

## II-9 断面形状の相違による鋼製橋脚の経済性比較

要旨

鋼製橋脚の強度と変形性能に影響を及ぼす構造パラメータ，例えば圧縮補剛板の幅厚比および補剛材剛比，脚柱の細長比，軸圧縮力比に関して，これまでの知見を紹介する．厚肉少補剛断面を有する橋脚の試設計例，断面積・弾性断面係数を等しくした橋脚モデルに対する実験結果を基に経済的な鋼製橋脚の断面設計について検討する．最後に，ダブルフランジ構造モデルを用いて，強度と変形性能に優れた補剛断面の補剛材本数，補剛材断面積比などを明らかにする．

都市高速道路の建設には不可欠な鋼製橋脚の設計は，その公共性故に，最小重量設計の考え方から，補剛薄肉構造を基本としている．したがって，最大耐荷力のみを考慮した座屈設計が基本である．逆に，建築鉄骨構造物においては部材断面にコンパクト断面が採用され，変形性能を考慮した塑性設計が取り入れられ，耐震的な構造となっている．そこで，座屈設計が支配的な鋼橋に対しても，大地震が人々のライフワークに支障をきたさないよう構造物に十分な粘りを持たせる設計法の確立が急がれている．

一方，製作面では，鋼橋に代表される土木鋼構造物の多くが補剛薄肉断面を採用しているため，多数の溶接組立工程を有し，熟練した溶接工が不可欠である．しかし，近年，溶接工不足による製作コストの高騰によって，材料コストのみでなく製作コストも考慮した設計・製作が検討されている．例えば，自動溶接化を進めたり，さらに，厚板を使用し補剛材本数を少なくすることで加工度を減らしたり，また，高機能鋼材の使用等も検討されている．

このような状況下，鋼製橋脚の耐震性に関する研究は，建設省土木研究所[1]，山田ら[4,5]，本研究WG主査・宇佐美ら[2,3]，および本研究WGの他の委員などにより行われているが，ここでは，耐震性を向上させ，安全性を確保するために必要な構造寸法の制限値の設定が主に検討されてきた．例えば，圧縮力を受ける補剛板の幅厚比，補剛材剛比，脚柱の細長比などに対する制限である．しかし，厚板を使用した無補剛断面および補剛薄板を使用した断面のどちらが，強度および変形性能の面で優れており，鋼製橋脚の経済的な設計がどのような思想に基づくのか検討されていない．断面形状の違いによる強度・変形性能の比較検討は，渡邊ら[6]による鋼短はり-柱に対する載荷実験のみであり，無補剛箱型断面，R付き箱型断面，円形断面などの断面形状の違いが強度と靱性に及ぼす影響について検討された．本節では，対象をT型および逆L型に代表される単柱形式の鋼製箱型断面橋脚柱の断面設計に特定し，9.1では強度と変形性能に関連するパラメータをリストアップし，9.2では厚肉少補剛の鋼製橋脚の試設計結果を示

す。また、9.3では、強度パラメーターを等しくした上で、補剛薄板使用断面・厚板使用断面を有する橋脚モデルを製作し、単調および繰り返し静的荷重実験によりその強度と変形性能を定量的に求め、材料および製作コストを考慮して経済性比較を行った結果をまとめる。さらに、最適な補剛構造の検討のため、ダブルフランジ構造形式に対して補剛材本数・剛比などを変化させて、断面の強度と変形性能の変動を調べ、経済性に関する構造的有利さを議論した結果を9.4にまとめて示す。最後に、9.5で本章のまとめを記す。

## 9.1 鋼製橋脚の強度と変形性能を左右する構造パラメータ

代表的な鋼製橋脚である単柱形式（T型など）橋脚が地震時に受ける外力としては、上部構造の自重による軸方向圧縮力 $P$ 、および上部構造の水平振動に対する慣性力として水平荷重 $H$ が考えられる。したがって、橋脚柱基部において軸力と曲げ（水平荷重による転倒モーメントおよび $P$ - $\delta$ 効果）に対して設計することとなる。特に、柱の軸圧縮力に対応する上部構造の重量は、部材の曲げ強度を低減させるばかりでなく、応答加速度との積からなる慣性力で設計水平荷重を算定する手順化を考えると、非常に重要な構造諸元である。

このような鋼製橋脚の基本設計においては、静的な挙動に着目すれば、その強度と変形性能を左右する構造パラメータとして、断面の性能を表す圧縮を受ける補剛板の幅厚比パラメータ $R$ 、補剛板の縦方向補剛材の剛比 $\gamma/\gamma^*$ 、形状係数（塑性断面係数の弾性断面係数の比）、さらに脚柱の性能を表す柱の細長比 $\lambda$ もしくは軸圧縮力比などを設計時に検討する必要がある。その他、低サイクル疲労に関わる溶接継ぎ目の構造ディテールなども挙げられる。動的な挙動に対しては、水平方向の剛性、上部構造の重量とから定まる固有周期などが挙げられる。構造物のねばりを考慮した2段階耐震設計法においては、必要塑性率を確保するために構造寸法に制限を課すことが、設計上最も簡便かつ合理的と考えられる。

例えば、鋼製橋脚の地震時保有水平耐力に関する研究会（主査：北田俊行大阪府立大学助教授）では、過去の研究成果を整理・評価し、軟弱地盤（現道路橋示方書での第III種地盤）で想定される巨大地震に対しても橋脚が安全であるためには、強度パラメータの制限値として、 $R_r \leq 0.4$ 、 $\gamma/\gamma^* \geq 5.0$ 、 $P/P_y \leq 0.10$ を設定する必要があることを提示した。

## 9.2 厚肉少補剛断面を有する橋脚の試設計[7]

### 9.2.1 1次設計の方法と対象構造

試設計で対象とする構造物の設定にあたっては、都市内の高速道路では代表的と思われる構造形式で、かつ、実際に最近建設された鋼製橋脚を抽出した。その一般図とこの試設計で取り扱っている部位である橋脚基部（A-A断面）を図9-1に示す。この場合は300cmの外形寸法と一辺当たり6本の補剛材を持つ断面であり、これは最小鋼重になっており、現行の設計思想では最適断面形状とみなすことができる。

この橋脚を基準モデルとし、同一の荷重に関して弾性設計を行い等価な静的耐

荷力を有する様々な部材断面の構造諸元を求めた。このとき、断面形状のパラメータとしては外形寸法と補剛材本数をとり、それぞれの影響を調査した。外形寸法は幅厚比の改善による耐震性の向上および占有面積の変化による土地購入費用に影響する。また、補剛材本数は部品点数と溶接箇所の増減により橋脚製作の工数に影響を及ぼす。

設計において断面決定に採用した荷重条件は地震時ケースであり、その断面力を下に示す。

$$\begin{aligned}
 M_x &= 3783.3 \text{ tf} \cdot \text{m} \text{ (面内曲げモーメント)} \\
 M_y &= 3152.1 \text{ tf} \cdot \text{m} \text{ (面外曲げモーメント)} \\
 P &= 1416.4 \text{ tf} \text{ (軸圧縮力)} \\
 Q_x &= 477.9 \text{ tf} \text{ (面内せん断力)} \\
 Q_y &= 170.6 \text{ tf} \text{ (面外せん断力)} \\
 M_t &= 271.3 \text{ tf} \cdot \text{m} \text{ (ねじりモーメント)}
 \end{aligned}$$

上記の断面力が同時に作用した場合について、種々の断面ケースを設計した。また、補剛構造における補剛材（縦リブ）は、いずれの断面ケースも補剛材の剛比（ $\gamma_L$ ）は、道示に規定される必要剛比（ $\gamma_L \cdot req$ ）に対する比率  $m (= \gamma_L / \gamma_L \cdot req)$  を、基準断面（S6-30）での比率  $m=3.90$  に近似させることを前提に考えた。これは、低減規定を含まない理論値の  $m^* = \gamma_L / \gamma^* \approx 1$  に相当する。横リブ間隔は125cmを基本寸法とし、また補剛、無補剛ともにダイヤフラム間隔は500cmとした。式9-1に  $m^*$  を示す。

$$m^* = \frac{\gamma_L}{\gamma^*} = \left( \frac{EI_L}{BD} \right) / \left\{ 4\alpha_t^2 n(1+n\delta_L) - \frac{(\alpha_t^2 + 1)^2}{n} \right\} \quad (9-1)$$

表9-1に本試設計で対象とした鋼製橋脚の断面ケースならびに各断面モデルの名称の一覧を示す。前述のように、外形寸法と補剛材の本数についてパラメトリックに検討している。この表中のケース名では、(S)のあとの数字が矩形断面1辺当たりの補剛材の本数を表し、(-)のあとの数字が外形寸法を表している。このうちS6-30Realが実際の設計で採用された部材断面であり、以降これを基準断面と呼ぶ。

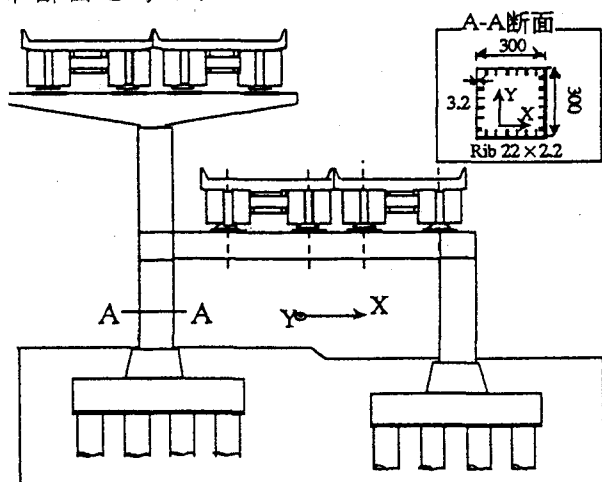


図9-1 試設計で対象とした橋脚一般図

表9-1 試設計の断面ケースとモデル名

一辺当たり 補剛材本数	B×D (cm)			
	300×300	250×250	200×200	150×150
0本	S0-30	S0-25	S0-20	S0-15
1本	S1-30	S1-25	S1-20	S1-15
2本	S2-30	S2-25	S2-20	S2-15
4本	S4-30	—	—	—
6本	S6-30Real	—	—	—
8本	S6-80	—	—	—

### 9.2.2 断面設計の結果

構造計算の結果得られた各モデルの断面諸元，及び断面性能を表9-2に示す。  
外形寸法一定(300cm)で補剛材本数を変えた場合の関係

板厚の上限値は補剛材が極端に少ない場合，すなわち無補剛の状態として現れ  $t=6.8\text{cm}$  となる。逆に補剛材を増加していくと，補剛板の板厚は薄くなるが，収束する傾向がうかがえる。このとき，式9-2に示す幅厚比パラメータ( $R_r$ )は補剛板板厚と，補剛材による補剛板のパネル分割数のいずれにも反比例する値であるため，補剛材本数が少ないほど， $R_r$ は増大する。補剛材本数が2本以下では，道示の限界幅厚比(補剛  $R_{cr}=0.5$ ，無補剛  $R_{cr}=0.7$ )を越え，弾性座屈で決まる領域となっている。特に無補剛のS0-30は $\sigma_y$ に対する許容応力度の低減率は約46%と大きくなってしまう。

$$R_r = \frac{B}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{4n^2\pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (9-2)$$

#### 外形寸法とフランジ板厚との関係

無補剛の場合，外形寸法を縮小すると一般的にはフランジ板厚を増大する必要がある。しかし，幅厚比と許容応力度との相関から増加率は幾荷的に決まる量と比較して多少抑えられる。S0-30とS0-25のフランジ板厚が同値となったのは偶然である。ただし，この2ケースは，限界幅厚比 $R_{cr}$ (=0.7)を越えている。

これより，塑性変形性能を期待するには，無補剛の場合外形寸法を200以下にするか，250と300では補剛材を必要とすることが分かる。

表9-2 断面諸元と断面性能

Model	B(cm)	D(cm)	t(cm)	bs(cm)	ts(cm)	m	Rr	$\lambda$	I(cm <sup>4</sup> )	A(cm <sup>2</sup> )	W(cm <sup>3</sup> )	L/r	Py(tf)	My(tfm)
S0-30	300	300	6.8	—	—	—	0.96	0.34	1.14E+08	7.98E+03	7.60E+05	25.8	2.87E+04	2.74E+04
S1-30	300	300	4.6	27	2.6	7.64	0.71	0.34	8.14E+07	5.72E+03	5.43E+05	26.1	2.06E+04	1.96E+04
S2-30	300	300	3.8	24	2.5	3.94	0.57	0.34	7.08E+07	4.98E+03	4.72E+05	26.1	1.79E+04	1.70E+04
S4-30	300	300	3.5	24	2.4	3.92	0.37	0.35	7.13E+07	5.07E+03	4.75E+05	26.1	1.83E+04	1.71E+04
S6-30real	300	300	3.2	22	2.2	3.90	0.29	0.35	6.96E+07	4.96E+03	4.64E+05	26.3	1.78E+04	1.67E+04
S8-30	300	300	3.0	21	2.0	3.97	0.24	0.35	6.89E+07	4.91E+03	4.59E+05	26.3	1.77E+04	1.65E+04
S0-25	250	250	6.8	—	—	—	0.80	0.41	6.62E+07	6.62E+00	5.22E+05	31.2	2.38E+04	1.88E+04
S1-25	250	250	5.7	29	2.9	3.89	0.48	0.41	5.71E+07	5.86E+03	4.57E+05	31.4	2.11E+04	1.65E+04
S2-25	250	250	5.3	27	2.6	4.02	0.33	0.41	5.63E+07	7.39E+03	4.50E+05	31.4	2.08E+04	1.62E+04
S0-20	200	200	9.3	—	—	—	0.47	0.53	4.31E+07	7.09E+03	4.31E+05	39.8	2.55E+04	1.55E+04
S1-20	200	200	9.2	30	3.1	12.20	0.24	0.53	4.38E+07	7.39E+03	4.38E+05	40.3	2.66E+04	1.58E+04
S2-20	200	200	8.8	25	2.4	3.85	0.17	0.53	4.29E+07	7.23E+03	4.29E+05	40.2	2.08E+04	1.52E+04
S0-15	150	150	19.5	—	—	—	0.17	0.76	2.95E+07	1.02E+04	3.93E+05	57.7	3.67E+04	1.41E+04

### 9.2.3 試設計結果の経済性比較

各断面ケースにおける鋼重と溶接量の試算結果を表9-3に示す。ここで，鋼重は躯体本体の単位長さ当たり重量(kgf/m)，溶接量は6mm換算長での総延長(m/m)である。表9-3中のKは，溶接(6mm)換算係数である。

各断面ケースを基準断面S6-30Realと比較してみると，無補剛ではS0-25，S0-20でそれぞれ1.21倍，1.29倍となった。ただし，S0-30とS0-15では1.48倍，1.84倍とかなり大きな値となった。一方，補剛構造は外形寸法300cm

では補剛材本数が2本の場合ほぼ基準断面と同等の値となっており，3本以上の場合も基準断面と同等の結果が得られている．また，補剛材2本の250cmでは1.12倍，200cmでは1.33倍となった．

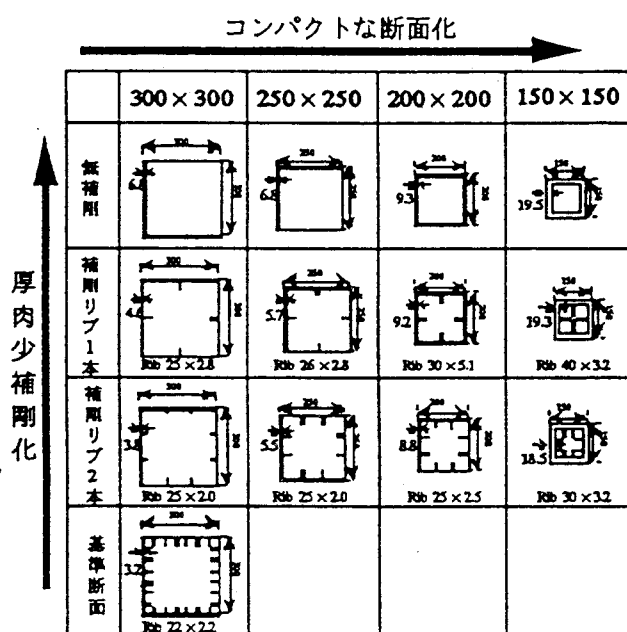
表9-3 鋼重および溶接量試算結果一覧

Model	鋼重検討 (単位: 断面=cm, 鋼重=kg/m)									溶接延長検討 (単位:m/m)										
	補剛板		縦リブ		横リブ		ダイヤ		鋼重 対基準 断面比	補剛板		縦リブ		横リブ		ダイヤ		延長 合計	対基準 断面比	
	断面	鋼重	断面	鋼重	断面	鋼重	断面	鋼重		K	延長	K	延長	K	延長	K	延長			
S0-30	6.8	6260	—	—	—	—	16	199	6459	1.48	17.1	739	—	—	—	—	1	46	785	0.75
S1-30	4.6	4266	27×2.6	220	F:20×1.0	291	12	150	4927	1.13	9.0	839	1.8	154	1	93	1	46	682	0.75
S2-30	3.9	3626	24×2.5	251	F:20×1.0	291	10	124	4292	0.98	6.6	283	1.4	235	1	93	1	46	657	0.63
S4-30	3.5	3262	24×2.4	724	F:20×1.0	342	10	124	4451	1.02	5.5	238	1.4	470	1	94	1	46	848	0.78
S6-30Real	3.2	2982	22×2.2	912	F:20×1.0	342	10	124	4360	1.00	4.6	197	1.4	705	1	94	1	47	1093	1.00
S8-30	3	2796	21×2.0	1055	F:20×1.0	342	10	124	4317	0.99	4.6	197	1.4	940	1	94	1	47	1278	1.17
S0-25	6.8	5193	—	—	—	—	10	86	5279	1.21	17.1	739	—	—	—	—	1	38	777	0.74
S1-25	5.7	4372	29×2.9	228	F:20×1.0	243	10	86	4930	1.13	16.2	700	1.8	154	1	76	1	38	968	0.93
S2-25	5.5	4223	27×2.6	314	F:20×1.0	243	10	86	4866	1.12	11.9	514	1.4	235	1	76	1	38	863	0.83
S0-20	9.3	5569	—	—	—	—	—	55	5624	1.29	33.0	1426	—	—	—	—	1	29	1455	1.40
S1-20	9.2	5511	30×3.1	292	F:20×1.0	—	10	55	5859	1.34	30.4	1313	1.8	154	—	—	1	29	1496	1.43
S2-20	8.8	5283	25×2.4	393	F:20×1.0	65	10	55	5796	1.33	27.9	1205	1.8	308	1	19	1	29	1581	1.52
S0-15	19.5	7991	—	—	—	—	10	31	8022	1.84	134	5806	—	—	—	—	1	18	5824	5.54

次に，加工度の指標として，ここでは溶接量の試算を行った．溶接継手の前提として，フランジとウェブのかど溶接は全長に渡りK開先の部分溶け込み溶接とした．また，縦リブ，横リブ，ダイヤフラムの溶接はいずれも両面のすみ肉溶接とした．

ここでも各断面ケースを基準断面のS6-30Realと比較してみると，外形寸法300cmと250cmではそれぞれ0.63～0.75倍と0.74～0.93倍となり，いずれも基準断面より小さい結果となった．また，200cmでは1.40～1.52倍となった．

一方，150cmでは5～6倍と極端に増加する結果となった．また，図9-2は，ここで行った経済性の検討を，補剛材本数と外形寸法で整理して示したものである．この中から，耐震性と経済性を両立しようと予想されるケースを選定した．両立するとみなした基準は，幅厚比パラメータが0.7より小さいもので，鋼重や溶接延長が基準断面の1.5倍程度までのものである．これより，S2-30，S2-25，S2-20が耐震性と経済性を両立する可能性がある断面と考えた．なお，S2-20については大人熱溶接などの効果的な溶接法の採用により経済性が見込めるものと思われる．



等価な静的耐荷力を有する鋼製橋脚の試験設計によって得られた断面形状

### 9.2.4 2次設計の方法

ここまでに示した1次設計は従来の

図9-2 主な検討断面ケース

設計基準にそのまま沿ったものであり、必ずしも十分な耐震性（変形性能）を保証するものではない。そのため、1次設計の結果を用いて、これに耐震性向上のための修正を加える。その具体的な方法としては、幅厚比パラメータ  $R_f \leq 0.5$ 、補剛材剛比  $m^* = \gamma_L / \gamma^* \geq 3.0$  を満足する様に補剛板の板厚、および補剛材の寸法を修正（増加）する。

この方法の特徴としては(i)基準が単純で明快であること、(ii)最小重量設計にこだわらない前提のため、鋼重が増加してもトータルとしてコストが引き合い得るなら十分許容され、(iii)むしろ、板厚の大きさを積極的に耐震性の向上に生かすことが挙げられる。この2次設計で対象とするのは(3)項で選定された3体に基準断面を加えた4体である。具体的な変更点は(i)S6-30、S2-25、S2-20が補剛材強化、(ii)S2-30が幅厚比改良および補剛材強化（板厚増加に伴う）である。

### 9.2.5 2次設計の結果と経済性評価

表9-4に、2次設計の結果について主な寸法諸元と経済性を1次設計と比較したものを示す。この表における鋼重と溶接量の数値においては、単純化のため横リブ・ダイヤフラム寄与分を除き、また、溶接量は溶接延長ではなくK値（6mm換算値）から計算した断面当たりの溶接パス数で評価している。また、数値の横の括弧中には基準断面に対する比率を示している。また、その比率について図9-3に図示をする。

表9-4 1次設計と2次設計の比較

2次設計							
Model	B×t(cm)	bs×ts(cm)	Rr	Rh	m*	鋼重(kgf/m)	溶接(パス数)
S6-30(2)	300×3.2	28×2.7	0.29	0.69	2.98	5613(1.13)	116(1.0)
S2-30(2)	300×5.0	27×3.1	0.44	0.57	2.90	6570(1.32)	92(0.79)
S2-25(2)	250×6.0	35×3.3	0.30	0.70	2.91	6780(1.37)	104(0.9)
S2-20(2)	200×9.0	53×5.0	0.16	0.70	2.95	8996(1.81)	192(1.66)
1次設計							
Model	B×t(cm)	bs×ts(cm)	Rr	Rh	m*	鋼重(kgf/m)	溶接(パス数)
S6-30Rcal *	300×3.2	22×2.2	0.29	0.66	1.35	4961(1.00)	116(1.0)
S2-30	300×3.8	24×2.5	0.57	0.64	3.78	4982(1.00)	76(0.63)
S2-25	250×6.0	26×3.5	0.30	0.49	1.32	6584(1.33)	104(0.9)
S2-20	200×9.0	39×5.2	0.16	0.50	1.33	8498(1.71)	192(1.66)

この表よりも、補剛材の強化による鋼重の増加は小さいことがわかる。また、補剛板厚が変化しない場合は溶接パス数も変化しない、これは、すみ肉溶接の規定が厚い方の板厚で規定されるためであり、補剛板より補剛材が厚くならない限り変動しないことによる。

また、幅厚比パラメータの改良に伴う補剛板の板厚増加により、鋼重も溶接量も増加していることが分かる。しかし、S2-30、S2-25の場合は、板厚増加後の溶接量はなお基準断面を下回っており、トータルとしてコストダウンが可能であることがわかる。

### 9.2.6 試設計のまとめ

現設計の部材断面（基準断面）と等価な静的耐荷力を有する少補剛タイプの橋脚の試設計を行い，以下のことがわかった。

- ・少補剛タイプは，塑性変形性能の1つの指標である幅厚比パラメータ ( $R_r$ ) が補剛材本数を減じると共に大きくなるため耐震性能が低下する傾向にある。板厚増加により耐震性を向上させても経済的に有利となる範囲が存在する。
- ・外形寸法の縮小は鋼重が増加する傾向にあるが， $R_r$ を大幅に小さくすることができ，耐震性の向上に効果がある。
- ・少補剛タイプにすることにより経済的になる範囲は今回対象にした構造においては概ね，補剛材が2本以下の範囲であることがいえる。

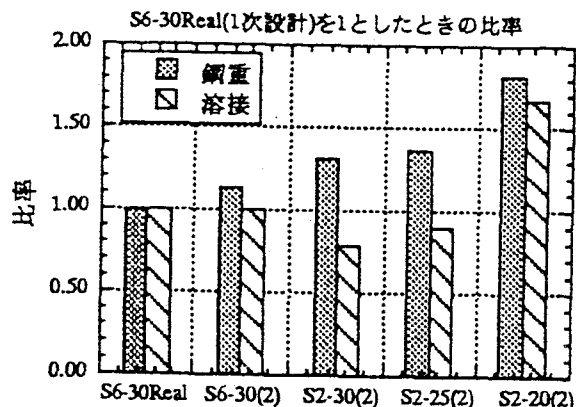


図9-3 基準断面に関する比率

### 9.3 薄肉重補剛構造の実験的検討 [8]

#### 9.3.1 橋脚モデルの設定

9.1の条件を満足するような構造寸法を有する橋脚を対象として，それを約1/10にスケールダウンしたものを標準橋脚モデルとして採用した。これが，3本リブ補剛薄板使用断面の橋脚モデル（以下，B-SFN3と呼ぶ）である。他に，代替橋脚モデルとして1本リブ少補剛厚板使用断面の橋脚モデル（以下，B-SFN1と呼ぶ），無補剛極厚板使用断面の橋脚モデル（以下，B-USFNと呼ぶ）の2タイプを設定した。ここでは，断面積および柱高を等しくし，つまり橋脚の重量を等しくした上で，箱型断面の主板および補剛材への断面配分によって強度および変形性能がどのように変化するかを検討する。なお，B-SFN3およびB-SFN1に対しては，幅厚比・補剛材剛比を等しくした上で，さらに箱型断面の曲げ強度の1指標である弾性断面係数についても等しくしてある。これら各橋脚モデルの設計寸法および設計強度パラメータを表9-5に，その形状・溶接ディテールを図9-4に示す。2種類の荷重を行うため合計6体の橋脚モデルを製作した。各供試体の名称と荷重形式を表9-6にまとめて示す。また，モデル製作に用いた鋼板は，材料特性をそろえた上で，各モデル間の耐荷力・変形能の差異を定量的に評価するために，主板の最大板厚が9 (mm)であることから，すべて9 (mm)の板材から6 (mm)および3.3 (mm)の主板を削り出し，モデル製作に用いた。各板厚に対して，降伏応力は，3113，3027および3025 (kgf/cm<sup>2</sup>)で，多少の差異は存在するものの，モデル間の相対的な強度パラメータのズレは小さいと考えられる。ただし，設計時の降伏応力より大きいため，実測に基づく強度パラメータは設計値より約10%程度高くなった。また，各モデルの主板の初期面外変形も，補剛材間の幅で無次元化すれば，約0.001のおダーで等しいので主板の耐荷力に及ぼす

初期変形の影響は、ほぼ同じと考えられる。なお、実測寸法に基づく強度パラメータの値および基準耐荷力・変形能をまとめて表9-7に示す。

表9-5 橋脚モデルの設計寸法および強度パラメータ

供試体名	B-SFN1	B-SFN3	B-USFN
フランジ板厚 $t_f$ (mm)	6.0	3.3	9.0
ウェブ板厚 $t_w$ (mm)	6.0	3.3	9.0
フランジ幅 $B$ (mm)	275	300	221
ウェブ高 $D$ (mm)	275	300	221
幅厚比パラメータ $R_r$	0.399	0.400	0.419
幅厚比パラメータ $R_f$	0.192	0.181	--
縦補剛材厚 $t_l$ (mm)	6	6	--
縦補剛材幅 $b_l$ (mm)	50.0	52.0	--
横補剛材厚 $t_t$ (mm)	6	6	6
横補剛材幅 $b_t$ (mm)	40	40	71
縦補剛材本数	1	3	--
縦補剛材剛比 $\gamma/\gamma^*$	5.00	5.01	--
縦補剛材剛比 $\gamma/\gamma_{l,req}$	9.00	7.90	--
横補剛材間隔 $L_a$ (mm)	275	380	221
柱長 $h$ (mm)	1700	1700	1700
細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	0.348	0.344	0.422
断面積 $A$ ( $\text{cm}^2$ )	76.56	76.60	76.80
断面2次モーメント $I$ ( $\text{cm}^4$ )	84.83	9203	5727
弾性断面係数 $W$ ( $\text{cm}^3$ )	617.0	613.6	518.3
塑性断面係数 $Z$ ( $\text{cm}^3$ )	715.3	754.3	607.1
形状係数 $f$	1.16	1.23	1.17

表9-6 橋脚モデル名と載荷形式

	載荷形式1 (準単調載荷)	載荷形式2 (繰り返し載荷)
B-SFN1	B-SFN1-M	B-SFN1-C
B-SFN3	B-SFN3-M	B-SFN3-C
B-USFN	B-USFN-M	B-USFN-C



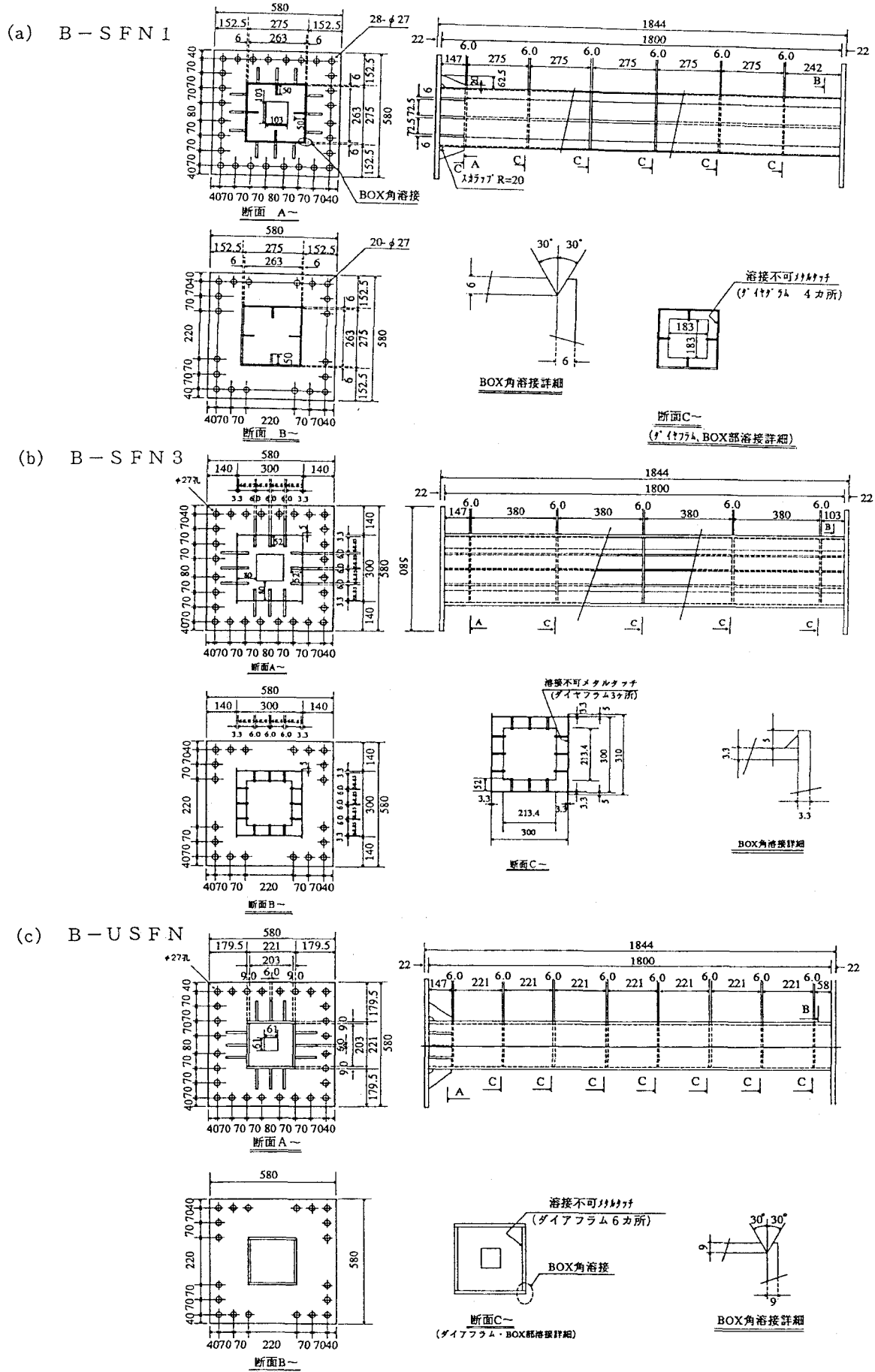


図9-4 橋脚モデルの形状と溶接ディテール

表9-7 各橋脚モデルの基準耐荷力および変形能

供試体名	$P_y$ (tonf)	$H_y$ (tonf)	$\delta_y$ (mm)	$M_y$ (tonf.m)	$\phi_y$ ( $10^{-3}/m$ )	$M_p$ (tonf.m)
B-SFN1-M	228.35	10.855	10.230	18.441	10.635	21.330
B-SFN1-C	226.66	10.701	10.269	18.197	10.653	21.072
B-SFN3-M	231.10	10.958	9.377	18.624	9.740	22.846
B-SFN3-C	232.25	11.010	9.388	18.728	9.735	22.974
B-USFN-M	227.19	9.056	12.816	15.382	13.334	17.991
B-USFN-C	227.39	9.070	12.818	15.405	13.307	18.015

注)  $P_y$  : 降伏軸方向力,  $H_y$  : 降伏水平荷重,  $\delta_y$  : 降伏水平変位,  $M_y$  : 降伏曲げモーメント,  
 $\phi_y$  : 降伏曲げ曲率,  $M_p$  : 全塑性曲げモーメント

### 9.3.2 荷重実験の概要

軸方向圧縮力  $P$  を一定に保ち、柱上端部における水平荷重  $H$  が時間的に変化する一端固定、他端自由の片持ち柱を考え、**図9-5**に示すような40トンサーボ試験機（最大変位 $\pm 12.5\text{cm}$ ）2台から構成される実験装置を使用した。このような荷重を行うため、1台は軸方向圧縮力の荷重に、もう1台は水平変位の制御に用いる。なお、本実験では荷重治具の取り付け制限により、上部が橋脚基部（固定端）、下部が橋脚頭部（自由端）に対応する。なお、軸圧縮力は降伏軸圧縮力の6.2%とした。

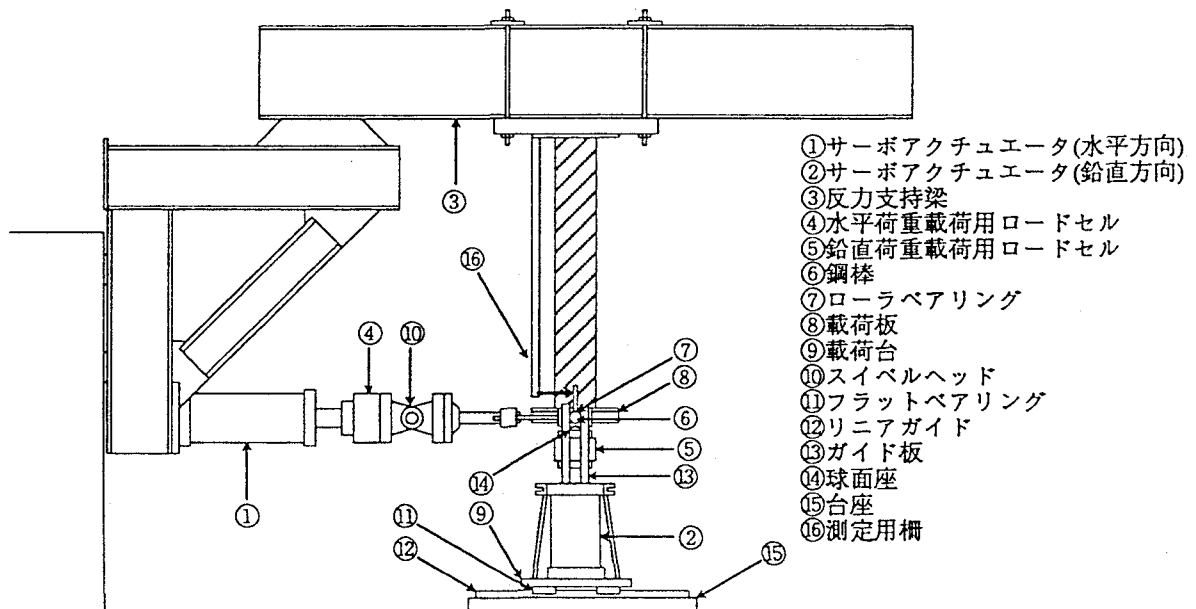


図9-5 荷重装置全体図

また、2種類の水平変位の入力波形の一例を**図9-6**に示す。荷重形式1では、非常に大きな変位振幅の三角波を1サイクル入力し、単調漸増荷重により鋼製箱型断面橋脚柱の荷重-変形の骨格曲線を求め、最大耐荷力および変形能、二次塑

性勾配，耐荷力劣化度を評価することを目的としている。また，載荷形式2では，一定変位振幅の三角波を3サイクルずつ， $0.5\delta_y$ 刻み( $\delta_y$ は軸力を考慮しない水平降伏変位)で変位振幅を段階的に漸増させた繰り返し載荷により断面を構成する薄板要素の不安定現象と履歴性状の関係，繰り返し劣化度などを明らかにすることを目的とした。なお，水平載荷は，速度一定( $0.2\text{mm/sec}$ )の変位制御で行った。

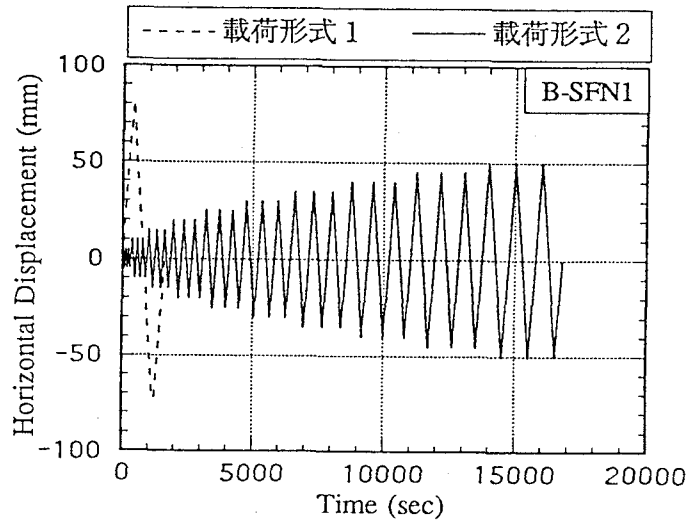


図9-6 載荷形式と変位の時刻歴

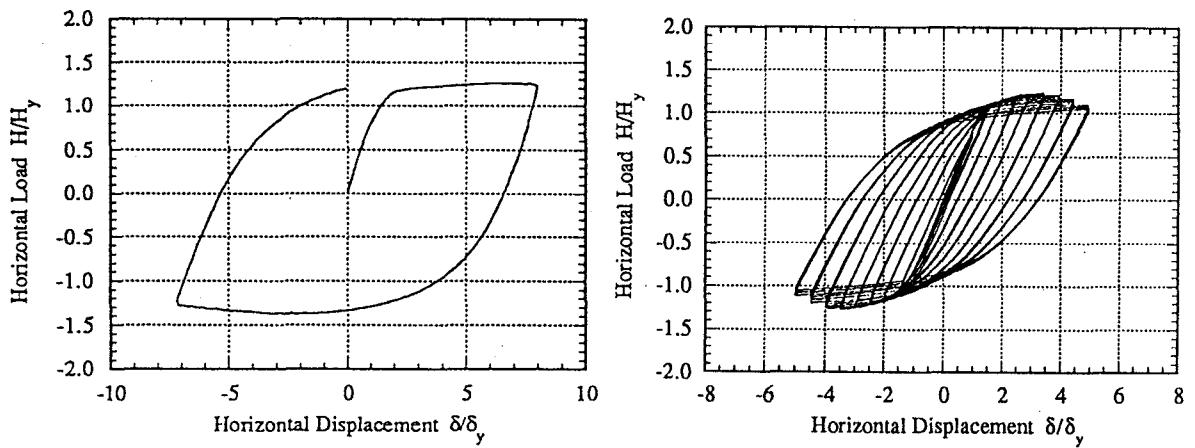
### 9.3.3 実験結果および考察

載荷形式1および2の各モデルの水平荷重・水平変位履歴曲線を図9-7，9-8および9-9に示す。水平荷重および水平変位は，それぞれ軸圧縮力による低減を考慮しない降伏水平荷重 $H_y$ および降伏水平変位 $\delta_y$ で除し無次元化してある。

載荷形式1の正方向の荷重・変形曲線を比較してみると，B-SFN1およびB-SFN3は，最大水平変位( $8.0\delta_y$ )に達しても耐荷力劣化を示さず，正の二次勾配を保ち続けている。特に，B-SFN3の最大耐荷力は，約 $1.5H_y$ にも達し，その強度と変形性能の高さが伺える。逆に，B-USFNは，降伏水平荷重を多少上回るものの，約 $2.0\delta_y$ で最大耐荷力点に達し，その後，緩やかに劣化していくのがわかる。また，繰り返し載荷時においても，安定な履歴曲線が得られる最大水平変位振幅は，B-USFNが $3.0\delta_y$ ，B-SFN1が $3.5\delta_y$ ，B-SFN3が $4.0\delta_y$ ，であることから，B-SFN3の変形性能の高さがうかがえる。繰り返し載荷では，耐荷力劣化を生じてから9サイクルまたは12サイクルの載荷を行ったが，いずれのモデルにおいても負の二次勾配が見られず安定な履歴特性を有する。このように二次勾配が正であるのは，軸圧縮力比が $6.2\%$ と小さいため水平変位の小さい領域では，繰り返し載荷にともなう材料のひずみ硬化によって生じる強度増加が， $P-\delta$ 効果による強度低下を上回るためと考えられる。

載荷形式1および載荷形式2で得られた最大耐荷力 $H_{max}$ と変形性能 $\delta_{max}$ を降伏水平荷重 $H_y$ ，降伏水平変位 $\delta_y$ で除し，比較した結果を図9-10に示す。ここで，載荷形式1で得られた $\delta_{max}$ は最大耐荷力点における水平変位であるが，載荷形式2においては，3サイクル目の耐荷力が1サイクル目と変わらない時の水平変位を内挿して求め， $\delta_{max}$ とした。この図において右上にあるほど耐震性能上優れていると言えるが，ここでは単調載荷，繰り返し載荷のどちらの場合でも，強度および変形性能の両面でB-SFN3が優れており，次にB-SFN1，B-USFNという順になっていることがわかる。また，全断面積に占める縦補剛材の面積の割合と最大耐荷力および変形性能の関係を図9-11に示すが，単調載荷および繰

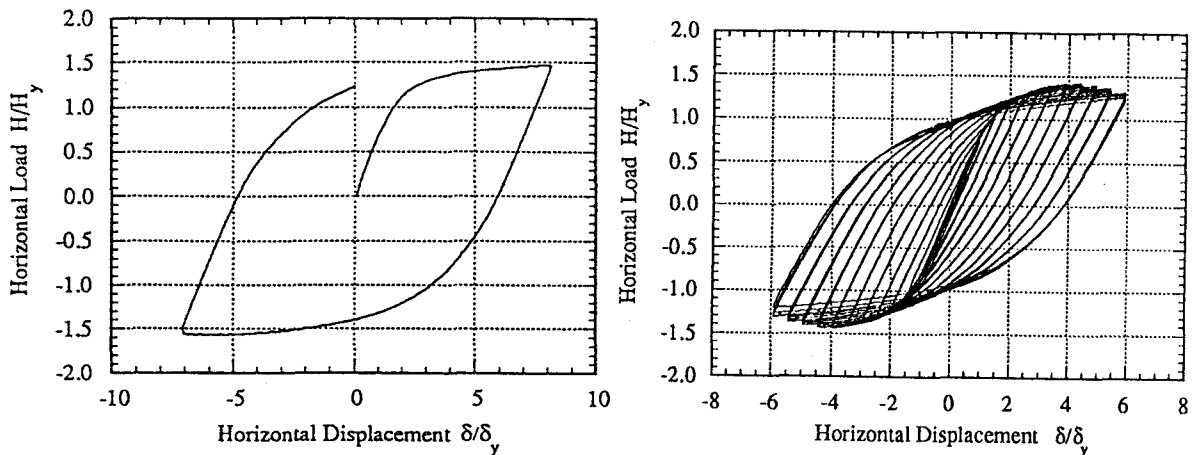
り返し載荷の両載荷実験結果とも、リップ面積の占める割合が大きいほど最大耐荷力および変形性能が高くなるという結果を得た。



(a) 載荷形式 1

(b) 載荷形式 2

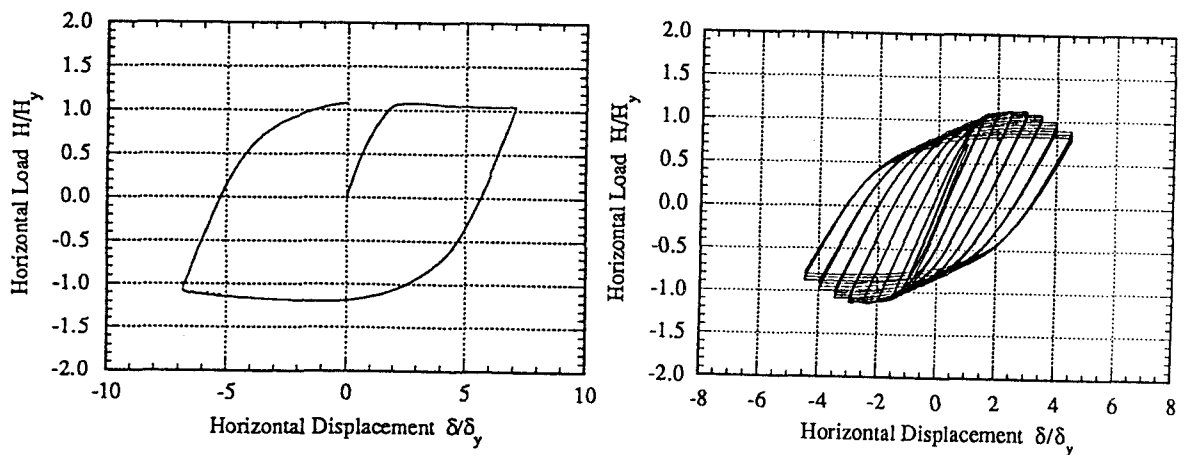
図 9-7 水平荷重 - 変位の履歴曲線



(a) 載荷形式 1

(b) 載荷形式 2

図 9-8 水平荷重 - 変位の履歴曲線



(a) 載荷形式 1

(b) 載荷形式 2

図 9-9 水平荷重 - 変位の履歴曲線

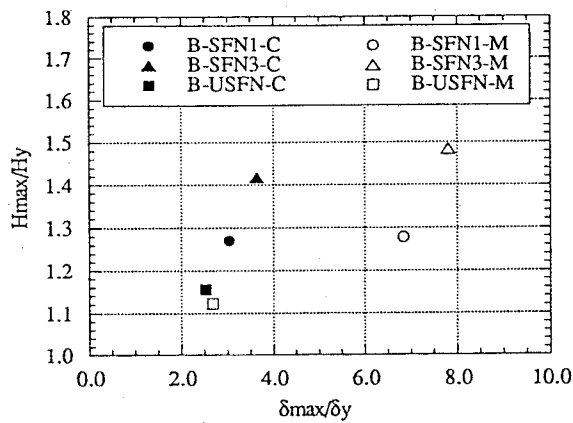


図9-10 強度と変形能の比較

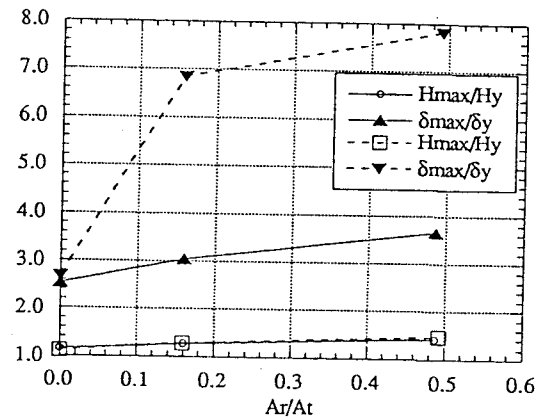


図9-11 リブの断面積との関係

### 9.3.4 経済性比較

強度パラメータおよび断面積を等しくした厚板を使用した無補剛断面および補剛薄板を使用した箱型断面の強度および変形性能に基づき、材料コストおよび溶接コストを考慮して経済的な鋼製橋脚の断面設計がどのようなものなのか検討する。ここでは、現在の市場価格より、鋼材13.85万円/ton、溶接0.2835万円/m(6mm隅肉溶接にて換算)を用いて経済性比較を行う。比較耐荷力は載荷形式1の表9-8に示す結果に基づくものとした。しかし、各モデルにおいて用いている鋼板の板厚の違いによりヤング率 $E$ 、降伏応力 $\sigma_y$ 、ポアソン比 $\nu$ の材料定数が多少異なっているので、 $E=2.1 \times 10^6$  (kgf/cm<sup>2</sup>)、 $\sigma_y=3000$  (kgf/cm<sup>2</sup>)、 $\nu=0.3$ に統一して比較を行った。なお、幅厚比等が載荷実験を行ったモデルのそれらに一致させるため、断面寸法(補剛材寸法、箱寸法など)を補正し、等価な断面を設定した。ただし、 $P/P_y=0.062$ を満足するように補正した。ここでは、強度パラメータ $R_r$ と $\gamma/\gamma^*$ が等しければ骨格曲線の形は変わらないという仮定を用いている。この基準断面の寸法を表9-9に示す。

実験結果から耐荷力および変形性能の両面で最も優れていたB-SFN3の耐荷力および最大耐荷力点までのエネルギー吸収量を基準値として、他のモデルの耐荷力およびエネルギー吸収量が、この基準値に等しくなるよう断面寸法を比例的に大きくする操作をした。この補正法の手順を図9-12に示す。また、溶接長の換算は、表9-10に示すモデルの溶接使用に基づき、各溶接断面を6mm隅肉の溶接断面に換算し、コストを算出した。

最大耐荷力およびエネルギー吸収能に基づいた橋脚柱の単位長さあたりのコストの比較結果を図9-13に示す。いずれのケースに対しても厚板を使用の方が、コストが高く、補剛板を使用した方が経済的であると言った結果を得た。これは、箱型断面の隅角部の厚板の完全溶け込みの溶接が非常に高価となっているためである。一方、実橋脚における主板の隅角部の溶接仕様は、部分溶け込み溶接で行われているのが現状である。このような状況考え、隅各部の溶接コストを除いて比較すると、厚板を使用するのが最も経済的となる。つまり、縦補剛材の溶接コ

表9-8 経済性比較に用いた基準耐荷力および変形能



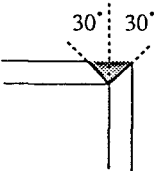
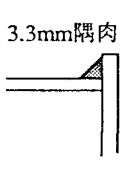
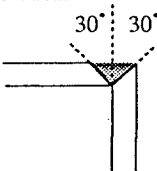
	B-SFN1-M	B-SFN3-M	B-USFN-M
H <sub>max</sub> (tonf)	13.864	16.032	10.16
δ <sub>max</sub> (mm)	69.96	73.24	34.32

表9-9 材料定数を等しくした基準断面の寸法

	B-SFN1-M		B-SFN3-M		B-USFN-M	
	実断面	基準断面	実断面	基準断面	実断面	基準断面
フランジ板厚 t <sub>f</sub> (mm)	6.00	6.00	3.24	3.27	8.64	8.83
ウェブ板厚 t <sub>w</sub> (mm)	5.82	6.00	3.24	3.27	8.64	8.83
フランジ幅 B(mm)	274.55	279.00	308.90	307.50	220.00	229.60
ウェブ高 D(mm)	273.95	279.00	308.20	307.50	219.63	229.60
縦補剛材厚 t <sub>v</sub> (mm)	6.00	6.01	6.00	6.10	---	---
縦補剛材幅 b <sub>v</sub> (mm)	50.00	49.60	52.00	51.50	---	---
横補剛材厚 t <sub>h</sub> (mm)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
横補剛材幅 b <sub>h</sub> (mm)	40.00	40.00	40.00	40.00	80.00	80.00
横補剛材間隔 L <sub>h</sub> (mm)	275.00	275.00	380.00	380.00	221.00	221.00
柱長 h(mm)	1698.8	1698.8	1699.5	1699.5	1698.1	1698.1
断面積 A(cm <sup>2</sup> )	75.44	77.44	76.37	77.49	72.98	77.98
断面2次モーメント I(cm <sup>4</sup> )	8345	8859	9238	9841	5426	6344
降伏水平力 H <sub>y</sub> (kgf)	10855	11215	10958	11298	9059	9763
降伏水平変位 δ <sub>y</sub> (cm)	1.023	0.985	0.937	0.895	1.282	1.196
幅厚比パラメータ R <sub>t</sub>	0.452	0.452	0.463	0.462	0.498	0.497
縦補剛材剛比 γ/γ*	5.040	5.043	5.235	5.236	---	---

ストは、厚板使用による材料コストの増加分を上回ることを意味する。しかし、箱型断面の隅角部の不完全溶け込み部の存在が、鋼部材の変形性能にどのような影響を及ぼすか明らかでない現状では、不完全溶け込みを前提とした溶接コストの算出は、妥当なものではないと考えられる。したがって、補剛薄板使用断面が強度及び変形性能の両面で優れているという本載荷実験で得られた結果をふまえると、今後、工場での自動溶接化を押し進め、加工費を減少させることが望まれる。一方、極厚板の溶接技術を高め、極厚板の完全溶け込み溶接のコストダウンが実現できれば、厚板を使用した断面の経済性は、飛躍的に向上されると考えられる。

表9-10 各橋脚モデルの溶接寸法

溶接箇所	B-SFN1	B-SFN3	B-USFN
補剛材	3mm隅肉 	3mm隅肉 	
隅角部	30° 30° 	3.3mm隅肉 	30° 30° 

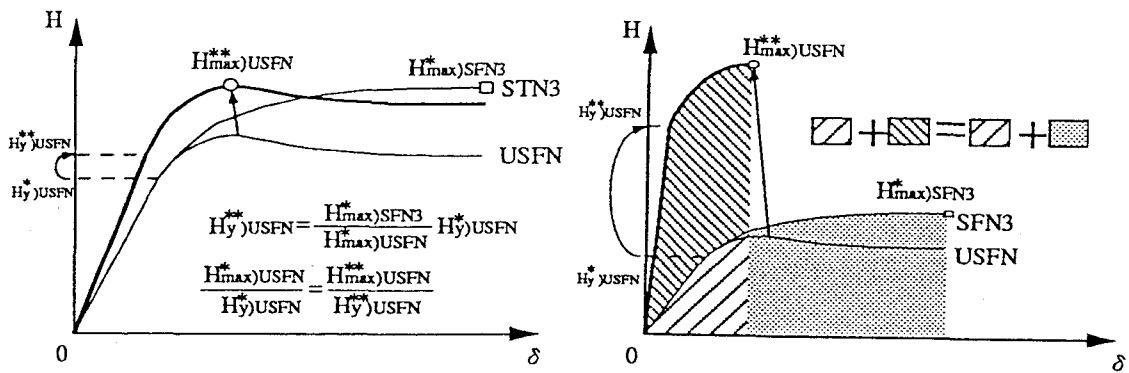


図9-12 最大耐荷力/エネルギー吸収量を基本とした断面寸法の補正

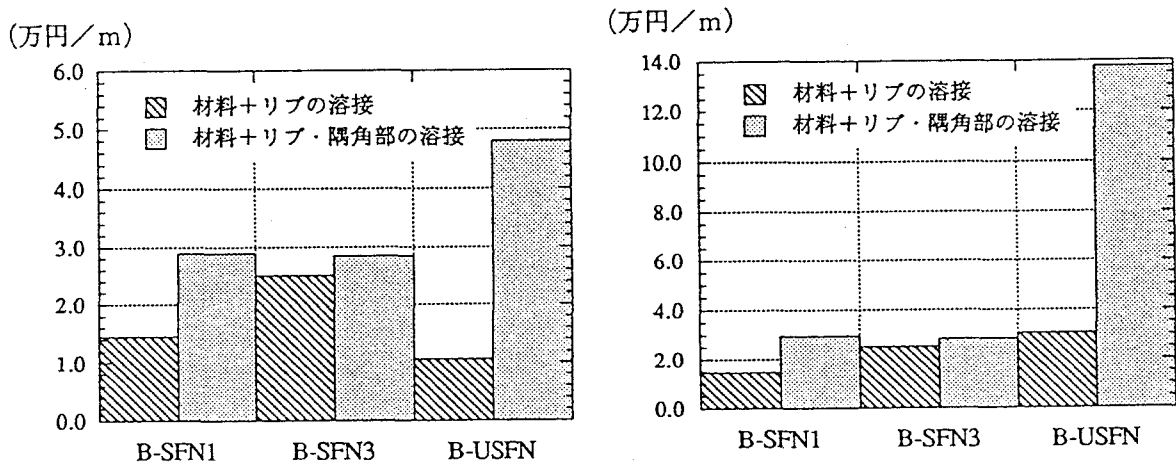


図9-13 単位長さあたりのコスト比較結果

#### 9.4 ダブルフランジ構造モデルによる最適補剛構造の検討

##### 9.4.1 ダブルフランジモデルと比較手順

9.2および9.3で検討した厚肉少補剛構造と薄肉重補剛構造との経済性比較をより理論的に検証するため、本節ではダブルフランジ構造モデルを考え、基本的

な強度差および変形能の変動を算定してみた。特に、9.3に示したような载荷実験では、供試体製作および载荷・計測時の誤差によって定量的な比較には難がある。しかし、基本となる補剛板の強度と変形能さえ十分な精度で与えられれば、断面の性能評価は十分信頼あるものとなり得る。

ここでは、図9-14に示すような2枚のフランジ板からのみなる無補剛箱型断面と板厚を減じ、板幅を増し、幾つもの縦方向補剛材を有する補剛箱型断面の弾性強度・塑性強度と変形能の比較検討を行った。まず、圧縮力を受ける無補剛板および補剛板の変形能は、宇佐美ら[9]による弾塑性有限変位解析に基づく評価式を用いた。圧縮力を受ける無補剛板の変形能は、板の幅厚比パラメータの関数として表され、補剛板の変形能は、補剛板の一部を取り出したT断面の細長比パラメータおよび補剛材間の幅厚比パラメータによって表される。

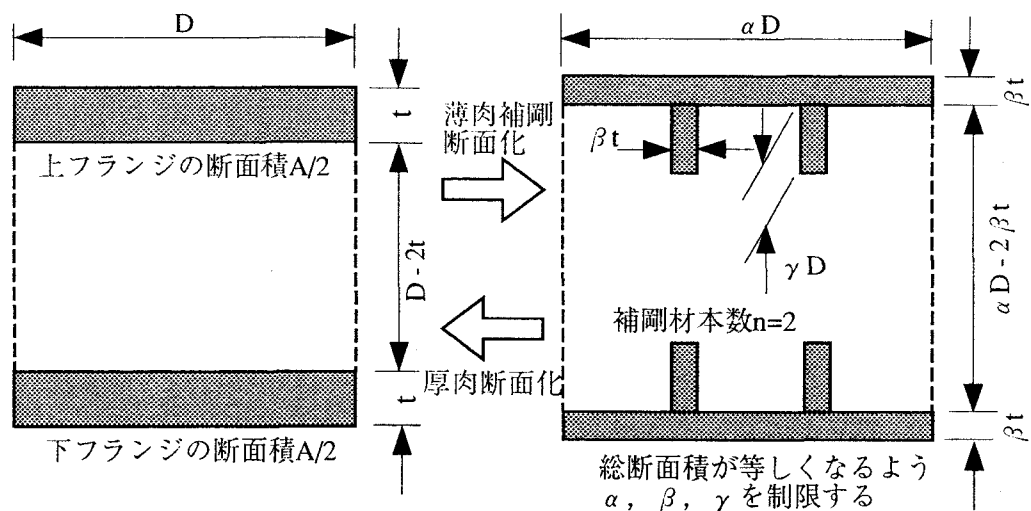


図9-14 ダブルフランジモデル

#### 9.4.2 比較結果および考察

補剛板の強度と変形能を無補剛板のそれらと比較した一例を図9-15に示す。基本とした無補剛板は、幅300cm、板厚13.5cmであり、縦方向補剛材の剛比を5、本数を7とした場合の、主板の板厚と強度および変形能の関係である。ただし、横方向補剛材間隔は補剛板幅の0.5とした。この例では、板厚を41%に減じ、板幅を17%大きくした補剛箱型断面が、変形能で約1.13倍、弾性強度で1.04倍、塑性強度で1.1倍となり補剛断面を採用する方が、断面性能上有利となることが分かる。また、図9-16には、同じ条件下で強度と補剛材本数との関係を示している。補剛材本数を多くするほど、変形性能および強度が大きくなることが分かる。

宇佐美らによる補剛板と無補剛板の変形能評価式は、お互いに整合性が取られたものでない。特に、無補剛板の場合、幅厚比のみの関数で定義されているが、補剛板の変形能がダイアフラム間隔に大きく左右されるため、本理論的な検討は控えめな結果となっている。板の縦横比などを取り入れた変形能評価式の適用でさらに補剛断面の有利さが実証できるものと考えられる。



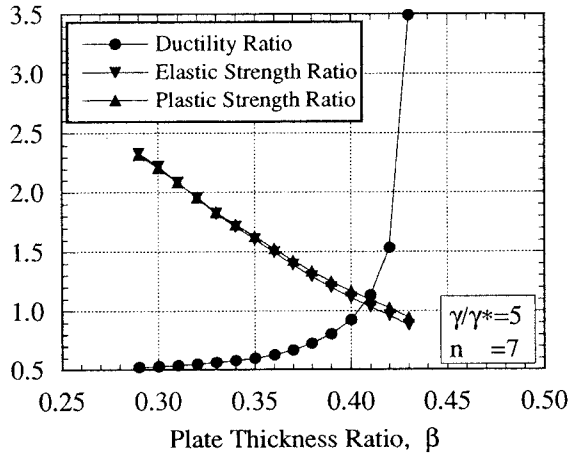


図9-15 板厚比との関係

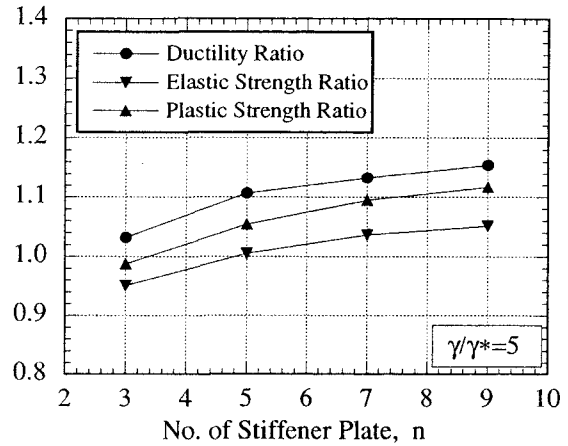


図9-16 補剛材本数との関係

### 9.5 まとめ

鋼製箱型断面橋脚柱が地震力を受ける場合を想定し、強度パラメータを等しくした補剛薄板使用断面および厚板使用断面の橋脚モデルに対し載荷実験を行い、最大耐荷力、変形性能、弾塑性履歴性状、強度劣化、剛性低下などを定量的に評価し、さらに、耐荷力およびエネルギー吸収能力に基づいて、材料コストおよび製作コストを考慮して経済性比較を行った結果、以下のような結論が得られた。

- ・現在の鋼製橋脚の典型的断面である補剛薄板使用断面は、少補剛厚板使用断面、無補剛極厚板使用断面に比べて、強度及び変形性能の両面で優れている。
- ・橋脚柱の単位長さ当たりのコストは隅角部の溶接量に影響を受けやすく、工場の設備等を考慮して経済性を評価する必要がある。また、補剛薄板使用、極厚板使用のいずれにおいても、自動溶接化、極厚板の溶接技術向上が望まれる。
- ・箱型断面の隅角部の溶接条件の変形性能に及ぼす影響を定量的に評価する必要がある。

### 参考文献

- [1] 川島一彦，長谷川金二，吉田武史，池内武文(1990)：鋼製橋脚の動的耐力に及ぼす補剛リブの剛性の影響，第20回地震工学研究発表会，pp.433-436.
- [2] 宇佐美勉，今井康幸，青木徹彦，伊藤義人(1991)：繰り返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.37A，pp.93-106.
- [3] 宇佐美勉，水谷慎吾，青木徹彦，伊藤義人，安波博道(1992)：補剛箱形断面繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.38A，pp.105-117.
- [5] 山田善一，家村浩和，ウィリアム・タンズ，岡重洋，安田学(1991)：サブ

ストラクチャー・ハイブリッド実験による鋼製箱型橋脚の耐震性，第21回地震工学研究発表会，pp.489-492.

- [6] 渡邊英一，杉浦邦征，播本章一，長谷川敏之(1992)：ダクティリティーに基づく鋼製橋脚の有効断面形状に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.38A，pp.133-142.
- [7] 富永知徳・安波博道(1995)：厚肉少補剛を有する鋼製橋脚の経済性と耐震性評価，鋼構造論文集，第2巻5号，pp.37-51.
- [8] 渡邊英一・杉浦邦征・宇都宮智昭・北根安雄・南莊淳(1994)：強度と変形性能を考慮した鋼箱型橋脚柱の合理的断面設計，第9回日本地震工学シンポジウム，pp.1471-1476.
- [9] 宇佐美勉・鈴木森品・Iraj H. P. Mamaghani・葛漢彬(1995)：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.