

## Damage Indexに基づく鋼製橋脚の復元力特性

## A HYSTERESIS MODEL BASED ON DAMAGE INDEX FOR STEEL BRIDGE PIERS

金田一 智章\*・宇佐美勉\*\*・Satish Kumar\*\*\*

Tomoaki KINDAICHI, Tsutomu USAMI, Satish Kumar S. Rajaram

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

\*\*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)

\*\*\*正会員 工博 NKK 基盤技術研究所都市工学研究部 (〒210 川崎市川崎区南渡田町1番1号 NKK 京浜ビル)

A damage index is a useful quantity to evaluate the damage condition of structures after an earthquake loading. The first purpose of this study is to construct a new hysteresis model based on a damage index for steel bridge piers of single degree of freedom and to verify the model by comparison with some pseudodynamic test results using the 1995 Hyogoken-nanbu earthquake accelerograms. The next purpose is to compare the damage index model with the a two-parameter parameter model for verifying parametric analysis by a new hysteresis model.

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

## 1. 緒言

現在, 単柱式の補剛箱形断面鋼製橋脚を対象とした復元力モデルとして, 名古屋大学で開発された2パラメータモデル<sup>1)~3)</sup>がある. このモデルの妥当性は, ハイブリッド地震応答実験結果により, ある程度検証されている. しかし, 大地震時における橋脚の応答, とりわけ残留変位は, 復元力モデルに敏感に影響を受けるために, 実験結果との誤差が生じ易い. よって, 解析結果の信頼性を照査するためには, 異なる復元力モデルによる解析結果を相互比較することが望ましい.

本研究では, 新しいアプローチからの復元力モデルの構築を目的として, 構造物の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 (以下ダメージインデックスモデル<sup>5), 6)</sup>と称する) を構築する. そして, 弾塑性地震応答解析を行い, 解析結果とハイブリッド地震応答実験を比較することにより, 復元力モデルの妥当性を検証する.

また, ダメージインデックスモデルと2パラメータモデルとの解析結果の比較をすることにより, 解析結果の信頼性を照査する.

## 2. 損傷度指標 (Damage Index)

## 2.1 Damage Index の定義式

Damage Index  $D$  は橋脚基部の局部座屈, 部分塑性化などのダメージを簡潔に数値化する指標で, 通常, 無損傷で0.0, 想定破壊点で1.0となるように正規化されている. 局部座屈の生じ易い補剛箱形断面鋼製橋脚に対して, 著者らにより次のようなDamage Indexが

提案されている<sup>5)</sup>.

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

ここで,  $H_y$  = フランジ板の初期降伏水平力,  $\delta_y$  = 降伏荷重  $H_y$  に対応する水平変位,  $\delta_u$  = 単調載荷実験時の破壊点の変位,  $E_i$  = 各半サイクルのエネルギー吸収量,  $N$  = 破壊に至るまでの半サイクルの総数,  $\beta, c$  = 構造パラメータ,  $\delta_{max,j}$  =  $j$  半サイクルの最大応答変位の絶対値,  $N_1 = \delta_{max,j}$  の内, 過去最大の応答変位に降伏変位  $\delta_y$  を加えた量より大きい応答変位の数を表す.

式(1)の第1項は応答変位による損傷度評価項であり, 第2項は履歴吸収エネルギーによる損傷度評価項である.

本研究では, 式(1)を一部変更したDamage Indexを定義する.

$$D = (1 - \beta) \sum_{k=1}^{N_1} \left[ \left( \frac{\delta_{max,k} - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \right)^c \right] + \beta \sum_{i=1}^N \left[ \left( \frac{E_i}{H_y(\delta_u - \delta_y)} \right)^c \right] \quad (2)$$

式(1)との変更点は, 第1項の  $\delta_{max,j}$  を変位ゼロ点からの絶対値とするより, 塑性変形量としてカウントする方がより妥当であると考え,  $\delta_{max,j}$  (図-1のOB間) を各半サイクルの開始から, 半サイクル終了までの変形量の最大値  $\delta_{max,k}$  (図-1のAB間) とし,  $N_1$  を過去最大変形量を超えた応答変位の回数としたところである.

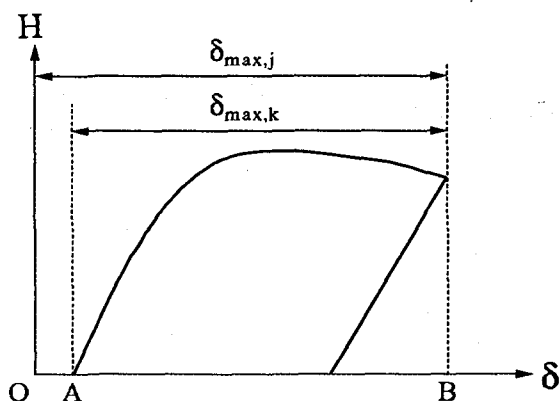


図-1  $\delta_{max,j}$ と $\delta_{max,k}$ との相違

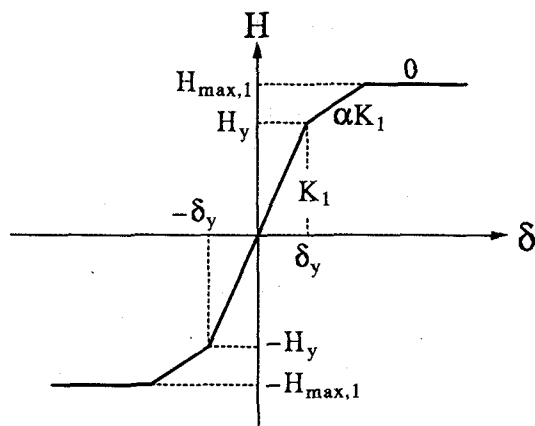


図-2 骨格曲線

## 2.2 破壊点の定義

本研究では、単調載荷実験において荷重-変位曲線が最大荷重点を超え、降伏荷重  $H_y$  まで低下した点を想定破壊点と定義し、この荷重点での変位を破壊変位  $\delta_u$  とする。

## 2.3 構造パラメータの決定

構造パラメータ  $\beta$  は文献5),6)に従い、0.11 とした。また  $c$  は、後述のように繰り返し載荷実験より求める。すなわち、繰り返し載荷実験において、強度が  $H_y$  に低下した時に、式(2)によって計算される Damage Index が1.0になるように  $c$  を定める。

## 3. 復元力特性の構築

単柱式鋼製橋脚が水平地震動を受ける場合を想定し、橋脚を片持柱の頂部に集中質量を有する1自由度系にモデル化すると、復元力特性は橋脚頂部の水平力  $H$  と水平変位  $\delta$  の履歴曲線として表される。

本論文で述べるダメージインデックスモデルは、橋脚の強度および剛性が式(2)の Damage Index の値に応じて低下すると仮定している。この Damage Index を用いることにより、繰り返し回数の多い海洋型地震動(第2項の影響が大きい)から、繰り返し回数は少ないが大きな変位を生じさせる直下型地震動(第1項の影響が大きい)に対する橋脚の損傷度を統一的に評価でき、それらの地震動に対する構造物の弾塑性地震応答解析を可能としている。

### 3.1 骨格曲線の決定

復元力モデルを規定するために、骨格曲線をまず規定する必要がある。本モデルの基本的な骨格曲線は図-2に示すような劣化剛性域のないトリリニア型である。必要な諸量として以下のものが挙げられる。

#### (1) 初期剛性 ( $K_1$ ) の定義

初期剛性  $K_1$  は、曲げおよびせん断を考慮した次式に

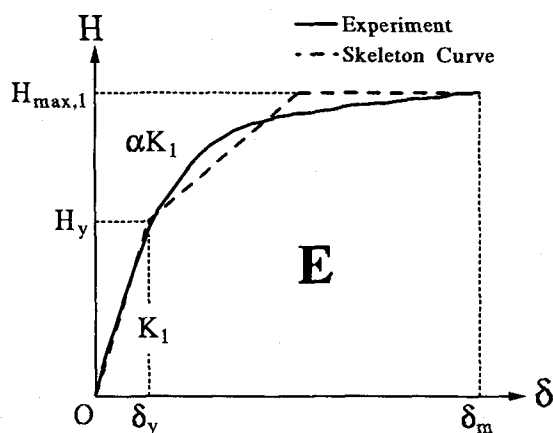


図-3  $\alpha$ の決定の仕方

よって定義される。

$$K_1 = 1 / \left( \frac{h^3}{3EI} + \frac{h}{GA_w} \right) \quad (3)$$

ここで、 $h$ =橋脚の高さ、 $E$ =弾性係数、 $I$ =断面2次モーメント、 $G$ =せん断弾性係数、 $A_w$ =2枚のウェブの総断面積である。

#### (2) 硬化域剛性の定義

降伏荷重  $H_y$  以後、最大荷重  $H_{max,1}$  (図-2参照) までの剛性をここでは硬化域剛性と呼ぶ。最大荷重  $H_{max,1}$  は、単調載荷実験の荷重の最大値を用いる。本研究では、硬化域剛性を弾性剛性の  $\alpha$  倍したものとして定義する。この  $\alpha$  は、単調載荷実験から得られた水平荷重-水平変位曲線において、最大荷重点(荷重  $H_{max,1}$ 、変位  $\delta_m$ )までのエネルギー吸収量が、骨格曲線によるエネルギー吸収量と一致するように定める(図-3)。

### 3.2 強度低下

強度低下とは、繰り返し載荷が進むにつれ、橋脚の強度が  $H_{max,1}$  より低下することを表現するものである。

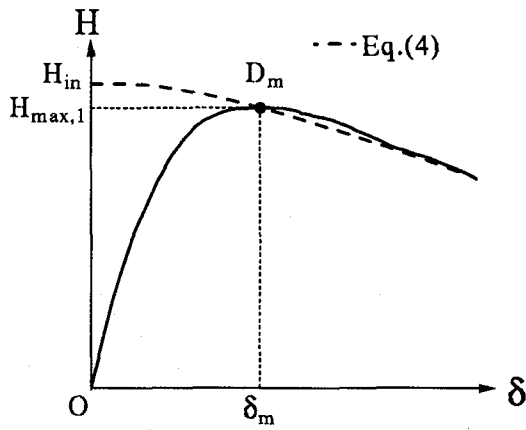


図-4  $H_{in}$ の決定の仕方

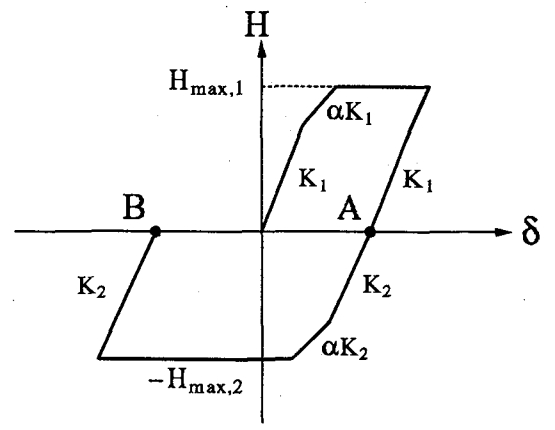


図-6 履歴法則

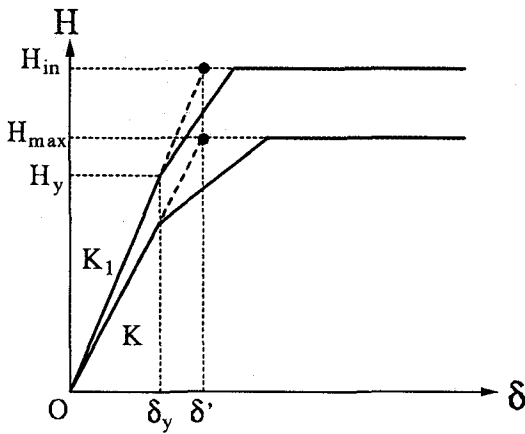


図-5 剛性の低下

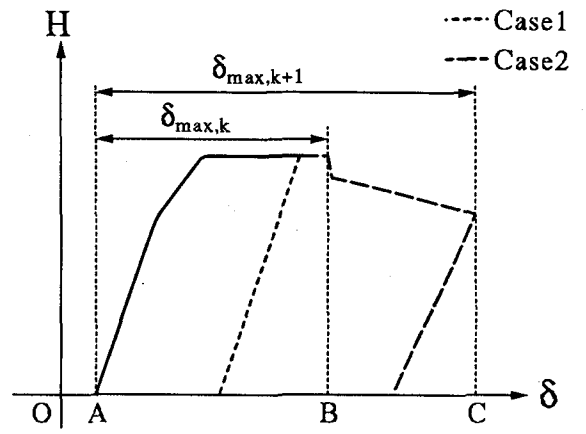


図-7 劣化域剛性の表現

先程述べたように、橋脚の強度が Damage Index の値に応じて低下すると仮定している。

本研究では、橋脚が無損傷時 ( $D=0.0$ ) の強度を無損傷強度  $H_{in}$  と定義し、また、破壊時 ( $D=1.0$ ) の強度が  $H_y$  であると定義している。実験より、橋脚の強度  $H_{max}$  と Damage Index が次のような関係であると仮定する。

$$H_{max} = H_{in} \left( \frac{H_y}{H_{in}} \right)^D \quad (4)$$

各半サイクル終了ごとに Damage Index を計算し、式 (4) により橋脚の強度を算出することによって、強度低下が表現できる。ただし、式 (4) による値が  $H_{max,1}$  を越える場合は、その値を  $H_{max,1}$  とする。ここで、無損傷強度  $H_{in}$  の決定の仕方は、単調載荷実験において最大荷重点時の Damage Index  $D_m$  を計算し、 $D=D_m$  による式 (4) の強度  $H_{max}$  が最大荷重  $H_{max,1}$  と等しくなるように決定する (図-4)。

### 3.3 剛性低下

図-5 に示されているように、剛性が初期剛性  $K_1$  の

まま無損傷強度  $H_{in}$  に達する時の変位を  $\delta'$  とする。低下した剛性を  $K$  とし、 $K$  が一定で荷重が残余強度  $H_{max}$  に達する時の変位を  $\delta'$  と一致するように  $K$  を定めると  $K = H_{max}/\delta'$  となる。ここで、図-5 より  $\delta' = H_{in}/K_1$  であるから、 $H_{max}$  に式 (4) を代入すると次式が導かれる。剛性は Damage Index の値によって強度と同じ式に従って低下することが分かる。

$$K = K_1 \left( \frac{H_y}{H_{in}} \right)^D \quad (5)$$

### 3.4 履歴法則の決定

ここで、基本的な履歴法則について述べる。図-6 において、まず第 1 半サイクルでは、荷重-変位関係は図-2 の骨格曲線に従って進む。除荷域剛性は基本的に弾性剛性と同じ値とする。その図では、A 点 (荷重がゼロである点) において半サイクル終了であるので、Damage Index  $D$  を計算し、式 (4)、(5) によって次の半サイクルの弾性剛性  $K_2$  及び最大荷重  $H_{max,2}$  を算出する。

次に第2半サイクルでは、弾性剛性  $K_2$ 、硬化域剛性  $\alpha K_2$  及び最大荷重  $H_{max,2}$  をもって、第1半サイクルと同様の履歴法則に従う。第2半サイクル終了点(B点)にて、Damage Index  $D$  を再度計算し、次の半サイクルの弾性剛性  $K_3$ 、最大荷重  $H_{max,3}$  を求める。基本的な履歴法則は、以上の繰り返しである。

### 3.5 劣化剛性域の表現

ダメージインデックスモデルの骨格曲線は、劣化剛性域のないトリリニア型なので、局部座屈などによる劣化域剛性が表現できない。そのため、次のような場合分けによって、履歴法則を一部変更し、半サイクル内において強度を低下させることにより、劣化剛性域を表現する。

#### a) 塑性変形量が $\delta_{max,k}$ を越えない場合

図-7において、現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。半サイクルの開始点(A点)から荷重反転点までの変位の絶対値が  $\delta_{max,k}$  を越えない場合は、前節に記述されている通りの履歴法則に従う (Case1)。

#### b) 塑性変形量が $\delta_{max,k}$ を越える場合

しかし、 $\delta_{max,k}$  を越える場合、図-7において、変位の絶対値が  $\delta_{max,k}$  となるB点から荷重反転点のC点まで、Damage Index を逐次計算し、橋脚の強度劣化の式(4)により半サイクル内で強度を低下させる (Case2)。これにより、劣化剛性域が表現できる。そして、A点からC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、半サイクル内で強度を劣化させない。なお、 $\delta_{max,k}$  の初期値は、降伏水平変位  $\delta_y$  とする。

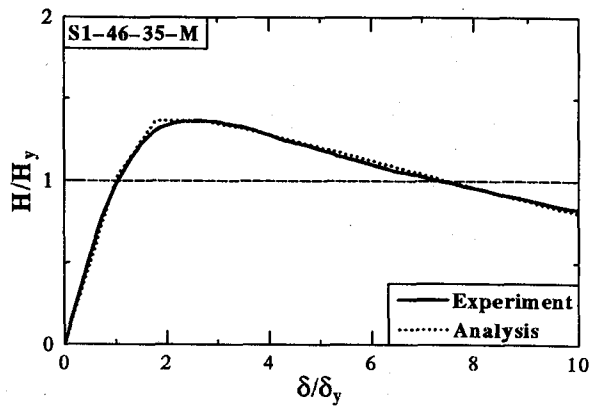
またこの場合、除荷域剛性は荷重反転点(C点)での Damage Index により算出された剛性を用いる。

## 4. 解析パラメータの決定

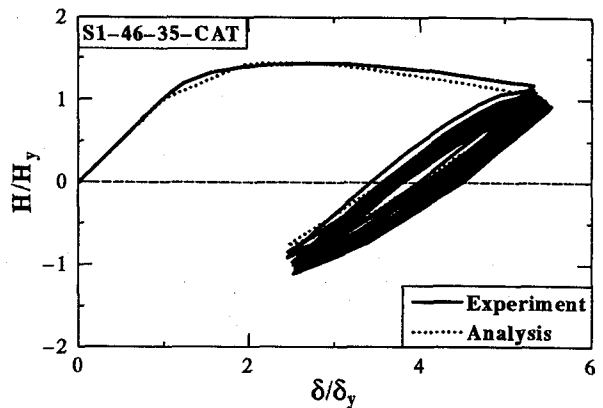
ダメージインデックスモデルは、様々なパラメータの個々の橋脚に対し、解析パラメータ  $\alpha, \beta, c$  を求める必要がある。 $\beta$  は前述のように0.11に固定し、 $\alpha$  および  $c$  を2種類の橋脚に対する単調載荷実験および繰り返し載荷実験から求めた。対象とした供試体の諸元及び使用したパラメータを表-1に示す。供試体の名前の意味は、最初の頭文字のSは補剛箱形断面を意味し、続く数字は供試体の区別を意味する。次の2桁の数字は、設計時のフランジの幅厚比パラメータ  $R_f$  の量を100倍したもの、その次の2桁の数字は、柱の細長比パラメータ  $\lambda$  を100倍したものであり、最後の文字は実験の種類を意味する。

表中の  $R_f$ 、 $\lambda$  は次式で定義される。

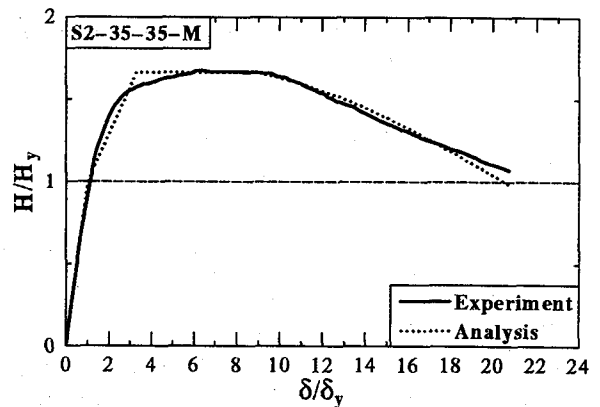
$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}} \quad (6)$$



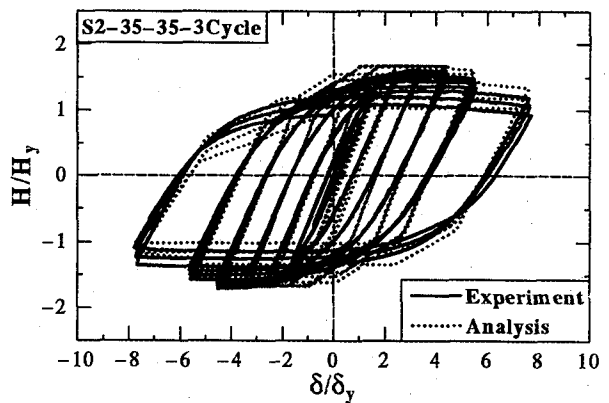
(a) 単調載荷 (供試体 S1-46-35)



(b) 定変位繰り返し載荷 (供試体 S1-46-35)



(c) 単調載荷 (供試体 S2-35-35)



(d) 3 サイクル載荷 (供試体 S2-35-35)

図-8 構造パラメータを決めるための実験と解析との比較

表-1 Damage Indexのパラメータを決める実験供試体とパラメータの値

| 供試体名     | $R_f$ | $\bar{\lambda}$ | $\delta_u/\delta_y$ | $\alpha$ | $\beta$ | $c$ |
|----------|-------|-----------------|---------------------|----------|---------|-----|
| S1-46-35 | 0.46  | 0.35            | 7.38                | 0.45     | 0.11    | 1.5 |
| S2-35-35 | 0.35  | 0.35            | 22.3                | 0.29     | 0.11    | 2.9 |

表-2 ハイブリッド実験の諸元

| 供試体名            | $R_f$ | $\bar{\lambda}$ | $\gamma/\gamma^*$ | $P/P_y$ | 地盤種 | 入力地震波           |
|-----------------|-------|-----------------|-------------------|---------|-----|-----------------|
| S1-46-35-H(JMA) | 0.487 | 0.376           | 0.66              | 0.129   | I   | 神戸海洋気象台 N-S     |
| S1-46-35-H(HKB) | 0.488 | 0.377           | 0.66              | 0.113   | III | 東神戸大橋 N168E     |
| S2-35-35-H(JMA) | 0.355 | 0.362           | 3.40              | 0.176   | I   | JR 鷹取駅警報地震計 N-S |
| S2-35-35-H(JRT) | 0.355 | 0.362           | 3.40              | 0.153   | II  | 神戸海洋気象台 N-S     |
| S2-35-35-H(HKB) | 0.354 | 0.363           | 3.37              | 0.131   | III | 東神戸大橋 N168E     |

表-3 ハイブリッド実験結果と解析結果との比較

| 供試体名            | 入力地震波           | $ \delta_{max}/\delta_y $ |       |         |           |
|-----------------|-----------------|---------------------------|-------|---------|-----------|
|                 |                 | 解析(a)                     | 実験(b) | (a)/(b) | (a) - (b) |
| S1-46-35-H(JMA) | 神戸海洋気象台 N-S     | 3.09                      | 3.51  | 0.88    | 0.42      |
| S1-46-35-H(HKB) | 東神戸大橋 N168E     | 2.46                      | 2.58  | 0.95    | 0.12      |
| S2-35-35-H(JMA) | 神戸海洋気象台 N-S     | 3.30                      | 3.84  | 0.86    | 0.55      |
| S2-35-35-H(JRT) | JR 鷹取駅警報地震計 N-S | 8.86                      | 9.02  | 0.98    | 0.16      |
| S2-35-35-H(HKB) | 東神戸大橋 N168E     | 2.84                      | 3.16  | 0.90    | 0.32      |

| 供試体名            | 入力地震波           | $ \delta_R/\delta_y $ |       |         |           |
|-----------------|-----------------|-----------------------|-------|---------|-----------|
|                 |                 | 解析(a)                 | 実験(b) | (a)/(b) | (a) - (b) |
| S1-46-35-H(JMA) | 神戸海洋気象台 N-S     | 1.59                  | 1.53  | 1.04    | 0.07      |
| S1-46-35-H(HKB) | 東神戸大橋 N168E     | 1.05                  | 0.90  | 1.17    | 0.15      |
| S2-35-35-H(JMA) | 神戸海洋気象台 N-S     | 0.64                  | 1.14  | 0.56    | 0.50      |
| S2-35-35-H(JRT) | JR 鷹取駅警報地震計 N-S | 3.39                  | 3.11  | 1.09    | 0.29      |
| S2-35-35-H(HKB) | 東神戸大橋 N168E     | 1.29                  | 1.27  | 1.01    | 0.02      |

| 供試体名            | 入力地震波           | Damage Index |       |         |           |
|-----------------|-----------------|--------------|-------|---------|-----------|
|                 |                 | 解析(a)        | 実験(b) | (a)/(b) | (a) - (b) |
| S1-46-35-H(JMA) | 神戸海洋気象台 N-S     | 0.293        | 0.266 | 1.10    | 0.03      |
| S1-46-35-H(HKB) | 東神戸大橋 N168E     | 0.105        | 0.097 | 1.09    | 0.01      |
| S2-35-35-H(JMA) | 神戸海洋気象台 N-S     | 0.008        | 0.009 | 0.85    | 0.00      |
| S2-35-35-H(JRT) | JR 鷹取駅警報地震計 N-S | 0.074        | 0.102 | 0.72    | 0.03      |
| S2-35-35-H(HKB) | 東神戸大橋 N168E     | 0.001        | 0.002 | 0.37    | 0.00      |

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \cdot \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (7)$$

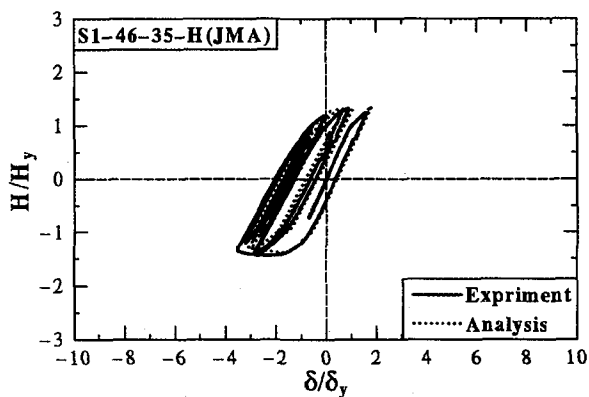
ここで、 $b$ =フランジ板幅、 $t$ =フランジ板厚、 $\sigma_y$ =鋼材の降伏応力、 $E$ =鋼材の弾性係数、 $\mu$ =鋼材のポアソン比、 $k=4n^2$ =板の座屈係数、 $n$ =補剛材で囲まれたサブパネル数(=3)、 $h$ =部材長、 $r$ =鋼断面の断面2次半径である。また、 $\delta_u/\delta_y$ =破壊変位を降伏変位で割った量である。

表-1の供試体を用いた、単調載荷実験(M)、定変位繰り返し実験(CAT)、3サイクル繰り返し実験(3Cycle)結果から同表の $\alpha$ と $c$ の値を定めた。図-8に、そ

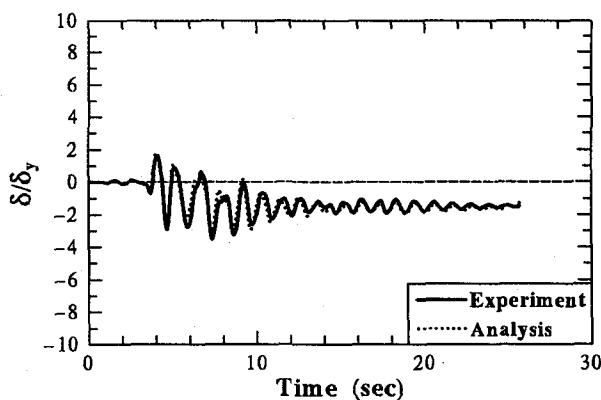
れらの値を用いて解析した結果と実験結果を示す。

## 5. 弾塑性地震応答解析手法および入力地震波

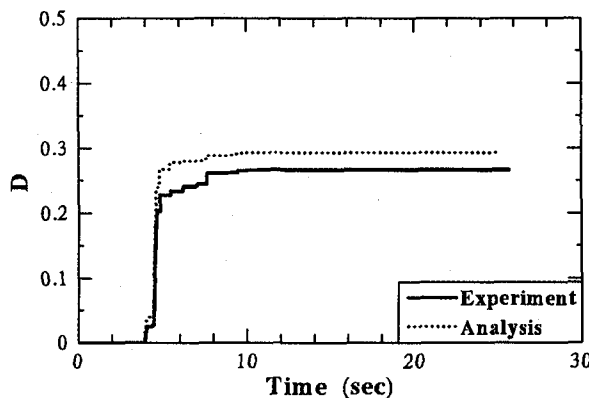
本研究では、鋼製橋脚が水平地震動を受ける場合とし、片持柱の先端に集中質量を有する1自由度系モデルとして、線形加速度を用いて弾塑性地震応答解析を行った。復元力モデルは、本研究で構築したダメージインデックスモデルを使用した。弾塑性地震応答解析では、減衰定数 $\xi=0.05$ 、時間間隔 $\Delta t=0.01\text{sec}$ とした。



(a) 復元力履歴ループ

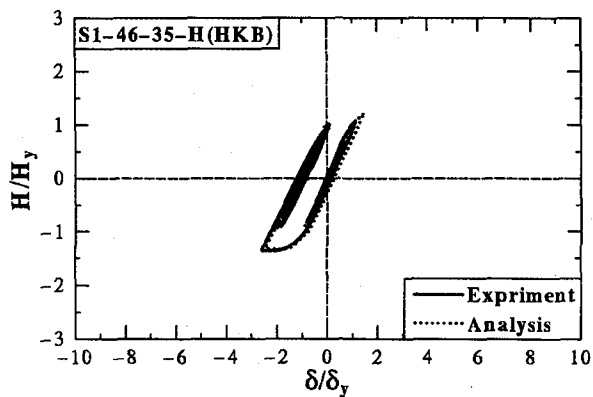


(b) 時刻歴応答

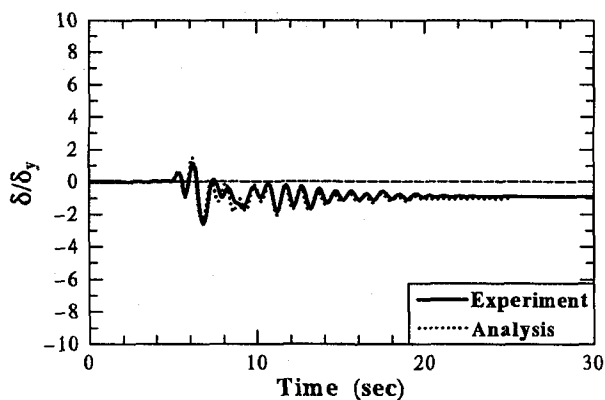


(c) ダメージインデックス

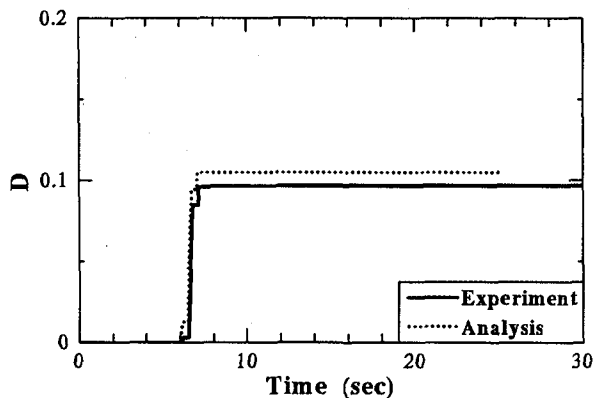
図-9 JMA地震波入力時におけるハイブリッド実験結果と解析結果との比較(供試体S1-46-35)



(a) 復元力履歴ループ



(b) 時刻歴応答



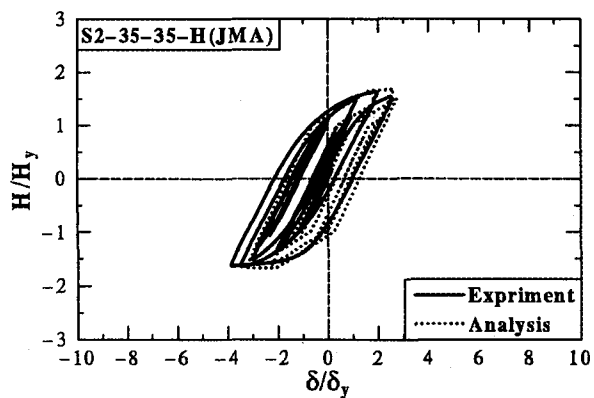
(c) ダメージインデックス

図-10 HKB地震波入力時におけるハイブリッド実験結果と解析結果との比較(供試体S1-46-35)

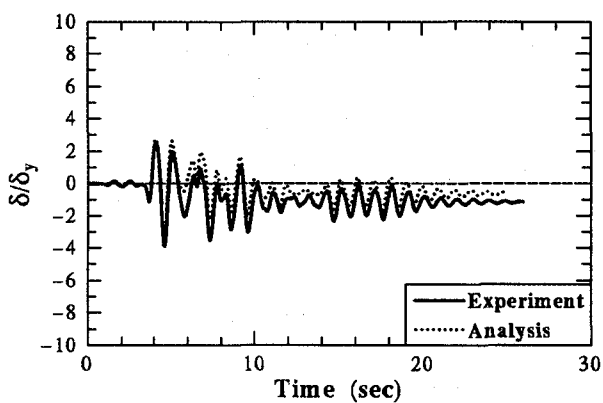
## 6. ハイブリッド地震応答実験と弾塑性地震応答解析との比較

入力地震波として、兵庫県南部地震で観測された地震波のうち、I種地盤用として神戸海洋気象台観測波のN-S成分(以下JMA)、II種地盤用としてJR鷹取駅警報地震計による観測地震波のN-S成分<sup>10)</sup>(以下JRT)、III種地盤用として東神戸大橋観測波のN186成分(以下HKB)を用いた。

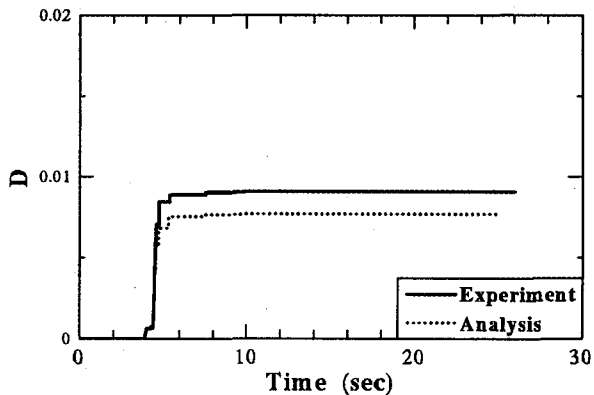
ハイブリッド地震応答実験<sup>7)</sup>と弾塑性地震応答解析の結果を比較する。ハイブリッド地震応答実験におけるパラメータを表-2に示し、最大応答変位、残留変位及びDamage Indexを比較したものを表-3に示す。供試体名の意味は前述したものと同じであり、最後の



(a) 復元力履歴ループ

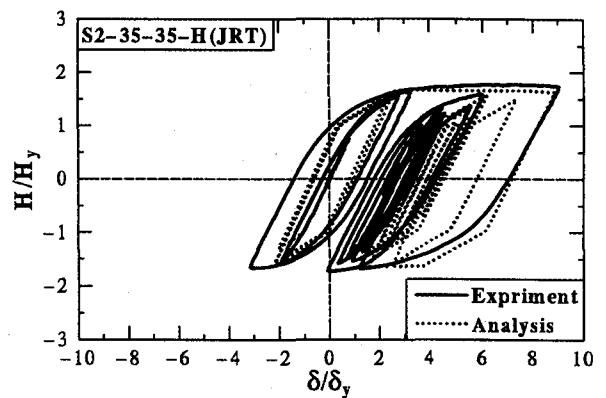


(b) 時刻歴応答

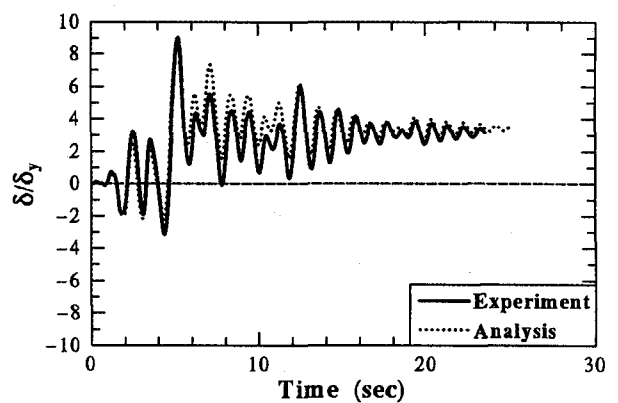


(c) ダメージインデックス

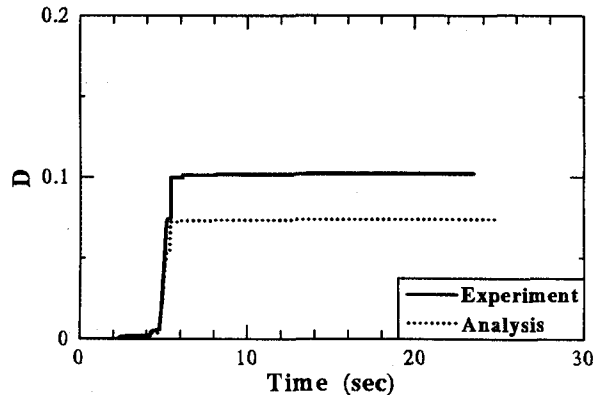
図-11 JMA地震波入力時におけるハイブリッド実験結果と解析結果との比較(供試体S2-35-35)



(a) 復元力履歴ループ



(b) 時刻歴応答



(c) ダメージインデックス

図-12 JRT地震波入力時におけるハイブリッド実験結果と解析結果との比較(供試体S2-35-35)

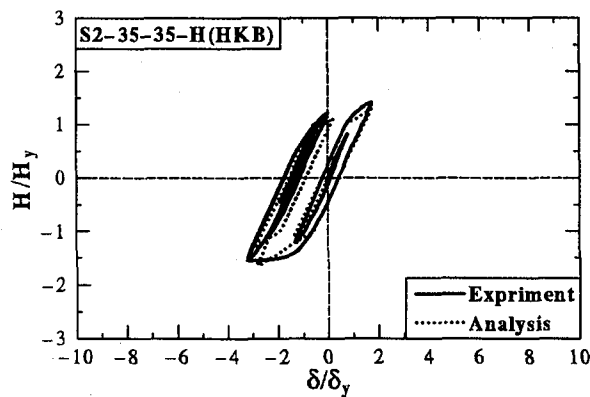
文字は  $H$  がハイブリッド実験を意味し、括弧の中は入力地震波の略称である。また、ここで、 $\gamma$  = 縦方向補剛材剛比、 $\gamma^*$  = 縦方向補剛材の最適剛比、 $P/P_y$  = 実験中に载荷した軸力  $P$  と軸力のみが载荷された時の全断面降伏軸力 ( $= A \cdot \sigma_y$  で、 $A$  は橋脚基部の断面積) の比、 $\delta_{max}$  = 最大応答変位、 $\delta_R$  = 残留変位である。

図-9～図-13は、兵庫県南部地震に対するハイブリッド地震応答実験と弾塑性地震応答解析の復元力履歴

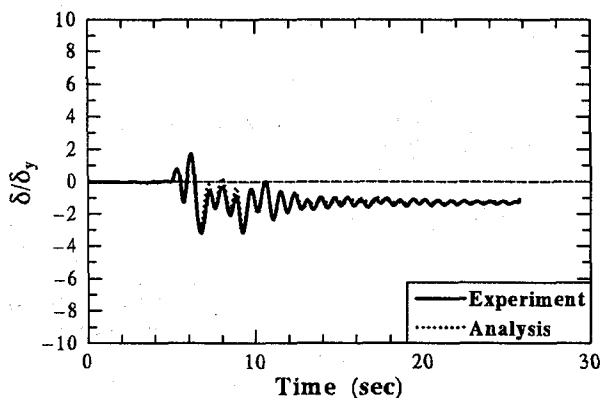
ループ、時刻歴応答及び Damage Index を比較したものである。これらの図及び表-3の結果から次のことが言える。

#### 供試体S1-46-35(図-9,10)

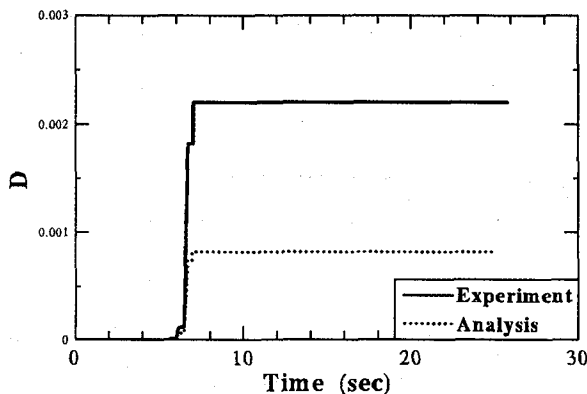
S1-46-35は幅厚比パラメータ  $R_f$  が大きく ( $=0.46$ )、単調载荷実験では、水平変位  $\delta/\delta_y = 2.61$  で、最大水平耐力  $H/H_y = 1.36$  となり、以後、水平変位の増加とともにすぐ強度の低下がみられる供試体である。



(a) 復元力履歴ループ



(b) 時刻歴応答



(c) ダメージインデックス

図-13 HKB地震波入力時におけるハイブリッド実験結果と解析結果との比較(供試体S2-35-35)

応答変位, 残留変位及びDamage Indexについて非常によく一致している。

#### 供試体S2-35-35(図-11,12,13)

S2-35-35は, ハイダクティリティー鋼製橋脚の設計条件<sup>4)</sup>の下で設計された供試体であり, 単調載荷実験では,  $\delta/\delta_y=6$ で最大水平力を生じ,  $\delta/\delta_y=10$ まで強度劣化が見られない。また, 劣化域に入ってから急激な耐力低下はない。

1. I種地盤の地震波のJMAを入力した場合, 時刻歴応答において4秒付近までは一致しているが, 4秒を過ぎると解析値と実験値に差が生じ始め, 最大応答変位において $0.55\delta_y$ , 残留変位についても $0.50\delta_y$ だけ解析値が小さくなっている。しかし, 最大応答変位は解析値が実験値の86%となっており, 比較的一致していると言える。また, Damage Indexについては, 差が0.001程度と非常によく一致している。
2. II種地盤の地震波のJRTを入力した場合, 時刻歴応答において最大応答変位に達する5~6秒付近まではよく一致しているが, それを過ぎると差が生じ始める。しかし, 11秒付近で実験値と解析値との差がなくなり, 残留変位はよく一致する。Damage Indexは解析値が実験値の85%となっているが, Damage Index自体小さい値なので, よく一致していると言える。
3. III種地盤の地震波のHKBを入力した場合, 最大応答変位, 残留変位及びDamage Indexについて非常によく一致している。

#### 両供試体の比較結果について

1. 表-3から分かるように, 最大応答変位については, 解析結果がわずかに実験結果を下回った結果となった。これは復元力モデルの硬化域剛性が, 単調載荷実験の最大荷重点時に, 復元力モデルと実験のエネルギー吸収量が等しくなるように定められている(図-3)のために, 最大荷重点に近い変位の範囲では, 硬化域剛性が高めになることが原因だと考えられる。しかし, 若干の変位の差があるとはいえ, 変位の大きさの比は1.00に近い値であることから, Damage Indexを用いた弾塑性地震応答解析は, ハイブリッド地震応答実験結果をよくシミュレートしていると考えられる。
2. Damage Indexについて見ると, 解析結果と実験結果は比較的良好一致している。中には比が1.00から離れた値になったものもあるが, これについては, 双方の値が非常に小さい値のために, Damage Indexの差の絶対量が小さくても, 比は大きな影響を受けた為である。時刻によるDamage Indexの変化を見ると(図-9~図-13の(c)), 1回目の大きな変位が生じるときに, Damage Indexは急

表-4 パラメトリック解析用橋脚の諸元

| 解析モデル       | $R_f$ | $\bar{\lambda}$ | $\gamma/\gamma^*$ | $P/P_y$ | 地盤種 | 固有周期        | $\alpha$ | $\beta$ | $c$ |
|-------------|-------|-----------------|-------------------|---------|-----|-------------|----------|---------|-----|
| AS-35-25-G1 | 0.350 | 0.250           | 3.00              | 0.212   | I   | 0.557 (sec) | 0.16     | 0.11    | 2.9 |
| AS-35-35-G1 | 0.350 | 0.350           | 3.00              | 0.163   | I   | 0.790 (sec) | 0.22     | 0.11    | 2.9 |
| AS-35-45-G1 | 0.350 | 0.450           | 3.00              | 0.132   | I   | 1.029 (sec) | 0.25     | 0.11    | 2.9 |
| AS-35-55-G1 | 0.350 | 0.550           | 3.00              | 0.124   | I   | 1.341 (sec) | 0.39     | 0.11    | 2.9 |
| AS-35-25-G2 | 0.350 | 0.250           | 3.00              | 0.179   | II  | 0.511 (sec) | 0.16     | 0.11    | 2.9 |
| AS-35-35-G2 | 0.350 | 0.350           | 3.00              | 0.136   | II  | 0.721 (sec) | 0.22     | 0.11    | 2.9 |
| AS-35-45-G2 | 0.350 | 0.450           | 3.00              | 0.109   | II  | 0.935 (sec) | 0.25     | 0.11    | 2.9 |
| AS-35-55-G2 | 0.350 | 0.550           | 3.00              | 0.091   | II  | 1.153 (sec) | 0.39     | 0.11    | 2.9 |
| AS-35-25-G3 | 0.350 | 0.250           | 3.00              | 0.154   | III | 0.475 (sec) | 0.16     | 0.11    | 2.9 |
| AS-35-35-G3 | 0.350 | 0.350           | 3.00              | 0.116   | III | 0.667 (sec) | 0.22     | 0.11    | 2.9 |
| AS-35-45-G3 | 0.350 | 0.450           | 3.00              | 0.093   | III | 0.864 (sec) | 0.25     | 0.11    | 2.9 |
| AS-35-55-G3 | 0.350 | 0.550           | 3.00              | 0.078   | III | 1.063 (sec) | 0.39     | 0.11    | 2.9 |

表-5 単調載荷解析結果

| 解析モデル    | $H_{max}/H_y$ | $\delta_m/\delta_y$ | $\delta_u/\delta_y$ |
|----------|---------------|---------------------|---------------------|
| AS-35-25 | 1.61          | 12.01               | 26.91               |
| AS-35-35 | 1.49          | 9.47                | 18.81               |
| AS-35-45 | 1.41          | 8.05                | 14.39               |
| AS-35-55 | 1.33          | 7.15                | 12.27               |

激に増大し、その後の小さい変位などには、あまり影響を受けていないことが分かる。

## 7. ダメージインデックスモデルと2パラメータモデルとの解析結果の比較

### 7.1 パラメトリック解析

ここでは、本研究で構築されたダメージインデックスモデルを用いて、表-4に示す諸元を持つ鋼製橋脚に対し、パラメトリック地震応答解析を行う。そして、その結果と2パラメータモデルでの解析結果<sup>8)</sup>を比較する。供試体は、幅厚比  $R_f=0.35$  と一定で、細長比  $\bar{\lambda}=0.25, 0.35, 0.45, 0.55$  の4体を用いる。また、実験の代わりに汎用有限要素プログラムABAQUSを用いて単調載荷解析を行い(表-5, 図-14)、破壊変位及び解析パラメータ等を決定した。

入力地震波は、兵庫県南部観測地震波より得られた実観測地震波に対して、これらの地震波による加速度応答スペクトルを道路橋示方書に示される標準加速度応答スペクトル<sup>9)</sup>に適合するように調整した修正地震波(建設省土木研究所から提供されたもので、以下レベル2・タイプII地震波と称する)を用いた。図-15

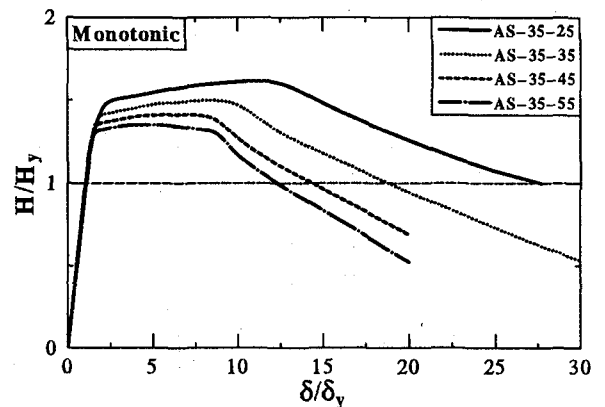
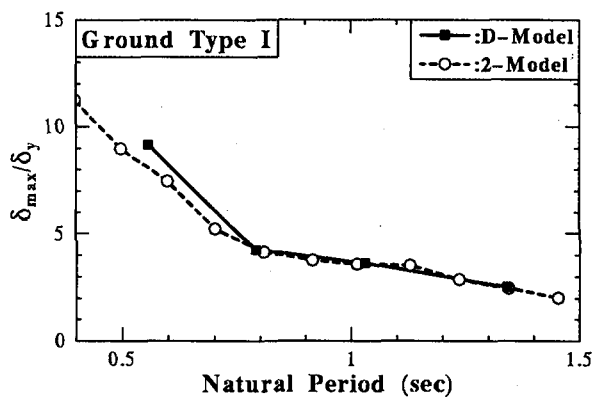


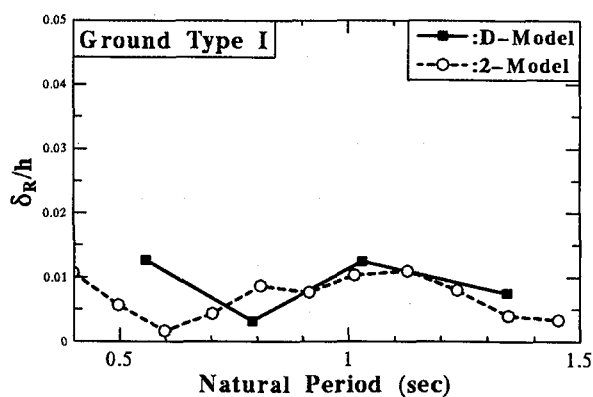
図-14 単調載荷解析結果

及び図-16に各地盤種に対して、ダメージインデックスモデルによる観測場所の異なった3波のレベル2・タイプII地震波入力時の最大応答変位と残留変位の解析結果を平均化したものと、同じ地震波に対する2パラメータモデルによる解析結果を比較したものを示した。ここで、D-Modelはダメージインデックスモデル、2-Modelは2パラメータモデルである。

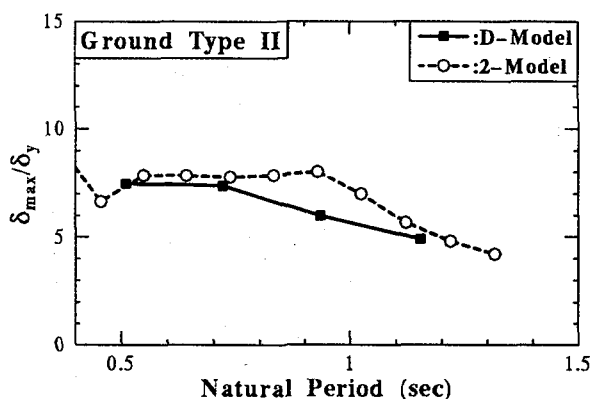
表-4において、解析パラメータ  $c$  はすべての橋脚に対して2.9と一定として用いている。本来、解析パラメータは個々の橋脚に対し、繰り返し載荷実験より定める必要がある。しかし、ここでは繰り返し載荷実験結果が無い。また、表-5を見ると破壊変位  $\delta_u$  が非常に大きく、通常の応答変位ではDamage Indexが非常に小さいために、 $c$  を変化させても解析結果にほとんど影響を及ぼさない。そこで本研究では、実験結果から求められた、これらの橋脚に近いパラメータである供試体S2-35-35の解析パラメータ  $c=2.9$  を用いた。



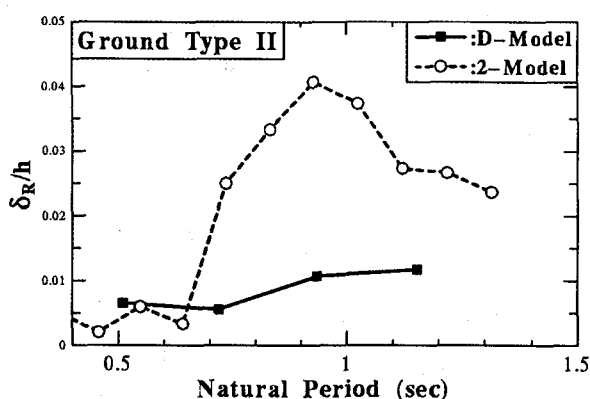
(a) I種地盤



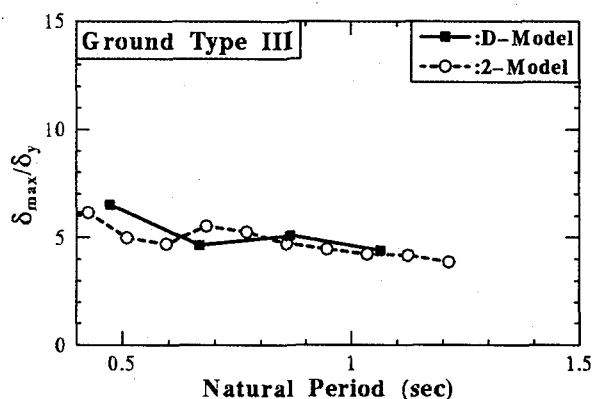
(a) I種地盤



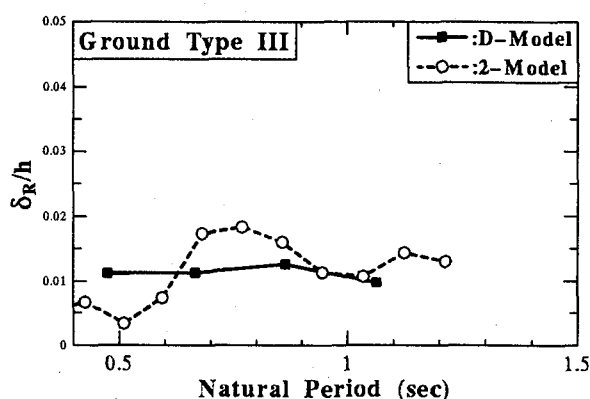
(b) II種地盤



(b) II種地盤



(c) III種地盤



(c) III種地盤

図-15 ダメージインデックスモデルと2パラメータモデルの比較(最大応答変位)

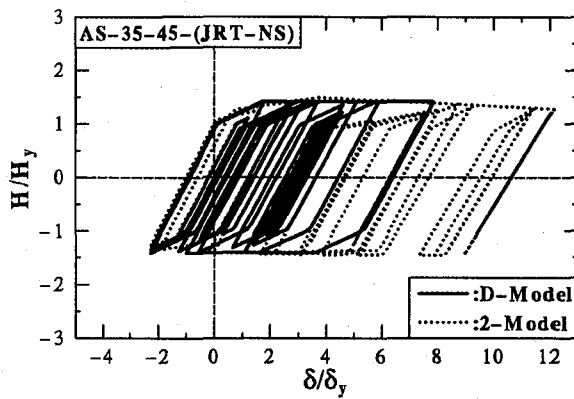
図-16 ダメージインデックスモデルと2パラメータモデルの比較(残留変位)

図-15及び図-16から次のことが言える。

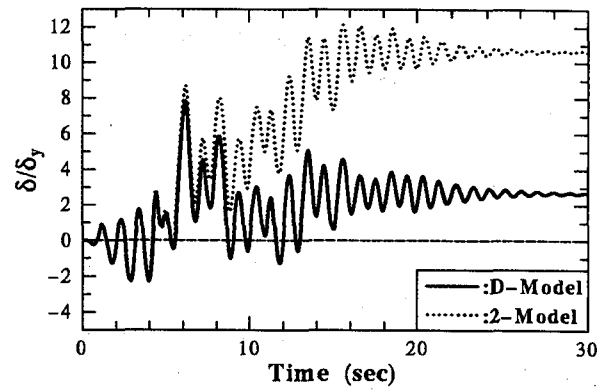
#### 最大応答変位について

1. I種地盤では、橋脚の固有周期が0.6秒付近で、ダメージインデックスモデルが2パラメータモデルを $\delta_y$ 程度上回っているが、橋脚の固有周期が短くなるほど最大応答変位が大きくなるという傾向はよく合っており、その他の固有周期では非常によく一致している。

2. II種地盤では、固有周期が0.9秒付近で2パラメータモデルがダメージインデックスモデルを $2\delta_y$ 程度上回った。その他の固有周期では両者はよく一致している。
3. III種地盤では、固有周期が0.5秒~0.7秒付近で、若干のばらつきが見られるものの、両者のモデルは、最大応答変位及び固有周期による傾向とにもよく合っている。



(a) 復元力履歴ループ



(b) 時刻歴応答

図-17 ダメージインデックスモデルと2パラメータモデルの比較(解析モデルAS-35-45-G2)

### 残留変位について

1. I種地盤では、最大応答変位と同様に固有周期が0.6秒付近で、ダメージインデックスモデルが2パラメータモデルを上回っているが、その他の固有周期では、比較的良好に一致している。また、固有周期による傾向もよく合っている。
2. II種地盤では、固有周期が0.5秒まではよく一致しているが、0.7秒以上の範囲において2パラメータモデルがダメージインデックスモデルを大きく上回る結果となった。
3. III種地盤では、固有周期が短周期領域において若干のばらつきが見られるものの、残留変位及び傾向と共によく合っている。

全体的な比較をすると、II種地盤の残留変位を除き、ダメージインデックスモデルによる解析結果と2パラメータモデルによる解析結果は、最大応答変位及び残留変位共に比較的良好に一致していると言える。これによって、異なる2つの復元力モデルによる解析結果が良く一致していることから、両モデルの弾塑性地震応答解析結果が妥当なものであることが分かり、信頼性が照査されたと考えられる。ただし、II種地盤の残留変位については、橋脚の固有周期が0.7秒以上の範囲において、2つの復元力モデルの解析結果に相違が生じた。以下にこの原因について考察する。

### 7.2 II種地盤において両モデルの解析結果に差が生じた理由

2パラメータモデルによる解析結果が、ダメージインデックスモデルによる解析結果より、II種地盤において、固有周期が0.9秒付近で最大応答変位 $2\delta_y$ 程度、残留変位が最大で4倍程度大きく差が生じた理由として、レベル2・タイプII地震波の中に復元力モデルの相違による応答の影響が非常に大きい地震波があったことによる。

図-15及び図-16の結果は、各地盤種に対し3つのレベル2・タイプII地震波を入力し、その平均値を用いているが、II種地盤では、その中の1つの地震波(JR鷹取駅警報地震計N-S成分)を入力した場合、2パラメータモデルの応答が非常に大きくなった。図-17に解析モデルAS-35-45-G2と同じパラメータで、JR鷹取駅警報地震計N-S成分(以下JRT-NS)の地震波を入力した場合の、ダメージインデックスモデルと2パラメータモデルによる復元力履歴ループ及び時刻歴応答を比較したものを示す。

時刻歴応答を見ると、4秒付近までは両モデルはよく一致しているが、ダメージインデックスモデルで最大応答変位の生じる6.2秒付近で、変位が $\delta_y$ 程度だけ2パラメータモデルが上回る。ここでの差の原因は、2パラメータモデルの復元力が最大荷重点を迎え、負の剛性の劣化剛性域にあるのに対し、ダメージインデックスモデルの復元力は、劣化域剛性に達していないことが考えられる。

ところが、2パラメータモデルの最大応答変位は6.2秒付近ではなく15.6秒付近で生じており、その差は $4\delta_y$ 以上もあった。この原因は、2パラメータモデルの履歴法則では、一旦、変位が最大荷重時の変位 $\delta_m$ を越えると、復元力は荷重が正の領域では、硬化域剛性、劣化域剛性が見られるのに対し、荷重が負の領域では、変位が $-\delta_m$ に達するまで硬化域剛性及び劣化域剛性が見られない。よって、この状態では正の変位の方向には変位が出やすく、反対側(負の変位側)には変位が出にくくなる。このため、2パラメータモデルでは、片側(正の変位側)に橋脚の変位が大きくなってしまったと考えられる。これに対し、ダメージインデックスモデルは、変位が $\delta_m$ を越えてしまった後でも荷重が負の領域においても硬化域剛性が存在するため変位が負の方向に戻り、それによって、最大応答変位に差が生じたと考えられる。

この差については、この周期の橋脚に対し、ハイブリッド地震応答実験を行い、検証をすることが必要である。

## 8. 結言

本研究では、局部座屈の生じ易い鋼製橋脚に対して Damage Index を定義し、それを用いて鋼製橋脚に対する 1 自由度系復元力モデル(ダメージインデックスモデル)を構築した。復元力モデルを定めるために必要なパラメータは、① Damage Index に含まれる構造パラメータ  $\beta, c$ , ② 破壊時の変位  $\delta_u$ , ③ 最大荷重  $H_{max,1}$  とその変位  $\delta_m$ , ④ 硬化域剛性係数  $\alpha$  の 6 つであり、これらは単調載荷および繰り返し載荷実験によって定められる。次に、兵庫県南部地震の観測地震波を用いて弾塑性地震応答解析を行い、ハイブリッド地震応答実験との比較およびモデルの検証を行った。また、固有周期を変化させた橋脚に対し、レベル 2・タイプ II 地震波を入力し、その解析結果と 2 パラメータモデルでの解析結果を比較した。本研究で得られた結論の主なものを列挙すると以下の通りになる。

1. Damage Index を用いて鋼製橋脚に対する新しい復元力モデルを構築した。この復元力モデルは、橋脚の強度および剛性が Damage Index の値に応じて低下すると仮定している。
2. 補剛箱形断面鋼製橋脚に対する単調載荷および繰り返し載荷実験より、2 つの橋脚に対しての解析パラメータを決定した。決定したパラメータは、供試体 S1-46-35 に対し、 $\alpha = 0.45, \beta = 0.11, c = 1.5$ , また、供試体 S2-35-35 に対して、 $\alpha = 0.29, \beta = 0.11, c = 2.9$  である。
3. ダメージインデックスモデルを用いての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最大応答変位、残留変位において比較的良好な精度で一致した。このことから、ダメージインデックスモデルの妥当性が検証された。
4. 固有周期を変化させた橋脚に対し、レベル 2・タイプ II 地震波を入力し、解析結果と 2 パラメータモデルでの解析結果を最大応答変位及び残留変位について比較した。各地盤種ごとの結果は次の通りである。
  - I 種地盤に関しては、橋脚の固有周期が 0.6 秒付近で若干の差が見られるものの、全体的に最大応答変位、残留変位は共によく一致している。
  - II 種地盤に関しては、最大応答変位については固有周期が 0.9 秒付近を除いて、比較的良好に一致している。しかし、残留変位では固有周期が 0.7 秒以上の範囲において 2 パラメータモデルがダメージインデックスモデルを大きく上回る

結果となった。

- III 種地盤に関しては、I 種地盤と同様に固有周期が短周期領域において、若干のばらつきが見られるものの、両者のモデルの最大応答変位、残留変位は共によく一致している。

上記の結果から、II 種地盤の残留変位を除いて、ダメージインデックスモデルによる解析結果と 2 パラメータモデルによる解析結果は最大応答変位、残留変位共に比較的良く一致していることから、弾塑性地震応答解析結果の信頼性が照査できた。

5. II 種地盤の残留変位については大きな差が生じたことから、これについては、ハイブリッド地震応答実験による検証が必要である。今後の研究課題としては、このダメージインデックスモデルは、個々の橋脚に対して、破壊変位  $\delta_u$  及び解析パラメータ  $\alpha, \beta, c$  を決定する必要がある。よって、実験結果のない橋脚に対し解析を行うために、多くの実験結果より橋脚のパラメータから、これらの数値の推定式を求める必要がある。

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) 寺田昌弘: 強震時の鋼製橋脚の安全性評価法に関する研究, 名古屋大学工学部土木工学科修士論文, 1993
- 2) 鈴木森晶, 宇佐美勉: 繰り返し荷重下における鋼製橋脚モデルの強度と変形能の推定式に関する研究, 土木学会論文集, No.519/I-32, pp115-125, 1995.7
- 3) 鈴木森晶, 宇佐美勉, 寺田昌弘, 伊藤努, 才塚邦宏: 箱形断面鋼製橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析, 土木学会論文集, No.549/I-37, pp191-204, 1996.10
- 4) 宇佐美勉: ハイダクティリティー鋼製橋脚, 橋梁と基礎 1996 年 7 月。
- 5) Satish Kumar and Tsutomu Usami: Inelastic Seismic Response Analysis of Thin-walled Steel Bridge Piers, NUCE Research Report, No.9602, 1996.3
- 6) Satish Kumar and Tsutomu Usami: An evolutionary-degrading hysteretic model for thin walled steel structures, Engineering Structures, Vol.18, No.7, pp504-514, 1996.
- 7) 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による検証～, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp361-368, 1997 年 1 月
- 8) 水越秀和, 宇佐美勉, 鈴木森晶: 鋼製橋脚の要求性能と保有能力, 第 24 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.1033-1036, 1997 年 7 月
- 9) 日本道路橋協会: 道路橋示方書・同解説書 (V 耐震設計編), 丸善, 1996 年 12 月
- 10) Y.Nakamura: Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake, JR Earthquake Information, Railway Technical Research Institute, No.23c, February, 1995.

(1997 年 9 月 26 日 受付)