

補剛 R 付き橋脚の耐荷力特性に関する研究

Strength of Stiffened Round Corner Box-Section Piers

竹村慎一郎*, 大賀水田生**, 新大輔***, 相原弘和***

Shinichiro TAKEMURA, Mitao OHGA, Daisuke ATARASHI, and Hriokazu AIBARA

*正会員 工博 北川鉄工所(株) 工機事業部海外営業室 (〒726-8610 府中市元町 77-1)

**正会員 工博 愛媛大学教授 工学部環境建設工学科 (〒790-8577 松山市文京町 3)

***学生員 愛媛大学大学院理工学研究科博士前期課程 環境建設工学専攻 (同 上)

Mechanical properties such as nonlinear behavior, yield and ultimate strengths and energy absorption capacity of stiffened round corner box-section piers are examined in this paper. For this purpose, a finite element analysis method which utilizes so called isoparametric shell element is used. In this method, the geometrical and material nonlinearities are considered based on the Green Lagrange strain definition and the Prandtl-Reuss stress-strain relation following the Von-Mises yield criteria. Two loading conditions are considered; axial loading and horizontal cyclic loading with constant axial loading at the top of the pier. Influence of the size of the round corner on the static and seismic properties are also examined.

Key Words : *box-section member, round corners, nonlinear behavior, yield strength, ultimate strength, energy absorption capacity*

1. はじめに

鋼はコンクリートに比較して靱性が高いことから、鋼構造物は巨大地震に強いと考えられてきた。しかしながら 1995 年 1 月に発生した阪神大震災により、鋼製橋脚については、局部座屈、脆性亀裂破壊および座屈崩壊等の甚大な被害を被った^{1),2)}。

この大震災を機に道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編(以下、耐震設計編)が 1996 年に改訂され³⁾、さらにその後の耐震設計に関する研究成果を基に 2002 年に再改訂された⁴⁾。この改訂された耐震設計編では、鋼製橋脚が大きな地震力を受けた場合の座屈や亀裂により生じる脆性的な破壊を防ぎ、所要の変形性能を確保するために、部材断面の隅角部を曲面とし角溶接をなくした橋脚(以下、R 付き橋脚)が提示されている。これは、角溶接をなくすことにより、震災時に脆性的な破壊となる角部の割れを防ぐ構造形式としたものである。

R 付き橋脚に関しては、これまでに実験的^{5)~10)}・解析的^{17)~22)}研究が数多く行われている。まず、静的な単調漸増載荷を受ける R 付き橋脚に関して、武井ら⁵⁾は、軸圧縮力を受ける R 付き橋脚の座屈崩壊挙動について検討している。中井ら^{6),7)}は、R 付き橋脚は箱形断面橋脚に比較してせん断遅れ現象が小さく隅角部に局部座屈が生じに

くくなることから、橋脚の曲げ強度が大きくなることを明らかにしている。伊原ら⁸⁾は、縦補剛材の有無及び縦補剛材の本数に関係なく、R 付き橋脚の極限強度は箱形断面橋脚に比較して約 10%程度増加するとともに、変形性能においても改善されるということを明らかにしている。能登ら¹⁷⁾は、R 付き橋脚は極限強度及び座屈後の変形性能が優れているということを理論的観点から明らかにしている。

一方、漸増繰返し荷重を受ける R 付き橋脚に関して、まず渡邊ら^{9)~11)}は、R 付き橋脚の極限強度及び変形性能が箱形断面橋脚に比較して大きくなる理由として、R 付き橋脚は箱形断面橋脚に比較して平板の幅厚比が小さくなること、円形断面の塑性形状係数が箱形断面に比較して大きいことを挙げている。一方、川島ら¹²⁾、中井ら^{13),14)}は、R 付き橋脚はフランジプレートに座屈が生じるとウェブの座屈をも巻き起こすことから、箱形断面橋脚に比較して極限強度及び変形性能は小さくなると報告している。そこで、北田ら¹⁵⁾は、フランジプレートの座屈を抑制して極限強度及び変形性能を向上させるために R 付き橋脚にコンクリートを充填することを提案している。これらの研究はいずれにおいても R 付き橋脚の個々の断面形状を対象としたものであり、隅角部の曲面の大きさが R 付き橋脚の極限強度や変形性能に及ぼす影響を系統的に検討した

ものとしては、奈良らによる静的な軸圧縮力^{18),19)}及び純曲げ²⁰⁾を受ける無補剛 R 付き橋脚に関する研究がある程度である。また著者らは²¹⁾、隅角部の曲面の大きさが繰返し荷重を受ける R 付き橋脚の極限強度や変形性能に及ぼす影響を検討しているが、橋脚の断面の幅厚比パラメータが大きな断面に限られている。

そこで本研究では、種々の断面パラメータ(幅厚比パラメータ等)を有する補剛 R 付き橋脚断面隅角部の曲面の大きさが部材の非線形挙動、極限強度及びエネルギー吸収量等に及ぼす影響を、常時荷重を想定した軸方向荷重、及び地震荷重を想定した一定軸力の基で漸増繰返し水平荷重を与えた場合について系統的に検討した。

2. FEM 耐荷力解析

本研究での FEM 耐荷力解析は、著者らが開発した解析プログラムを用いて行った。本プログラムでは 9 節点を有するアイソパラメトリック退化シェル要素を用いており、解析では幾何学的および材料学的非線形性を考慮している。幾何学的非線形挙動はラグランジュ法による増分理論に基づいている。また材料学的非線形挙動は、von-Mises の降伏条件に従うものとするとともに、Prandtl-Reuss の応力-ひずみ関係を用いており、材料構成則は等方硬化則に従うものとしている。なお非線形計算は荷重増分法を用いているが、各荷重増分段階における载荷法としては、極限荷重以降において安定した解が得られること等の理由から、部材端部に一定の変位を与える方法(変位増分法)を用いている。

3. 軸方向荷重に対する検討

3.1 解析モデル

(1) 解析モデルの形状及びパラメータ

本章では、図-1 に示すような R 付き橋脚

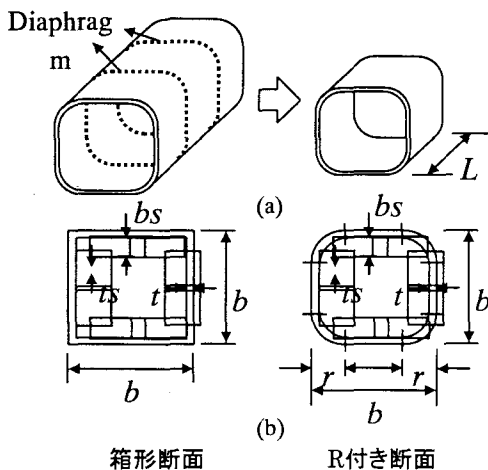


図-1 解析モデル

($r/b=0.0, 0.1, 0.2, 0.3$)のダイアフラム間を解析対象とした。解析モデルの諸元を表-1 に示している。

解析モデルは断面の対称性を考慮して図-2 に示すような 1/2 断面とし、要素分割は断面方向に 32 要素、部材軸方向には $L/b=0.6, 1.2, 1.8, 2.4$ でそれぞれ 6, 12, 18, 24 要素とした。部材端部(ダイアフラム取付位置)の境界条件は単純支持とした。

なお、本章は常時荷重すなわち軸方向荷重を受ける R 付き橋脚の降伏強度及び極限強度を求めることを主目的としていることから極限荷重時までの解析を行ったが、幅厚比パラメータ $R_R=1.7$ については、極限荷重以降も解析を行い、崩壊形状の検討を行った。

本研究では、R 付き橋脚に対する補剛材間幅厚比パラメータ R_R 、補剛材幅厚比パラメータ R_S 及び無次元化剛比 γ_I/γ_{I-reg} を以下の式で設定している(表-1 参照)⁴⁾。

R 付き橋脚に対する補剛材間幅厚比パラメータ R_R

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{k_R \pi^2}} \quad (1)$$

ここに、 k_R : 4 辺単純支持された補剛板に対する座屈係数 ($=4n^2$, n : 縦補剛材で区切られるサブパネル数)

補剛材幅厚比パラメータ R_S

$$R_S = \frac{b_S}{t_S} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{k_S \pi^2}} \quad (2)$$

ここに、 k_S : 3 辺単純支持 1 辺自由の圧縮板に対する座屈係数 ($=0.425$)

補剛材の剛性を表すパラメータである縦補剛材剛比 γ_I 、及び補剛材の剛性を表す基準として用いられる必要最小剛比 γ_{I-reg} は以下の式で与えられる(表-1)⁴⁾。

表-1 解析モデルの諸元

断面幅 b	2100 mm
アスペクト比 L/b	0.6, 1.2, 1.8, 2.4
補剛材間幅厚比パラメータ R_R	0.3, 0.7, 1.3, 1.7
補剛材幅厚比パラメータ R_S	0.5
無次元化剛比 γ_I/γ_{I-reg}	1.0
曲率比 r/b	0.0, 0.1, 0.2, 0.3
ヤング係数 E	205.8 GPa
ポアソン比 μ	0.3
降伏応力 σ_y	450.8 MPa

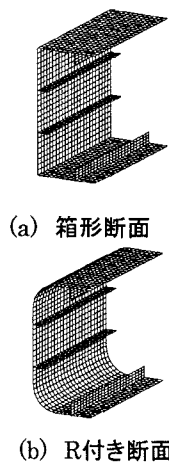


図-2 要素分割

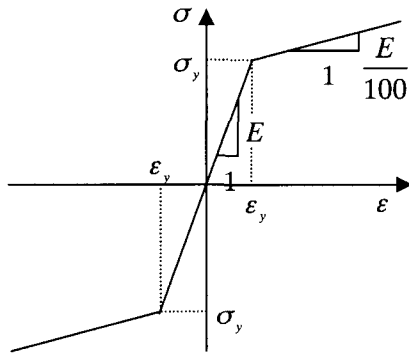


図-3 応力-歪関係

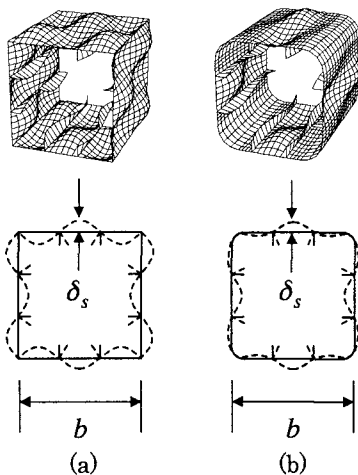


図-4 最小座屈に対する変形形状

縦補剛材剛比 γ_l

$$\gamma_l = \frac{EI_l}{bD}, \quad D = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)} \quad (3)$$

ここに、 I_l ：縦補剛材 1 本の断面二次モーメントである。

必要最小剛比 γ_{l-req}

$$\gamma_{l-req} = \begin{cases} \frac{4\alpha^2 n(1+n\delta_l) - (\alpha^2 + 1)^2}{n} & (\alpha < \sqrt[4]{1+n\gamma_l}) \\ \frac{1}{n} \left[\left\{ 2n^2(1+n\delta_l) - 1 \right\}^2 - 1 \right] & (\alpha \geq \sqrt[4]{1+n\gamma_l}) \end{cases} \quad (4)$$

ここに、 α ：アスペクト比($=L/b$)、 δ_l ：縦補剛材 1 本の断面積比($=A_l/bt$ 、 A_l ：補剛材 1 本の断面積)。

解析モデルの鋼種は SM570 を想定し、ヤング係数 $E=205.8\text{GPa}$ 、ポアソン比 $\mu=0.3$ 、降伏応力は公称降伏応力 450.8MPa とし、鋼材の応力-歪関係は、図-3 に示すようなバイリニア型とした。

また、今日まで行われてきた圧縮補剛板に関する研究

では、軸方向荷重を補剛板のみ、もしくは補剛板及び補剛材に与える場合の 2 通りが行われているが、本研究では軸力が補剛板に与える影響をより明確にするため、軸方向荷重は補剛板のみに与えている。

(2) 初期たわみ

本章で取り扱った初期たわみについては、図-4 に示すような部材の局所的な変形のみを考慮している。ところで、部材に導入する初期たわみの形状の違いが部材の極限強度に大きな影響を与えるということは周知の通りであるが、隅角部を曲面とした部材の局所的初期たわみの形状については検討されていない。そこで、本研究では伝達マトリックス法(TMM)により得られた各部材の最小座屈荷重に対する変形形状を初期たわみとして導入した。これは、最小座屈荷重に対する変形形状を導入して FEM 耐荷力解析を行った場合、箱形断面部材のみならず I 型及び U 型断面部材においても、従来の三角関数による初期たわみを導入した場合に比較して極限強度が小さく、また極限荷重以降も安定した解が得られることが明らかになっているためである^{23),24)}。

図-4(a),(b)に各解析モデルに対する最小座屈荷重時での変形形状を示している。まず箱形断面橋脚($r/b=0.0$)の場合、いずれの幅厚比パラメータ R_R においても、補剛材位置で節となる変形形状が得られている(図-4(a))。一方、R 付き橋脚($r/b=0.1, 0.2, 0.3$)でも補剛材位置で節となる変形形状が得られているが、箱形断面橋脚とは異なり、断面隅角部の変形が断面中央部に比較して小さくなっている(図-4(b))。

初期たわみの大きさについては、鋼橋編⁴⁾に規定されている許容値($\delta_s=(b/3)/150$)としている(図-4)。なお、本解析では残留応力は考慮していない。

3.2 降伏強度に関する検討

図-5 は R 付き橋脚(幅厚比パラメータ $R_R=0.3, 0.7, 1.3, 1.7$)に初めて降伏応力が発生する時の荷重強度(降伏強度)と隅角部の曲面の大きさとの関係を、図-6 は降伏強度時での各橋脚の応力分布を示している($R_R=0.3, 1.7$)。なお、図-5 の縦軸には降伏強度時での各橋脚の平均応力 σ_{IV} を箱形断面橋脚($r/b=0.0$)の降伏強度時での平均応力 $\sigma_{r0.0}$ で除した値を、横軸には曲率比 r/b をとっている。図-6 には変形の倍率を()内に示している。

(1) R_R が小さい範囲での検討($R_R=0.3, 0.7$)

図-5(a),(b)から明らかなように、幅厚比パラメータ R_R が小さい範囲での R 付き橋脚($r/b=0.1, 0.2, 0.3$)の降伏強度は、いずれの幅厚比パラメータ R_R 、アスペクト比 L/b においても曲率比の大きさに関係なく箱形断面橋脚($r/b=0.0$)とほぼ同程度となっている。これは図-6(a),(b)に示すように、幅厚比パラメータ R_R が小さい範囲での降伏荷重時の応力状態が箱形断面橋脚($r/b=0.0$)と同様な傾向を示してい

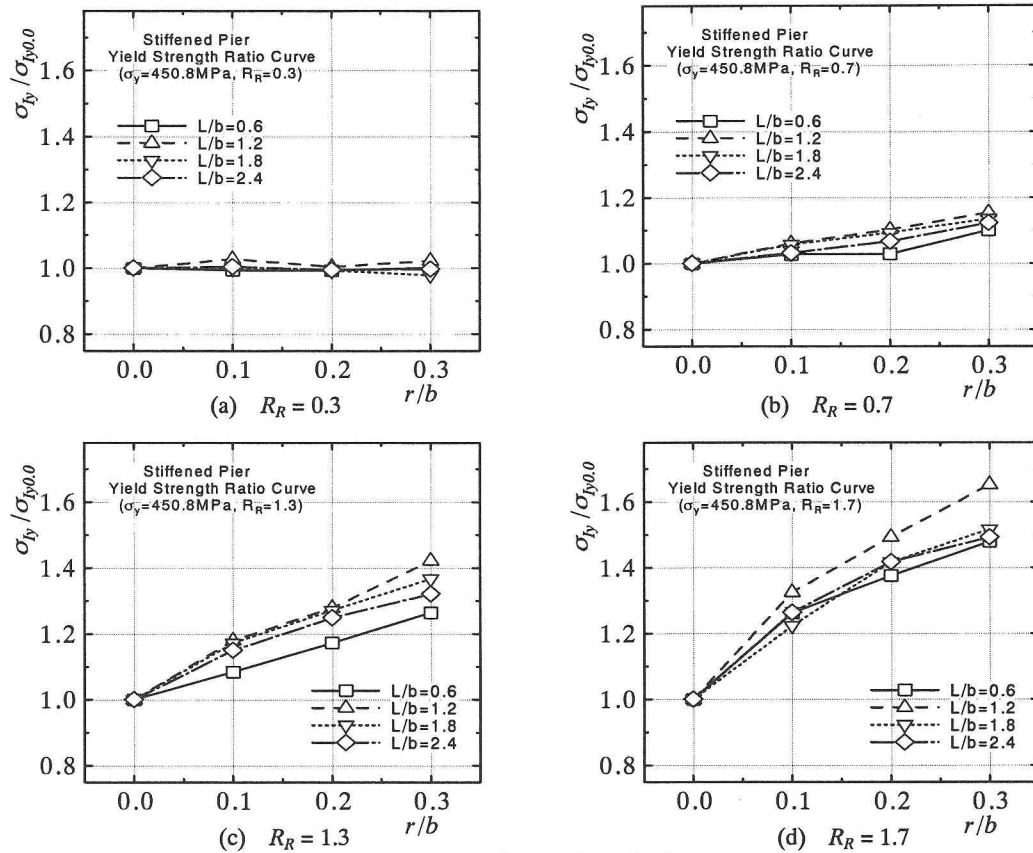


図-5 降伏強度比曲線

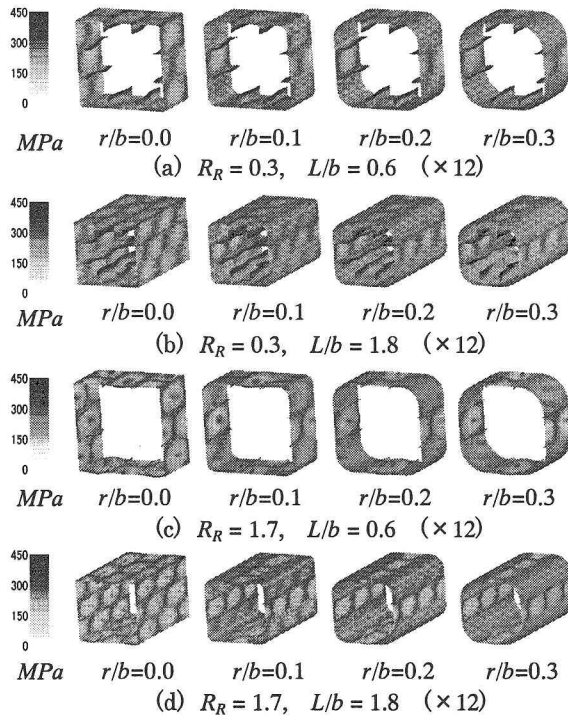


図-6 降伏荷重時での各橋脚の応力分布図

るためである。なお、図-6(a),(b)からは降伏応力は認めることができないが、これは降伏応力が部材端部の断面隅角部又は補剛材の接合部の非常に狭い範囲に生じているためである。

(2) R_R が大きい範囲での検討($R_R=1.3, 1.7$)

図-5(c),(d)から明らかなように、幅厚比パラメータ R_R が大きい範囲での R 付き橋脚($r/b=0.1, 0.2, 0.3$)の降伏強度は、幅厚比パラメータ R_R ($R_R=0.3, 0.7$)が小さい場合とは異なり、いずれの幅厚比パラメータ R_R , アスペクト比 L/b においても箱形断面橋脚($r/b=0.0$)に比較して大きくなっており、その傾向は曲率比が大きくなるほど顕著になっている。幅厚比パラメータ R_R が大きい範囲での R 付き橋脚の降伏荷重時での応力分布は、図-6(c),(d)に示すように、いずれの場合も橋脚全体に同程度の応力が生じ、曲率比 r/b が大きくなるにしたがいこの傾向が顕著になっており、このことが曲率比 r/b の増大とともに降伏強度が大きくなる要因と考えられる。

図-5(a)~(d)の比較より、曲率比の増大に伴う降伏強度の増加の割合は、幅厚比パラメータ R_R が大きいほど増大する。このことより、幅厚比パラメータ R_R が大きな橋脚ほど断面隅角部の曲面が R 付き橋脚の降伏強度に及ぼす影響が大きくなることが明らかになった。

3.3 極限強度に関する検討

図-7は R 付き橋脚($R_R=0.3, 0.7, 1.3, 1.7$)の極限強度と隅角部の曲面の大きさとの関係を、図-8は極限荷重時での各橋脚の応力分布を示している($R_R=0.3, 1.7$)。なお、図-7の縦軸には極限荷重時での各橋脚の平均応力 σ_u を箱形断面橋脚($r/b=0.0$)の極限荷重時での平均応力 $\sigma_{u0.0}$ で除した値を、横軸には曲率比 r/b をとっている。

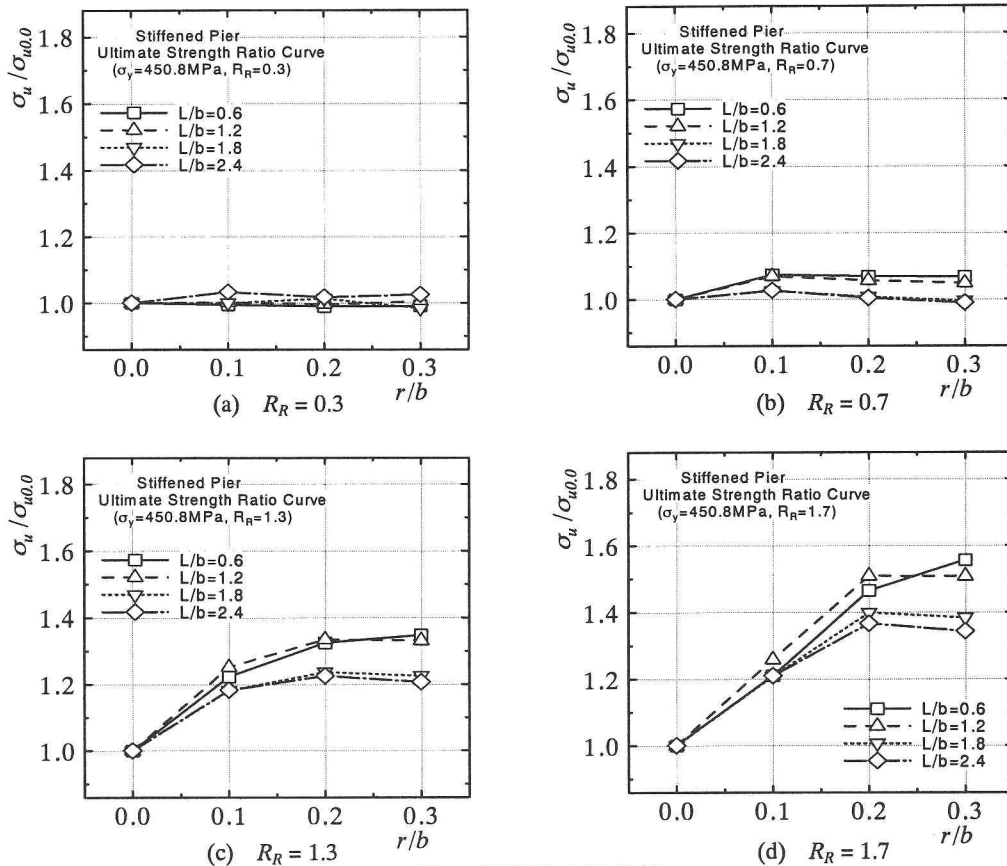


図7 極限強度比曲線

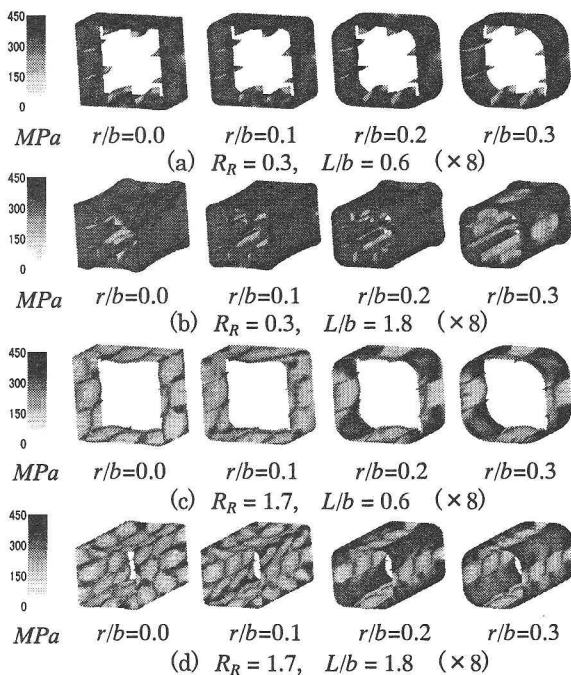


図-8 極限荷重時での各橋脚の応力分布図

(1) R_R が小さい範囲での検討($R_R=0.3, 0.7$)

図-7(a),(b)から明らかなように、幅厚比パラメータ R_R が小さい範囲での R 付き橋脚($r/b=0.1, 0.2, 0.3$)の極限強度は、いずれの幅厚比パラメータ R_R 、アスペクト比 L/b においても曲率比の増大に伴う極限強度の増加はほとんど見受けられない。また、極限荷重時の応力状態は、図-8(a),(b)

に示すように、いずれの曲率比においても橋脚全体に大きな応力が生じており、このことが R_R の小さな橋脚においては、断面隅角部の曲面が極限強度に及ぼす影響が小さくなる要因と考えられる。

(2) R_R が大きい範囲での検討($R_R=1.3, 1.7$)

図-7(c),(d)から明らかなように、幅厚比パラメータ R_R が大きい範囲での R 付き橋脚($r/b=0.1, 0.2, 0.3$)の極限強度は、曲率比が大きくなるにしたがい大きくなる傾向を示しているが、曲率比 $r/b=0.3$ の場合 $r/b=0.2$ に対する極限強度の増大は見受けられない。これは、図-8(c),(d)に示す応力状態から明らかなように、曲率比 $r/b=0.2$ では断面隅角部補剛材間全体が既に降伏応力に達しているため、さらに曲率比を大きくしても応力分布が変化しないためである。

幅厚比パラメータ R_R が大きい場合($R_R=1.7$)の極限荷重時の応力状態は、図-8(c),(d)に示すように、 R_R が小さい場合($R_R=0.3$)に比較して橋脚の応力分布の不均一性が大きくなっているが、曲率比の増大とともに隅角部の降伏応力の生じている範囲が大きくなり、応力分布の不均一性が改善されている。

図-7(a)~(d)の比較より、曲率比の増大に伴う極限強度の増加の割合は、幅厚比パラメータ R_R が大きくなるほど増大する。このことより、幅厚比パラメータ R_R が大きな橋脚ほど断面隅角部の曲面が R 付き橋脚の極限強度に及ぼす影響が大きくなることが明らかになった。

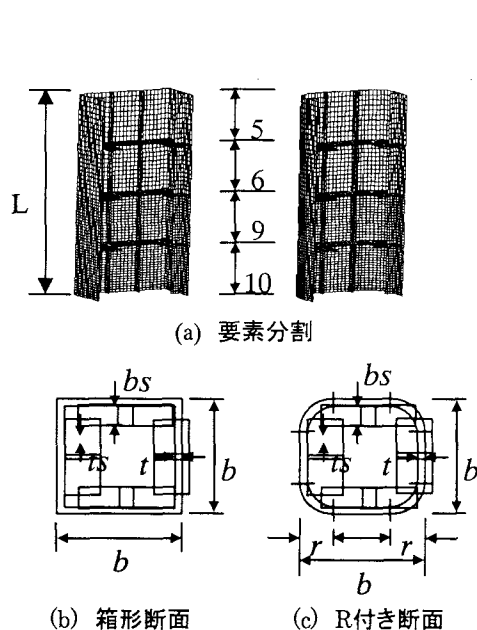


図-9 解析モデル

表-2 解析モデルの諸元

断面幅 b	2100 mm
高さ L	5880 mm
補剛材間幅厚比 パラメータ R_R	0.4, 0.8, 1.2, 1.6
補剛材幅厚比 パラメータ R_S	0.5
無次元化剛比 γ_l/γ_{l-req}	1.0
曲率比 r/b	0.0, 0.1, 0.2, 0.3
ヤング係数 E	205.8 GPa
ポアソン比 μ	0.3
降伏応力 σ_y	450.8 MPa

4. 漸増繰り返し水平荷重に対する検討

4.1 解析モデル

(1) 解析モデル及び荷重方法

本章では、図-9に示すような断面隅角部を曲面としたR付き橋脚を対象に解析を行った。各解析モデルの諸元を表-2に示す。

解析対象は、図-9(a)に示すように断面の対称性を考慮して1/2断面とし、要素分割は断面方向に32要素、橋脚軸方向には橋脚基部に局部座屈が発生することを考慮して、橋脚基部から1/4橋脚長ごとにそれぞれ10,9,6,5分割の計30要素とした(図-9(a))。また、解析モデルに導入した境界条件は橋脚基部が固定支持、上端部を自由としている。

(2) 荷重方法

本章では、図-10に示すような橋脚上端部に上部工重量を想定した一定軸方向荷重を荷重した後、地震動により生ずる上部工の慣性力を想定した繰り返し漸増水平変位を与えた。図-11に与えた繰り返し漸増水平変位 δ を示しており、縦軸に用いている δ_y は、橋脚上端の水平荷重

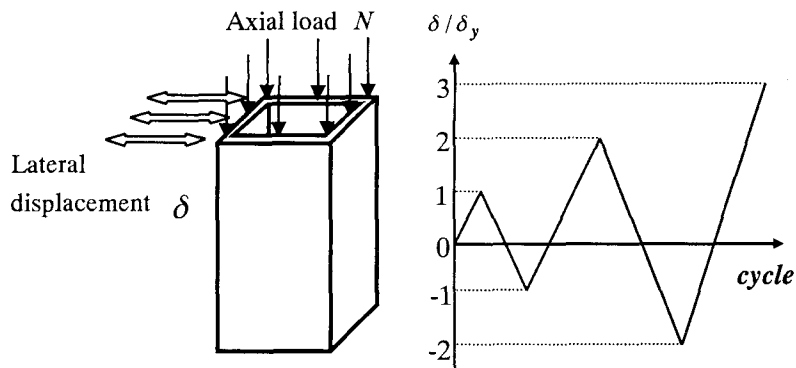


図-10 荷重パターン

図-11 繰り返し荷重

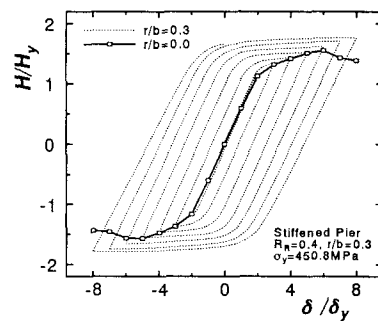
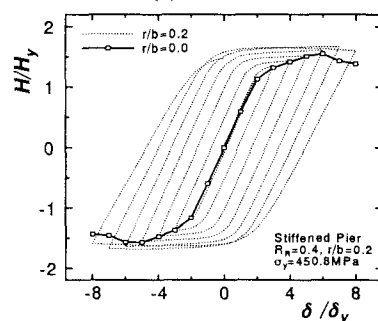
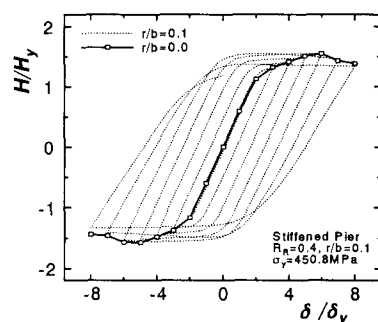
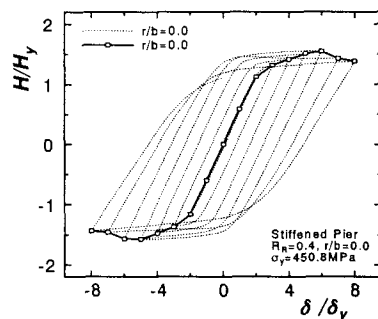


図-12 荷重-変位曲線
(幅厚比パラメータ $R_R = 0.4$)

により橋脚基部に初めて降伏が生じる時の水平荷重(初降伏水平荷重 H_y)に対する変位(初降伏水平変位)である。

軸方向荷重の大きさは、全断面降伏荷重($N_y = A\sigma_y$)の15%($N/N_y = 0.15$)としている。

4.2 非線形挙動に関する検討

図-12(a)~(d)は、幅厚比パラメータ $R_R = 0.4$ の荷重-変位曲線を示している。なお、各図の縦軸には水平荷重 H を各橋脚の初降伏水平荷重 H_y で除した値を、横軸には水平変位 d を各橋脚の初降伏水平変位 d_y で除した値をとっている。また、図中には箱形断面橋脚($r/b=0.0$)の1 cycle ごとの耐荷力も実線で同時に示している。図-13(a)~(d)には各橋脚の1 cycle ごとの変形形状を示すとともに、極限荷重に達する cycle 数を下線で、変形の倍率を()内に示している。

箱形断面橋脚($r/b=0.0$)の場合、図-12(a) から明らかなように、水平荷重は6 cycle で最大(極限荷重)となり7 cycle 以降は緩やかに減少している。箱形断面橋脚での変形状態は、図-13(a)に示すように、4 cycle で橋脚基部の圧縮フランジの補剛材間に局部座屈が生じ、極限荷重である6 cycle で補剛板全体の座屈に移行するとともにウェブにも局部的な座屈が生じている。このことより、箱形断面橋脚の極限荷重は補剛板全体の座屈に支配されるものと考え

られる。

曲率比 $r/b=0.1$ の場合、図-12(b)から明らかなように、水平荷重は箱形断面橋脚($r/b=0.0$)と同様、6 cycle で最大となり7 cycle 以降は緩やかに減少している。また、曲率比 $r/b=0.1$ での変形状態は、図-13(b)に示すように、極限荷重である6 cycle で圧縮フランジに補剛板全体及びウェブに局部的な座屈を生じており、箱形断面橋脚と同様、曲率比 $r/b=0.1$ の極限荷重は補剛板全体の座屈に支配するものと考えられる。

曲率比 $r/b=0.2, 0.3$ の場合、図-12(c),(d)から明らかなように、水平荷重は箱形断面橋脚($r/b=0.0$)とは異なり、曲率比 $r/b=0.2$ では7 cycle、曲率比 $r/b=0.3$ では8 cycle で極限荷重に達している。曲率比 $r/b=0.2, 0.3$ での変形状態は、図-13(c),(d)に示すように、いずれの曲率比においても箱形断面橋脚と同様、4 cycle で補剛材間に局部座屈が生じており、曲率比 $r/b=0.2$ では7 cycle、曲率比 $r/b=0.3$ では8 cycle で補剛板全体の座屈へと移行している。

4.3 極限強度に関する検討

図-14はR付き橋脚($R_R=0.4, 0.8, 1.2, 1.6$)の極限強度と隅角部の曲面の大きさとの関係を示している。なお、図の縦軸には各橋脚の極限荷重 H_u を箱形断面橋脚($r/b=0.0$)の極限荷重 $H_{u,0.0}$ で除した値を、横軸には曲率比 r/b をとって

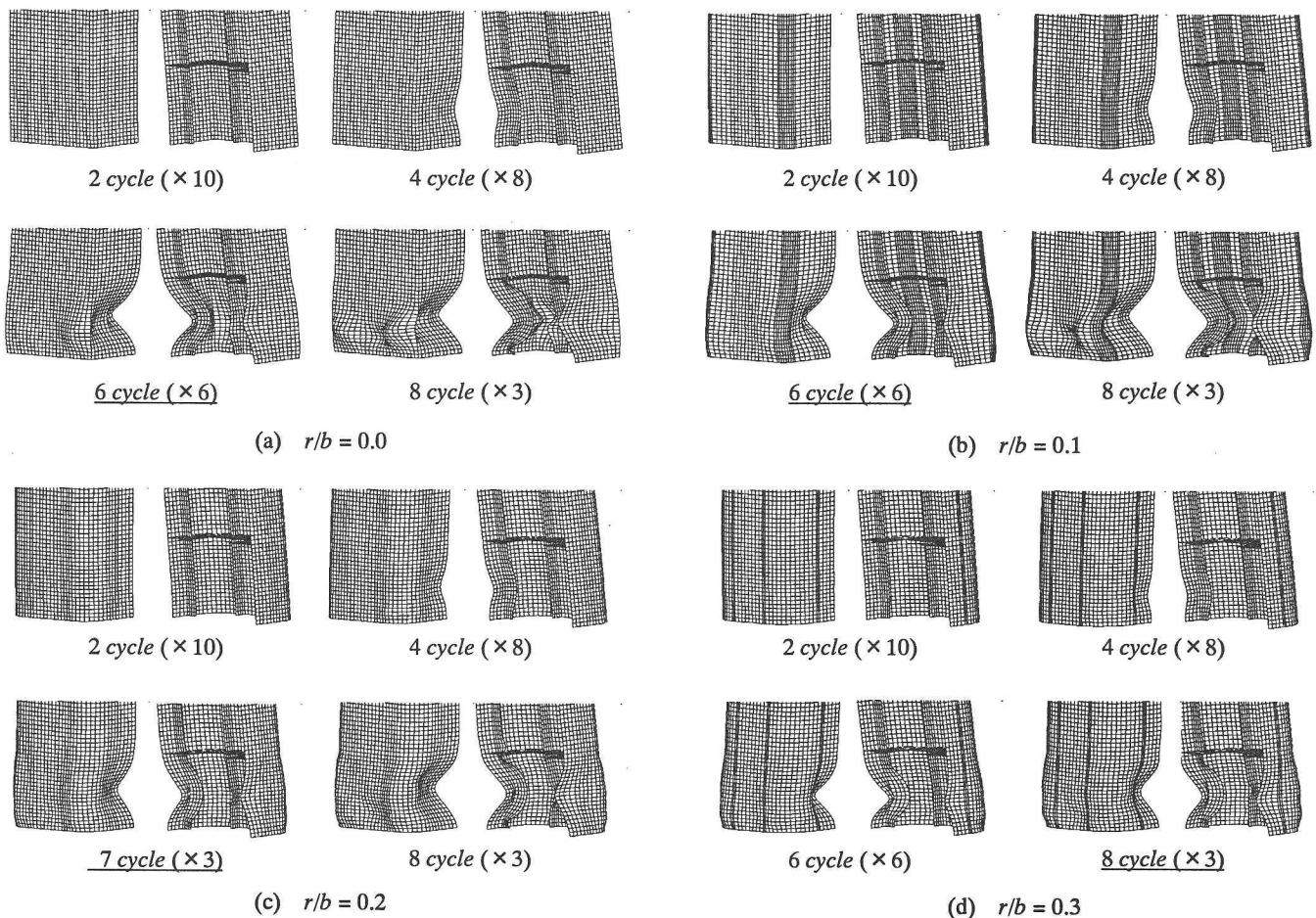


図-13 変形形状 (幅厚比パラメータ $R_R = 0.4$)

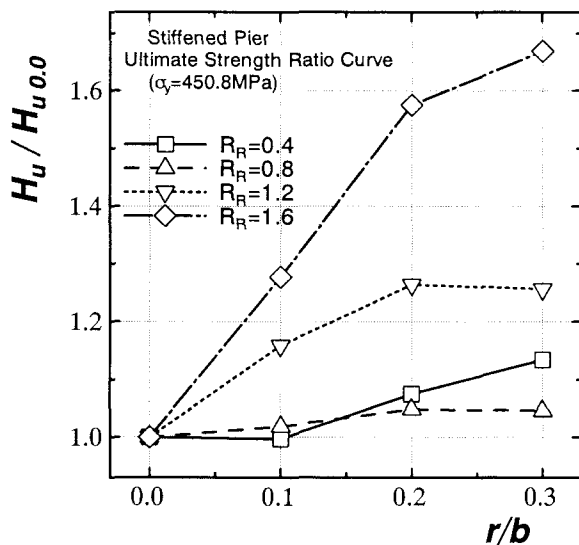


図-14 極限強度比曲線

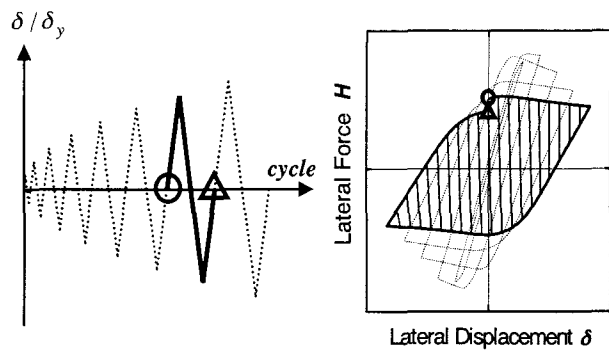
いる。

(1) R_R が小さい範囲での検討($R_R=0.4$)

図-14 から明らかなように、曲率比 $r/b=0.1$ の極限強度は箱形断面橋脚($r/b=0.0$)に比較してほぼ同程度、もしくは若干小さくなっているが、曲率比 $r/b=0.2, 0.3$ の極限強度は箱形断面橋脚の場合に比較して大きくなっており、その傾向は曲率比が大きくなるほど顕著になっている。

(2) R_R が大きい範囲での検討($R_R=0.8, 1.2, 1.6$)

図-14 から明らかなように、 R 付き橋脚($r/b=0.1, 0.2, 0.3$)の極限強度は箱形断面橋脚($r/b=0.0$)に比較して大きくなっており、その傾向は曲率比及び幅厚比パラメータ R_R が



(a) 荷重パターン

(b) 荷重-変位曲線

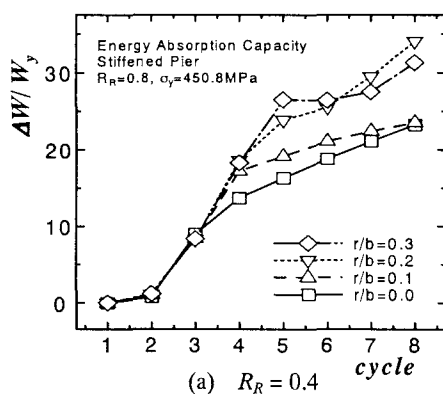
図-15 エネルギー吸収量の概要

大きくなるほど顕著になっている。

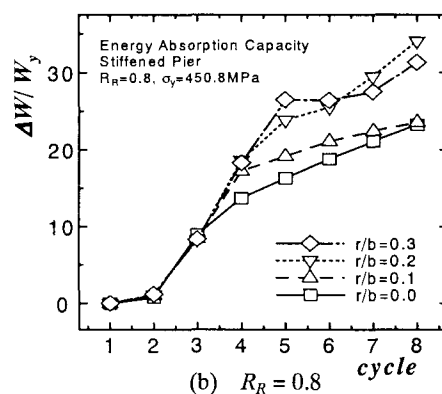
4.4 エネルギー吸収量に関する検討

図-15 に、本研究で取り扱ったエネルギー吸収量の概要を示している。本研究では繰り返し载荷によって得られた荷重-変位曲線の荷重軸と変位軸とで囲まれている面積をエネルギー吸収量 ΔW として 1 cycle ごとに算出している。

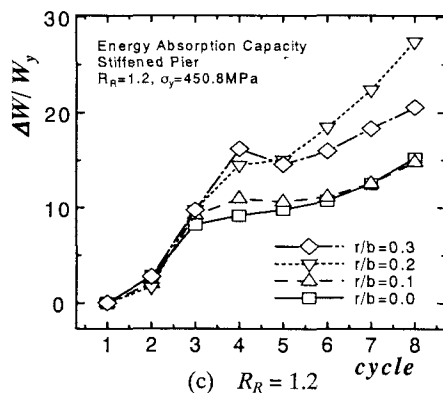
図-16 は、 R 付き橋脚($R_R=0.4, 0.8, 1.2, 1.6$)での cycle ごとのエネルギー吸収量を示している。なお、図-16 の縦軸にはエネルギー吸収量 ΔW を弾性エネルギー W_y で除した値を、横軸には cycle 数をとっている。ここで、弾性エネルギー W_y は式(6)によって算出している。



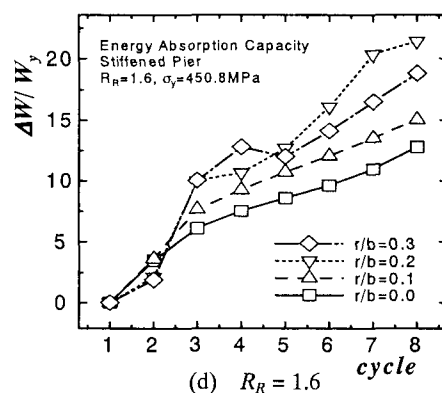
(a) $R_R=0.4$



(b) $R_R=0.8$



(c) $R_R=1.2$



(d) $R_R=1.6$

図-16 エネルギー吸収量曲線

$$W_y = \frac{H_y \delta_y}{2} \quad (6)$$

(1) R_R が小さい範囲での検討($R_R=0.4$)

図-16(a)から明らかなように、曲率比 $r/b=0.1$ のエネルギー吸収量は、箱形断面橋脚($r/b=0.0$)とほぼ同程度となっている。一方、曲率比 $r/b=0.2, 0.3$ でのエネルギー吸収量は、箱形断面橋脚が極限荷重に達する 6 cycle(図-12(a))までは箱形断面橋脚とほぼ同程度であるが、極限荷重以降は箱形断面橋脚に比較して大きくなっており、その傾向は曲率比が大きくなるほど顕著になっている。

(2) R_R が大きい範囲での検討($R_R=0.8, 1.2, 1.6$)

図-16(b)~(d)から明らかなように、いずれの幅厚比パラメータ R_R においても、 $r/b=0.1$ でのエネルギー吸収量は、箱形断面橋脚($r/b=0.0$)が極限荷重に達する cycle($R_R=0.8:3$ cycle, $R_R=1.2:2$ cycle, $R_R=1.6:2$ cycle、図-12(b)~(d))以降において箱形断面橋脚に比較してほぼ同程度、もしくは若干大きくなっている。一方、曲率比 $r/b=0.2, 0.3$ でのエネルギー吸収量は、箱形断面橋脚の極限荷重以降において箱形断面橋脚に比較してかなり大きくなっているが、曲率比 $r/b=0.3$ の場合、 $r/b=0.2$ に対するエネルギー吸収量の増大は見受けられず、 $r/b=0.2, 0.3$ での極限荷重($R_R=0.8:4$ cycle, $R_R=1.2:3$ cycle, $R_R=1.6:3$ cycle)以降において $r/b=0.2$ でのエネルギー吸収量は $r/b=0.3$ に比較してほぼ同程度、もしくは若干大きくなる傾向を示している。

5. まとめ

本研究では、補剛 R 付き橋脚の断面隅角部の曲面の大きさが部材の非線形挙動や極限強度等に及ぼす影響を軸方向荷重及び漸増繰り返し水平荷重を受ける場合について検討した。

本研究で得られた主な結果は次の通りである。

(1) 降伏強度について

軸方向荷重を受ける場合の曲率の大きさが部材の降伏強度に及ぼす影響は、幅厚比パラメータ R_R が小さい範囲ではほとんど認められないが、幅厚比パラメータ R_R が大きい範囲では、曲率比 r/b が大きくなるとともに部材の降伏強度は箱形断面($r/b=0.1$)に比較して大きくなる。

(2) 極限強度について

軸方向荷重、漸増繰り返し水平荷重いずれにおいても、曲率の大きさが部材の極限強度に及ぼす影響は、降伏強度の場合と同様、幅厚比パラメータ R_R が小さい範囲ではほとんど認められないが、幅厚比パラメータ R_R が大きい範囲では、曲率比 r/b が大きくなるとともに部材の極限強度は箱形断面($r/b=0.1$)に比較して大きくなる。

(3) 変形性能(エネルギー吸収量)について

漸増繰り返し水平荷重を受ける場合のエネルギー吸収量は曲率比 r/b が大きくなるとともに箱形断面($r/b=0.1$)に比較して大きくなる傾向を示す。

なお、本研究では解析結果に対する検証を行っていないため、今後実験結果等による本研究の妥当性の検討を行う必要がある。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告・土木構造物の被害・橋梁，土木学会・地盤工学会・日本機学会・日本建築学会・日本地震学会，2002年3月。
- 2) 日経BP社：土木が遭遇した阪神大震災，日経BP出版センター，1995年7月。
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，1996年12月。
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，2002年3月。
- 5) 武井昭洋，中井博，坂口三代治，北田俊行，松本雅治：コーナー部を円弧状とした柱部材の圧縮耐荷力に関する実験的研究，土木学会第48回年次学術講演会講演概要集，第I部門，pp.160-161，1993年9月。
- 6) 中井博，北田俊行，松本雅治，坂口三代治：コーナー部を円弧状とした薄肉鋼箱断面梁のせん断遅れ特性に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.38A，土木学会，pp.1121-1129，1992年3月。
- 7) 中井博，北田俊行，松本雅治，坂口三代治，田畑繁樹：コーナー部を円弧状とした鋼製橋脚柱の終局曲げ耐荷力特性に関する実験的研究，鋼構造年次論文報告集，第I巻，日本鋼構造協会，pp.577-584，1993年7月。
- 8) 伊原茂，半野久光，中込秀樹，高尾道明：曲面コーナー部を有する鋼製橋脚耐荷力実験，土木学会第46回年次学術講演会講演概要集，第I部門，pp.206-207，1991年9月。
- 9) 渡邊英一，杉浦邦征，狩野正人，高尾道明，江見晋：コーナー部に曲率を有する箱形断面はり一柱の繰り返し変形特性に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.36A，土木学会，pp.33-40，1992年3月。
- 10) 渡邊英一，杉浦邦征，播本章一，長谷川敏之：ダクティリティに基づく鋼製橋脚の有効な断面形状に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.38A，土木学会，pp.133-142，1992年3月。
- 11) 渡邊英一，杉浦邦征，森忠彦，鈴木巖：補剛R付き箱形短はり一柱の強度と変形性能，構造工学論文集，Vol.38A，土木学会，pp.143-154，1992年3月。
- 12) 川島一彦，杉田秀樹，中島燈：ラウンドコーナーを

- 有する鋼製橋脚のじん性に関する実験的検討，土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集，第 I 部門，pp.328-329，1993 年 9 月．
- 13) 中西克佳，中井博，北田俊行，杉山功，河野康史：コンクリートを充填した R 付き断面柱の耐荷力と変形能に関する実験的研究，土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集，第 I 部門，pp.1148-1149，1993 年 9 月．
 - 14) 中井博，北田俊行，中西克佳，杉山功，河野康史：地震荷重を受けた後の合成柱（充填形式）の耐荷力および変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.40A，土木学会，pp.1401-1412，1994 年 3 月．
 - 15) 北田俊行，中井博，得林宗孝，坂口三代治，川副孝之：コンクリートを充填しコーナー部に曲率を設けた鋼製橋脚柱の耐荷力と変形性能とに関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.46A，土木学会，pp.51-60，2000 年 3 月．
 - 16) 坂口三代治，中井博，松本雅治，北田俊行：コーナー部を円弧状とした柱をもつ鋼製ラーメン橋脚梁・柱隅角部の応力性状に関する実験的研究，土木学会第 47 回年次学術講演会講演概要集，第 I 部門，pp.378-379，1992 年 9 月．
 - 17) 能登宥愿，林暢彦：各種橋脚断面形状の耐荷力の検討，土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集，第 I 部門，pp.596-597，1997 年 9 月．
 - 18) 奈良敬，笹嶋純司：隅角部に丸みをもつ鋼管柱断面の極限圧縮強度の評価法，鋼構造年次論文報告集，第 5 巻，日本鋼構造協会，pp.141-148，1997 年 11 月．
 - 19) 奈良敬，笹嶋純司：隅角部に丸みをもつ鋼管断面の極限強度の一評価法，土木学会中部支部学術講演会，土木学会，pp.23-24，1998 年 3 月．
 - 20) 奈良敬，村上茂之，伊藤安男：隅角部に丸みをもつ鋼管断面の極限曲げ強度特性と評価法，鋼構造年次論文報告集，第 8 巻，日本鋼構造協会，pp.17-24，2000 年 11 月．
 - 21) 大賀水田生，竹村慎一郎，今村覚，新大輔：隅角部の曲面の大きさが箱形断面鋼製橋脚の耐震性能に及ぼす影響：構造工学論文集，Vol.50A，土木学会，pp.95-102，2004 年 3 月．
 - 22) 山口栄輝，村田洋平，後藤芳顯，林正挙，南野能克，阿部圭吾，久保喜延：繰り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，構造工学論文集，Vol.48A，土木学会，pp.109-117，2002 年 3 月．
 - 23) 大賀水田生，高上顕，山田克巳：FEM 耐荷力解析における初期変形に関する研究，愛媛大学工学部紀要，第 17 巻，pp.123-131，1998 年 2 月．
 - 24) 大賀水田生，高上顕，崎浜忍：座屈時の変形モードを初期不整として用いた薄肉断面部材の耐荷力解析，構造工学論文集，Vol.45A，pp.157-164，1999 年 3 月．
(2004 年 4 月 16 日受付)