

鋼製橋脚の耐震診断法とその力学的背景

名古屋大学大学院工学研究科 土木工学専攻 教授 フェロー 宇佐美勉
名古屋高速道路公社 工務部設計課 正会員 前野裕文
瀧上工業(株) 橋梁技術部 正会員 織田博孝

1. まえがき

この論文では、鋼製橋脚に対する2つの耐震診断法を示し、その手法の力学的な要点を説明する。ここで耐震診断法には、構造物の諸元を調査して構造物が持つ性能（保有性能：Supply で S と記す）だけを判定するものも考えられるが、想定地震動による応答が分からなければ構造物が耐えるのか否かは明らかにならない。したがって本論文で示す方法は、想定地震動から構造物に対して要求される性能（要求性能：Demand で D と記す）も求め、定量的に

$$S \geq D \quad (1)$$

を照査するものとしている。結局、いわゆる耐震設計法または照査法と変わりはない。

レベル2地震動を想定すれば性能の照査項目は、要求性能として設計水平荷重、最大応答変位、残留変位である。これらに対応する保有性能は保有水平耐力、終局変位、残留変位制限値である。本論文では、これらの算定方法を示す。この算定方法には、静的解析によるものと動的解析によるものがあり、それぞれを一次診断法および二次診断法と呼ぶことにする。本論文では、この順に説明してゆき、最後に名古屋高速道路公社で行った大型の実験供試体への適用を試みる。

2. 一次診断法

2-1 一次診断法の概要

ここで述べる一次診断法は、準静的実験より定めた実験公式¹⁾、あるいは Pushover 解析²⁾ と言われる弾塑性2次静的解析と、エネルギー一定則により保有性能 S を求めるものである。いわゆる地震時保有水平耐力法と言われる方法に当たる。

図-1は準静的実験（繰り返し載荷実験の包絡線）あるいは Pushover 解析により、一定鉛直荷重が作用する鋼柱の水平荷重 H とその作用点の水平変位 δ の例を表している。ただし、水平変位は水平荷重を増加させたときからの変位で、それまでの鉛直荷重の偏心による曲げの変位は考えない。図-1の δ_u は終局変位であり、 δ_a はそれに安全係数を見込んで定めた許容変位である。道示³⁾ に従えば、 δ_a に対応する水平荷重が保有水平耐力 H_a になる。これらの量から、エネルギー一定則を用いて要求性能 D 、保有性能 S が次式のように求められる。

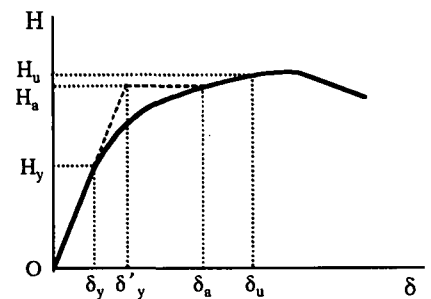


図-1 鋼製橋脚の $H-\delta$ 曲線

図-1の δ_u は終局変位であり、 δ_a はそれに安全係数を見込んで定めた許容変位である。道示³⁾ に従えば、 δ_a に対応する水平荷重が保有水平耐力 H_a になる。これらの量から、エネルギー一定則を用いて要求性能 D 、保有性能 S が次式のように求められる。

$$D = k_{hc} W \quad (2)$$

$$S = \sqrt{2\mu_a - 1} \cdot H_a \quad (3)$$

ここで、 $\mu_a = \delta_a / \delta_y'$ （許容塑性率）である。保有性能評価において、実験公式はコンクリートを充填していない鋼柱に対して種々のパラメータを考慮して求められている¹⁾。一方、コンクリートを充填した

キーワード：鋼製橋脚，耐震診断，Pushover 解析，動的解析

連絡先：名古屋市千種区不老町 名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻

TEL 052-789-4617 FAX 052-789-5461

鋼柱に対しては、様々な充填高さが考えられ、適切な充填高さを評価するためにも Pushover 解析により保有性能を求めた方がよい。したがって、以下はコンクリートを充填しない鋼製橋脚とコンクリートを充填した鋼製橋脚に分けて説明する。

2-2 コンクリートを充填しない橋脚

鋼製橋脚の強度と変形能は種々のパラメータの影響を受けるが、最も影響の大きいパラメータに対して、期待できる橋脚の強度と変形能の算定公式を実験結果に基づいて求めた⁴⁾。支配的なパラメータのうち、影響の大きいパラメータ⁴⁾として、①フランジ板の幅厚比パラメータ R_f 、②細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ 、③軸力比 P/P_y を取り上げ、準静的実験から得られた最高荷重 H_{max}/H_y 、その時の変位 δ_m/δ_y 、 $0.95H_{max}$ まで荷重が低下した点に対応する変位 δ_{95}/δ_y (ここで、 H_y および δ_y は、それぞれ降伏荷重および降伏変位) を上記パラメータの適切な組み合わせ (すなわち、実験値のばらつきが出来るだけ小さくなるような組み合わせ) を横軸にとって示したものが図-2である⁴⁾。ここで、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は次式で定義される。

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \cdot \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (4)$$

ここで、 h =柱の高さ、 r =断面2次半径、 σ_y =鋼材の降伏

応力、 E =鋼材のヤング係数である。 δ_m に及ぼす軸圧縮力 P の影響はあまり大きくないので無視してある。実線は最小2乗法によって求められた回帰曲線 (M曲線)、点線はそれから条件付標準偏差を差し引いた曲線 (M-S曲線) である。それぞれの図における回帰曲線および標準偏差 (S) の値は下記のように与えられる。

$$\frac{H_{max}}{H_y} = 0.101 (R_f \cdot \bar{\lambda})^{-1.0} + 0.880 \quad (S=0.242) \quad (5)$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_y} = 0.00759 (R_f \sqrt{\bar{\lambda}})^{-3.5} + 2.59 \quad (S=1.32) \quad (6)$$

$$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = 0.0147 \left\{ \left(1 + \frac{P}{P_y} \right) R_f \sqrt{\bar{\lambda}} \right\}^{-3.5} + 4.20 \quad (S=1.40) \quad (7)$$

上式の適用範囲は以下のようなものである。

$$0.3 \leq R_f \leq 0.7, \quad 0.25 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5, \quad 0.0 \leq P/P_y \leq 0.3, \quad \gamma/\gamma^* \geq 3.0$$

強度 H_{max}/H_y の平均値は、1.2~2.1倍となり、幅厚比と細長比の積が小さくなれば大きくなる。変形能 δ_m/δ_y あるいは δ_{95}/δ_y は、横軸が概略 0.2 以下になると急激に上昇する。なお、式(4)~(6)は元々、 $P/P_y \leq 0.2$ の橋脚に対する実験から示されたものであるが、その後の数値解析により $P/P_y \leq 0.3$ まで適用可能であることが明らかになった⁵⁾。

次に、変形能の目標値とそれを達成するためのパラメータの値を具体的に求めてみる。例えば、大きな変形能が期待できる補剛板 ($R_f=0.35$) のとき、式(13)の δ_{95}/δ_y を用いて求めた目標塑性率 μ とそれが達成

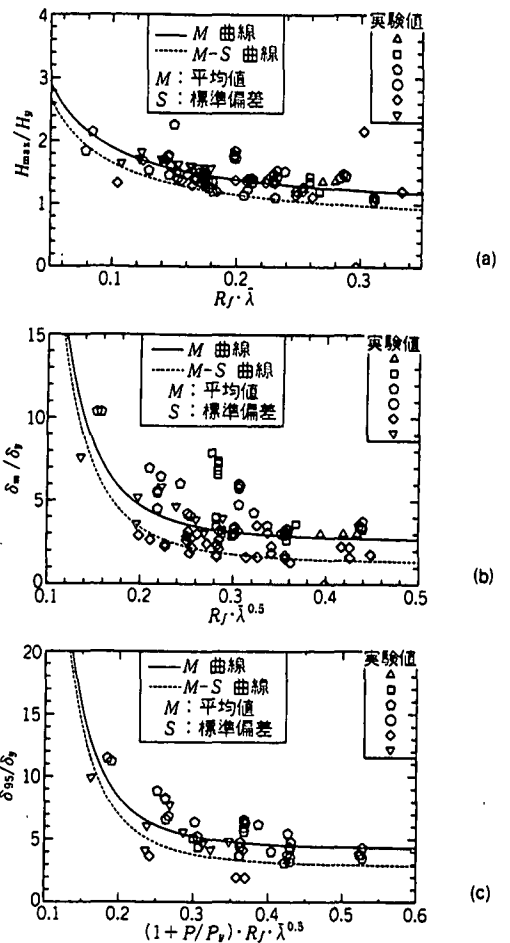


図-2 補剛断面柱の強度と変形能

できる細長比パラメータの最大値の値は表-1のようになる。ただし、軸力比 P/P_y は 0.2 とする。表-1において、MおよびM-Sは、それぞれ式(6)、および式(6)から標準偏差 ($S=1.4$) を差し引いた式から求められた $\bar{\lambda}$ の値である。

表-1 目標塑性率と細長比パラメータの最大値

(補剛箱形断面, $P/P_y = 0.2$, $R_r = 0.35$)

目標塑性率 μ	4	5	6	7	8	
$\bar{\lambda}$ の 最大値	M	∞	0.58	0.36	0.28	0.24
	M-S	0.46	0.32	0.26	0.23	0.20

2-3 コンクリートを充填した橋脚

次に、弾塑性2次静的解析 (Pushover 解析) に基づく鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の概要について述べる⁶⁾。この解析は充填コンクリートの有無にかかわらず、同じ解析法が適用でき、ラーメン形式鋼製橋脚にも適用可能である。基本的な考えは、文献[4]に基づいている。

(1) 解析モデル

Pushover 解析は1次設計時の荷重状態の慣性力に相当する水平荷重を単調に増大させた解析を行う。例えば、図-3に示すような2層ラーメンで1層および2層のはりに上部構造(それぞれ、重量が W_1, W_2) が載る構造の場合には、荷重状態は左側の図に示したようになる。ここで、 k_{hc} は設計水平震度である。道路橋示方書³⁾では水平震度の高さ方向の分布には触れられていないので、高さ方向に一定の水平震度に上部構造重量 W_i を乗じて慣性力を求める。この構造に対する解析モデルは右側の図に示したようなものになる。ここで、鉛直力は左側の図の場合と同じであるが、水平力は2つの慣性力の比を保ちながら単調増大させていく。そのため、図の場合には上段の水平力を H 、下段の水平力を $H \cdot W_1/W_2$ として、上部構造重量 W_i を一定に保ちながら H を徐々に増加させる荷重条件で解析を行う。

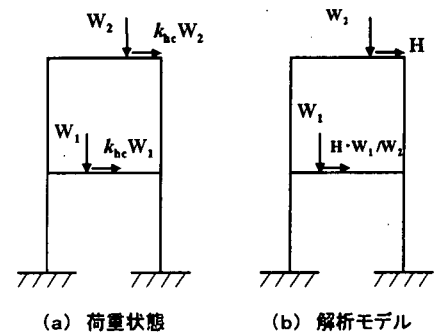


図-3 Pushover 解析

(2) 応力-ひずみ関係および破壊条件

解析には「①材料の応力-ひずみ関係」、および「②構造物の破壊条件」を定める必要がある。

①に対しては、文献[4]に鋼 (SS400~SM570) およびコンクリートに対する応力-ひずみ関係の具体的

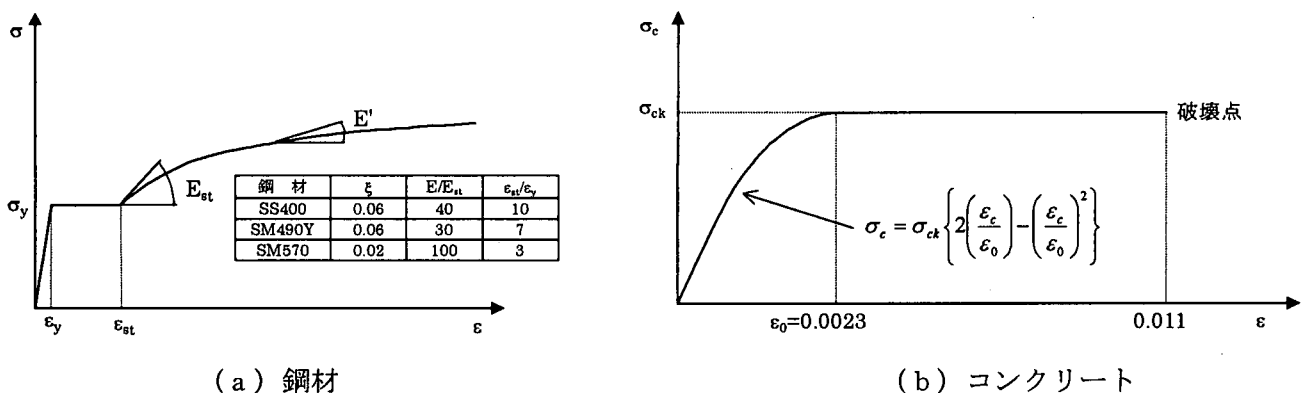


図-4 応力-ひずみ曲線

な形が与えられているのでそれらを使用すればよい(図-4)。鋼材に対しては、引張および圧縮とも同じ応力-ひずみ関係を用い、ひずみ硬化を必ず考慮する。ひずみ硬化を考慮しないと変形が一断面のみに集中し、塑性域が広がらないため誤った結果を得る。コンクリートは引張り強度を無視し、圧縮破壊はコンクリートが橋脚内部に拘束されているので、1.1%まで生じないものとしている⁶⁾。

②は解析によって求められる水平荷重—水平変位 (H- δ 曲線) の終点 (後述の終局水平変位 δ_u) を定めるために必要な条件である。これについては、補剛箱形断面橋脚に対して文献[4]に詳細に記述されている。詳細は同文献に譲るが、基本は最も危険な断面を含む部材のセグメント (有効破壊長と称する長さを持つ部材セグメント) が過度の局部座屈、塑性化などにより変形能を失ったとき、すなわち回転容量 (Rotation capacity) を越えたとき構造物は破壊すると仮定する。なお、断面が比較的厚肉で変形能は十分あるものの、構造がスレンダーでしかも鉛直荷重が大きい橋脚 (いわゆるハイピヤー構造) の場合には、断面が変形能を失う前に P- Δ 効果により荷重降下が生ずる場合がある。この場合には、最高荷重の 95% の荷重点を終局限界とする⁴⁾。

以上をまとめると、構造物の破壊は次のいずれかが生じたときで、その点が終局限界である。

- (a) 構造物の一部が部材セグメントとしての変形能を失う (すなわち回転容量を超える)。
- (b) 構造物全体が不安定になり荷重が最高荷重の 95% まで降下する。

文献[2]には、補剛箱形断面橋脚 (コンクリート充填および無充填) に対する具体的な計算法が示されている。パイプ断面、八角形断面、その他の断面に対しては、鋼断面の変形能を求める式さえ準備すれば同じように適用可能である。

(3) 解析方法

Pushover 解析には、1 次解析 (微小変位解析) で十分な場合も多いが、結果が妥当であるかどうかの判定が難しいので 2 次解析を行うのがよい。ただし、Pushover 解析で取り扱わなければならない非線形性は材料非線形の方が主体で、幾何学的非線形性はあまり強くない。文献[4]には鋼製橋脚に対する保地震時保有水平耐力算定専用の解析プログラムの解説があり、プログラムソフトは市販されている。なお、解析では鉛直荷重をまず加え、ついで鉛直荷重を一定に保ちながら水平荷重を増加させる。解析は、前述の終局限界に達するまで継続される。

(4) 結果の解釈

解析結果は図-1 に示したような水平荷重 H とその作用点の水平変位 δ として表される。この結果に基づいて 2 層のラーメンの要求性能および保有性能を求める方法はまだ定まっていないが、たとえばエネルギー一定則を構造物全体の塑性率 (Global Ductility) $\mu_a = \delta_a / \delta_y$ から計算できるとして、次式から要求性能 (D) および保有性能 (S) を計算し、照査を行うことが考えられる。

$$D = k_{hc} W_2 (1 + W_1 / W_2) \quad (8)$$

$$S = \sqrt{2\mu_a - 1} \cdot H_a (1 + W_1 / W_2) \quad (9)$$

上記の計算過程から分かるように、この方法は基本振動モードが卓越するとき妥当な解を与えると考えられる。最後に、Pushover 解析に対するコメントを若干述べたい。

- ・この方法は 1 方向载荷に対する骨組構造解析であり、局部座屈は考慮しない。従って、有限要素法を用いるときは棒要素を用いればよい。
- ・解析には、部分塑性化およびひずみ硬化等に伴う構成要素の材料特性の変化、P- Δ 効果 (幾何学的非線形性)、および水平荷重による柱の軸力の変化等が考慮されなければならない。
- ・従って、鉄筋コンクリート橋脚の解析に用いられるような、M- ϕ 関係を用いた解析よりは、応力—ひずみ関係をそのまま用いた解析 (Fiber model) の方がよい。
- ・ラーメン構造の解析には隅角部のせん断変形が考慮できる解析が望ましい。
- ・残留応力、初期たわみは一般に考慮しなくても良い。それらの影響は繰り返し载荷の際は消滅してしまうため単調载荷で繰り返し载荷を代用している本解析では無視しても良いと考えられる。
- ・Pushover 解析は動的解析の便法の一つであり、高次のモードが卓越する場合は精度が悪くなる。従って複雑な構造物の場合には動的解析も同時に実施し破壊モードが両解析で一致するかどうかを確かめるのがよい。

2-4 残留変位の照査

残留変位の照査は、地震終了後の機能保持を意図したものである。残留変位は、次章に示す二次診断法では弾塑性地震応答解析から求められるが、静的解析に基づく一次診断法では次の経験式を用いて算定することができる。

$$\delta_R = \delta_y \left[\tan \left(0.208 \frac{\delta_{\max}}{\delta_y} - 1.46 \right) + C \right] \geq 0.0 \quad (10)$$

$C = 2.7$ (コンクリート非充填橋脚)

$= 2.2$ (コンクリート充填橋脚)

一方、許容残留変位は地震終了後の機能維持の程度によって定められ、文献 [4] には機能保持限界の区分と許容残留変位の案が示されている。

3. 二次診断法

3-1 二次診断法の概要

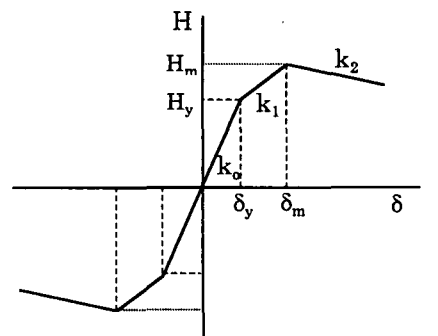
2次診断法は要求性能 D を弾塑性地震応答解析により求めるもので、地震動の特性をより正確に反映できる。特に、地震後の残留変位は地震動の特性によってかなり異なるので、動的解析により求めるのが望ましいと思われる。要求性能 D の具体的な値は、動的解析により求められた橋脚頂部の最大応答水平変位、および残留変位で表される。これに対応する橋脚の保有性能 S は、一次診断法で述べた実験公式または Pushover 解析により求めた橋脚頂部の許容水平変位、および残留変位制限値で与えられる。弾塑性地震応答解析を実施するときには復元力モデルが必要であるので、鋼製橋脚に適用できるモデルについて概説する。

3-2 2パラメータモデル

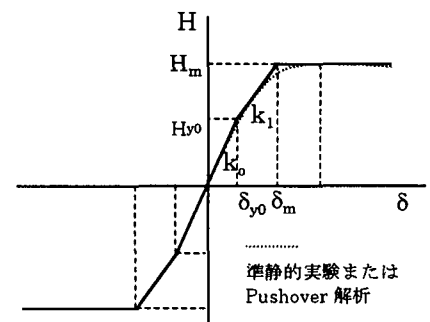
橋脚を頂部にのみ集中質量を持つ1自由度系にモデル化する場合には、復元力特性を橋脚頂部の水平力 H と水平変位 δ の履歴曲線として表現すればよい。鋼製橋脚の1自由度系モデルに適用できる復元力特性として2パラメータモデルと呼ぶモデルが開発されており⁸⁾、この概要を説明する。

一般的に、復元力特性の形を決定するには骨格曲線(スケルトンカーブ)と履歴法則が必要となる。骨格曲線は通常、静的弾塑性解析または準静的実験から求められ、ここで示す2パラメータモデルではトリリニアカーブに近似する。一方、履歴法則としては鉄筋コンクリート部材に対して、3つのパラメータ α (剛性低下)、 β (強度劣化)、 γ (ピンチ挙動)を用いた、3パラメータモデル⁹⁾と言われる復元力モデルがある。3つのパラメータのうち、鉄筋コンクリート部材特有のピンチ挙動を表現する γ は用いず、 α 、 β のみを用いて局部座屈および $P-\Delta$ 効果を考慮したものが、2パラメータモデル⁸⁾ と称する鋼製橋脚に適用可能な履歴法則である。

コンクリートを充填しない鋼製橋脚の場合⁸⁾、局部座屈および $P-\Delta$ 効果の影響を考慮するため劣化域を含むトリリニア型の骨格曲線を使用する(図-5(a))。図中の降伏点に対応する荷重 H_y および変位 δ_y は理論的に求められ、最高荷重点



(a) コンクリートを充填しない場合



(b) コンクリートを充填した場合

図-5 骨格曲線

の荷重 H_m および変位 δ_m は式(5)の H_{max} および式(6), または準静的実験から求められる。また, 劣化域の勾配は, 最高荷重点と最高荷重の 95%荷重点に対応する変位 δ_{95} (式(7)または準静的実験) から求めることが出来る。具体的な履歴法則については文献[8]を参照されたい。

コンクリートが部分的に充填された鋼製橋脚の場合¹⁰⁾, 柱基部での局部座屈進展に伴う急激な耐力の低下が抑制される。そこで, コンクリートを最適高さ以上に充填した鋼製橋脚用には, 図-5 (b)に示すような劣化域のないトリリニアモデルを採用した。図中のそれぞれの量は以下のように求められる。名古屋大学で行ったコンクリートを部分充填した橋脚モデルの準静的実験の結果から, 初期降伏荷重としてコンクリートを無視し, かつ軸圧縮力を考えないときの降伏水平力 H_{y0} を用いてよいと考えられた。初期降伏荷重に対応する変位 δ_{y0} を求めるには軸力が零の時の初期降伏荷重 H_{y0} を初期剛性 k で除すことにより求められる。初期剛性 k は, 実験値がある場合はそれを使用し, 無い場合のコンクリート充填断面の曲げ剛度は鉄筋コンクリート断面と同様に求めればよい。最大荷重 H_m は, 準静的実験の包絡線より得られた最大荷重点の値を使用する。これが無い場合は Pushover 解析により求められた値を使用する。最大荷重点に到達する変位 δ_m は, 硬化域剛性 k_1 を用いて求めるが, 実験結果から硬化域剛性 k_1 は初期剛性 k の 0.2 倍とした。これは, 静的実験または準静的繰り返し載荷実験で得られた包絡線を良くフィットするように定めたものである。つまり, 図-5 (b)に示すように最大荷重付近はなだらかな曲線を持っており, 先に述べた初期降伏点と真の最高荷重点を直線で結ぶとエネルギー吸収能を過小評価してしまうからである。具体的な履歴法則については文献[10]を参照されたい。

5. 適用例

二次診断法の適用例として, 名古屋高速道路公社が実施したコンクリート部分充填単柱式鋼製橋脚の繰り返し載荷実験の供試体 3 体 (N3, N-4, N-5) を用いる [11]。供試体はいずれも, 実物のほぼ 1/3 縮尺模型であり, 概略図を図-6, 諸元を表-2 に示す。N-3 供試体はコンクリート充填率=31%, 幅厚比パラメータ=0.46, 細長比パラメータ=0.26, 縦方向補剛材剛比/最適剛比=3 であり, 文献[7]の最適コンクリート充填高さに近く, 8.0 程度の大きな変形能が期待できる供試体である。N-4, N-5 供試体は既設橋脚に対する縦方向補剛材の補強効果を調べるために計画された実験で, N-4 が補強前, N-5 が補強後の橋脚を想定している。N-4 は中空断面部の補剛材剛比が最適剛比の 0.52 でかなり小さいが, N-5 供試体は補剛材が補強されたことを想定して最適剛比の 3 倍程度の大きさの補剛材剛比が用いられている。なお, いずれの供試体もコンクリートは柱基部に柱高さの 30% だけ充填されており, 軸力比 P/P_y は 0.15 である。

実験結果と Pushover 解析結果との比較は文献 [2] に述べられており, 解析結果は実験結果と非常に良い相関を示している。図 7, 8 はそれぞれ N-3, N-5 供試体の水平荷重—水平変位関係を示す。図の点線 (Static) が Pushover 解析の結果であり, 黒丸の点が破壊点である。すなわち, その点が橋脚の保有性能 S の終局変位である。一方, 地震応答解析で求められた慣性力と水平変位の履歴曲線が実線 (Dynamic) である。用いた地震波は JR 鷹取駅で観測された地震波である。履歴曲線から求められた最大応答変位の絶対値が要求性能 D を表す。ここで示した例では, いずれの場合も $S \geq D$ (式 1) を満足しており安全である。一方, 残留変位も地震応答解析から求められ, N-3, N-5 供試体の残留変位はそれぞれ $h/299$, $h/877$ であり, 数日内の補修で機能回復できる C ランクの損傷 ($h/300$ 以下) で済むことが分かる。

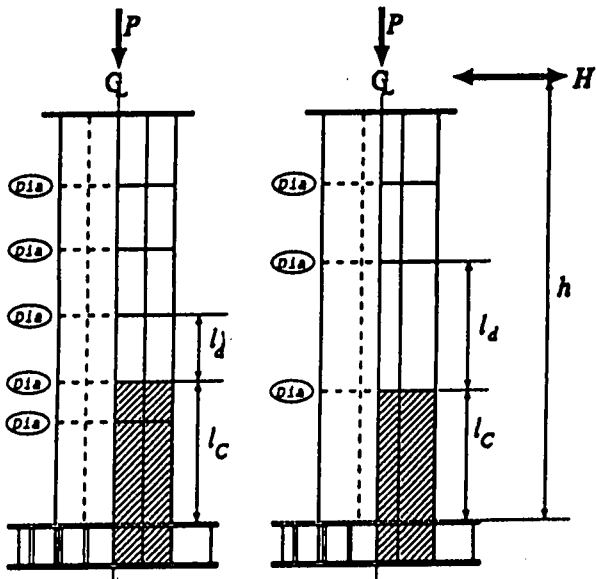
6. あとがき

鋼製橋脚の一次および二次診断法について述べた。一次診断法は静的解析に基づくいわゆる保有水平耐力照査法であり, 二次診断法は, 弾塑性地震応答解析に基づく動的照査法である。後者の場合は, 要求性能が最大応答変位および残留変位であり, 保有性能は静的解析あるいは繰り返し実験から求められる終局変位および機能保持のための残留変位制限値 [4] である。

表一 2 供試体パラメータおよび材料定数

供試体名	N-3		N-4		N-5	
	中空断面	充填断面	中空断面	充填断面	中空断面	充填断面
B (mm)	900		900		900	
D (mm)	880		882		882	
t (mm)	10		9		9	
n	4		3		3	
h (mm)	3423		3425		3423	
l_d (mm)	470	810	1030		1030	
l_d/h (%)	32		30		30	
γ/γ^*	3.17	1.04	0.52	0.52	3.09	0.52
R_f	0.488		0.727		0.727	
λ	0.257		0.255		0.262	
λ_s	0.297		1.122		0.527	1.122
PP_y	0.15		0.15		0.15	
σ_y (kgf/mm ²)	36.5		36.9		36.9	
σ_c (kgf/mm ²)	1.57		1.74		1.71	

注：
 B = フランジ幅； D = ウェブ幅； t = 板厚； n = サブパネル数；
 H = 供試体高さ； l_d = ダイヤグラム間隔； l_d/h = コンクリート充填率；
 γ/γ^* = 補剛材剛比/最適剛比； R_f = 幅厚比パラメータ；
 λ = 細長比パラメータ； λ_s = 補剛材細長比パラメータ；
 PP_y = 軸圧縮力； σ_y = 鋼材の降伏応力；
 σ_c = コンクリートの圧縮強度。



N-3 供試体 N-4, N-5 供試体

図-6 実験供試体

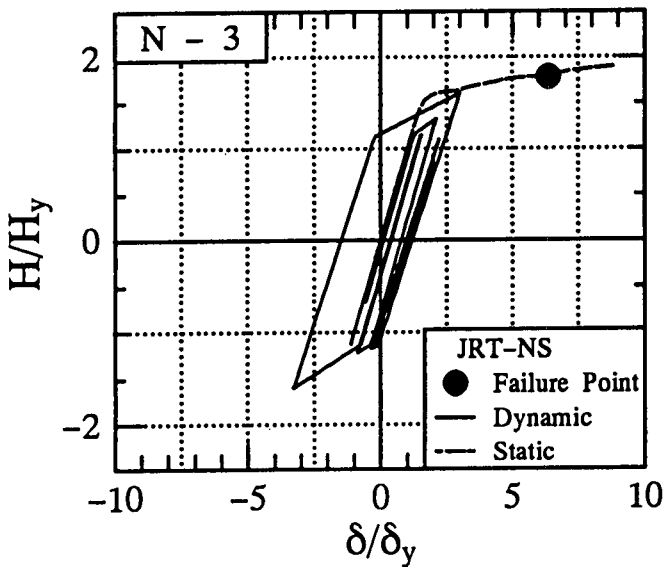


図-7 解析結果 (N-3)

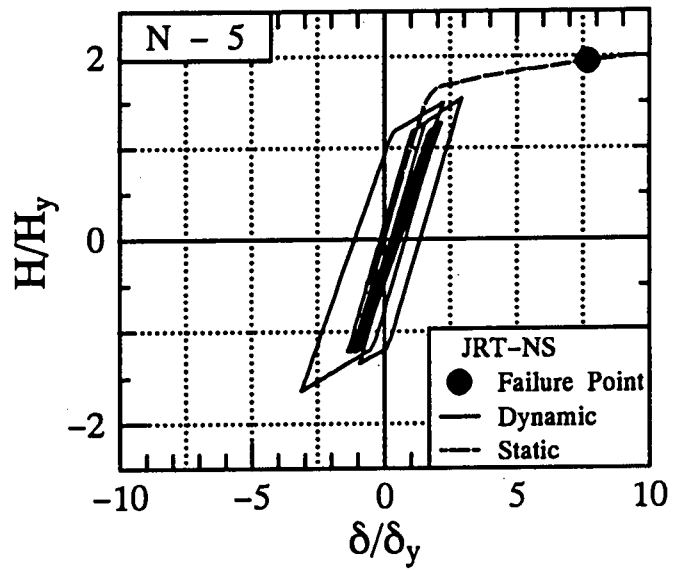


図-8 解析結果 (N-5)

参考文献

- 1) 宇佐美勉：ハイダクティリティー鋼製橋脚，橋梁と基礎，pp.30-36，1997年6月。
- 2) 宇佐美 勉：Pushover 解析による鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査，第1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，pp.183-186，1998年1月。
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書同解説V耐震設計編，平成8年12月。
- 4) 土木学会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，平成8年7月。
- 5) Gao, S. : Numerical Study on Seismic Performance Evaluation of Steel Structures, Dissertation, Nagoya University, 1998.
- 6) 宇佐美 勉：鋼構造物の耐震設計の将来展望，「土木構造物の耐震・免震設計の現状と将来の展望」，土木学会中部支部第3回技術講座，1997年12月。
- 7) 葛西昭，葛漢彬，宇佐美勉：コンクリート部分充填鋼製橋脚の耐震性能，橋梁と基礎，pp.23-29，1997年9月。
- 8) 鈴木森晶，宇佐美勉，寺田昌弘，伊藤努，才塚邦宏：鋼製箱形断面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，pp.191-204，1996年10月。
- 9) S.K.Kunnath, A.M.Reinhorn, Y.J.Park : Analytical modeling of inelastic seismic response of R/C structures, Journal of struct. enrg., Vol.116, No.4, pp.996-1017, 1990.4.
- 10) 子林稔，宇佐美勉，鈴木森晶：コンクリート部分充填鋼製橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析，構造工学論文集，Vol.43A，pp.859-868，1997年3月。
- 11) 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究，平成9年，建設省土木研究所等6社共同研究。