

ザイール共和国

マタディ橋梁建設計画調査報告書

橋梁形式の選定

昭和53年5月

国際協力事業団

532
615
SDS

JICA LIBRARY



1018307E7J

ザイール共和国

マタディ橋梁建設計画調査報告書

橋梁形式の選定

昭和53年5月

国際協力事業団

国際協力事業団	
納入 月日 84. 4.11	532
	61.5
登録No. 03268	SDS

マタディ橋梁型式の選定

目 次

1. ま え が き	1
2. 橋梁上部工設計規準	1
2-1. 建築限界	1
2-2. 桁下空間	2
2-3. 縦断勾配	2
2-4. 横断勾配	2
2-5. 設計荷重	2
2-6. 使用材料	4
2-7. 許容応力度	4
2-8. 構造細目	7
3. 各橋梁形式の比較検討	8
3-1. 上部工材料所要数量	8
3-2. 部材断面及び詳細構造	8
3-3. 支点の上揚力	8
3-4. 架 設	8
3-5. 結 論	9
4. 吊橋と斜張橋の詳細比較	10
4-1. 主要部材の疲労	10
(1) 一 般	10
(2) 吊橋のケーブル及び部材の疲労	10
(3) 斜張橋のケーブル及びソケット部の疲労	13
4-2. 吊構造部の静的変形	13
4-3. 振動性状	13
4-4. 耐風安定性	14
4-5. 列車が橋梁に及ぼす影響	14
4-6. 橋梁の挙動が車輛走行性に及ぼす影響	14
4-7. 吊橋及び斜張橋の架設工法	15
4-8. 斜張橋の問題点	15
4-9. 吊橋の検討	15
(1) 概 要	15
(2) 吊橋の形式選定	16
(3) 吊構造部及び塔	17
4-10. 吊橋及び斜張橋の各部材の応力表及び断面構成	18
4-11. 可動部分の構造	24
4-12. 工費、工期の比較	25
5. 結 論	25

1. まえがき

本報告書はザイール河(マタディ地区)に架設を予定されている主径間約500m、全長約800mに及ぶ鉄道、道路併用橋の橋梁形式を選定するにあたって考慮すべき事項を述べ、それら事項に関して詳細に検討した結果を報告するものである。

これまでに既に建設され現用に供されている径間500mに及ぶ鉄道橋は1890年建設のFirth of Forth Bridge(England)、1917年建設のQuebec Bridge(Canada)の例があるが、いずれもカンチレバー橋である。

一方今後建設を予定されている橋梁としては、本州四国連絡橋(日本)やグロースェンベルトの海峡連絡橋(Denmark)、メッシーナ海峡連絡橋(Italy)があり、いずれも吊橋や斜張橋による鉄道、道路併用橋として計画がなされており、そのスパンも500m~1,800mに及んでいる。

このように本格的な鉄道車両荷重が通っている吊橋や、斜張橋はまだ現存しない。

せいぜい地下鉄や市電のように荷重が小さい列車、車両のために使用されるものがいくつかあるだけである。

その理由は、列車荷重は道路橋の活荷重に比べて集中的で大きいので変形に対して影響が大きいこと、又、設計荷重に近い大きさの荷重が頻度高く載荷されるので、疲労の影響が大きいことなど、鉄道を載せるために、特に考慮すべき技術的問題点がいくつかあることによる。

しかしながら近年の橋梁工学の進歩により吊橋や斜張橋を鉄道橋として利用する可能性が相当高くなってきた。

斜張橋の適用可能な範囲は、急速に拡大しつつあり、将来はスパン500mの鉄道橋としても有力な形式となり得ることが予想される。しかしこれまでに建設された斜張橋の最大のスパンは350m程度であり、しかも道路橋であるので、現段階では500mに及ぶ鉄道橋として採用する場合、短期間のうちに問題点を十分洗い出すことができるかどうかには疑問がある。

吊橋についても鉄道橋としての実例が乏しいことは同様であるが、道路橋としては既にスパン1,000mを超えるものが多数あり、設計、製作、架設、保守管理に関する工学的経験も深い。又、鉄道橋としての採用は既に10年来日本における本州四国連絡橋計画において、ほぼ研究されつくしており、センタースパン1500m、橋長1,800mを有する複々線鉄道と6車線道路を載荷する橋梁として建設準備が進められている。

このようにセンタースパン500mの鉄道道路併用吊橋を架設することには問題はないといえる。

カンチレバー橋やアーチ橋、連続トラス等も勿論架設可能な形式であり、吊橋や斜張橋よりも剛性が高いという点では有利であるが、架設地点の地形の制約で適切なスパン割りがとれないこと、及び横方向の安定のために幅を広くとる必要があることなどから経済的にかなり不利となる。

本報告書は従来より各調査団から提出されている報告書の内容を吟味し、ザイール河橋梁の形式選定上考慮すべき事項について、詳細にわたって検討したものであり、特に、吊橋及び斜張橋の形式比較については下記事項に重点を置くこととした。

- (1) 橋梁の静的変形性状及び応力
- (2) くり返し荷重が主要構造部材に及ぼす影響
- (3) 列車走行による橋梁の振動
- (4) 施工方法及び施工中の問題点
- (5) 伸縮継目、タワリンク等の可動部分の詳細構造
- (6) 工事費(材料費を含む)及び工期の比較

2. 橋梁上部工設計規準

本報告書では橋梁上部工の検討にあたり次の設計規準を用いた。

この規準は、ザイール河橋梁の利用方並びに日、米、欧で従来から用いられている設計規準を考慮しつつ決定したものであり、そのまま本設計に用い得るものである。仮に橋梁を利用する上での理由から本規準に含まれている数値を若干変更しなければならない事態が生じたとしても、その差異はわずかなものと考えられる。

2-1. 建築限界

鉄道部は単線軌道とし、その建築限界は図-1に示すものとする。

道路部は2車線及びその両側に歩道部分を設けるものとし、その幅員構成及び建築限界は図-2に示すものとする。

管理路は軌道部に近接して設けるものとし、その建築限界は図-3に示すものとする。

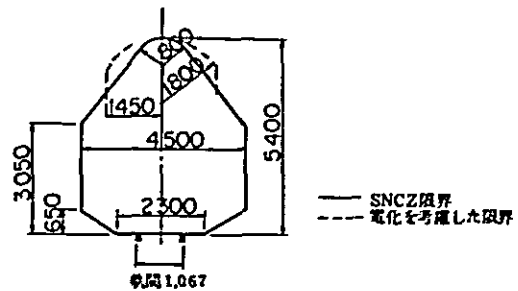


図-1. 鉄道部の建築限界

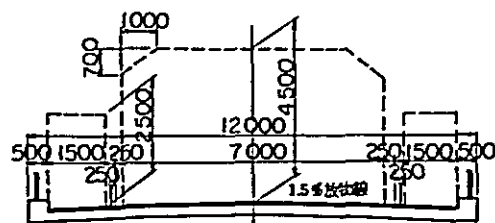
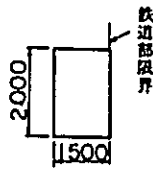


図-2. 道路部幅員構成及び建築限界
(2車線併列の場合)

設計方針による



設計方針による

図-3. 管理路

2-2. 桁下空間

桁下端より高水位までの間隔は、主塔位置において4.0m以上とする。

2-3. 縦断勾配

レール面の縦断勾配は側支間において1.0%、中央支間において5%の放物線とする。

2-4. 横断勾配

道路面の横断勾配は1.5%とする(図-2参照)。

2-5. 設計荷重

(1) 荷重の種類

設計にあたっては、次の荷重を考慮するものとする。

- 死荷重(D)
- 活荷重(L)
- 衝撃(I)
- 制動荷重及び始動荷重
- 車両横荷重(L_P)
- 温度変化の影響(T)
- 風荷重(W)
- 架設時荷重(E_R)
- 地震の影響(E_Q)
- その他

(2) 死荷重

(a) 死荷重の算出には表-1に示す単位重量を用いるのを原則とする。

表-1.

材 料	単位重量 (kg/m ³)	材 料	単位重量 (kg/m ³)
鋼、鉄 鋼	7,850	コンクリート	2,350
鋼 鉄	7,250	鉄筋コンクリート	2,500
木 材	800	モルタル	2,150
砂利又は砕石	1,900	アスファルト舗装	2,300

(b) 1軌道の単位長さ当りの最小重量は、鋼桁直結式の場合200kg/m(木枕木を用いた場合450kg/m)とする。

(3) 活荷重

- 列車荷重は図-4に示すとおりとする。ただし吊橋の補剛トラスケーブル、塔、アンカー等に対しては1軌道につき

7.6t/mの等分布荷重で載荷長は最大350mとしてよい。なお疲労の影響を検算する場合には上記荷重をてい減することができる。

- 自動車荷重はAASHTO(HS20-44)による(図-5参照)

- 歩道及び管理路に対する群集荷重は300kg/m²とし、列車荷重、自動車荷重とは同時に載荷しないものとする。

(4) 衝 撃

- 床版、床組、ハンガーの設計には列車荷重及び自動車荷重による衝撃を考慮する。その場合衝撃係数は次式によるものとする。

$$\text{自動車荷重} \quad i = \frac{5.0}{L+125} \quad L = \text{スパン長 (feet)}$$

$$\text{鉄道荷重} \quad i = 0.7 - \frac{L^2}{4,000} \quad L = \text{スパン長 (M)}$$

ハンガーに対しては、床桁のスパン長をとる。

- 補剛トラスの設計には列車荷重による衝撃を考慮する。その場合衝撃係数は0.1とする。

- 塔、ケーブル、アンカーの設計には衝撃は考慮しない。

(5) 制動荷重及び始動荷重

列車による制動荷重及び始動荷重は次の値とする。

なお自動車による制動荷重及び始動荷重は考慮しないものとする。

- 制動荷重 列車荷重の15%

- 始動荷重 機関車荷重の25%

(6) 車両横荷重

鉄道部の床組に対しては、車両横荷重を考慮する。車両横荷重は1軌道当り図-6に

示す連行集中移動荷重とし、レール面の高さにおいて橋軸に直角かつ水平に作用するものとする。

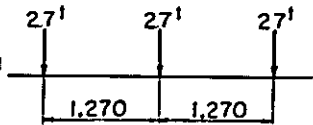


図-6.

(7) 温度変化の影響

温度変化の影響は±15degとし、15°Cから55°Cの範囲を考慮のものとする。

(8) 風荷重

(a) 設計風速は40m/secを標準とする。なお載荷時の設計風速は30m/secとする。

(b) 列車に作用する風荷重は120kg/m²とする。この場合、列車の垂直投影面はレール面上3.6mの幅とする。

(c) 自動車に作用する風荷重は120kg/mとする。この場合、方向は橋軸直角方向とし、作用高さは路面上1.5mとする。

ただし、この場合自動車荷重は1/2を載荷するものとする。

(9) 架設時荷重

架設時荷重は考え得る架設段階ごとの材料の重量、架設に要するあらゆる機械器具の他に余裕として単位橋長(m)当り1tの荷重を含めて考えるものとする。

(10) 地震の影響

- (a) 地震の影響は震度法により活荷重を載せない状態に

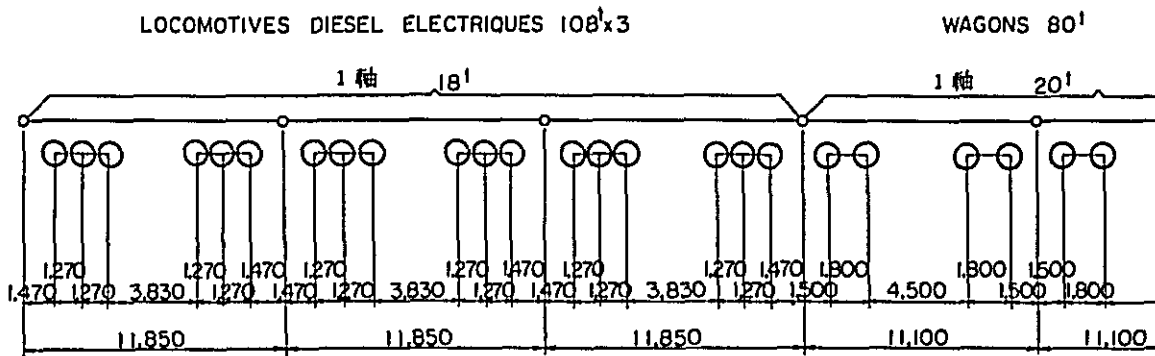


圖-4 列車荷重

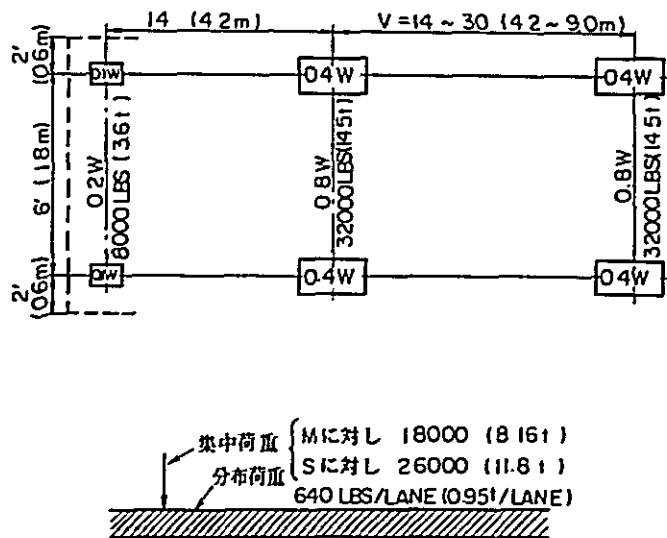


圖-5 自動車荷重

において考えるものとする。

- (b) 地震の水平震度は塔に対して0.1、吊構造に対しては0.05とする。

- (c) 地震の鉛直震度は水平震度の50%とする。

2-6. 使用材料

使用材料は日本工業規格(JIS)に適合するものを標準とする。

2-7. 許容応力度

(1) 構造用鋼材及び溶着部の許容応力度

- 基本許容応力度

構造用鋼材及び溶着部に対する基本許容応力度は表-2に示す値とする。

表-2

(単位: kg/cm²)

応力の種別		鋼種		SS41	SM50	SM50Y	SM58		
		SM41	SMA41	SM53	SMA50	SMA58			
構造用鋼材	引張応力度 (純断面につき)	軸方向応力度	1,400	1,900	2,100	2,600	2,600	①	
		曲げ応力度							
	圧縮応力度 (純断面につき)	軸方向応力度	800	1,100	1,200	1,500	1,500	②	
		せん断応力度							
	支圧応力度	鋼板と鋼板	2,100	2,800	3,100	3,900	3,900	③	
溶接	グループ溶接	放射線検査を行う場合	引張応力度	1,400	1,900	2,100	2,600	2,600	④
			圧縮応力度	1,120	1,520	1,680	2,080	2,080	⑤
	上記いずれの場合とも	放射線検査を行わない場合	引張応力度	1,260	1,710	1,890	2,340	2,340	⑥
			圧縮応力度	800	1,100	1,200	1,500	1,500	⑦
部	すみ内溶接	ビード方向の引張、圧縮応力度	1,400	1,900	2,100	2,600	2,600	⑧	
		のど厚に関して引張、圧縮、せん断応力度	800	1,100	1,200	1,500	1,500	⑨	
現場溶接		引張応力度	それぞれの場合において上記の値に次の係数を乗ずる。			0.8	0.8	⑩	
		圧縮応力度				0.9	0.9	⑪	
		せん断応力度				0.9	0.9	⑫	

注: 1) 放射線検査の合格規準は、引張継手についてはJIS Z 3104-1968の2級以上、また圧縮継手については同じく3級以上であることを原則とする。

2) ①における材片の純断面は、その純断面からリベット孔またはボルト孔によって失われる断面を除いたものを示す。

3) ⑩および⑪で、ビード方向の引張、圧縮の場合には、乗ずる係数を1.0とする。

(2) 座屈許容応力度

橋桁部材に対する座屈許容応力度は、表-3に示す値とする。

表-3.

(単位: kg/cm²)

鋼材 応力の 種別	SS41 SM41 SMA41	SM50	SM50Y SM50 SMA50	SM58 SMA58	
軸 方 向 応 力 度	0 < $\mu_r \leq 28$ のとき 1,250	0 < $\mu_r \leq 24$ のとき 1,700	0 < $\mu_r \leq 22$ のとき 1,900	0 < $\mu_r \leq 20$ のとき 2,400	①
	28 < $\mu_r \leq 130$ のとき 1,250 - 8.0($\mu_r - 28$)	24 < $\mu_r \leq 115$ のとき 1,700 - 12.5($\mu_r - 24$)	22 < $\mu_r \leq 105$ のとき 1,900 - 14.8($\mu_r - 22$)	20 < $\mu_r \leq 95$ のとき 2,400 - 24.4($\mu_r - 20$)	
	130 < μ_r のとき 7,400,000($r\mu$) ²	115 < μ_r のとき 7,400,000($r\mu$) ²	105 < μ_r のとき 7,400,000($r\mu$) ²	95 < μ_r のとき 7,400,000($r\mu$) ²	
曲 げ 応 力 度	(1) 強軸まわりの曲げに対し ①の μ_r の代わりに次の式で示す等価細長比(μ_r) _e を用いる。 $(\mu_r)_e = P \frac{l}{b}$ ここで、I型断面の場合 $P = \sqrt{12 + 2\beta/\alpha}$ 箱型断面の場合 $\alpha \geq 2$ のとき $P = 1.3 \sqrt{3\alpha + \beta} \sqrt{b/L}$ $\alpha < 2$ のとき $P = 1.3 \sqrt{6 + \beta} \sqrt{b/L}$				②
	(2) 弱軸まわりの曲げに対し 1,250	1,700	1,900	2,400	③

注: 1) ①における l は部材の座屈長さ(cm)を、 r は考える軸についての断面の断面2次半径(cm)を示す。なお、 l の取り方については表-4による。

2) ②における l はフランジの固定点間距離(cm)を、 b はフランジの幅(cm)または箱形断面の腹板の中心間距離(cm)を示す。また α はフランジの厚さ(t_f)と腹板の厚さ(t_w)の比(t_f/t_w)、 β は腹板の高さ(h)と b との比(h/b)である。

表-4

部材または桁	l
トラスの弦材	骨組長さ
トラスの腹材(橋面外)	骨組長さ
トラスの腹材(橋面内)	骨組長さの0.9
横構及び対横構	骨組長さ

(3) 疲労許容応力度

疲労の検算を行う場合の構造用鋼材、及び溶着部の許容応力度は、表-5に示す値とする。表中の σ は、主荷重に

よって生ずる応力の最小値との比 $\sigma = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$ 、または

$\frac{|\sigma_{\min}|}{|\sigma_{\max}|}$ で、両振れの場合は負号、片振れの場合は正号とする。

(4) ボルト及びピン

ボルト及びピンに対する基本許容応力度はそれぞれ表-6、表-7に示す値とする。

表-6. ボルトの基本許容応力度

(単位: kg/cm²)

ボルト 応力の種別	高力ボルト			普通ボルト
	F8T	F10T	F11T	4T
せん断応力度	1,000	1,250	1,300	900
支圧応力度	-	-	-	1,900

注: 高力ボルトの支圧応力度は検算する必要はない。

表-7. ピンの基本許容応力度

(単位: kg/cm²)

応力の種別	鋼種	
	SS41, SM41	SM50
曲げ軸応力度	1,900	2,600
せん断応力度	1,000	1,400
支圧応力度	1,600	2,200
ピン孔支圧応力度	1,600	2,200

表-5. 構造用鋼材の母材及び溶接部の応力許容応力度

単位: kg/cm²

継手の種類	許容応力度						
	応力の種類	SMA41 SMA41	SM50	SMSOY SM50 SMA50	SM58 SMA58		
1. 溶着部に隣接セナリベット孔及びボルト孔のない母材 2. 高力ボルト摩擦接合の母材 3. 裏溶接及び放射線検査を行ったグループ溶接の母材及び溶接部。表面は仕上げる。ただしσ _{max} が圧縮でσ _{max} ≥ 0の場合は母材との移り変わり部のみ仕上げればよい。 4. 引張または圧縮の方向に連結し応力を伝えない溶接のある母材 5. 腹板とフランジ、重ね合わせのフランジプレート相互を連結する連続縦接及び応力に平行なグループ溶接に接する母材 6. ガセット等が母材と一体となり端部は応力集中が大きくなりなないように考慮した場合(1~6の切断面の視度は50S以下とする。)		引	$\frac{1.530}{1-0.7k}$				A
		張	ただし 1,400 以下	ただし 1,900 以下	ただし 2,100 以下	ただし 2,600 以下	
7. リベット接合の母材 8. 補剛材取付の溶接跡端を仕上げた場合の母材 9. フランジにガセットをグループ溶接で取付け端部を仕上げた(R ≥ 20)場合の母材		引	$\frac{1.275}{1-0.7k}$				B
		張	ただし 1,400 以下	ただし 1,900 以下	ただし 2,100 以下	ただし 2,600 以下	
10. 補剛材取付の溶接跡端を仕上げない場合の母材 11. ダイヤフラムを取付けた場合の母材 12. 重ね継手に大きな不等角サイズのすみ肉溶接を行い、仕上げた場合の母材 13. 応力の方向に直角なK溶接または十分大きなすみ肉溶接のある場合の母材 14. 腹板にガセットをすみ肉溶接で取付け、端部を仕上げた場合の母材		引	$\frac{1.050}{1-0.7k}$				C
		張	ただし 1,400 以下	ただし 1,900 以下	ただし 2,100 以下	ただし 2,600 以下	
15. 重ね継手にすみ肉溶接を行い、仕上げた場合の母材 16. 腹板にガセットをすみ肉溶接で取付け、端部を仕上げない場合の母材		引	$\frac{805}{1-0.75k}$				D
		張	ただし 1,400 以下	ただし 1,900 以下	ただし 2,100 以下	ただし 2,600 以下	
17. 母材 18. 腹板とフランジの連結またはフランジの材片を互に連結する連続側面すみ肉溶接		引	$\frac{920}{1-0.1k}$				S ₁
		張	ただし 800 以下	ただし 1,100 以下	ただし 1,700 以下	ただし 1,500 以下	
19. 前面すみ肉		断	$\frac{820}{1-0.1k}$				S ₂
20. 側面すみ肉			ただし 800 以下	ただし 1,100 以下	ただし 1,200 以下		

(注) 1. 表の許容応力度を適用するため放射線の合格規準は、引張継手に対してはJIS Z 3104-68の1級、圧縮継手に対しては2級以上を標準とする。

2. 表の許容応力度に次の係数を乗じた値を許容応力度とする場合の合格規準は3級以上を標準とする。

式	応力の種類	係数
A	引張	0.8
A	圧縮	0.9

(5) 銅合金支承の許容応力度

銅合金の許容支圧応力度 300 kg/cm^2 とする。

(6) ケーブル及びハンガー

(1) ケーブル

熔融亜鉛メッキ鋼線の引張強度 $16,000 \text{ kg/cm}^2$ 以上

ケーブルの許容引張応力度 $5,600 \text{ kg/cm}^2$

(熔融亜鉛メッキ鋼線の直径は 5 mm を基準とする)

(2) ハンガー

ハンガーの許容引張荷重 ハンガーロープの保証破断荷重の $1/4$

(7) 許容応力度の割増

荷重を組合せた場合の許容応力度の割増は表-8に示すものを標準とする。

2-8. 構造細目

構造細目については、日本国有鉄道建造物設計標準(鋼鉄道橋)に、道路部、床版、床組については日本の道路橋示方書に準ずる。

表-8. 許容応力度の割増率

荷重の組合	割増率
D + L + I + T	1.00
D + L + I + B	1.25
D + L + I + L _F	1.25
D + W	1.25
D + L + I + W	1.25
D + T + E _Q	1.45
E _R	1.35

※ この場合の自動車荷重は $1/2$ とする。

3. 各橋梁形式の比較検討

支間が500m前後の長大橋梁に適用し得る橋梁形式としては、カンチレバー橋、アーチ橋、斜張橋、吊橋の4形式がある。そこでこれらの橋梁形式について経済的技術的な見地から多角的にその長所、短所を比較検討し、橋梁形式の選定を行う。

3-1. 上部工材料所要数量

一般に建設費は材料所要数量にほぼ比例するといわれている。

ここでは、さきに述べた各橋梁形式毎に概略設計を行って得られた図-(33~36)に示す構造系に要する所要材料を算出した。

概略数量表は表-9のとおりであるが、カンチレバー橋、アーチ橋は斜張橋、吊橋に比べて数量が著しく多く、経済性の面で劣ると共に工事期間もこれに比例して増大すると考えられる。

表-9. 概算重量比較表

(トン)

	カンチレバー橋	アーチ橋	斜張橋	吊橋
主 橋	23,320	18,220	12,796	11,845
アプローチ	185	1,220	0	200
附属設備	1,755	1,650	800	800
合 計	25,260	21,090	13,596	12,845

3-2. 部材断面及び詳細構造

対象とする4橋梁形式とも最大部材断面は製作上問題とするほどの大きさではない。しかしカンチレバートラスやアーチでは80キロ鋼、70キロ鋼が多用されるので、特別の配慮を要する。

斜張橋や吊橋では特殊な工法を採用しないかぎり、部材断面や鋼材は製作上問題となるほどではない。ただし、斜張橋や吊橋ではケーブルによる吊構造を特徴としており、斜張橋は塔及び補剛構造に対するケーブルの定着、スプレーサドル、アンカーレッジ、吊橋は主ケーブルのサドル、ケーブルバンド、アンカーレッジなどの詳細構造に対して高度の設計、施工技術が必要となる。しかしながら、これらについては、従来から多くの研究がなされ、かつ実用に供されているので、入念な設計、施工管理を行えば、特に問題となるほどのものではない。

3-3. 支点の上揚力

アーチを除き各橋梁形式とも構造系の選択の方法によっては、支点上揚力が発生する。特にカンチレバートラスでは本橋架設位置の地形上の制約から側径間長が制約されるので、

2,000T近くに及ぶ上揚力が端支点に生ずる。これは通常の橋梁に比較して1オーダー大きな反力であり、このような支間割、構造系を採用することは適当でない。

斜張橋や吊橋においても、支点上揚力は生ずる。たとえば斜張橋ではケーブルを支点上で定着させたり、側径間に中間橋脚を設ければこれらの位置で負の反力は避けられないし、支間割やケーブル配置によっては端支点上で上揚力が発生しやすい。

吊橋では一般に各支間の端支点上で上揚力が生ずるが、その大きさはそれほど大きくないので、構造上工夫することにより処理することは容易である。

なお、斜張橋、吊橋の吊構造を連続構造にすると、中間支点上で負反力もかなりの程度で発生するので、この処理方法にも注意する必要がある。また、これらの橋梁形成で中間支点を除いたり、弾性支承としたり、支間部の吊形式と同じようにしたりして中間部で応力の集中を避けることができるが、この場合でも端支点においては、上揚力が発生しやすい。一般に吊構造物は弾性支承上の梁にたとえられ、これは支点の配置や構造系によっては大きな支点上揚力が発生する傾向があるが、逆に支点配置や構造系を工夫することにより、その影響を少なくすることも可能である。

3-4. 架 設

カンチレバー橋、アーチ橋の場合、運搬、架設の際の部材の単位はトラス部材、桁などの付属品も含めて大きさ、重量とも大きくなり、ハンドリングに特別の設備が必要となり、施工性がかなり低下する。

一方、吊橋や斜張橋の場合、部材の大きさは構成、架設工法の検討によりカンチレバー橋、アーチ橋よりかなり小さくすることが可能であり、施工性、工期からも有利である。

本橋の架設地点は世界有数の大河川上であり、流速は10ノットを超え、渦や不規則な流れも予想されるので、現時点では河川を利用しての架設は考えないこととし、いずれの形式の橋梁でも部材は陸上より供給する支保工無しの架設工法を採用することを前提とする。

カンチレバー橋の場合、側径間をカウンターウェイトに利用して架設するのがよいが、本橋の場合地形上の制約により、側径間が極端に短いので、巨大なカウンターウェイトを必要とし、経済的に不利である。

アーチ橋の場合架設のために斜吊用仮設塔、巨大なコンクリートアンカーレッジ、多量のケーブルを必要とし、架設用鋼材重量は本体重量の50%前後に達すると推定され、経済的に不利である。

一方、斜張橋の形状は斜吊式架設工法と本質が同じであり、吊橋ではケーブルエクシジョン架設工法と本質が同じである。またこれらの架設部材の大きさはハンドリング上問題とならない。

吊橋と斜張橋の架設で注目すべき点は施工誤差である。吊橋の場合は主としてケーブルの架設誤差が全体の施工誤差を

支配する傾向にあるが、主ケーブルとハンガーの架設段階が明瞭に分離されているので、ハンガーでその誤差の調整が可能であり、補剛桁への影響は小さく、したがって架設誤差による残留応力も小さい。

一方、斜張橋では、架設段階に応じた形状管理、応力管理の巧拙が架設誤差を支配し、それによる補剛桁の残留応力の調整も難しい。したがって、各ケーブルへの応力導入等には細心の注意が必要である。

表-10. 橋梁形式別比較表

種別	型式	吊橋(連続)	斜張橋	アーチ橋	カンテレーバー橋
上部工重量		12,845t	13,596t	21,090t	25,260t (内主橋 19,080t)
下部工重量		鉄筋 3,900t コンクリート 77,500m ³ 塔: 6,000×28	鉄筋 4,100t コンクリート 74,500m ³ 塔: 同左	鉄筋 3,700t コンクリート 68,900m ³ 弦材: 1,500×45	鉄筋 1,620t コンクリート 35,000m ³ 弦材: 1,800×60
最大部材断面		(SM50) トラス: 1,500×42 (SM50)	トラス: 吊橋より大きい、アーチより小さい。	(HT80) HT80, 70で厚板鋼使用部材製作には特別な注意を要する。	(HT80) 同左
疲労に対する照査		通常の製作法 補剛トラスに対する疲労効果は大きい。主ケーブル、ハンガーに対しても照査が必要。 129Acm -342cm	吊橋より主橋部材に対する疲労効果は小さい。ケーブルのアンカー部に対して照査が必要。 吊橋より小さい。	死荷重が大きいので疲労の影響は小さい。 特に問題はない。	同左 同左
鉛直撓み		37.6cm			
水平撓み		絶対値は大きい、スパンが長いので問題ない。			
鉛直角折れ		+1.2‰ -2.7‰	+0.4‰ -0.3‰	問題となる値にはならない。	同左
水平角折れ		0.4‰	0.4‰		
桁端伸縮		活荷重により241mm 温度変化により122mm 活荷重によるものが、他より大きいので、丸味加工など細部に注意を要するが、国鉄、簡易型伸縮継目で可能	吊橋と同程度 国鉄、簡易型伸縮継目で可能。	全体の伸縮量は小さい。 同左	温度変化によるものが大部分で 0.4mm/m × 500m = 20mm 同左
水平振動		固有周期約10秒なので、風による振動も走行性を損なわないと思われる。車両特性が分れば計算も可能。	同左	有害な振幅に至らないと思われる。	同左
支点の揚力		揚力が生じても容易に処理できる範囲である。	計画案のブローポーションでは生じない。		Side Span 115mとすれば 3,000t, 160mとすれば、 1,777t
架設工法		特に問題はない。(吊橋特有の各種の注意は必要)	形状、応力管理に特別な注意を要する。	斜吊工法とすれば、大きな塔を要し、端柱を直接スチールで支えれば1主橋より8,000tの引張力。	強出架設中の安定照査を要する。
架設時の部材重量		素組を運ぶか、PWSを運ぶか、運搬コストと架設工期で比較。 Tower Saddle が大きいので分割を考慮。	塔は吊橋と同規模、トラス部材はアーチやカンテレーバーのそれより小さい。	大型のシュー、トラス部材等の現地での運搬架設に困難を伴う。	同左
軌道構造		電気信号に伴い絶縁の必要があれば実績の多い木マクラギを用いた方がよい。鋼桁直結式も現在、国鉄本線に2橋、本四用にも同発中であるが、脱輪防止ゲータは全長にわたって設けるのがよい。			
伸縮継目の保守		吊橋、斜張橋では常時伸縮するので塗油の必要があると考えられる。			
橋全体の保守		ケーブルの防蝕特に塔頂附近の索束間のつめものに注意。	ケーブルと主橋との定着部の防蝕に注意。	塗装面積は吊橋より大。	同左
総工比 (吊橋を1.0とする)		1.00	1.03	1.25	1.44

3-5. 結 論

以上4形式について概略検討した結果をまとめると、表-

10のようになる。通覧して分かるようにアーチ橋、カンテレーバー橋は吊橋、斜張橋と総合的に比較して本橋の橋梁形式としては不相当である。よって以下においては吊橋と斜張橋について更に詳細な比較検討を行うこととする。

4. 吊橋と斜張橋の詳細比較

前述までの調査研究により吊橋及び斜張橋はアーチ橋及びカンチレバー橋よりかなり有利であることがわかったので、以降では吊橋について下記項目に関し詳細に比較検討することとする。

4-1. 主要部材の疲労

(1) 一般

鉄道橋の吊橋や斜張橋においては特に疲労に留意しなければならない部材がある。すなわち吊橋においては主ケーブルやハンガーロープが、斜張橋ではケーブルとその定着部が、また、両者とも吊構造部とその支持構造部がその対象となる。吊橋については以上に加えて主ケーブルの塔頂サドル、附近の撓み変形による二次応力にも注意する必要がある。

このうち吊橋の主ケーブル、ハンガーロープ、斜張橋の、ケーブルまわりについては設計上ケーブル及びその定着部の疲労強度を考慮した設計をすることにより解決できる。

ケーブル部材は引張材という性質から交番応力を起さないよう設計しなければならない。特に、斜張橋の場合、ケーブルが長く、かつ引張力が小さい場合、大きなサグが生じないようにしなければならない。

吊構造部の交番応力は、吊橋や斜張橋のような吊形式の橋梁では大なり小なり発生する。普通の単純吊橋や連続吊橋では正負の曲げモーメントは同程度に吊構造部に生じ斜張橋では領域がより小さいことはあっても、交番応力が発生することには変りないのが通例である。したがって設計上、断面に余裕をもたせて応力振幅を小さくし、応力レベルを下げ、活荷重応力が全応力に占める割合を小さくする工夫をすれば解決する。ただし、吊橋の吊構造部の方が斜張橋のそれより疲労の影響を大きく受け、主ケーブルでは斜張橋の方がより疲労の影響を受ける傾向があると考えられる。

吊橋の塔頂サドル付近の主ケーブルの2次応力及び撓み角は連続吊構造を採用することにより大幅に減じ問題は解決する。

これらの詳細数値は図-7に示す。

(2) 吊橋のケーブル及び部材の疲労

鉄道橋は活荷重が大きいため一般に道路橋の場合に比べて疲労の問題をより厳しく検討しなければならない。

床組関係については各橋梁形式とも類似しているし、現行の鉄道橋の示方書の設計方法を適用すればよいと考えられる。

しかし吊橋や斜張橋についてはその主構や主ケーブルにおいて特殊性があるので、特別の考慮を払わなければならない。すなわち、

(a) 主構については死荷重の状態では無応力に近いので、列車荷重の移動による応力度の変化が激しい。

特に連続補剛桁にする場合、塔部における支承近辺の補剛桁には大きい負のモーメントが生じるので、高張力鋼が必要

となるが、これに対する疲労については特に十分検討しなければならない。

たとえば図-8に示す複ケーブル構造のものにすると補剛桁の応力度は著しく軽減され、列車の走行安全性が改善されるが、スパン500m程度の吊橋においては複ケーブル構造を採用することまでもしなくても十分安全な構造が設計できるものと思われる。

なお、高張力鋼の許容応力については本州四国連絡橋用の設計示方書によればよい。

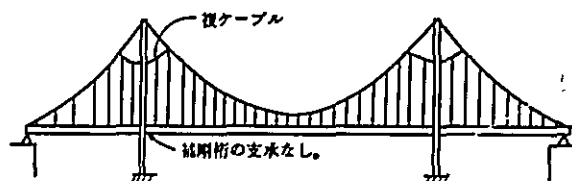


図-8. 複ケーブルつき連続補剛桁吊橋

(b) 吊橋の主ケーブル断面に作用する平均的な応力の変動量は斜張橋のケーブルよりも小さいので、疲労の影響も小さい。

特に塔近辺に集中して列車が載荷された時、塔頂部で主ケーブルに角変化が生ずるが、これによりケーブルに曲げ応力が発生する。

主ケーブルの索線が互にずれることができれば、この値は極めて小さいが、主ケーブルの完成時、これをスタイズし、ケーブルバンドを締め、ラッピングを施すと、索線間のずれは相当、拘束され、主ケーブルは太いビームに似て来る。したがって曲げ応力も大きくなる可能性があり、しかも列車毎の繰返し応力となるので、疲労の検算を行う必要がある。

いづれにしても応力変動が小さくなるように工夫すれば安全度が増すことはいうまでもない。そこで次のような方法が考えられるが、この中、経済性と施工性を考え、有効なものから採用すればよい。

- 補剛トラスを塔部において連続にする。
- 側径間は主ケーブルから吊らない。
- ケーブルの直径を小さくし、代りに本数を増す。
- 塔頂サドルの半径を大きくし、かつ、長くする。
- 塔頂近辺においてサドルからターミナルバンドまでの距離を大きくする。

次にこれらについて説明する。

(i) 補剛トラスを塔部分で連続することによる効果は非常に顕著で試算によれば、塔部で補剛トラスを切って単純支承した場合、 $141/1000 \sim -83/1000 \text{ rad}$ の角度変化があるのに対し、連続にすることにより、これが $65/1000 \sim -38/1000 \text{ rad}$ 、すなわち、46%に減少している。

(ii) 側径間を主ケーブルから吊らないようにすれば塔の撓みが減り中央径間の剛度が増す。

ザイル橋梁の場合、地形から見て、経済性を損わずにこの形式が可能である。

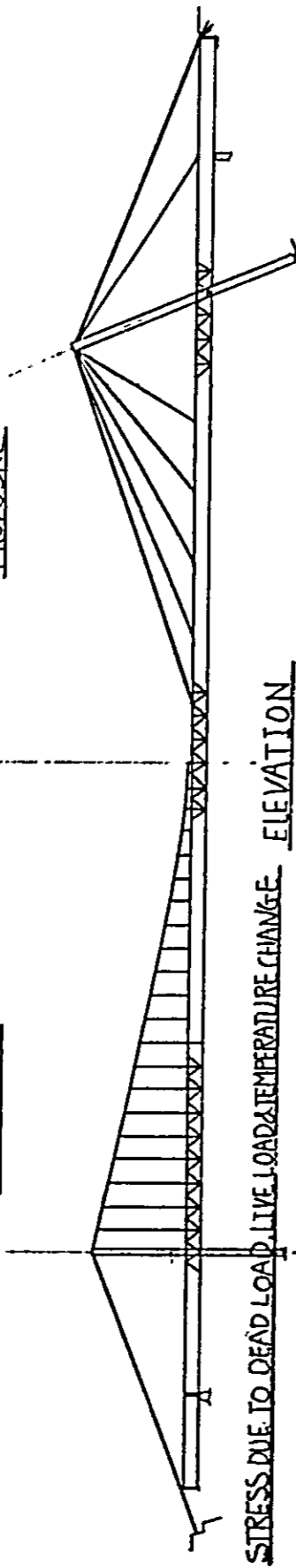
(iii) ケーブルの径を小さくしてケーブルの本数を増す影響は、例えば、主ケーブルの本数を2倍にすれば1本の径は

ZAIRE RIVER BRIDGE
STRESS SHEET I

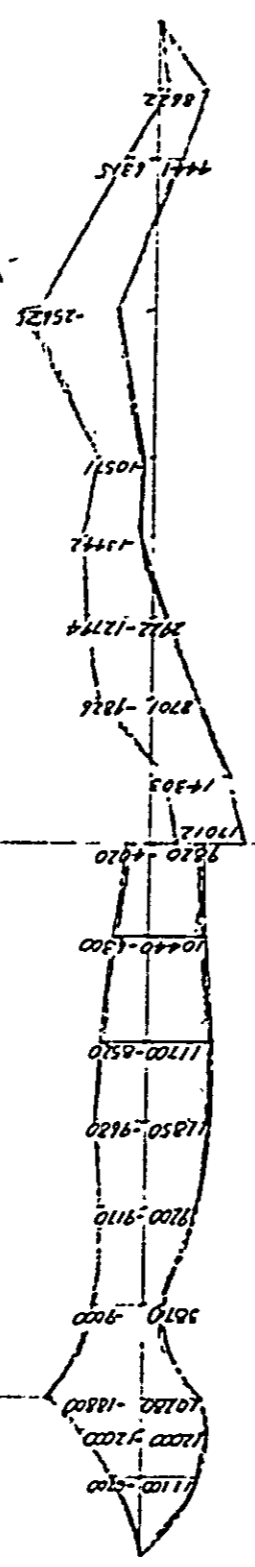
7-7

SUSPENSION BRIDGE
PROPOSAL

CABLE STAY BRIDGE
PROPOSAL

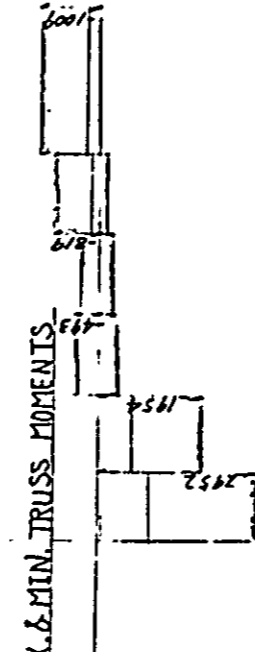


STRESS DUE TO DEAD LOAD, LIVE LOAD & TEMPERATURE CHANGE ELEVATION



②

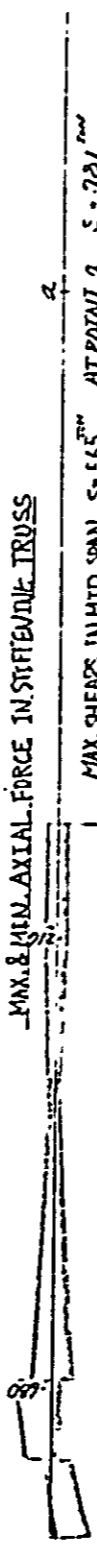
NO AXIAL FORCE IN STIFFENING TRUSS



MAX. & MIN. TRUSS MOMENTS

③

MAX. & MIN. AXIAL FORCE IN STIFFENING TRUSS



MAX. SHEARS IN MID SPAN S=565^{mm} AT POINT a S=781^{mm}
MAX. SHEARS IN SIDE SPAN S=558^{mm}

MAX. & MIN. STIFFENING TRUSS SHEARS

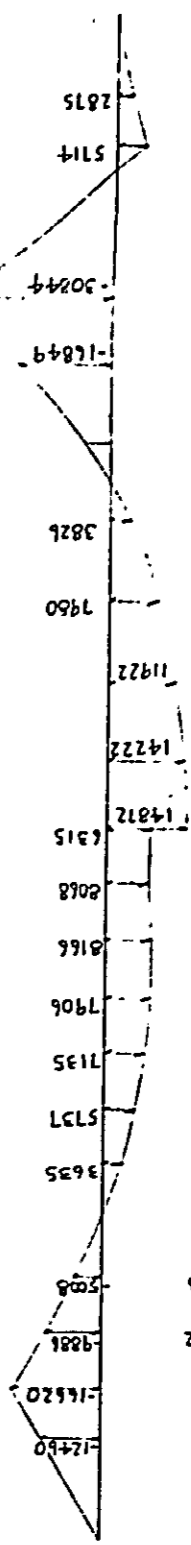
Stn	Chord Section Area	Upper Chord Section Area	Lower Chord Section Area	Vertical Moment Inertia	Section Properties for Stiffening Truss
1100	1700	1726.2	1190	4733	2118.0
1200	1800	1850.0	1280.0	5172.0	20369
1300	1900	1973.8	1370.0	5612.0	1980.0
1400	2000	2100.0	1460.0	6052.0	1824.0
1500	2100	2226.2	1550.0	6492.0	1668.0
1600	2200	2352.4	1640.0	6932.0	1512.0
1700	2300	2478.6	1730.0	7372.0	1356.0
1800	2400	2604.8	1820.0	7812.0	1200.0
1900	2500	2731.0	1910.0	8252.0	1044.0

A_U : UPPER CHORD SECTION AREA
A_L : LOWER CHORD SECTION AREA
I : VERTICAL MOMENT INERTIA

ADDITIONAL BRIDGE DATA

1. MAX. DEFLECTION IN CENTER SPAN (VERTICAL) (INCL. TEMPERATURE)
 $\delta_{max} = 1294^{mm}$
2. MAX. DISPLACEMENT AT GIRDER END (LONGITUDINAL)
 $\delta_{max} = 119 \pm 61 = 180^{mm}$
 $\delta_{min} = 116 \pm 61 = 179^{mm}$
 - Due to LL (RR+HIGHWAY) (EXCL. ROTATION EFFECT)
 - Due to 215C TEMPERATURE CHANGE (EXCL. ROTATION EFFECT)
3. MAX. MIN. ROTATION AT GIRDER END (VERTICAL)
 - +R₀ = +0.7%
 - R₀ = -2.7%

STRESS DUE TO WIND (W=35 M/SEC)



④

⑤

MAX. & MIN. TRUSS MOMENTS (TM)

ADDITIONAL BRIDGE DATA

1. MAX. DEFLECTION IN CENTER SPAN
 $\delta_{max} = 576^{mm}$
2. MAX. & MIN. ROTATION AT GIRDER END (HORIZONTAL)
 - +R₀ = 0.4%
 - R₀ = 0.4%

$1/\sqrt{2}$ になるので、曲げ応力は幾何学的に見ても $1/\sqrt{2}$ になる。しかしラッピングの手間やその他の部品の増加などのため経済的でないと考えられる。

Ⅳ) 塔頂サドルの半径を大きくし、かつ、長くすることは塔頂部の大きさやサドルの重量等を考えると自づと限界がある。勿論、サドル端で主ケーブルが急激に折れることがないように注意することは必要である。

Ⅴ) 塔頂近辺でサドルからターミナルバンドまでの距離を大きくすれば長い区間にわたって索線が互にずれることが容易になる。しかしラッピングしない区間についてはケーブルの防食について特に工夫を要するが、適当なファイラーと覆いによって防蝕は可能であると考えられる。

この他に図-9のようにタワースターを併用することも効果があるように考えられるが、試算の結果、角変化は $12.1/1,000 \sim 7.8/1,000 \text{ rad}$ となり余り効果がなく、またハンガー張力との調整も複雑で得策でないことがわかった。

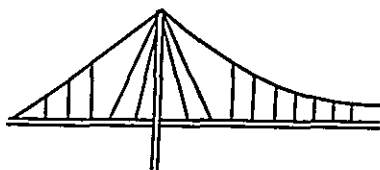


図-9. タワースター形式

結局、一応、最も効果が大きい①及び③を採用し、主ケーブルの2次応力を試みにWyatt理論(ASCE, ST7, July 1960)により算出し、1次応力と加算すると図-10と表-11のようなになる。疲労については1列車の通過中の応力変動量に着目すればよいと考えられるので、列車荷重のみの影響を算出した。

ここに示す1次応力は2次応力のそれぞれ最大及び最小を生じさせる時の値である。

結局、応力変動はケース1とケース3の差で 1.8 kg/mm^2 程度となるので、ワイヤの疲労強度を200万回繰返しで σ (振幅) = 2.5 kg/mm^2 程度と見ても十分安全であると考えられる。

③ 斜張橋のケーブル及びソケット部の疲労

斜張橋のケーブルは吊橋の主ケーブルよりも活荷重応力比

表-11. 応力状態 (単位: kg/mm^2)

応力	ケース1	ケース2	ケース3
一次応力	5.8	8.5	5.6
二次応力	11.0	4.0	-7.0
合計	16.8	12.5	-1.4

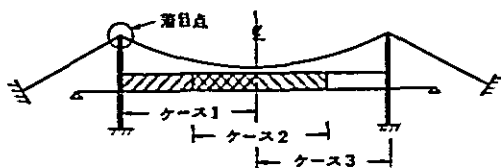


図-10. 列車載荷位置

は一般に大きくなるが、特に本橋梁の鉄道荷重は大きいので、繰返し応力の振幅は大きくなり、疲労に対する条件は厳しくなる。従って、ケーブルの疲労に関しては十分な安全度が必要であり、事前に十分な検討を行う必要がある。

また、ケーブル塔着端のソケット部における疲労強度の低下も重要なFactorであり、これらを考慮すると、ケーブル断面は相当低い応力で設計しておく必要がある。

ソケット部における疲労強度の低下に対して、冷間鋳込による方法が提唱され疲労強度は増大するという報告^{*}があるが、本橋梁のような鉄道橋に採用するためには更に実験による検証等が必要である。

本橋の場合のように斜ケーブルの長いものでは、ケーブルの死荷重による張力が小さい場合、活荷重が載荷された時、ケーブルのサグの変化が大きく、したがってみかけのヤング率の変化が大きく、構造系全体としての応力配分に計算上と実際面とで誤差が生ずる恐れがある。

よって水平距離が200mのケーブルでは、死荷重応力度を 3.0 kg/mm^2 程度以上にする必要がある。

また斜張橋におけるケーブルの作用は吊橋における主ケーブルやハンガーのそれと多少様相を異にしているので、安全率に対する考え方や列車走行による衝撃についてもよく検討する必要がある。

4-2. 吊構造部の静的変形

吊構造部の静的変形で検討すべき点は支間部の鉛直撓み量、水平撓み量、支点上の鉛直折れ角、水平折れ角、端部の伸縮量及び移動量等である。このうち折れ角の問題は単純吊構造を採用することにより解決される。ただし、吊構造部は主構高、主構幅、弦材断面を調整して水平軸に対しても鉛直軸に対しても適度の剛性をもたせることが必要である。

桁端の伸縮に影響する要因は種々あるが、橋軸方向の伸縮および移動、鉛直撓み角、水平撓み角については吊橋、斜張橋とも共通に活荷重及び温度変化が主要因である。しかし、これらは本橋の場合、支間500m前後であるから現在の日本の技術で処理できると考えられる。また、伸縮継目装置や折れ角緩衝桁について国鉄や本四公団ですでに具体的に実験研究されている。

4-3. 振動性状

振動の原因には、地震、風、列車の走行などがある。

吊橋と斜張橋の間に形状以外に差があるとすれば振動性状、すなわち、振り振動、曲げ振動、水平振動などであると推定される。それは、吊構造部も関係するが、ケーブルの役割に起因するところが大きい。斜張橋のケーブルは比較的細く直接的に荷重を支持し、吊橋ケーブルは数量的にも全体に占める割合は大きく、しかも間接的に荷重を支持していることから吊橋と斜張橋とは振動性状が相異している。

* Bantechnik 1969 H8 H9

橋梁の振動と関連した鉄道車輛走行性についてはすでに日本では、技術的な裏付け資料が整っており、列車走行性をチェックする電子計算機プログラムも用意することができ、それにより安全な構造を求めることができる。

4-4. 耐風安定性

吊形式の橋梁は、通常耐風安定性を問題とすることが多いが、未だ架設現地の風の調査も十分でないため、橋梁の耐風安定を正確に論ずることは難しい。

吊橋についても斜張橋についても完成系の耐風安定については設計前に風洞実験により安定性を確認して断面や振動性状が決定される。本橋の場合、現地の最大風速が比較的低いと推測されるので、提案されている断面は従来の経験や実績に基づいて作られている。したがって高風速における自動振動や横挫屈上の低風速における限定振動に対して注目することになるであろう。しかしこれは断面形状、振動性状を改良することにより解決されるが、最終的には本橋における完成系の耐風安定性は風洞実験にまつことになる。

次に架設中の耐風安定性について述べる。

橋梁構造物は一般に架設中は完成系に比べて安定性に劣る場合もあり、とくに異常荷重に対して弱い。吊橋や斜張橋の架設中も同様であり、これらの場合長大橋梁が多いので、風に対しては注意を要する。前述のごとく本橋の場合、張出架設工法を両形式とも前提とする吊橋、斜張橋ともこの状態は耐風安定性上余りよい状態とはいえない。

吊橋と斜張橋とを比較すると吊橋は補剛トラスの延伸中、たとえ、不安定が生じ始めても、主ケーブルにより全体崩壊を免れることができるが、斜張橋で架設中、長く突き出した状態については風に対して静的にも動的にも全体崩壊を招かないよう特段の注意を要する。

勿論、吊橋、斜張橋とも張出架設中、何らかの方法で耐風安定性を向上させることは可能であり、部材追加、支持条件の変更、耐風索、断面形状の改良など、工夫の余地は多い。

また、架設時期は風の弱い期間を選ぶことによりこの問題をおある程度、避けることができる。

4-5. 列車が橋梁に及ぼす影響

列車走行による吊橋の振動の問題については、本州四国連絡橋関係で、1955年頃から研究されている。

それによれば、

(1) 中央径間が600~1500mの場合、150 km/h以下の速度で走行するならば吊橋は有害な振動を生じない。

(2) 走行車両による振動では走行速度の効果が支配的であって、車両の質量効果、車両の上下振動など、その他の効果は小さい。

補剛トラスの衝撃係数(ϵ)は概略次式で表わせる。

$$(a) \text{ 単一集中荷重の場合, } \epsilon = \frac{\alpha}{1-\alpha}$$

$$(b) \text{ 半無限長の分布荷重の場合, } \epsilon = \frac{\alpha^2}{1-\alpha^2}$$

ここに $\alpha = vT/\ell$,

v : 荷重の走行速度 (m/sec)

T : 吊橋の固有振動周期 (逆対称最低次, sec)

ℓ : 支間長 (m)

(3) 一般にスパンの大きい吊橋の方が幾らか衝撃係数が大きくなる傾向にあるが、余り差異はない。

(4) 速度の効果は100~130 km/hが一つの境界であり、これより値が大きくなると、動的効果の増加率が大きくなる。

(5) 主ケーブル、主塔に対しては衝撃の影響を無視してよいと考えられる。

(6) 荷重長が短くなるほど衝撃係数は大きくなるが、これは速度が大きくなれば余り著しくない。また荷重長が小さければ衝撃係数が大きくても荷重の総量としては大きくなる。

ザイル橋の吊橋案に対してb, に従って、補剛トラス α の衝撃係数を計算する。

速度 $v = 72 \text{ km/h} = 20 \text{ m/sec}$, $T = 3.5 \text{ sec}$ とすれば

$$\alpha = vT/\ell = 20 \times 3.5 / 500 = 0.14$$

$$\textcircled{1} \text{ 単一集中荷重の場合 } \epsilon = \frac{\alpha}{1-\alpha} = \frac{0.14}{1-0.14} = 0.163$$

$\textcircled{2}$ 半無限長の分布荷重の場合

$$\epsilon = \frac{\alpha^2}{1-\alpha^2} = \frac{0.14^2}{1-0.14^2} = 0.020$$

列車は $\textcircled{2}$ の条件に、より近いので、中央径間の補剛トラスに対する衝撃効果は非常に小さいことになるが、設計では安全を見て、 $\epsilon = 0.10$ とした。

4-6. 橋梁の挙動が車両走行性に及ぼす影響

吊橋の挙動により生ずる軌道面の鉛直角折れの影響及び振動する橋梁上の車両の走行性については、日本において種々の研究、実験がなされており、その安全性については確保されていると考えられる。

詳細については仮定された構造、寸法の橋梁に対し、将来この橋梁上を走行すると考えられる車両構造を与えてその安全性をチェックすることとなるが、日本においては吊橋の構造と車両の構造を与えればその安全性をチェックできる手法が確立されているので、本設計においてもこれを用いることができる。

脱線は種々の要因が競合しておこることがあり、その意味で可能な安全対策はなるべく施しておくのがよい。その1つに脱線防止レールがあるが、余り高価でなくかつ効果が大きいので本橋梁でも脱線防止レールを用心の為に敷設しておくことが望ましい。

4-7. 吊橋及び斜張橋の架設工法

吊橋と斜張橋の比較は以下のとおり。

表-12.

	吊 橋	斜 張 橋
(イ) ケーブル工事	同一作業が多い。	作業種類が多い。 キャットウォークの傾斜がきつくなり、不安定な姿勢での作業が多くなる。
(ロ) 塔		吊橋に比べ高い塔が必要になるのでそれだけ作業の困難性が増す。
(ハ) 補剛桁工事	主ケーブルを利用できる。 大ブロック化が可能。	単機架設となり現場作業量が多くなる。
(ニ) 架設中の耐風性	主ケーブルで吊っており横曲げは小さい。 風にさらからわず振動を起しにくい。	張出し架設となるので片持梁となり塔のところで大きなモーメントを受ける。 振動が発生し易い。

4-8. 斜張橋の問題点

斜張橋は、桁橋と吊橋との中間に相当するスパンの橋梁に対して適当な型式であるといわれており、近來多く用いられるようになったが、その特徴も両者の得失を併せもっている。従って本橋梁に適用した場合でも経済性はあり、検討すべき形式の一つであると考えられるが、従来の施工例ではそのスパンの最大は350mであり、(Rheinbrücke Duisburg-Neuemkamp 1970年完成)スパン長大化に伴う、問題点が充分解明されているとはいえず、本橋のようにスパン500mの橋梁に適用する場合には事前に検討し解決すべき問題点がまだ多く残されている。さらに現在供用されている斜張橋は大部分が道路橋であり、本橋梁のように大きな鉄道荷重が載荷されるものについてはその実例がない。従って鉄道荷重による橋梁各部分(特にケーブル)の疲勞現象に対してはその安全性を保證するに足る十分なBack dataが必要であると考える。

斜張橋は構造系を選択するに当たっての自由度が大きく、構造形式を決めるためには、ケーブルの配置方法、スパン割、塔及び主桁型式、アンカー方式等について設計、及び施工(特に架設)上の各種の条件を考慮に入れた上で検討及び経験に基づく判断が必要である。これらに基づいて総合的な経済性を考慮した上で形式を決定する。

本橋梁の場合、スパン長が500mで鉄道橋であるという条件を考慮に入れて一応考えられる斜張橋の形式としては、他錠式(1部自錠式併用も考えられる)、トラスまたはBox

形式主桁でMulti Cable方式が考えられるが、この形式についての問題点を挙げると、下記のようになる。

(1) 斜張橋の架設について

斜張橋は高次の不静定構造物であり、架設精度によって構造各部の応力状態に大きな施工誤差を生じやすいので、架設工法を想定せずに設計を行うことは不可能である。特にケーブル長さの精度管理には注意する必要があり架設時の誤差調整が不可欠になる。本橋梁の場合、中央スパンに仮支柱を設置することは不可能であり、両側主塔位置から張り出してゆく片持式工法によらざるを得ないが、誤差の調整はケーブルの引込装置、桁ジャッキアップ装置等を駆使して行うことになるので、高度の技術と多くの工費を必要とすることが予想される。なお、現地において行う架設精度確認のための測定及び調整作業のために、熟練した技術者を多数必要とする。

なお他錠式の斜張橋については、スパン中央部のブロックを閉合する際に桁の軸方向力の応力調整が必要となり、閉合部又は桁端部 或いはケーブルアンカー部に調整装置が必要である。

上記のような種々の調整を行っても、鉄道橋に対して厳しいキャンパー誤差をどの程度に抑えられるか見通しを得ることはきわめて難しい。

(2) 維持、補修について

吊橋と比較した場合、斜張橋では主構造部材の損傷が橋梁全体の安全性に及ぼす影響の度合はより大きい。また損傷部材の取替も斜張橋の方がより難しい。

(3) その他

(i) 耐風安定性について

斜張橋の主桁は経済性に着目した場合は、桁高の小さい方がよいが、限定振動の問題があり、さらに片持架設時の耐風安定性、主塔及びケーブルの風琴振動等の検討も必要で、風洞試験による裏付けが必要である。

(ii) 列車の走行性について

斜張橋の水平面内の列車走行性は補剛トラスの横剛性により影響を受けるものなので、本質的には吊橋と大差ないものと考えられる。しかしながら、この問題についての実験解析データの蓄積が少ないことから設計に先立ち適応度を確認するために、かなり長い期間が必要となる可能性がある。

(iii) 支承構造について

自錠式の場合には負反力の処理方法、他錠式の場合には支承の配置方法及び地震時の橋軸方向力の処理方法にそれぞれ問題があり、検討が必要であると考えられる。

上記を総合して設計期間の長期化、完成形における桁形状(含応力状態)の確保等解決を要する問題点が多く、これらが工費に及ぼす影響も大きいと考えられる。

4-9. 吊橋の検討

(1) 概 要

通常の道路用吊橋と異なり、鉄道橋としての機能を担わないよ

うにするため、列車荷重が吊橋構造に及ぼす影響と吊橋の変形や振動が列車の走行性に及ぼす影響とを十分検討することが必要である。

まず計画段階の最重点検討事項として塔頂付近ケーブルの変形とそれによる2次応力をとりあげ、主としてこの点に着目して吊橋の形成を数案比較し、最終的には張出連続桁付吊橋を選定した。ここでは同時に部材の疲労強度、吊橋全体の剛度も検討し、選定した形式が他の形成より優れていることを明らかにした。

吊橋を列車走行性との間の相互影響要因としては、吊橋造端部の変形、吊橋自重、振動性状、列車の種類、列車の走行条件などが考えられるが、相互に複雑な関係を構成する。今まで本格的な鉄道用吊橋の例はないが、日本においてはこれまで数多くの調査、実験、研究が行われ、これらの結果より本橋における列車走行性については問題発生のおそれがないという見通しを得た。

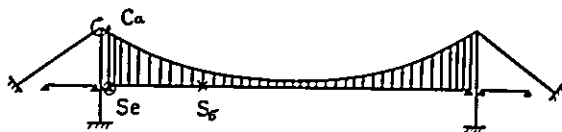
(2) 吊橋の形式選定

支間500m前後の吊橋は規模としては、中規模の吊橋であり、設計施工上の実績も少なくないが、鉄道橋あるいは鉄道道路併用橋としての実績は今までなかった。この原因は経済性ということを除けば部材の疲労、振動性状、吊橋造部の静的変形、列車走行性などについて未検討の事項があったからと考えられる。ここでは主として吊橋造部の静的変形振動性状等を中心として吊橋形式の比較検討を行い、吊橋形式の選定の参考とする。

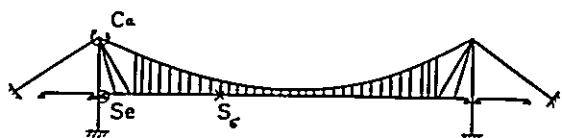
他の要素については以下の各論で述べる。

(a) 地形上の制約

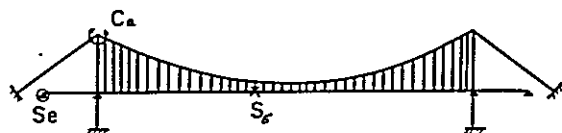
架橋現地の地形に合わせて吊橋の側面形状を計画するとき、



ケース 1



ケース 2



ケース 3

図-11 各吊橋形式

注) 諸数値計算時着目点

- C_a 塔頂附近ケーブルの折れ角量
- S_e 桁端の折れ角量及び伸縮量
- S_d 桁の鉛直撓み量

河中に橋脚を配置しないようにすると側径間は中央径間に比べ非常に小さく、3径間吊橋としてはバランスのとれない支間割となってしまう、経済性の面で望ましくない。そこでまず考えられるのが、単径間吊橋であり、その次に斜吊索付単径間吊橋、さらに張出連続桁付吊橋と順次改良されて形式を求めることができる。以下では図-11のごとくケース1、2、3と呼びこの順に検討を行う。

(b) ケース1. 単径間吊橋

表-13.

		最大	最小	記 事
塔頂附近ケーブルの折れ角量 C_a (‰)	列 車	9.6	- 4.9	
	自 動 車	2.3	- 1.2	
	温 度	2.2	- 2.2	
	計	14.1	- 8.3	
桁端の折れ角量 (鉛直) S_e (‰)	列 車	10.4	- 3.9	列車通過時最大、最小桁へ角が同時に生ずることはない。
	自 動 車	2.7	- 1.0	
	温 度	0.2	- 0.2	
	計	13.3	- 5.1	
桁の橋軸方向移動量 (桁の伸縮量) S_d (mm)	列 車	144	-146	
	自 動 車	38	- 38	
	温 度	46	- 46	
	桁端回転	35	- 16	
	計	263	-246	
	伸 縮 量	509		
桁の撓み量 (鉛直) S_d (mm)	列 車	937	-253	
	自 動 車	247	- 67	
	温 度	219	-219	
	計	1403	-539	
振 動 (C. P. S)		対称1次	逆対称1次	
	船 直	0.3203	0.2851	
	横 れ	0.4529	0.7587	
	水 平	0.1018		

(注) 着目点については、図-11参照。

前記の一覧表の中で注目すべき項目は、鉛直折れ角及び橋軸方向伸縮量である。特に鉛直折れ角は列車走行性及び塔頂サドル上主ケーブルの2次応力に直接影響するので、注意しなければならない。水平折れ角は主として異常時の問題ゆえ、ここでは省略する。また、振動性状と列車走行性の関係、主ケーブルの2次応力についてはすでに述べた。

端部の橋軸方向伸縮量に関係するのは活荷重や温度変化による伸縮量の他に鉛直たわみ角、水平たわみ角も含まれる。これらの影響を入れて橋軸方向最大移動量を算出すると、509mmとなる。現在日本において国鉄や本四公団では、軌道伸縮装置は±750mmまでのものが開発されており上記最大移動量をカバーするので問題はない。

端部の鉛直折れ角は隣接桁との合計折れ角で考えなければならないが、緩衝桁を用いて実質的に角折れを減少させる装置も考案されており、これを適用すれば実用上差支えない。

塔頂サドル上主ケーブルの折れ角は、主ケーブルの2次応力及び疲労応力を減少させるためできるだけ小さくすることが重要である。

ここで挙げたケース1単径間吊橋のケーブル塔頂付近の折れ角は+1.4.1‰ - 8.3‰であり、二次応力や疲労応力としてはWyatt 理論によれば20 kg/mm²以上となり好ましくないで、この形式の吊橋は適当でない。

(c) ケース2 斜吊索付単純吊橋

表-14.

		最大	最小	記 事
塔頂附近ケーブルの折れ角量 C _a (‰)	列 車	81	- 46	
	自 動 車	20	- 12	
	温 度	2.0	- 2.0	
	計	12.1	- 7.8	
桁端の折れ角量(鉛直) S _e (‰)	列 車	9.2	- 4.4	列車通過時最大最小折れ角が同時に生ずることはない。
	自 動 車	2.5	- 1.1	
	温 度	0.2	- 0.2	
	計	11.9	- 5.8	
桁の橋軸方向移動量(桁の伸縮量) S _e (mm)	列 車	284	-270	
	自 動 車	75	- 71	
	温 度	46	- 46	
	桁端の回転	39	- 19	
	計	444	-406	
伸 縮 量		850		
桁の撓み量(鉛直) S _f (mm)	列 車	888	-268	
	自 動 車	234	- 71	
	温 度	234	-234	
	計	1,356	-573	

(注) 着目点については図-11参照

上記一覧表によれば各項ともケース1とほとんど同じ程度の値となる。特にケース1で注目した主ケーブル塔頂付近折れ角度変化は(+1.2.1, - 7.8)で余り減少せず、架設の管理が複雑である割に斜吊索の効果も少ないことが明らかとなったので、この形式の吊橋は適当でないと考えられる。

(d) ケース3 張出連続桁付吊橋

表-15.

		最大	最小	記 事
塔頂附近ケーブルの折れ角量 C _a (‰)	列 車	4.3	- 2.2	
	自 動 車	1.2	- 0.6	
	温 度	1.0	- 1.0	
	計	6.5	- 3.8	
桁端の折れ角量(鉛直) S _e (‰)	列 車	0.7	-17(-10)	()内は着目点を列車が通過する時の折れ角量
	自 動 車	0.2	-07(-05)	
	温 度	0.3	-03(-03)	
	計	1.2	-27(-18)	
桁の橋軸方向移動量(桁の伸縮量) S _e (mm)	列 車	94	- 92	
	自 動 車	25	- 24	
	温 度	61	- 61	
	桁端回転	4	- 2	
	計	184	-179	
伸 縮 量		363		
桁の撓み量(鉛直) S _f (mm)	列 車	840	- 86	
	自 動 車	221	- 23	
	温 度	233	-233	
	計	1,294	-342	
張 動 (C. P. S)	鉛 直	対称1次	対称1次	
	傾 斜	0.2964	0.3594	
	換 水	0.6461	1.1255	
	平 水	0.096		

張出連続桁の支間は主として塔頂付近の主ケーブルの折れ角の減少を目的としているが、同時に中間支点上の曲げモーメントの大きさ、端支点上の揚力の防止を勘案しながら調整されている。

鉛直及び水平折れ角、塔頂付近ケーブル折れ角もケース1及びケース2に比べ減少し、静的変形面では著しく改良されている。主ケーブルの2次応力の疲労も折れ角減少に伴い、安全領域に入っている。

所要鋼重の面でも他のケースとそれほど相異はなく、本橋の橋梁形式としては張出連続桁付吊橋が推しようされる。

なお、側径間への張出し長さについては、長すぎると正のモーメントが大きくなって不経済となり、短かすぎると、支承部に負の反力が生じて好ましくない。これらを勘案して最適な長さを選んだ。

(3) 吊構造部及び塔

(i) 吊構造部

本橋は鉄道路路併用橋として計画されているので、鉄道及び道路を同一レベルにおくか、2層式にするかを各々の特徴を考えて決めなければならない。次に具体的に長所短所を挙げる。

1層式

- 鉄道路路とも同一高さ上にあるので、支持構造物の桁高(構高)を経済性に合わせて自由に選ぶことができる。

- 床組構造を共用できる。

- 幅広い構造物となるので耐風設計上有利な面が多い。

- 幅広い構造物となるので、塔、下部構造、基礎など占有面積が大きくなる。

- アプローチにおいて鉄道路路の立体交差が必要になる。

- 鉄道を中心に通すと道路が長区間にわたり分離されて使用性能を損なう。片縁に鉄道を寄せて置くと偏心による振れが生じ、走行性の面で好ましくない。

2層式

- 主構幅を狭くすることができる。

- 塔、下部構造、基礎の幅を小さくできる。

- 建築限界により主構の最小高が限定される。

- 床組構造が別になる。

- 主構幅が小さいと耐風設計上不利な面が多い。

以上を考慮の上経済性を含めると2層式トラス構造が一つの適した吊構造といえることができる。

一般的にいえば吊橋の経済性を支配する一つの要素は吊構造部の死荷重の大小であり、これはケーブル、塔の重量の多少から、下部構造にまで影響が及ぶ。すなわち、吊構造部の死荷重を減少させることは非常に有利である。

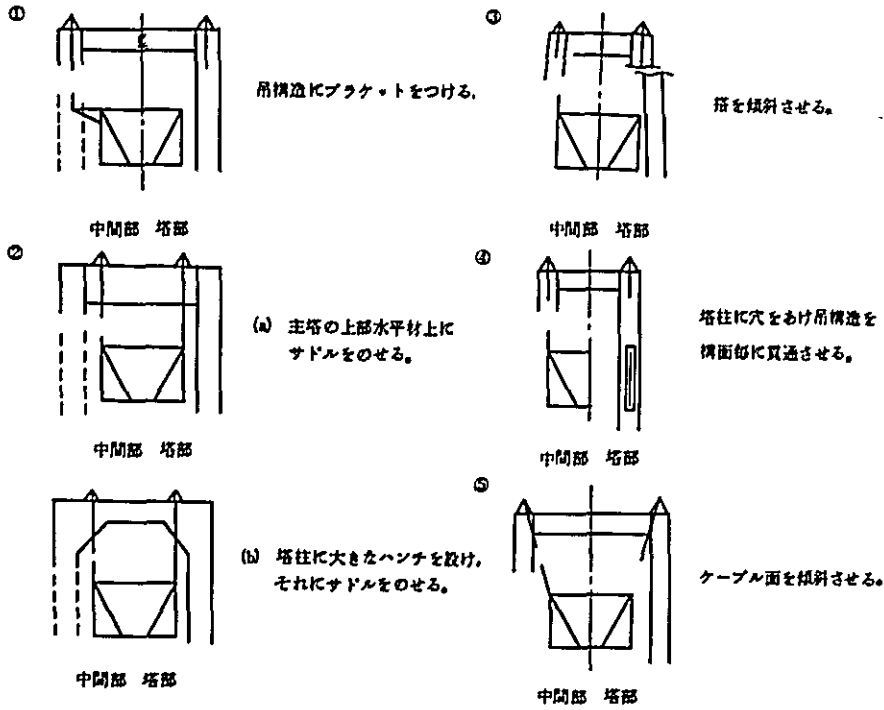
この方法としては種々考えられるが、本橋の場合次のような方法を採用する。

- R/C床版でなく鋼床版とする。

- 上段の床梁はトラス構造でなく、ガーダーとした下段の床部との中間垂直材を除去する。

吊構造部疲労に対する対策としては、部材要素の継手のうち特に溶接による疲労強度低下の著しい継手をできるだけ

ケーブルを鉛直面内に配置した場合



ろう。(図-12 参照)

①) 塔

連続吊橋は、側面から見た場合、主塔と吊構造が交差し、この部分で塔柱と吊構造がぶつからない構造が必要である。その構造としては左図のようなものが考えられる。

以上が考えられ、各々得失があるため、設計、製作及び架設の難易を考慮して、どの形式がもっとも経済的であるかを決定しなければならない。これらの特徴を示すと表-16のようになる。

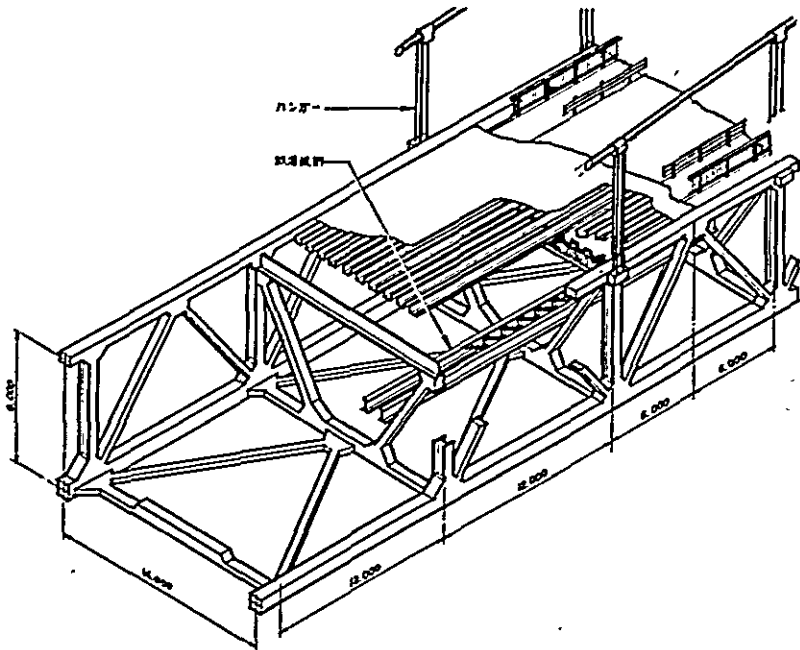


図-12 吊構造部の構造図

避け、ボルト継手を活用することが考えられる。

また同時に施工方法、施工順序などの変化によって後死荷重が発生するが、これを施工中照在するとともに疲労強度向上に利用する方法も考えられる。

吊構造部の耐風安定性の照査は、計画前に行うのがたてまえであるが、本橋の場合、高風速の場合より低風速の場合、また完成時より未完成時の耐風安定が重要な検討の対象とな

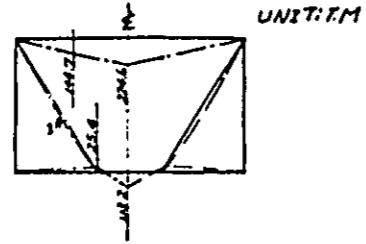
4-10. 吊橋及び斜張橋の各部材の応力表及び断面構成

以上の検討において用いた、吊橋及び斜張橋の各部材の応

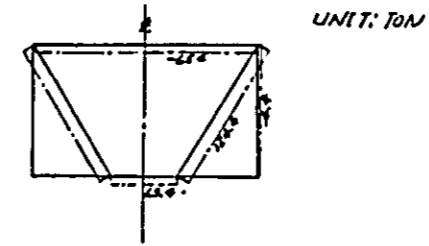
ZAIRE RIVER BRIDGE STRESS SHEET II

FLOOR TRUSS

MAX. & MIN. MOMENTS (SUSPENSION AND STAY BRIDGE)



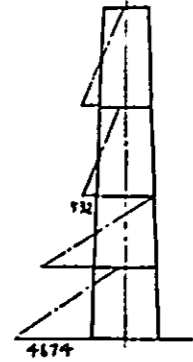
MAX. & MIN. AXIAL FORCE (SUSPENSION AND STAY BRIDGE)



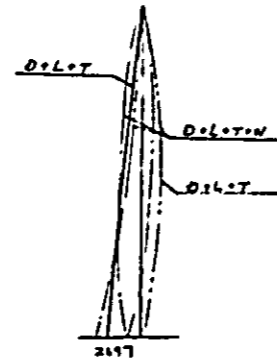
TOWER

SUSPENSION BRIDGE

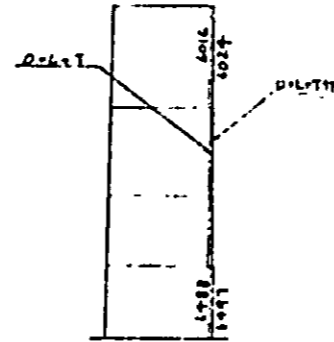
MAX. & MIN. MOMENTS (TRANS.)
UNIT: T.M.



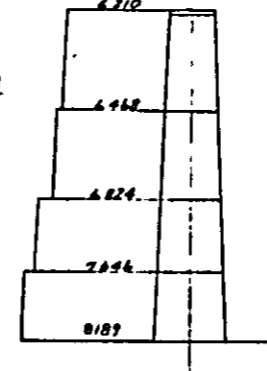
MAX. & MIN. MOMENTS (LONG.)
UNIT: T.M.



MAX. & MIN. AXIAL FORCE (TRANS.)
UNIT: TON



MAX. & MIN. AXIAL FORCE (LONG.)
UNIT: TON

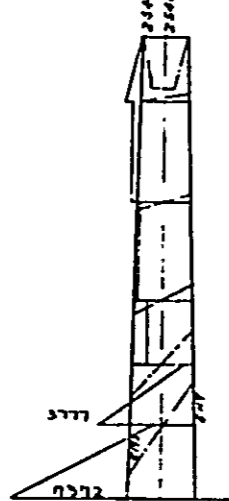


TOWER TOP MOTION (LONG.)
cm = 1/100 m = c.c

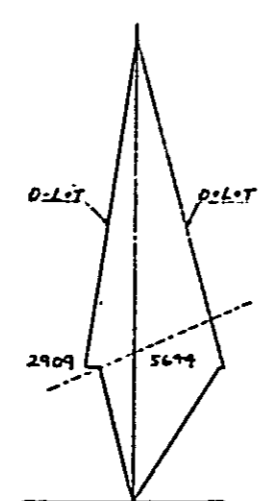


CABLE STAY BRIDGE

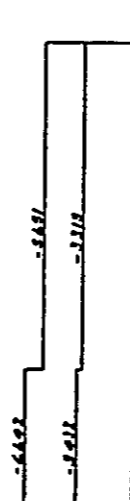
MAX. & MIN. MOMENTS (TRANS.)
UNIT: T.M.



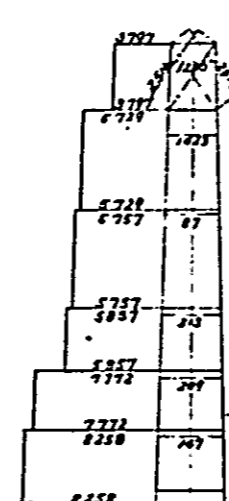
MAX. & MIN. MOMENT (LONG.)
UNIT: T.M.



MAX. & MIN. AXIAL FORCE (TRANS.)
UNIT: TON



MAX. & MIN. AXIAL FORCE (LONG.)
UNIT: TON



TOWER TOP MOTION (LONG.)



CROSS SECTION FOR CABLE STAY BRIDGE PROPOSAL

ZAIRE RIVER BRIDGE

MAIN TRUSS CHORDS

CROSS SECTION	DIMENSION	MTL
UPPER CHORD	① 2-R 700 x 22	5591
	② 2-R 800 x 22	5738
	③ 2-R 800 x 22	5591
	④ 2-R 800 x 22	5591
LOWER CHORD	① 2-R 1000 x 28	5450
	② 2-R 1000 x 28	5450
	③ 2-R 1000 x 28	5450
	④ 2-R 1000 x 28	5450
DIAGONAL	① 2-R 400 x 16	5591
	② 2-R 400 x 16	5591
	③ 2-R 400 x 16	5591
	④ 2-R 400 x 16	5591
LATERAL	① 2-R 400 x 19	5591
	② 2-R 400 x 10	-

TOWER

CROSS SECTION	DIMENSION	MTL
TOWER TOP	① 2-R 4000 x 28	5450
	② 2-R 4000 x 28	5450
	③ 2-R 4000 x 28	5450
	④ 2-R 4000 x 28	5450
TOWER TOP	① 2-R 4000 x 28	5450
	② 2-R 4000 x 28	5450
	③ 2-R 4000 x 28	5450
	④ 2-R 4000 x 28	5450
HOR. BEAM	① 2-R 3500 x 22	5591
	② 2-R 3500 x 22	5591
	③ 2-R 3500 x 22	5591
	④ 2-R 3500 x 22	5591
HOR. BEAM	① 2-R 3500 x 19	5591
	② 2-R 3500 x 19	5591
	③ 2-R 3500 x 19	5591
	④ 2-R 3500 x 19	5591

CROSS SECTION	DIMENSION	MTL
TOWER TOP HOR. BEAM	① 2-R 4500 x 19	5591
	② 2-R 4500 x 19	5591
	③ 2-R 4500 x 19	5591
	④ 2-R 4500 x 19	5591
R.R. STRINGER	① 1-R 450 x 19	5591
	② 1-R 450 x 19	5591
	③ 1-R 450 x 19	5591
	④ 1-R 450 x 19	5591

FLOOR TRUSS

CROSS SECTION	DIMENSION	MTL
CRUSS BEAM	① 2-R 450 x 12	5591
	② 2-R 450 x 12	5591
	③ 2-R 450 x 12	5591
	④ 2-R 450 x 12	5591
VERTICAL	① 1-R 450 x 9	5591
	② 2-R 350 x 25	-
	③ 2-R 350 x 25	-
	④ 2-R 350 x 25	-
LOW CHORD	① 2-R 600 x 25	5591
	② 2-R 600 x 25	5591
	③ 2-R 600 x 25	5591
	④ 2-R 600 x 25	5591
HIGH CHORD	① 2-R 400 x 19	5591
	② 2-R 400 x 19	5591
	③ 2-R 400 x 19	5591
	④ 2-R 400 x 19	5591
DIAGONAL	① 2-R 600 x 12	5591
	② 2-R 600 x 12	5591
	③ 2-R 600 x 12	5591
	④ 2-R 600 x 12	5591

CABLE CROSS SECTION
① PWS 127 = 43 (CABLE-1)
② PWS 169 = 4 (CABLE-2)
③ PWS 169 = 6 (CABLE-3)
④ PWS 169 = 7 (CABLE-4,5,6)

图 - 14

CROSS SECTION FOR SUSPENSION BRIDGE PROPOSAL

MAIN TRUSS CHORD

CROSS SECTION	DIMENSION	MTL
UPPER CHORD	① 2-R 500 x 14	5450
	② 2-R 500 x 14	5450
	③ 2-R 500 x 12	5591
	④ 2-R 500 x 12	5591
LOWER CHORD	① 2-R 1500 x 42	5450
	② 2-R 1500 x 42	5450
	③ 2-R 1500 x 42	5450
	④ 2-R 1500 x 42	5450
DIAGONAL	① 2-R 500 x 25	5450
	② 2-R 500 x 25	5450
	③ 2-R 500 x 25	5450
	④ 2-R 500 x 25	5450
LATERAL	① 2-R 400 x 10	5591
	② 2-R 320 x 10	-

TOWER

CROSS SECTION	DIMENSION	MTL
TOWER TOP	① 2-R 3500 x 28	5450
	② 2-R 3500 x 28	5450
	③ 2-R 3500 x 28	5450
	④ 2-R 3500 x 28	5450
HOR. BEAM	① 2-R 3500 x 16	5591
	② 2-R 3500 x 16	5591
	③ 2-R 3500 x 16	5591
	④ 2-R 3500 x 16	5591
R.R. STRINGER	① 1-R 450 x 19	5591
	② 1-R 450 x 19	5591
	③ 1-R 450 x 19	5591
	④ 1-R 450 x 19	5591

FLOOR TRUSS

CROSS SECTION	DIMENSION	MTL
FLOOR TRUSS CROSS BEAM	① 2-R 450 x 12	5591
	② 2-R 450 x 12	5591
	③ 2-R 450 x 12	5591
	④ 2-R 450 x 12	5591
VERTICAL	① 1-R 450 x 9	5591
	② 2-R 350 x 25	-
	③ 2-R 350 x 25	-
	④ 2-R 350 x 25	-
LOW CHORD	① 2-R 600 x 25	5591
	② 2-R 600 x 25	5591
	③ 2-R 600 x 25	5591
	④ 2-R 600 x 25	5591
HIGH CHORD	① 2-R 400 x 19	5591
	② 2-R 400 x 19	5591
	③ 2-R 400 x 19	5591
	④ 2-R 400 x 19	5591
DIAGONAL	① 2-R 600 x 12	5591
	② 2-R 600 x 12	5591
	③ 2-R 600 x 12	5591
	④ 2-R 600 x 12	5591

CABLE CROSS SECTION
91-PWS 91
A = 1626.2 cm ²
HANGER CROSS SECTION
C.F.R.C. 50 x 6
A = 50.0 cm ²

1975. 3

力表を図-13に、また断面構成を図-27に示す。

しかし補剛桁については吊橋の場合SM50の42mmで

これによれば塔は両形式ともSM50の鋼種で済み、最高
28mm厚である。

あるが、斜張橋ではSM58の55mm厚を要する。

表-16. 塔の形式別比較

	形 式	長 所	短 所
①	吊構造ブラケット形	○塔柱とケーブル反力方向が一致する。	○塔柱間隔が大きくなる。 ○吊構造に大きなブラケットを必要とする。
②	水平材サドル設置形	○ケーブル面と補剛 トラス面が一致する。	○塔柱間隔が大きくなる。 ○頂部水平材の断面が大きくなる。
③	塔頂ハンチ形	○ケーブル面と補剛 トラス面が一致する。	○塔頂部構造が複雑になる。 ○塔柱間隔が大きくなる。
④	塔傾斜形	○塔柱上にケーブル反力がくる。 ○ケーブル面と補剛 トラス面が一致する。	○架設精度確保に十分に留意する必要がある。
⑤	貫通形	○塔柱とケーブル反力方向が一致する。 ○ケーブル面と補剛トラス面が一致する。	○貫通部分の構造が複雑になり、補強が必要。 ○水平反力をとる構造が複雑になる。
⑥	ケーブル面傾斜形	○塔柱上にケーブル反力がくる。 ○吊構造にブラケットを必要としない。	○塔柱間隔が大きくなる。 ○ケーブルの面が施工段階によって変わり、施工が困難。

比較結果より、④の塔柱傾斜形がこれらの案の中では構造が簡単で、しかも理論的に明解であり、優れていると思われる。

4-11. 可動部分の構造

吊橋や斜張橋における可動構造の部材は橋架の構造や規模によっても異なるが、ザイル河橋架程度の規模では一般に次のような部分と考えられる。

- タワーリンク
- ステークケーブルと桁との結合部
- スプレーサドル
- ベンデル支承
- 路面の伸縮装置
- 軌道の伸縮装置

構造上、可動を必要とする箇所にはヒンジ、オベリシュー、ローラーシューなどを設けて部材の動きに無理のないようにしなければならない。しかしこのような部分は錆びつきや、すり減りがないよう、構造設計や保守に特段の注意が必要である。従ってなるべく、構造計画においてこれら可動部分が少なくなるよう考慮するのが好ましい。

(1) タワーリンクは塔における補剛桁の支承で、上向きと下向きの荷重に抵抗してかつ橋軸方向の動きを許容するものである。図-15 にその例を示す。

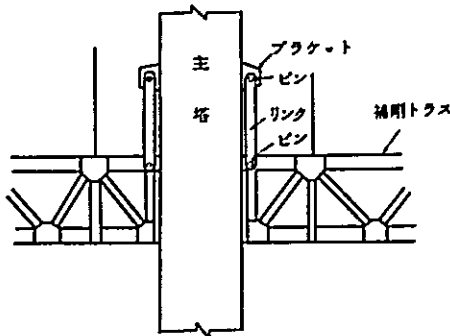


図-15 タワーリンクの例

ほとんどの吊橋にはタワーリンクが備えられている。

斜張橋では上揚力に対し、ストッパー程度のものが付いているのが普通であるが、長スパンになればやはりタワーリンクが必要であると考えられる。

(2) 斜張橋のステークケーブルと桁との結合部には種々の形式があるが、鉄道用斜張橋では列車走行中の桁の撓みや撓み角変化によりケーブルと桁との間に相対的に角変化が生じ、疲労破断の原因となる可能性がある。このためにこの結合部を回転可能な構造とし、無理のない構造とする必要がある。

吊橋におけるハンガーと補剛トラスとの結合部はハンガーの柔軟性が大きいので、ヒンジ構造とする程のことはないと考えられる。

(3) スプレーサドル

吊橋の主ケーブルや他錠式の斜張橋のステークケーブルを構成するストランド(小束)が橋台の中に分散アンカーされる前にこれらを束ね、方向を変えるためのサドルである。(図-16 参照。)

スプレーサドルは余り大きな動きを必要としないが、架設

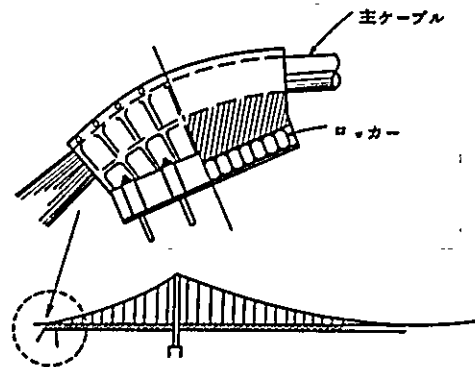


図-16 スプレーサドルの例

終了時の調整とスプレーサドルからアンカーまでのケーブルの応力変化による伸縮に伴う微移動を可能にするものである。

斜張橋の場合、最外側のステークケーブルに対してのみ用いるので、余り大きいものを必要としないが、吊橋では主ケーブルに対して用いるので、大きなものとなる。

(4) ベンデル支承

吊橋においても斜張橋においても補剛桁を連続にすると中央径間と側径間の長さの比率によっては側径間の端支承に負の反力が発生する。

特に斜張橋で自錠式の場合、側径間の支承に大きい負の反力が生ずる。

負の反力に抵抗し、かつ、橋軸方向の移動を可能にするためには通常、いわゆるベンデル支承を用いる。これは図-30のように、上端及び下端にヒンジをもった部材である。

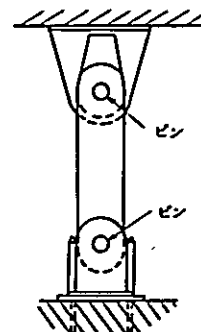


図-17 ベンデル支承の例

本報告書で選んだ吊橋は補剛トラスが連続であるが、側径間長を十分長くとり、端支承に負の反力が生じないように工夫してある。

(5) 路面の伸縮装置

長大橋の場合、桁の伸縮量が大きくなるので、特別な伸縮装置が必要となる。桁を塔の部分を通して連続にすれば、伸縮装置の数は減るが、1箇所あたりの伸縮量は大きくなる。

しかしいづれにしてもスパン500m以上の道路橋の吊橋はすでに多くあり、大きい伸縮量を吸収できる路面の伸縮装置の例も多いので、ザイル河橋架においてもこれらを参考とすれば問題はない。

4-12. 工費、工期の比較

鋼重については、前述のごとく斜張橋が吊橋よりも約3多大きい値を示しているので、鋼材料費及び製作費についてもほぼこの程度の差異が生ずると考えられる。架設費については、斜張橋の方がより厳重な管理を行う必要があるため、経験の多い技術者、測定管理者等の費用のために更に大きな差異を生ずる。

下部工については、基礎にかかる荷重の値が殆んど等しい事から、その差は小さい。

以上のように総工費は、少なくとも2~3多の差で吊橋の方が安くなるものと考えられるが、この比較設計の段階における差異は本質的なものではないと受けとめるべきであろう。

工期については、吊橋、斜張橋とも側径間に架設し中央径間は張出し工法によることとなり、前述のように斜張橋の方がより厳密な管理を必要とするが、両者ともあまり差はないと思われる。

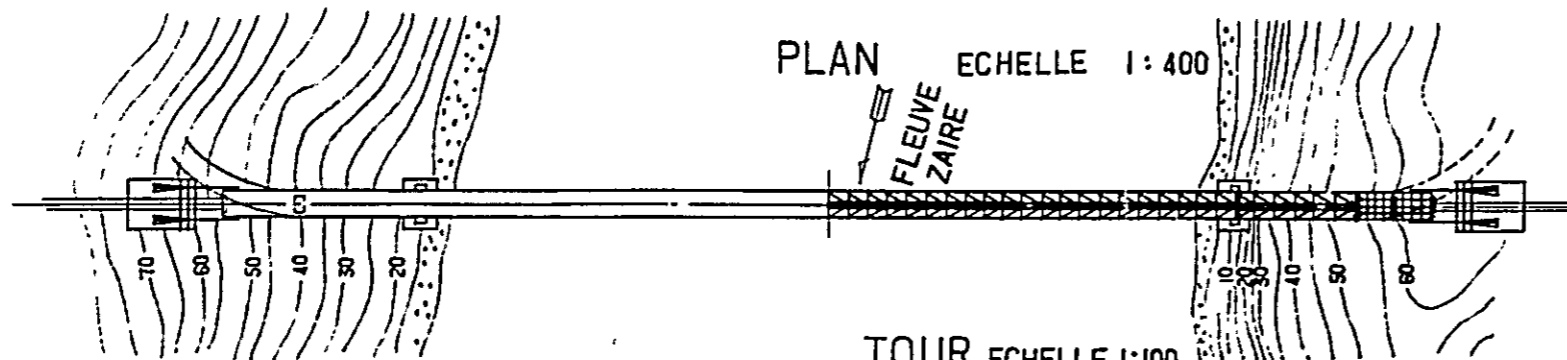
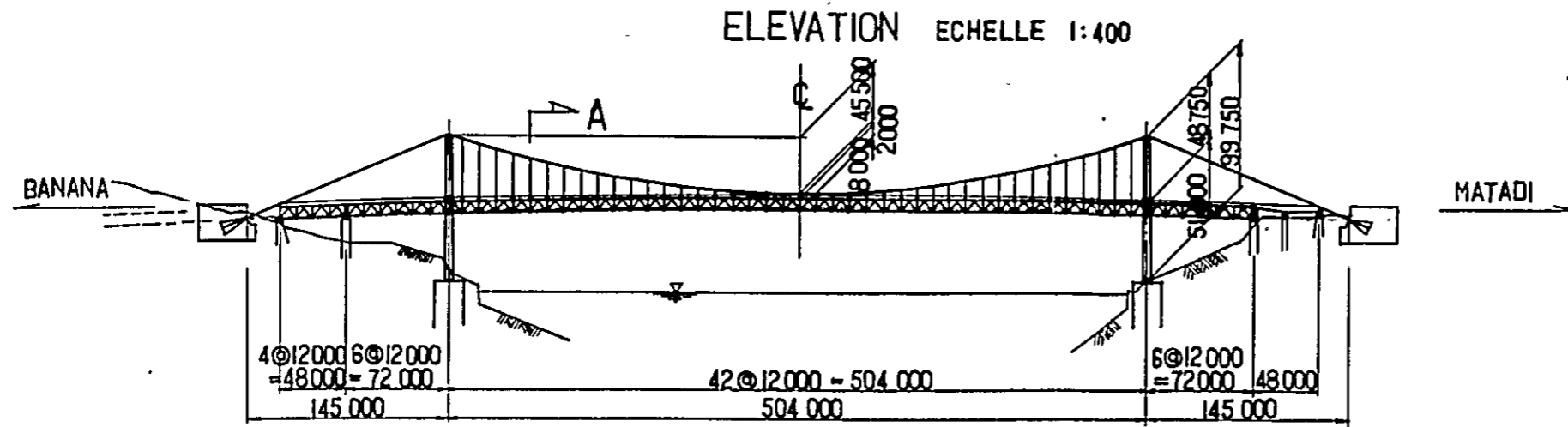
5. 結 論

本報告書は、ザイール河橋梁の形式を選定するに当り考慮すべきいくつかの問題点を調査研究し詳細にわたって検討を行った。本文を通読してわかるようにそれぞれの形式毎に一長一短があるが、建設費の面から吊橋又は斜張橋とすることが妥当であり、かつ、いずれも技術的に建設可能である。しかしながら斜張橋は将来の形式として有力であるとは考えられるが、500mに及ぶ鉄道橋としては現段階では技術的な問題点が潜在している可能性があり、また架設機材を含めた総工費も吊橋と比較して経済的であるとはいえない。一方、吊橋は斜張橋と比べて総工費において、殆んど差異がないばかりではなく、施工性も含め、総合的にすぐれており、かつ世界的に施工経験が豊富である。

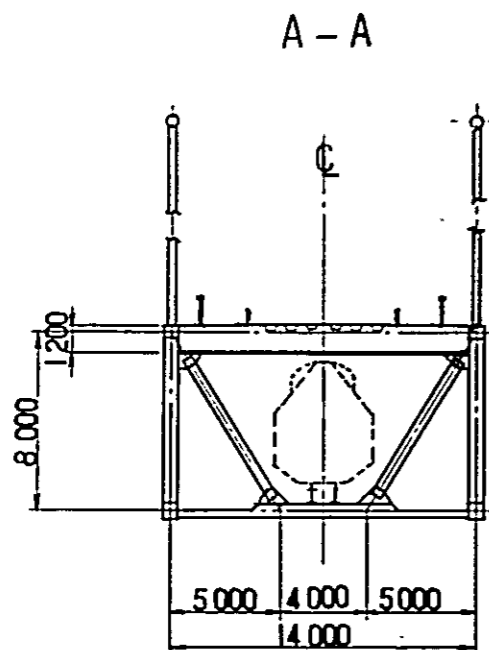
よって、ここに橋梁形式として吊橋を推薦する。

日本では、本四連絡橋の鉄道、道路併用吊橋のために既に10年来列車の走行安全性を含め各種の問題について研究されており、建設準備が具体化している。

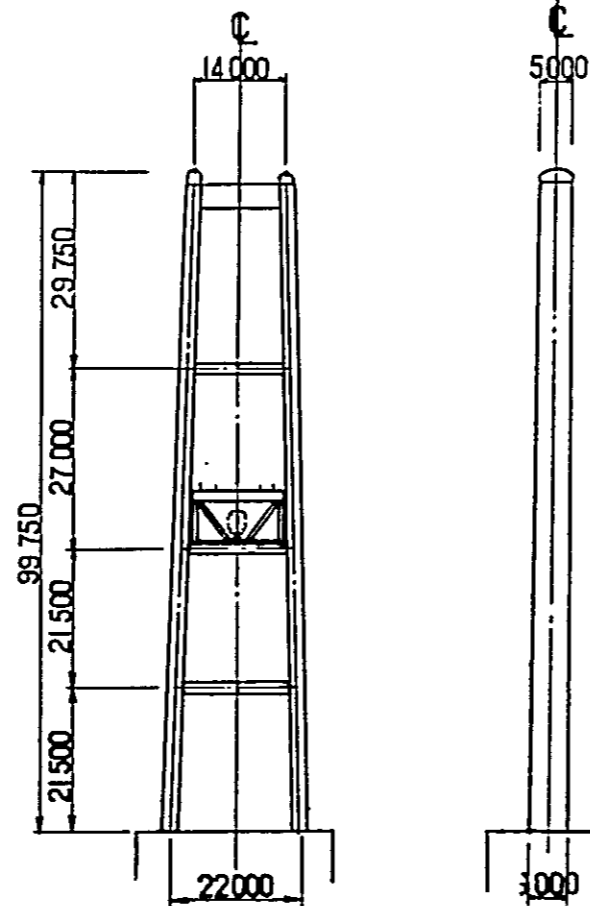
故に目下のところ、ザイール河橋梁の形式としては吊橋とし、この実現化を図ることが経済的に見ても、また確実性の上からも妥当であると考えられる。



SECTION ECHELLE 1:30



TOUR ECHELLE 1:100



設計条件

1. 荷重		温度変化	
元荷重 (片側ケーブル当り)		基準温度 +30°C 温度変化の範囲 -15°C ~ +15°C	
吊橋造部	中央径間 6.5 ㍉	側径間	6.5 ㍉
ケーブル束	1.6 "		1.6 ㍉
活荷重		設計用途	
自動車荷重	車軸重 10kN 補剛トラス 1.0 ㍉	自動車	30 ㍉/acc
列車荷重	車軸重 12kN 補剛トラス 3.8 ㍉	無載荷時	35 ㍉/acc
衝撃		2. 許容応度	
自動車荷重	車軸重 10kN 補剛トラス 1.0 ㍉	ケーブル	弾性係数 2000000 kg/cm ²
列車荷重	車軸重 12kN 補剛トラス 3.8 ㍉	平行線ケーブル	許容応度 5600 kg/cm ²
		ハンガー	弾性係数 1400000 kg/cm ²
		(スランドロープ)	安全率 1.5

ELEVATION ECHELLE 1:400

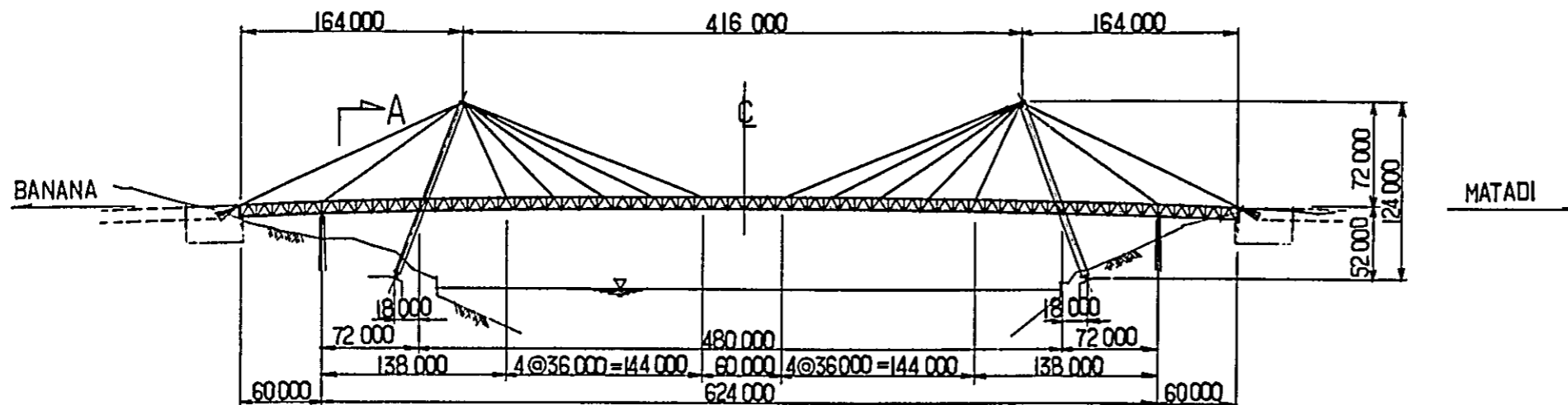
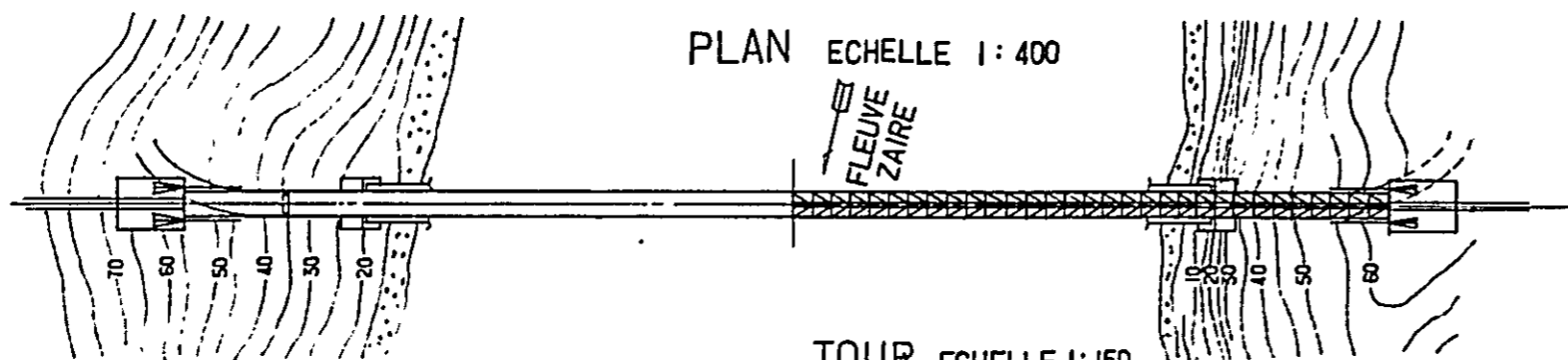
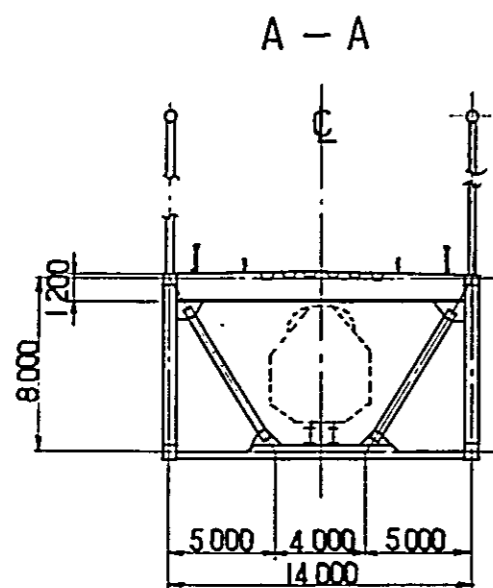


圖 - 19 斜 張 橋

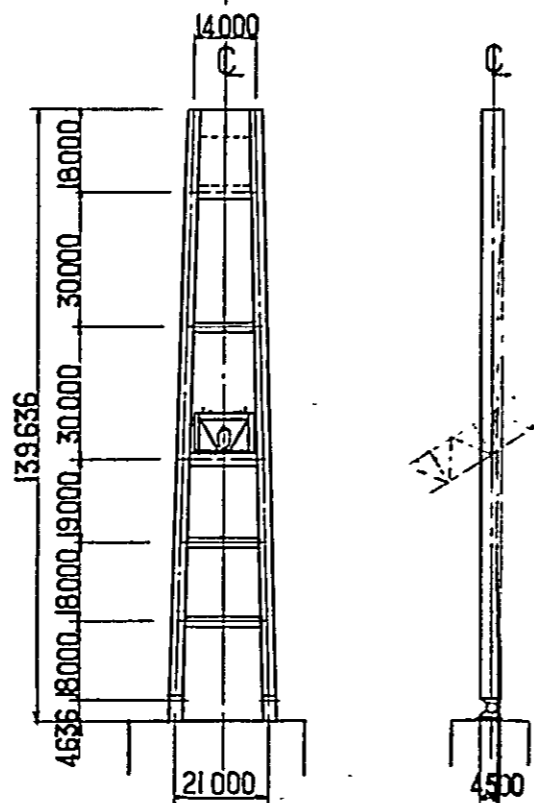
PLAN ECHELLE 1:400



SECTION ECHELLE 1:30



TOUR ECHELLE 1:150



設計条件

1. 荷重		温度变化	
死荷重 (片側テールあり)		基準温度+30℃ 温度変化範囲-15℃~+15℃	
吊橋座部	中央径間 6.5 % 側径間 6.5 %	設計風速	
		軟荷時	30 m/sec
		悪載荷時	35 m/sec
活荷重		2. 許容応力度	
自動車荷重	補剛トラス用鋼材 ASSHO-HS20-44	ケーブル	弾性係数 2,000,000
	補剛トラス用鋼材 1.0 %	平行線材の許容応力度	5,600
列車荷重	鋼主桁用鋼材 Lo-18' N-20'	ハンガー	弾性係数 1,400,000
	補剛トラス用鋼材 3.8 %	ワイヤロープ	安全率 係数破断力R40%
衝撃			
自動車荷重	鋼主桁用鋼材 1=20/50+1		
	補剛トラス用鋼材 鋼材種別		
列車荷重	鋼主桁用鋼材 1=0.7-1/4000		
	補剛トラス		
	吊橋座部用鋼材 鋼材種別		

