

応答ひずみを用いた鋼構造物の動的耐震照査法に関する解析的検討

森下邦宏¹・宇佐美勉²・阪野崇人³・高橋昌利⁴

¹正会員 工修 三菱重工業株式会社 広島研究所 鉄構・土木研究室(〒733-8642 広島市中区江波沖町5-1)
(名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻 博士課程(後期課程)在学中)

²フェロー会員 D.Sc. 名古屋大学 教授 大学院工学研究科土木工学専攻(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

³正会員 修(工) 瀧上工業株式会社 生産本部 技術部(〒475-0826 半田市神明町1-1)

⁴学生会員 名古屋大学 大学院工学研究科土木工学専攻(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

1. 緒言

現在、橋梁の耐震設計手法は、従来の地震時保有水平耐力照査法から変形照査に基づく性能設計法に移行しつつある。性能照査法に関しては、文献 1), 2)などに示されるように種々の方法が提案されている。例えば(a)経験式に基づく方法、(b)静的解析に基づく方法、(c)静的/動的解析併用方法、(d)動的解析に基づく方法、等である。(a)、(b)、(c)に関しては、これまでの多くの実験結果および解析結果などから、概ね、その妥当性が示されている(文献 3)など)。しかし、これらの方法の適用範囲としては、構造形式が単柱橋脚あるいは、ほぼ1自由度と見なせるラーメン橋脚に限定されている。

本論文では、(d)動的解析に基づく照査法(動的耐震照査法)の妥当性を検証することを目的とした。この手法は、種々の構造物において損傷が集中すると考えられる箇所("危険部材セグメント"と称する)の平均軸ひずみを照査指標としたものであり、動的応答解析中に当該部位において発生する平均圧縮軸ひずみと限界値である破壊ひずみを比較することで照査を行う方法である。論文では鋼製単柱式橋脚、ラーメン橋脚を例に採り、手法の妥当性を検討した。

2. 動的耐震照査法の概要

(1)動的耐震照査法

動的耐震照査法は、地震時などの繰返し履歴を受ける構造物に対し、時刻歴上で動的に耐震性能照査を行う方法である。本照査法では、上記の危険部材セグメント(有効破壊長と称する長さ L_e の部材セグメント)における断面フランジの平均軸ひずみ時刻歴に着目し、その平均圧縮軸ひずみ ε_a と危険部材セグメント毎に算定される破壊ひずみ ε_u の比較を

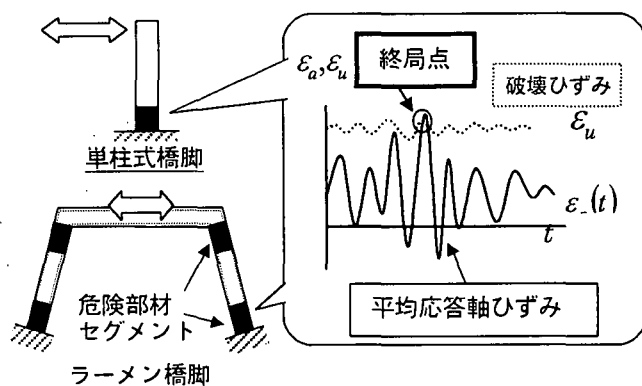


図-1 動的耐震照査法概念図

行い、平均圧縮軸ひずみが破壊ひずみに達した時点で終局状態に達したものと見なすことを照査基準としている。有効破壊長 L_e は、 $L_e = \min(0.7b, a)$ にて算定される長さである。ここで a :ダイアフラム間隔、 b :補剛板幅を示す。照査法概念図を図-1に示す。図中の○印の点で部材セグメントが終局状態に達したと判定される。また、本手法は、詳細なシェルモデルを用いるのではなく、局部座屈を考慮しないはり要素(ファイバー要素)を用いた簡易な解析モデルを用いて照査を行うことを特徴としている。

次に、構造全体系としての終局状態の判定に関して、本論文では、実構造に対する終局状態を、単柱式橋脚、ラーメン橋脚ともに、頂部の荷重-変位曲線において、荷重が最大荷重の95%まで低下した点(95%耐力点)として定義する。また、図-1のように、単柱橋脚は一般的に基部の局部座屈により終局状態に達するため、提案手法においても基部の部材セグメントが破壊基準に達した時に全体が終局状態になる。一方、ラーメン橋脚は不静定構造であるため、崩壊機構は単柱式橋脚のように単純ではないが、本論文では、ラーメン橋脚の動的耐震照査法として、構造物内に想定される複数の危険部材セグメントの内、1箇所が最初に破壊基準に達した時を構造全体

表-1 構造諸元および主要パラメータ

供試体名	フランジ幅 b (mm)	ウェブ幅 D (mm)	フランジ・ウェブ板厚 t (mm)	補剛材幅 B _s (mm)	補剛材板厚 t _s (mm)	リフ本数 (フランジ・ウェブ)	H _y (N)	δ _y (mm)	有効長 L (=2h) (cm)	増長比 パラメータ λ	補剛材 細長比 パラメータ λ _s	増厚比 パラメータ R _f	リフ間隔 γ1/γ*	耐力比 N/N _y	$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y}$	$\frac{\epsilon_m}{\epsilon_y}$
No.2	891	882	9	80	6	3	1040	16.0	680.6	0.261	0.634	0.564	0.91	0.125	5.15	2.80
KD-3	738	726	12	90	9	2	923	19.0	660.6	0.30	0.278	0.458	3.05	0.118	8.01	3.73
KD-10	706	692	14	90	10	2	838	19.0	660.6	0.295	0.180	0.355	4.12	0.148	15.94	5.97

系の終局状態と見なす。この方法が最も簡単な定義と考えられる^{1), 2)}。

(2)破壊ひずみ

破壊ひずみの詳細に関しては文献4)に示すが、補剛、無補剛箱形断面、円形断面のそれぞれに対して、部材セグメントに対する単調載荷解析での荷重が最大荷重の95%まで低下した時点(95%耐力点)を終局状態とした場合の破壊ひずみ(ϵ_u)、および最大荷重時を終局とした場合の破壊ひずみ(ϵ_m)の2種類が提案されている。無補剛および補剛箱形断面に対する95%耐力点破壊ひずみ算定式を式(1)、(2)に示す。

ただし、最大荷重点については単調載荷と繰返し載荷で大きな違いは現れないが、95%耐力点に対する変形については、累積塑性ひずみなどの影響により、両載荷パターンの結果は多少異なることが示されている³⁾。このことを踏まえ、鋼製単柱式橋脚供試体に対する繰返し載荷実験の95%耐力点での変位と、同じ単柱式橋脚モデルを用いた単調載荷解析の95%耐力点に対応する変位を比較し、破壊ひずみ算定式の補正を行った。すなわち、式(1)、(2)は、繰返し載荷による累積ひずみの影響を考慮して、補正されたものであることを注記しておく⁴⁾。

また、本論文では、実構造に対する終局状態を95%耐力点としていることから、提案手法での終局状態の判定は式(1)、(2)を用いて行う。

無補剛箱形断面

$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.108(1-N/N_y)^{1.09}}{(R_f-0.2)^{3.26}} + 3.58(1-N/N_y)^{0.639} \leq 20.0 \quad (1)$$

補剛箱形断面

$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.8(1-N/N_y)^{0.94}}{(R_f\lambda_s^{-0.18} - 0.168)^{1.25}} + 2.78(1-N/N_y)^{0.68} \leq 20.0 \quad (2)$$

3. 単柱式鋼製橋脚に対する妥当性

まず、構造が単純な単柱式鋼製橋脚に対して、動的耐震照査法の妥当性を検討した。

(1)準静的繰返し載荷に対する検証

a)対象構造

対象構造としては、建設省土木研究所(現 独立

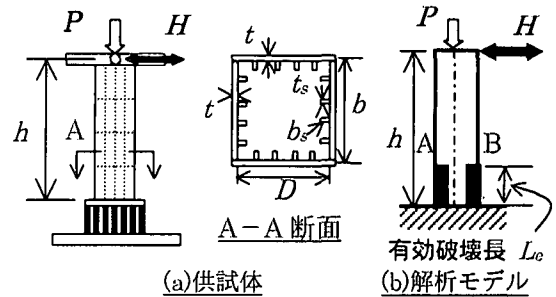


図-2 供試体、解析モデル概念図

行政法人土木研究所)等において実施された単柱式鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験モデル16体⁵⁾を用いた。これらの供試体は、すべてコンクリート無充填、標準的な縦補剛材配置の構造となっている。その供試体の構造諸元および主要パラメータの内、後述の3.(2)でも使用する3体の供試体の諸元を表-1に、供試体概念図を図-2に示す。また、後述の解析モデル概念図も併せて示す。

表-1の断面諸元は図-2中の各寸法に対応している。また、表-1中の λ は無次元化細長比パラメータ、 λ_s は文献2)などに示される補剛材細長比パラメータ、 R_f は補剛板厚比パラメータ、 γ/γ^* は補剛材剛比の補剛材必要剛比に対する比率、 N/N_y は軸力比を示す。 R_f 、 λ および λ_s は次式により示される。

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{4n^2\pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3)$$

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \frac{L}{r} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (4)$$

$$\lambda_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{a}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (5)$$

ここで、 n :サブパネル数、 b :フランジ補剛板幅、 t :補剛板板厚、 σ_y :鋼材降伏応力、 E :ヤング係数、 ν :ポアソン比、 L :部材座屈長(片持柱では $2h$)、 r :断面2次半径を表す。また、式(5)において、 r_s :1本の補剛材と隣接パネルからなるT形断面の断面2次半径、 a :ダイアフラム間隔、 Q :式(6)の補剛材で囲まれた板パネルの強度を示す。

$$Q = \frac{1}{2R_f} \left\{ \beta - \sqrt{\beta^2 - 4R_f} \right\} \quad (6)$$

ここで β は圧縮残留応力と最大初期たわみの関数で表される数値で、残留応力が降伏応力の0.3倍、最大初期たわみがフランジ幅の1/150のとき式(7)のようになる。

$$\beta = 1.33R_f + 0.868 \quad (7)$$

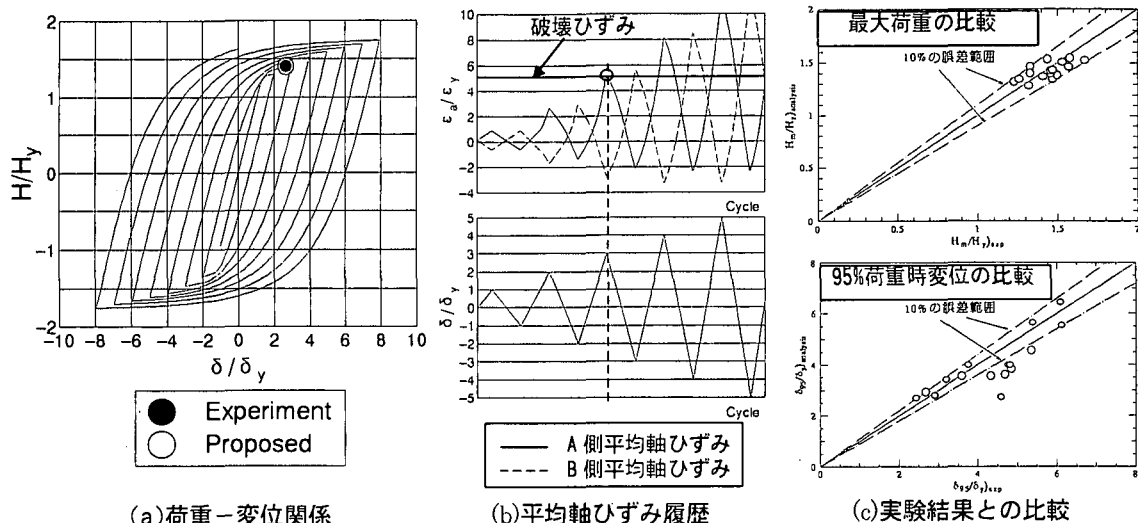


図-3 解析結果および実験結果との比較（供試体 No. 2）

b)解析条件

解析は、構造解析用汎用プログラム ABAQUS⁷⁾を用いた弾塑性有限変位解析により実施した。解析では一定鉛直荷重を与えた状態で水平方向に繰返し変位履歴を与えた。載荷履歴は実験に則したものととして実験における変位履歴をそのまま解析モデルに与える方法とした。解析モデルの概念図を図-2 に示す。図中の柱基部に示す A, B の記号は、以降の解析結果の説明において使用する圧縮／引張を受けるフランジの位置を示す。

解析モデルの要素としてはせん断変形を考慮した Timoshenko はり理論に基づいた要素を用い、幾何学的非線形性を考慮した。また、構成則としては名古屋大学で開発された 1 軸応力状態に対する修正 2 曲面モデル⁶⁾を用いた。

c)解析結果

解析結果の一例として、供試体 No. 2 の荷重－変位関係、平均軸ひずみ履歴を図-3 に示す。図-3(a)の荷重－変位関係は、それぞれ表-1 に示す降伏水平荷重 H_y 、降伏水平変位 δ_y で無次元化した図となっている。同図中には実験値の終局変位（95%耐力点に対応する変位）も併せて示されている。図-3(b)のひずみ履歴図は、横軸に繰返し回数、縦軸は発生平均軸ひずみ ϵ_x ／降伏ひずみ ϵ_y を示すが、ひずみは圧縮ひずみを＋、引張ひずみを－として示しているのに注意されたい。また図中には、式(2)により算定した破壊ひずみも併記する。さらに、図-3 中に示す記号 A, B と図-2 の記号は対応しており、A 側が初期に圧縮力を受けるフランジを示している。

図-3(a), (b)の結果より、提案手法では、A 側フランジではじめに破壊ひずみに達しており、この点における変位 $\delta/\delta_y = 2.70$ が終局変形量と評価され

る(○印)。また、図-3(a)の比較より、供試体 No. 2 における実験結果(●印)と解析結果(○印)は、良く一致する結果となっている。

図-3(c)に上記の評価法に従って求めた全供試体の比較結果を示す。図-3(c)は、上図が最大荷重 H_m の比較、下図が 95%耐力点での変位 δ_{95} の比較を示す。横軸は実験値、縦軸は解析値を示す。それぞれの値は降伏荷重 H_y 、降伏変位 δ_y で無次元化した値となっている。この比較より、最大荷重 H_m に関しては、誤差±10%範囲内におさまる結果となっている。終局変位量 δ_{95} に関しては、ほとんどの供試体で誤差 10%程度の範囲内におさまる結果となった。

これらの結果を踏まえると、終局状態を最大荷重の 95%まで低下した点と定義した場合、提案手法を用いることで精度良く終局状態を評価可能であることがわかった。10%の誤差範囲を超える場合についても、ほとんどの解析結果は実験結果に対して安全側の評価となった。

(2)動的地震応答解析における検証

a)対象構造

次に、表-1 に示した供試体の No. 2, KD-3, KD-10 の 3 体について、地震応答時における本照査法の適用性を検討した。この 3 体は破壊ひずみの大きさに着目して選定したもので、それぞれ $\epsilon_u/\epsilon_y = 5, 8, 16$ となる。構造諸元は表-1 に示す通りである。

b)解析条件

解析は、前記同様に ABAQUS を用い、時刻歴応答解析に用いる数値解法としては Newmark β 法を基にした Hilber-Hughes-Taylor 法⁷⁾を使用した。減衰定数は 0.05 とし、質量比例型減衰を仮定した。解析では、幾何学的非線形を考慮した。また、構成則としては

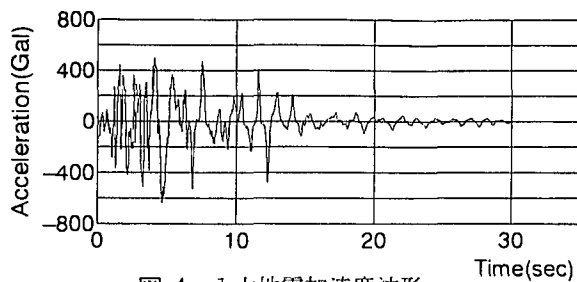


図-4 入力地震加速度波形
(JR 警報地震計観測地震波形 NS 成分)

前記の静的解析と同様に修正 2 曲面モデルを用いた地震入力としては、兵庫県南部地震で観測された JR 警報地震計鷹取駅観測地震波形 NS 成分を用いた。加速度波形を図-4 に示す。ただし、ここでは次に示すシェルモデルによる解析で想定する終局状態の 95% 耐力点まで、故意に局部座屈に伴う荷重低下を発生させる必要があるため、破壊ひずみが大きい、即ち座屈が生じにくい KD-3、KD-10 の 2 体に対しては、それぞれ最大加速度を 1.2 倍、1.5 倍した波形を用いる。

動的解析に関する比較・検討のためには、本来は、提案手法に基づくはり要素モデルを用いた動的時刻歴応答解析を、同諸元の実験結果、あるいは局部座屈の影響を考慮したシェル要素モデルによる動的時刻歴応答解析結果と比較する必要がある。しかし、シェル要素モデルを用いた時刻歴応答解析は、簡易な構成則を用いた場合⁸⁾であれば可能であると考えられるが、精緻な構成則(修正 2 曲面モデルなど)を用いた動解では、収れん性などの点で解が収束しない可能性が指摘されている⁹⁾。また、本研究のような 1 質点系と仮定できる構造においては、精緻な構成則とファイバー要素を用いた動的解析において、最大応答変位付近までの復元力特性は実験値と対応がとれることが示されている²⁾。さらに、精緻な構成則とシェル要素を用いた準静的繰返し载荷解析結果と実験結果は良く一致することが示されている^{2), 10)}。これらを踏まえ、本検討においては、図-6 に示すように、まず、はり要素を用いた動的解析を実施し、頂部の変位時刻歴を求めておき、次に、その変位時刻歴波形をシェル要素モデルの頂部に強制変位として与え、静的な釣合い条件より荷重と変形の関係を算定した。ただし、この場合、局部座屈の発生に伴い剛性劣化が生じると、実際の時刻歴応答とは異なった応答になるのは明白である。しかし、ここでの着目範囲としては、時刻歴応答において構造物の荷重が最大荷重の 95% まで低下した点までとしていることから、上記の方法にても概ね対応のとれる結果が得られるものと判断した。ここでは、この解析を擬似動的解析と称する。シェル要素の解析においては、図-5 のように柱基部を 4 節点の低減積分

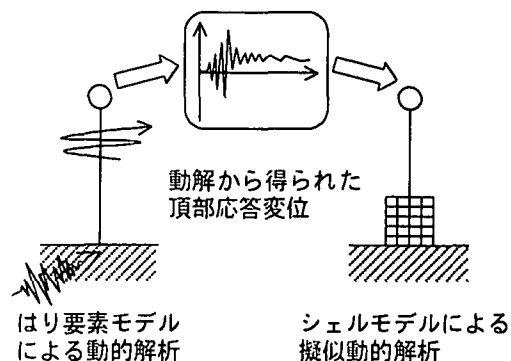


図-5 本解析手法概念図(擬似動解)

有限膜ひずみシェル要素(S4R)でモデル化し、その上部ははり要素によってモデル化を行っている。また、ダイアフラムおよび補剛材もシェル要素でモデル化を行った。

c) 解析結果

解析結果の内、図-6 に No. 2 および KD-10 に対する(a)水平荷重－頂部水平変位関係、(b)頂部変位時刻歴波形、および(c)動的耐震照査の基準となる有効破壊長での平均軸ひずみ時刻歴波形を示す。図中の各軸は降伏荷重 H_y 、降伏変位 δ_y 、降伏ひずみ ε_y で無次元化したものとなっている。図-6(c)中には、式(2)で算定した破壊ひずみ ε_u を、図-6(a)、(b)には、動的照査法に基づいて求めた終局状態に対応する点(△印)と擬似動的解析における 95% 耐力点(▲印)を併せて示す。

No. 2 に関しては、図-6(a)、(b)の水平荷重－頂部水平変位関係、頂部変位時刻歴波形より、本提案照査法による終局状態と、シェルモデルによる擬似動解結果における 95% 耐力点を比較すると、荷重、変位とも近い値を示しており、良い推定が出来ている。終局状態での変位については、No. 2 で 5% 程度の差となっている。また、KD-3 に関しては、解析結果を記載していないが、誤差としては 20% 程度となった。KD-10 に関しては、シェルモデルの解析結果において、はじめに生じた荷重＋側での耐力低下が最大荷重の 95.4% となり、終局状態と想定している 95% 耐力点に、ほぼ対応する値を示した(図-6(a)中の矢印)。その後の荷重－側の履歴では最大荷重の 95% 以下に達した(▲印)。一方、はりモデルでは、シェルモデルの荷重＋側での初期耐力低下領域に対応した位置で終局点に達している。この荷重＋側の領域において両者の終局状態に対応した変位を比較すると、はりモデルの結果の方が小さくなっており、シェルモデルの結果に対して安全側の評価となっていることがわかる。

以上の結果より、動的照査法による終局状態の推

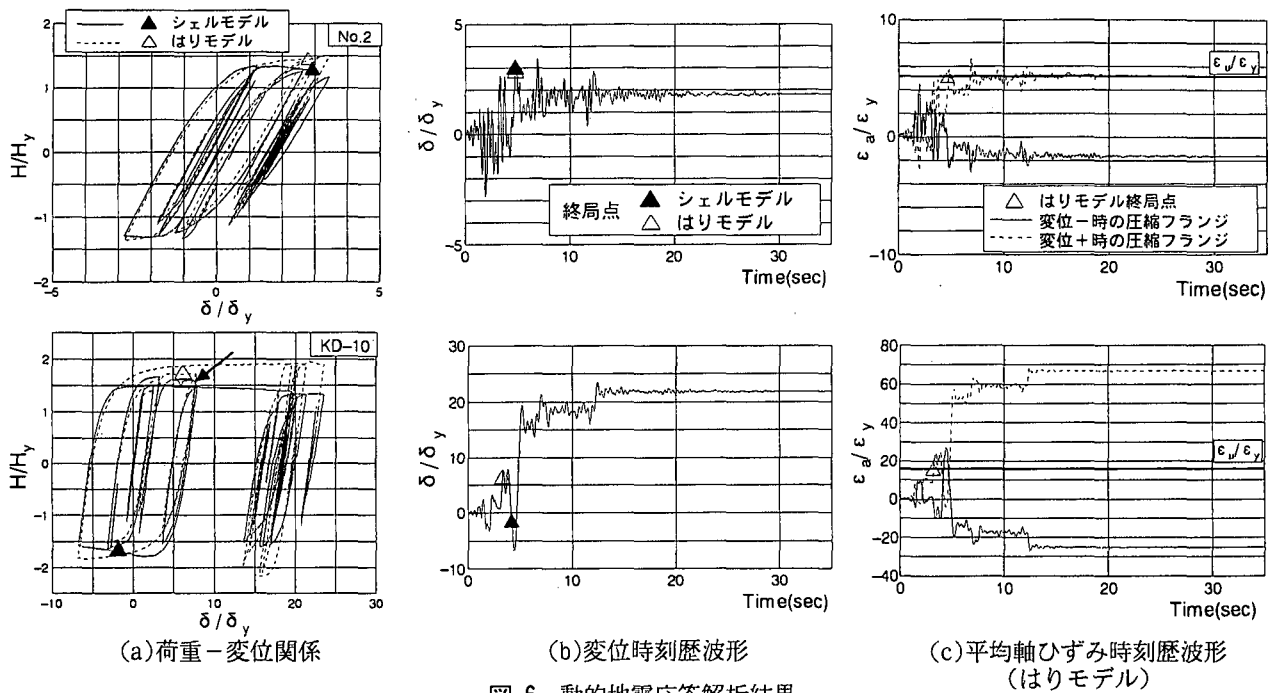


図-6 動的地震応答解析結果

定結果は、シェル要素を用いた詳細モデルによる擬似動的解析結果と概ね対応がとれた、安全側の評価を下すことがわかる。よって、危険部材セグメントの平均軸ひずみのみに着目し、時刻歴上で破壊ひずみとの比較を行う本動的照査法は、単柱式鋼製橋脚に対しては妥当であり、適用性があるものと考えられる。

4. ラーメン橋脚に対する適用性

次に、ラーメン橋脚に対して、動的耐震照査法の適用性を検討した。ここでは、シェル要素を用いた詳細モデルとの解析的な比較を行った。ただし、2.(1)に示すように、提案手法における終局状態推定点は、実構造における終局状態より安全側となることが明確である。そこで、まず準静的繰返し載荷解析結果に基づき、推定する終局変位の安全率を検討し、動的解析結果の比較より、それぞれの終局状態に関する検討、考察を行った。

(1)準静的繰返し載荷に対する検討

a)対象構造

対象構造としては、図-7に示すような外形寸法を有する台形ラーメン橋脚を採用した。台形型としたのは、柱基部に対する軸力の影響を大きくするためである。断面形は無補剛箱形断面とし、柱部材の幅厚比パラメータを主要パラメータとして $R_f = 0.45, 0.60$ とした場合の2つの構造を考えた。ただし、本検討では、柱基部および柱上部のみの座屈変形を想定し、梁の断面は降伏するが座屈に伴う荷重低下を

生じない構造として、幅厚比パラメータを $R_f = 0.20$ と設定した。さらに、隅角部については剛体要素としてモデル化することとした。図-7中に示す黒抜き部分は、危険部材セグメントであり、有効破壊長は断面幅の0.7倍、すなわち $L_e = 0.7b$ と設定した。鉛直荷重(上部工重量: P_1, P_2)は、 $P_1 = P_2$ とし、震度法レベルにおいて柱基部が降伏するような荷重として設定した。構造諸元および主要パラメータを表-2に示す。表-2の断面諸元は図-7中に示す各寸法に対応している。表-2中の R_f は幅厚比パラメータ、 N/N_y は上記の方法にて設定した鉛直荷重を載荷した場合に生じる柱基部軸力と柱の全断面降伏軸力との比率を示す。 $\bar{\lambda}$ は無次元化細長比パラメータを示し、鉛直荷重を載荷した場合の座屈固有値解析より有効座屈長 $L_k (=KL_0)$ を設定し、それに基づいて算定したものである。 $R_f, \bar{\lambda}$ は式(3), (4)に示される。

また、表-2中の H_y, δ_y は降伏水平荷重、降伏変位を示し、鉛直荷重($P_1 = P_2$)および水平荷重を載荷した場合に、柱基部ではじめに降伏応力に達する際の水平荷重、水平変位として算定したものである。 ϵ_u/ϵ_y は、表中の N/N_y に対応した軸力が作用する場合の危険部材セグメントの破壊ひずみ(式(1))を示す。ただし、解析においては水平荷重の変化に伴い、柱部に作用する軸力は変動するため、解析結果の整理では、破壊ひずみは逐次変動した値を用いている点に注意されたい。

b)解析条件

解析は、3章と同様に、構造解析用汎用プログラム ABAQUS を用いた弾塑性有限変位解析により実施した。解析では一定鉛直荷重を与えた状態で水平方

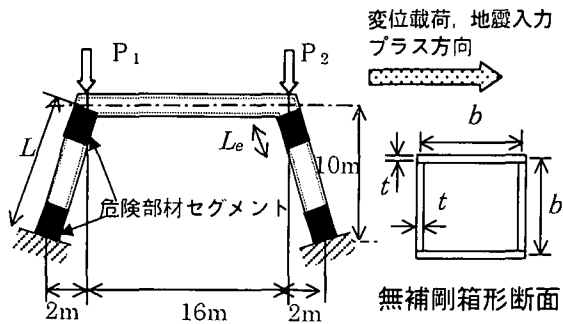


図-7 台形ラーメン構造概要

表-2 台形ラーメン諸元および主要パラメータ

ケース名	柱板幅 b (mm)	柱板厚 t (mm)	柱幅厚比 パラメータ Rf_c	柱長 L_0 (mm)	柱細長比 パラメータ λ	梁板幅 b_b (mm)	梁板厚 t_b (mm)
U45-10	548	25	0.45	10198	0.56	517	56.3
U60-10	643	22	0.60		0.46	603	61.9

ケース名	梁幅厚比 パラメータ Rf_b	H_y (kN)	δ_y (mm)	N/N_y	P_1/P_2	ϵ_u/ϵ_y
U45-10	0.2	1230	95.1	0.123	1.0	11.8
U60-10	0.2	1490	75.1	0.120	1.0	5.08

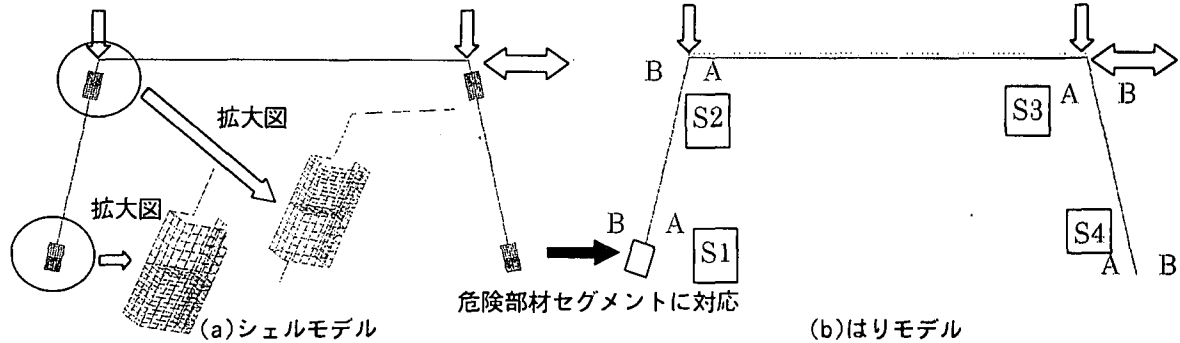


図-8 解析モデル図

向に繰返し変位履歴を与えた。荷重履歴は降伏変位 δ_y 毎に増加させる、1回繰返し漸増荷重解析とした。後述の解析結果におけるプラス側の変位は、図-7中のハッチングした矢印の方向に対応している。

解析モデルは、提案手法におけるはり要素を用いた“はりモデル”、および危険部材セグメントをシェル要素でモデル化した“シェルモデル”の2つを用いた。解析モデル図を図-8に示す。図中のはりモデルの危険部材セグメント箇所を示すA、Bの記号は、以降の解析結果の説明で使用するはりモデルの圧縮／引張を受けるフランジの位置を示す。シェル解析の詳細は、3章を参照されたい。

また、解析では、シェルモデルによる繰返し荷重解析、はりモデルによる繰返し荷重解析を実施するとともに、はりモデルに対しては単調荷重解析（プッシュオーバー解析）も実施し、終局変位の比較、検討を行ってみた。

c) 解析結果

解析結果の内、U45-10、U60-10のシェルモデルの繰返し荷重解析、はりモデルの単調荷重解析の荷重－変位関係の比較を図-9に示す。図-9の荷重－変位関係の比較は、それぞれ表-2中の降伏水平荷重 H_y 、降伏水平変位 δ_y で無次元化した図となっている。図-9には、シェルモデルにおける95%耐力点(●印)、はりモデルにおける単調荷重(▲印)、繰返し荷重解析(△印)における各終局点も併せて示す。

図-10には、例としてU60-10のはりモデルの危険部材セグメント(図中S1～S4)における平均軸ひ

ずみ履歴図を示す。図-10の軸ひずみ履歴図は、縦軸に発生ひずみ ϵ_u / 降伏ひずみ ϵ_y 、破壊ひずみ ϵ_u / 降伏ひずみ ϵ_y を示し、破壊ひずみ履歴(一点鎖線)と発生ひずみ履歴(A側フランジ: 実線, B側: 破線)がはじめに交差した点を終局点と見なす。図-10は、圧縮ひずみをプラス、引張ひずみをマイナスとして示しているので注意されたい。また、破壊ひずみとしては、式(1)により算定された無補剛断面の95%耐力点に対応する破壊ひずみを示す。

図-10の各ひずみ履歴上の△印が、4箇所の各危険部材セグメントで破壊ひずみに達した点を示しており、U60-10の場合、4つの部材セグメントの内、S4セグメントで最も早期に破壊ひずみに達しており、これに対応した変位(1.93 δ_y)が終局変位となる。

上記の考え方で求めた終局変位について、図-9より、シェルモデルの95%耐力点における変位と、はりモデルの繰返し荷重解析における終局変位を比較すると、U45-10の結果では、シェルモデルの95%耐力点の変位が4.76 δ_y 、はりモデルの終局変位は3.83 δ_y となり、提案手法に基づく繰返し荷重では20%程度小さい値となった。U60-10については、提案手法における終局変位は40%程度小さく、安全側の評価となった。終局荷重は、提案手法の方が最大8%程度小さく、安全側の評価となっている。

これらの結果より、2章に示したように提案手法による終局点の評価は、実構造物を想定したシェルモデルにおける評価より安全側となる。ここで一つの検討として、シェルモデルにおける繰返し荷重解析での最大荷重点に対応する変位 δ_u に着目する。 δ

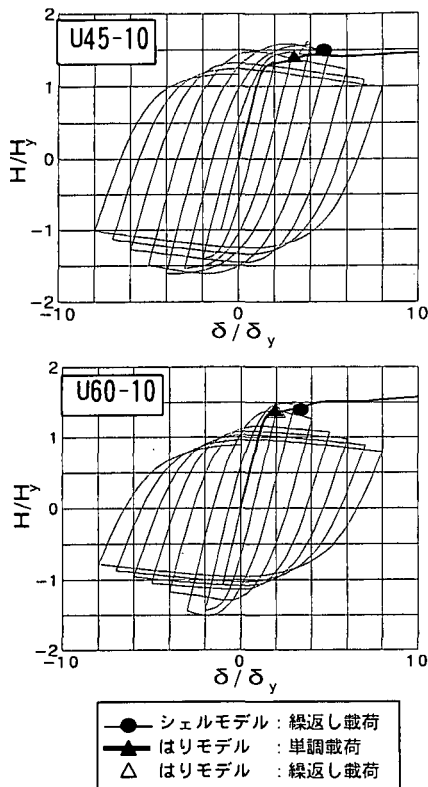


図-11 荷重-変位関係および終局点の比較

は U45-10, U60-10 でそれぞれ $4.0\delta_y$, $2.4\delta_y$ となる。これらと、それぞれのモデルに対する提案手法に基づくはりモデルの終局変位を比較すると、はりモデルの結果が 4~20% 程度安全側の評価となっているが、概ね対応がとれていることがわかる。

以上を踏まえ、提案手法における推定終局変位のシェルモデル 95%耐力点に対する安全率は 1.5~1.7 程度と評価される。また、シェルモデルの最大荷重時の変位に対する推定終局変位の安全率は 1.1~1.3 程度と評価できる。よって、不静定構造物に対する終局変位の推定法として提案手法を適用する場合、検討したラーメン構造については、上記のような安全率を有する評価となる。

(2) 動的地震応答解析における検証

a) 対象構造

対象構造は上記(1)と同一とした。

b) 解析条件

解析条件の詳細は、3.(2)を参照されたい。ラーメン橋脚の検討においても、3章と同様に、擬似動的解析手法を用いた。入力地震動としては、JR 警報地震計鷹取駅観測地震波を用いたが、破壊ひずみが大きい、すなわち幅厚比パラメータが小さく座屈が生じにくい U45-10 に対しては、原波形で 95%耐力点に至らなかったため、最大加速度を 2.0 倍した地震

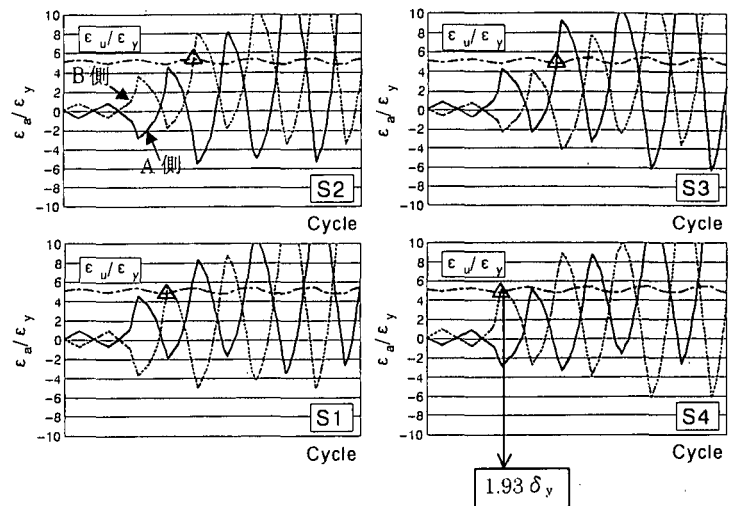


図-10 危険部材セグメントのひずみ履歴
(U60-10 はりモデル：繰返し載荷解析)

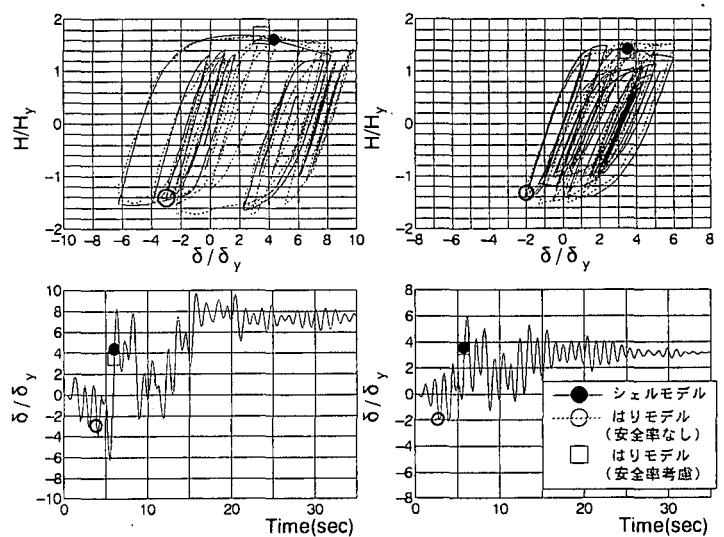


図-11 地震応答解析結果の比較

波形を用いた。

c) 解析結果

解析結果の内、図-11 には各解析ケースに対するはりモデル（破線）、シェルモデル（実線）の水平荷重-頂部水平変位関係、頂部変位時刻歴波形の比較を示す。また、同図中には、提案手法による破壊ひずみに基づいた終局点（○印）、およびシェルモデルの解析より得られた 95%耐力点（●印）を併せて示す。解析結果の比較より、すべての解析ケースにおいて、提案手法による終局変位は荷重マイナス側で生じている。一方、シェルモデルによる 95%耐力点はすべて荷重プラス側で生じる結果となった。このように、提案手法とシェルモデルでの結果は、異なった位置で終局点に達しているが、動的応答解析結果については、地震波の特性などに依存する特徴的な応答を示すため、絶対的な変位を終局変位と見なすのは危険な場合もあり、両者の終局変位は直接比較ができない。

そこで、4.(1)に示す安全率を考慮した結果整理を行い、提案手法の終局状態の評価精度に関する検討を行う。4.(1)の評価における終局変位の安全率は1.5～1.7と各モデルに対してばらつきを有していた。ここでは、提案手法における破壊ひずみに対して各モデルに対応した安全率を考慮する。つまり、これらの安全率を破壊ひずみに乗じた形で照査を実施してみる。

図-11 中には、この安全率を考慮した評価法に対する終局状態を□印で併記してある。この比較より、安全率を考慮していない場合は、終局状態はシェルモデルの結果と異なっていたが、安全率を考慮することで、U60-10、U45-10ともに、シェルモデルにおける95%耐力点と概ね対応がとれる結果となっていることがわかる。このことより、動的解析においても、繰返し載荷と同様に、シェルモデルの結果に対する提案手法の終局状態の安全率は1.5～1.7程度であると言える。

ただし、時刻歴応答においては多くの繰返し載荷挙動を生ずるが、破壊ひずみを瞬間的に超え、直後に破壊ひずみ以下に低下するケースも想定される。しかし、不静定構造であるラーメン橋脚に関して、このような状態を破壊点と見なすのは安全側過ぎると思われるため、本論文においては、発生軸ひずみに対応する時間における破壊ひずみの1.05倍以上、すなわち5%を超過した場合に終局に達したと判定する方法を採用した点を注記しておく。

以上の結果より、動的解析結果の比較においても、提案手法は、台形ラーメン構造全体としての終局状態に対する評価法としては安全側となる。しかし、その安全率としては、準静的解析結果と同程度の1.5～1.7程度であることがわかった。

なお、論文で検討したシェルモデルによる擬似動的解析から終局点を求める過程は、あくまで提案照査法のよりモデルの解析結果との比較・検討のために実施したものである。実設計においては、はりモデルの動的解析のみを行い、本照査法にて終局状態を判定する手順となる。

5. まとめ

- (1) 単柱式橋脚の準静的繰返し載荷については、本提案手法での終局状態と実験結果の終局状態は、ほとんどの供試体で誤差10%以内におさまる結果となり、良い対応を示した。
- (2) 単柱式橋脚の動的時刻歴応答解析結果の比較に関して、本検討例においては、提案照査法により推定される終局変位の方が、シェルモデルに

よる詳細解析結果より5～30%程度安全側の結果を与え、概ね対応がとれる結果が得られた。

- (3) ラーメン橋脚の準静的繰返し載荷解析結果の比較より、提案手法での終局変位はシェルモデル95%耐力点の変位に対して、安全率が1.5～1.7程度、最大荷重時の変位に対して1.1～1.3程度であった。また、動的時刻歴応答解析結果に関しては、提案手法の方が時刻歴上で早期に終局状態に達する結果となったが、上記安全率を考慮した破壊ひずみを用いて照査を行った結果、検討例においては、シェルモデルの終局状態に概ね対応する結果が得られた。
- (4) 提案した動的耐震照査法は、単柱式鋼製橋脚に対しては、全体的に安全側の評価を与えつつ、実用性という観点から、妥当なものであり、合理的な設計手法として実設計に適用しうるものと考えられる。また、ラーメン橋脚に適用する場合、静的荷重だけでなく動的荷重に対しても、1.5～1.7程度の安全率を有する評価となった。

参考文献

- 1) 宇佐美勉、織田博孝：鋼構造物の耐震解析法および耐震照査法に関する研究展望、土木学会論文集 No. 668/I-54, pp. 1-16, 2001. 1.
- 2) 土木学会鋼構造委員会、日本鋼構造協会：鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化、2000.
- 3) 鈴木森晶、宇佐美勉：繰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, pp. 115-125, 1995. 7.
- 4) 鄭沂、葛漢彬、宇佐美勉：鋼構造物の強度と変形能の統一的評価法、第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp. 25-32, 2000. 1.
- 5) 建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、名古屋高速道路公社、(社)鋼材倶楽部、(社)日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(総括編)、1999.
- 6) Shen, C., Mamaghani, I.H.P., Mizuno, E. and Usami, T.: Cyclic Behavior of Structural Steels. II: Theory, J. of Eng. Mech., ASCE, Vol. 121, No. 11, pp. 1165-1172, 1995.
- 7) Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc.: ABAQUS User's Manual, Version 5.8, Vol. I~III, 1998.
- 8) 中村秀治：鋼製円筒橋脚の動的弾塑性座屈解析、土木学会論文集 No. 549/I-37, pp. 205-219, 1996. 10.
- 9) 後藤芳顕、山口栄輝、濱崎義弘、磯江 暁、野中哲也、林 正孝：鋼製円形変断面橋脚の耐震性評価に関する解析的研究、構造工学論文集 Vol. 45A, pp. 197-205, 1999. 3.
- 10) 葛漢彬、高聖彬、宇佐美勉：鋼構造物の繰返し弾塑性解析用構成則の実験データによる検証、構造工学論文集 Vol. 44A, pp. 201-210, 1998. 3.