

座屈モードの局所化と隅角部のせん断変形を 考慮したはりモデルによる鋼製ラーメン橋脚の解析

Pushover analysis of portal frame-type bridge piers by beam model considering local buckling of stiffened compression panel and shear deformation of corner panel zone

小澤一誠* 王 慶雲** 後藤芳顯***

Kazushige OZAWA, Qingyun WANG and Yoshiaki GOTO

- * 日本車輛製造株式会社 技師長 鉄構本部 (〒456-8691 名古屋市熱田区三本松町1番1号)
 ** 工博 日本車輛製造株式会社 主任 鉄構本部 (〒456-8691 名古屋市熱田区三本松町1番1号)
 *** 工博 名古屋工業大学 教授 社会開発工学科 (〒466-0061 名古屋市昭和区御器所町)

In the conventional seismic design, the ultimate behavior of portal frame-type bridge piers is predicted by the geometrically and materially nonlinear analysis using the beam model where the local buckling of stiffened plate and the deformation of corner panel zone are ignored. However, the validity and the accuracy of this analysis method are not fully confirmed. In this paper, we propose a more refined, yet practical analysis method based on beam model. In this beam model, a buckling element with a softening constitutive relation is used to take into account the local buckling behavior. Furthermore, the shear deformation of the corner panel zone is expressed by an equivalent model described by beam elements.

Key words: steel pier, beam-to-column connection, shear panel zone, seismic design, numerical analysis

キーワード: ラーメン型鋼製橋脚, 隅角部, パネルゾーン, 耐震設計, 数値解析

1. まえがき

都市部の高速道路に代表されるように, 様々な形式のラーメン型鋼製橋脚が単柱式鋼製橋脚と同様に採用されている. 鋼製ラーメン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Pushover解析により算定する必要がある. この場合, 単柱式鋼製橋脚と同様に局部座屈挙動を考慮する必要があるが, 鋼製ラーメン橋脚では複数の隅角部が存在するため, この変形挙動もさらに解析に反映しなければならない. このようなラーメン橋脚のPushover解析を精度よく行うには, 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. 今日ではパソコンにより板・シェル要素に基づいてFEM解析ができるほどにツールが発達してきたが, ラーメン橋脚になるとデータ入力が複雑で計算にも時間がかかるため, 設計時に全ての鋼製橋脚の解析をFEM解析で行うことは現実的ではない. 設計での解析を対象とした場合, FEMによる複雑な解析を実務上十分な精度で簡易的に解析できる手法の研究が必要不可欠で

あると考えられる.

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^{1)~5)}. ただ, 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. 著者ら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^{6) 7)}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提案した⁸⁾. 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ことで, 軟化型の構成則を用いても一意的に解が得られるように工夫を行った. さらに, 任意諸元の補剛板パネルに対して座屈要素長を定める式を提案した⁸⁾. 以上の手法に基づくはり要素を用いた解析により, 単柱式鋼製橋脚に対して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⁸⁾.

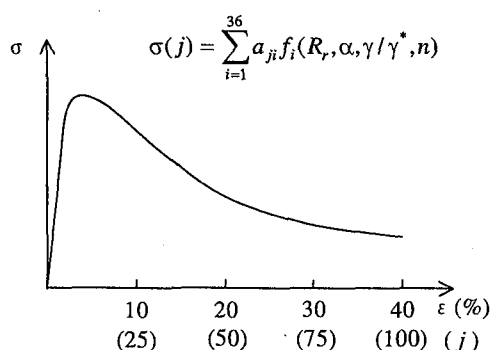


図-1 圧縮フランジに用いる座屈モードの局所化部分の軟化型構成則

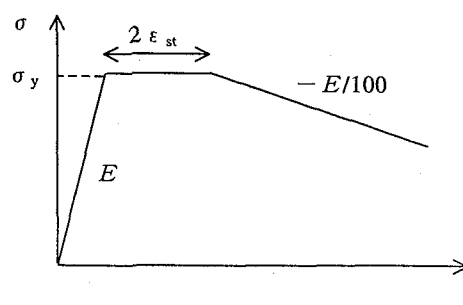


図-2 ウェブの圧縮部分に用いる軟化型構成則

現行の鋼製ラーメン橋脚の実務設計では便宜的に、隅角部を剛域とした骨組要素による弾塑性有限変位解析で、水平荷重-水平変位関係を算定しているケースが多い。しかし大きな変形の範囲まで隅角部が剛域であるという保証はなく、前述した新たな高精度の軟化型構成則と座屈要素を導入しても、最高荷重に達する以前から誤差が生じることを文献8)で示した。

一般に隅角部は梁柱間の応力の受け渡しが複雑で隅角部における応力の流れを見ると、梁や柱のフランジ応力が隅角部近傍では一旦ウェブに流れ込み、それが隅角部内で再配分されて梁や柱のフランジに流れる。一方隅角部はフランジによって4角形が構成されていることもあり、隅角部全体の変形はウェブのせん断変形が支配的になると考えられる⁹⁾。

本論文では、鋼製ラーメン橋脚の弾塑性挙動をより理論の枠内で精度良く解析するため、高精度の軟化型構成則と座屈要素を導入するとともに、隅角部をせん断パネルゾーンとしてモデル化し、等価なはり要素により評価する方法を提案することを目的としている。本手法によると隅角部のせん断変形を含め局部座屈を考慮したラーメン橋脚を一貫してはりモデルにより解析が可能となる。

2. 軟化型構成則と座屈要素

2. 1 軟化型構成則

圧縮補剛板の変形挙動を支配するパラメータとして、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 $\alpha = a/b$ ；補剛材間板パネル数 n ；補剛材の無次元化剛比 γ/γ^* を採用している⁴⁾。

フランジの座屈モードの局所化部分の軟化型構成則については、文献8)に示したように決定する。すなわち、あらかじめ4つの支配パラメータを変化させ、36パターンの2径間連続補剛板を解析し、局所化部分の平均応力-最大平均ひずみ関係 $\bar{\sigma} - \bar{\epsilon}_{\max}$ (図-1)を36本求める。この応力-ひずみ関係において、ひずみ40%までを100等分して100個の基準点を決定する。これら100個の基準点の応力 ($j=1\sim 100$) が式(1)と一致する条件から未定定

数 $a_{ji} (i=1\sim 36)$ (全部で3600個) を決定する。

$$\sigma(j) = \sum_{i=1}^{36} a_{ji} f_i(R_r, \alpha, \gamma/\gamma^*, n) \quad (j=1\sim 100) \quad (1)$$

なお、構成則を求めるための圧縮補剛板は、局所化部分への影響を考えると単径間では隣接パネルの影響を評価できないため、隣接パネルの影響が評価できて、かつ径間数が最も少ない2径間を採用する。

また、ここで用いるウェブの構成則は局部座屈およびせん断変形を考慮したものであるが、図-2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とした。なお、 ϵ_{st} は鋼材の構成則での塑性棚の長さである。せん断変形の影響は有効細長比が小さいほど顕著に現れるので骨組解析に当っては柱や梁の有効細長比パラメータ λ に応じてヤング係数を以下のように近似的に補正することで対応している。ただし、一般の鋼製橋脚を対象としているので有効細長比の範囲は $\lambda \leq 0.6$ 程度である。

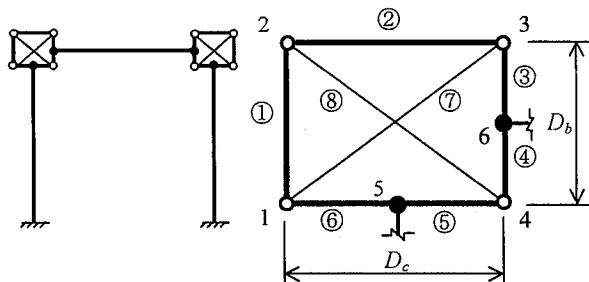
$$\begin{aligned} E &= 0.9E_0 & \lambda &\geq 0.4 \\ E &= (0.5 + \lambda)E_0 & \lambda < 0.4 \end{aligned} \quad (2a, b)$$

ここに E_0 は鋼材のヤング係数である。

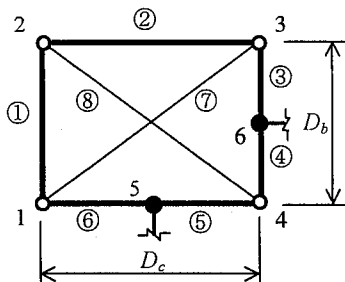
なお、本論文では、Panel zone以外の一般部には、せん断変形を無視したBernoulli-Eulerはり要素を用いる。Panel zone以外でフランジに軟化型構成則を用いない場合にもウェブの圧縮部分には図-2の構成則を用いる。

2. 2 座屈要素

軟化型の構成則による解析では、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ずる。したがって、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により構成されているため座屈モードの局所化が起こり、限られた部分に塑性変形が集中する。この局所的に塑性変形が集中する部分が軟化するため、本論文では



(a) ラーメン橋脚のモデル



(b) 隅角部パネルゾーン

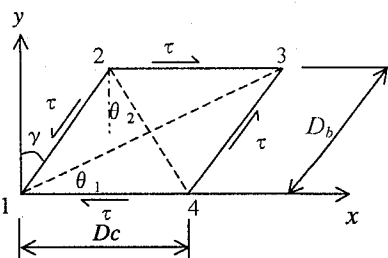
節点総数：6

- 1~4 (剛結合)
- 5~6 (ヒンジ)

要素総数：8

- ①~⑥
($A=\infty, I=\infty$)
- ⑦~⑧
($A=Apz, I=0$)

($A=Apz, I=0$)



(c) パネルゾーンの変形

図-3 隅角部のモデル化

軟化型構成則を用いた一要素で離散化する。文献8)はこの要素を座屈要素と呼んでいる。

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。具体的には2径間連続補剛板の板要素による解析により座屈モードの局所化が生ずる領域を算定し、鋼製橋脚全体のFEM解析との整合性を考慮して座屈要素の長さを以下のように設定した⁸⁾。

$$L_z = f_1(R_r) f_2(\gamma/\gamma^*) a \quad (3)$$

$$f_1(x) = 5x^2 - 5.5x + 2.1 \quad 1.0 \leq x \leq 5.0 \quad (4a,b)$$

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

ここに、 a 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。

なお、軟化型構成則と座屈要素の詳細説明については、文献8)に示している。

3. はりモデルによる隅角部のモデル化

隅角部のモデル化としては、4枚のフランジに囲まれたパネルゾーンのせん断変形が卓越し、この部分が一樣にせん断変形すると仮定する考え方¹⁰⁾に従う。文献10)、11)の方法では、一樣せん断を仮定したパネルゾーン固有の要素を用いているが、本論文では通常の商用プログラムを用いることを前提にパネルゾーン固有の要素を用いず、図-3に示すようなはり要素だけによる等価なモデルを考える。このモデルでは部材12、23、34、41は剛体で部材13と24の伸縮変形でせん断変形を表す。したがって、ここでは一樣せん断変形する隅角部パネルゾーンと等価な部材13と24の伸縮変形に関する構成則を誘導する。

部材13の変形後の長さは図-3(c)より、

$$l_{13} = \sqrt{(D_c + D_b \sin \gamma)^2 + (D_b \cos \gamma)^2} \quad (5)$$

式(5)の増分は

$$\Delta l_{13} = \frac{1}{l_{13}} D_c D_b \cos \gamma \Delta \gamma \quad (6)$$

せん断ひずみを微小量 ($\gamma \ll 1$) と仮定すると、式(5)の増分の近似式が次のように書き直せる。

$$\Delta l_{13} = \frac{D_c D_b}{l_0} \Delta \gamma \quad (7)$$

ここに

$$l_0 = \sqrt{D_c^2 + D_b^2} \quad (8)$$

同様に、部材24の長さの増分の近似式も次のように得られる。

$$\Delta l_{24} = -\frac{D_c D_b}{l_0} \Delta \gamma \quad (9)$$

式(7)と式(9)によって、部材13方向及び部材24方向の軸ひずみ増分は次の式で計算できる。

$$\Delta \epsilon_{13} = -\Delta \epsilon_{24} = \frac{D_c D_b}{l_0^2} \Delta \gamma \quad (10)$$

せん断応力 τ が隅角部のパネルゾーン内の腹板で一定であると仮定すると、図-3(c)から部材21、43と部材41、23に作用する力の合力は

$$\begin{aligned} N_{21} &= N_{43} = 2 \tau D_b t_{pz} \\ N_{41} &= N_{23} = 2 \tau D_c t_{pz} \end{aligned} \quad (11a,b)$$

ここに t_{pz} は隅角部腹板の板厚である。

微小と仮定したせん断ひずみ γ を無視し、部材21、43と部材41、23に作用する各合力が各部材の両節点に半分ずつ作用すると仮定することで、部材13および部材24の軸力が以下のように計算される。

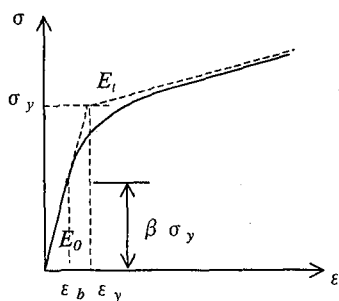


図-4 パネルゾーンのはり要素の構成則

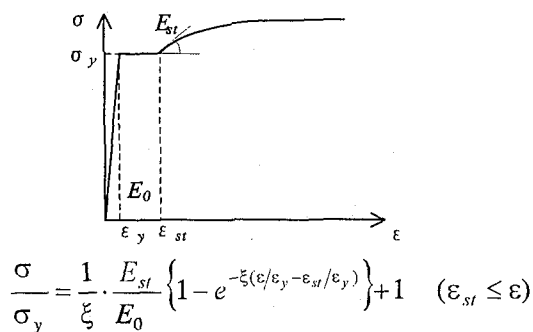
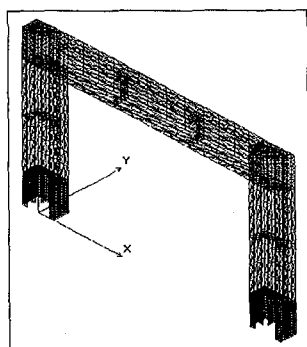
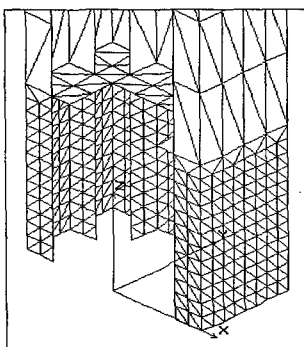


図-5 シェル要素の単調増加時の材料構成則

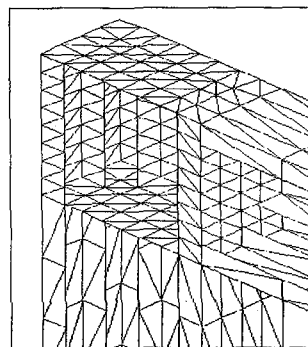
SM570 : $\xi = 0.02$, $E_0/E_{st} = 4$, $\varepsilon_{st}/\varepsilon_y = 3$



(a) 全体



(1-b) 基部



(c) 隅角部

図-6 シェル要素によるラーメン橋脚の離散化

$$\begin{aligned} N_{13} &= \frac{1}{2} N_{41} \frac{D_c}{l_0} + \frac{1}{2} N_{21} \frac{D_b}{l_0} \\ N_{24} &= -\frac{1}{2} N_{23} \frac{D_c}{l_0} - \frac{1}{2} N_{21} \frac{D_b}{l_0} \end{aligned} \quad (12a,b)$$

式(11)を式(12)に代入し、式(8)を考慮すると次の関係が得られる。

$$N_{13} = -N_{24} = t_{pz} l_0 \tau \quad (13)$$

式(13)の増分関係は

$$\Delta N_{13} = -\Delta N_{24} = t_{pz} l_0 \Delta \tau \quad (14)$$

部材13及び部材24の等価面積を A_{pz} とすると、弾性域ではひずみ増分は下式で表せる。

$$\Delta \varepsilon_{13} = -\Delta \varepsilon_{24} = \frac{t_{pz} l_0 \Delta \tau}{A_{pz} E_0} \quad (15)$$

ここに E_0 はヤング係数である。

式(10)と比較することにより、等価面積 A_{pz} は下式で計算できる。

$$A_{pz} = \frac{t_{pz} l_0^3 \Delta \tau}{D_c D_b E_0 \Delta \gamma} = \frac{t_{pz} l_0^3 G}{D_c D_b E_0} \quad (16)$$

ここに G はせん断弾性係数である。

以上の定式化では、パネルゾーン内のせん断応力分布を一定と仮定しているが、実際のパネルゾーン内のせん断応力分布を考慮した場合、補正係数 S を導入する必要がある。

$$G = G_0 S \quad (17)$$

ここに

$$G_0 = \frac{E_0}{2(1+\nu)} \quad (18)$$

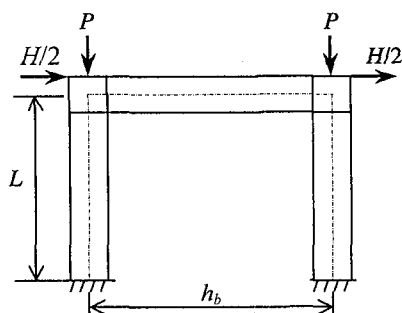
$$S = 0.8 \quad (19)$$

ν は材料のPoisson 比である。構造用鋼材については、 $\nu = 0.3$ であるので、等価面積 A_{pz} は下式で計算する。

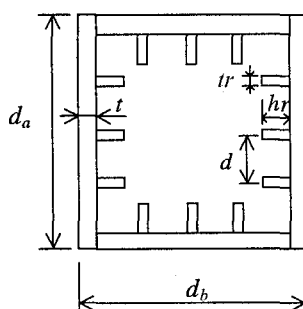
$$A_{pz} = \frac{t_{pz} l_0^3}{2.6 D_c D_b} S \quad (20)$$

なお、塑性域では $\nu = 0.3$ となるが、補正係数 S を用いてさらに補正しているので、このままの値を用いる。

つぎに部材13及び部材24の構成則について考える。部材13及び部材24は隅角部の挙動を反映できる様配慮しなければならない。本来は図-5に示す構成則を用いる事が考えられるが、隅角部での実際のせん断応力分布は一樣ではなく、徐々に塑性領域に入ると考えられるので、これを評価できる構成則を採用しなければならない。文

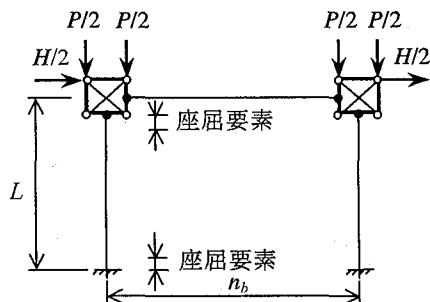


(a) 解析対象とするラーメン橋脚

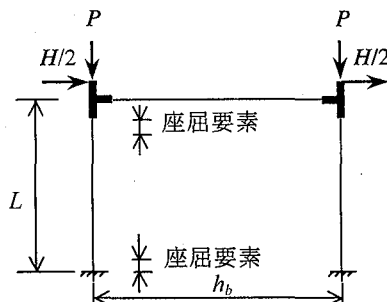


(b) 断面形状

図-7 一層ラーメン橋脚



(a) セン断パネルゾーンモデル



(b) 剛域モデル

図-8 ラーメン橋脚のモデル化

献12) ではせん断変形するパネルゾーンの材料構成則として、塑性勾配 $E_t = 5E_0/100$ で曲線部を持つ図-4に示すようなモデルを実験により得ている。これを参考に、本解析では図-4に示すように、ひずみの大きい区間で E_t の漸近線となる以下の構成則を採用する。

$$\sigma = \beta \sigma_y + E_t (\varepsilon - \varepsilon_b) + [(1 - \beta) \sigma_y - (\varepsilon_y - \varepsilon_b) E_t] (1 - e^{-\kappa(\varepsilon - \varepsilon_b)}) \quad (\varepsilon \geq \varepsilon_b) \quad (21)$$

$$E_t = \frac{5E_0}{100}, \quad \beta = 0.5, \quad \kappa = 100, \quad \varepsilon_b = \beta \varepsilon_y \quad (22a \sim d)$$

4. 隅角部のせん断変形を考慮したラーメン型鋼製橋脚の終局挙動解析の精度

本論文では、ラーメン橋脚の解析で座屈モードの局所化を考慮した軟化型構成則と座屈要素を導入するとともに、隅角部のせん断変形をはり要素で評価する方法を提示したが、ここではPushover解析で、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提示した手法の精度を検討する。鋼材はSM570とし、多軸応力下の構成則は相当応力-相当ひずみ関係が図-5に示す単調載荷時の一軸応力-ひずみ関係に従い、塑性領域の硬化則は移動硬化則によるものとする。要素分割については、図-6に示すように収束解が得られるように十分細かい分割を用いる。

解析対象とする一層鋼製ラーメン橋脚モデルを図-7(a)に示す。このラーメン橋脚の柱、はりとは図-7(b)のような同一の断面形状を持つ。ここでは一層ラーメン橋脚の一般的な特徴に従って、局部座屈がはり部ではなく柱部に先行して発生するタイプのラーメン橋脚を対象としている。解析対象とする柱とはり断面の構造緒元を表-1に、隅角部の緒元を表-2に示す。この表中では4つの支配パラメータの値に対応して、解析モデルを記号で $H \{ (10 R_r) (\gamma/\gamma^*) \alpha n \}$ と表現している。例えば、H3114は $R_r = 0.3$, $\gamma/\gamma^* = 1.0$, $\alpha = 1.0$, $n = 4$ であることを示す。

幅厚比パラメータ R_r については弾性域での局部座屈が起きない範囲で最も使用実績の多い $R_r = 0.3, 0.4, 0.5$ の範囲を、補剛材の無次元化剛比 γ/γ^* については $\gamma/\gamma^* = 1, 3, 5$ の範囲を、またラーメン橋脚の寸法については柱間隔 $h_b = 15\text{m}$ を一定とし、柱の高さを $L = 10, 15, 19\text{m}$ と変化させて解析する。載荷条件としては、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柱頭部水平変位を単調に増加させ、柱の高さ L の10%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。

はり要素を用いた解析では、隅角部パネルのせん断変形を評価できるように図-8(a)に示すような骨組としてモデル化する。比較のため、全領域に板・シェル要素を用いた解析のほかに、図-8(b)に示すように完全に剛域と仮定した場合や柱とはりが局部座屈を考慮しない場合の

表-1 一層鋼製ラーメン橋脚の柱とはり緒元

緒元	単位	H3114	H4114	H4314	H4514	H5114
a	(m)	2	2	2	2	2
d_a	(m)	2	2	2	2	2
d_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
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
L_z	(m)	1.8000	1.4000	1.0244	0.9942	1.2000
λ	$L=10$ (m)	0.191	—	—	—	—
	$L=15$ (m)	0.287	0.285	0.293	0.298	0.283
	$L=19$ (m)	0.363	—	—	—	—
λ	$h_b=15$ (m)	0.287	0.285	0.293	0.298	0.283
H_y	$L=10$ (m)	(kN) 19220	—	—	—	—
	$L=15$ (m)	(kN) 12813	9449	10450	11079	7457
	$L=19$ (m)	(kN) 10116	—	—	—	—
δ_y	$L=10$ (m)	(m) 0.029	—	—	—	—
	$L=15$ (m)	(m) 0.065	0.065	0.065	0.065	0.066
	$L=19$ (m)	(m) 0.104	—	—	—	—

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

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

$$R_r = \frac{d}{2\pi t} \sqrt{12(1-\nu^2)\sigma_y/E_0}$$

$$\lambda = \frac{h}{\pi r} \sqrt{\sigma_y/E_0} \quad (h=L, h_b) \quad H_y = (\sigma_y - P/A)w/(L/2) \quad \delta_y = 2H_y(L/2)^3/(3E_0I)$$

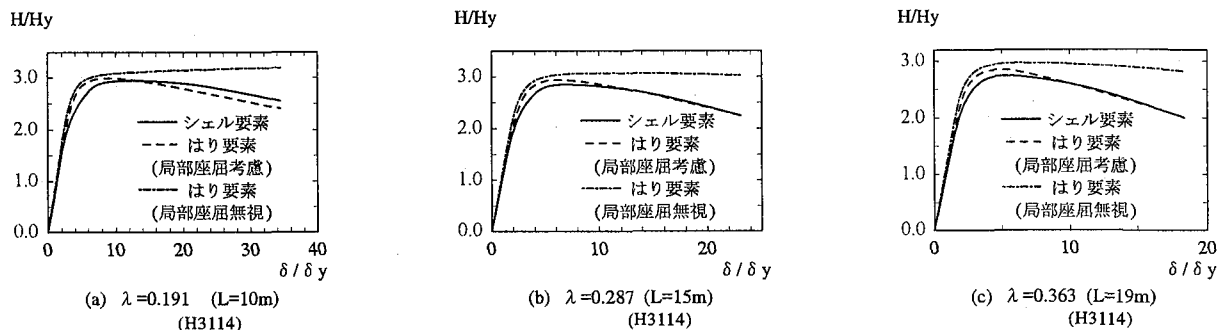
表-2 隅角部の構造緒元

緒元	単位	H3114	H4114	H4314	H4514	H5114
t	(m)	0.0600	0.0400	0.0400	0.0400	0.0400
hr	(m)	0.2964	0.2357	0.3102	0.3524	0.1975
tr	(m)	0.0400	0.0400	0.0400	0.0400	0.0400

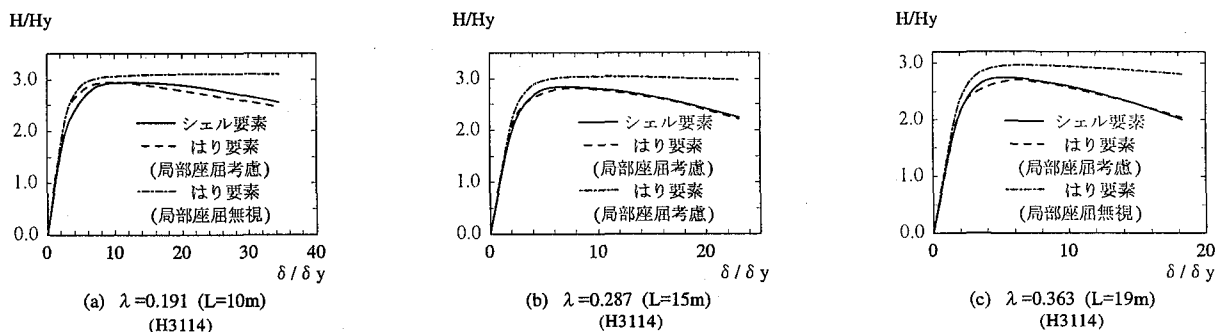
解析も行う。なお、シェル要素による解析に用いる隅角部のフランジ、ウェブの縦リブは柱のみを延長している、また、隅角部ダイヤフラムはマンホールを省略し、一般部のダイヤフラムは1m×1mのマンホールを設けた一枚板とし、補強リブに配慮して板厚を50mmとしている。柱部のダイヤフラム配置は座屈パネルとして基部の第一パネルとして2mを保持し、残りの区間は梁下までの純高さ

(10m, 15m, 19m) に応じて2, 3, 4 分割している。

はりモデルによる骨組解析における柱とはりのせん断変形を考慮するための補正式(2)の有効細長比 λ の算出に用いる柱の有効長は近似的に柱の骨組高さを、はりの有効長は骨組中心間隔を採用する。すなわち、柱の細長比は $\lambda_c = (L/\pi r) \sqrt{\sigma_y/E_0}$ で計算し、梁の細長比は $\lambda_b = (h_b/\pi r) \sqrt{\sigma_y/E_0}$ で計算する。



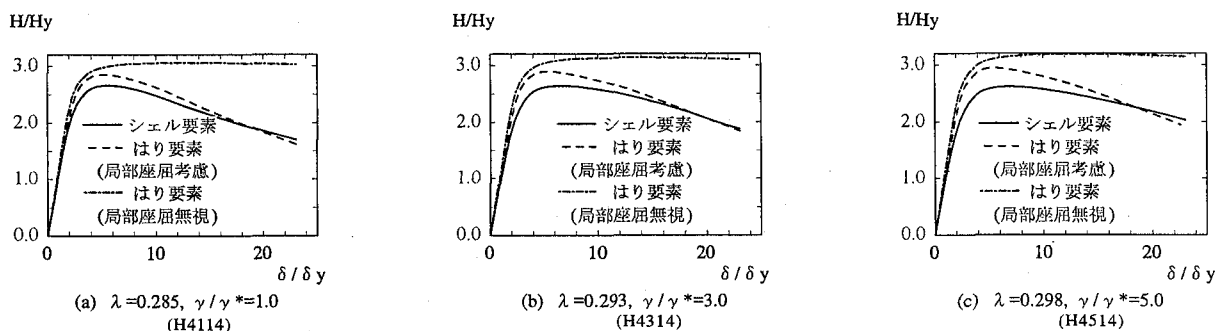
(1) 隅角部を剛域としてモデル化した場合



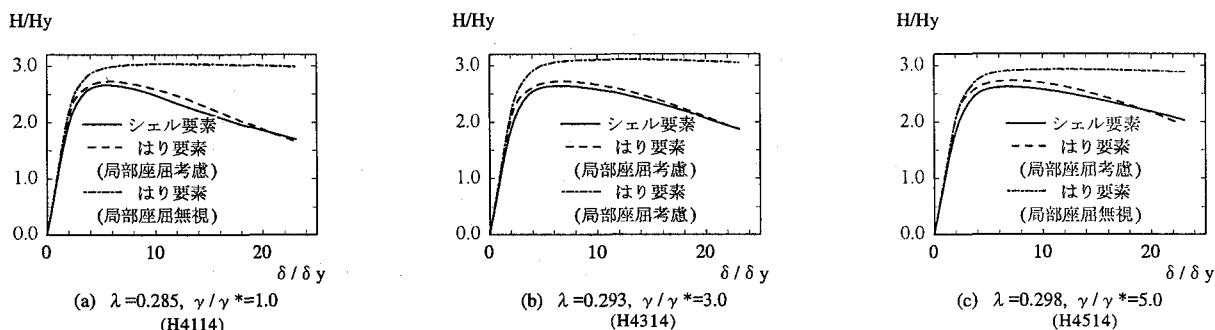
(2) 隅角部をせん断パネルゾーンとしてモデル化した場合

図-9 軟化型はりモデルによるラーメン橋脚のPushover解析の精度に及ぼす細長比の影響

$$(P=0.2 \cdot \sigma_y \cdot A, R_r=0.3, \gamma/\gamma^*=1.0, \alpha=1.0, n=4)$$



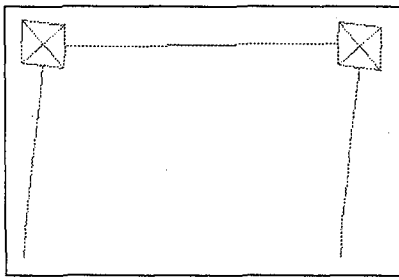
(1) 隅角部を剛域としてモデル化した場合



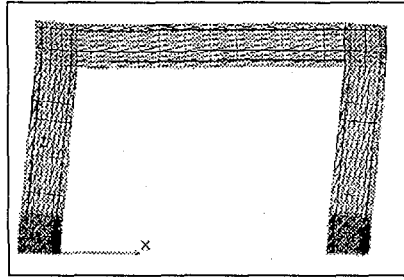
(2) 隅角部をせん断パネルゾーンとしてモデル化した場合

図-10 軟化型はりモデルによるラーメン橋脚のPushover解析の精度に及ぼす補剛材剛比の影響

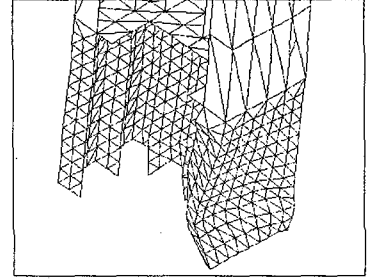
$$(P=0.2 \cdot \sigma_y \cdot A, L=15\text{m}, R_r=0.4, \alpha=1.0, n=4)$$



(a) はり要素モデル

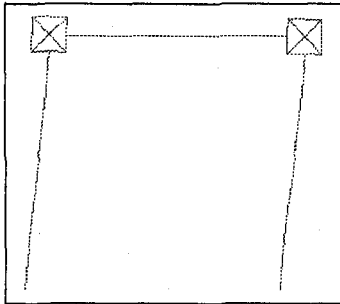


(b) シェル要素モデル

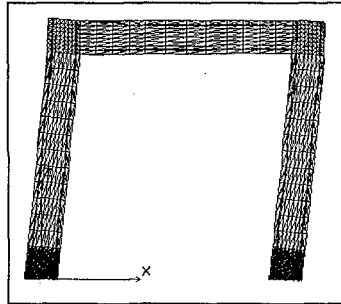


(c) 基部変形図(シェル要素)

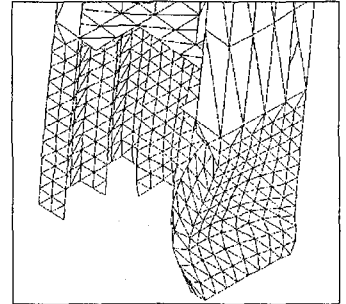
$$(1) P = 0.2 \cdot \sigma_y \cdot A, L = 10\text{m}, h_b = 15\text{m}, R_r = 0.3, \gamma / \gamma^* = 1.0, \alpha = 1.0, n = 4$$



(a) はり要素モデル



(b) シェル要素モデル



(c) 基部変形図(シェル要素)

$$(2) P = 0.2 \cdot \sigma_y \cdot A, L = 15\text{m}, h_b = 15\text{m}, R_r = 0.3, \gamma / \gamma^* = 1.0, \alpha = 1.0, n = 4$$

図-11 変形状態

ここでのラーメン橋脚モデルではいずれも柱の局部座屈が先行するので、図-8に示すようにはり要素による解析では柱基部と隅角部直下に座屈要素を挿入し、柱の残りの領域を4分割した。各解析モデルに挿入した座屈要素の長さ L_z を表-1に示す。また、はり部は隅角部以外を6分割した。

軟化型構成則を用いたはり要素による表-1に示した各種ラーメン橋脚の解析結果として、柱頂部の水平荷重-水平変位関係の解析精度に及ばず細長比と補剛材剛比の影響を全体をシェル要素で離散化したモデルの解析と比較した結果をそれぞれ図-9、図-10に示している。これらの図でははり要素による解析で隅角部を剛域としてモデル化した場合とせん断パネルゾーンとしてモデル化した場合とに分けて示している。さらに、図-9、図-10には、図-5の鋼材の構成則を用い、局部座屈を無視した通常のはり要素による解析結果も比較のために示している。また、局部座屈と隅角部のせん断変形を考慮したはり要素による解析で得た変形状態を、シェル要素を全領域に用いた場合と比較して図-11に示す。

図-9には $R_r = 0.3$ 、 $\gamma / \gamma^* = 1.0$ 、 $\alpha = 1.0$ 、 $n = 4$ 、 $P = 0.2 \cdot \sigma_y \cdot A$ 、 $h_b = 15\text{m}$ の場合について橋脚の高さを3種類変えた場合の比較を示している。局部座屈を考慮しな

いはり要素を用いた場合は隅角部を剛域あるいはせん断パネルゾーンいずれにモデル化してもピークに達する以前からすでに大きな誤差が見られる。一方、局部座屈を考慮したはり要素による解析では隅角部を剛とした場合、いずれの場合もピーク点付近でシェル要素による解析結果とは最大約5%の誤差を持っているが全般的には比較的良く一致している。さらに、局部座屈と隅角部のせん断変形を考慮した場合はいずれも大きな水平変位まで解析精度が良い。なお、柱の細長比パラメータが大きな方が、局部座屈を考慮したはり要素による解析の精度が良い。これは柱の高さが低い場合、柱のせん断変形の影響が大きいので、はりモデルに用いているウェブのせん断変形を考慮するための補正式式(2)が僅かながら持っている誤差の影響が表れるためと考えられる。なお、隅角部の斜材のひずみの大きさは図-9の場合(2)(a)の時が最大で、 $\delta / \delta_y = 34.5$ に対応するひずみは $1.28\epsilon_y$ (図-4参照)である。

図-10には $R_r = 0.4$ 、 $\alpha = 1.0$ 、 $n = 4$ 、 $P = 0.2 \cdot \sigma_y \cdot A$ 、 $L = 15\text{m}$ の場合について補剛材剛比 γ / γ^* を3種類変えて解析した場合の比較を示している。図-9の場合と同様に、局部座屈を考慮しないはり要素の場合は隅角部が剛域モデルの場合もせん断パネルゾーンの場合もピークに達す

る以前から変形の大きな区間まで大きな誤差を持っている。局部座屈を考慮したはり要素の解析でも隅角部を剛とした場合は、いずれの場合もピーク点付近でシェル要素による解析結果とは最大約10%の誤差を持っているが、隅角部のせん断変形を考慮するといずれの場合も解析精度が改善される。この解析結果から γ/γ^* が解析精度に与える影響は必ずしも大きくない。なお、隅角部の斜材のひずみの大きさは図-10の場合(2)(c)の時が最大で、 $\delta/\delta_y = 23.1$ に対応するひずみは $0.82\varepsilon_y$ (図-4参照)である。

なお、図-9と図-10を比較すると R_r が大きな図-10の場合について、局部座屈を考慮したはり要素による解析で隅角部を剛域とすると誤差がやや生じるが、隅角部をせん断パネルゾーンとしてモデル化すると、 R_r の値によらず精度良く解析できることがわかる。

5. 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) はり要素による鋼製ラーメン橋脚のPushover解析の精度の向上を目指して、一貫してはりモデルで補剛板の局部座屈と隅角部のせん断変形を考慮する解析手法を提示した。
- 2) シェル要素を全領域に用いたFEM解析と比較した結果、局部座屈を考慮したはり要素による解析で隅角部を剛域とした場合に比べ、せん断変形を考慮したモデルを使用すれば、はりモデルによるラーメン橋脚の解析精度を向上させることができる。
- 3) 本解析手法の既存の骨組解析プログラムへの導入は容易であり、実用的であると考える。

なお、本論文の解析例としては、一層ラーメン橋脚について示したが、T型や+型の隅角部では必ずしもせん断変形が卓越しない場合もあると考えられ、これらへの適用性については更に検討が必要であると考える。

参考文献

- 1) 宇佐美勉, 鈴木森晶, Iraj H.P. Mamaghani, 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.
- 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) 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.
- 4) 小澤一誠, 石川貴士, 王慶雲, 後藤芳顕: 鋼製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.
- 5) 崎元達郎, 渡辺浩, 中島黄太: 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.
- 6) 後藤芳顕, 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.
- 7) 後藤芳顕, 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.
- 8) 小澤一誠, 王慶雲, 後藤芳顕: 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, 土木学会論文集, No.689/I-57, pp.225-237, 2001年.
- 9) 酒造敏廣, 事口寿男: 鋼製ラーメン隅角部の崩壊性状と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.121-134, 1991年.
- 10) 酒造敏廣, 事口寿男, 長田好夫: 鋼変断面ラーメンの非弾性地震応答性状と崩壊モードに関する研究, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.205-216, 1997年.
- 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.
- 12) Kato, B., Chen, W.F. and Nakao, M.: Effects of Joint-panel Shear Deformation on Frames. J. Constr. Steel Res., 10, pp.269-320, 1988.

(2001年9月14日受付)