

座屈モードの局所化を考慮した補剛板の 軟化型構成則を用いた鋼製橋脚のPushover解析

小澤一誠¹・王慶雲²・後藤芳顯³

¹正会員 日本車輛製造株式会社 (〒456-8691 名古屋市熱田区三本松町1番1号)

²正会員 工博 日本車輛製造株式会社 (〒456-8691 名古屋市熱田区三本松町1番1号)

³正会員 工博 名古屋工業大学 社会開発工学科 (〒466-0061 名古屋市昭和区御器所町)

はり要素による鋼製橋脚の複合非線形解析において、圧縮補剛板の局部座屈を考慮した軟化型の構成則を用いる場合、最初に軟化した1要素に変形が集中し、要素分割を多くしても解は収束しないという問題が生じる。本論文では、鋼製橋脚の圧縮補剛板では座屈モードの局所化により塑性ヒンジが形成され変形が集中することに注目し、新たに剛体変位を除去する方法で座屈モードの局所化を考慮した高精度の軟化型構成則を導入する。さらに、この局所化部分の長さを要素長とする座屈要素を導入するとともに、任意諸元の補剛板パネルに対して一意的に座屈要素長を定める式を提案する。以上の手法に基づく、はり要素を用いた解析により、局部座屈が大きく進展した劣化域に至るまで、板・シェル要素を用いた全体FEM解析とほとんど同等の解析結果を得ることができた。

Key Words : strain-softening, stiffened plate, steel pier, localization, constitutive relation

1. まえがき

鋼製橋脚の保有水平耐力法による設計や履歴モデルの骨格曲線の決定では、水平地震力を単調載荷したときの水平荷重-水平変位関係をいわゆるPushover解析により算定することが必要である。この場合、圧縮補剛板要素の局部座屈が関与するので、厳密に扱うには、板・シェル要素を用いた弾塑性有限変位解析によらなければならない。しかしながら、板・シェル要素を用いた解析ではデータ入力が複雑である上、計算に時間がかかるため、現状では必ずしも実務設計に適した方法ではない。現行の鋼製橋脚の実務設計では、便宜的に局部座屈を無視した骨組要素による弾塑性有限変位解析で、水平荷重-水平変位関係と補剛板パネルの平均ひずみを計算し、このひずみが、補剛板パネル単体に対する板・シェルモデルによる解析で別途決めた限界ひずみに到達したときを限界状態と定義する手法が用いられている¹⁾。このような便宜的な方法では局部座屈変形が大きく進展した場合や局部座屈による変形の局所化が複数箇所が発生するような場合には解析の精度が低下する恐れがある。

このような問題を解決するために、局部座屈を考慮した軟化型の平均応力-平均ひずみ関係をはり要素の構成則として用いる手法も提案されている^{2)~5)}。すなわち、

一定長の部材や補剛板パネルの挙動を板・シェル要素を用いて別途解析して、局部座屈の影響を含んだ平均応力-平均ひずみ関係を求め、幅厚比などの補剛板支配パラメータのような関数として定義したものをはり要素の応力-ひずみ関係として導入する方法である。このようにすると、板・シェル要素を用いずとも局部座屈による強度劣化を考慮した近似的な解析が可能になることが実験や鋼製橋脚全体を板・シェル要素で離散化した解析結果との比較により明らかにされている。上記の局部座屈を近似的に考慮したはり要素による解析は単調載荷のみならず静的繰返し解析や時刻歴応答解析にも適用されている⁵⁾。しかしながら、非常に大胆なモデル化である上、鋼製橋脚の実験と比較されているケースも少なく、あらゆるケースに対して十分な精度を有しているか否か明らかでない。さらに、大きな問題として、軟化型の構成則を用いた場合には軟化領域において解の有限要素分割に対する依存性の問題が生じるが、これについては明確な形で述べられておらず、すべての場合に妥当な解が得られるという保証がない。

本論文では、鋼製橋脚の局部座屈挙動をはり理論の枠内で精度良く解析するための軟化型の構成則を提示するとともに、軟化型の構成則を有限要素解析で用いる場合の問題点を解決することを目的としている。

まず、鋼製橋脚に局部座屈を生じた後の補剛板パネルは座屈モードの局所化現象^{6),7)}の影響から、局所化領域以外のかかなり広い範囲で剛体的な挙動を示すため、通常の手法で求める圧縮補剛板の平均応力-平均ひずみ関係を構成則として使用すると期待する程の解析精度が得られないことを明らかにした。そして、それを改良する方法として座屈モードの局所化個所に着目した圧縮補剛板の応力-ひずみ関係を利用する方法を示す。すなわち、累積塑性ひずみが100%程度まで大きい場合にも適用可能な文献7)の3節点シェル要素による弾塑性有限要素プログラムにより、文献4)に示す全36パターン⁸⁾の代表的な鋼製橋脚補剛板パネルに対し板・シェル要素による解析を行う。この結果を基に、圧縮補剛板内の座屈モードの局所化個所を評価し剛体変位を除去する方法で任意の圧縮補剛板に適用可能な高精度の構成則を誘導する。

つぎに、局部座屈を考慮した軟化型の構成則を導入して計算する場合、ある要素が先に軟化するとこの要素に軟化ヒンジが形成され変形が集中する。この結果、数値解が軟化要素の長さに依存するという問題が起こるが、このような部分に対して補剛板パネルの諸元によりその要素長が一意的に決定される座屈要素を導入することで問題を回避する方法を示す。

2. 軟化型の構成則による骨組解析について

はり要素による骨組解析に補剛板パネルの局部座屈を考慮した軟化型の構成則を導入する場合、ある要素が先に軟化すると塑性変形がこの1要素に集中するため、計算結果がこの要素の長さの影響を受ける。例えば、軟化型の応力-ひずみ関係を構成則としたはり要素を用いて一様断面の単柱式鋼製橋脚の地震時保有水平耐力を算定する場合、最下部の一つの有限要素が軟化により大きく塑性変形し、保有水平耐力が決まる。さらに要素分割数を増加すると、最下部の一要素に塑性変形が集中した塑性ヒンジ状態となり、橋脚の地震時保有水平耐力が過小に評価されることになる。

この一例として、図-1に全断面降伏軸力の20%の鉛直軸力が作用する場合の単柱式鋼製橋脚について、橋脚頂部の水平変位を単調に増加した場合の解析結果として、頂部水平力と水平変位の関係を示している。解析は、はり要素による骨組モデルの圧縮部に1端固定1端単純支持の補剛板パネルの軟化型平均応力-平均ひずみ関係⁴⁾を用いた解析で全体を6分割した場合と12分割した場合、さらに比較のための最も精度の良い結果が得られる板・シェル要素を用いた全体FEM解析の場合、はり要素に材料の一軸応力-ひずみ関係を用いた局部座屈を無視した解析の場合から成り立っている。この図に示すよう

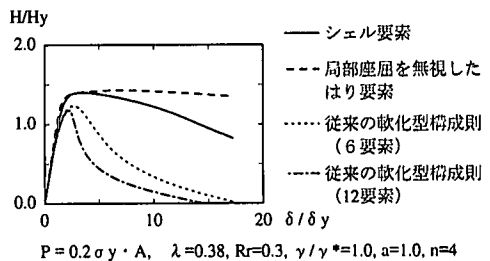


図-1 局部座屈を考慮した従来の構成則を用いた骨組解析と全体FEM解析との比較

に従来の軟化型の平均応力-平均ひずみ関係をはり要素の構成則として用いると良好な結果が得られず、基部の有限要素に塑性変形が集中し、板・シェルモデルに較べると最大耐力が低下するとともに、最大耐力到達後の荷重減少が大きい。この傾向は有限要素分割を細かくすればするほど顕著になる。

この理由としては、ある要素が軟化し、作用応力が低下すると、隣接の要素ではこの作用応力の低下により除荷が生じ、弾性域に留まる。その結果、塑性変形はますます軟化した要素に集中し荷重の低下が大きくなるからである。また、これにより要素間でのひずみの不連続性も非常に大きくなる。

したがって、軟化型の構成則を用いた有限要素解析で正しい解析結果を得るには、軟化する要素の長さを事前に評価し、これに従って離散化することが必要となる。コンクリート橋脚では軟化する要素長を実験的に求め、塑性ヒンジ長⁹⁾と呼んで解析に考慮されている。この考え方は道示・耐震設計編⁹⁾の「9.3 コンクリート橋脚の保耐法による設計」にも反映されている。道示においては鋼製橋脚に対してもコンクリート充填の場合は、圧縮側鋼材に軟化型の構成則を用いた鉄筋コンクリート橋脚に準じて解析して良い旨の記述があるが、コンクリート橋脚から求めた塑性ヒンジ長を準用することの妥当性については疑問がある。

軟化型の構成則による鋼製橋脚の解析では、局部座屈による変形の特性を考慮して、軟化する要素の長さを決定することが重要である。鋼製橋脚は薄板補剛板パネルより構成されているため座屈モードの局所化が起こり易く、この限られた部分に塑性変形が集中する。このため、圧縮補剛板パネルに対し局所的に塑性変形が集中する長さの評価を行う。この部分について本論文では一要素で離散化する。この長さは、コンクリート脚の塑性ヒンジ長に相当するものであるが、本論文では有限要素解析における軟化型の構成則を用いる要素の長さに対応していることと座屈モードの局所化により軟化が生ずることから、座屈要素長と呼ぶ。この詳細については5.に示す。

3. はり要素を用いた複合非線形解析

Bernoulli-Euler はり要素による骨組の幾何学的非線形性は移動座標法(Co-rotational coordinate)を用いた剛体変位除去の手法に、材料非線形性は塑性領域理論による。

座標系としては変形前のはり要素の節点1に原点を持ち、要素軸方向にZ軸をとる空間固定要素座標系 (x, z) と移動要素座標系 (\bar{x}, \bar{z}) を導入する。移動要素座標系 (\bar{x}, \bar{z}) は原点を要素節点1に、 \bar{z} 方向を節点1における変形後の要素軸線の接線方向にとるいわゆる接線座標系¹⁰⁾を用いる。この結果、節点1における移動要素座標系での変位成分は $(\bar{u}_1, w_1, \bar{\theta}_1) = 0$ になる。各節点は並進変位2自由度と回転1自由度の計3自由度を持つが、今回用いた移動要素座標系での要素の自由度は節点2における以下に示す自由度のみになる。

$$\{\bar{\delta}_2\} = (\bar{u}_2, \bar{w}_2, \bar{\theta}_{y2}) \quad (1)$$

はり要素の移動要素座標系での変位関数として、通常の3次-1次の変位関数を用いると式(1)より、変位関数は以下の様になる。

$$\begin{aligned} \bar{w} &= z \bar{w}_2 / l \\ \bar{u} &= (3\bar{u}_2 / l^2 - \bar{\theta}_{y2} / l) z^2 + (-2\bar{u}_2 / l^3 + \bar{\theta}_{y2} / l^2) z^3 \end{aligned} \quad (2a-c)$$

$$\begin{aligned} \bar{\theta}_y &= \frac{d\bar{u}}{dz} = 2(3\bar{u}_2 / l^2 - \bar{\theta}_{y2} / l) z + 3(-2\bar{u}_2 / l^3 + \bar{\theta}_{y2} / l^2) z^2 \end{aligned}$$

これより、軸方向ひずみは

$$\varepsilon_z = \frac{d\bar{w}}{dz} - y \frac{d\bar{\theta}_y}{dz} = [B] \{\bar{\delta}_2\} \quad (3)$$

ここに、要素のひずみマトリックスは

$$[B] = \left[\left(-\frac{6}{l^2} + \frac{12z}{l^3} \right) y \quad \frac{1}{l} \left(\frac{2}{l} - \frac{6z}{l^2} \right) y \right] \quad (4)$$

材料の弾塑性剛性を E^{ep} で表示すれば、要素の剛性行列は次のように表す事ができる。

$$[\bar{K}] = \int \int [B]^T E^{ep} [B] dA dz \quad (5)$$

ただし、弾性応力状態の場合、 E^{ep} は $E^{ep} = E = const.$ になり、剛性行列は

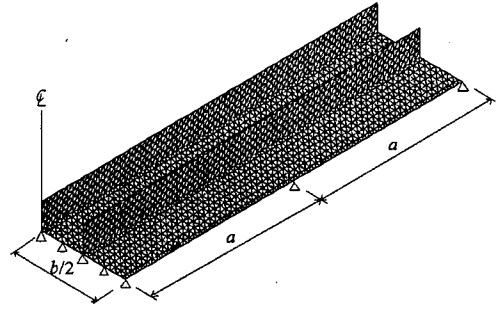


図-2 2径間圧縮補剛板モデル ($\alpha \neq 1.0$; $n=4$)

表-1 支配パラメータの範囲 ($b'=b/n=500$ mm)

支配パラメータ	支配パラメータの範囲
R_r	0.3~0.5
γ / γ^*	1.0~5.0
α	0.5~1.0
n	4~6

$$[\bar{K}e] = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{l^3} & 0 & -\frac{6EI}{l^2} \\ & \frac{EA}{l} & 0 \\ sym. & & \frac{4EI}{l} \end{bmatrix} \quad (6)$$

ここに

$$A = \sum \Delta A_i \quad I = \sum y^2 \Delta A_i \quad (7)$$

弾塑性の場合、本論文では要素の長さ方向について、5点の Gauss 積分点を設け、断面については単純に50以上に分割し、数値積分で要素の剛性マトリックスを求める。

4. 骨組解析に用いる軟化型構成則の誘導

(1) 圧縮フランジに用いる軟化型の構成則

a) 圧縮補剛板の解析モデル

座屈モードの局所化個所に着目した圧縮補剛板の応力-ひずみの関係を求めるための解析モデルとしては、図-2に示すように2径間の補剛板を対象とし、文献4)に従って4つのパラメータを圧縮補剛板の支配パラメータとする。4つの支配パラメータは補剛材間板パネルの幅厚比パラメータ R_r ；補剛板パネルのアスペクト比 $\alpha = ab$ ；補剛材間板パネル数 n ；補剛材の無次元化剛比 γ / γ^* である。この4つの支配パラメータの範囲は実際に使用されている補剛板を参考に表-1のように設定す

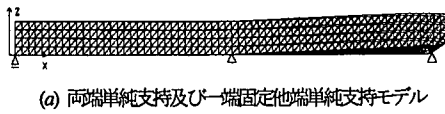
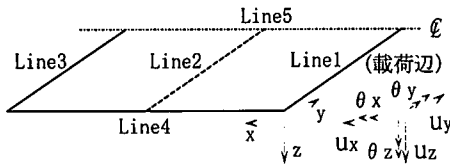


図-3 モデル H3114 の変形図



Line1	$U_z = \theta_x = \theta_y = \theta_z = 0,$
Line2	$U_z = \theta_x = \theta_y = \theta_z = 0$
Line3	$U_x = U_z = \theta_x = \theta_y = \theta_z = 0$
Line4	$U_z = \theta_y = \theta_z = 0$
Line5	$U_y = \theta_x = \theta_z = 0$

図-4 完全回転固定モデルと境界条件

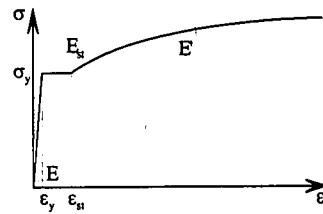
る。これらのパラメータの値に対応して、解析モデルを記号で $\{H(10R_r)(\gamma/\gamma^*)\alpha n\}$ と表現する。例えば、図-2 のモデルは H3114 と表され、 $R_r=0.3$, $\gamma/\gamma^*=1.0$, $\alpha=1.0$, $n=4$ であることを示す。

b) 境界条件

著者らはすでに文献4)において、圧縮補剛板における一端固定他端単純支持と両端単純支持モデルの平均応力-平均ひずみの関係を示したが、この場合の座屈モードは図-3(a)に示すように単純支持端に局所化が生ずるモードとなっていた。しかしながら、実際の鋼製橋脚では座屈モードの局所化は解析や実験結果から橋脚の固定端に現れることが解っている³⁾。したがって、これに類似した座屈モードを得るために、圧縮補剛板の応力-ひずみ関係を求める解析モデルとしてはダイヤフラムの位置で回転成分を全て拘束した図-4に示す完全回転固定モデルを採用する。これにより図-3(b)に示すように実際の箱断面に発生する局部座屈モードに類似した変形モードが得られる。

c) 初期不整

座屈モードの局所化を考慮した圧縮補剛板パネルの構



$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = \frac{1}{\xi} \cdot \frac{E_{st}}{E} \left\{ 1 - e^{-\xi(\epsilon/\epsilon_y - \epsilon_{st}/\epsilon_y)} \right\} + 1 \quad (\epsilon_{st} \leq \epsilon)$$

鋼材	ξ	E/E_{st}	ϵ_{st}/ϵ_y
SM570	0.02	4	3

図-5 材料構成則

成則を得るためには、厳密には分岐解析により解析して求める必要があるが、ここでは簡単のため、幾何的な初期不整は文献7)で提示した初期たわみの量を十分小さく採ることで「近似的に分岐解析を行う方法」を用いる。また、応力上の初期不整にあたる残留応力も考慮しない。

d) 材料構成則

現状において鋼製橋脚に最も多く用いられる鋼材として SM570 材を対象に解析を行う。圧縮補剛板の解析に使用した材料構成則³⁾を図-5に示す。

e) 軟化型構成則のひずみの定義

圧縮補剛板の応力-ひずみ関係のモデル化は、これまで一般に圧縮補剛板パネルの平均応力-平均ひずみ関係を対象としたものであり、平均ひずみ、平均応力は、以下のように定義される。

$$\bar{\epsilon} = \Delta u / (2a) \quad (8)$$

$$\bar{\sigma} = P / A \quad (9)$$

ここに Δu は変位、 $2a$ は2径間圧縮補剛板の長さ、 P は作用力(変位制御の場合は反力)、 A は断面積である。

はり要素の圧縮部分に補剛板パネルの軟化型の平均応力-平均ひずみ関係をそのまま骨組解析モデルに組み込んで解析を行うと、2.で述べたように実際の後座屈挙動とはかなり異なったものとなる。板・シェル要素を用いた圧縮補剛板の解析結果を注意深く検討すると、局部座屈により座屈モードの局所化が起こり、この局所化が生じた部分のみに変形が集中し、他の部分については変形がほとんどない剛体変位が主として起こっていることがわかる。つまり、 $\bar{\epsilon} = \Delta u / (2a)$ は圧縮補剛板の平均ひずみではあるが座屈モードの局所化により変形が集中する範囲の平均ひずみを評価することには適していない。

ここでは、軟化型の構成則を次のように決める。局部座屈区間の微小要素は軸方向の変形だけでな

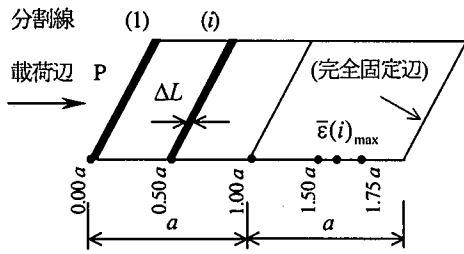
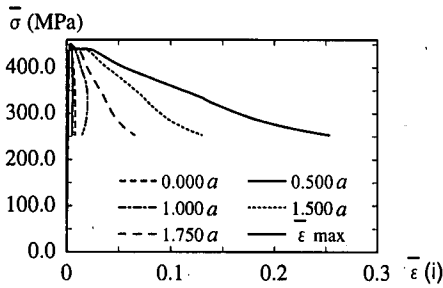
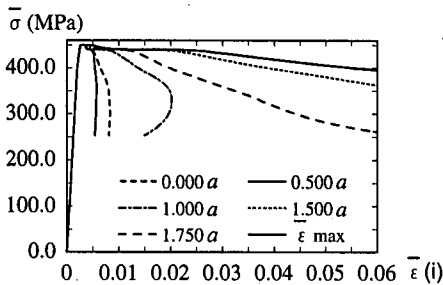


図-6 圧縮補剛板のひずみの取り方



Rr=0.3, $\gamma/\gamma^*=1.0$, $\alpha=1.0$, $n=4$

(a) $\bar{\epsilon}(i)$ を 0.30 まで表示した場合



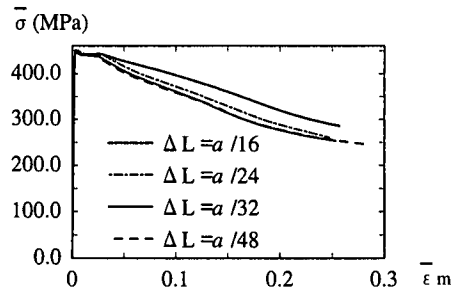
Rr=0.3, $\gamma/\gamma^*=1.0$, $\alpha=1.0$, $n=4$

(b) $\bar{\epsilon}(i)$ を 0.06 まで表示した場合

図-7 補剛板各部の応力-ひずみ関係

く面外方向への変形を含め並進、回転、ならびに弾塑性変形を生ずるが、はり要素による骨組解析で用いるのは軸方向ひずみのみである。したがって、図-6に示すように補剛板を一樣の板・シェル要素で離散化したときの要素分割線 i 列目 ($1 < i < n$) の要素群において、 i 列目の全要素の左側節点変位の平均値を $u_i(i)$ 、右側節点変位の平均値を $u_{i+1}(i)$ とすると、この i 列目の要素群での平均軸方向ひずみは以下のようになる。

$$\bar{\epsilon}(i) = (u_i(i) - u_{i+1}(i)) / \Delta L \quad (10)$$



Rr=0.3, $\gamma/\gamma^*=1.0$, $\alpha=1.0$, $n=4$

図-8 要素分割と平均応力-最大ひずみ関係

ここに、 ΔL は i 列目の要素群の長さである。

図-7 (a), (b) に 2 径間の補剛板の左端から $0.00a$, $0.50a$, $1.00a$, $1.50a$, $1.75a$ および $\bar{\epsilon} = \bar{\epsilon}(i)_{\max}$ の個所における応力-ひずみ関係の例を示す。図-7 (a) は $\bar{\epsilon}(i)$ を 0.3 まで、図-7 (b) は重複部が解りやすいように 0.06 までを示す。この図から、座屈モードの局所化が生じた部分 ($\bar{\epsilon} = \bar{\epsilon}(i)_{\max}$ となる近傍) を除く第 1 径間と第 2 径間の大部分は主として剛体変位が起こっている。また、各点の応力-ひずみ関係は除荷が起こる点までは、 $\bar{\epsilon} = \bar{\epsilon}(i)_{\max}$ 位置の応力-ひずみ関係とほぼ一致している。

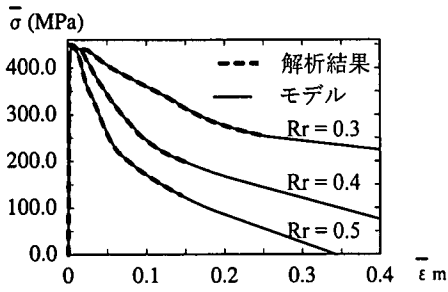
したがって、はり要素による骨組解析で使用する構成則については、ひずみは式(11)のように各要素分割線 i 列目における $\bar{\epsilon}(i)$ の中の最大値を用い、応力は一般に使用される式 $\bar{\sigma} = P/A$ を用いることとする。

$$\bar{\epsilon} = \bar{\epsilon}(i)_{\max} \quad (11)$$

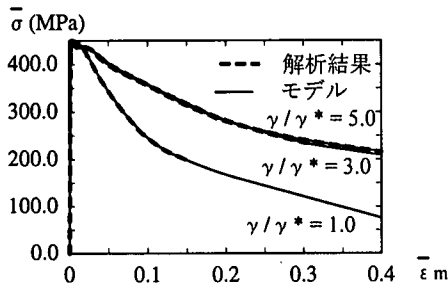
f) 要素分割数に関する考察

圧縮補剛板の応力-ひずみ関係に用いるひずみは $\bar{\epsilon}(i) = (u_i(i) - u_{i+1}(i)) / \Delta L$ で計算するため、シェル要素の分割数あるいは ΔL の大きさをどの様に設定すれば良いかについての考察を行う。

図-8には本論文で新たに定義した圧縮補剛板の応力-ひずみ関係を示す。この図-8にはモデルH3114について圧縮補剛板を長さ方向に 1 径間当たり 16, 24, 32, 48 等分した時の 4 ケースについて応力-ひずみ関係を示している。これらの図から圧縮補剛板を長さ方向に 32 分割すれば、応力-ひずみ関係は収束していると認められる。他のケースについてもほぼ同様の結果が得られたため、本解析では要素の大きさに左右されない要素分割数として 1 径間当たり 32 とし、これを用いて応力-最大ひずみ関係 $\bar{\sigma} - \bar{\epsilon}_{\max}$ を計算する。



(a) $\gamma/\gamma^* = 1.0, \alpha = 1.0, n = 4$



(b) $Rr = 0.4, \alpha = 1.0, n = 4$

図-9 応力-ひずみ関係の解析結果と予測モデル

g) 予測モデル

基準点における応力の予測式として文献3)と同様に表-1に示す4つの支配パラメータを組合せた以下の予測式を用いる。

$$\begin{aligned}
 \sigma(j) = & a_1 Rr^2 (\gamma/\gamma^*)^2 \alpha \cdot n + a_2 Rr^2 (\gamma/\gamma^*)^2 \alpha \\
 & + a_3 Rr^2 (\gamma/\gamma^*)^2 n + a_4 Rr^2 (\gamma/\gamma^*)^2 \\
 & + a_5 Rr^2 (\gamma/\gamma^*) \alpha \cdot n + a_6 Rr^2 (\gamma/\gamma^*) \alpha \\
 & + a_7 Rr^2 (\gamma/\gamma^*) n + a_8 Rr^2 (\gamma/\gamma^*) \\
 & + a_9 Rr^2 \alpha \cdot n + a_{10} Rr^2 \alpha + a_{11} Rr^2 n + a_{12} Rr^2 \\
 & + a_{13} Rr (\gamma/\gamma^*)^2 \alpha \cdot n + a_{14} Rr (\gamma/\gamma^*)^2 \alpha \\
 & + a_{15} Rr (\gamma/\gamma^*)^2 n + a_{16} Rr (\gamma/\gamma^*)^2 \\
 & + a_{17} Rr (\gamma/\gamma^*) \alpha \cdot n + a_{18} Rr (\gamma/\gamma^*) \alpha \\
 & + a_{19} Rr (\gamma/\gamma^*) n + a_{20} Rr (\gamma/\gamma^*) \\
 & + a_{21} Rr \cdot \alpha \cdot n + a_{22} Rr \alpha + a_{23} Rr \cdot n \\
 & + a_{24} Rr + a_{25} (\gamma/\gamma^*)^2 \alpha \cdot n + a_{26} (\gamma/\gamma^*)^2 \alpha \\
 & + a_{27} (\gamma/\gamma^*)^2 n + a_{28} (\gamma/\gamma^*)^2 + a_{29} (\gamma/\gamma^*) \alpha \cdot n \\
 & + a_{30} (\gamma/\gamma^*) \alpha + a_{31} (\gamma/\gamma^*) n + a_{32} (\gamma/\gamma^*) \\
 & + a_{33} \alpha \cdot n + a_{34} \alpha + a_{35} n + a_{36}
 \end{aligned}
 \tag{12}$$

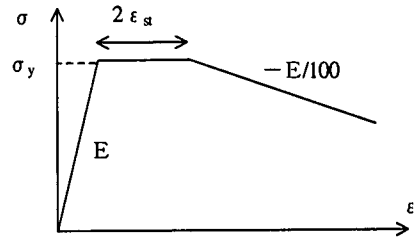


図-10 WEBでの構成則

この予測式の36個の未定定数を決定するため、支配パラメータを変化させた全36パターンの2径間連続補剛板を解析し、36本の圧縮補剛板の応力-ひずみ関係 $\bar{\sigma} - \bar{\epsilon}_{max}$ を求める。応力基準点は、本解析では、ひずみ40%までを100等分し、それら100個の基準点を式(12)の予測モデルで決定する。

式(12)について、100個の基準点ごとに未定定数 $a_i (i=1\sim 36)$ (全部で3600個) が決定できるので、式(12)によって任意の支配パラメータに対する応力-ひずみ関係が決定できる。

以上の方法によれば、図-9に示す様に全36パターンの解析結果を殆ど誤差無しに近似できる。なお、両端固定の圧縮補剛板モデルの解析を40%のひずみまで行わない場合でも図-9のように、得られた最大ひずみから40%までの区間を得られた最大ひずみを含む最後の3点で2次曲線により予測して用いる。

(2) 骨組解析のウェブ圧縮部分に用いる構成則

はり要素を用いて鋼製橋脚の地震時保有水平耐力を計算する場合、橋脚断面の縦リブを含むフランジの応力状態は(1) a) で用いた2径間連続補剛板モデルの応力状態に近いと考えられる。一方、ウェブの応力状態は応力勾配を持ち塑性域ではフランジとの応力の受け渡しや境界条件の変化も考えられ簡単なモデル設定は困難である。そのため、ウェブについては板・シェル要素を用いた鋼製橋脚の全体FEM解析結果と良く一致し、しかも簡単な構成則を試行錯誤的に決定する。

このような検討の結果、ここで用いるウェブの構成則は図-10に示すように補剛板の4つの支配パラメータとは無関係に定めることができることが判明した。なお、 ϵ_{st} は材料構成則での塑性棚の長さである。

(3) せん断変形の影響

ここではせん断変形を無視した Bernolli-Euler はり要素を用いるため、水平荷重-水平変位の関係に与えるせん断変形の影響などについては近似的に扱う。

微小変位理論のチモシェンコ梁における弾性域での曲げ変形に対するせん断変形の増加率 η は式(13)で表される。ここに、 κ は断面に作用する中立軸上のせん断応力を平均せん断応力で除した値であり箱断面についてはほぼ一定値となる。橋脚断面の材質を SM570 材とすれば、 σ_y も一定値である。鋼製橋脚においては (A/A_w) もほぼ一定とみなせば、せん断変形の影響は λ の二乗に反比例する。

$$\eta = 12\kappa \sigma_y A / (\pi^2 G A_w) / \lambda^2 \doteq K / \lambda^2 \quad (13)$$

これより、せん断変形の影響は柱の高さが低いほど顕著に表れるので骨組解析に当っては柱の細長比 λ に応じてヤング係数を以下のように補正することで対応する。

$$\begin{aligned} E &= 0.9E_0 & \lambda \geq 0.4 \\ E &= (0.5 + \lambda)E_0 & \lambda < 0.4 \end{aligned} \quad (14)$$

ここに、 E_0 は材料のヤング係数を示す。

5. 圧縮補剛板の軟化挙動を反映した鋼製橋脚のモデル化

(1) 座屈要素の導入

補剛板に圧縮力が働くと補剛板が局部座屈変形を起こし、ある部分が座屈モードの局所化により軟化現象を示す。この軟化挙動を示す局所化領域については 2. で述べた座屈要素 1 要素で離散化する。局所化領域に対応する座屈要素長 L_z は補剛板の支配パラメータにより一意的に決定されるが、これについてはつぎの (2) に詳述する。この座屈要素を用いた鋼製橋脚モデルを図-11 に示す。

鋼製橋脚の座屈モードの局所化領域を表す座屈要素に用いる構成則としては、4. (1) e) で求めた $\bar{\varepsilon}(i)_{\max}$ 位置の応力-ひずみ関係に対応する構成則 $\bar{\sigma} - \bar{\varepsilon}_{\max}$ を用いる。同じ圧縮補剛板の局所化領域以外での応力-ひずみ関係も除荷が起こるまでは、 $\bar{\sigma} - \bar{\varepsilon}_{\max}$ と一致すること、ならびに座屈要素を用いる局所化領域で軟化が生ずると他の部分では除荷が生じ弾性挙動を示し軟化部分の構成則が関与しないため、座屈要素を含め同じ諸元と材料の圧縮補剛板については同一の軟化型の構成則 $\bar{\sigma} - \bar{\varepsilon}_{\max}$ を用いる。

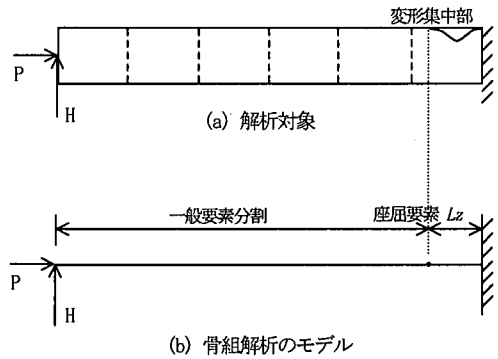


図-11 骨組解析のモデル化

(2) 座屈要素長の決定

軟化挙動を表す座屈要素を用いた骨組解析では、要素長の大きさが解析結果に大きな影響を与える。したがって、精度の良い結果が得られる座屈要素の長さ L_z の設定が非常に重要である。この座屈要素の長さは圧縮補剛板の支配パラメータにより一意的に決定される。ここでは先に 4. (1) で軟化型の応力・ひずみ関係を同定するのに用いた異なった支配パラメータを持つ 36 種類の 2 径間連続補剛板の解析結果と鋼製橋脚の全体 FEM 解析における局所化モードや水平荷重-水平変位関係との整合を考え、座屈要素の長さ L_z を試行錯誤により以下のように 2 次式で設定する。

$$L_z = f_1(Rr) f_2(\gamma/\gamma^*) d$$

$$f_1(x) = 5x^2 - 5.5x + 2.1 \quad 0.3 \leq x \leq 0.5$$

$$f_2(x) = 0.0625x^2 - 0.4x + 1.3375 \quad 1.0 \leq x \leq 5.0$$

(15)

ここに、 d は圧縮補剛板のダイアフラムまたは横リブの間隔である。

座屈要素の導入位置は橋脚中で塑性座屈モードの局所化が発生する可能性がある場所である。単柱の場合は基部や変断面位置などであるが、導入位置がわかりにくい場合は、まず橋脚を細かく分割し局部座屈を無視した通常骨組解析を行う。その解析結果を基に断面変化点やダイアフラム位置を参考に同一断面部分の中で最も大きな圧縮応力が作用する箇所でも局所座屈が発生する可能性のある位置を特定し座屈要素を導入した後、再度解析を行えばよい。図-12 に式(15)により評価した座屈要素長を全 36 ケースのうち代表的に 12 ケースを示すが、板・シェル要素を用いた FEM 解析による圧縮補剛板の座屈モードの局所化領域を比較的良く表したのとなっている。

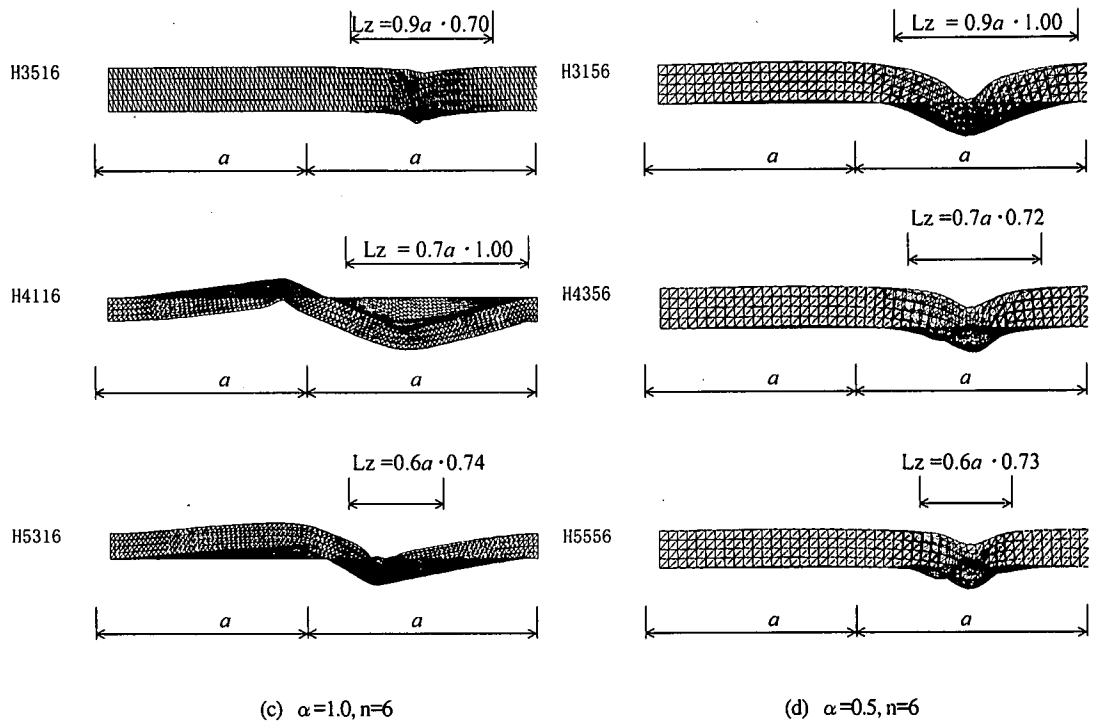
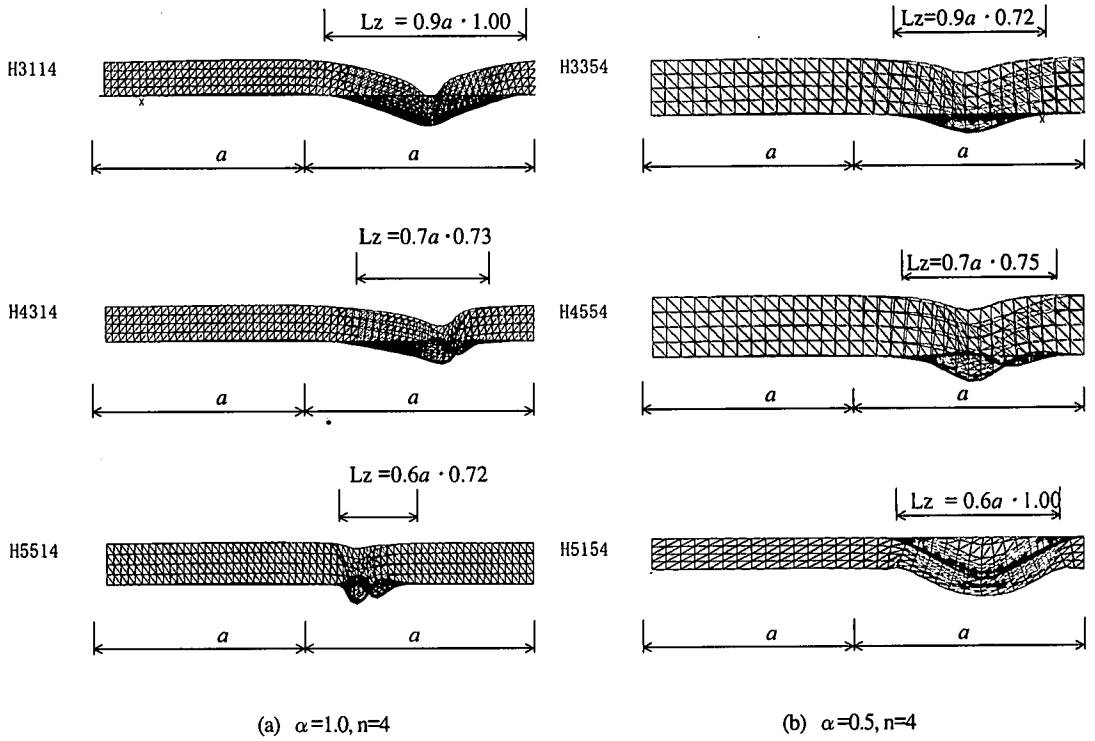


図-12 「座屈要素の長さ」と座屈モードの局所化領域

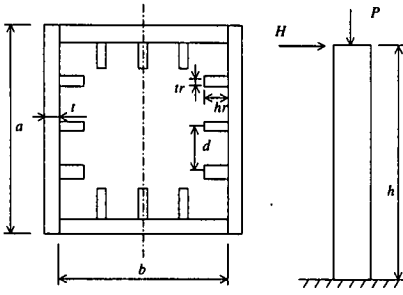
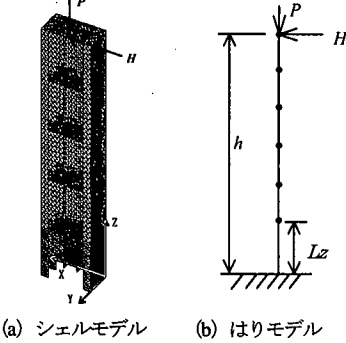
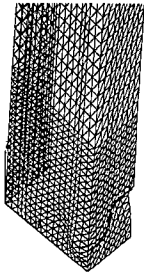


図-13 解析対象とする単柱式鋼製橋脚



(a) シェルモデル (b) はりモデル

図-14 単柱式鋼製橋脚の解析モデル



($H/H_y=0.826$, $\delta/\delta_y=17.24$)

図-15 H3114 断面モデルの単柱式橋脚の変形図

6. 局部座屈を考慮した軟化型構成則による鋼製橋脚の終局挙動解析の精度

局部座屈を考慮した軟化型の構成則を導入したはり要素による鋼製橋脚の Pushover 解析の精度を、単柱式橋脚ならびにラーメン橋脚について、シェル要素を全領域に用いた解析結果と比較することにより検討する。

(1) 単柱式鋼製橋脚における精度

解析対象とする鋼製橋脚モデルを図-13 に示す。軟化型の構成則を導入したはり要素による解析では脚基部に

表-2 単柱式鋼製橋脚の構造諸元

単柱モデル		H3114	H4114	H4314	H4514	H5114
a	(m)	2	2	2	2	2
b	(m)	2	2	2	2	2
t	(m)	0.0410	0.0308	0.0308	0.0308	0.0246
nr	(本)	3	3	3	3	3
hr	(m)	0.2964	0.2357	0.3102	0.3524	0.1975
tr	(m)	0.0329	0.0262	0.0345	0.0392	0.0219
d	(m)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
A	(m^2)	0.4454	0.3202	0.3744	0.4118	0.2489
I	(m^4)	0.2779	0.2029	0.2244	0.2379	0.1592
r	(m)	0.7899	0.7960	0.7742	0.7601	0.7997
w	(m^3)	0.2669	0.1969	0.2177	0.2308	0.1554
σ_y	(MPa)	450	450	450	450	450
E	(GPa)	200	200	200	200	200
R_r		0.3	0.4	0.4	0.4	0.5
$P/(\sigma_y \cdot A)$		0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
λ	h (m) 6	0.229	0.228	0.234	0.238	0.227
	h (m) 10	0.382	0.379	0.390	0.397	0.378
	h (m) 14	0.535	0.531	0.546	0.556	0.529
H_y	h (m) 6 (kN)	16017	11812	13062	13849	9322
	h (m) 10 (kN)	9610	7087	7837	8309	5593
	h (m) 14 (kN)	6864	5062	5598	5935	3995
δ_y	h (m) 6 (m)	0.021	0.021	0.021	0.021	0.021
	h (m) 10 (m)	0.058	0.058	0.058	0.058	0.059
	h (m) 14 (m)	0.113	0.114	0.114	0.114	0.115

$$r = \sqrt{I/A}$$

$$w = I/(b/2 + t)$$

$$R_r = \frac{d}{2\pi t} \sqrt{12(1-\nu^2)\sigma_y/E}$$

$$\lambda = \frac{2h}{\pi r} \sqrt{\sigma_y/E}$$

$$H_y = (\sigma_y - P/A)w/h$$

$$\delta_y = H_y h^3 / (3EI)$$

座屈要素を用いた残りの領域を5分割した。シェル要素を用いた解析では収束解が得られるように十分細かい分割を行った。分割の例を図-14 に示す。橋脚モデルの断面は H3114, H4114, H5114, H4314, H4514 とし、高さは6m, 10m および 14m (3, 5 および 7 パネル) である。これは都市高速道路で一般的に使用されている橋脚の範囲 $\lambda = 0.2 \sim 0.6$ 程度に配慮して $\lambda = 0.23 \sim 0.56$ の範囲で選定した。具体的な諸元の詳細を表-2 に示す。載荷条件としては、下端部を固定として、橋脚頂部の中心に一定の鉛直軸力を常時載荷し、その状態を保持したまま頂部の水平変位を単調増加させ、この変位が柱の高さの 10%

(0.6m, 1.0m および 1.4m) に到達するまでを解析した。なお、鉛直軸力は全断面降伏軸力の 10% および 20% の 2 種類とした。シェル要素に用いた材料構成則は図-5 に示す材料構成則である。解析結果として図-15 に H3114 断面モデル ($h=10\text{m}$, $\lambda=0.382$) の局部座屈による変形図を示す。

解析結果として、Pushover 解析により得られる水平荷重-水平変位関係をはり要素を用いた場合とシェル要素を用いた場合の解析結果と比較するが、図-16 には軸力比 20% について、異なった細長比 λ 、補剛材間板パネルの幅厚比 R_p 、補剛材剛比 γ/γ^* を持つ場合について結果を示している。また、図-17 には軸力比の影響を見るために、3 種類の R_p を持つ場合について軸力比を 10% と 20% に変化させて示している。両図より、いずれの構造諸元の場合も軟化型はり要素による解析結果は、全領域にわたりシェル要素による解析結果と良く一致している。ただ、柱の細長比が大きい場合にやや誤差が生ずる傾向にある。また図-17 より軸力比が小さい $P/(A\sigma_y) = 0.1$ で幅厚比 R_p が小さい場合も若干差が生じるが、その他は軟化型はり要素による解析結果と、シェル要素による解析結果とはよく一致している。上記の若干誤差が生ずる場合は、座屈による局所化が生じにくい場合に対応している。

(2) ラーメン型鋼製橋脚における精度

解析対象とするラーメン型鋼製橋脚モデルを図-18 に示す。断面形状は図-13 の単柱式橋脚と同じとする。ここでは局部座屈が梁部ではなく柱部に先行して発生するタイプのラーメン型鋼製橋脚を対象とする。

ラーメン型鋼製橋脚の骨組解析においては隅角部のモデル化とせん断変形を考慮したヤング係数の補正式(14)に対する柱高さ h の採り方が重要な事項となる。はりモデルによる解析では隅角部については完全に剛と仮定し、隅角部の範囲のはり要素に剛域を設ける。この部分のはり要素として、一般部の 10 倍程度の板厚を採用すれば十分剛と見なせることを確認し、この板厚を要素に用いる。せん断変形を考慮するための補正式(14)の λ に用いる柱高さ h はラーメン橋脚柱のモーメント形状から、図-18 のラーメン橋脚の隅角部直下までの高さ L' を $h=L'$ とする。すなわち、柱の細長比は $\lambda = (L'/\pi r)\sqrt{\sigma_y/E}$ で計算する。

軟化型の構成則を導入したはり要素による解析では脚基部と隅角部直下に座屈要素を用い残りの領域を 4 分割

した。はり要素による解析の分割の例を図-19 に示す。シェル要素を用いた解析では収束解が得られるように図-15 に示す単柱式鋼製橋脚の分割 (幅方向 16 分割×横リブ間 16 分割) と同様に十分細かい分割 (16 分割×16 分割) を行った。橋脚モデルの断面は H3114 とし、高さ L は 10m および 15m (5 パネル $L'=9\text{m}$, $\lambda=0.172$ および 7 パネル $L'=14\text{m}$, $\lambda=0.267$) である。 L', λ 以外の諸元は表-2 に示す H3114 の諸元と同様である。載荷条件としては、両橋脚の下端部を固定として、両橋脚の柱頭部中心に一定の鉛直軸力を常時載荷し、その状態を保持したまま水平方向に漸増単調変位として柱の高さ L の 10% (1.0m および 1.5m) までを解析した。なお、鉛直軸力は全断面降伏軸力の 20% とした。シェル要素に用いた材料構成則は図-5 に示す材料構成則を用いた。

解析結果として、軟化型のはり要素を用いた Pushover 解析により得られる水平荷重-水平変位関係と全領域のシェル要素を用いた解析により得られる水平荷重-水平変位関係を図-20 に比較している。また、この図中には局部座屈を無視したはり要素による結果も示している。この図より、軟化型はり要素による解析結果は、単柱式橋脚の場合に比べると、ピーク点に到達以前においてもシェル要素による解析に対する精度はやや低下するが、局部座屈を無視したはり要素の場合に比べると、解析精度はかなり改善されていることが解る。

上述したように、単柱式に比べて、軟化型はりモデルの精度がラーメン橋脚の解析においてやや低下したが、誤差は荷重・変位曲線がピーク点到達以前の局部座屈挙動が関与しない領域において発生している。したがって、誤差が生じた一つの大きな理由としては、軟化型はりモデルによる解析において隅角部を単に剛な領域としてモデル化していることに起因していると考えられる。ラーメン橋脚などの複雑な構造の橋脚でははりと柱の接合部の挙動の考慮¹¹⁾も重要であろう。

7. まとめ

本研究により得られた成果をまとめると以下のようになる。

- 1) 座屈モードの局所化を考慮した軟化型の構成則を導入したはり要素により FEM 解析を行う場合、ある要素が先に軟化すると、この要素に軟化による変形が集中する。したがって、いかに多くの有限要素分割を用いても収束解は得られない。このように、軟化型構成則を用いた場合の FEM 解析の解は有限要素長に依存するため、適切な有限要素長を設定する必要がある。

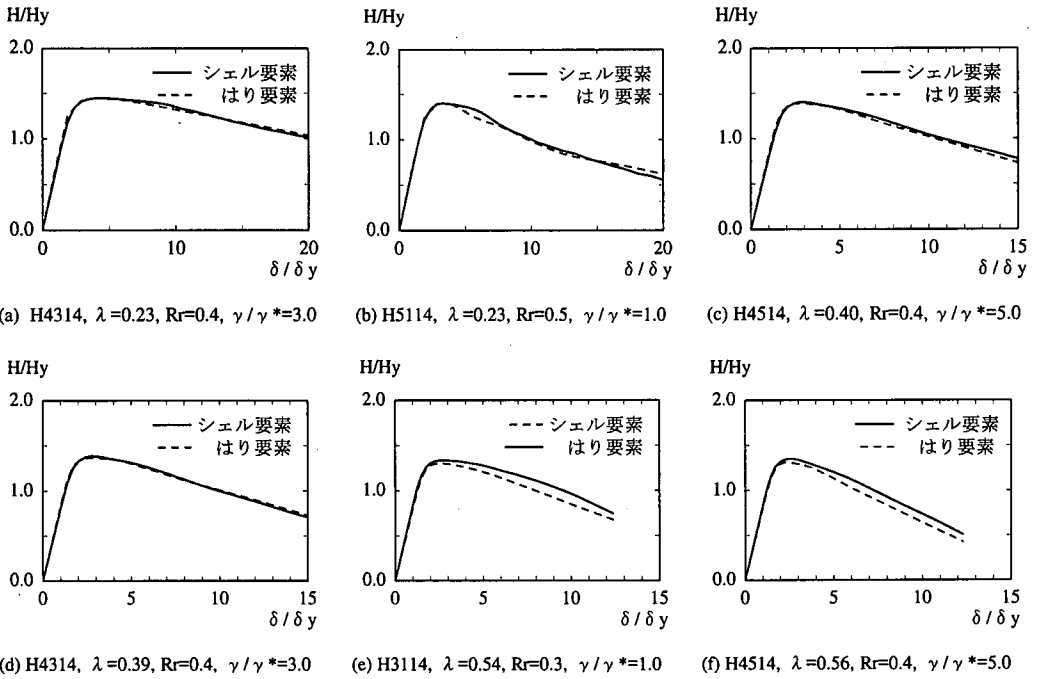
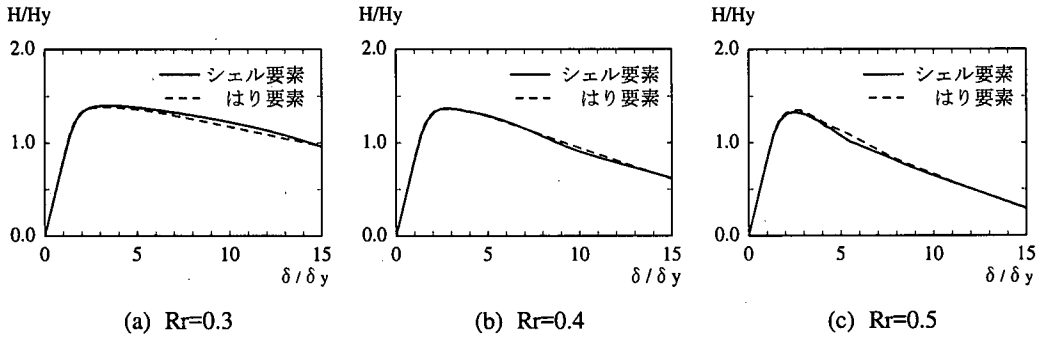
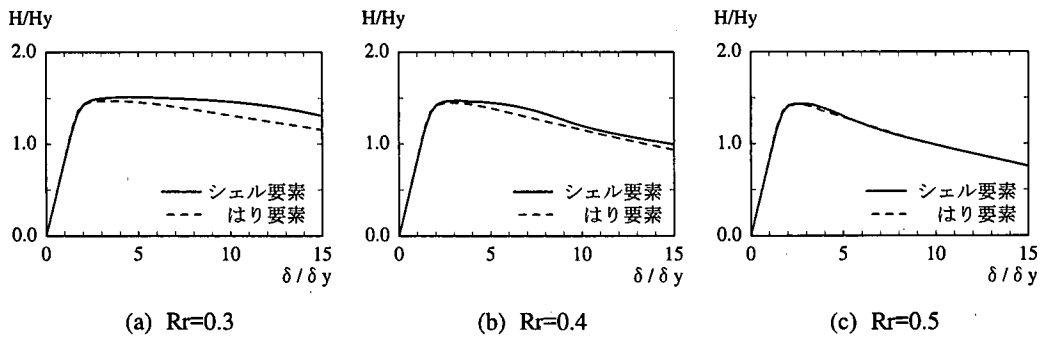


図-16 軟化型はりモデルによる単柱式橋脚の Pushover 解析の精度に及ぼす細長比と補剛板パラメータの影響

$$(P=0.2 \cdot \sigma_y \cdot A)$$



$$(1) P=0.2 \cdot \sigma_y \cdot A$$



$$(2) P=0.1 \cdot \sigma_y \cdot A$$

図-17 軟化型はりモデルによる単柱式橋脚の Pushover 解析の精度に及ぼす軸力比の影響

$$(\lambda=0.38, \gamma/\gamma^*=1.0, \alpha=1.0, n=4)$$

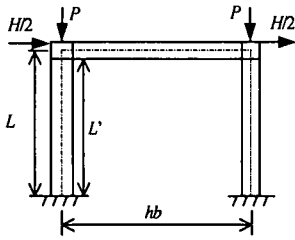


図-18 解析対象とするラーメン橋脚

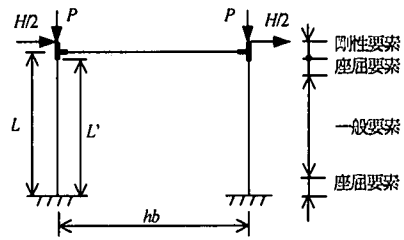
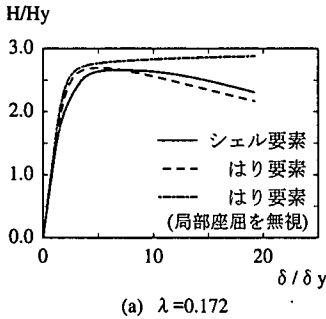
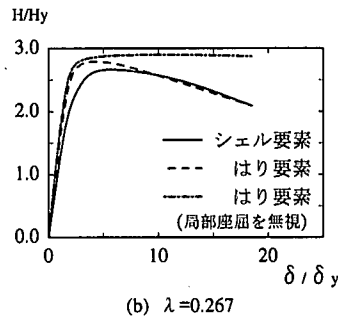


図-19 ラーメン橋脚のはり要素モデルによる離散化



(a) $\lambda=0.172$



(b) $\lambda=0.267$

図-20 軟化型はりモデルによるラーメン橋脚のPushover解析における精度の比較

- 2) 圧縮補剛板における軟化型の平均応力-平均ひずみの関係をそのままはり要素による解析に使用すると板・シェル要素による全体FEM解析結果とは後座屈挙動の部分で整合しない。したがって、ここでは座屈モードの局所化を正しく評価した軟化型構成則と、局所化領域を反映した座屈要素を用いる手法を提案した。
- 3) 任意の鋼製橋脚の解析に適用できるように補剛板の4つの支配パラメータで軟化型の構成則ならびに座屈要素長の予測式を誘導した。
- 4) ここで提案した軟化型の構成則を用いてはりモデルにより鋼製橋脚の局部座屈による劣化挙動を解析し、シェルモデルによる解析結果と比較した結果、単柱式橋脚についてはあらゆる構造について精度の良い解析結果が得られることが確認できた。一方、ラーメン橋脚についてはやや誤差が生じた。これは座屈モードの局所化部分に対する軟化型構成則の問題というより、隅角部の変形挙動がはりモデルにおいて考慮されていないことによると考えられる。

以上のように、鋼製橋脚のはり要素モデルを用いたPushover解析において、座屈モードの局所化挙動を考慮

した圧縮補剛板の軟化型構成則と局所化領域を反映した座屈要素を用いることで、局部座屈による劣化挙動を含めた鋼製橋脚の変形挙動を良好な精度で解析できることが判明した。本解析の解析例としては、単柱式の橋脚並びにラーメン橋脚についての結果を示したが、他の複雑な形状の橋脚の解析にも適用可能である。このような場合、隅角部などはりと柱の接合部の挙動の考慮が重要である。

参考文献

- 1) 宇佐美勉, 鈴木森晶, H.P.Marnagh, 葛漢彬: コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案, 土木学会論文集, No.525/I-33, pp.69-82, 1995年10月
- 2) 崎元達郎, 渡辺浩, 土田真二, 三輪清貴: 局部座屈を考慮した鋼骨組の終局挙動の簡易計算法, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.195-204, 1997年3月
- 3) 小澤一誠, 後藤芳顕, 高橋宣男, 石川貴士: 局部座屈考慮した構成則による鋼製橋脚の弾塑性有限変位解析, 土木学会第51回年次学術講演会, 1-A77, pp.154-155, 1996年9月

- 4) 小澤一誠, 石川貴士, 王慶雲, 後藤芳顯: 鋼梁橋脚を対象とした圧縮補剛板の単調載荷挙動における平均応力-平均ひずみ関係のモデル化, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.100-112, 1999年3月
- 5) 崎元達郎, 渡辺浩, 中島貴太: 局部座屈を考慮した鋼箱形断面部材の復元力モデル, 土木学会論文集, No.647/I-51, pp.343-355, 2000年4月
- 6) 後藤芳顯, 松岡宏典, 王慶雲, 鳥羽保行: 圧縮板の塑性座屈モードの局所化と変形能の低下, 土木学会論文集, No.513/I-31, pp.69-51, 1995年4月
- 7) 後藤芳顯, 王慶雲, 小畑誠: 塑性分岐解析に基づく圧縮板の座屈モードの局所化現象の解析, 土木学会論文集, No.540/I-36, pp.55-70, 1996年7月
- 8) Priestley, M.J.N. and Park, R.: Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading, ACI Structural Journal, Technical Paper, Vol.84, pp.61-76, 1987.
- 9) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 1996年12月
- 10) 後藤芳顯, 春日井俊博, 西野文雄: 局部移動座標の選択が平面骨組の有限変位の精度に及ぼす影響, 土木学会論文集, No.366/I-1, pp.311-320, 1987年10月
- 11) Li, X.S. and Goto, Y.: A Three-Dimensional Nonlinear Seismic Analysis of Frames Considering Panel Zone Deformations, Structural Eng./Earthquake Eng., JSCE, Vol. 15, No. 2, pp.201-213, 1998.10

(2001.1.26 受付)

A PUSHOVER ANALYSIS OF STEEL PIERS BASED ON A BEAM ELEMENT WITH A SOFTENING CONSTITUTIVE RELATION CONSIDERING THE LOCALIZATION OF BUCKLING PATTERNS IN STIFFENED PLATE COMPONENTS

Kazushige OZAWA, Qingyun WANG and Yoshiaki GOTO

Instead of the time-consuming shell element, a new nonlinear beam element is proposed for the pushover analysis of stiffened thin-walled steel piers. This beam element is characterized by the constitutive relation that precisely takes into account the localization of buckling patterns in stiffened plate components. Since this constitutive relation exhibits a strain-softening behavior, a buckling element with a finite length is introduced in order to avoid the strain concentration in the infinitesimal softening element. It is confirmed by numerical examples that the push-over analysis with the new nonlinear beam element can accurately predict the ultimate behavior of the steel piers accompanying the degradation due to local buckling.