

高強度鋼材を用いた矩形断面鋼製橋脚の変形・耐荷力性能 に関する解析的研究

遠藤和男¹・河藤千尋²・運上茂樹³

¹正会員 工修 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ（〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6）

²正会員 工修 本州四国連絡橋公団長大橋技術センター（〒651-0088 兵庫県神戸市小野柄通4-1-22）

³正会員 工博 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ（〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6）

1. はじめに

鋼製橋脚の耐震性能、特に終局状態の変形性能を調べるために、数多くの大型模型供試体を用いた正負交番載荷実験が行われており¹⁾、また多くの数値解析による検討も行われている。これらの実験と数値解析に基づいて、鋼製橋脚の終局状態の定式化も幾つか提案されている^{2)~5)}。

一方、近年の目覚ましい鋼材性能の向上により、土木分野において JIS 等の規格を上回る高強度・高機能を有する鋼材が使用され始めている。しかし道路橋示方書⁶⁾における終局状態の定式化は非調質鋼（SS400, SM490, SM490Y）に限定され、その適用範囲については留意する必要があるとされている。

このような背景から、本稿では、高強度鋼材（SM570, HT780, HT950）を用いた矩形断面鋼製橋脚の変形性能と耐荷力性能を把握することを目的として、シェル要素を用いた解析モデルによる弾塑性有限変位解析を実施し、座屈パラメータと耐荷力、終局変位、損傷範囲および平均ひずみの関係を解析的に検討した結果をまとめたものである。

2. 鋼材の応力-ひずみ関係

解析より得られる鋼製橋脚の耐荷力および変形性能は、材料の応力-ひずみ関係におけるひずみ硬化の度合いによる影響が大きい。普通鋼材を用いた鋼製橋脚の耐震性能に関する解析的な検討では、1%のひずみ硬化を有するバイリニア応力-ひずみ関係と移動硬化則を用いる場合が多い^{4)~5)}。しかし、高強度鋼材の場合には、ひずみ硬化の度合いを示す応力-ひずみ曲線の二次勾配が普通鋼材と比較して小

さくなり、1%のひずみ硬化を有する応力-ひずみ関係を用いた解析では耐荷力及び終局変位等を過大に評価し危険側となる可能性がある。このため、まずここでは材質 SM570 を用いた鋼製橋脚の実験結果¹⁾を対象に、弾塑性有限変位解析により高強度鋼材の応力-ひずみ関係が解析結果に与える影響について検討を行い、実験結果と近い解析結果が得られた応力-ひずみ関係を以降の解析に用いることとした。応力-ひずみ関係としては、1%ひずみ硬化を有する場合とひずみ硬化を無視した完全弾塑性の場合の2種類を設定した。

弾塑性有限変位解析は、材料非線形性と幾何学的非線形性をともに考慮した複合非線形解析とし、橋脚天端に鉛直圧縮力（一定）を作用させた状態で漸増水平変位を与えた。解析モデルは、図-1 に示すように、局部座屈を再現するため基部付近の3パネル（1パネルはダイヤフラム間隔）にはシェル要素を用い、それより上部は Timoshenko はり要素を用いた。特に基部付近の第1パネルは分割数を細かくするとともに、断面の対称性を考慮して橋脚の半分だけをモデル化した。

表-1に解析結果と実験結果の比較を示す。最大荷重は、ひずみ硬化の差による影響は小さく、何れの解析値も実験値とほぼ一致したが、最大荷重時の変位は、完全弾塑性型の応力-ひずみ関係を用いた解析値が1割程度小さくなり、実験値は両者の中間に位置した。なお、表中の実験による最大荷重時の変位は、弾塑性有限変位解析による初期剛性と実験初期剛性の違いを考慮して、実験で得られた降伏時の変位と解析で計算した降伏変位の差により補正している⁴⁾。一般的に高強度鋼材は、強度が上がるにつれて降伏比が高くなり、応力-ひずみ曲線の2次勾

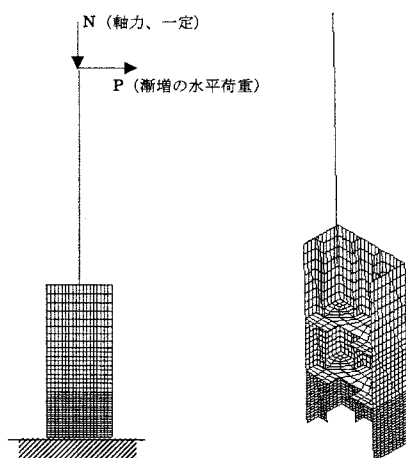


図-1 解析モデル

表-1 解析結果と実験結果の比較 (SM570)

		最大荷重 Pu (kN)	最大荷重時の変位 δ_u (mm)
実験		1068	65.65 (補正前: 73)
1%ひずみ	解析結果	1142	70.16
硬化	実験との比	1.069	1.069
完全	解析結果	1115	61.41
弾塑性	実験との比	1.044	0.935

表-2 試設計断面の諸元

断面	材質	断面幅 B (mm)	板厚 t (mm)	補剛板 のパネ ル数	補剛材 寸法 (mm)	ダイヤフ ラム間隔 α (mm)	断面積 A (cm ²)	断面二次 モーメント I (cm ⁴)
R _F =0.3	SM570	900	11	5	80×13	500	557.56	681,922
	HT780	900	12	5	80×16	450	631.04	764,530
	HT950	900	13	5	85×19	450	719.64	859,163
R _F =0.4	SM570	900	11	5	75×11	550	523.16	648,755
	HT780	900	12	5	75×13	500	582.24	717,363
	HT950	900	13	5	75×14	450	629.24	773,437
R _F =0.5	SM570	900	11	5	65×10	550	495.16	622,489
	HT780	900	12	5	70×12	550	560.64	696,921
	HT950	900	13	5	70×13	500	606.84	752,385

表-3 試設計断面の座屈パラメータ

断面	材質	幅厚比 R _F	幅厚比 R _R	R _{rib}	細長比 λ	剛比 γ_1/γ_1^*	剛比 $\gamma_1/\gamma_{1,req}$	降伏応力 σ_y (MPa)
R _F =0.3	SM570	0.324	0.481	0.551	0.336	2.246	4.187	624
	HT780	0.319	0.501	0.509	0.382	2.525	5.150	807
	HT950	0.316	0.510	0.502	0.426	2.659	5.789	980
R _F =0.4	SM570	0.409	0.481	0.611	0.334	1.392	2.594	624
	HT780	0.412	0.501	0.588	0.381	1.501	3.058	807
	HT950	0.409	0.510	0.602	0.420	1.58	3.467	980
R _F =0.5	SM570	0.511	0.481	0.582	0.331	0.881	1.645	624
	HT780	0.508	0.501	0.594	0.379	0.971	1.974	807
	HT950	0.509	0.510	0.605	0.418	1.005	2.194	980

配が小さくなることから、以降の弾塑性有限変位解析には完全弾塑性型の応力-ひずみ関係を適用することとした。

3. 弾塑性有限変位解析

(1) 解析対象橋脚

解析対象とする橋脚は試設計により定めた。橋脚は、正負交番載荷試験供試体¹⁾を参考に、弾性座屈を防ぐとともに十分なじん性を付与するために、以

下の座屈パラメータを満足させることとした。

$$R_R=0.5 \text{ 程度、} R_{rib}<0.7、\gamma_1/\gamma_{req}>1$$

断面の試設計は、設定した幅厚比パラメータ R_F3 種類 (0.3, 0.4, 0.5) と材質3種類 (SM570, HT780, HT950) を組み合わせた9ケースとした。表-1、2に試設計した断面の諸元及び座屈パラメータを示す。幅厚比パラメータ R_Fなどの記号の定義は何れも道路橋示方書Ⅱ鋼橋編に従った。降伏応力には材料試験データに基づき、SM570 : 624MPa, HT780 : 807MPa, HT950 : 980MPaを用いた。

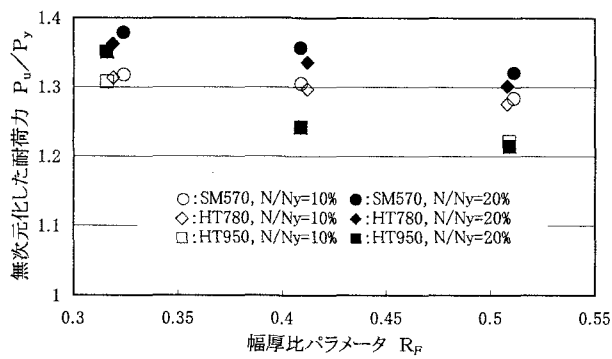


図-2 耐力と幅厚比パラメータの関係

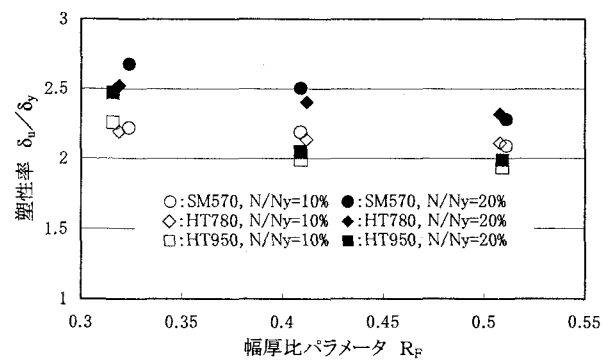


図-3 塑性率と幅厚比パラメータの関係

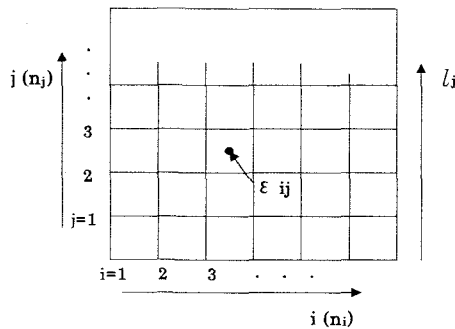


図-4 平均ひずみの定義

(2) 解析モデルおよび解析条件

解析モデルおよび解析条件は、基本的に2.で行った弾塑性有限変位解析と同様である。解析ケース数は、前述の9断面と軸力比 (N/N_y) 2種類 (10%、20%) を組み合わせた18ケースとした。なお、ここでは実験結果との対比を目的としないため、初期不整 (残留応力、初期たわみ) は考慮していない。

(3) 解析結果

a) 耐力及び塑性率と幅厚比パラメータの関係

図-2および図-3に解析より得られた降伏耐力で無次元化した耐力 (P_u/P_y) および降伏変位で無次元化した塑性率 (δ_u/δ_y) と幅厚比パラメータ R_F との関係を示す。何れも幅厚比パラメータ R_F の増加に伴い小さくなる傾向がある。鋼材強度、軸力比が与える影響は、耐力については最大で8%程度と小さいが、塑性率については最大で22%程度と耐力と比較して大きくなった。

b) 平均ひずみ分布

平均ひずみの設定法は、文献5)に基づき以下に示す2種類の方法により行う。

ε_a は、図-4に示す圧縮フランジの要素分割に対して、高さ $l=l_j$ に位置するシェル要素中心の軸ひずみ ε_{ij} ($i=1,2,\dots,n_i-1$) の平均値とする。

$$\varepsilon_a = \left(\sum_{i=1}^{n_i-1} \varepsilon_{ij} \right) / (n_i - 1) \quad j = 1, 2, \dots, n_j - 1 \quad (1)$$

ε_{a2} は、圧縮フランジの基部から高さ $l=l_j$ の範囲

に存在する全シェル要素中心の軸ひずみ ε_{ik} ($i=1,2,\dots,n_i-1$; $k=1,2,\dots,j$) の平均値とする。 ε_a は任意高さ位置での局所的なひずみであるのに対し、 ε_{a2} は一定領域の平均的なひずみとなる。

$$\varepsilon_{a2} = \left(\sum_{k=1}^j \left(\sum_{i=1}^{n_i-1} \varepsilon_{ik} \right) / (n_i - 1) \right) / j \quad j = 1, 2, \dots, n_j - 1 \quad (2)$$

図-5に最大荷重時の橋脚基部付近圧縮フランジの平均ひずみ高さ方向分布の一例を示す。平均ひずみ (ε_{a2}) 分布は、高さ方向の変化が滑らかとなったのに対し、平均ひずみ (ε_a) 分布は、塔基部から1つ目のダイヤフラム間に集中し、強度が高い鋼材ほどひずみが局所化する傾向となった。最大ひずみが生じた箇所より上方のひずみは急速に低減し、材質による差は小さくなっている。また、軸力比による影響は、軸力比が大きい20%が10%より平均ひずみ (ε_a , ε_{a2}) が大きくなった。

終局平均ひずみを評価する損傷領域長 L は、宇佐美らにより $L = \min\{0.7B, a\}$ (B : 断面幅、 a : ダイヤフラム間隔) が提案されている³⁾。何れのケースにおいても局部座屈領域は a の範囲であること、全解析対象橋脚で $0.7B > a$ であること、からここでは損傷領域長の評価式として同式を用いることとした。

c) 梁モデルとの比較

設計への適用とシェル要素による解析との比較のため、ファイバーモデルのはり要素を用いたプッシュオーバー解析を行った。解析では、せん断変形を考慮できる Timoshenko はり要素で鋼製橋脚をモデル化し、シェル要素と同様に完全弾塑性型の応力-ひずみ関係を用いた。載荷方法は、橋脚天端に一定の圧縮力を作用させ、水平変位を漸増させた。この際、幾何学的非線形の影響 ($P-\delta$ 効果) も考慮した。

ここでシェル要素と同様にはり要素において、式(3)のように終局ひずみを定義した。はり要素の圧縮フランジの軸ひずみ ε_b を高さ方向に平均したものを ε_{ba} とした。

$$\varepsilon_{ba} = \left(\sum_{j=1}^i \varepsilon_{b,j} \right) / i \quad i = 1, 2, \dots, n_i \quad (3)$$

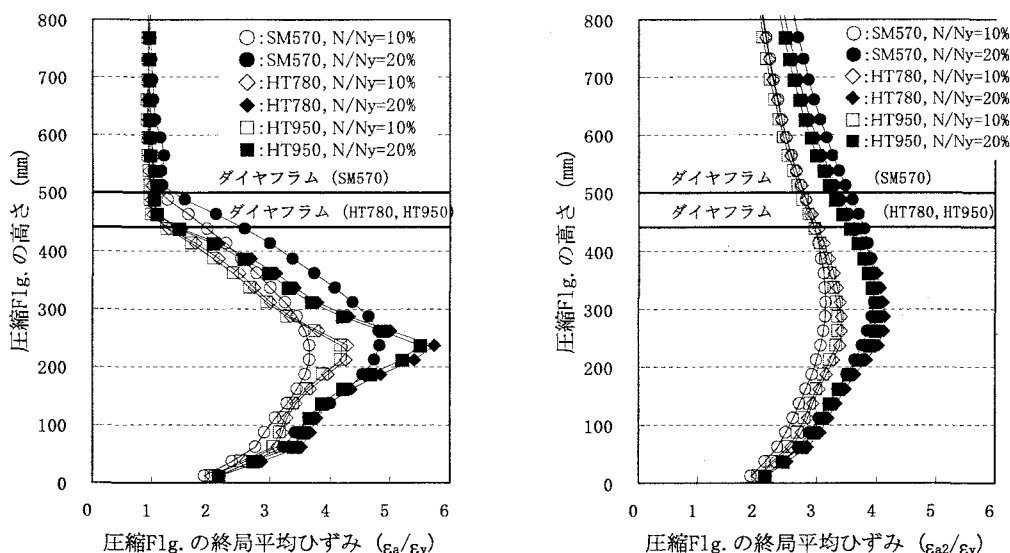


図-5 圧縮フランジの高さと終局平均ひずみ分布の関係 ($R_F=0.3$)

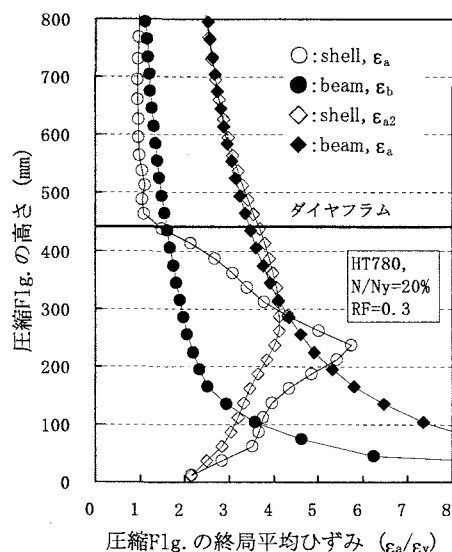


図-6 シェル要素とはり要素の終局ひずみの比較

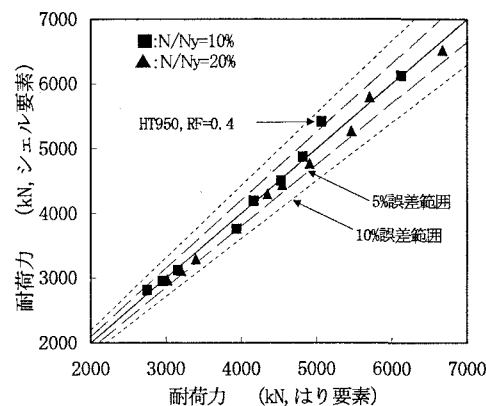


図-7 シェル要素とはり要素を用いた解析の耐荷力の比較

図-6にシェル要素とはり要素を用いた解析の終局ひずみ分布を比較した一例を示す。両者は、橋脚基部付近では差が大きいが、ある範囲を超えると局所ひずみ ε_b 、 ε_{a2} や、平均ひずみ ε_{ba} 、 ε_a はよく一致していることがわかる。橋脚基部付近の両者の違いは、局部座屈の影響の考慮の有無によるところが大きいと考えられる。

図-7に終局変位におけるシェル要素とはり要素を用いた解析の耐荷力の比較を示す。はり要素を用いた解析の耐荷力は、シェル要素を用いた解析で得られた最大荷重時の水平変位を終局変位として算出した。橋脚1基 (HT950, $R_F=0.4$, $N/N_y=20\%$) を除けば、全ての橋脚においてその差が5%以内となった。したがって、最大荷重に達するまでの領域では局部座屈の影響は小さいと言える。

d) 終局ひずみと幅厚比パラメータの関係式

上記解析結果に基づき、高強度鋼材を用いた鋼製矩形断面橋脚の耐震設計への適用を目的に、降伏ひずみで無次元化した最大水平耐力時の平均ひずみ ε_{a2} (終局ひずみ) と幅厚比パラメータ R_F の関係の定式化を試みた。

図-8は18ケースの解析対象橋脚に対する $\varepsilon_{a2}/\varepsilon_y$ と幅厚比パラメータ R_F から得られた回帰式を示したものである。筆者らがこれまで検討した普通鋼材の鋼製橋脚 ($N/N_y=10\% \sim 15\%$) では1つの回帰式を提案していた³⁾が、高強度鋼材の場合には軸力比10%と20%における終局ひずみに若干差が見受けられるため、それぞれで回帰式を求めた。相関係数はそれぞれ0.930と0.872となり、相関性が高いことがわかる。

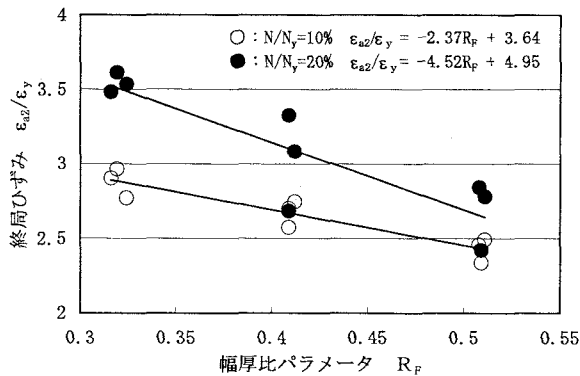


図-8 終局ひずみと幅厚比パラメータの関係

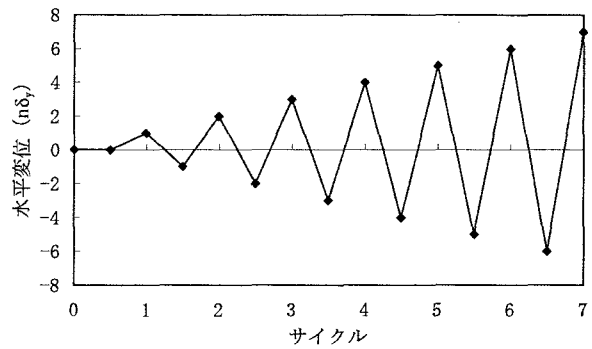


図-9 荷重パターン

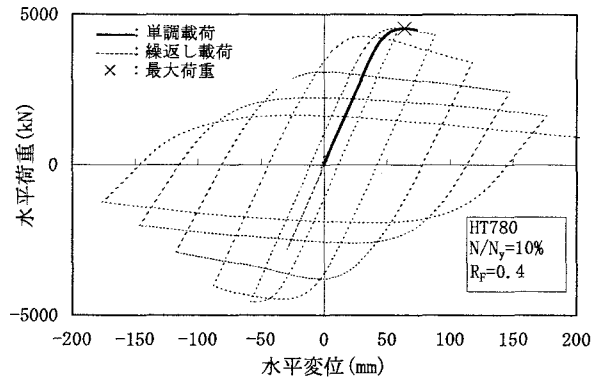


図-10 繰返し荷重による荷重-変位関係

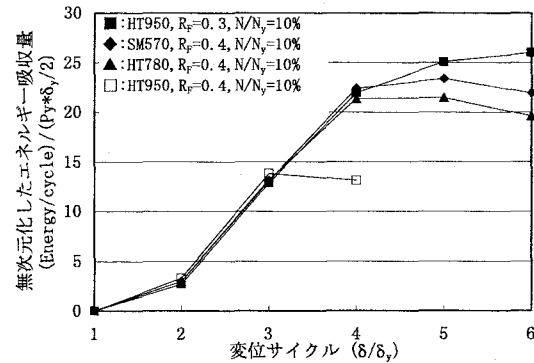


図-11 1変位サイクルにおけるエネルギー吸収量

$$\frac{\varepsilon_{a2}}{\varepsilon_y} = 3.64 - 2.37R_F \quad N/N_y=10\% \quad (4)$$

$$\frac{\varepsilon_{a2}}{\varepsilon_y} = 4.95 - 4.52R_F \quad N/N_y=20\% \quad (5)$$

(4) 繰返し荷重の影響

繰返し荷重が橋脚の耐力と変形性能およびエネルギー吸収特性に与える影響を調べるために、正負交番繰返し荷重における FEM 弾塑性有限変位解析を行い、単調荷重時の解析結果と比較した。解析対象橋脚は、 $N/N_y=10\%$ の $R_F=0.4$ の 3 基 (SM570, HT780, HT950) と $R_F=0.3$ 、HT950 の 1 基の計 4 基とした。

繰返し荷重は、図-9 に示した変位振幅漸増の正負交番荷重パターンとした。解析には単調荷重の場合と同じ解析モデルと鋼材の応力-ひずみ関係 (完全弾塑性) を用いた。

図-10に荷重-変位関係の一例を示す。対象橋脚における繰返し荷重の荷重-変位包絡線は単調荷重のプッシュオーバー解析より得られた荷重-変位曲線と最大荷重までほぼ一致していた。これより、対象橋脚において繰返し荷重による局部座屈などの影響は最大荷重までの範囲であれば、その影響が小さいと言える。最大荷重以降のサイクルは、水平変位の増加にともなって橋脚の耐力の低下が著しくな

った。特に、HT950、 $R_F=0.4$ 、 $N/N_y=10\%$ の橋脚の場合に耐力の低下が大きいので、水平変位を $5\delta_y$ より $-5\delta_y$ に荷重する途中で解析が収束しなくなった。

図-11に 1 変位サイクルにおける弾性エネルギー ($P_y \cdot \delta_y/2$) で無次元化したエネルギー吸収量を示す。荷重-変位関係の一例を示す。最大荷重以降の $3\delta_y \sim 5\delta_y$ では、耐力が低下するにも関わらず 1 変位サイクルにおける橋脚のエネルギー吸収量は上昇したが、 $6\delta_y$ では耐力が大きく低下したことに伴いエネルギーの吸収量が減少し始めた。また、対象橋脚の中で HT950、 $R_F=0.4$ の橋脚は変形性能が小さいため、 $3\delta_y$ 以降はエネルギー吸収量が減少し始めた。その他の橋脚では、 $4\delta_y$ までのエネルギー吸収量はほぼ同じであるが、その後には差が大きくなった。

4. 普通鋼材を用いた鋼製橋脚との比較

筆者らがこれまで実施した普通鋼材を用いた鋼製橋脚に対する弾塑性有限変位解析結果⁵⁾との比較により、鋼材強度の違いが鋼製矩形断面橋脚の耐力及び変形性能へ及ぼす影響を把握する。

図-12 に終局ひずみと幅厚比パラメータ R_F の関係について普通鋼材との比較を示す。高強度鋼材を用いた鋼製橋脚の終局ひずみは幅厚比パラメータ R_F が小さくなるに従い大きくなるが、普通鋼材の鋼

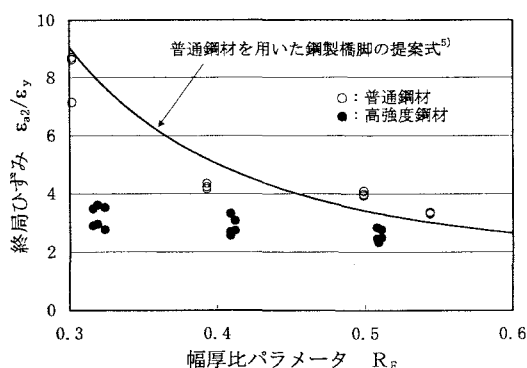


図-12 終局ひずみー幅厚比パラメータ関係の比較

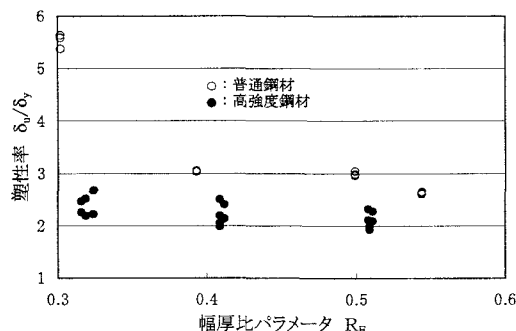


図-14 塑性率ー幅厚比パラメータ関係の比較

製橋脚ほどではないことがわかった。言い換えると、幅厚比パラメータ R_F を小さくすれば、普通鋼材の場合は鋼製橋脚の変形性能を大きく向上できるが、高強度鋼材の場合には変形性能の向上があまり期待できない。

図-13、14に無次元化した耐力と幅厚比パラメータの関係及び塑性率と幅厚比パラメータの関係について普通鋼材との比較を示す。幅厚比パラメータ R_F が大きくなるに従い両鋼材とも耐力が小さくなっているが、鋼材強度による影響は小さい。一方、塑性率は、終局ひずみと同様に、幅厚比パラメータ R_F を小さくすれば普通鋼材の場合は鋼製橋脚の塑性率を大きく向上できるが、高強度鋼材の場合には塑性率の向上があまり期待できない結果となった。

以上のように、鋼材強度の違いが鋼製矩形断面橋脚の耐力へ及ぼす影響は小さいが、変形性能を表す終局ひずみと塑性率へ与える影響は幅厚比パラメータ R_F が小さい領域で大きいことがわかった。これは、解析に用いた応力ーひずみ関係及び降伏強度の違い等によるものと考えられるが、今後、解析結果に対する実験による検証が必要であると思われる。

5. まとめ

高強度鋼材 (SM570, HT780, HT950) を用いた矩形断面鋼製橋脚の変形性能と耐力性能を把握することを目的として、シェル要素を用いた解析モデル

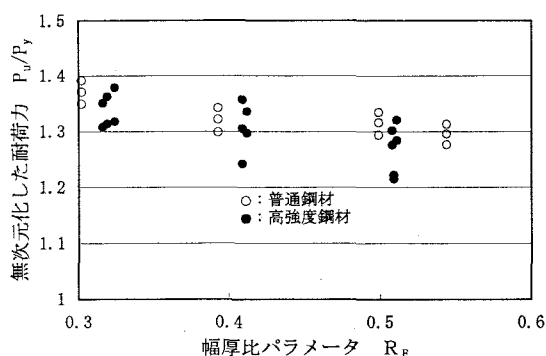


図-13 耐力ー幅厚比パラメータ関係の比較

による弾塑性有限変位解析を実施し、座屈パラメータと耐力、終局ひずみ及び塑性率の関係等を明らかにすると共に、普通鋼材を用いた鋼製橋脚との比較を実施した。主な結果をまとめると以下のようになる。

1. 高強度鋼材を用いた矩形断面鋼製橋脚の幅厚比パラメータ R_F と終局ひずみ (ϵ_{a2}/ϵ_y) の関係式を最小二乗法により定式化した。
2. 同程度の幅厚比パラメータ R_F を有する普通鋼材を用いた鋼製橋脚と比較して、耐力 (P_u/P_y) の差は小さいが、変形性能を表す終局ひずみ (ϵ_{a2}/ϵ_y) と塑性率 (δ_u/δ_y) の差は大きく、幅厚比パラメータ R_F を小さくしても変形性能の向上は期待できない。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神道路公団、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 (I)～(VII)、1997.4
- 2) 運上茂樹、寺山徹：鋼製橋脚の終局変位の算定方法に関する検討、第2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、pp99～106、1998.11
- 3) 鄭沂、葛漢彬、宇佐美勉：鋼構造物の強度と変形性能の統一的評価法、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、pp25～32、2000.1
- 4) 深谷茂広、小野潔、沈赤、村越潤、西川和廣：矩形断面鋼製橋脚の正負交番荷重実験結果を基にした曲げー曲率関係の検討、構造工学論文集、Vol.46A、pp1365～1376、2000.3
- 5) 運上茂樹、林昌弘、河藤千尋：鋼製橋脚の座屈パラメータと終局ひずみの関係式に関する一研究、第4回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp323～328、2000.12
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、丸善、2002.3