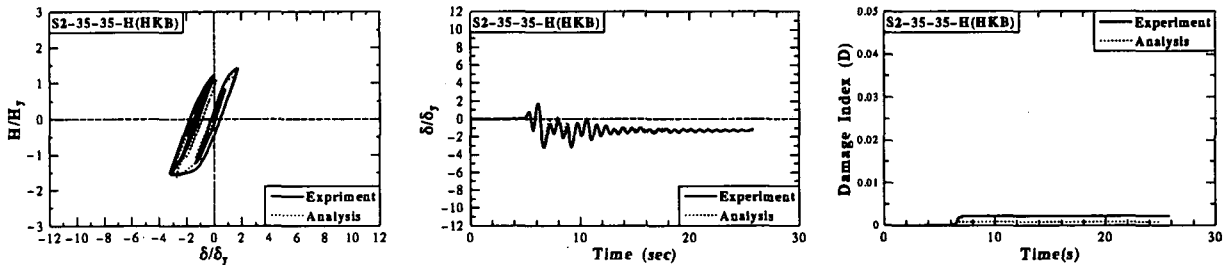


Fig.6 Comparison of Hybrid Test and Seismic Analysis with HKB Accelerogram

5. パラメトリック解析

文献1)に提案されているハイダクティリティー鋼製橋脚が高い強度と変形能を有することは、静的あるいは準静的実験によって実証されている[4]。しかし、地震動を入力した場合、橋脚の持つ固有周期により大きく応答が異なる場合がある。そこで、ハイダクティリティーの設計条件の内、幅厚比パラメータ $R_f \approx 0.35$ 及び最適剛比 $\gamma/\gamma^* \approx 3.0$ の条件を満たし、橋脚の固有周期に影響を及ぼすパラメータとして細長比 $\bar{\lambda}$ を $0.25 \sim 0.55$ と変化された鋼製橋脚に対し、ダメージインデックスモデルを用いて、パラメトリックに弾塑性地震応答解析を行う。解析結果から、橋脚の持つ固有周期と地震応答による最大変位の関係を示し、後述する方法による安全性の評価を行う。

供試体は、幅厚比 R_f が 0.35 と一定で、細長比 $\bar{\lambda}$ が $0.25, 0.35, 0.45, 0.45$ の4つを用いる。汎用有限要素プログラム ABAQUS を用いて単調荷重の解析を行い、破壊変位 δ_u 等を決定した。入力地震波は、兵庫県南部地震の修正地震波 (Type-II 地震波) を用い、解析結果は各地盤種に対して観測場所の異なった3波の修正地震波

の解析結果を平均化した値を示した。

Fig.7においてSupply曲線は、文献1)に示される、コンクリートを充填しない箱形補剛断面鋼製橋脚に対する、強度と変形能に関する推定式から求められる式(4)の δ_{95}/δ_y の平均曲線から、標準偏差 (s) だけ下方に平行移動することで得られる下界値曲線であり、これを鋼製橋脚に対しての許容塑性率曲線、すなわち保有性能曲線とする。

$$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = 0.0147 \{ (1 + P/P_y) R_f \sqrt{\bar{\lambda}} \}^{-3.5} + 4.20 \quad (s = 1.40) \quad (4)$$

また、Demand曲線は解析より求められた最大応答変位 δ_{max} を δ_y で無次元化したものであり、すなわち要求性能曲線である。ここで、保有性能が要求性能を上回ることによって安全性が照査できる。

I種地盤に関しては、橋脚の固有周期が0.8秒以下のものは最大応答変位が許容塑性率を上回っており、この固有周期を持つ橋脚に対して、危険な応答を生じる可能性があることを示している。また、固有周期が0.8秒を越えるものでは、安全側の応答となっており、安全側の設計をするためには、橋脚の固有周期を0.8秒以

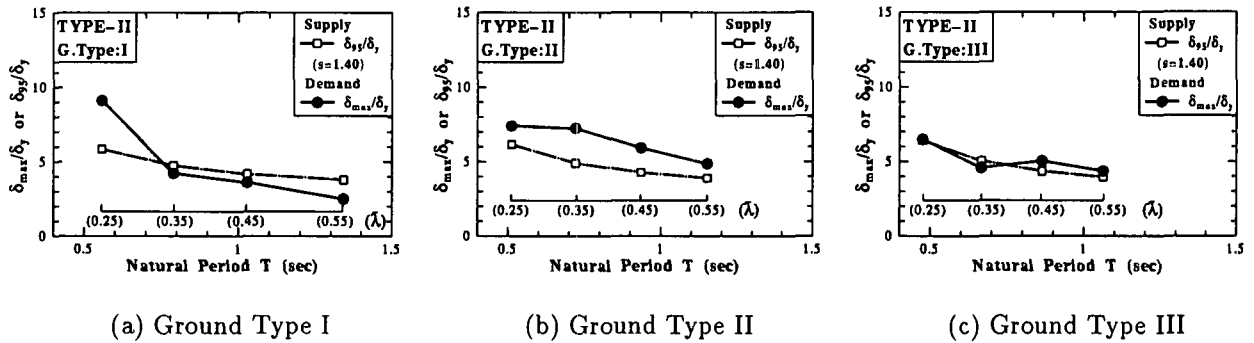


Fig.7 Demand and Supply Curve

上にする必要がある。

II種地盤に関しては、橋脚の固有周期が0.5秒から1.15秒までの範囲において要求性能は保有性能をすべて大きく上回る結果となった。このことから設計した橋脚は地震により損傷し、破壊する可能性を示している。よって、安全な橋脚として設計するためには、許容塑性率が大きい橋脚とするか、免震構造を採用した橋脚として設計し、最大応答を小さくするような方策が必要である。

III種地盤に関しては、すべての橋脚の固有周期が0.5秒から1.1秒までのすべての範囲において最大応答変位が許容塑性率と同程度かあるいはそれを下回っており、安全設計では橋脚の固有周期を0.5秒から1.1秒程度にすることで安全側とすることができる。

6. 結言

本研究では、局部座屈の起こししやすい鋼構造部材に対してダメージインデックスを定義し、それを用いて1自由度系鋼製橋脚に対する復元力モデルを構築した。次に兵庫県南部地震の観測地震波を用いて弾塑性応答解析を行い、ハイブリッド地震応答実験と比較及びモデルの検証した。また、ハイダクティリティー鋼製橋脚設計法に基づいて設計された鋼製橋脚に対し、細長比 λ を変化させることにより橋脚の固有周期を変化させ鋼製橋脚の激震時挙動について考察し、安全性の判定を行った。本研究で得られた結論をまとめると以下のようになる。

- (1) ダメージインデックスを用いて鋼製橋脚に対する復元力モデルを構築した。
- (2) 補剛箱形断面鋼製橋脚の静的及び準静的繰り返し実験より、幅厚比パラメータ $R_f = 0.35$, $\lambda = 0.35$ の橋脚に対しての解析パラメータ, $\alpha = 0.29$, $\beta = 0.11$, $c = 2.9$ を決定した。
- (3) 弾塑性地震応答解析とハイブリッド地震応答実験結果は比較的良好な精度で一致した。

- (4) 地震波の加速度を線形的に1.5倍とした地震波の場合、一部に実験結果と差が生じたものもあった。
- (5) パラメトリック地震応答解析を行った結果、固有周期に対する要求性能と保有性能の関係が明らかになった。各地盤種ごとの安全設計のための条件は次の通りである。

- I種地盤に関しては、橋脚の固有周期を0.8秒以上にする必要がある。
- II種地盤に関しては、許容塑性率をより大きい橋脚とするか、免震構造等を採用した橋脚として設計し、最大応答変位を小さくするような方策が必要である。
- III種地盤に関しては、橋脚の固有周期を0.5秒から1.1秒程度の周期を持った橋脚を設計することで安全側とすることができる。

本研究は文部省科研費重点領域研究「都市直下地震」(研究代表者 小谷俊介：東大教授)の補助を受けて行った。

参考文献

- 1) 鋼橋の耐震設計針案と耐震設計のための新技術, 土木学会鋼構造委員会・鋼構造技術小委員会・耐震研究WG(主査:宇佐美勉), 1996年6月。
- 2) Satish Kumar and Tsutomu Usami: Inelastic Seismic Response Analysis of Thin-walled Steel Bridge Piers, NUCE Research Report, No.9602, 1996.3
- 3) Satish Kumar and Tsutomu Usami: An evolutionary-degrading hysteretic model for thin walled steel structures, Engineering Structures, Vol.18, No.7, pp504-514, 1996.
- 4) 渡辺孝一, 金田一智章, 鈴木森晶, 宇佐美勉, 岡本隆, 池田茂: ハイダクティリティー鋼製橋脚の提案～ハイブリッド地震応答実験のよる検証～, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp361-368, 1997.
- 5) Y.Nakamura: Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake, JR Earthquake Information, Railway Technical Research Institute, No.23c, February, 1995.