

橋梁用高性能鋼材 BHS による鋼橋の合理化

2003 年 3 月

修正 2003 年 6 月

創造プロジェクト研究会

目 次

1. はじめに

2. 検討課題

2-1 疲労照査

2-2 ハイブリッド桁

2-3 圧縮耐荷力

2-4 現場継手

2-5 耐風検討

2-6 L R F Dと道示による試設計比較

3. まとめ

1. はじめに

(1) 橋梁用高性能鋼材の適用

鋼橋の合理化のために様々な試みがなされているが、ここでは橋梁用高性能鋼材 BHS の適用を核とした合理化を検討する。

新しく開発された橋梁用高性能鋼材 BHS は、高降伏点、高じん性・高信頼性、良施工性、耐候性という特徴を持った高張力鋼材である。（フロー図参照）

BHS を適用した設計では、その高強度を有効利用することが効果的であり、その方法としては、①長支間橋梁への適用、②ハイブリッド桁への適用、③初期不整の低減による高圧縮耐力の期待、が挙げられる。また、死荷重比率の大きい長支間橋梁の設計法としては AASHTO-LRFD のような限界状態設計法を適用することが、合理的な安全性を確保することになる。

また、BHS は溶接性などの施工性が向上しており製作コストを削減できる可能性がある。また、SMA と同等の耐候性も持っており、維持管理コストの低減が可能である。

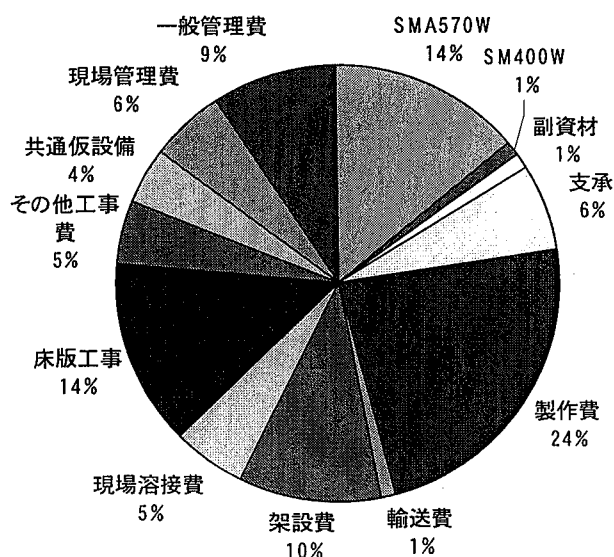
BHS の適用はコストダウンのために最も重要な技術であるが、これだけでは効果が限定される。1 つずつでは効果が小さい事項でも積み重ねることで大きなコストダウンが得られるので、BHS と直接関係のないことも検討対象として取り入れる。

(2) 鋼橋のコスト構造

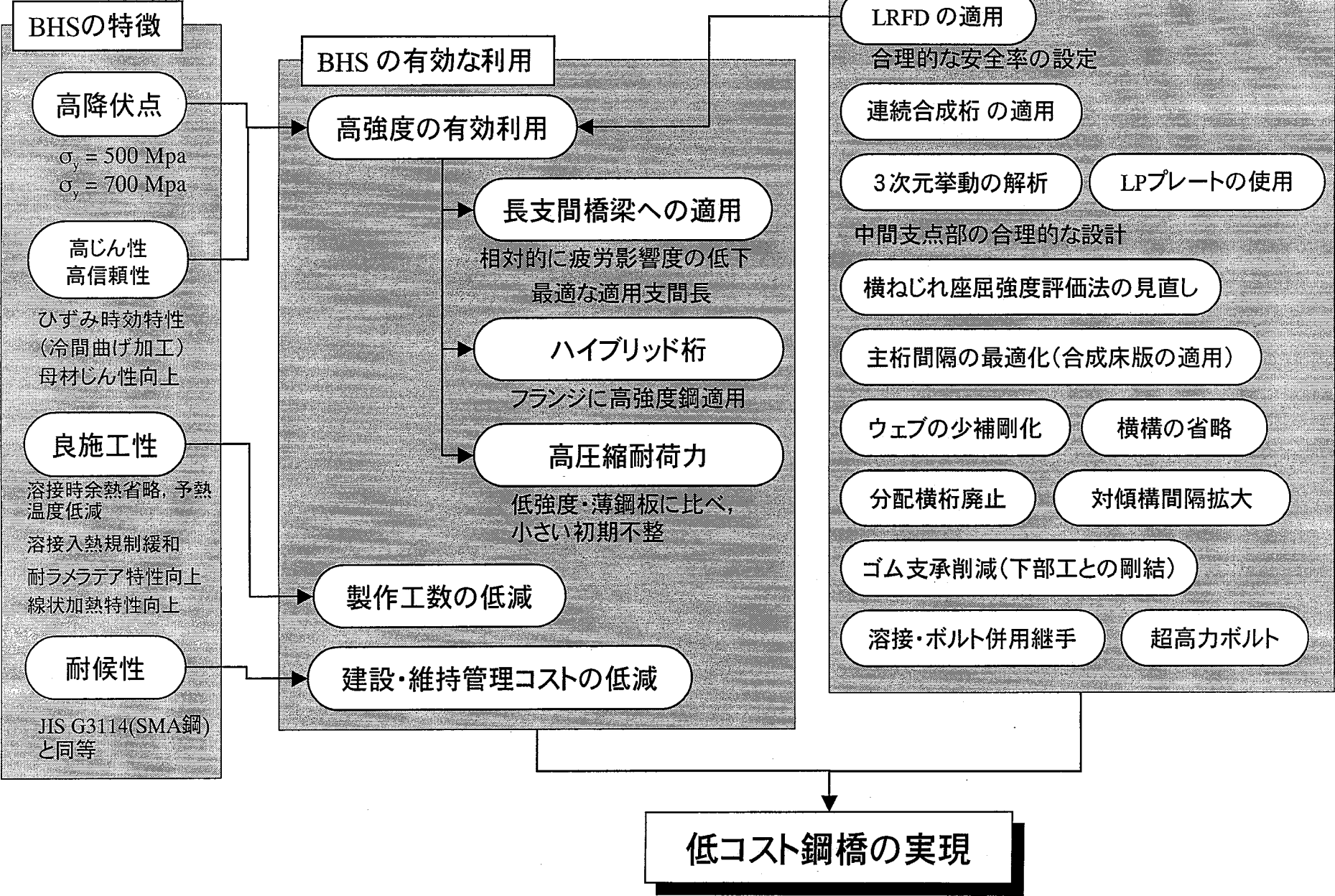
一例として、3 径間連続合成鋼桁（支間長 60m、4 主桁）の工事費の内訳を示す。およそ、材料費（ゴム支承も含めて）25%、製作費 25%、架設～床版 25%、橋面工 5%、現場設備・経費 10%、一般管理費 10%となっている。

基準は様々であるが、コストダウンのために注目するのは、支承費、製作費、現場溶接費、床版工事費と思われる。

3@60m連続鋼桁工事費内訳



橋梁用高性能鋼材BHSによる鋼橋の合理化



2. 検討課題

前頁のフロー図に示した項目から、下記の課題について検討する。

- ① 疲労照査：高強度鋼を使用した長支間橋梁において、疲労照査によって断面が決定されるかどうかを検討。
- ② ハイブリッド桁：フランジに高強度鋼，ウェブに低強度鋼を使用したハイブリッド桁が経済性を持つかどうかを検討。
- ③ 圧縮耐荷力：圧縮耐荷力について，道示や土木学会基準と AASHTO-LRFD 基準を比較する。また，厚肉の高強度鋼では溶接残留応力や初期たわみが比較的小さいため圧縮耐荷力の向上が期待されるが，その効果がどれくらいか試算する。
- ④ 現場継手：現場継手の工費削減に効果がある，フランジ溶接・ウェブ高力ボルトの併用継手の試設計を行う。
- ⑤ LRFD と道示による試設計比較：米国のコンサルタントに LRFD による試設計を依頼し，LRFD による設計法を調査するとともに，道示による試設計結果との比較を行う。

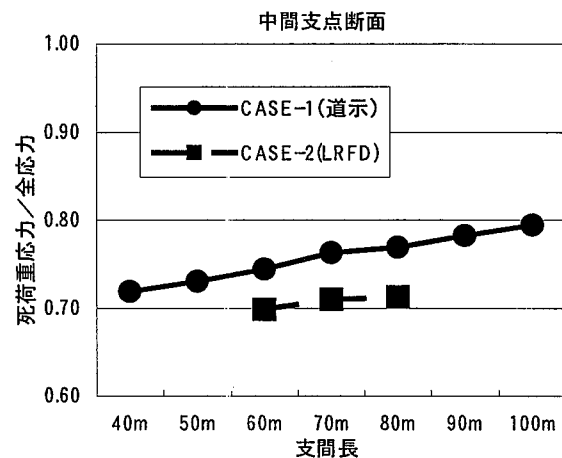
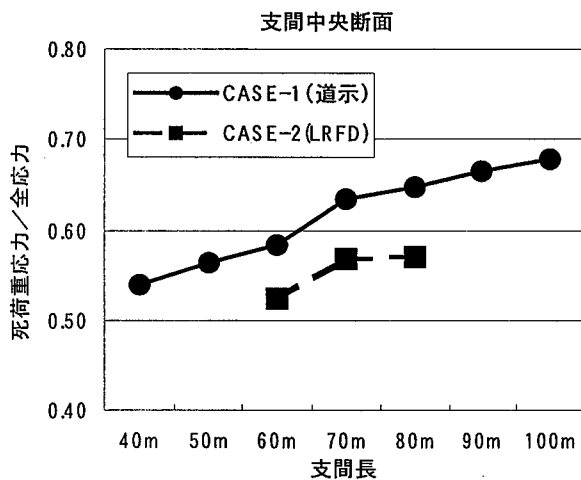
2-1 疲労照査

高張力鋼を使用しても、軟鋼と比べ疲労強度が向上しないため、疲労限界の照査によって桁の断面が決まる可能性がある。一方、長支間の桁では終局限界の照査において、死荷重の割合が多く、活荷重の割合が小さくなる。すなわち、疲労照査荷重による応力が小さくなる。

そこで、以下の条件で高張力鋼を使用した2径間連続桁の疲労照査を実施し、高張力鋼の適用性を調べる。

	支間長	終局限界照査 (断面決定)	疲労限界照査
CASE-1 道示の死活荷重比	40～100m (7 ケース)	B 活荷重 $D + L < R / 1.7$ R (強度) = 道示	T-60 (疲労設計便覧)
CASE-2 LRFD の死活荷重比	60～80m (3 ケース)	B 活荷重 $1.25D + 1.75L < R$ R (強度) = LRFD	T-60 (疲労設計便覧)

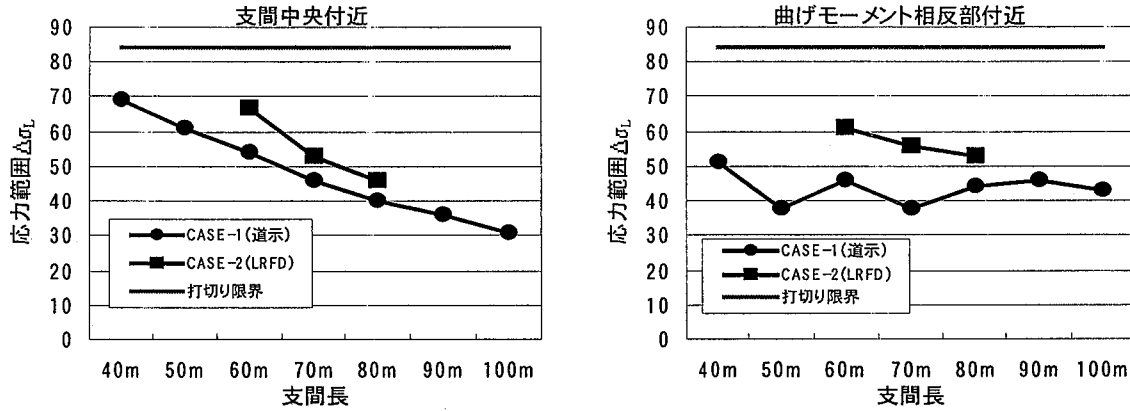
(1) 応力の死活荷重比



- ・ 支間長が大きくなると全応力に対する死荷重応力の比が大きくなり、しかも中間支点断面の方が死荷重応力比は大きい。
- ・ 死荷重応力比は設計基準における安全係数で異なり、死荷重よりも活荷重に対する安全係数が大きい LRFD を適用すると、死荷重応力比は 5% ほど低減する。

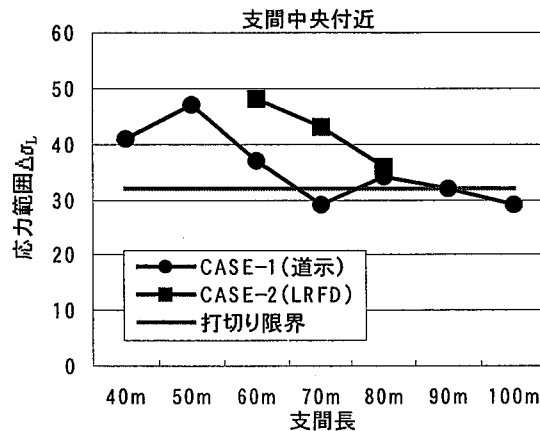
(2) 疲労照査

a) 下フランジとウェブのすみ肉溶接継手 (D 等級)



- 支間中央付近の応力範囲は、支間長が大きくなるにしたがって減少する。しかし、曲げモーメント相反部付近の応力範囲は支間長によって余り変動しないようである。
- 応力範囲は打ち切り限界以下に収まっており、この疲労照査はフランジとウェブの板厚決定要因にはならなかった。ただし、終局限界照査荷重は B 活荷重、疲労限界照査荷重は疲労設計便覧の荷重を使用した場合の結果である。

b) 下側水平補剛材の回し溶接部 (G 等級)

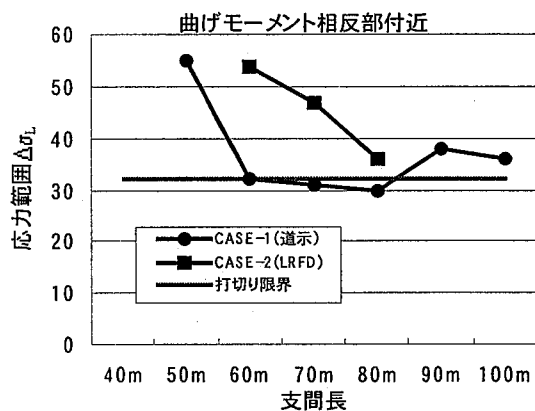
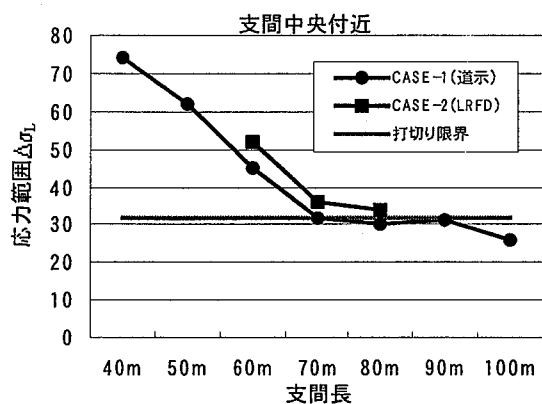


下側水平補剛材の回し溶接部

支間長	CASE-1 (道示)					CASE-2 (LRFD)				
	$\Delta\sigma_L$	仕上前		仕上後		$\Delta\sigma_L$	仕上前		仕上後	
		$\Delta\sigma_{ce}$	累積損傷度	$\Delta\sigma_{ce}$	累積損傷度		$\Delta\sigma_{ce}$	累積損傷度	$\Delta\sigma_{ce}$	累積損傷度
40m	41	> 32	D=0.88							
50m	47	> 32	D=1.40	> 46	D=0.64					
60m	37	> 32	D=0.64			48	> 32	D=1.47	> 46	D=0.67
70m	29	< 32				43	> 32	D=1.07		
80m	34	> 32	D=0.52			36	> 32	D=0.63		
90m	32	< 32								
100m	29	< 32								

- ・ 下段の水平補剛材取り付け範囲を詳細に決定していないので、支間長と応力範囲の関係に変動がある。
- ・ 仕上前で打切り限界照査を満たさない場合があるが、最も厳しい場合で仕上げ後に累積損傷度を満足できる。板厚、水平補剛材取り付け高さの変更はなくても良い。

c) 現場溶接継手スカーラップの回し溶接部 (G 等級)



現場溶接継手スカーラップの回し溶接部 (支間中央付近)

支間長	CASE-1 (道示)					CASE-2 (LRFD)				
	仕上前			仕上後		仕上前			仕上後	
	Δσ _L	Δσ _{ce}	累積損傷度	Δσ _{ce}	累積損傷度	Δσ _L	Δσ _{ce}	累積損傷度	Δσ _{ce}	累積損傷度
40m	74	> 32	D=5.40	> 46	D=2.43					
50m	62	> 32	D=3.09	> 46	D=1.41					
60m	45	> 32	D=1.22	< 46		52	> 32	D=1.83	> 46	D=0.83
70m	32	< 32				36	> 32	D=0.63		
80m	30	< 32				34	> 32	D=0.52		
90m	31	< 32								
100m	26	< 32								

現場溶接継手スカーラップの回し溶接部 (曲げモーメント相反部付近)

支間長	CASE-1 (道示)					CASE-2 (LRFD)				
	仕上前			仕上後		仕上前			仕上後	
	Δσ _L	Δσ _{ce}	累積損傷度	Δσ _{ce}	累積損傷度	Δσ _L	Δσ _{ce}	累積損傷度	Δσ _{ce}	累積損傷度
40m										
50m	55	> 32	D=2.16	> 46	D=0.98					
60m	32	< 32				54	> 32	D=2.09	> 46	D=0.95
70m	31	< 32				47	> 32	D=0.62		
80m	30	< 32				36	> 32	D=0.60		
90m	38	> 32	D=0.74							
100m	36	> 32	D=0.61							

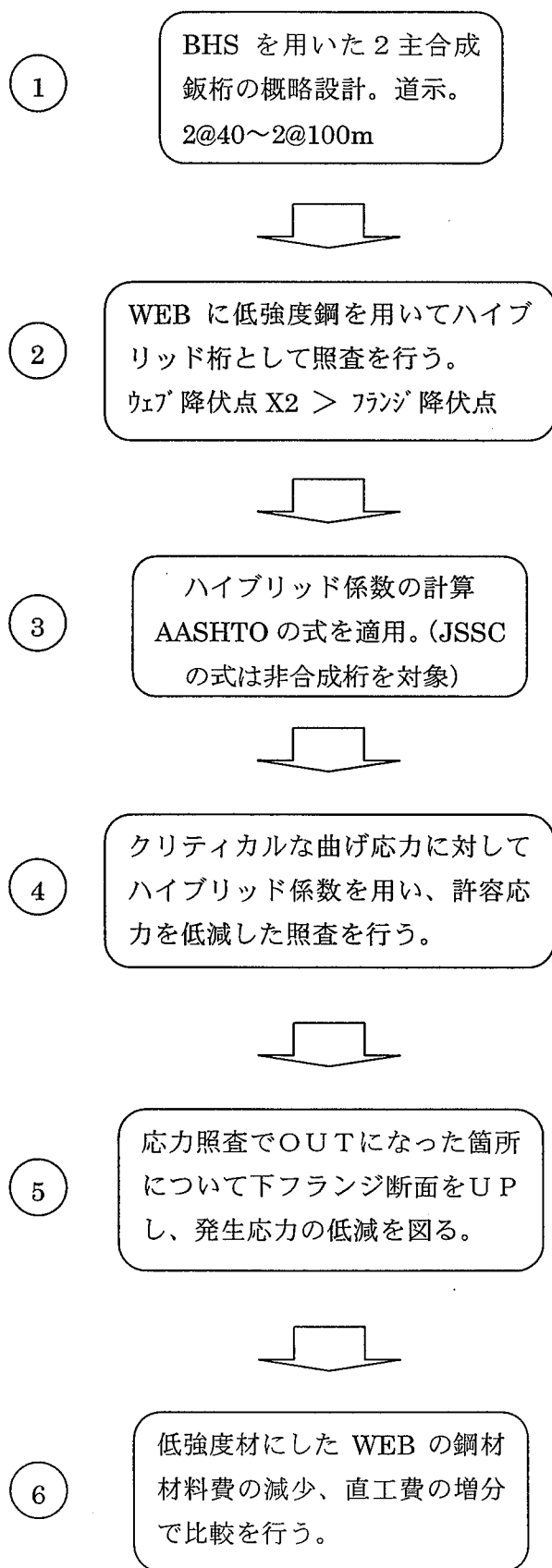
- ・ 支間長と現場継手位置の関係が不連続であるため、支間長に対する応力範囲の変化は一様ではない。
- ・ 支間長 40m と 50m では仕上げ後（G→F 等級として）でも累積損傷度を満足しない。

（3）まとめ

- ・ 終局限界照査荷重は B 活荷重、疲労限界照査荷重は疲労設計便覧の荷重を使用した場合、支間長の増加にしたがって、応力範囲は減少する傾向にある。
- ・ 上の荷重条件では、主桁断面は終局限界照査で決まり、疲労限界照査では決まらない。したがって支間長 60m 以上の連続プレートガーダーに、BHS を適用することは可能である。
- ・ ただし、水平補剛材の回し溶接部、現場溶接継手のスカーラップ部では、止端仕上げなどによる疲労強度向上が必要になることがある。

2-2 ハイブリッド桁

ハイブリッド桁、検討の流れ



ハイブリッド 桁にした場合、下フランジの板厚が若干増加するだけなので、製作工数はほとんど変わらないとし制作費の比較は行わなかった。

2 主合成鈹桁におけるハイブリッド桁の設計条件

- ・ ハイブリッド桁の定義は、プレートガーダーの上下フランジに高強度材を用い、腹板に低強度鋼を用いることによって材料費の低減を図った桁とした。
- ・ ハイブリッド係数の算出式はAASHTO LRFDに基づいた。[JSSCのテクニカルレポートNo. 53「限界状態設計法に基づいたハイブリッド桁の設計基準（案）」では非合成桁を対象にしていたため]
- ・ ハイブリッド桁のフランジとウェブに使用する鋼材の鋼種の組み合わせは、 $F_f/F_w \leq 2$ （ F_f ：フランジ材の規格値、 F_w ：ウェブ材の規格値）より以下の通りとする。

フランジ材	SMA490W	BHS500W	BHS700W
基準降伏点(N/mm ²)	355	500	700
ウェブ材	SMA400W	SMA490W	SMA490W
基準降伏点(N/mm ²)	235	355	355
F_f/F_w	1.51	1.41	1.97

- ・ 合成桁上フランジの合成断面積を求める際、ヤング係数比 n は7とした。
- ・ ハイブリッド係数を求める式は、上下フランジの材質が同じ場合を前提としているが、上フランジに低材質材を使用している場合は合成断面のため、上フランジの降伏が下フランジより先行する事はないと仮定した。
- ・ BHS 材の許容応力は降伏基準強度に対して安全率 $\gamma_u=1.7$ とした。
- ・ 桁の設計についてハイブリッド係数以外の考え道示による
- ・ 正曲げ区間で断面が決定されている範囲をハイブリッド桁とし、負曲げで決定されている区間は純コンクリート桁のままとした
- ・ 材料費、及び鋼重増を計算する際、主桁純断面積により求まる数量に対して補剛材を考慮した係数1.15を考慮した。

支間構成別にみた ハイブリッド桁適用による材料費の低減、直工費の増加

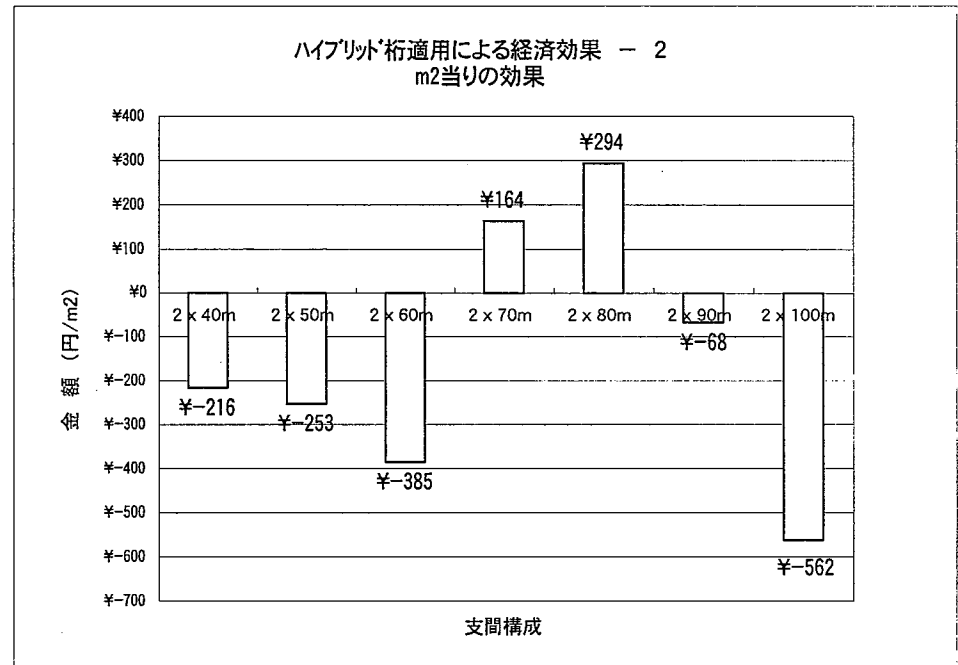
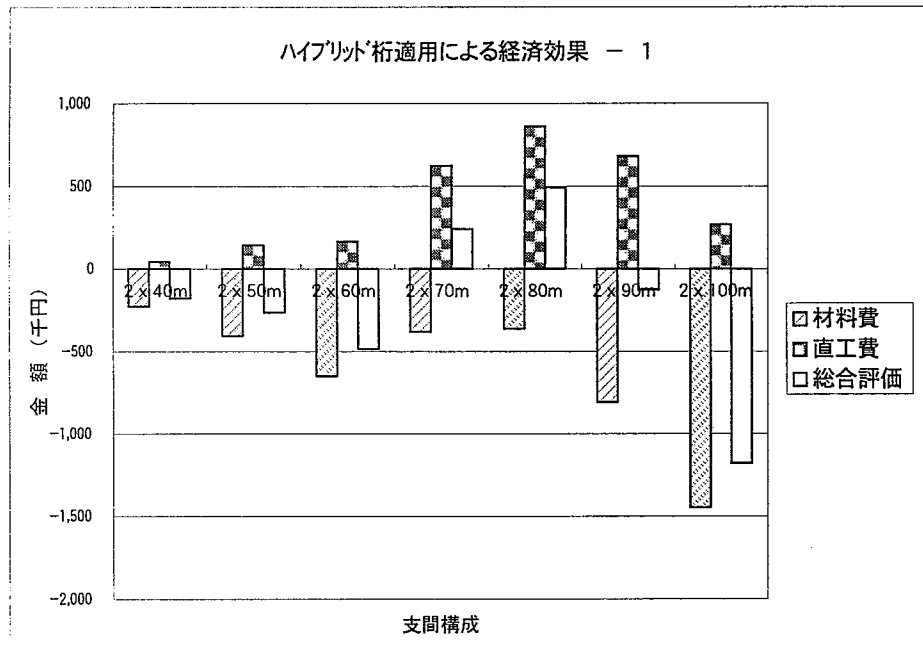
支間構成	2 × 40m	2 × 50m	2 × 60m	2 × 70m	2 × 80m	2 × 90m	2 × 100m
ハイブリッド 桁を採用することによるウェブの材料費低減効果	¥-226,102	¥-407,403	¥-650,344	¥-382,886	¥-365,545	¥-808,245	¥-1,448,949
下フランジの断面upによる直接工事費の増分	¥44,338	¥142,151	¥164,833	¥623,617	¥858,849	¥680,590	¥268,507
総合評価 円/m ²	¥-181,764 ¥-216	¥-265,252 ¥-253	¥-485,511 ¥-385	¥240,731 ¥164	¥493,304 ¥294	¥-127,655 ¥-68	¥-1,180,442 ¥-562

・材料費と直工費の単価を以下に示す
鋼材単価表

BHS-700W	275,000	円/t
BHS-500W	150,000	円/t
SM490W	125,000	円/t
SM400W	110,000	円/t

直接工事費

輸送費	12,000	円/t
架設費	100,000	円/t
現場溶接費	50,000	円/t
合 計	162,000	円/t



比較結果／課題

- ・経済性の観点からみると、ハイブリッド桁にしてもそれほど大きなメリットが見られなかった。(最大でも100m時の562円/m²)
- ・支間長70、80mではハイブリッド桁にすると逆に重量増に対する直工費の悪化で不経済となった。
- ・ハイブリッド桁にする場合のフランジとウェブの降伏点強度の比を2以下にする規定があるが、BHS500材とSM400材の降伏点比が2.12となりこの組合せが適用できない。
SM400材の降伏点強度を250N/mm²以上にできれば、経済的な適用が可能になると考える。

ハイブリッド桁による材料費の低減効果
支間構成 2 x 70m

端

中間支点

	断面 1	断面 2	断面 3	断面 4	断面 5 負曲げ区間	断面 6 負曲げ区間	断面 7 負曲げ区間
部材長 mm	10500	11666.7	11666.7	11666.7	11666.7	7000	11666.7
ウェブ 材 質(ホモジニアス)	ハイブリット'桁 SMA490W	ハイブリット'桁 BHS500	ハイブリット'桁 BHS500	ハイブリット'桁 BHS500	ホモジニアス桁 SMA490W	ホモジニアス桁 BHS500	ホモジニアス桁 BHS700
材 質(ハイブリット')	SMA400W	SMA490W	SMA490W	SMA490W	SMA400W	SMA490W	SMA490W
幅 mm	2974	2964	2964	2968	2974	2955	2950
板厚 mm	17	17	17	17	17	17	17
Aw 断面積 [m2]	0.051	0.050	0.050	0.050			
下フランジ 材 質	SMA490W	BHS500	BHS500	BHS500	SMA490W	BHS500	BHS700
幅 mm	850	850	850	850	850	850	850
板厚 mm (ホモジニアス)	38	40	42	40	42	48	56
板厚 mm (ハイブリット')	43	46	48	45			
Af 断面積差 [m2]	0.0043	0.0051	0.0051	0.0043			
① ウェブ材の材料費低減 (低強度割)	¥-71,885	¥-132,673	¥-132,673	¥-132,852			
② 下フランジ材の材料費増 (断面増)	¥50,357	¥80,571	¥80,571	¥67,142			
①+② 合 計	¥-21,528	¥-52,102	¥-52,102	¥-65,710			
重量増 ton	0.403	0.537	0.537	0.448			
材料費低減効果 総合計							¥-382,886
重量増 合計 (ton)							3.849
直接工事費の増加による工費の増							¥623,617
総合評価 円/m2							¥240,731 ¥164

- ・ 上表の比較は材料費と直工費のみとした。
- ・ 上表は端支点から中間支点までの半分の断面構成を表す
- ・ 正曲げ区間で断面が決定されている範囲をハイブリット'桁とし、負曲げで決定されている区間はホモジニアス桁のままとした
- ・ 材料費、及び鋼重増を計算する際、主桁純断面積により求まる数量に対して補剛材を考慮した係数1.15を考慮した。

車道有効幅員 10.5 m
橋 長 140 m

鋼材単価表

BHS-700W	275,000	円/t
BHS-500W	150,000	円/t
SM490W	125,000	円/t
SM400W	110,000	円/t

直接工事費

輸送費	12,000	円/t
架設費	100,000	円/t
現場溶接費	50,000	円/t
合 計	162,000	円/t

Haaijerの式によるハイブリッド桁の経済性に関する評価（参考）

$$\left. \begin{aligned} \frac{C_{hy}}{C_{ho}} &= \eta \left(\frac{h_{hy}}{h_{ho}} \right)^2 \frac{2\beta - \gamma}{\beta} \\ \frac{h_{hy}}{h_{ho}} &= \left(\frac{\phi\gamma}{2\beta - \gamma} \right)^{1/3} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{Haaijerの式} \\ \text{(1961年12月の論文「Economy of} \\ \text{High-Strength Steel Structural} \\ \text{Member」ASCE より)} \end{array}$$

$$\psi = \frac{\text{ホモジニアス桁のウェブ降伏応力度}}{\text{ハイブリッド桁のウェブ降伏応力度}}$$

$$\eta = \frac{\text{ハイブリッド桁のウェブ鋼材単価}}{\text{ホモジニアス桁のウェブ鋼材単価}}$$

$$\beta = \frac{\text{ハイブリッド桁のフランジ降伏応力度}}{\text{ハイブリッド桁のウェブ降伏応力度}}$$

$$\gamma = \frac{\text{ハイブリッド桁のフランジ鋼材単価}}{\text{ハイブリッド桁のウェブ鋼材単価}}$$

フランジ材	SMA490W	BHS500W	BHS700W
基準降伏点 (N/mm ²)	355	500	700
鋼材単価 (円/ton)	125000	150000	275000
ウェブ材	SMA400W	SMA490W	SMA490W
基準降伏点 (N/mm ²)	235	355	355
鋼材単価 (円/ton)	110000	125000	125000
Ff/Fw < 2	1.51	1.41	1.97
ψ	1.511	1.408	1.972
η	0.880	0.833	0.455
β	1.511	1.408	1.972
γ	1.136	1.200	2.200
h _{hy} /h _{ho}	0.969	1.015	1.355
C _{hy} /C _{ho}	1.032	0.985	0.738

←ハイブリッド桁とホモジニアス桁の
コストの比

フランジとウェブの降伏強度の比が大きくなれば、ハイブリッド桁はホモジニアス桁に比較してより経済的になるという結果を得る。

2-3 圧縮耐荷力

I 形断面桁のフランジ、ウェブの局部座屈、横ねじれ座屈に対する設計式について、道路橋示方書¹⁾、土木学会・鋼構造物設計指針²⁾、AASHTO LRFD³⁾を比較し、補剛設計の合理化を検討する。

また、比較的厚肉の高張力鋼を使用した部材では、耐荷力に影響を及ぼす初期たわみや残留応力が小さいことから、比較的薄肉の軟鋼を使用した部材よりも高い耐荷力評価が可能であるかどうか検討する。

(1) 突出板の限界幅厚比

弾性座屈応力

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot k \cdot E}{12(1-\mu^2) \cdot (b/t)^2} \quad (k = 0.425)$$

幅厚比パラメータ

$$R = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \left(\frac{b}{t}\right)$$

限界幅厚比パラメータ R_{cr}

$$R \leq R_{cr} \Rightarrow \left(\frac{b}{t}\right) \leq R_{cr} \sqrt{\frac{\pi^2 k}{12(1-\mu^2)}} \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}} = K \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$$

	道路橋示方書 ¹⁾	土木学会 鋼構造物設計指針 ²⁾	AASHTO LRFD ³⁾
R_{cr}	0.7	0.63	0.66 (K=0.408 の場合)
$(b/t_f)_{cr}$	$0.434 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$	$0.390 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$	曲げ部材 (Noncompact) の圧縮フランジ $1.38 \sqrt{\frac{E}{\sigma_c \sqrt{2D_c/t_w}}}$ (水平補剛材無の場合) ① $0.408 \sqrt{\frac{E}{\sigma_c}}$ (水平補剛材有の場合) ② σ_c : 係数倍された作用応力 $2D_c/t_w = 131$ のとき、①と②は同じになる。 圧縮部材 (I 形断面) $0.56 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$
耐荷力式	$\frac{\sigma_{ult}}{\sigma_y} = \frac{0.5}{R^2}$	$\frac{\sigma_{ult}}{\sigma_y} = \left(\frac{0.7}{R}\right)^{0.64}$	
抵抗係数 ϕ	—	0.913	1.0 (曲げ部材の場合)
b=800mm (BHS500) の場合	b/t _f = 8.7 t = 46mm	b/t _f = 7.8 t = 51mm	2D _c /t _w = 148, $\sigma_c=0.8\sigma_y$ の場合 b/t _f = 8.8, t = 45mm

(2) 腹板の限界幅厚比

弾性曲げ座屈応力

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot k \cdot E}{12(1 - \mu^2) \cdot (b/t)^2} \quad (k = 23.9 ; \text{純曲げ } \psi = -1)$$

	道路橋示方書 ¹⁾	土木学会鋼構造物 設計指針 ²⁾	AASHTO LRFD ³⁾	PC 床版少数主桁 ⁴⁾
R_{cr}	1.1 座屈安全率=1.4	道示と同じ	(1.46)	$R_{cr} \approx 1.67 - R_f'$ $R_f = 0.7 \rightarrow R_f' = 0.3$ $\therefore k = 0.425 \rightarrow 2.31$ $\therefore R_{cr} = 1.37$ (但し, $\psi < -1.2$)
$(D/t_w)_{cr}$	①水平補剛材無の場合 $5.11 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$ ②水平補剛材 1 段の場合 $8.65 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$	道示と同じ	①水平補剛材無の場合 $\frac{2D_c}{t_w} \leq 6.77 \sqrt{\frac{E}{\sigma_c}}$ ②水平補剛材 1 段の場合 $\frac{2D_c}{t_w} \leq 11.63 \sqrt{\frac{E}{\sigma_c}}$ σ_c : 係数倍された作用 応力	水平補剛材無の場合 $6.37 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$
D=3000mm (BHS500) の場合 かつ $\psi < -1.2$ すなわち, $\sigma_c = \sigma_y / 1.2$ $\sigma_t = \sigma_y$	①水平補剛材無の場合 $\frac{D}{t_w} = 102, t_w = 30\text{mm}$ ②水平補剛材 1 段の場合 $\frac{D}{t_w} = 173, t_w = 18\text{mm}$	道示と同じ	$\sigma_c = \sigma_y / 1.2$ $D_c = D / 2.2$ ①水平補剛材無の場合 $\frac{D}{t_w} = 163, t_w = 18\text{mm}$ ②水平補剛材 1 段の場合 $\frac{D}{t_w} = 280, t_w = 11\text{mm}$	水平補剛材無の場合 $\frac{D}{t_w} = 127, t_w = 24\text{mm}$

※LRFD の場合, ①係数が大, ②圧縮領域の幅で決定, ③作用応力で決定, のため腹板厚が薄くできる.

2. 横ねじれ座屈

弾性横ねじれ座屈応力

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \quad r: \text{圧縮フランジとウェブ高の } 1/3 \text{ から成る T 形断面の断面 2 次半径}$$

幅厚比パラメータ

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \left(\frac{L}{r} \right)$$

限界幅厚比パラメータ R_{cr}

$$\lambda \leq \lambda_{cr} \Rightarrow \left(\frac{L}{r} \right) \leq \pi \cdot \lambda_{cr} \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}} = K \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$$

	道路橋示方書 ¹⁾	土木学会鋼構造物 設計指針 ²⁾	AASHTO LRFD ³⁾
λ_{cr}	0.2	0.4	(0.56)
$(L/r)_{cr}$	$0.628 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$	$1.26 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$	$1.76 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$ (Noncompact)
耐荷力式	$\frac{\sigma_{ult}}{\sigma_y} = 1.0 - 0.412 \cdot (\lambda - 0.2)$	$\frac{\sigma_{ult}}{\sigma_y} = \frac{1}{2\lambda^2} \left(\beta - \sqrt{\beta^2 - 4\lambda^2} \right)$ $\beta = 1 + 0.25(\lambda - 0.4) + \lambda^2$	合成断面 (負曲げ) $\frac{\sigma_{ult}}{\sigma_y} = 1.33 - 0.187 \frac{L_b}{r} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$ [$\frac{\sigma_{ult}}{\sigma_y} = 1.0 - 0.60 \cdot (\lambda - 0.56)$]
抵抗係数 ϕ	—	0.92	1.0 (曲げ部材の場合)
FLG 800×50 WEB 3000×17 (BHS500) の場合	$L_b = 2,621 \text{ mm}$	$L_b = 5,259 \text{ mm}$	$L_b = 7,346 \text{ mm}$

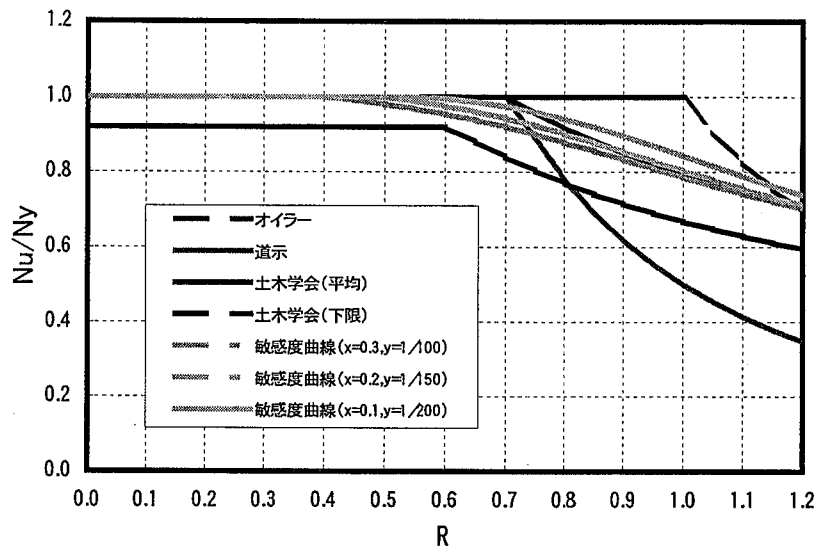
3. 初期不整（残留応力，初期たわみ）の影響

土木学会・座屈設計ガイドライン⁵⁾には，溶接箱形断面部材の圧縮残留応力がSS400で $0.3\sigma_y$ 前後，HT790で $0.1\sigma_y$ 前後という資料がある．したがって，厚肉の高張力鋼部材の初期不整は小さく，軟鋼と比較して高い圧縮耐荷力を持っていると予想される．

初期不整の関数として耐荷力を推定する近似式があるので，これを利用して調べる．

(1) 突出板（フランジ）の局部座屈

文献6)にある初期不整敏感度評価式を利用する．

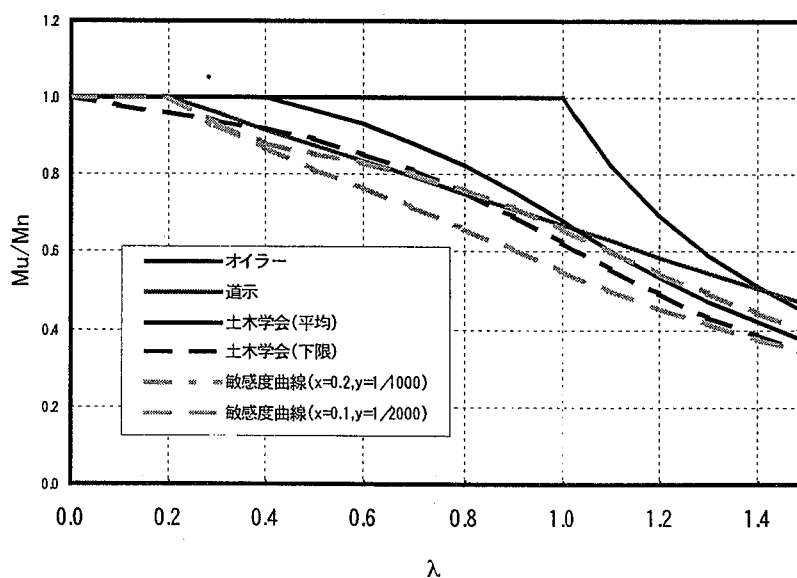


図中の記号で，圧縮残留応力 $x = \sigma_{rc} / \sigma_y$ ，初期たわみ $y = \Delta / (b/2)$ であり，道示の部材精度規格は1/100である．

$x=0.1$ ， $y=1/200$ と仮定すると，土木学会・鋼構造物設計指針に示される平均強度に比べ，約5%の強度増加が認められる．

(2) 横ねじれ座屈

文献7)にある初期不整敏感度評価式を利用する．



図中の記号で、圧縮残留応力 $x = \sigma_{rc} / \sigma_y$ ，初期たわみ $y = \Delta / L_b$ であり，道示の規格は圧縮部材を適用すると 1/1000 である。

$x=0.1$ ， $y=1/2000$ と仮定しても，土木学会・鋼構造物設計指針に示される平均強度程度であり，強度増加はあまり期待できない。

(3) 腹板の局部座屈

面内曲げを受ける，ウェブの耐荷力は初期不整に鈍感であるので省略する。

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，平成 14 年 3 月。
- 2) 土木学会：鋼構造物設計指針 PART A 一般構造物 平成 9 年度版，平成 9 年 5 月。
- 3) AASHTO：LRFD Bridge Design Specifications, SI units Second Edition, 1998.
- 4) 中園，稲葉，大垣，川口：PC 床版を有する鋼連続合成 2 主桁橋の設計法（中）－腹板の少補剛設計－，橋梁と基礎，2002 年 3 月。
- 5) 土木学会：座屈設計ガイドライン，昭和 62 年 10 月。
- 6) 宇佐美，天雲：圧縮と曲げを受ける板要素の極限強度と有効幅公式，土木学会論文集，No.441/I-18，1992.
- 7) 西村，久保，西井，福本：鋼はり部材の横ねじれ強度の統一評価，土木学会論文集，No.416/I-13，1990.

2-4 現場継手

全断面現場溶接継手は高力ボルトに比べ現場工期が長く、概算で¥50,000～¥70,000/ton の直接工事費がかかるため架設コストが上がる。一方、高力ボルト継手は工場製作コストが上がるが、トータルの工事費では全断面現場溶接継手に比べ有利になるケースが多いと考えられる。

しかし、SM570 以上の高強度鋼や板厚が 50mm 程度以上の現場継手では、F10T 高力ボルトによる摩擦接合はボルト本数が多くなるため、設計が困難となる。

そこで、LRFD の適用による設計の合理化、超高力ボルト SHTB (F14T 相当) の適用の検討を行う。

道示と AASHTO-LRFD による高力ボルト摩擦接合の照査式の比較

	道 示	LRFD
使用限界	$1.7 \times (DC1 + DC2) + 1.7 \times (LL + IM) \leq 1.0 \cdot R$ R はすべり抵抗	荷重組み合わせ Service II $1.0 \times (DC1 + DC2) + 1.3 \times (LL + IM) \leq 1.0 \cdot R$ R はすべり抵抗
終局限界		荷重組み合わせ Strength I $1.25 \times (DC1 + DC2) + 1.75 \times (LL + IM) \leq 0.8 \cdot R$ R は支圧，せん断による抵抗

ここで、DC1：合成前死荷重，DC2：合成後死荷重，LL：活荷重，IM：衝撃

道示と AASHTO-LRFD によるすべり係数の比較

	道 示	LRFD
すべり係数 μ	0.4 (0.4 を保証する表面)	0.33 for Class A (黒皮，あるいは同等の塗装) 0.50 for Class B (ブラスト面，あるいは同等の塗装) 0.33 for Class C (粗面処理したメッキ)

ボルト強度の比較

	σ_y (Mpa)	σ_B (Mpa)	導入軸力 (kN)	すべり強度 (kN)	せん断強度 (kN)
道示 F10T M22	900	1,000	205	82 ($\mu = 0.4$)	58 (支圧接合の場合，安全率=3)
LRFD M253 M22 (ASTM A490)	940	1,040	221	110 ($\mu = 0.5$)	151 ($0.48A\sigma_B$)
SHTB M22	1,260	1,400	299	120 ($\mu = 0.4$)	?

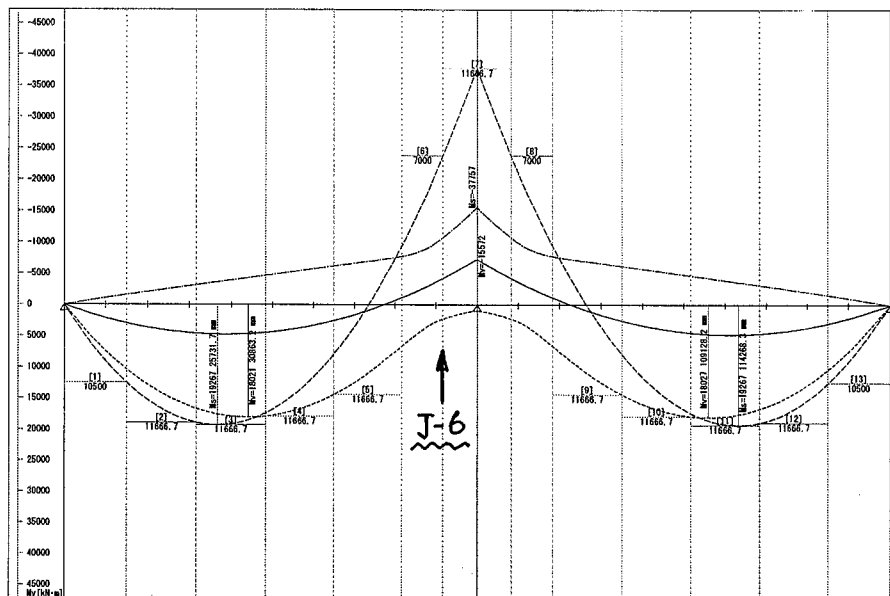
参考文献

- 1) AASHTO : LRFD Bridge Design Specifications, SI units Second Edition, 1998.
- 2)

現場継手の試設計

試設計例 2@70m の J-6
(中間支点到隣接する現場
継手で、継手の中で最も厚
い板を接合する箇所) を対
象とする。

曲げモーメント <主桁 G1>



設計応力

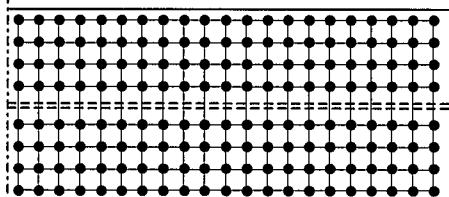
	上フランジ 700×45 (BHS500)	上フランジ 850×48 (BHS500)
死荷重 (DC) 応力	+213.5 MPa	- 196.1 MPa
活荷重 (LL+IM) 応力	+ 41.5 MPa	- 66.3 MPa
合計	+255.0 MPa	- 262.4 Mpa
組合せ応力 道示 1.7DC+1.7(LL+IM)	+433.5 MPa	- 446.1 Mpa
組合せ応力 LRFD 使用限界 1.0DC+1.3(LL+IM)	+267.5 MPa	- 282.3 Mpa
組合せ応力 LRFD 終局限界 1.25DC+1.75(LL+IM)	+339.5 MPa	- 361.2 Mpa

上フランジ・ボルト配列

① 道示 (F10T, M22)

$$n > \frac{433.5 \times 700 \times 45}{82 \times 1000} = 166 \text{ 本}$$

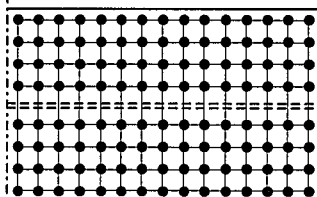
$$166 \div 8 = 20.8 \rightarrow 21 \text{ 列}$$



② 道示 (SHTB, M22)

$$n > \frac{433.5 \times 700 \times 45}{120 \times 1000} = 114 \text{ 本}$$

$$114 \div 8 = 14.2 \rightarrow 15 \text{ 列}$$



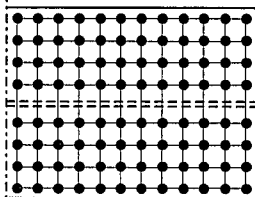
③ LRFD (M253, M22)

$$\text{使用限界 } n > \frac{267.5 \times 700 \times 45}{110 \times 1000} = 77 \text{ 本}$$

$$77 \div 8 = 9.6 \rightarrow 10 \text{ 列}$$

$$\text{終局限界 } n > \frac{339.5 \times 700 \times 45}{0.8 \times 151 \times 1000} = 89 \text{ 本}$$

$$89 \div 8 = 11.1 \rightarrow 12 \text{ 列}$$



2-5 支間長100m少数主桁橋梁の耐風検討

石川島播磨重工業 岩崎

本橋は少数主桁橋梁であるが、多主桁橋梁を対象とした「道路橋耐風設計便覧」を準用し、少数主桁橋梁のねじれ剛性が多主桁橋梁に比べ小さいことを考慮して耐風検討を行なった。

1. 基本条件

- (1) 最大支間長 L : 100.0 m
- (2) 高度 z : 30.0 m
- (3) 総幅 B : 11.5 m
- (4) 有効高 d : 4.44 m

2. 動的耐風設計に用いる風の特性の推定

(1) 設計基準風速

- 1) 基本風速 $U_{10} = 35$ m/s (要領図-2.1 基本風速の地域区分) 関東地方と仮定
- 2) 地表粗度区分 : II (要領表-2.1) 農地, 田園, 開けた土地と仮定
- 3) 補正係数 $E_1 = 1.18$ (要領表-2.2)
- 4) 設計基準風速 $U_d = U_{10} \times E_1 = 41.3$ m/s

(2) 乱れ強さ

$$I_u = 0.16$$

3. 橋げたの動的耐風設計

3. 1 動的耐風設計の必要性の判定

$$L \times U_d / B = 359.1$$

鋼けた橋

$$\textcircled{1} \text{ たわみ発散振動の照査 : } L \times U_d / B = 359.1 \text{ (} \textcircled{>}, < \text{) } 330$$

$$B / d = 2.59 \text{ (} \textcircled{<}, > \text{) } 5$$

$$I_u = 0.16 \text{ (} \textcircled{<}, \textcircled{>} \text{) } 0.15$$

たわみ発散振動の照査が必要

たわみ発散振動の照査は不要

OK

$$\textcircled{2} \text{ たわみ渦励振の照査 : } L \times U_d / B = 359.1 \text{ (} \textcircled{>}, < \text{) } 200$$

$$I_u = 0.16 \text{ (} \textcircled{<}, > \text{) } 0.2$$

渦励振の照査が必要

渦励振の照査は不要

以上から、本橋では(渦励振、たわみ発散振動)の照査が必要となる。

3. 2 動的耐風設計に必要な諸量の計算

(1) 照査風速

1) ねじれ発散振動

$$E_{r1} = 1.15 \text{ (要領表-3.2)}$$

したがって、

$$U_{rf} = 1.2 U_d \times E_{r1} = 57.0 \text{ m/s}$$

2) たわみ発散振動

$$U_{rg} = 1.2 U_d = 50.0 \text{ m/s}$$

(2) 構造減衰 δ

$$\delta = 0.04 \text{ (要領表-3.3)}$$

少数主桁橋の構造減衰特性については、現在実測データが蓄積されている段階であり、現時点ではまだ不明な点が多い。

そこで、本検討においては、構造減衰を道路橋耐風設計便覧3.2より鋼けた橋の構造減衰の下限值0.04と仮定した。

(3) 固定振動数 f

$$f_h = 1.00 \text{ Hz}$$

$$f_\theta = 1.10 \text{ Hz}$$

※固有値解析による計算値がない場合(渦励振だけに用いることができる)

1) 最低次たわみ振動数 f_h

活荷重変位が求められていない場合

$$f_h = 100/L = 1.00 \text{ Hz}$$

2) 最低次ねじれ振動数 f_θ

$$f_\theta = 1.1 f_h = 1.10 \text{ Hz} \quad \cdots \text{少数主桁} \quad \text{参考文献}^{1)} \text{より}$$

(4) 単位長さあたりけた質量 m よびけた極慣性モーメント I_p

1) けた質量 m

$$m = 2800 \text{ kgf}\cdot\text{s}^2/\text{m}^2 \text{ (kg/m)}$$

2) けた極慣性モーメント I_p

$$\begin{aligned} I_p &= (0.3B)^2 m \\ &= 33327 \text{ kgf}\cdot\text{s}^2 \end{aligned}$$

3. 3 振動の照査

(1) 渦励振(たわみ)の照査

1) 発現風速の推定

$$\begin{aligned} U_{cvh} &= 2.0 f_h B \\ &= 23.0 \text{ m/s} \end{aligned}$$

2) 振幅の推定

$$h_c = \frac{E_h \cdot E_{th}}{m \cdot \delta} \rho B^3$$

$$E_h = 0.065 \beta_{ds} / (B/d)$$

$$\beta_{ds} = \begin{cases} 2 & \text{(ブラケット長が有効高dの1/4以下でウェブが垂直な場合)} \\ 1 & \text{(上記以外の場合)} \end{cases}$$

$$\text{したがって } E_h = 0.024$$

$$E_{th} = 0.4 \text{ (要領表-3.4)}$$

以上より、

$$\begin{aligned} h_c &= E_h \cdot E_{th} \cdot \rho B^3 (m \times \delta) \\ &= 0.024 \times 0.4 \times 0.125 \times 11.5^3 / (2800 \times 0.040) \\ &= 0.016 \text{ m} \end{aligned}$$

3) 安全性の照査

振動発現風速 $U_{cvh} = 23.0 \text{ m/s}$ ($<$, $>$) 設計基準風速 $U_d = 41.3 \text{ m/s}$

$$\begin{aligned} h_a &= 0.04 f_h \\ &= 0.04 \text{ m} (<, >) h_c = 0.016 \text{ m} \end{aligned}$$

安全性は十分と判断できないため要領3.4を参照する

安全性は十分と判断してよい

OK

要領4.および5.参照

(2) 渦励振(ねじれ)の照査

1) 発現風速の推定

$$\begin{aligned} U_{cv\theta} &= 1.33 f_{\theta} B \\ &= 16.8 \text{ m/s} \end{aligned}$$

2) 振幅の推定

$$\theta_c = \frac{E_{\theta} \cdot E_{t\theta}}{I_p \cdot \delta} \rho B^4$$

$$E_{\theta} = 17.16 \beta_{ds} / (B/d)^8$$

$$\beta_{ds} = \begin{cases} 2 (\text{ブラケット長が有効高}d\text{の}1/4\text{以下でウェブが垂直な場合}) \\ 1 (\text{上記以外の場合}) \end{cases}$$

$$\text{したがって } E_{\theta} = 0.901$$

$$E_{t\theta} = 0.2 \text{ (要領表-3.5)}$$

以上より、

$$\begin{aligned} \theta_c &= E_{\theta} \cdot E_{t\theta} \cdot \rho B^4 (I_p \times \delta) \\ &= 0.901 \times 0.2 \times 0.125 \times 11.5^4 / (33327 \times 0.040) \\ &= 0.30^\circ \end{aligned}$$

3) 安全性の照査

振動発現風速 $U_{cv\theta} = 16.8 \text{ m/s}$ ($<$, $>$) 設計基準風速 $U_d = 41.3 \text{ m/s}$

$$b = 5.25 \text{ m (要領図-3.1)}$$

$$\theta_a = 2.28 / (b \cdot f_{\theta})$$

$$= 0.39^\circ (<, >) \theta_c = 0.30^\circ$$

安全性は十分と判断できないため要領3.4を参照する

安全性は十分と判断してよい

OK

要領4.および5.参照

4. 考察

少数主桁橋は、横構が省略されており多主桁橋に比べねじり剛性が小さいため、ねじり振動が発生する可能性は多くなると予想される。

そこで、道路橋耐風設計便覧を準用し、地域条件を関東地方かつ開けた地形と仮定し耐風検討を行った結果、ねじれ1次モードの渦励振が発生するおそれがあるが、そのねじれ角は許容できる値であった。

しかし、耐風条件の悪い南西諸島・鹿児島・高地・千葉の半島部では、ねじれによる渦励振の損傷が懸念される。

また、本検討では構造減衰を0.04と仮定したが、参考文献¹⁾より構造減衰を0.05未満の橋梁においてはねじれモードの限定振動が発生する可能性があるとしてされている。

現在、少数主桁の構造減衰特性に関する実測データが少ない段階であり、今後、長支間少数主桁鉸桁橋の建設に向けて、実橋振動実験等による構造減衰データの収集及び統計化が必要である。

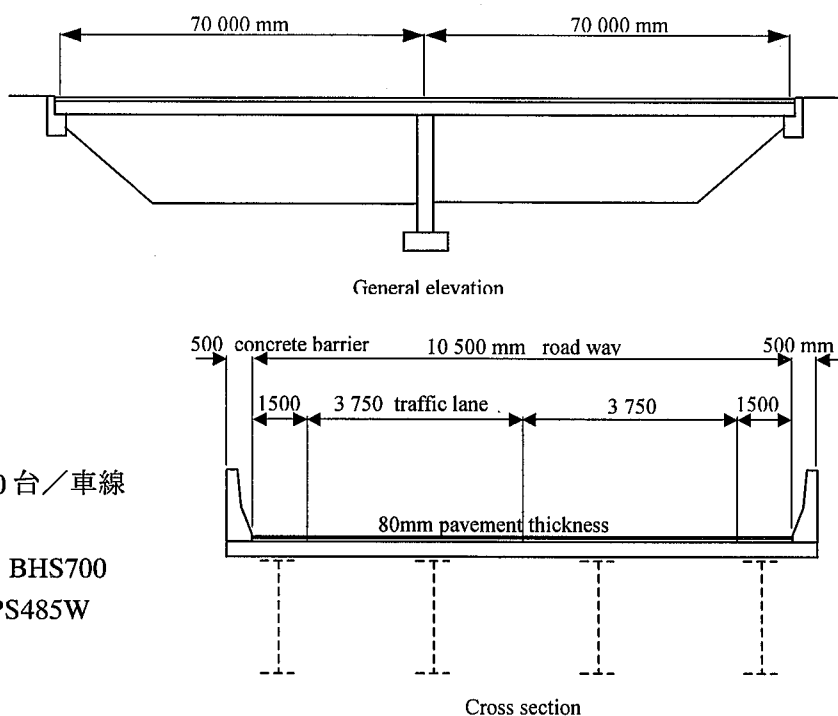
参考文献

- 1) 山田均・上島秀作・枝元勝哉・台原直・澤田繁樹・篠原修二：少数主桁橋梁の耐風性，橋梁と基礎，pp37-42,2002-2

2-6 LRF Dと道示による試設計比較

(1) 設計条件

- ① 支間長：
70mの2径間連続合成鈑桁
- ② 総幅員：11.5m
- ③ 主桁配置：
コンクリート床版形式により決定
- ④ 活荷重：それぞれ，
道示（B活荷重）
LRFD（HL-93）
- ⑤ 疲労の影響：
耐用年数＝100年
トラック日平均交通量＝3000台／車線
- ⑥ 使用鋼材：
道示＝SMA490W，BHS500，BHS700
LRFD＝A709Grade345W，HPS485W
- ⑦ 輸送部材長：
日米の規制によって決定．



(2) B H S に対する基本安全率（案）

	SM400 SMA400	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570	BHS500	HT690	HT780	BHS700
基準降伏点 σ_y	235	355	450	500	590	690	700
保証引張強さ σ_B	400	490 520	570	570	690	780	780
降伏比 σ_y/σ_B	0.588	0.724 0.683	0.790	0.877	0.855	0.885	0.897
σ_{ta}	140	210	255	295	315	350	410
σ_y/σ_{ta}	1.68	1.69	1.76	1.69	1.87	1.97	1.71
σ_B/σ_{ta}	2.86	2.33 2.48	2.24	1.93	2.19	2.23	1.90

	A709M Grade345W	HPS485W (HPS70W)
基準降伏点 σ_y	345	485
保証引張強さ σ_B	485	585-760
降伏比 σ_y/σ_B	0.711	0.829

- ・ LRFD では $\sigma_y > 485\text{Mpa}$ 以上の高張力鋼を，塑性変形能力を期待するコンパクト断面に適用できないが，抵抗係数は鋼種によらず一定である．
- ・ ここでは，BHS の許容応力度を降伏点の $1/1.7$ とする案を適用する．

(3) 試設計結果

1) 基本構造

	日本 (道示)	米国 (LRFD)
床版	合成床版 (t=26cm)	RC 床版 (t=22cm)
主桁本数	2 本 (間隔 6m)	4 本 (間隔 3m)
対傾構配置間隔	7m	17.5m
下横構	なし	(中間支点付近?)
輸送部材長	7~12m	21~34m

2) 主桁

道示 (B 活荷重, 許容応力度法) と LRFD (HL-93, 部分安全係数法) による設計比較

		日本（道示）	米国（LRFD）		
桁高		3.0m	2.5m		
設計曲げモーメント			外桁	内桁	計
支間中央	M _{d1} (Nm)	19,267	7,837	8,292	16,219
	M _{d2} (Nm)	4,748	3,718	4,465	8,183
	M _{L+I} (Nm)	17,547	9,523	6,933	16,456
中間支点	M _{d1} (Nm)	-37,757	-15,200	-16,081	-31,281
	M _{d2} (Nm)	-7,268	-7,210	-8,660	-15,870
	M _{L+I} (Nm)	-15,572	-8,551	-6,540	-15,901
主桁断面			外桁	内桁	
支間中央			Non compact	Non compact	
上フランジ		700×36(SMA490W)	290×17(HPS485W)	290×17(HPS485W)	
ウェブ		3000×17(BHS500W)	2500×20(HPS485W)	2500×20(HPS485W)	
下フランジ		850×42(BHS500W)	400×40(HPS485W)	400×35(HPS485W)	
中間支点			Non compact	Non compact	
上フランジ		700×50(BHS700W)	470×60(HPS485W)	470×60(HPS485W)	
ウェブ		3000×17(BHS700W)	2500×20(HPS485W)	2500×20(HPS485W)	
下フランジ		850×56(BHS700W)	500×70(HPS485W)	500×70(HPS485W)	
水平補剛材		1 段（170×22mm）	なし		
垂直補剛材		160×14mm（片側） 2.3m 間隔	135×22mm（両側） 4.5m 間隔		
活荷重たわみ		77.5mm (L/500=144mm)	44mm (L/800=87.5mm)		

M_{d1} : 合成前死荷重曲げモーメント, M_{d2} : 合成後死荷重曲げモーメント, M_{L+I} : 活荷重および衝撃による曲げモーメント

M_{d2} には, 将来の舗装オーバーレイが考慮されている。

B活荷重で解析された断面力に対して、LRFDによる合成桁の断面設計を試みる。

道示（B活荷重，許容応力度法）とLRFD（B活荷重，部分安全係数法）による設計比較

	許容応力度法 B活荷重	LRFD B活荷重
桁高	3.0m	3.0m
主桁断面		
支間中央		
上フランジ	700×36(SMA490W)	500×36(SMA490W)
ウェブ	3000×17(BHS500W)	3000×19(BHS500W)
下フランジ	850×42(BHS500W)	700×39(BHS500W)
中間支点		
上フランジ	700×50(BHS700W)	500×38(BHS700W)
ウェブ	3000×17(BHS700W)	3000×19(BHS700W)
下フランジ	850×56(BHS700W)	700×48(BHS700W)
水平補剛材	1段（170×22mm）	無し
垂直補剛材	160×14mm（片側） 2.3m 間隔	160×14mm（片側） 3.5m 間隔（中央） 2.3m 間隔（支点付近）

3) 疲労照査

照査箇所	継手	日本（疲労設計便覧）			米国（LRFD）		
		等級 （便覧）	応力範囲 (Mpa)	疲労強度 (Mpa)	等級 (LRFD)	応力範囲 (Mpa)	疲労強度 (Mpa)
主桁フランジウェブ	すみ肉溶接	D	46	84	B	21.6	55.2
支点部垂直補剛材	完全溶込溶接	E	16	81	C	21.6	34.5
中間垂直補剛材	すみ肉溶接	E	46	62	C		
水平補剛材	すみ肉溶接	G	29	32			
現場継手（溶接）	すみ肉溶接	G	29	32			
現場継手（ボルト）	高力ボルト	B	29	155	B	21.6	55.2
スタッド	スタッド溶接	E	22	62	C	13.8	34.5

3) 設計のまとめ

- ・ LRFD の方の主桁断面は支間中央と中間支点の 2 箇所、断面変化による最適設計は行っていない。
- ・ 米国では RC 床版の多主桁橋が普通であり、日本のように合成床版（あるいは PC 床版）の少数主桁橋は無いようである。
- ・ 主桁ブロック長，対傾構配置間隔は日本の標準よりも，かなり大きい。
- ・ LRFD によるとウェブの補剛はかなり簡略化される。
- ・ 活荷重による曲げモーメントは LRFD（HL-93）の方が，道示（B活荷重）より多少小さい。（B活荷重は路肩を含めた有効幅員に載荷されるのに対して，HL-93 は車線数で載荷されるため）
- ・ 曲げモーメントおよびせん断力の解析は，日本は格子解析であるが，LRFD では荷重分配係数により 1 本の連続はりに次数低減して解析するのが普通である。（設計全般について，日本のような緻密な計算は行わないようである）

4) 概算鋼重および工費

日本の積算と文献 1)の見積り資料を比較すると下表ようになる。

	日本 (道示) 全断面溶接継手	日本 (道示) 高力ボルト継手	日本 (LRFD) 高力ボルト継手	米国 (LRFD)
概算鋼重	277 ton	291 ton	250 ton	384 ton
概算工事費 (鋼材費)	15.2 万円/ton	15.2 万円/ton	15.3 万円/ton	\$0.48-0.60 / LB ¹⁾ (13-16 万円/ton)
(製作まで)	28.5 万円/ton (支承費除く)	31.0 万円/ton (支承費除く)	29.9 万円/ton (支承費除く)	\$0.75-0.83 / LB ¹⁾ (20-22 万円/ton)
(桁架設まで) ※床版除く。支承を含む	68.4 万円/ton	64.6 万円/ton	65.1 万円/ton	\$1.18-1.50 / LB (31-40 万円/ton)
(床版まで) ※橋面工を除く。 ※一般管理費含む。	18.5 万円/m2 99 万円/ton	18.4 万円/m2 94 万円/ton	16.7 万円/m2 99 万円/ton	—

文献 2)では工場製作費について、主桁と補剛材に分けた工場製作費の見積りがなされているので、日本の積算をこれに合わせて比較する。

	日本 (道示) 全断面溶接継手	日本 (道示) 高力ボルト継手	日本 (LRFD) 高力ボルト継手	米国 (LRFD)
副資材費 (溶接材料等)	1.2 万円/ton×277 =332 万円	1.2 万円/ton×291 =349 万円	1.2 万円/ton×250 =300 万円	(下記製作費に含む)
主桁製作費 (間接費含) (大型材片, T 継手)	8.4 万円/ton×245 =2,058 万円	8.4 万円/ton×245 =2,058 万円	8.3 万円/ton×214 =1,776 万円	0.66-0.48 = \$0.18 / LB ¹⁾ (4.8 万円/ton)
補剛材製作費 (間接費含) (小型材片)	61.0 万円/ton×19 =1,159 万円	60.5 万円/ton×34 =2,057 万円	62.7 万円/ton×23 =1,442 万円	2.0-0.35 = \$1.65 / LB ¹⁾ (43.6 万円/ton)
対傾構製作費 (間接費含)	10.1 万円/ton×13 =131 万円	10.1 万円/ton×13 =131 万円	10.1 万円/ton×13 =131 万円	(上記の主桁・補剛材製作費に含む)
工場製作費合計	3,680 万円 13.3 万円/ton	4,595 万円 15.8 万円/ton	3,649 万円 14.6 万円/ton	7 万円/ton

試設計例において、概算単価を比較すると下表ようになる。

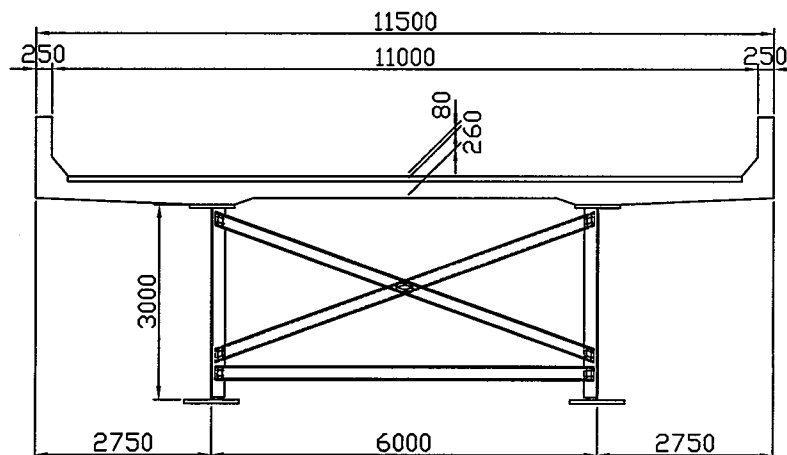
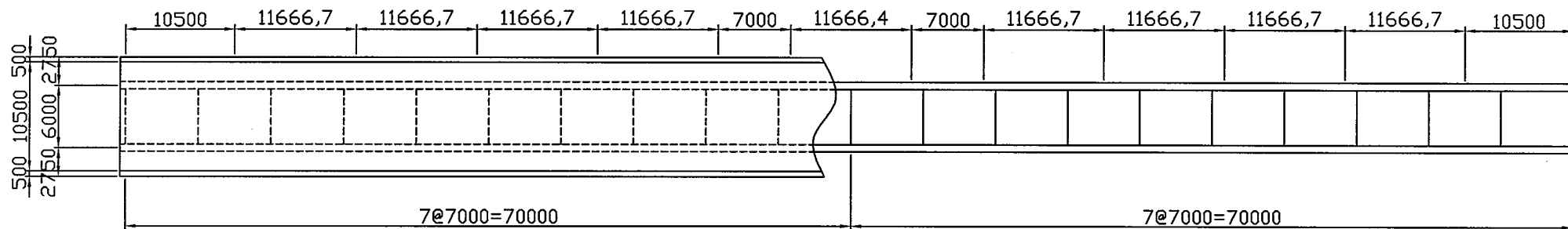
	日本	米国	比
鋼材費	約 15 万円/ton	14 万円/ton	1.1
工場製作費	約 15 万円/ton	7 万円/ton	2.1
現場架設費	約 36 万円/ton	14 万円/ton	2.6

- ・ 鋼材費の差は小さい。
- ・ 日米とも主桁に比べ、補剛材の製作費が高く、少補剛設計が有利である。
- ・ 主桁製作費の日米の比は約 1.8 倍、補剛材製作費は約 1.4 倍である。
- ・
- ・ 現場架設費の比が最も大きいですが、輸送制限の差によるブロック分割の影響が大きいと思われる。

参考文献

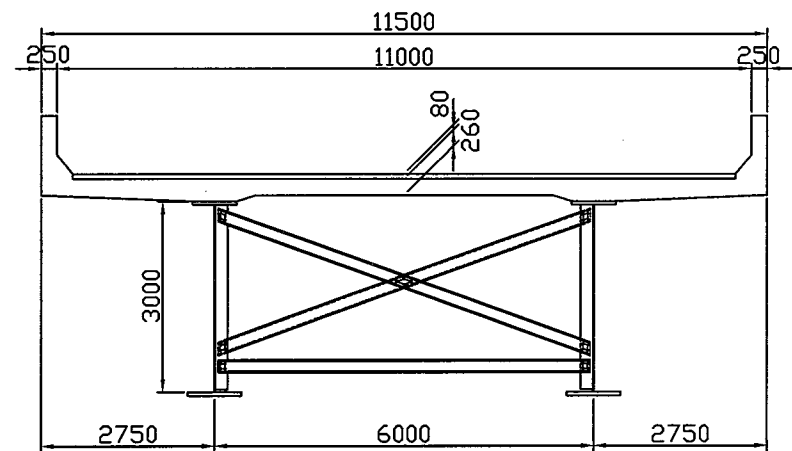
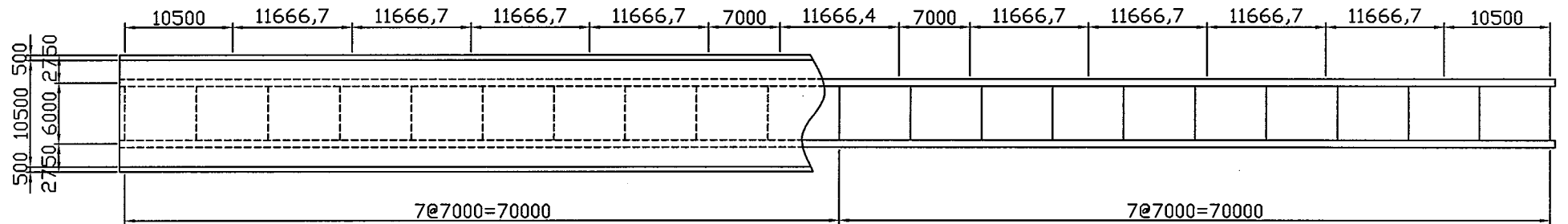
- 1) U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Western Resource Center : High Performance Steel Designer's Guide, Second Edition, April 2002.
- 2) Richard Horton, et al. : High Performance Steel Cost Comparison Study – Phase II, 2002 FHWA Steel Bridge Conference For The Western United States, December 12 and 13, 2002.

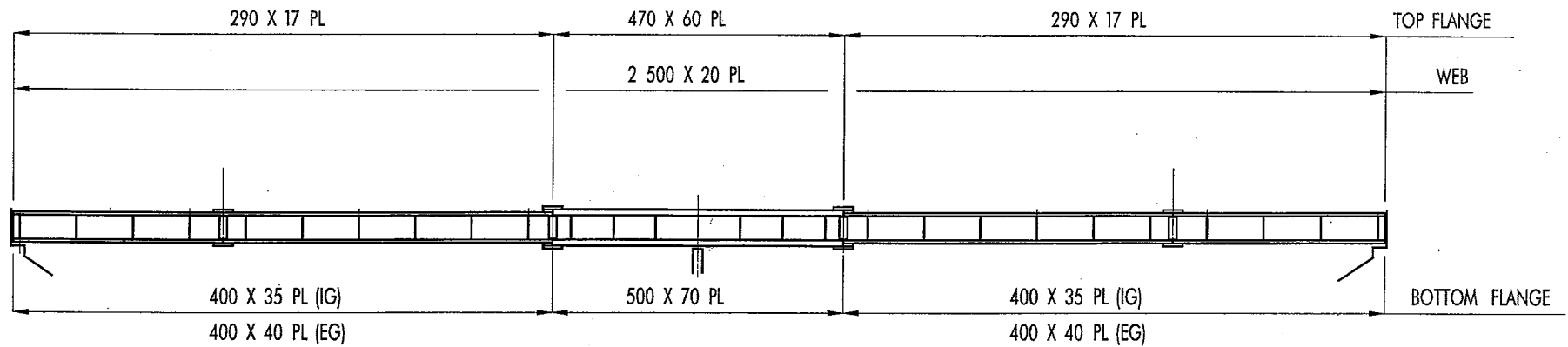
UFLG B=700	26 SMA490W	36 SMA490W	36 SMA490W	32 SMA490W	26 SMA490W	45 BHS500W	50 BHS700W	45 BHS500W	26 SMA490W	32 SMA490W	36 SMA490W	36 SMA490W	26 SMA490W
WEB D=3,000	17 SMA490W	17 BHS500W	17 BHS500W	17 BHS500W	17 SMA490W	17 BHS500W	17 BHS700W	17 BHS500W	17 SMA490W	17 BHS500W	17 BHS500W	17 SMA490W	17 SMA490W
LFLG B=850	38 SMA490W	40 BHS500W	42 BHS500W	40 BHS500W	42 SMA490W	48 BHS500W	56 BHS700W	48 BHS500W	42 SMA490W	40 BHS500W	42 BHS500W	40 BHS500W	38 SMA490W



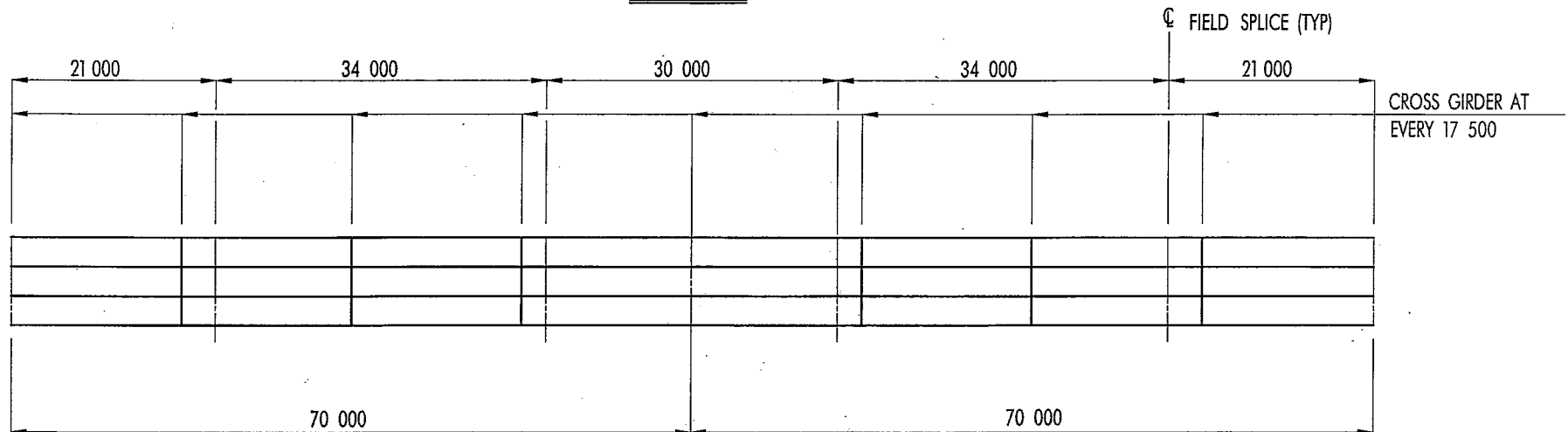
LRFD

	22	37	36	32	15	30	38	30	15	32	36	37	22
UFLG B=500	SMA490W	SMA490W	SMA490W	SMA490W	SMA490W	BHS500W	BHS700W	BHS500W	SMA490W	SMA490W	SMA490W	SMA490W	SMA490W
WEB D=3,000	19	19	19	19	19	19	22	19	19	19	19	19	19
	SMA490W	BHS500W	BHS500W	BHS500W	SMA490W	BHS500W	BHS700W	BHS500W	SMA490W	BHS500W	BHS500W	SMA490W	SMA490W
LFLG B=700	33	37	39	37	25	44	48	44	25	37	39	37	33
	SMA490W	BHS500W	BHS500W	BHS500W	SMA490W	BHS500W	BHS700W	BHS500W	SMA490W	BHS500W	BHS500W	BHS500W	SMA490W

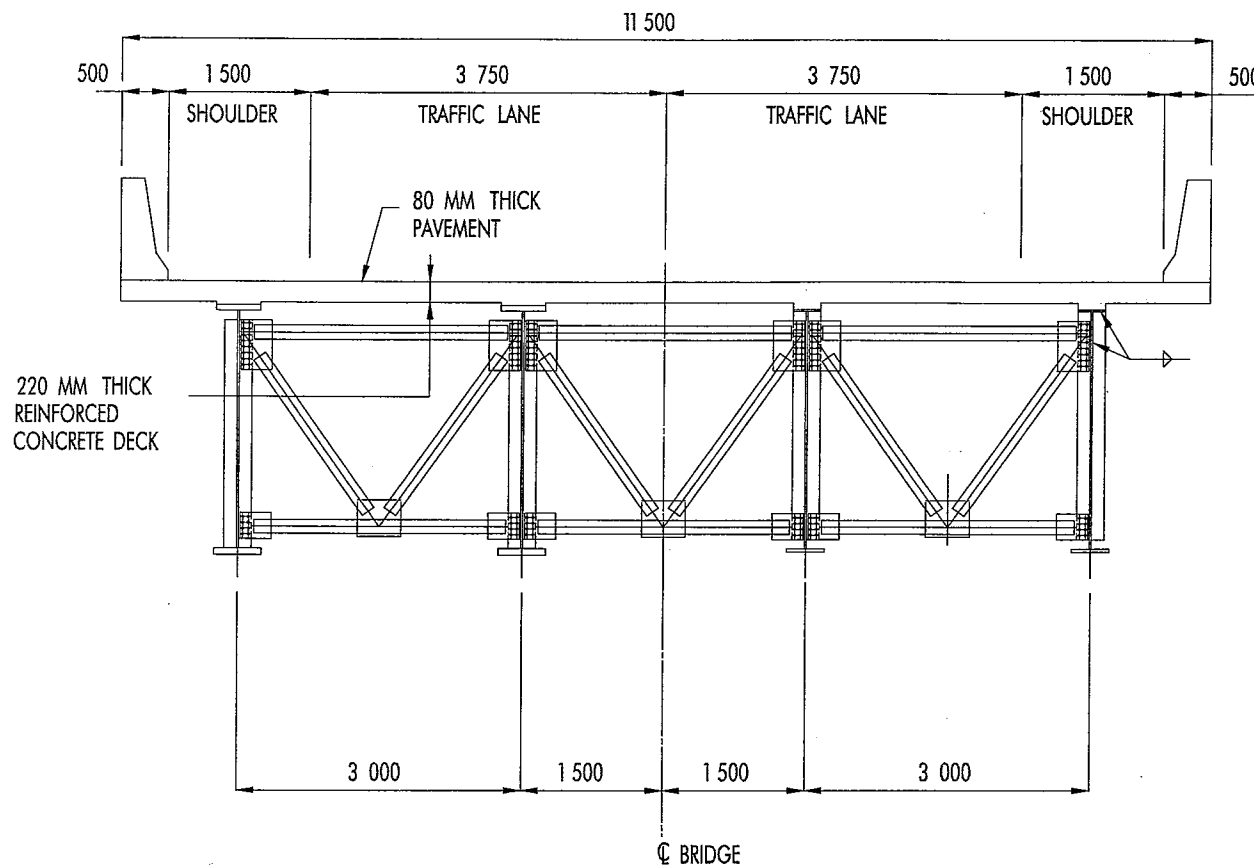




ELEVATION



GIRDER FRAMING PLAN



TYPICAL SECTION
AT MID SUPPORT

TYPICAL SECTION
AT MID SPAN

QUANTITIES

COMPONENT	LENGTH (m)	WIDTH (m)	THICK (m)	UNIT WT (Kg/m ³)	NO.	WEIGHT (KN)
WEB (INT)	141.4	2.5	0.02	7850	2	1089
TOP (INT, PM)	111.4	0.29	0.017	7850	2	85
TOP (INT, NM)	30	0.47	0.06	7850	2	130
BOT (INT, PM)	111.4	0.4	0.035	7850	2	240
BOT (INT, NM)	30	0.5	0.07	7850	2	162
WEB (EXT)	141.4	2.5	0.02	7850	2	1089
TOP (EXT, PM)	111.4	0.29	0.017	7850	2	85
TOP (EXT, NM)	30	0.47	0.06	7850	2	130
BOT (EXT, PM)	111.4	0.4	0.04	7850	2	274
BOT (EXT, NM)	30	0.5	0.07	7850	2	162
BEARING STIF	2.5	0.15	0.025	7850	16	12
	2.5	0.125	0.025	7850	16	10
TRANS. STIF	2.5	0.135	0.022	7850	192	110
SPLICE PL	2.48	0.45	0.015	7850	32	41
	0.75	0.47	0.06	7850	16	26
	0.75	0.5	0.07	7850	16	32
TOTAL						3749

NOTE: STIFFENERS ARE OF FY=345 STEEL
ALL OTHERS ARE OF FY=485 STEEL

NOTE: K- FRAMES ARE NOT DESIGNED AND ARE SHOWN ONLY FOR COMPLETENESS.

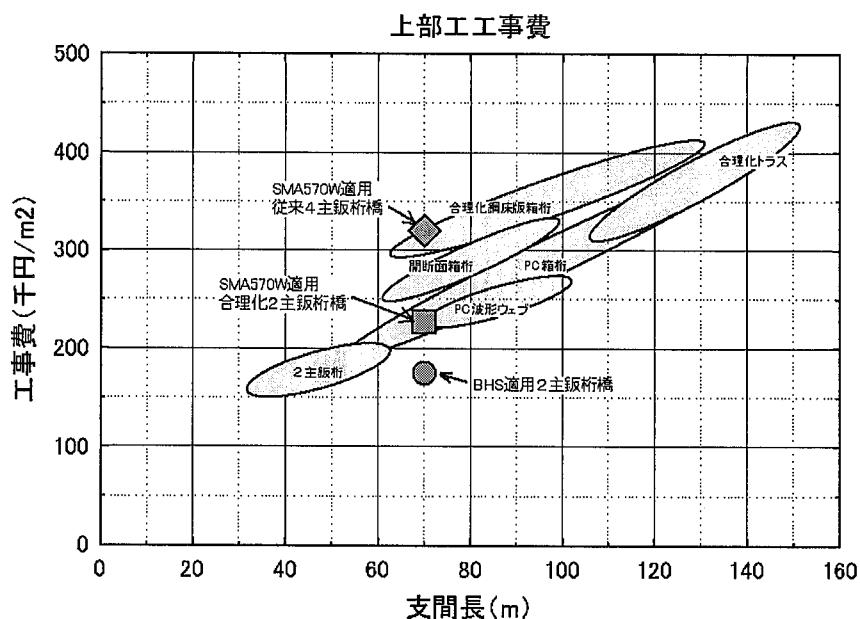
DWG-002

3. まとめ

(1) 概算工事費

下図に他の橋梁形式との上部工工事費の比較を示す。概算工事費の見積り条件として、

- ① 橋面工は含まない（支承は含む）
- ② 試みとして、BHS に対して積算上、高張力鋼の製作工数割増を無しとしている。
- ③ BHS500W の鋼材費は SMA570W とほぼ同じ、BHS700W は HT780 の 3 割増し程度と想定している。
- ④ 架設はベント架設で 10 万円/ton としている。
- ⑤ 合成床版は 4 万円/m² としている。



支間長 70m の BHS 適用 2 主鉄桁は、SMA570 適用の合理化 2 主鉄桁と比較しても 10% ほどの工費低減があり、競争力を持つと考えられる。

支間長 70m の鋼橋は従来だと箱桁橋の適用範囲であり、平成 10 年度の道路橋年報に示される実績と比較すると下図のようになる。

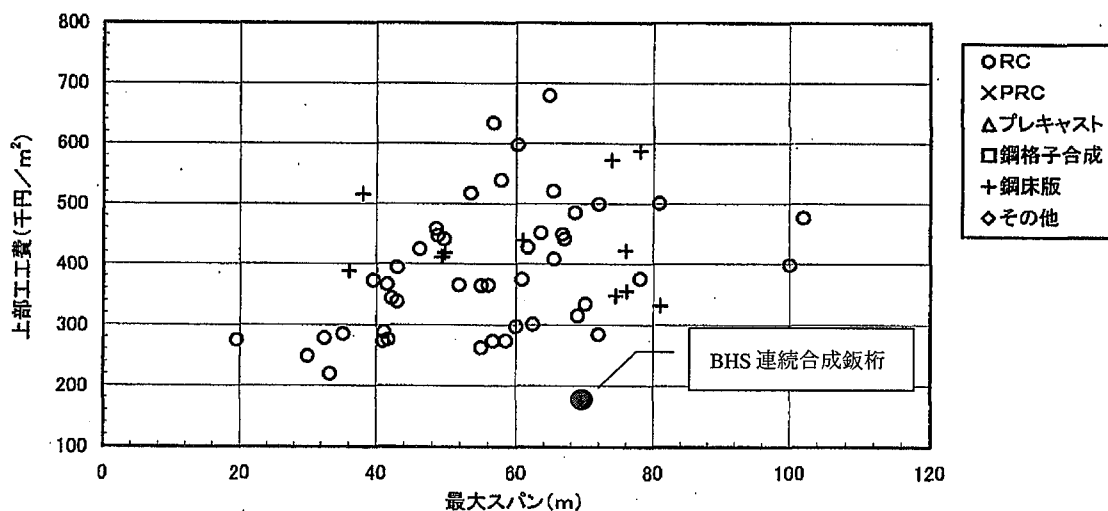


図-7 鋼橋-1m当り上部工費(諸経費含)……箱桁橋

(2) 今後の課題

ここまでの検討で考慮できなかった課題を列举すると、

- ウェブの補剛の簡略化（道示および土木学会基準の検討）
- ハイブリッド桁の適用範囲拡大
- 限界状態設計法あるいは LRFD の適用（安全係数の検討）
- 3次元挙動を取り入れた設計法（立体解析あるいは FEM）
- 下部構造との剛結