

繰返し水平荷重を受ける鋼製R付箱形断面橋脚の弾塑性挙動に関する解析的研究

Numerical study on elastic-plastic behavior of steel bridge piers of box section with rounded corners under cyclic horizontal loading

山口栄輝*, 村田洋平**, 後藤芳顕***, 林正挙†, 南野能克††, 阿部圭吾†††, 久保喜延††††

Eiki Yamaguchi, Youhei Murata, Yoshiaki Goto, Masataka Hayashi, Yoshikatsu Nanno, Keigo Abe, Yoshinobu Kubo

*Ph. D. 九州工業大学助教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1)

**九州工業大学大学院 工学研究科博士前期課程 (〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1)

***工博 名古屋工業大学教授 工学部社会開発工学科 (〒466-8555 愛知県名古屋市昭和区御器所町)

†工修 九州工業大学大学院 工学研究科博士後期課程 (〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1)

††工修 国土交通省九州地方整備局別府港湾空港工事事務所 (〒874-0919 大分県別府市石垣東10-3-15)

†††工修 日立造船株式会社 鉄構・建機事業本部 (〒550-0002 大阪市西区江戸堀2-6-33)

††††工博 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1)

From the aesthetic point of view, the construction of a steel bridge pier of a box section with rounded corners was planned. Since its seismic resistance was not thoroughly understood, an experiment of the pier under cyclic horizontal loading was conducted. In the present study, we first confirm a finite element procedure to simulate the experiment with good accuracy. By using this finite element procedure, we conduct the numerical analyses of this type of steel bridge pier to investigate the effects of the slenderness ratio, the axial compressive load and the stiffener rigidity. Based on the numerical results thus obtained, formulas for evaluating the load-carrying capacity and ductility of this type of steel bridge pier are proposed. The effect of the magnitude of the curvature at the corners is also studied at the end.

Key Words: steel bridge pier, box section with rounded corners, cyclic horizontal loading

キーワード: 鋼製橋脚, R付箱形断面, 繰返し水平荷重

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震以降, 大地震時の変形挙動の把握が耐震設計上重要となり, 単柱形式の鋼製橋脚については, 実験的・解析的に数多くの研究がなされ, 耐震設計に関する有用な知見が多く得られている¹⁾. 鋼製橋脚の耐震性能を支配する因子には, 橋脚を構成する板の幅厚比(または径厚比), 柱としての細長比, 軸圧縮力, 補剛材剛比, 補剛材細長比などがある. 葛らは鋼製パイプ断面橋脚と鋼製補剛箱形断面橋脚についてパラメトリック解析を行い, これらの因子が耐荷力と変形能に及ぼす影響を定量的に評価している^{2), 3)}. さらにその結果に基づき, 耐荷力と変形能の推定式を提案し, 耐震設計に関する資料を提供している^{2), 3)}.

美観上の理由から鋼製橋脚の断面形状としてコー

ナ一部に曲率を有する箱形断面(以下, R付箱形断面)が福岡都市高速1号線において採用された. R付箱形断面はこれまでも都市部で採用されているが, 兵庫県南部地震レベルの大規模地震を想定した上での耐震性の検討事例はなかった. そこで, その耐震性に関する基礎的資料を得る目的で載荷実験が行われ, 耐荷力, 変形能などが検討された⁴⁾. ただし, 経費および時間の関係から, 載荷実験は一供試体について行われたのみである.

このような背景を踏まえて, 本研究では, まず複合非線形有限要素解析により文献4)の実験のシミュレーションを行い, その有効性を検討する. その上で, 鋼製R付箱形断面橋脚において, 耐荷力, 変形能を左右する細長比, 軸力比, 補剛材剛比をパラメータとして複合非線形有限要素解析を行い, これらのパラメータが橋脚の耐荷力, 変形能に及ぼす影

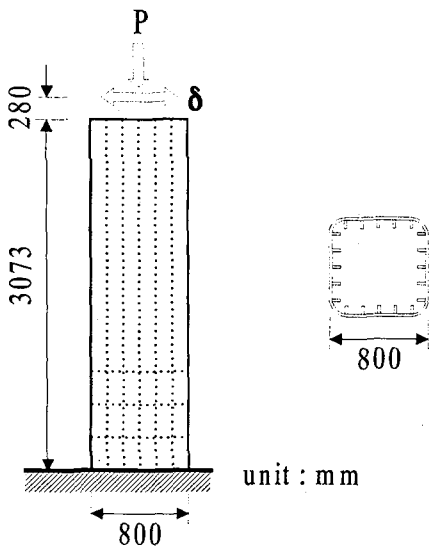


図-1 基本橋脚 (実験供試体)

響を調べる。この解析結果に基づき、鋼製R付箱形断面橋脚の耐荷力と変形能の推定式を提案する。

先に記したように、R付箱形断面橋脚の断面コーナー部の曲率は周辺環境に配慮した美観上の観点からつけられているため、曲率半径の大きさが著しく変わるとは考え難い。したがって、上述のパラメトリック解析では、コーナー部の曲率は変化させないこととする。しかしながら、断面コーナー部の曲率が変化すると、力学特性が変わることも事実であるため、本研究では、曲率半径を増加させた断面についても若干の考察を加える。

2. 解析手法

2.1 解析モデル

本研究では、文献4)の実験供試体を基本橋脚とし、それから細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ 、軸力比 P/P_y (P_y = 全断面降伏軸力)、補剛材剛比 γ/γ^* (γ^* = 線形座屈理論より求められる最適補剛材剛比)を変化させて解析を行う。

基本橋脚を図-1に示している。断面コーナー部は曲率半径142mmで丸みが付けられ、フランジ、ウェブの板厚 t は7mm、縦補剛材の板厚 t_s は8mmとなっている。使用鋼材はSM490Yである。一軸引張試験から図-2のような真応力-対数塑性ひずみ関係が得られているが、最大公称応力点以降はくびれが生じて変形が一樣でないと考えられるため、その領域で真応力は一定値を取るとした。降伏応力 σ_y は378.9MPa、最大応力 σ_u は606.8MPa、塑性棚終了時の塑性ひずみ ϵ_{yp} は0.0219である。

対称性を考慮して1/2のみを解析対象とし、柱基部から1800mmの高さまではシェル要素、残りの部分

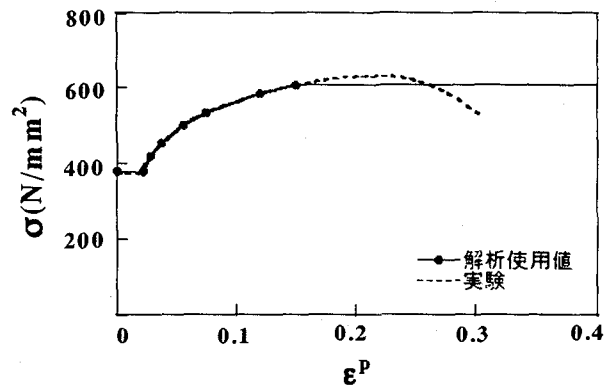


図-2 一軸引張応力下の材料挙動
(真応力-対数塑性ひずみ関係)

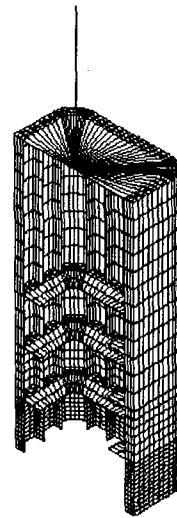


図-3 要素分割

は梁要素で要素分割を行う(図-3)。最下段のダイアフラムより下の部分では局部座屈が生じ得るため、要素分割を細かくしている。初期不整は無視する。

上述のように、本研究では、細長比パラメータ、軸力比、補剛材剛比を変化させてその影響を調べる。細長比パラメータは0.2、0.4、0.6の3ケース、軸力比は10%、15%、20%、25%の4ケース、補剛材剛比は3.12、1.26、1.11の3ケースを設定し、合計36ケースの解析を行う。細長比パラメータ、軸力比はそれぞれ橋脚高さ、軸力を調整することで値を変更する。補剛材剛比の3.12は実験供試体の値、1.11はダイアフラム間距離のみを調整することで得られた値、1.26は断面を若干修正して得られた値である。細長比パラメータ、軸力比の値は、福岡都市高速1号線で使用される実橋脚を参考にして決めており、補剛材剛比は文献5)で使用された値である。

解析モデルとして、本研究のパラメトリック解析では9種類を使用することになり、表-1にまとめ

表－1 解析対象橋脚の諸元

No.	$\bar{\lambda}$	γ/γ^*	R_f	α	$\bar{\lambda}_s$	h (mm)	t (mm)	b_s (mm)	t_s (mm)
1	0.2	3.12	0.341	0.456	0.22	2319	7	57	8
2	0.4	3.12	0.341	0.456	0.22	4638	7	57	8
3	0.6	3.12	0.341	0.456	0.22	6957	7	57	8
4	0.2	1.26	0.301	0.456	0.28	2330	8	48	7
5	0.4	1.26	0.301	0.456	0.28	4670	8	48	7
6	0.6	1.26	0.301	0.456	0.28	7000	8	48	7
7	0.2	1.11	0.341	0.760	0.36	2319	7	57	8
8	0.4	1.11	0.341	0.760	0.36	4638	7	57	8
9	0.6	1.11	0.341	0.760	0.36	6957	7	57	8

ている。表中、 R_f は幅厚比パラメータ、 α は縦横比、 $\bar{\lambda}_s$ は補剛材細長比パラメータ³⁾、 h は橋脚高さ、 b_s は縦補剛材の幅である。 R_f を算出する際の板幅は、曲率のついた部分についてはその半分だけを考慮した。また、 α はダイヤフラム間隔と板幅の比であり、この場合の板幅も R_f 算出時と同じものを用いている。

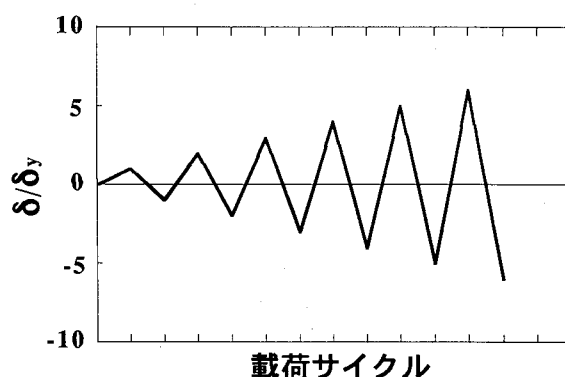
2.2 载荷条件

この種の载荷実験で標準的に行われている方法に従い、供試体を一定圧縮軸力 P として作用させた上で、繰り返し水平荷重 H を準静的に作用させる水平交番载荷を採用する。水平荷重 H の大きさは、载荷点の水平変位 δ の振幅が $0 \rightarrow +\delta_y \rightarrow -\delta_y \rightarrow +2\delta_y \rightarrow -2\delta_y \rightarrow \dots$ と漸次増加しながら変化するよう制御する。図－4からもわかるように、各振幅における繰り返しは1回となっている。なお、基本変位 δ_y は、橋脚を片持梁と見なして求めた初期降伏水平変位である。ちなみに、鋼製R付箱形断面橋脚の実験⁴⁾においても、本研究で採用する载荷条件が用いられている。

3. 解析結果および考察

3.1 解析法の有効性

解析の有効性を検討するために、まず载荷実験のシミュレーションを試みる。材料挙動は、関連流れ則に従うミーゼス型弾塑性理論の構成則で記述できるとし、硬化則には通常の等硬化則、移動硬化則、さらには後藤らにより開発された三曲面モデル⁶⁾を用いる。等硬化則と三曲面モデルの解析には汎用有限要素解析プログラムであるABAQUS⁷⁾を使用する。ただし、三曲面モデルについては、ユーザーサブルーチンとしてABAQUSに組み込む。ABAQUSの移動硬化則は、一軸応力下の応力－ひずみ関係がバイリニアの場合にしか対応できないため、図－2のような応力－ひずみ関係には使用でき



図－4 载荷点の水平変位履歴

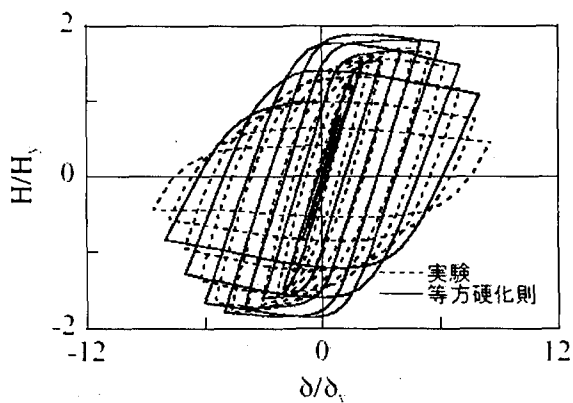
ない。そこで、移動硬化則の解析にはMARC⁸⁾を使用する。

解析結果として、载荷点での水平荷重－水平変位関係の履歴曲線を図－5に示す。図中の H_y は初期降伏水平荷重である。

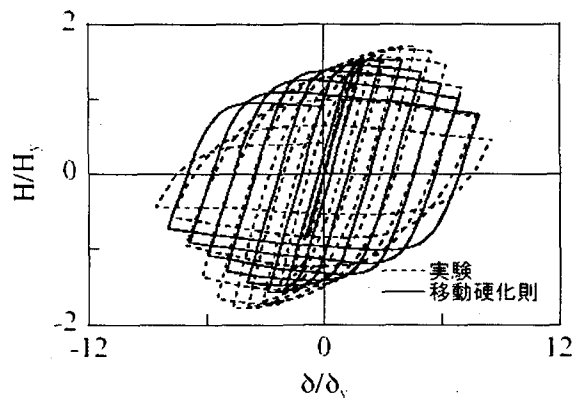
等硬化則による解析結果（図－5(a)）では、荷重－変位曲線の勾配が負になるのが早く、履歴曲線の最大荷重値が包絡線には現れない。これは実験では観察されない現象であり、交番载荷問題における等硬化則の適用性の限界を示すものと思われる。

移動硬化則による解析結果（図－5(b)）は、等硬化則による解析結果より実験結果に近い。しかしながら、実験では逆負荷時に剛性の低下が認められるものの、解析結果にはそのような傾向は見られず、履歴ループの形は実験結果より角張ったものとなっている。これは、弾性域が一定の大きさに保たれて縮小しないことに起因しており、移動硬化則の限界を示すものである。

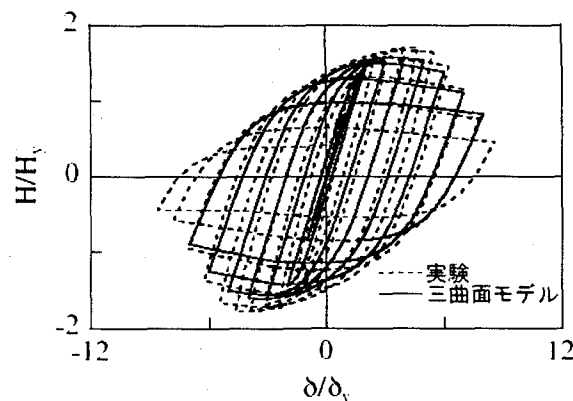
三曲面モデルの解析結果（図－5(c)）は全領域について実験結果とかなり良く一致している。履歴曲線の形状も実験結果とほぼ同じであり、他の解析結果に比して、かなり精度の良い結果が得られている。また、変形性状についても、実験時の観察結果⁴⁾と非常に良く一致した結果が得られている。



(a) 等方硬化則



(b) 移動硬化則



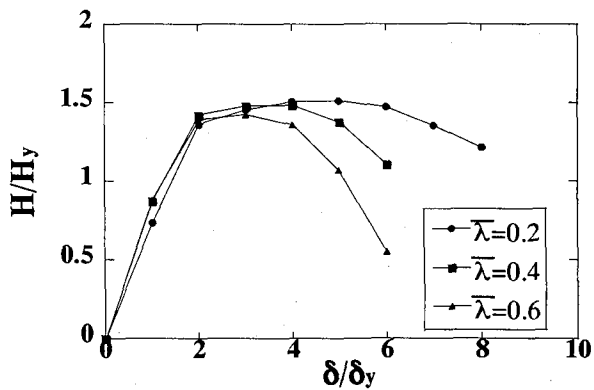
(c) 三曲面モデル

図-5 水平荷重-水平変位関係 (実験結果⁴⁾との比較)

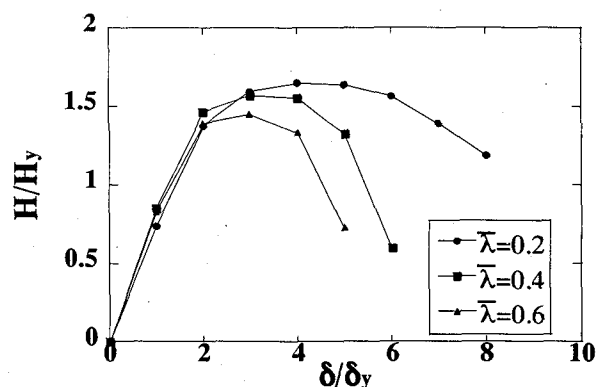
本節の解析結果より、三曲面モデルを用いれば、実用上十分な精度で実験結果を再現できることが理解される。そのため、以下では、硬化則に三曲面モデルを用いて複合非線形有限要素解析を行うこととする。

3.2 細長比パラメータの影響

解析結果として、軸力比が10%と25%の場合における載荷点での水平荷重-水平変位履歴曲線の包絡線を図-6に示している。細長比パラメータが大きくなるにつれて、最大耐荷力およびそれに対応



(a) $P/P_y = 0.10$, $\gamma/\gamma^* = 3.12$



(b) $P/P_y = 0.25$, $\gamma/\gamma^* = 3.12$

図-6 細長比パラメータの影響

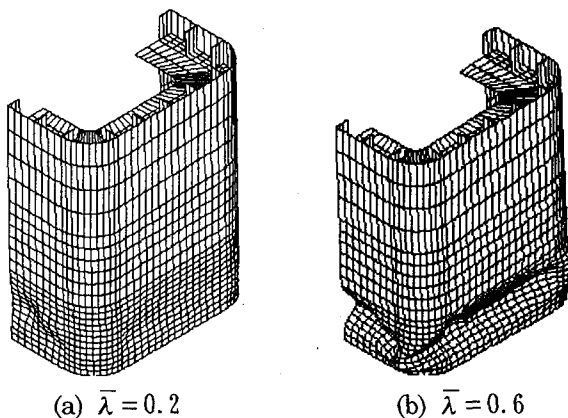
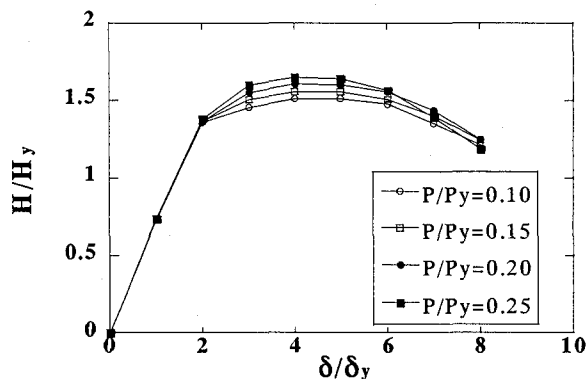


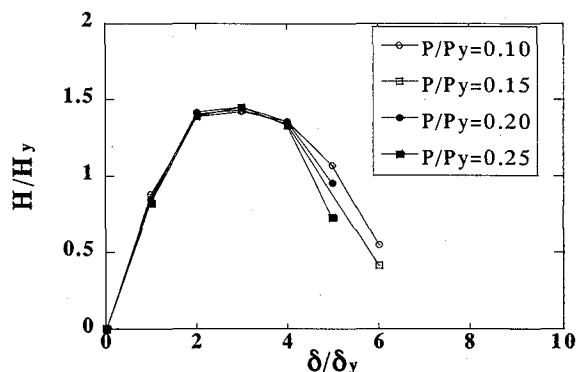
図-7 $6\delta_y$ における変形状
($P/P_y = 0.25$, $\gamma/\gamma^* = 3.12$)

する水平変位が小さくなること、最大耐荷力以降の耐荷力低下の度合いが大きくなることが理解される。これは、鋼製箱形断面橋脚においても報告されている現象である¹⁾。

軸力比が25%の場合の変形状を図-7に示している。細長比パラメータの大きい方が面外変形の生じ方も大きく、水平荷重-水平変位曲線の包絡線形状の違いになって現れていると考えられる。

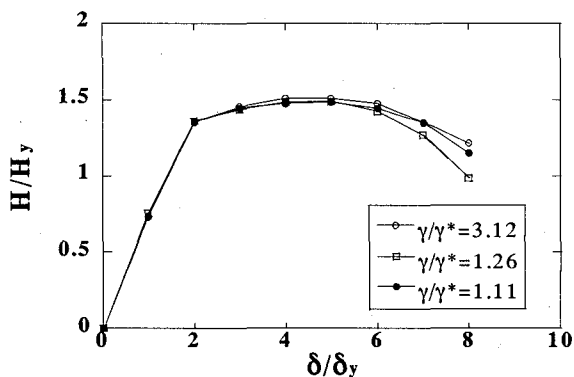


(a) $\bar{\lambda} = 0.2$, $\gamma/\gamma^* = 3.12$

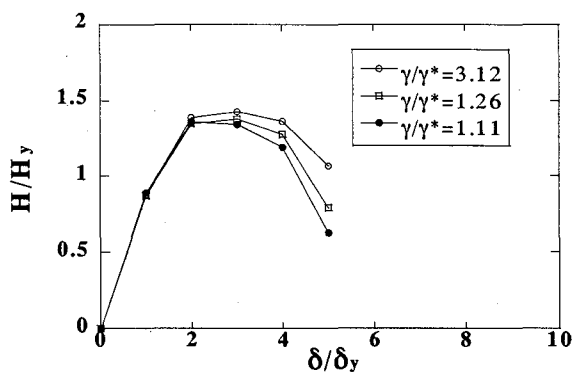


(b) $\bar{\lambda} = 0.6$, $\gamma/\gamma^* = 3.12$

図-8 軸力比の影響



(a) $P/P_y = 0.10$, $\bar{\lambda} = 0.2$



(b) $P/P_y = 0.10$, $\bar{\lambda} = 0.6$

図-9 補剛材剛比の影響

細長比パラメータが大きくなるにつれ、初期降伏水平変位 δ_y の値も大きくなる。このことは、細長比パラメータが大きくなると水平変位が大きくなり、いわゆる $P-\Delta$ 効果による付加的な曲げモーメントが大きくなることを示唆している。細長比パラメータの影響は、この付加的曲げモーメントによって生じると考えられる。

3.3 軸力比の影響

軸力が大きくなると、最大水平荷重は低下する。しかしながら、初期降伏水平荷重も小さくなるため、初期降伏水平荷重で無次元化すると、軸力比が最大荷重に及ぼす影響は低減することが期待される。実際、解析結果を初期降伏水平荷重で無次元化すれば、軸力比が最大荷重に及ぼす影響は小さくなる。

典型的な解析結果(载荷点での水平荷重-水平変位履歴曲線の包絡線)を図-8に示す。軸力比の影響はそれほど大きなものではなく、さらに、細長比パラメータが大きくなるのに伴いその影響は小さくなる傾向がある。細長比パラメータが0.6の場合

においては、耐荷力が若干低下する領域まで、軸力比の影響は認められなくなる。

3.4 補剛材剛比の影響

補剛材剛比の影響に着目した解析結果を図-9に示す。細長比パラメータが小さい場合には、補剛材剛比の影響は小さい。しかしながら、細長比パラメータが0.4、0.6と大きくなるにつれて、補剛材剛比の影響が最大水平荷重付近から現れ始め、補剛材剛比が大きいほど耐荷力低下の度合いが小さくなり、補剛材の効果が明確に認められるようになる。

文献1)では鋼製箱形断面橋脚を対象に、補剛材剛比の影響に着目して実験結果を整理している。その実験結果は細長比パラメータが0.4の場合のもので、補剛材剛比が大きいほど最大荷重以降の耐荷力低下の度合いが小さくなっており、上記鋼製R付箱形断面橋脚の解析結果と良く符号する。

図-10に変形性状を示している。2つの変形図を比較すると、面外変形の広がり方に大きな差が認められる。補剛材剛比が1.11の場合には、フランジ、ウェブともに補剛板全体に面外変形が現れてお

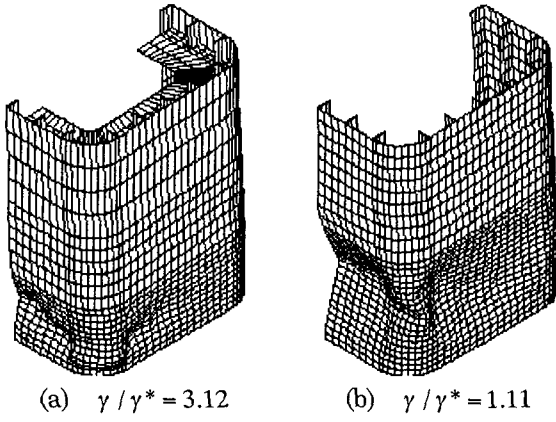


図-10 5δ_yにおける変形状
($\bar{\lambda} = 0.6$, $P/P_y = 0.10$)

り、補剛材剛比 3.12 の解析モデルに比べ、広い領域で局部座屈が生じている。補剛材剛比が 1.11 の場合において耐荷力低下が大きいのは、このような変形状に起因している。細長比パラメータが小さな場合に補剛材剛比の影響（補剛材の効果）が小さいのは、局部座屈が起こり難くて面外変形が小さいためと考えられる。

4. 耐荷力と変形能の評価

本研究で得られた解析結果をもとに、最大水平荷重 H_m/H_y 、最大水平荷重時の載荷点の水平変位 δ_m/δ_y 、最大水平荷重の 95% まで強度低下した時点での水平変位 δ_{95}/δ_y の推定式（平均値曲線）を提案する。鋼製パイプ断面橋脚、鋼製補剛箱形断面橋脚については、葛らが推定式を提案している^{2), 3)}。ここでは、葛らの鋼製補剛箱形断面橋脚に関する推定式³⁾を参考にして、次のような鋼製 R 付箱形断面橋脚の耐荷力と変形能の推定式を得た。

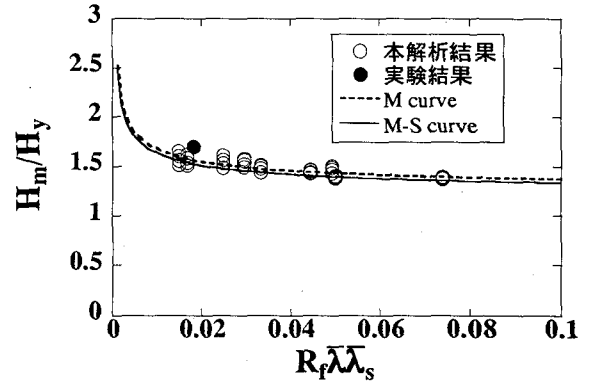
$$\frac{H_m}{H_y} = \frac{0.06}{(R_f \bar{\lambda} \bar{\lambda}_s)^{0.45}} + 1.21 \quad (S = 0.042) \quad (1)$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{0.14}{(R_f \sqrt{\bar{\lambda} \bar{\lambda}_s})^{0.89}} + 1.32 \quad (S = 0.46) \quad (2)$$

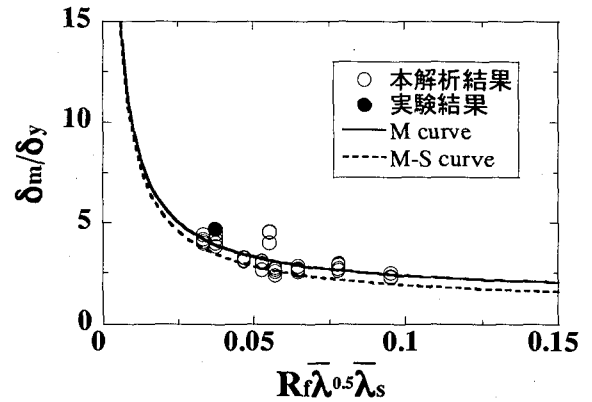
$$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = \frac{0.15}{\left\{ (1+P/P_y) R_f \sqrt{\bar{\lambda} \bar{\lambda}_s} \right\}^{1.04}} + 1.86 \quad (S = 0.68) \quad (3)$$

ここで、 S は標準偏差である。

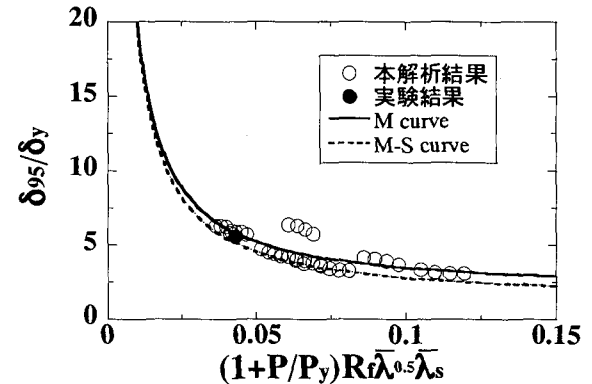
図-11 に、本研究の解析結果、文献 4) の実験結果とともに、推定式を図示している。推定式は平均



(a) H_m/H_y



(b) δ_m/δ_y



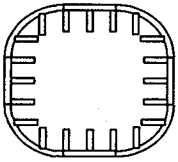
(c) δ_{95}/δ_y

図-11 解析結果と推定式の比較

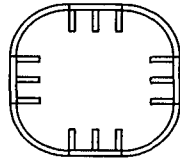
値曲線であり、図中、M curve と表示している。M-S curve は標準偏差を差し引いた曲線である。この図より、本推定式で解析結果を実用上十分に精度良く推定できること、また、M-S curve は解析結果のほぼ下限値曲線になっていることがわかる。なお、本研究のパラメトリック解析でのパラメータ値の取り方から、式(1)～(3)の適用範囲は、次のようになる。

表-2 解析対象橋脚の諸元 (曲率半径 271mm)

No.	$\bar{\lambda}$	γ/γ^*	R_f	α	$\bar{\lambda}_s$	h (mm)	t (mm)	b_s (mm)	t_s (mm)
1	0.2	2.28	0.274	0.456	0.21	2232	7	57	8
2	0.6	2.28	0.274	0.456	0.21	6697	7	57	8
3	0.2	2.28	0.274	0.456	0.21	2232	7	57	8
4	0.6	2.28	0.274	0.456	0.21	6697	7	57	8
5	0.2	4.14	0.411	0.456	0.22	2152	7	57	8
6	0.6	4.14	0.411	0.456	0.22	6453	7	57	8
7	0.2	4.14	0.411	0.456	0.22	2152	7	57	8
8	0.6	4.14	0.411	0.456	0.22	6453	7	57	8



(a) 断面 a



(b) 断面 b

図-12 R付箱形断面 (曲率半径 271mm)

$$0.301 \leq R_f \leq 0.341, \quad 0.20 \leq \lambda \leq 0.60$$

$$0.10 \leq P/P_y \leq 0.25, \quad 1.11 \leq \gamma/\gamma^* \leq 3.12 \quad (4)$$

鋼製補剛箱形断面橋脚に関してではあるが、補剛材剛比が 3.0 を超えると、補剛材剛比を大きくしても劣化勾配はそれほど変わらなくなることが報告されている¹⁾。そのため、式(4)の補剛材剛比の上限値は重要でなく、無視しても特に差し支えは生じないと判断される。

5. 曲率半径が耐荷力と変形能に及ぼす影響

断面コーナー部の曲率は周辺環境に配慮した美観上の観点から決められたものであるため、曲率半径がそれほど大きく変わるとは考え難い。しかしながら、断面コーナー部の曲率の大小により、橋脚の力学特性が変化するのも事実である。そこで、本章では、基本断面 (図-1) において、コーナー部の曲率半径を 142mm からほぼ 2 倍の 271mm に増加させた断面について検討を加えることにする。

図-12(a), (b) に示すのが曲率半径を増加させた場合の断面である。図-12(a) は、基本断面の補剛材をそのままにして曲率半径だけを変えた断面、図-12(b) は、図-12(a) の断面からコーナー部の補剛材を取り除いた断面である。以下では、これら 2 つの断面をそれぞれ断面 a、断面 b と呼ぶ。表-2 にまとめているように、曲率半径の変化に伴い、幅厚比パラメータ、補剛材剛比、補剛材細長比パラメータが変わっている。

本章の解析では、断面 a、b について、細長比パ

ラメータは 0.2, 0.6 の 2 ケース、軸力比は 10%, 25% の 2 ケースを考慮し、合計 8 ケースの解析を行う。

解析結果として、水平荷重-水平変位曲線の包絡線を図-13 に示している。曲率半径を変えたものだけでなく、対応する基本断面の解析結果も一緒に示している。いずれの場合においても、断面 a、基本断面、断面 b の解析モデルの順に、耐荷力、変形能が小さくなっている。

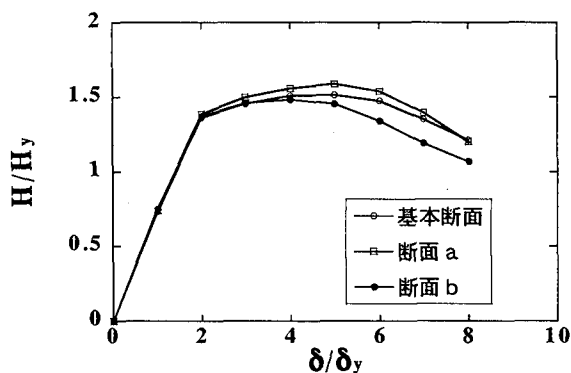
ここでの解析結果を、式(1)~(3)の推定式とともに図-14 に示している。断面 b の解析結果は平均値曲線と良く合い、また M-S curve がほぼ下限値曲線となっている。一方、断面 a の解析結果は、変形能に関して平均値曲線より下に位置し、M-2S curve が下限値曲線となる。

断面 a は幅厚比が小さいため、図-13 に見られるように、耐荷力、変形能とも基本断面の場合よりも大きくなるが、変形能については、式(2)、(3)で推定される値ほどには大きくなっていないようである。一方、断面 b では、耐荷力、変形能とも小さくなるが、低下の度合いは推定式で評価できており、平均値曲線と良く一致する結果となっている。断面 a の結果は推定式と合わず、断面 b の結果が推定式と良く一致するのは、推定式作成時に使用した断面がコーナー部に補剛材を有していないことが一因と思われる。

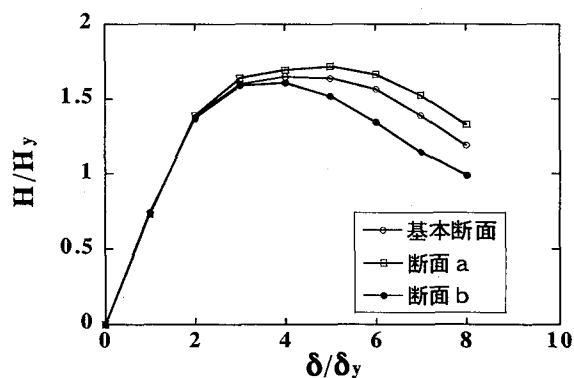
6. 結言

本研究では、鋼製 R 付箱形断面橋脚の複合非線形有限要素解析を行い、その力学特性について検討した。得られた結果をまとめると次の通りである。

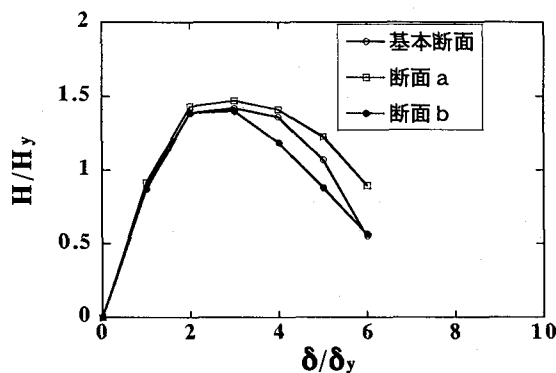
- (1) 構成則に三曲面モデルを適用して複合非線形有限要素解析を行えば、繰り返し水平荷重を受ける鋼製 R 付箱形断面橋脚の変形挙動を精度良く求めることができる。
- (2) 細長比パラメータが大きくなるにつれて、最大耐荷力とそれに対応する水平変位は小さくな



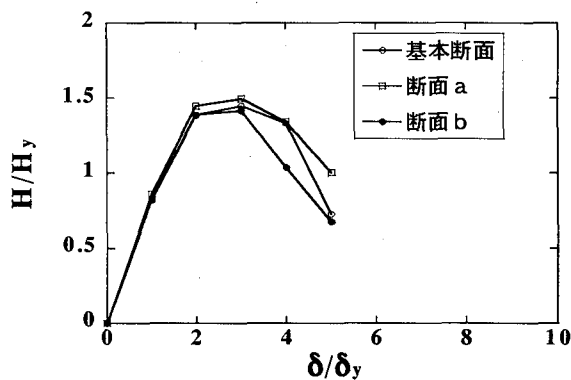
(a) $P/P_y = 0.10$, $\bar{\lambda} = 0.2$



(b) $P/P_y = 0.25$, $\bar{\lambda} = 0.2$



(a) $P/P_y = 0.10$, $\bar{\lambda} = 0.6$



(b) $P/P_y = 0.25$, $\bar{\lambda} = 0.6$

図-13 曲率半径の影響

り、耐力低下の度合いも大きくなる。これらは、いわゆる $P-\Delta$ 効果に起因すると考えられる。

- (3) 初期降伏水平荷重、初期降伏水平変位で無次元化すると、軸力比の影響は、細長比パラメータが小さな場合には最大荷重付近から見受けられるものの、細長比パラメータが大きくなるにつれて小さくなり、耐力力が若干低下する領域までであれば、ほとんど無視できる程度にまで小さくなる。
- (4) 補剛材剛比の影響は、細長比パラメータが小さな場合にはほとんど見られないが、細長比パラメータが大きくなると明確に認められる。すなわち、細長比パラメータが大きな橋脚では、補剛材剛比が小さなものほど、耐力低下の度合いが大きくなる。
- (5) 解析結果をもとに、耐力力と変形能の推定式を提案し、M-S curve がほぼ下限値を与えることを確認した。
- (6) 曲率半径がほぼ2倍になるような断面についても耐力力、変形能を検討し、断面コーナ一部

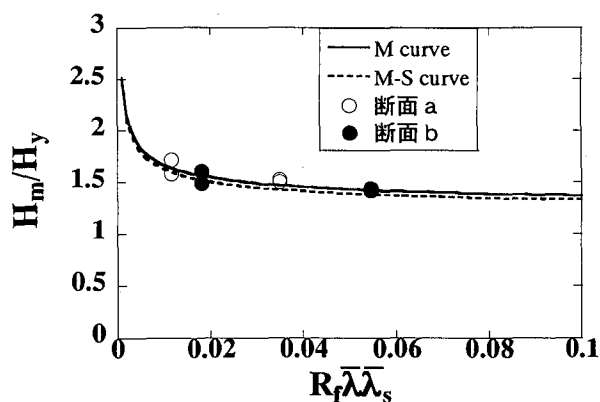
に補剛材がない場合には、本研究の推定式を適用できることを確認した。断面コーナ一部に補剛材がある場合も最大水平荷重は推定式の値と良く合うが、変形能は推定式の値を下回り、M-2S curve が下限値を与えるようになる。

謝辞

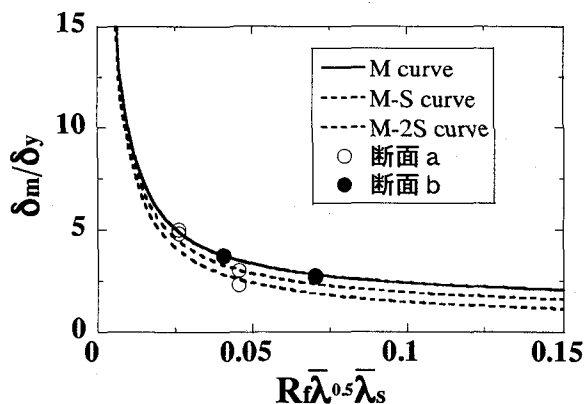
本研究は、平成8年度～平成9年度に福岡北九州高速道路公社に設置された「鋼製R付箱形断面橋脚柱の耐震性に関する検討会」での活動の延長として行ったものである。本研究の遂行に当たっては、検討会で行われた討議がたいへん参考になった。ここに記して関係各位に感謝する次第である。

参考文献

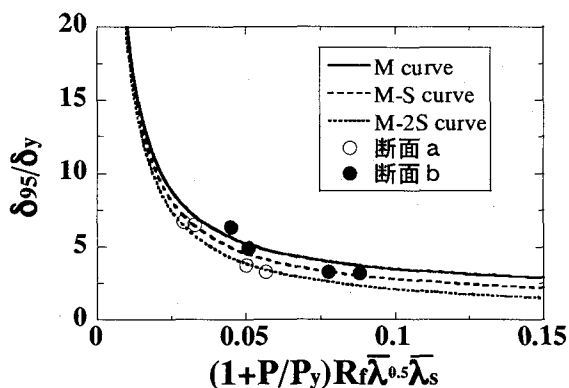
- 1) 耐震設計 WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術、土木学会（鋼構造委員会鋼構造新技術小委員会）、1996年。
- 2) 葛漢彬、高聖彬、宇佐美勉、松村寿男：鋼製パイプ断面橋脚の繰返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究、土木学会論文集 No. 577/I-41, pp. 181-190, 1997年。



(a) H_m/H_y



(b) δ_m/δ_y



(c) δ_{95}/δ_y

図-14 解析結果と推定式の比較 (曲率半径 271mm)

- 3) 葛漢彬, 宇佐美勉, 高聖彬: 鋼製補剛箱形断面橋脚の繰返し弾塑性挙動に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.109-118, 2000年.
- 4) 吉崎信之, 村山隆之, 安波博道, 名取暢, 辻治生: 鋼製R付断面橋脚柱の耐震性に関する実験, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, 土木学会, pp.339-346, 1997年.
- 5) 福岡北九州高速道路公社, 長大: 鋼製R付箱型断面橋脚柱の耐震性に関する解析業務報告書,

1998年.

- 6) 後藤芳顯, 王慶雲, 高橋宣男, 小畑誠: 繰返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.189-206, 1998年.
- 7) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver. 5.5, 1995年.
- 8) MARC K-6 マニュアル A~D 編, 日本マーク, 1994年.

(2001年9月14日受付)