

最適設計図表による鋼I桁の設計システム

愛媛大学工学部 大久保 禎二
埼玉大学工学部 奥村 敏恵
愛媛大学大学院 山 縣 延樹

1. 緒言

一般に橋梁などの構造物の最適計画および設計を行なう場合には、その構造物に要求される機能、安全性(強度)等を満足する種々の構造型式および設計条件について最適解を求め、その経済性、設計・製作・架設上の問題点、使用性、美観等の諸要素を比較検討し、最も適切な構造型式およびその設計諸元を決定する必要がある。このような広範囲な構造型式の比較をも含めた構造物の System Optimization の設計システムを確立するためには、まず各構造型式毎に、数値計画法あるいは他の最適手法を用いた最適設計プログラムを開発し、Program Library として使用することが最も基本的で重要なことである。しかし実際の設計において、つねにこれらのプログラムを用いて種々の構造型式および設計条件に対する最適解を求め、これらを比較し、最終的な最適解を決定しようとするれば、構造物が複雑になればなるほど最適解を決定するために必要とする計算量・計算時間および計算機のコア数が増加し、通常の計算機で能率的に最適解を決定することが困難となる。(Design System I (Fig.1)) したがって通常の計算機により上記の構造物の System Optimization を能率的に行なうためには、単に各構造型式の最適設計プログラムを開発し、Subprogram として利用するのみでなく、さらに進んで各構造型式の種々の設計条件における最適解の内容を整理し集約した最適設計図表を作成し、これを各構造型式単位の最適化された設計データとして利用することがぜひとも必要となる。(Design System II (Fig.2)) 著者らはさきに鋼I桁に関して桁断面の Suboptimization の結果を利用した SLP 法あるいは図式解法による最適設計法を提案しているが、^{5), 3)} 本論文は鋼道路橋の System Optimization を能率的に行なうための最適設計データの例として、図式解法により得られた種々の設計条件の最適解を整理し導入した鋼I桁道路橋の最適設計図表を示すとともに、これらの最適設計図表を利用した設計システムについて述べるものである。

2. 最適設計図表

鋼I桁橋の計画および設計において決定すべき諸元は橋の型式、幅員、支間長、支間比、各桁要素の断面寸法長さおよび使用鋼種であるが、上記の諸要素のうち、橋の型式、幅員、支間長、支間比などは比較設計の段階で

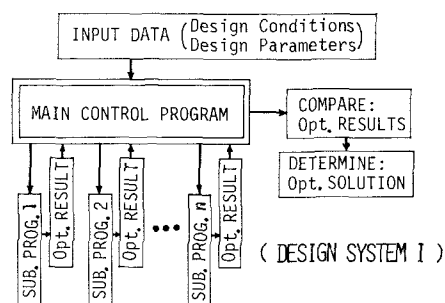


Fig. 1 Design System I

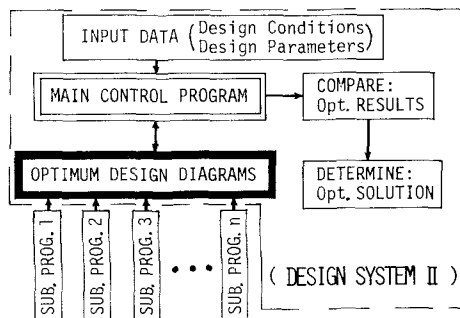


Fig. 2 Design System II

設計パラメータとして与えられる。また文献2)3)4)で指摘したように、桁高は桁の製作費および外観に大きな影響を与える。そこで本論文では、各設計パラメータおよび桁高について、桁要素の最適な断面寸法、長さおよび使用鋼種を直接決定できる最適設計図表を作成することとした。

2-1 設計条件

本論文で対象とした鋼I桁道路橋の型式および橋長(BL)は単純桁橋、BL=20~40m、等支間を有する2径間連続桁橋、BL=40~80mおよび支間比1:1:1~1:1.3:1を有する左右対称の三径間連続桁橋、BL=60~120mであり、橋格は1等道路橋とした。橋の断面はFig.3に示すごとく主桁3本を有するものとし、耳桁と中桁に作用する荷重の差が小さくなることおよび景観上のことも考慮し、幅員6,7,8,9mの橋に対してTable1のごとく主桁間隔を決定した。また各主桁への荷重分配は、各支間中央に横桁1本を有するものとし、格子理論にもとづき算定した。さらに設計鋼重(SW)については、最適な桁断面の実際の重量に、対傾構、横構などの付加重量を加え主桁重量の1.2倍を用いている。

設計条件としては日本道路協会制定の「道路橋示方書・同解説(昭和48年2月)」におけるプレートガ-ダの設計に関するすべての設計条件を考慮し、さらに鋼板厚に関してJIS G 3193(1970年改正)に規定している市販の鋼板のうち、Table2に示す板厚より選択することをも条件として考慮している。また、桁の製作費は日本橋梁建設協会、鉄骨橋梁協会共編の「鋼道路橋原価計算表」⁹⁾を参照し、その算定式を次式のごとく決定した。

$$TCOST = \sum_{i=1}^{NM} COST_i \times l_i$$

$$COST_i = CM_i(X, BP, SP, EX) + CFF_i(X, KS, CP) + CWF_i(X, WL, CP) \quad (1)$$

ここに、NM:桁要素数、 l_i :桁要素 i の長さ(cm)、 $COST_i$:桁要素 i の単位長さ当りの製作費(円/cm)、 CM_i :鋼材費(円/cm)、 CFF_i :溶接以外の製作加工費(円/cm)、 CWF_i :溶接組立費(円/cm)、X:各桁要素の断面寸法(mm)、BP:鋼板のベース価格(円/kg)、SP:規格料(円/kg)、EX:エキストラ料(円/kg)、KS:溶接組立以外の桁の製作工数(人・日/kg)、WL:6mm換算すみ肉総溶接延長(m)、CP:直接労務費単価(円/人・日)である。上式の規格料、エキストラ料、溶接における予熱費等は、使用鋼板の鋼種および板厚によりそれぞれ異なる値をとるものである。なお式(1)において断面変化点の突き合わせ溶接費を考慮していないが、突き合わせ溶接費は最適な断面変化数の決定以外には桁の最適な断面諸元の内容に影響を与えない。

2-2 最適断面変化位置

橋長が異なれば桁に作用する最大曲げモーメントが変化し、各桁要素の最適鋼種が異なる。(2-3参照)

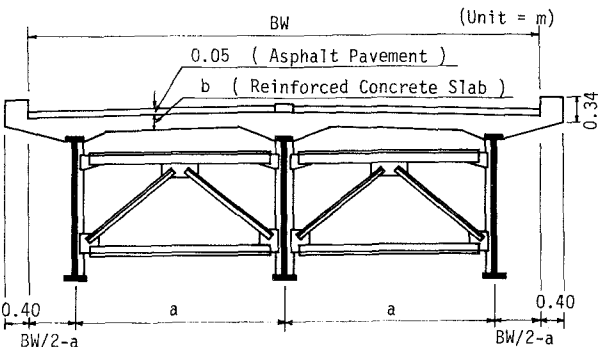


Fig. 3. Cross Section of Girder Bridge

Table 1 Girder Spaces (a) and Thicknesses of Reinforced Concrete Slabs (b)

Bridge Width = BW (m)	6.00	7.00	8.00	9.00
a (m)	2.4	2.8	3.3	3.8
b (m)	19.0	20.0	22.0	23.0

Table 2 Available Steel Plate Thicknesses(mm) (selected from JIS G 3193 (revised in 1970))

8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 18, 19, 20, 22, 25, 28, 32, 36, 38, 40, 45, 50
--

したがってそれにともない

桁要素相互の断面二次

モーメント比も大きく変化

するが、各桁要素の断面

変化位置と橋長との比

(L_i/BL) は、多少のばら

つきはあるが橋長および

幅員に関係なくほぼ一定

の値となり、各桁の型式

および断面変化数に対

して Table 3 のごとくまとめ

ることができる。Table 3 の

断面変化位置を有する桁の最小製作費と真の最適解における

最小製作費を比較すると、きわめて例外的に 1% 程度の誤差

はあるが、ほとんどすべての $SL(BL)$ において 0.3% 程度以下であり、

この表に示す断面変化位置は、本研究の設計条件の範囲

で十分な精度をもって最適断面変化位置であると決定することが

できる。

2-3 最大曲げモーメント-最適鋼種、断面二次モーメント関係曲線

支間長に対して十分な桁高を有し、作用曲げモーメントにより

決定された桁断面の諸元が撓み制限をも満足する桁の、各

桁要素の最適鋼種 ($M_{opt.}$) および断面二次モーメント ($I_{opt.}$)

は、橋の型式、幅員および支間長に関係なく桁要素に作用

する最大曲げモーメント (BM) により固有の値をとり、Fig. 4 に示

す関係曲線より決定することができる。これらの $M_{opt.}$ および $I_{opt.}$

は各桁要素における最大曲げモーメント (BM) と桁断面の Sub-

optimization より得られた I -最大抵抗曲げモーメント (RBM),

I -最小製作費 ($COST$) 関係曲線 (Fig. 5) を用いて、各鋼種にお

ける $COST$ を比較することにより決定することができる。各桁高

において、 BM が増加するにしたがい最適鋼種として SS41 より

SM50、さらに SM58 と許容応力度の大きい鋼種を選択している。

また BM の小さい範囲において I が一定となっているのは、その範

囲において桁の上下フランジが $10\text{ cm} \times 8\text{ mm}$ の最小断面となっているためである。なお桁高が低く、各桁要素

の最適断面諸元がたわみ制限により決定される場合には、オ4-2節で述べている図式解法^{6), 7)}あるいは

SLP 法⁵⁾により決定することができる。

Table 3. Opt. $L_i/SL(BL)$ for the Bridge Types and Number of Segments

Type of Girder	Number of Seg.	$\xi_i (=L_i/BL)$ (Symmetric)							
SIMPLE SPAN G.	5	0.104	0.238	0.500					
	7	0.061	0.134	0.234	0.500				
	9	0.053	0.118	0.194	0.298	0.500			
2 SPAN CONT. G.	8	0.070	0.323	0.447	0.500 ^(S)				
	10	0.069	0.330	0.434	0.468	0.500 ^(S)			
	12	0.046	0.101	0.302	0.378	0.453	0.500 ^(S)		
	14	0.046	0.101	0.333	0.431	0.457	0.478	0.500 ^(S)	
3 SPAN CONT. G.	1:1.00:1	13	0.049	0.237	0.309	0.334 ^(S)	0.376	0.455	0.500
		15	0.031	0.067	0.233	0.305	0.334 ^(S)	0.384	0.463
	1:1.10:1	13	0.047	0.220	0.295	0.323 ^(S)	0.363	0.439	0.500
		15	0.030	0.066	0.216	0.291	0.323 ^(S)	0.367	0.466
	1:1.20:1	13	0.046	0.203	0.280	0.313 ^(S)	0.351	0.429	0.500
		15	0.029	0.064	0.198	0.279	0.313 ^(S)	0.349	0.434
	1:1.25:1	13	0.046	0.194	0.273	0.308 ^(S)	0.345	0.424	0.500
		15	0.028	0.062	0.192	0.272	0.308 ^(S)	0.344	0.428
	1:1.25:1	23	0.029	0.063	0.180	0.209	0.262	0.287	0.308 ^(S)
		23	0.354	0.410	0.441	0.500			
	1:1.30:1	13	0.042	0.188	0.263	0.303 ^(S)	0.340	0.420	0.500
		15	0.027	0.060	0.183	0.264	0.303 ^(S)	0.340	0.424

(S) indicates intermediate support

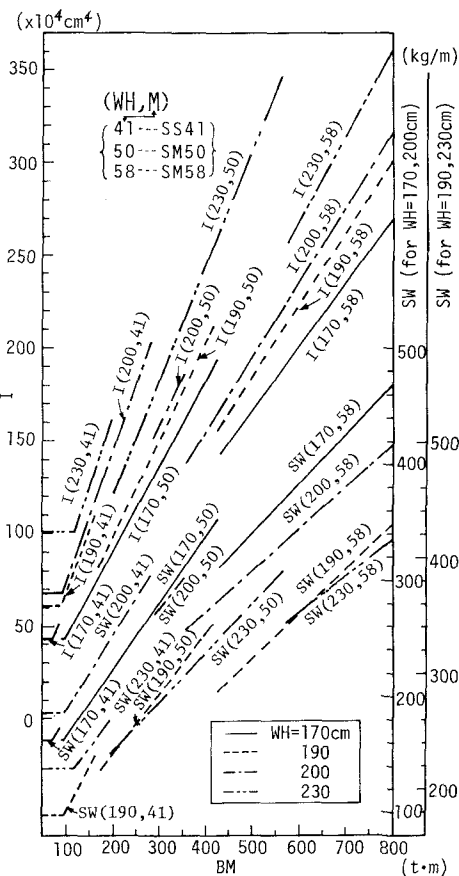


Fig. 4 BM-Opt. M, I and SW Relationships (WH=170, 190, 200, 230 cm)

2-4 I-SDIM, BM-SW 関係曲線, 最適水平補剛材数

前節で決定した最適鋼種および断面二次モーメントを有する各桁要素の最適断面寸法(X)は、桁断面のSuboptimizationより得られた断面二次モーメント(I)-最適断面寸法(SDIM)関係曲線より、Fig.6の例のごとく直接決定することができる。フランジ厚の離散的な増加にしたがい、フランジ幅はノコギリ歯状に増加している。また最適断面寸法が決定されれば、それにともない桁断面の単位長さ当りの最適鋼重(SW)も算定することができ、最大曲げモーメント(BM)と最適鋼重(SW)の関係曲線が導入できる。このようにして得られた各鋼種および桁高におけるBMとSWの関係をFig.4に示す。このBM-SW関係曲線を用いることにより、数回のくり返し計算で桁の真の最大曲げモーメントを正確に算定することができる。またI-SDIM関係曲線より決定された桁断面の最適水平補剛材数は、桁断面のSuboptimizationより決定された各鋼種および桁高において、最小製作費を与える最適水平補剛材数の一覧表(Table 4)より求めることができる。

2-5 支間長と最適桁高の関係

鋼工桁の製作費は桁高により大きな影響を受ける。^{2),3),4)} これまで示した各型式のI桁橋の種々の桁高におけるたわみ制限をも満足する最適解を比較し、各型式、幅員および支間長において最小の製作費を与える桁高を整理するとFig.7のごとくなる。

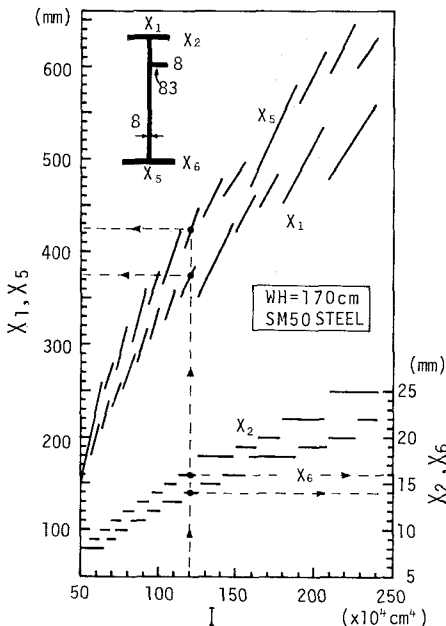


Fig.6 I-SDIM Relationships for WH=170cm, SM50 Steel

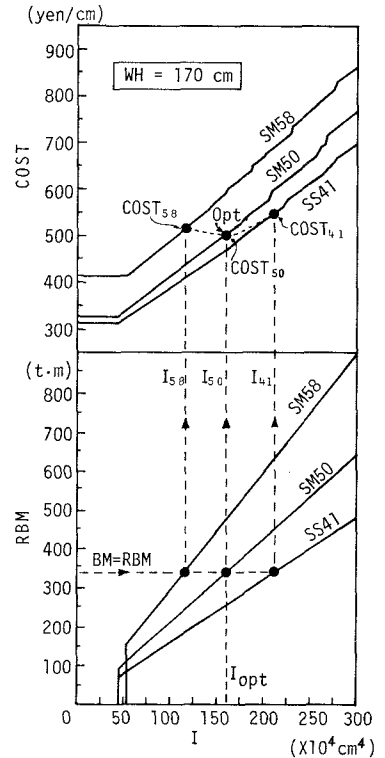


Fig. 5 I-RBM, I-COST Relationships for WH=170cm

Table 4. Optimum Number of Horizontal Stiffeners and Optimum Web Plate Thickness at Each Web Height

WH (mm)	SS41		SM50		SM58	
	N. of HS*	X ₄ (mm)**	N. of HS*	X ₄ (mm)**	N. of HS*	X ₄ (mm)**
1100	H ₀	8	H ₀	9	H ₂	10
1200	H ₀	8	H ₀	10	H ₀ (H ₁)	H ₀ =11 H ₁ =8
1300	H ₀	9	H ₀ (H ₁)	H ₀ =10 H ₁ =8	H ₀ ~H ₁	H ₀ =12 H ₁ =8
1400	H ₀	10	H ₀ ~H ₁	H ₀ =11 H ₁ =8	H ₁	8
1500	H ₀ (H ₁)	H ₀ =10 H ₁ =8	H ₀ ~H ₁	H ₀ =12 H ₁ =8	H ₁	8
1600	H ₀ ~H ₁	H ₀ =11 H ₁ =8	H ₁	8	H ₁	9
1700	H ₁	8	H ₁	8	H ₁ (H ₂)	H ₁ =10 H ₂ =8
1800	H ₁	8	H ₁	9	H ₁ (H ₂)	H ₁ =10 H ₂ =8
1900	H ₁	8	H ₁	9	H ₂	8
2000	H ₁	8	H ₁ ~H ₂	H ₁ =10 H ₂ =8	H ₂	8
2100	H ₁	9	H ₁ ~H ₂	H ₁ =10 H ₂ =8	H ₂	9
2200	H ₁	9	H ₂	8	H ₂	9
2300	H ₁	9	H ₂	8	H ₂	9
2400	H ₂ ~H ₁	H ₁ =10 H ₂ =8	H ₂	8	H ₂	10
2500	H ₂	9	H ₂	9	H ₂	10
2600	H ₂	9	H ₂	9	H ₂	10
2700	H ₂	9	H ₂	9	H ₂	11
2800	H ₂	10	H ₂	10	H ₂	11
2900	H ₂	10	H ₂	10	H ₂	12
3000	H ₂	10	H ₂	10	H ₂	12

*N. of H.S = Optimum Number of Horizontal Stiffeners
H₀=No Horizontal Stiffener, H₁=One Horizontal Stiffener
H₂=Two Horizontal Stiffeners
** X₄ = Optimum Web Plate Thickness

最適桁高($WH_{opt.}$)は、SL(BL)に関して連続的に増加するのではなく段階的に変化し、作用曲げモーメントの小さな桁で170cm、大きくなるにしたがい200cm、さらに230cmと三種類の桁高のみを選択し、比較的広範囲にわたって一定値をとっていることが注目される。これらの最適桁高は、桁の主要な使用鋼種において、Table 4に示す最適水平補剛材数有する腹板厚8mmあるいは9mmの桁の、安定条件より規定される腹板高の上限値とほぼ一致している。

2-6 3径間連続桁の支間比と最小製作費の関係

3径間連続桁の設計において支間比が桁の最小製作費に及ぼす影響を明らかにすることはさきめ興味ある問題である。Fig. 8は車道幅員8m、橋長60~120mにおける等断面および変断面3径間連続桁の、支間比 $\eta=0.70\sim1.30$ における桁の最小製作費(TCOST)の変化を示したものである。等断面桁、変断面桁、いずれも $COST/COST_{opt.}$ あるいは $TCOST/TCOST_{opt.}$ は η に関して4の変化を示し、各橋長において全域的に最小の製作費を与える最適な支間比 $\eta_{opt.}$ が存在する。このような現象は他の車道幅員の3径間連続桁においても全く同様に生じており、変断面桁では、本論文で対象としている範囲で橋長、車道幅員、桁高および断面変化数に関係なく $\eta_{opt.}=1.20\sim1.25$ とほぼ一定の値となっている。したがって変断面を有する3径間連続鋼I桁道路橋の上部構造のみに着目すれば、側径間と中央径間の支間長比を1.00:1.20~1.25:1.00とすることにより最も経済的に設計を行なえることが明らかとなった。

しかしFig. 8より明らかなごとく、変断面桁の η の変化に対するTCOSTの変化の割合はきわめて小さく、支間比 $\eta=1.10\sim1.35$ を有する桁の、最適支間比($\eta_{opt.}$)の桁に対する製作費の増加の割合がわずかに0.7%以下であることも強調されるべき点である。ところで等断面桁では $COST/COST_{opt.}$ が η に関して大きく変化し、かつ $\eta_{opt.}$ も橋長60~120mで1.10→0.95と橋長の増加にしたがい一様に減少しており、変断面桁の場合と異なった傾向を示している。

2-7 等断面桁の絶対最大曲げモーメントと最適桁高、鋼種、断面二次モーメント、鋼重の関係

等断面桁の最適設計諸元は、橋の型式、幅員、支間長等の設計パラメータに関係なく、桁に作用する

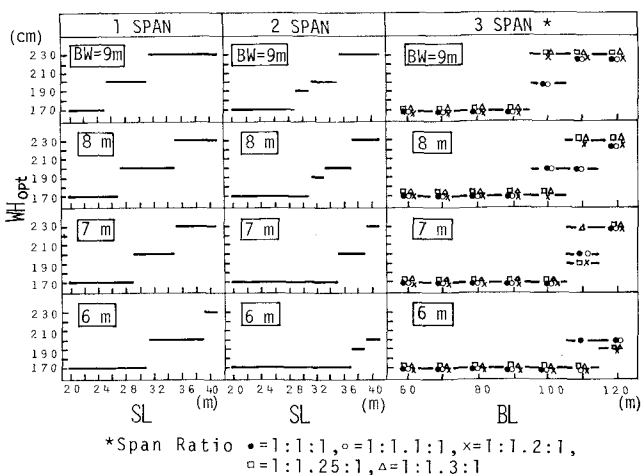


Fig. 7. SL(BL)- $WH_{opt.}$ Relationships for 1, 2, 3 Span Girders

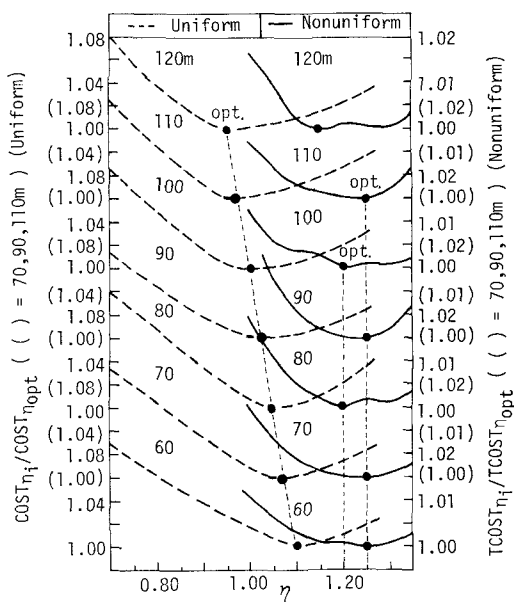


Fig. 8. Span Ratio-TCOST Ratio Relationships for 3 Span Continuous Girders (BW=8m)

絶対最大曲げモーメント (ABM) および桁断面の Sub-optimization より得られた I-RBM, I-COST 関係曲線を用いて各鋼種および桁高における最適解を求め、これを比較することにより決定することができる。Fig. 9 はこのようにして求めた ABM と最適桁高 (WH_{opt}) 鋼種 (M_{opt})、断面二次モーメント (I_{opt})、鋼重 (SW_{opt}) の関係曲線を示したものである。ABM がほぼ 390 t-m 以下の比較的小さい範囲では最適鋼種として SM50 を選択し、また 680 t-m 以上の大きい範囲においては SM58 が最適鋼種となっている。しかしこの中間の ABM = 390 ~ 680 t-m の範囲では、SM50 および SM58 において同一の最小製作費を与える解が存在し、2 種類の最適鋼種が存在している。最適桁高は、変断面桁と同様に、ABM の増加にしたがい連続的に増加するのでは

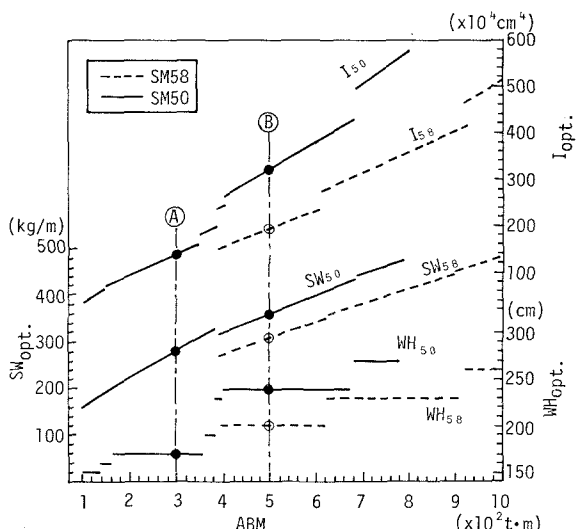


Fig. 9. ABM-Opt. WH, M, I, SW Relationships for the Girder width Uniform Cross Section

なく、SM50 において主として 170, 240, 270 cm、SM58 では 200, 230, 260 cm と段階的に変化し、それぞれ広範囲の ABM にわたって一定値をとっている。これらの関係曲線を用いることにより、たわみ制限をも考慮した等断面を有する鋼 I 桁橋の全域的な最適解を、桁に作用する最大曲げモーメント (ABM) を計算するのみで、図示の A, B の例のごとく直接決定することができる。A の例における最適鋼種は SM50 のみであるが、B の例では SM50 および SM58 の 2 つの最適解を得、いずれが適切な断面諸元を使用すればよい。

3. 製作単価の変動が鋼 I 桁の最適解に及ぼす影響

本研究では桁の最適性を判断するための目的関数として式 (1) で表わされる桁の製作費を考慮しており、製作費の種々の単価の変動が最適解に及ぼす影響を把握しておくことは、これまでに得られた最適設計図表の経済状況の変動に対する有効性を判断する上できわめて重要である。式 (1) において、経済変動に対して最も大きく変動を受け、最適解に影響を与える要素が BP と CP であることより、本節では BP を 44,000 円/ton に固定し、CP を 0, 1000, 2000, 3000, 3600, 4300, 6000 (円/人・日) すなわち CP/BP = 0.0 ~ 0.136 と変化させ、BP と CP の比の変動が桁の最適解に与える影響を検討した。Table 5 は CP/BP = 0.0 ~ 0.136 における幅員 8 m、橋

Table 5 Opt. M, I/I₀, L/BL of 3 Span Continuous Girder at Various Price Ratios (BW = 8 m, BL = 80 m, η = 1.25, WH = 170 cm)

3 SPAN (BL=80m, $\eta=1.25$)										
The diagram shows a continuous girder with three spans. The segments are numbered 1 to 7. Segment 1 is the first span, segment 2 is the first pier (labeled I₀), segment 3 is the second span, segment 4 is the second pier, segment 5 is the third span, segment 6 is the third pier, and segment 7 is the fourth span. The dimensions L₁, L₃, and L₆ are indicated for the first, second, and third spans respectively. The girder is supported by a fixed support at segment 1 and a roller support at segment 4.										
CP	CP/BP	Seg. 1			Seg. 3			Seg. 7		
		M ₁	I ₁ /I ₀	L ₁ /BL	M ₃	I ₃ /I ₀	L ₃ /BL	M ₇	I ₇ /I ₀	L ₆ /BL
0	0.0	SS41	0.564	0.043	SS41	0.725	0.273	SS41	0.969	0.424
1000	0.023	SM50	0.566	0.043	SM50	0.755	0.270	SM50	0.976	0.429
2000	0.045	50	0.566	0.043	50	0.755	0.270	50	0.976	0.429
3000	0.068	50	0.566	0.043	50	0.756	0.270	50	0.977	0.429
3600	0.082	50	0.560	0.042	50	0.753	0.269	50	0.974	0.431
4300	0.098	50	0.566	0.043	50	0.756	0.270	50	0.977	0.429
6000	0.136	50	0.566	0.043	50	0.755	0.270	50	0.978	0.429

BP = Base Price of Steel plate (yen/ton)
 CP = Daily Wage of a Workman (yen/(person day))
 M = Opt. Steel Type
 I = Opt. Moment of Inertia (cm⁴)
 L = Opt. Distance of variation of Sectional Dimensions from Left End Support

長 80 m、支間比 1.25 を有する 3 径間連続桁の最適鋼種 (M)、断面二次モーメント比 (I_y/I_x) および断面変化位置と橋長の比 (L_y/BL) を示したものであるが、この表より明らかなように $CP/BP = 0.00$ と通常生じ得ないようなきわめて小さい CP/BP の範囲以外において、最適な M 、 I_y/I_x 、 L_y/BL がほとんど変化していない。このような現象は単純桁および 2 径間連続桁においても生じており、これまで述べた製作費を最小とする鋼 I 桁道路橋の最適設計図表の内容は、 $CP/BP = 0.023 \sim 0.136$ の広範囲な変動に対して十分な精度で有効に適用できることが明らかとなった。ただし各鋼種および鋼板厚の SP および EX が、参考文献 9) における値よりも相対的に大きく変化し、各鋼種の鋼材比が極端に変化する場合には、最適鋼種の選択がわずかに変化し、それにともない最適な I_y/I_x も多少変化することも予想される。なお桁の製作工程の機械化あるいは合理化等により、桁の製作工数、二次労務費、工場管理費、鋼材の歩留り等が変化することも予想されるが、このような変化はすべて CP および BP の変化に換算することができ、一般にその変化量は上記の CP/BP の変動の範囲に対してきわめて小さく、このような変化によっても、これまで述べてきた最適設計図表の内容は変化しないと判断することができる。

4. 最適設計図表による設計システム

4-1 設計システム

これまで述べてきた最適設計図表を、最適化された設計データとして利用することにより、鋼 I 桁道路橋の最適設計を、Fig. 10 に示す設計流れ図にしたがい、能率的に行なうことができる。この場合、最も基本的な設計パラメータとして桁の型式 (単純桁、2・3 径間連続桁)、車道幅員 (BW)、支間長 (SL) または橋長 (BL)、支間比 (α) を仮定し、任意の桁高 (WH) および変断面数 (NS) について Table 3 より最適な断面変化位置 (L) を決定する。次に I および SW を仮定し、桁の解析を行ない、各桁要素の最大曲げモーメント (BM) を求め、Fig. 4 より BM に抵抗するために必要とする I および SW を決定し、 BM 、 $I_{opt.}$ 、 $SW_{opt.}$ がそれぞれ一定値に収束するまで桁の解析をくり返す。得られた解がたわみ制限を満足していない場合には、オ 4-2 節および文献 6) 7) で述べた図式解法により、桁断面の I - RBM 、 I - $COST$ 関係曲線を利用してこの断面諸元を修正する。各桁要素の最適断面寸法は、Fig. 6 の例に示す各鋼種および桁高の I - $SDIM$ 関係曲線より決定することができる。なお本論文で述べた鋼 I 桁橋の最適設計図表は、すべて桁断面に作用する曲げモーメントのみを考慮し導入したものであり、一般の鋼 I 桁橋においては、このようにして得られた桁断面はせん断力に対しても十分余裕のある断面となっている。しかし、桁高が低く、かつ作用荷重が大きい連続桁等については、支点付近の腹板の断面の検算も行ない、断面が不足する場合には腹板厚を増加させる必要がある。桁の製作費は、上で決定した各桁要素の $M_{opt.}$ 、 $I_{opt.}$ あるいは断面寸法 (X) を利用して、式 (1) あるいは Fig. 5 に示す I - $COST$ 関係曲線より計算することができる。

上記の操作を種々の WH および NS について行ない、最適解を求め、それぞれの製作費、設計、製作架設上の問題点、周囲の環境との調和などを比較検討し、最終的な最適設計諸元を決定することができる。さらにまた長い区間にわたって鋼 I 桁橋の建設計画を行なう場合には、各橋の型式、 BW 、 SL 、 α について上記の設計をくり返し、下部構造の建設費をも含めて、最適な構造計画を行なうことが可能となる。

4-2 たわみ制限により最適解が決定される場合

オ 2 節で述べた最適設計図表により得られた最適解が、たわみ制限を満足しない場合には、この解を初期値として、最も経済的にたわみ制限を満足するように桁要素の断面二次モーメント (I)、鋼種 (M) および

断面変化位置(L)を改良しなければならない。
この方法として、① 使用鋼種(M)を許容応
力度の一般小さい鋼種に変更し、BM=RBM
となるようにIを増加させる方法。(Fig.11のA)
および ② 各桁要素の鋼種は変化させない
で、Iのみを増加させる方法。(Fig.11のB)
の2つの方法が考えられる。そこで本研究で
は最も経済的になわみ制限を改良する設計
変数Xを次式より決定することとした。^{6),7)}

$$Z = \frac{\delta_a - \delta}{\frac{\partial \delta}{\partial X}} \cdot \frac{\partial \text{COST}}{\partial X} \rightarrow \min. \quad (2)$$

ここに、 δ_a : 許容なわみ量、 δ : 桁の実た
わみ量 であり、設計変数(X)が鋼種(M)
の場合、上式の $\partial \delta / \partial M_i$ 、 $\partial \text{COST} / \partial M_i$ は次式
より計算される。

$$\left. \begin{aligned} \partial \delta / \partial M_i &= \delta(M_{i,j-1}) - \delta(M_{i,j}) \quad (<0) \\ \partial \text{COST} / \partial M_i &= \text{COST}(M_{i,j-1}) - \text{COST}(M_{i,j}) \end{aligned} \right\} (3)$$

ここに、 $M_{i,j}$ は桁要素iの使用鋼種がjで
あることを示しており、 $M_{i,j-1}$ は $M_{i,j}$ より一
段階許容応力度の小さい鋼種を示している。

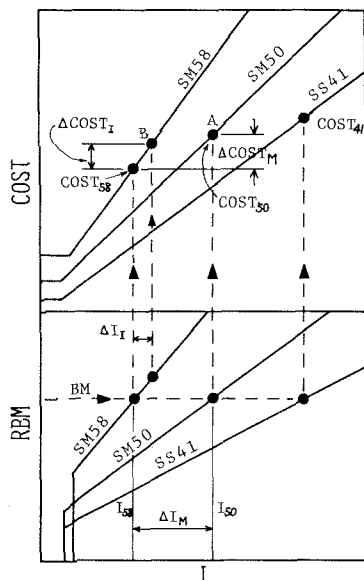


Fig. 11 Changes of I and COST due to ΔI and ΔM

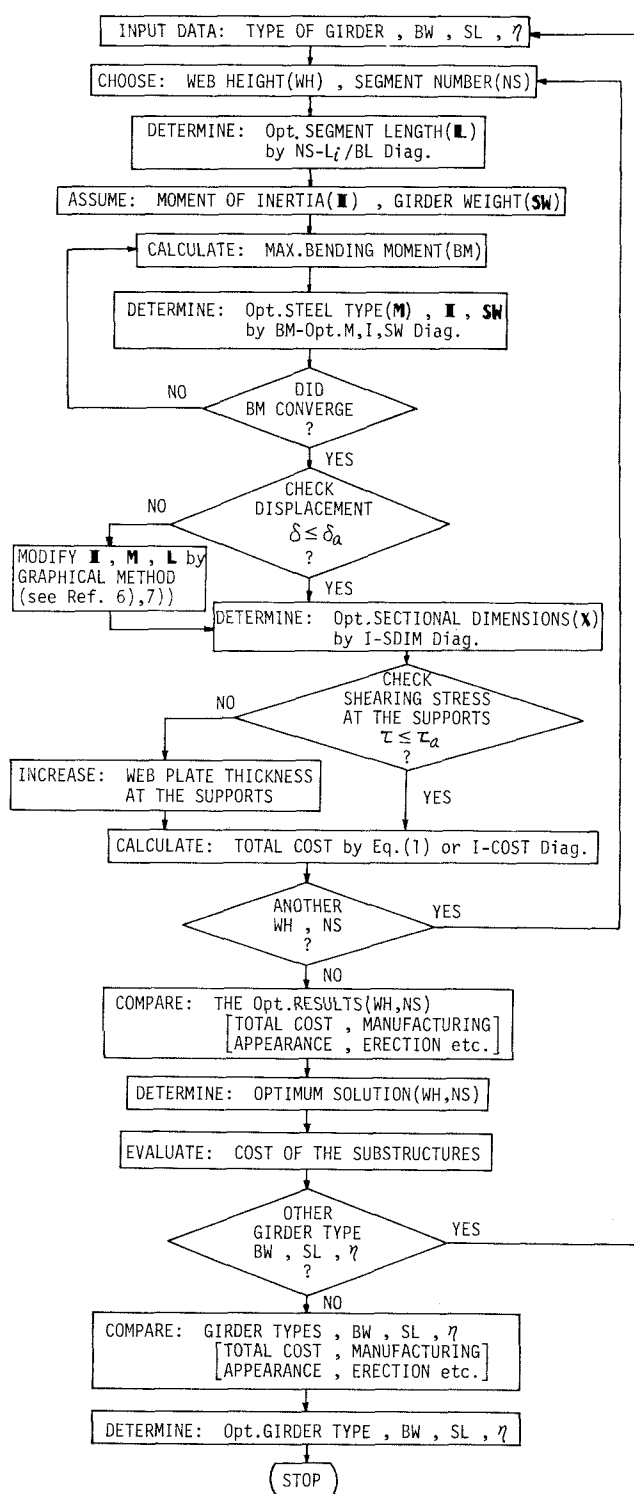


Fig. 10 Flow Diagram for The Optimum Design System

$\delta(M_{i,j-1})$ および $TCOST(M_{i,j-1})$ は、 $M_{i,j-1}$ を固定し、桁の最大曲げモーメント図を用いて図式解法により桁の製作費 $TCOST$ を最小とするように I, M, L を修正した桁における実たわみ量および最小製作費を表わしている。また設計変数 (X) が I の場合には、 $\partial\delta/\partial I_i$ および $\partial TCOST/\partial I_i$ は

$$\left. \begin{aligned} \partial\delta/\partial I_i &= \{ \delta(I_i + \Delta I_i) - \delta(I_i) \} / \Delta I_i & (< 0) \\ \partial TCOST/\partial I_i &= \{ TCOST(I_i + \Delta I_i) - TCOST(I_i) \} / \Delta I_i \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

より計算される。ここに $\delta(I_i + \Delta I_i)$, $TCOST(I_i + \Delta I_i)$ は桁要素 i の I_i を ΔI_i だけ増加させ、 $I_i + \Delta I_i$ および M_i を固定し、桁の最大曲げモーメント図を用いて、図式解法により $TCOST$ を最小とするように I, M, L を修正した桁における実たわみ量および最小製作費を表わしている。

式(2)を最小とする設計変数 I または M を決定し、この設計変数を固定して、桁の最大曲げモーメント図を用いて、図式解法により他の桁要素の I, M, L を修正する。このような改良をたわみ制限を満足するまで繰り返すことにより、最も経済的にたわみ制限を満足する桁の断面諸元を決定することができる。

4-3 2 径間連続桁の設計例

前節で述べた設計法により、Fig.12 に示す 2 径間連続桁の最適設計を行なった例を次に示す。

- (1) 設計条件 橋格：1等橋，車道幅員：8 m，橋長：40 m，支間比：1：1
- (2) 桁高(WH)および変断面数(NS)の仮定 変断面数(NS)を8，桁高として最適桁高を用いることとし、Fig.7 に示す BL-WH_{Opt} 関係曲線より、WH_{Opt} = 170 cm を得る。
- (3) 最適断面変化位置(L_{opt}.)の決定 Table 3 に示す最適断面変化位置 L_i (L_i/BL) の表より、桁の最適な断面変化位置 L_i として Table 6 の値を得る。
- (4) 最大曲げモーメントの計算 各桁要素の使用鋼種 M ，断面二次モーメント I ，鋼重 SW を仮定し、(3) で得られた L を用いて桁の解析を行ない、各桁要素の最大曲げモーメント BM を求める。この BM と Fig.4 に示す $BM-Opt. M, I, SW$ 関係曲線より、各桁要素の M, I, SW を求める。この操作を5回繰り返すことにより、各桁要素の最終的な最大曲げモーメントとして Table 6 に示す値を得る。
- (5) 最適鋼種(M_{opt})，断面二次モーメント(I_{opt})，鋼重(SW_{opt})の決定 (4) で求めた最大曲げモー

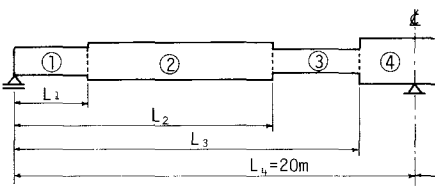


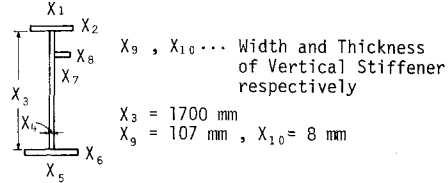
Fig. 12 Example of 2 Span Continuous Girder (BW = 8 m)

Table 6 Optimum L , M , I and SW at Each Segment

Segment Number	1	2	3	4
L _{opt} (cm)	280	1292	1788	2000
BM (t.m)	108.3	189.5	126.6	208.4
M _{opt}	SM50	SM50	SM50	SM50
I _{opt} (x10 ⁴ cm ⁴)	48.9	86.1	57.3	94.7
SW _{opt} (kg/m)	168.4	215.8	179.1	226.8

Table 7 Optimum M , H and Sectional Dimensions at Each Segment

(unit = mm)									
Seg. No.	M	H	X ₁	X ₂	X ₄	X ₅	X ₆	X ₇	X ₈
1	SM50	H ₁	140	8	8	140	8	83	8
2	SM50	H ₁	281	13	8	330	11	83	8
3	SM50	H ₁	190	9	8	215	8	83	8
4	SM50	H ₁	308	14	8	349	12	83	8



メントとFig.4に示すBM-Mopt., Iopt., SWopt. 関係曲線を用いて、各桁要素の最適鋼種、断面二次モーメントおよび鋼重をTable 6のごとく決定することができる。各桁要素の最適鋼種はすべてSM50となっている。

- (6) たわみ量の検討 Fig.7に示す最適桁高を使用し、上述の方法により断面諸元を決定すれば、たわみ制限は自動的に満足することとなる。すなわち、(5)で得られた最適断面を有する桁の活荷重による最大たわみ量を計算すると1.868 cm となり、許容たわみ量 $20/20000/20 = 0.02 \text{ m} = 2 \text{ cm}$ より小さくたわみ制限を満足している。

- (7) 最適断面寸法(Xopt.)および最適水平補剛材数(Hopt.)の決定 WH=170 cm におけるSM 50のI-SDIM関係曲線(Fig.6参照)より、各桁要素の最適断面寸法 $X_1 \sim X_8$ および最適水平補剛材数HとしてTable 7の値を得る。

- (8) 桁の最小製作費(TCOST)の計算 (7)で求めた各桁要素の最適鋼種および断面寸法を用いて式(1)より、あるいはFig.5の例に示す各鋼種および桁高のI-COST関係曲線より、桁の最小製作費TCOSTとして、 $TCOST = 1.50 / \times 10^6 \text{ 円}$ を得る。

5. 結 語

本論文において、文献3), 4), 6)で述べた鋼I桁の図式最適設計法を用い、「道路橋示方書」にもとづき、製作費を最小とする、桁高が全橋長にわたって一定である変断面および等断面鋼I桁道路橋の、種々の基本的な最適設計図表を作成し、それぞれの図表の特性を明らかにするとともに、これらの最適設計図表を、集約された最適設計データとして利用することにより、鋼I桁道路橋の最適計画および最適設計を、桁の曲げモーメントを計算するのみで容易かつ能率的に行なえることを示し、鋼I桁道路橋の実用的な一つの最適設計システムを提案した。

本論文で述べた主要な最適設計図表は、各橋の型式および断面変化数における最適断面変化位置、最大作用曲げモーメントと最適使用鋼種、断面二次モーメント、鋼重の関係曲線、各鋼種および桁高における断面二次モーメントと最小製作費、最大抵抗曲げモーメント、最適断面寸法関係曲線、各橋の型式および幅員における最適桁高、三径間連続桁の最適支間比などであり、その主要な性質を列举すると次の通りである。

- ① 各桁要素の最適断面変化位置と橋長との比は、支間長(橋長)および幅員に関係なく、橋の型式および桁要素数に対して一定の値をとる。
- ② 桁高が大きく、各桁要素の最適な断面諸元が作用曲げモーメントにより決定される場合には、各桁要素の最適鋼種(Mopt.)、断面二次モーメント(Iopt.)および鋼重(SWopt.)は、各鋼種および桁高における桁断面のSuboptimizationの結果より導入した、最大曲げモーメント(BM)と最適なM, I, SW関係曲線より、直接決定することができる。
- ③ 各型式および橋長に対して全域的に最小製作費を与える最適桁高は、支間長に関して連続的に変化するのではなく段階的に変化し、かつ比較的広範囲にわたって一定値をとっている。
- ④ 3径間連続鋼I桁道路橋の、全域的に最小の製作費を与える最適支間比($\eta_{opt.}$)が存在し、この $\eta_{opt.}$ は、変断面連続桁においては、橋長、幅員および桁高等に関係なく、ほぼ1.20~1.25と一定値をとっている。しかし、支間比の変化に対する製作費の変化はきわめて小さく、 $\eta = 1.10 \sim 1.35$ において0.7%程度以下であることも強調されるべき点である。一方等断面桁の場合には、橋長60~120mと増加するにしたがい、 $\eta_{opt.}$

は $1.10 \sim 0.95$ と一様に減少している。

⑤ 鋼I桁道路橋の最適設計図表の内容は、人件費の単価(CP)と鋼板のベース価格(BP)の比(CP/BP)が、 $0.023 \sim 0.136$ と大きく変動してもほとんど変化せず、一定値をとり、本論文で示した最適設計図表は、広範囲な人件費と材料費の単価の変動に対して、十分な精度をもって有効に利用することができることが明らかとなった。しかし、人件費の単価が0円/人・日となるような極端な場合には、最適使用鋼種が変化し、本論文の最適設計図表を適用することができない。

本論文で述べた最適設計図表を利用することにより、単純、2・3径間連続鋼I桁道路橋の種々の設計パラメータ、すなわち橋長、支間長、幅員、桁高、断面変化数における最適設計を、桁の最大曲げモーメントを計算するのみで、容易かつ能率的に行なうことができる。さらに桁高が低く、最適設計図表により決定された断面諸元を有する桁が、たわみ制限を満足しない場合には、桁断面のI-RBM, I-COST関係曲線を利用して、図式解法により、最も経済的にたわみ制限を満足する最適解を決定することができる。

与えられた設計条件に対する最終的な最適解は、種々の設計パラメータにおける最適な断面諸元について、それぞれの製作費、設計、製作、架設上の問題点、使用性、周囲の環境との調和などを比較検討し、決定されるべきである。

また、本論文で述べた最適設計図表を利用した鋼I桁道路橋の最適設計システムは、道路橋のさらに広範囲な構造型式の最適計画あるいは最適設計を、能率的に行なうGeneral Purpose System Optimization Programを確立するための、基本的なサブプログラムの一つとして、有効に利用することができるものである。

なお、本論文では、主として最適設計図表を利用した鋼I桁道路橋の設計システムについて述べたが、鋼I桁道路橋に関する最適設計図表の、さらに詳細な内容については文献2), 4)を参照されたい。

(参考文献)

- 1) OHKUBO.S, OKUMURA.T "Basic Optimum Design Diagrams of Highway Plate Girders" Prepared Discussion, IABSE 10th Congress, Tokyo, Sept. 1976 and Final Report. (to be published in Feb. 1977)
- 2) 大久保禎二・奥村敏恵・山縣延樹 "変断面鋼I桁道路橋の最適設計図表" 愛媛大学紀要, 才三部工学, 才8巻才4号, (1977年2月刊行予定)
- 3) 大久保禎二・奥村敏恵 "図式解法による鋼I桁の最適設計" 土木学会論文報告集, 才252号, 1976年8月, pp.23~34.
- 4) 大久保禎二・山縣延樹・河村満貴 "桁要素のSuboptimizationに基づく鋼I桁橋の図式最適設計法" 愛媛大学紀要, 才三部工学, 才8巻才3号, 昭和51年2月, pp.65~88.
- 5) 奥村敏恵・大久保禎二 "Suboptimizationによる鋼連続桁の最適設計" 土木学会論文報告集, 才215号, 1970年7月, pp.1~14. and "Optimum Design of Steel Continuous Girders Using Suboptimization of Girder Elements" Proc. of the Symposium on Analytical Problems for Design of Structures, JSCE & AIJ, Tokyo, March 1975, pp. 209~229.
- 6) 大久保禎二・奥村敏恵・山縣延樹 "データ・バンクを利用した鋼I桁の図式最適設計法" 土木学会電算機利用に関するシンポジウム講演概要, 1976年11月, pp.80~83.
- 7) 大久保禎二・山縣延樹 "桁高制限を有する鋼I桁橋の図式最適設計法(才2報)" 土木学会才31回年次学術講演会概要集, 才1部, 昭和51年10月, pp.554~555.
- 8) 日本道路協会 "道路橋示方書・同解説" (昭和48年2月)
- 9) 日本橋梁建設協会・鉄骨橋梁協会共編 "鋼道路橋原価計算表(昭和47年度版)"

DESIGN SYSTEM OF HIGHWAY PLATE GIRDERS
USING OPTIMUM DESIGN DIAGRAMS

SADAJI OHKUBO* TOSHIE OKUMURA** NOBUKI YAMAGATA***

This paper presents a simplified optimum design system for minimum cost design of constant-depth highway plate girders on the basis of data manipulation of the optimum design diagrams developed by the graphical optimum design method.

The optimum solutions of the girders for various design parameters are summarized on moment of inertia, applied bending moment and web height, then, the optimized design tables and relationships are introduced for optimum steel types(M), moment of inertias(I), segment lengths(L), girder weights(SW), sectional dimensions (SDIM), minimum costs, maximum resisting bending moments, optimum web heights and optimum span ratios. The effects to the optimum design diagrams due to the changes of unit price ratios are also investigated. From the results the following fundamental characteristics of the diagrams have been clarified.

1) Optimum M, I, SW for each girder segment may be determined directly from the BM-Opt.M, I, SW relationships without regard to the type of a girder. According as bending moments increase, higher strength steels are selected as optimum steel types. The arrangement of optimum steel types and moment of inertias of the girder segments therefore differ with values of the maximum bending moment diagram. However, the optimum segment length ratios do not change so much with span lengths and web heights, and they may be represented by a particular set of the ratios for a specific segment number and girder type with quite few exceptions.

2) The minimum cost of the plate girder with specific span length, bridge width and number of segments is varied concavely with web height on the whole. The optimum web heights which give the global minimum costs at the span lengths change stepwise and keep constant values for fairly wide ranges of span lengths.

3) The most economical span ratio(η_{opt}) for the 3 span continuous girder superstructures with nonuniform cross sections may be decided as almost 1.20~1.25. However, it should be emphasized also that the relative differences of girder costs in the range of span ratio from 1.10 to 1.35 are considerably small as less than 0.7%. On the contrary, for the girder with uniform cross section η_{opt} reduces with bridge lengths from 1.10~0.95 for bridge length 60~120m and the relative differences of the costs are changed so much as the order of several percents.

4) Optimum steel type, moment of inertia and length to be used for each girder segment are extremely insensitive to a wide variety of the unit price ratios of workmen(CP) to steel plates(BP), $CP/BP=0.023\sim0.136$, except the case $CP/BP=0.0$ which is an unconsiderable case in the practical design problems. The optimum design diagrams presented in this paper therefore may be applicable for a wide range of economic fluctuations with sufficient accuracy.

By using the optimum design diagrams as optimized data banks, the minimum cost design of highway plate girders with various design parameters may be carried out by the simple design procedures. The main computation required for the design is girder analysis only and most part of the design decisions can be made straightly from the diagrams. If the girder designed by the diagrams does not satisfy the displacement constraints, design variables M, I and L of the girder may be modified by the graphical optimization procedure.

The design systems proposed in this paper may be utilized as one of the element design programs for specific structures in a general purpose system optimization program for highway bridges.

* Department of Civil Engineering, Ehime University

** Department of Foundation Engineering, Saitama University

*** Graduate Student, Department of Civil Engineering, Ehime University