

§ 1. フレーエ橋 (Rheinbrücke Dusseldorf-Flehe)

1. 橋梁概要

1.1 橋梁諸元

- (1) 所在地：西ドイツ、デュッセルドルフ市
- (2) 種 別：道路橋
- (3) 橋 長：1148.0m(最大支間 368.0m：西ドイツ最大)
- (4) 有効幅員：41.0m(3車線+対避車線+歩道) × 2
- (5) 形 式：桁：鋼床版箱桁，PC桁
塔：RC逆Y形
ケーブル：ファン（一面）・LCR
- (6) 完成年：1979年（1976年着工）

(7) 複合斜張橋

塔と陸上部の主桁がコンクリート構造であり，主径間の主桁のみが鋼構造となっている。

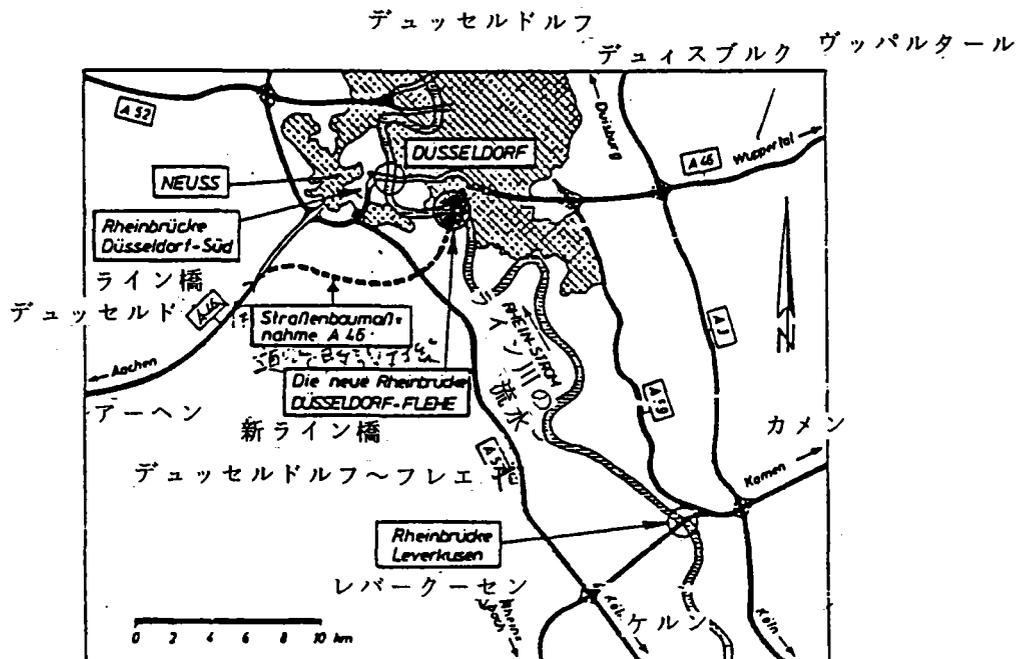
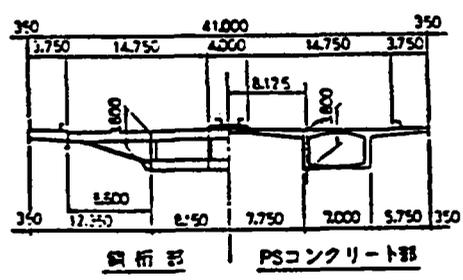
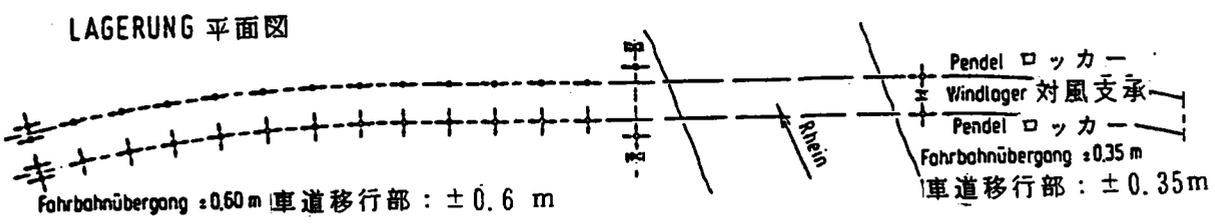
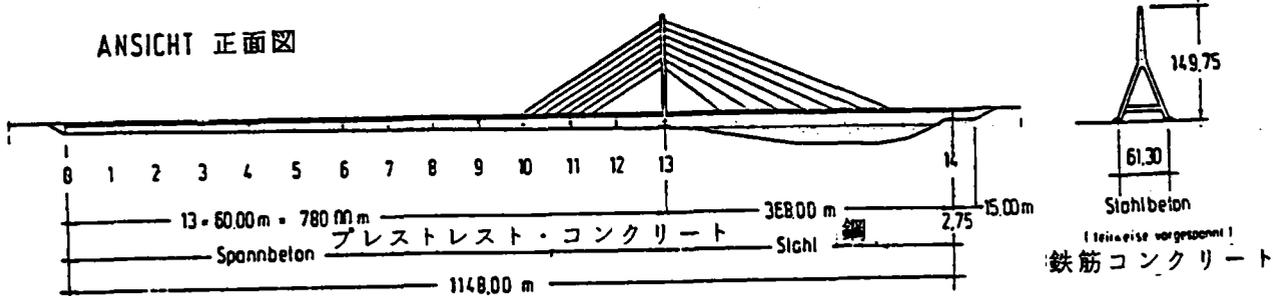


図-1.1 位置図



断面図

図 - 1.2 一般図

1.2 工事数量

高水敷部分 (プレストレストコンクリート)

・コンクリート	42.900m ³
・鉄筋	2.900t
・付帯鋼材	1.350t

基礎を含む鉄筋コンクリート塔

・コンクリート	18.700m ³
・鉄筋	1.650t
・付帯鋼材	100t

河川横断橋梁

・構造鋼	7.000t
・ケーブル	1.200t

ライン川右岸端末構造工

・コンクリート	4.400m ³
・付帯鋼材	330t
・補助スパン鋼	2t

1.3 主桁

- ・桁高 3.8m
- ・幅 16.3m(鋼床版3室箱桁)
- ・鋼床版は台形の補鋼リブ
- ・鋼床版板厚12~60mm (ケーブル定着部)
- ・横桁 4.5m 間隔
- ・PC桁部

ケーブル定着部 5室箱桁構造 幅29.5m × 桁高 3.8m

一般部 2室箱桁構造 幅 7.0m × "

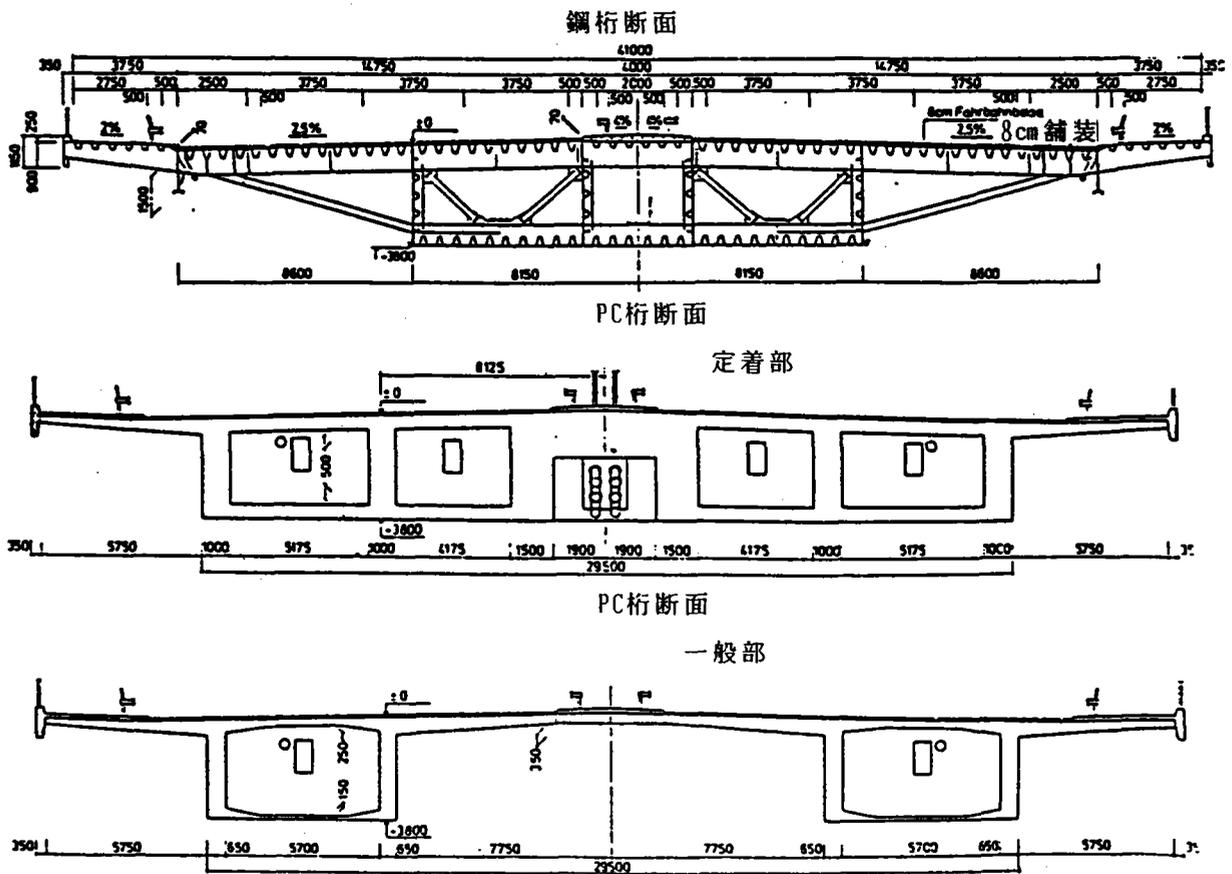


図-1.3 断面図

1.4 横 梁

主塔に単純支持された鋼製の横梁で、PC桁と鋼桁を連結している。

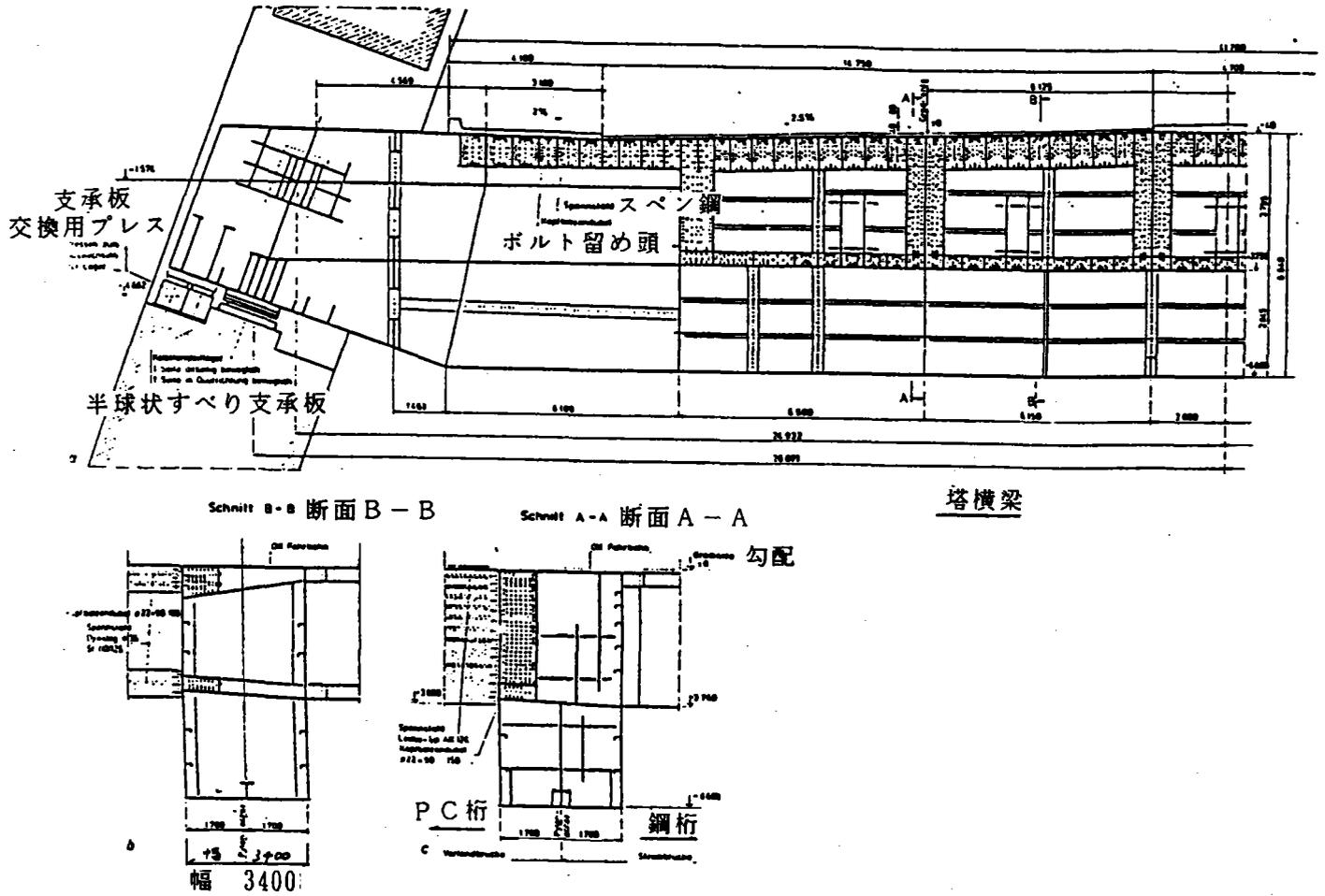


図-1.4 塔-横梁図

- ・ 14,000本のスタッドとPC鋼材で軸力を伝達しPC桁と横梁の接触面に設置された6,000本のスタッドでせん断力を伝達する構造。

- ・ 支間 52.142m

- 幅 3.4m

- 高さ 6.6m

1.5 ケーブル

- ・ 7本のケーブルで各ケーブルは6～12本のロックドコイルロープ
- ・ ケーブル径 93φ, 97φ, 105φ, 111φ mm
- ・ ケーブルは5層丸鋼線, 6層Z鋼線の特許ケーブル
- ・ 最大ケーブル線長: 320m

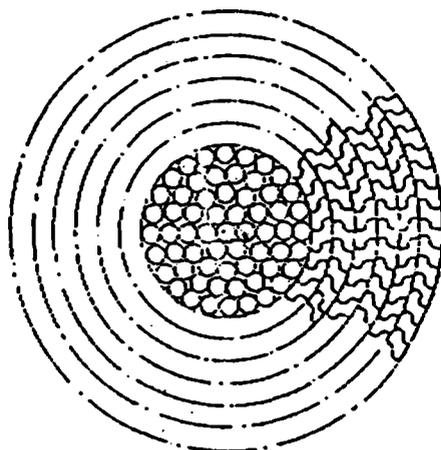


図-1.5 ケーブル断面

・ ケーブル断面

金属部断面積: $A_{nt} = 6369 \text{ mm}^2$

計算重量: $G = 72 \text{ kg/m}$

引張強さ: $B = 1600 \text{ N/mm}^2$, (163 kg/mm^2)

破壊強さ (計算) $F = 13.39 \text{ MN}$

ケーブル断面φ111, 丸鋼線61本,

4.25~4.8 mm径: Z鋼線 264本,

6 mm高。

- ・ ケーブルについて下記の試験を行っている。

伸び剛性試験

破断試験

ボルトのねじ山強度試験

ケーブルの耐久性試験

1.6 ケーブルアンカー

(1) 塔柱内部ケーブルアンカー

- ・塔柱内に鋼製のケーブルアンカーを設置する。
最大板厚80mm
- ・ケーブル頭部のナットでケーブルの短縮や構造誤差補正を調整する。

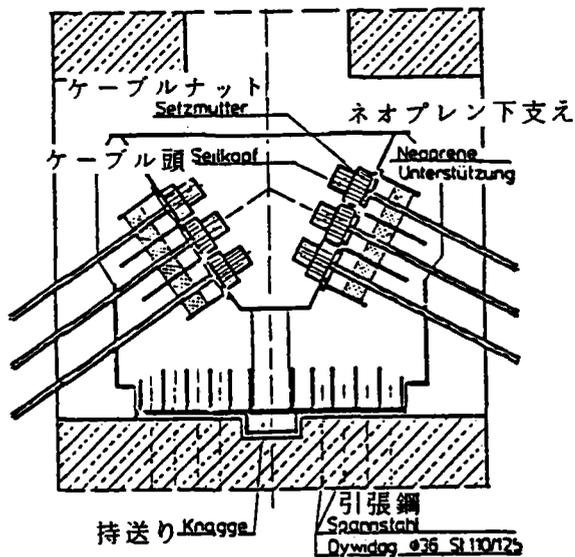


図-1.6 塔柱内部ケーブルアンカー

(2) コンクリート桁内の定着

- ・コンクリート内に埋込み管を設置し左図のようにケーブルを固定する。
塔軸線に対するケーブルアンカーの距離は、現場の温度を考慮して調整する。

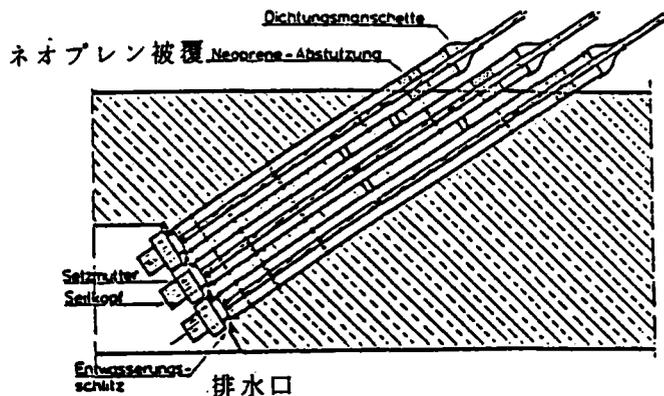


図-1.7 コンクリート桁内定着

(3) 鋼桁内のケーブル定着

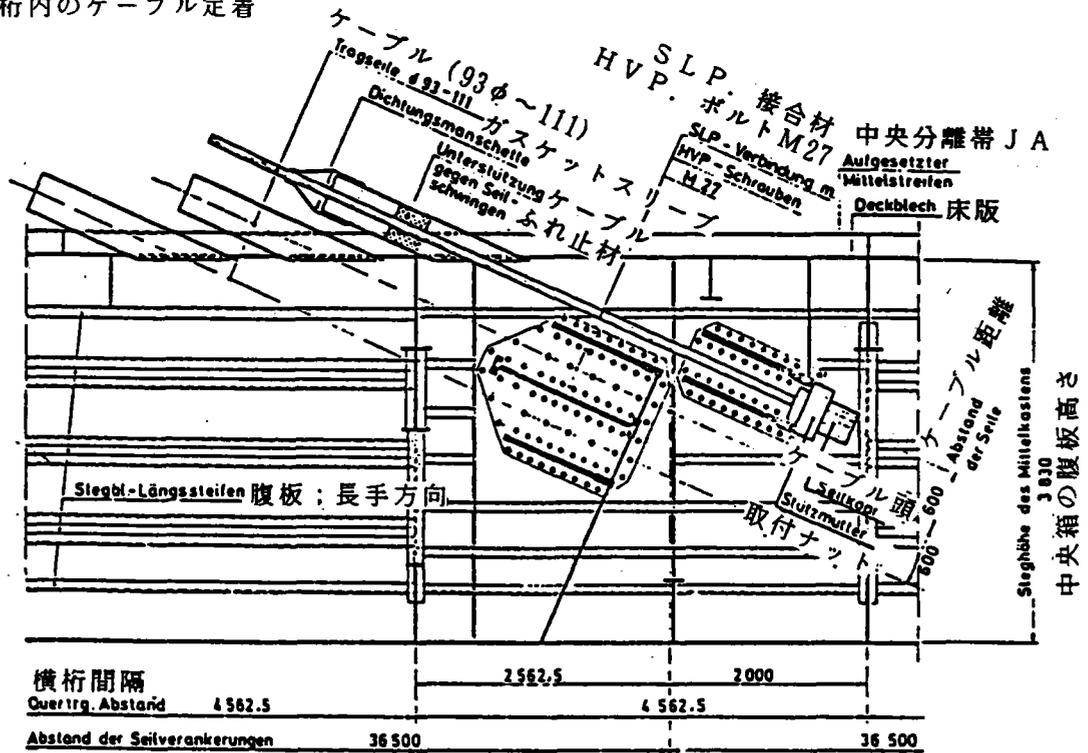


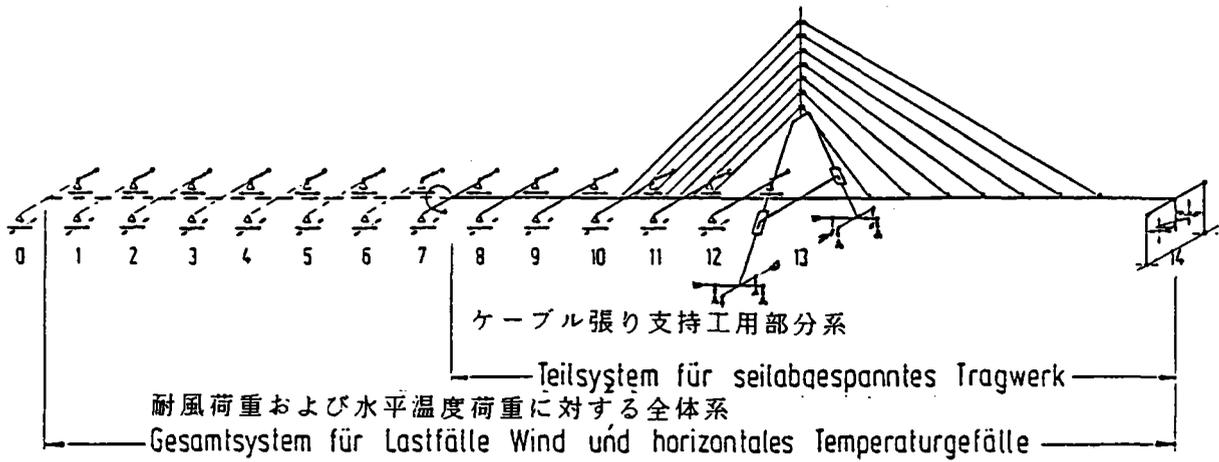
図-1.8 鋼桁内のケーブル定着

- ・アンカー金具を中央箱の腹板にボルト接合し、塔側と同じようにナットで固定する。

2. 設計概要

鋼構造の静荷重計算はクルップ社がROIK教授に委嘱して行った。

2.1 静的全体系



2.2 主塔の静的部分系

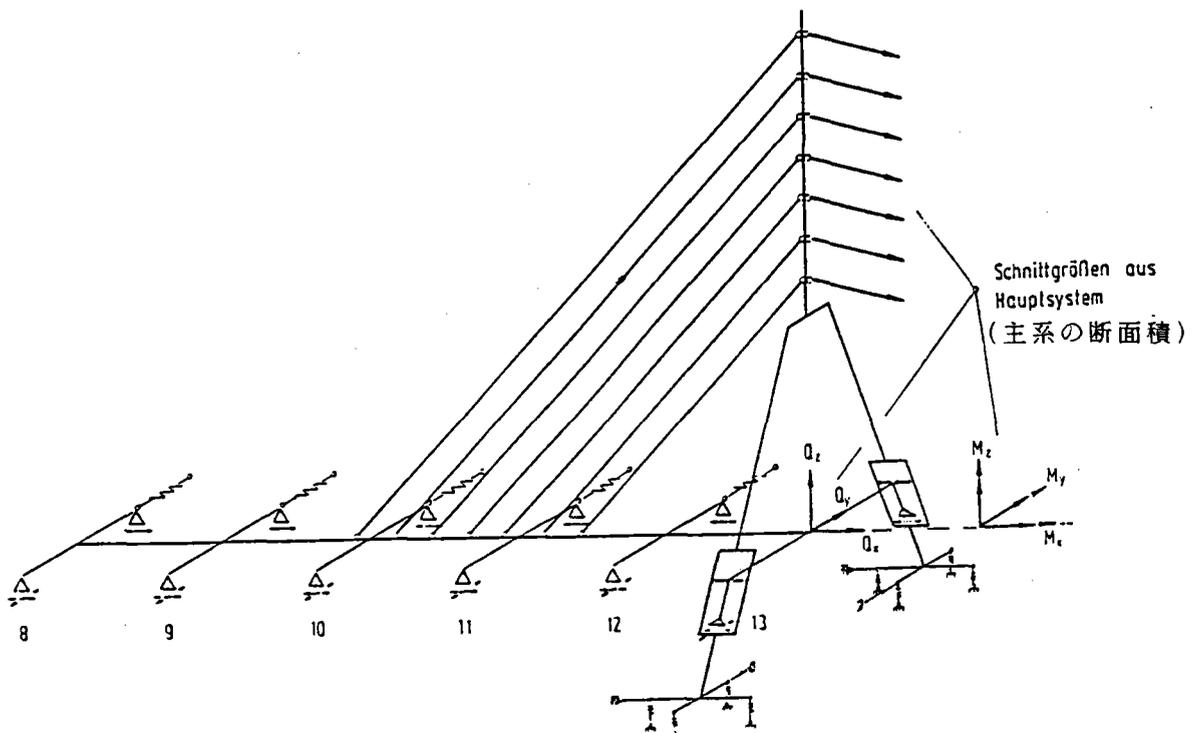


図-1.11 解析モデル

2.3 載荷荷重

DIN1072 橋梁等級60による

- ・断面積のひずみの影響
- ・コンクリートのクリープ
- ・コンクリートの収縮
- ・温度荷重

その他の荷重条件として

- ・完成系の風荷重は DIN1072による
- ・施工中の風荷重は風洞試験の結果により設定

2.4 風洞試験，と理論的計算をクレッペル教授が行っている。

3. 架 設

3.1 PC桁（高水敷部）

- ・仮イベント設置し，移動型枠方式

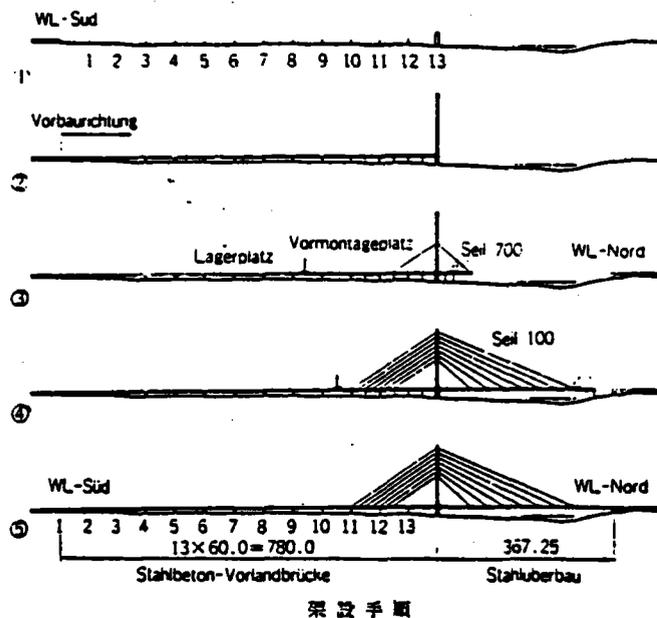
3.2 主橋梁

- ・ケーブルを利用した張り出し架設，
- ・鋼桁 20ブロック（ブロック組立順序は次頁参照）

1部材 長さ18m， 最大重量 110t

- ・現場継手は溶接（全溶接構造）

- ・架設順序



① 主塔基礎の建設（ケーソン）

主塔の設置
主塔と左岸側橋台の設置

② PC橋梁の架設

PC橋定着のため主塔横梁の架設

③ ケーブルの張り渡しと4ブロックの張り出し架設

右岸側橋台の設置

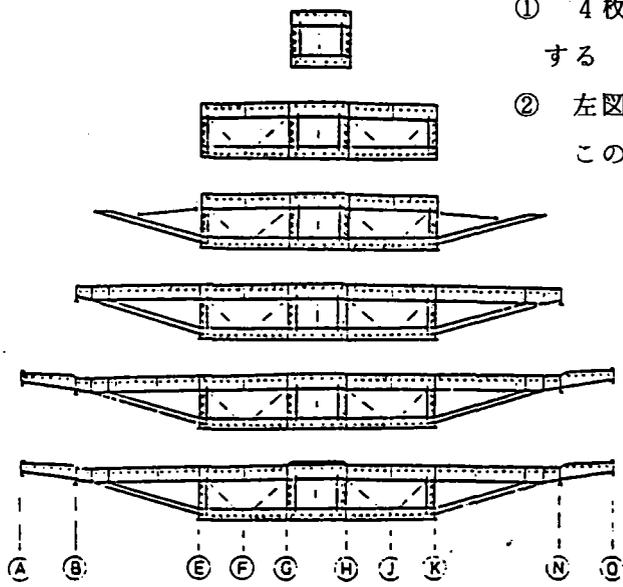
④ 18ブロックまでの主橋梁部の架設

⑤ 工事完了

図-1.12 架設手順

・桁断面の組立順序

- ・門型クレーンの下で現場持込み部材を大形に地組する



① 4枚の鋼材を溶接して、橋梁の中央箱を製作する

② 左図の手順で組立て架設する

この時、最大ブロック重量は110t

図-1.13 桁断面の組立順序

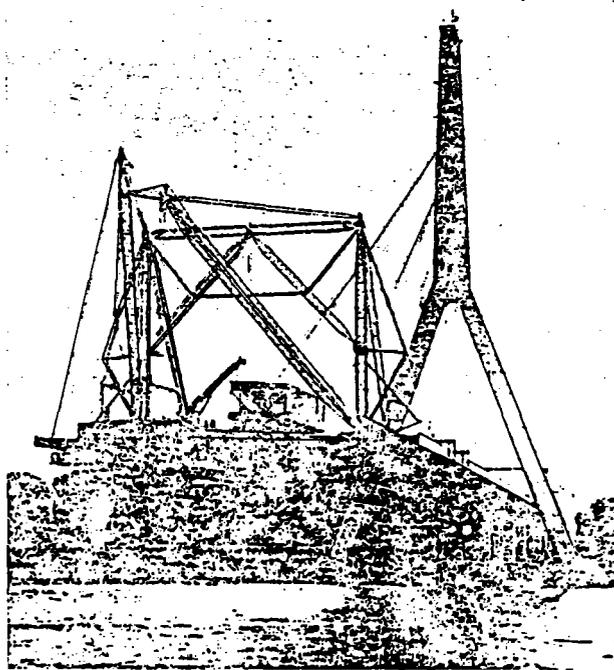
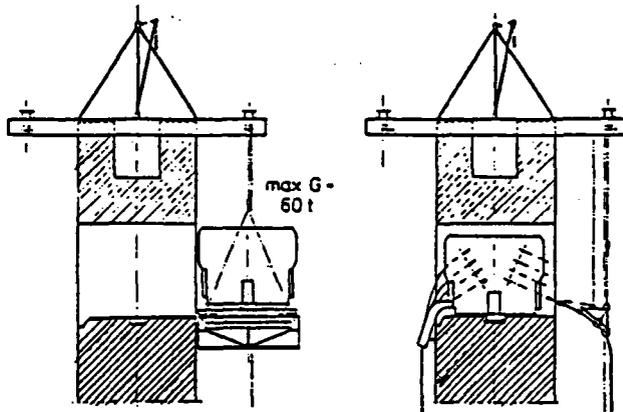


図-1.14 桁の架設

3.3 主塔

- ・一段の施工高さが2.5mのクライミングフォームで58段に分けて施工。

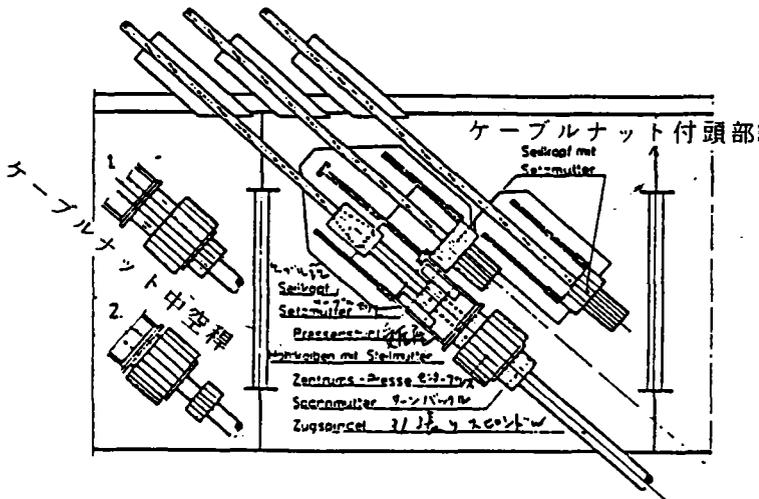
3.4 主塔内へケーブルアンカー据付けとケーブル取付け



- ・塔先端に取付金具を設置し、これを使って重量55tのアンカー体を架設し、同じ取付金具でケーブルをアンカー体の中に取付ける。

図-1.15 主塔内ケーブルアンカーとケーブルの取付

3.5 鋼桁内ケーブルの緊張



- ① ケーブルソケットに約3.5mの引きスピンドルをねじ止めする。
- ② 油圧センターホールジャッキで緊張する。
- ③ ジャッキでスピンドルのターンボックスを押し下げる。
(左図の1)
- ④ プレスのもどりに対し調整ナットがラムチェアー上に固定されプレスとターンバックルが軽減される。(左図の2)

図-1.16 鋼桁内ケーブルの緊張

- ・ケーブル力の制御器は油圧ジャッキのゲージ圧。
- ・河川ケーブル力と陸側ケーブル力との差を塔内で大きくしない事。

4. 鋼橋とケーブルの防食

4.1 鋼桁

外 面

- ・stoff No.634.55および634.75によるフタル酸樹脂系鉛丹の下塗2層（工場）
100 μ
- ・stoff No.635.58+635.58+635.78によるフタル酸樹脂系鉛丹の上塗3層（現場）
150 μ

総塗膜厚 250 μ

内 面

- ・stoff No.634.55と635.75によるフタル酸樹脂系鉛丹の下塗2層（工場）
80 μ
- ・stoff No.635.58と635.78によるフタル酸樹脂系鉛丹の上塗2層（現場）
80 μ

総塗膜厚 160 μ

- ・全て刷毛塗り

4.2 ケーブル

- ・ケーブルの鋼線外層 300g/m²~450g/m²で熔融亜鉛メッキ。
- ・ケーブルの内層鋼線はstoff No.634.35の亜麻仁油の上に鉛丹塗り保護
- ・ケーブル上面塗装
 - ・下塗り Unitecta 社のFolic PCR8041: 150 μ
 - ・上塗り Folic ENA801103ポリウレタン 150 μ ×2

総塗膜厚 450 μ

5. その他

5.1 工事費

・右岸側橋台および橋脚	300万マルク
・主塔基礎	420万マルク
・コンクリート主塔	1110万 "
・主橋梁部鋼上部工	4700万 "
・左岸側PC上部工	2930万 "
<hr/>	
総 工 費	9450万マルク

5.2 請負者

Friedrich Krupp 社 (デュイスブルク)	総括指導 (契約, 設計, 建設技術) 主橋梁部鋼上部工, 鋼製横梁の製作, 輸送, 架設
Dyckerhoff & Windmann 社 (デュッセルドルフ)	ケーソン基礎を含む, 鉄筋コンクリート主塔の施工
Bilfinger & Berger社 (ケルン/デュッセルドルフ)	右岸側橋台および橋部橋脚の施工
Kögel 社 (フランクフルト/マイン)	左岸側PC上部工の施工
工学士E. h. H. グラッスル (技師事務所)	検査技師
工学士, 工学博士, E. h. Gローマー (建築士事務所)	建築学上のアドバイス
" " E. h. E. シュルツェ教授	土質専門家
工学博士 K. コルディナ教授	鉄筋コンクリートおよびPSコンクリート専門家
" J. シェーア教授	鋼構造専門家

§ 2. 新チョルン橋 (Tjorn Bridge)

1. 橋梁概要

施 主：スウェーデン財務庁

所在地：スウェーデンの西海岸 Goteborgから北へ約50kmのJjorn島

工 期：1980年6月～1982年9月

形 式：複合斜張橋

塔 ー H型 SRC構造

ケーブルファン型 (ロックドコイル)

主 桁－鋼箱桁 (中央径間)

鉄筋コンクリート箱桁 (側径間)

橋 長・支間：647.0m (32.6+4×31.0+366.0+4×31.0)

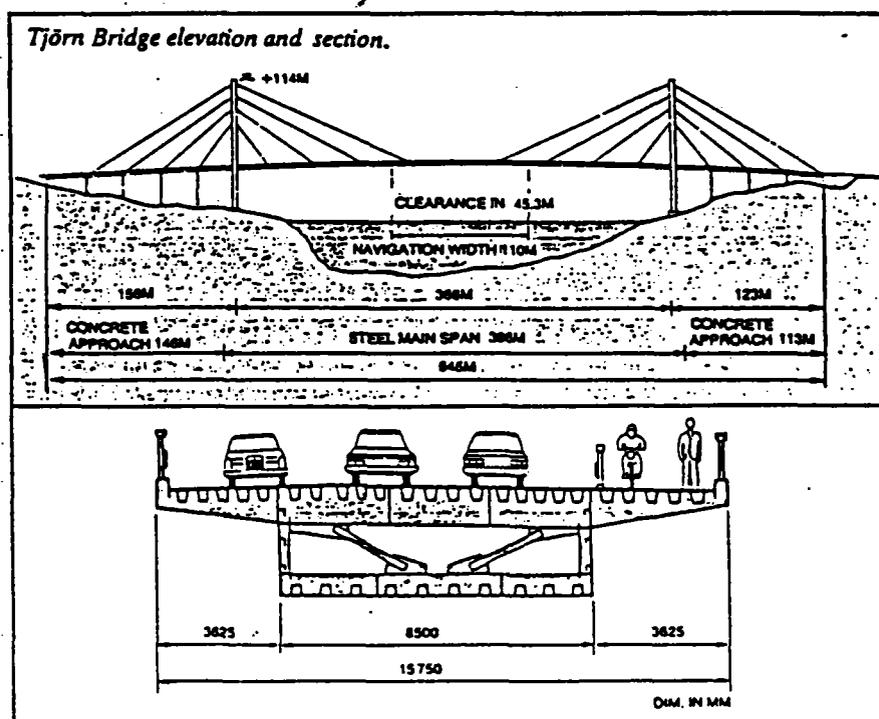


図-2.1 一般図

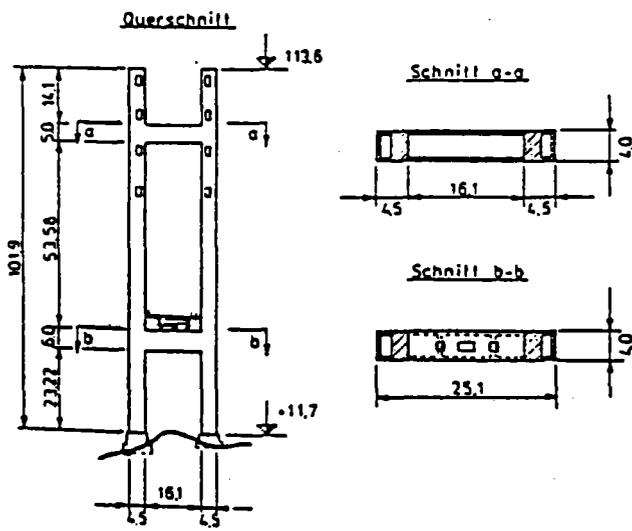


Bild 3. Ansicht Betonpylon コンクリート塔全景

図-2.2 コンクリート塔図

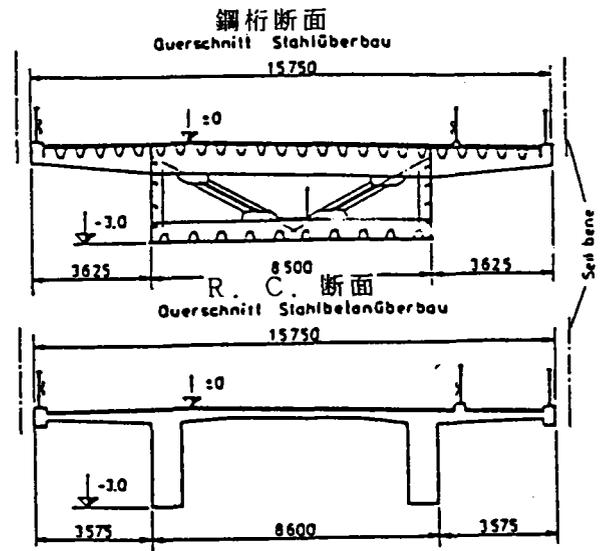


Bild 4. Querschnitte der Brücke

図-2.3 断面図

1.2 位置図

スウェーデン Göteborg 付近

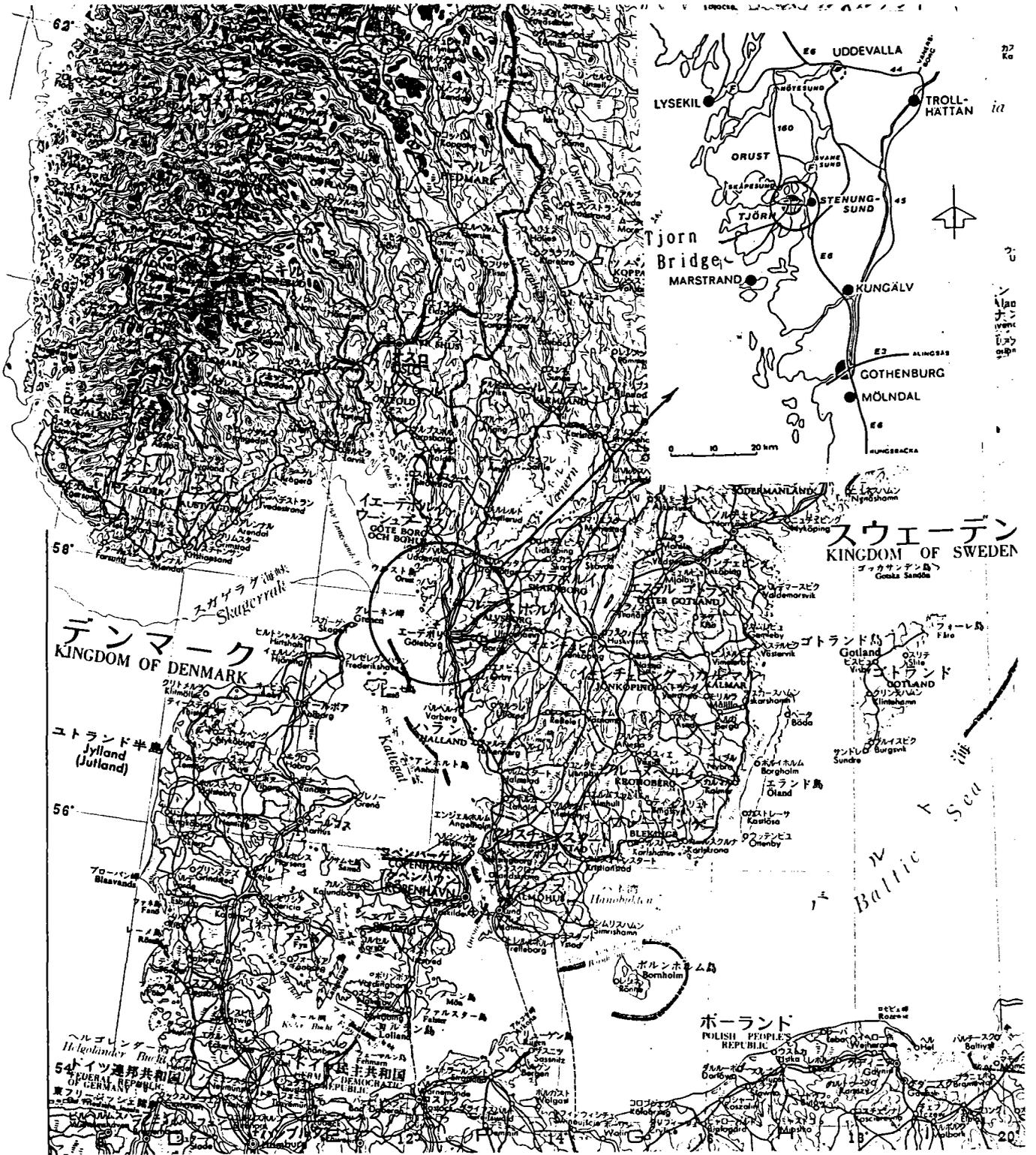
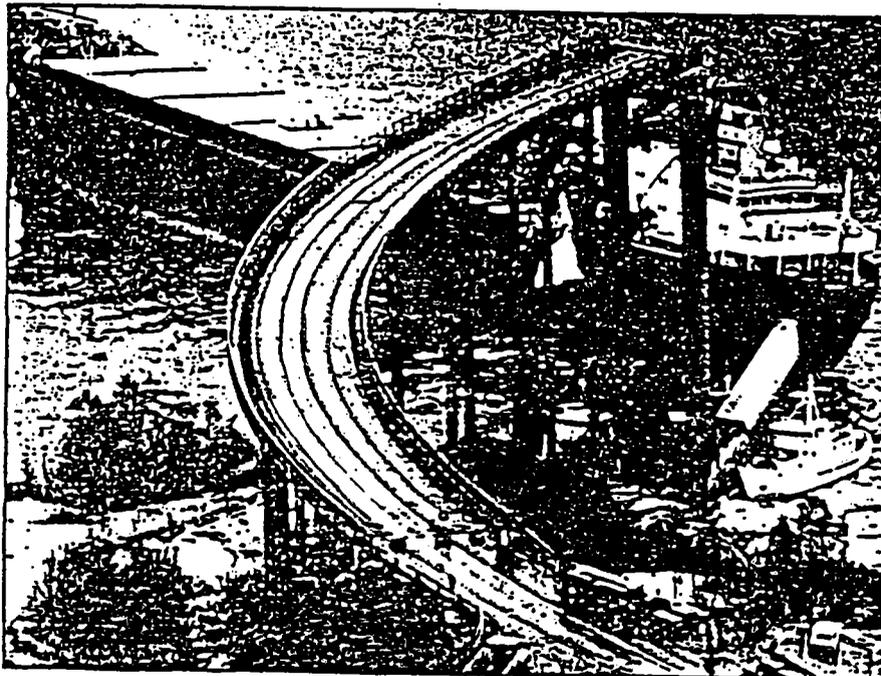


図-2.4 位置図

1.3 構造上の特徴

- (1) 中央径間 鋼箱桁，側径間，鉄筋コンクリート桁を持つ複合斜張橋である。
- (2) 主塔は鉄筋コンクリート
- (3) Tjorn 橋は，アスケフィヨルド橋として日本でも知られた1960年に建設された直径 3.8 mの鋼管アーチをもつ支間278mの鋼アーチ橋であったが，1980年1月に，船に衝突され落橋した。
- (4) 交通量（12,000台/日）の多い重要路線のため，工期の短いことが，重要な条件であった。
- (5) 366 mの必要支間について，斜張橋と吊橋の比較については，Skanska Cementig Juteriet / Kruppグループが，斜張橋案を提出することで決定した。
吊橋の方が約 8%価額が上まわった。工期についても差があった。
- (6) 経済的な理由により，斜めウェブを持つ箱形断面を断念した。
- (7) 主塔間隔は 366m鋼桁は 386mで左右峯とも10m側径間に入った位置でコンクリート桁との接合部を持つ
- (8) ケーブルは，32本で独立ケーブルである。



船の衝突によるアーチ橋の落橋

2. 設計

(1) 設計基準 スウェーデン規格 コンクリートのヤング率を種々のケースについて計算している。

(2) 解析

静的解析として	}	・全体構造系の立体解析
		・陸上部（側径間）のコンクリート橋部の解析
動的解析		・風作用について（47m/sec）

(3) 設計条件

平面線形 側径間（Almon側）の一部に半径400mの曲線
固定方法 橋軸 橋台1ヶ所
橋軸直角 主塔位置 2ヶ所と橋台1ヶ所

(4) 荷重

風荷重：載荷時（水平力） 7.9kN/m
無載荷時（水平力）13.6kN/m
温度：鋼構造 +35℃ -40℃
コンクリート構造 +15℃ -30℃

(5) コンクリート桁と鋼桁との連結

主塔から側径間側に10mの位置に連結位置があり継手長さは3mで、鋼桁はスタッドでコンクリート桁に固定されている。（図-2.6）

- 1) 連結位置では予想される6断面力を伝達する。
- 2) 力の伝達は、右図の0.75mの区間で行われる。
- 3) スタッドによるコンクリート桁からの力の伝達を桁の上下フランジ側のリブ1.5mで力を伝えている。
- 4) コンクリートの引張応力の発生を避けるため、引張部材の範囲をプレストレスする。

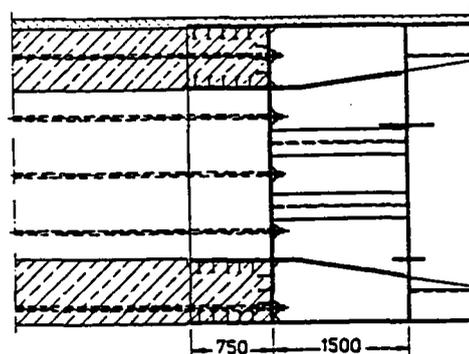


図-2.6 鋼桁と鉄筋コンクリート桁の連結部の構造

(6) ケーブル

- 1) $\phi 108$ のケーブル断面を図-2.6(b)に示す。
- 2) 亜鉛メッキされた素線の強度は、 1600 N/mm^2 になりメッキによる強度低下は約10%である。

(7) ケーブルソケット

- 1) 図-2.10のケーブルソケットを持つ。
- 2) ソケットは铸鋼で、DIN1681の GS623
- 3) ケーブルの固定は、亜鉛による铸造である。
- 4) ソケットは、後側にネジS220×12 長さ145 mmのねじ部を持っている。
- 5) ソケット前部はS355×12 長さ520 の外ねじ部を持っており、調整用である。

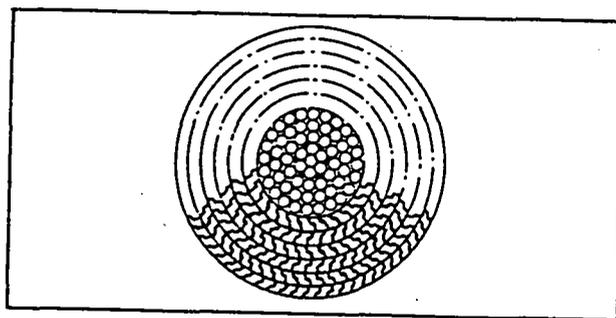


図-2.7 ケーブル断面 $\phi 108$

(8) 耐風設計

- 1) 耐風検討にあたっては、解析・風洞試験、自由減衰振動試験が実施された。
- 2) 耐風安定性は、下記についても検討されている。
 - a) 張出し桁が最も長い最悪の架設状態。
 - b) 普通の交通条件下にある供用状態。
 - c) 交通量の悪条件下でケーブルが突然切断した場合の状態
- 3) 風洞実験から、ねじれフラッターに対する耐風安定性は構造減衰に著しく依存することがわかったため、完成系において自由減衰振動実験を実施した。

実験は、桁の閉合後、舗装工事前に行い、装置は図-2.12のように、台船にワイヤでつないだワイヤを切断する方法とした。

(この項は、1983.5の E. Koger氏の論文を、前田研一氏が訳出されたものである。)

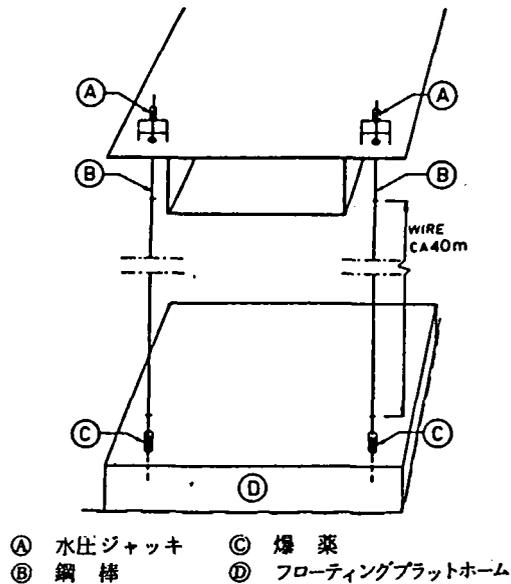


図-2.8 自由減衰振動実験の装置

3. 製作

(1) 施工会社 Skanska (ementgjuteriet/Krupp J.V. 報告書はKrupp のエンジニア)

(2) 主塔 RC製で、ケーブルアンカー部は、鋼製ブロック

(3) 鋼桁 鋼床版の1箱桁で、桁高3m、全幅15.75m、長さ20m、重量120～140t、
ブロック数19台 材料 OX524 t=12～20mm

(4) 塗装 海岸に近いため特に重視されている。

主桁外面 (工場) 厚膜ジンク 70 μ
" エポキシ 90 μ
" アクリル系 60 μ ×2層
合計 280 μ

主桁内面 (工場) 厚膜ジンク 70 μ
" アクリル系 70 μ
合計 140 μ

ケーブル (工場) 素線 メッキ300g/m²
" ポリウレタン 200 μ
" 175 μ
(現場) " 75 μ
合計 450 μ

鋼重

鋼上部工 2230t
ケーブル及ソケット 364t
ケーブル定着構造 152t

4. 架 設

4.1 工 程

工程を短縮する事が最大の課題であった。

表-2.1 実施工程表

	1980												1981												1982									
	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10				
材料発注				■																														
入荷							■																											
工場製作								■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■				
架 設																																		
付属作業																																		
現場塗装																																		

1981.11.9
2車線+歩開通

架設の初期の頃に、工程の遅れを生じたので、土、日作業により、遅れを取りもどした。

4.2 主塔の架設

- (1) R. C. 構造で、スライディングフォームと、タワークレーンの組合わせで、桁施工前に完成
- (2) ラーメン構造で、4.5 × 4m等断面で、段階とエレベーターが設置されている。
- (3) ケーブル定着部は開口部になっており、ケーブルの固定治具が、セットされる。
- (4) 上段の梁はプレストレスされている。

4.3 鋼桁の架設工法

- (1) 主塔と側径間R.C. 桁の施工が先行
- (2) 鋼桁は、長さ20m、重量119tで、台船に2ブロックずつ載せて搬入し、初めの5ブロックは、陸上に一たん引き上げてから架設した。
- (3) あとの14ブロックは、台船より直接、桁上のトラベラグリーンにて、直吊り架設
- (4) 閉合は、Almon 側を15cmセットバックし、ブロックを閉合した。
- (5) 架設は、ケーブル定着部で 1.5週、一般部で1週間サイクルとなる。



図-2.9 桁の架設

4.4 ケーブルの架設

- (1) ロックドコイルのバテント工法による構造用ケーブルで $\phi 77$ 、 $\phi 108$ である。
- (2) 最長の160mのケーブルでは、調整可能量が、 $\pm 255\text{mm}$ で、ケーブルソケットのシムで $\pm 150\text{mm}$ 、ケーブルの調整ナット（外ナット）で $\pm 105\text{mm}$ 調整できる。
- (3) ケーブルのクリープ及びコンクリートの収縮など、十分考慮されている。
- (4) 塔への定着は、開口部にセットされた固定治具（金具）に、定着する。（図-2.8）
- (5) R.C. 桁へは、箱ヌキされたスパーにケーブルを通したあとコンクリートを充てんし、支圧板を介して、張力を調整する。（図-2.9）
- (6) 鋼桁への定着は、横桁張出部に支圧板を介して、固定する。調整は桁側で行う。
- (7) ケーブル引込口近くに対プレングムのブロックを設け、防水と折れ角を緩和させる役目をさせる。

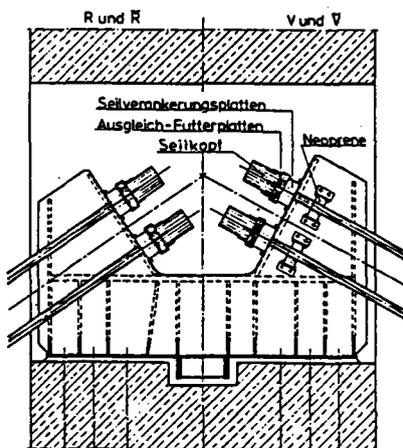


図-2.8.10 主塔のケーブル定着部

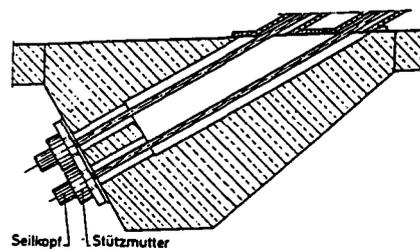


図-2.11 コンクリート主桁の
ケーブル定着部

(8) 主塔のコンクリートのヤング係数の変化の影響は鋼桁とケーブルにわずかに表れる。

コンクリートのヤング係数が $E_C = \text{KN/cm}^2$ から 3500KN/cm^2 まで変化すると、主桁の曲げモーメントを -2% 、ケーブル張力を $-3 \sim +4\%$ 程度変化させる。

(9) 架設ステップは、図-2.12

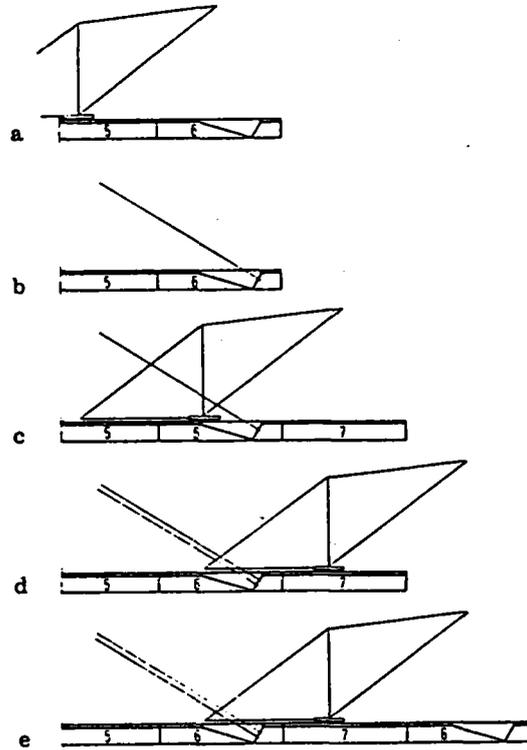


図-2.12 架設ステップ

4.5 足場 (写真で見ると)

- (1) 接合部と、ケーブル定着部とに、部分足場がある程度
- (2) 工場で上塗塗装まで施工されており、下面には全面足場はない。

4.6 形状管理

- (1) 設計シム量により，引出し架設を行い，特に調整したという記述はない。
- (2) 載荷試験を，トラックを用いて行い，実荷重の60%で，計算値との誤差は，主桁曲げモーメントで約7%，ケーブル張力で約10%実測値が下まわった。

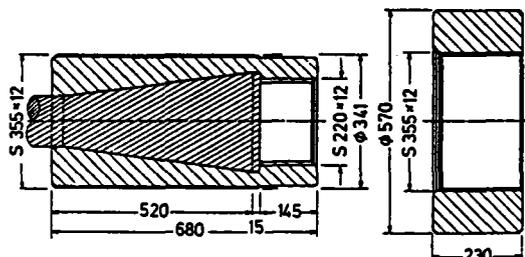


図-2.13 ケーブルソケット

4.5 下部工

基礎着手	1980. 8月
支持梁まで	1980. 10月
塔完了	1980. 12月

5. その他

5.1 関係者

施工業者 R. C. 主塔と陸上部橋梁
Skanska Cementgjuteriet
鋼桁製作，輸送，架設
Krupp.

動的解析の研究助言

Dr. Thiele事務所

検査技術者

Homburg 事務所

6. 参考文献

- 1) R. Kahman, Dieneve Tjornbrücke: Bauingenieur 57, 1982.
- 2) 若下他 (訳)，複合斜張橋の設計，施工，橋梁と基礎，1985.3.
- 3) 海洋架橋調査会，長大橋の健全度評価と補修・補強技術に関する研究調査報告書，昭和63年 3月

§ 3. ケソック橋 (Kessok Bridge)

1. 橋梁概要

1.1 橋梁諸元

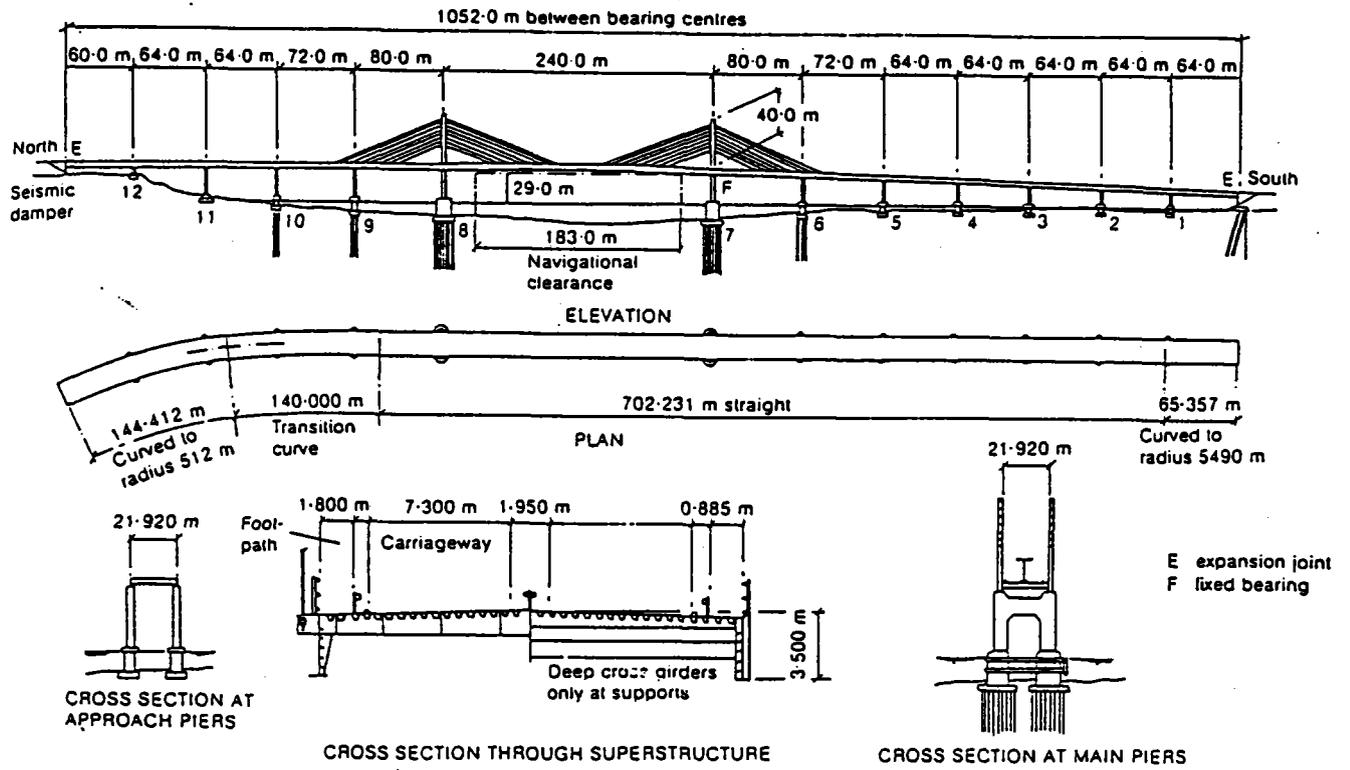


図-3.1 橋梁一般図

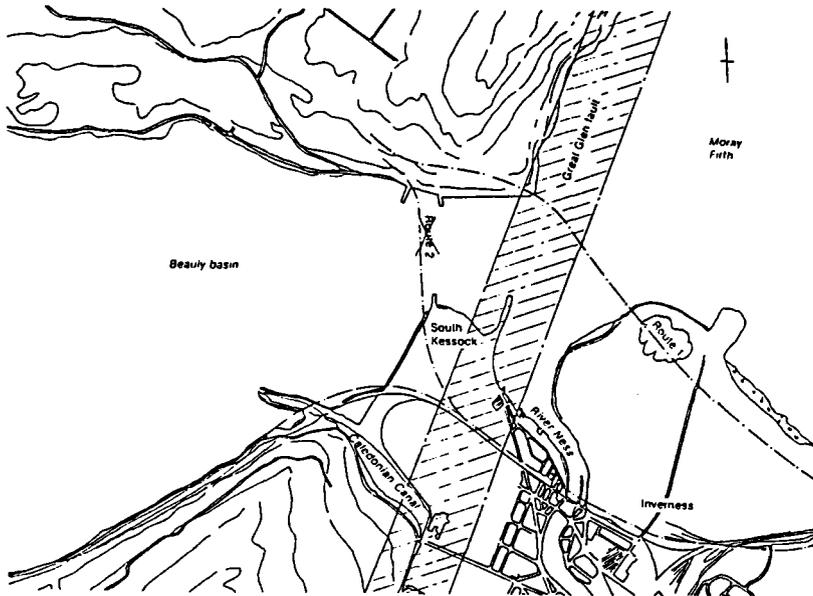
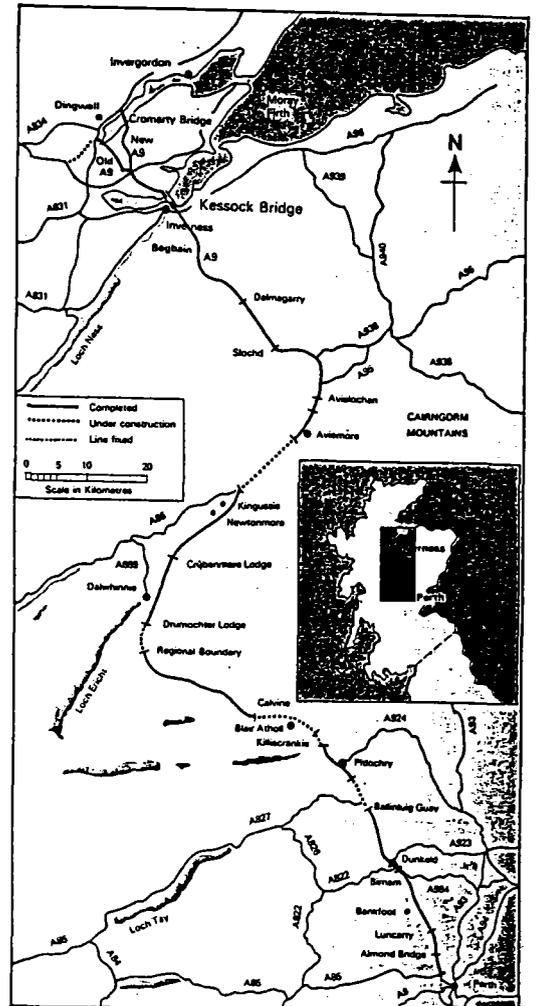


図-3.2 位置図



1.2 構造特徴

- (1) 主桁はI桁鋼床版，下ラテラルなし。
- (2) アプローチスパンも含め1052mの連続桁。
伸縮長を短くするためN07橋脚を常時のFixに、地震力に対しては、北アバットにダンパーを設け地震時のみ北アバットをFix。
- (3) 中央スパンは、2面多段ケーブル。
- (4) ケーブルはスパイラルブリッジストランド（メッキ）
- (5) 塔は鋼製箱断面 1.6m×2.2m
- (6) 現場添接は、経済性、施工管理を考慮し、鋼床版車道部のみ現場溶接。他はすべてH.T.B.
- (7) $b/h=21.92/3.5=6.3$ (主桁間隔) / (腹板高)

2. 設計

1) ドイツ規格，I D W R

当初I D W Rでの設計が行われていなかったが、設計中にI D W Rでの設計を行う。I D W Rではきびしい疲労設計が課せられており、同規模の橋に比べ下フランジ厚がはるかに大きくなっている。（文献の筆者はドイツでも道路橋には疲労設計が導入されておらず、K E S S O C Kで疲労設計を行ったことに不満を持っている様子。）

2) 設計条件

- (1) 幅員 7.3mの車道×2 + 歩道

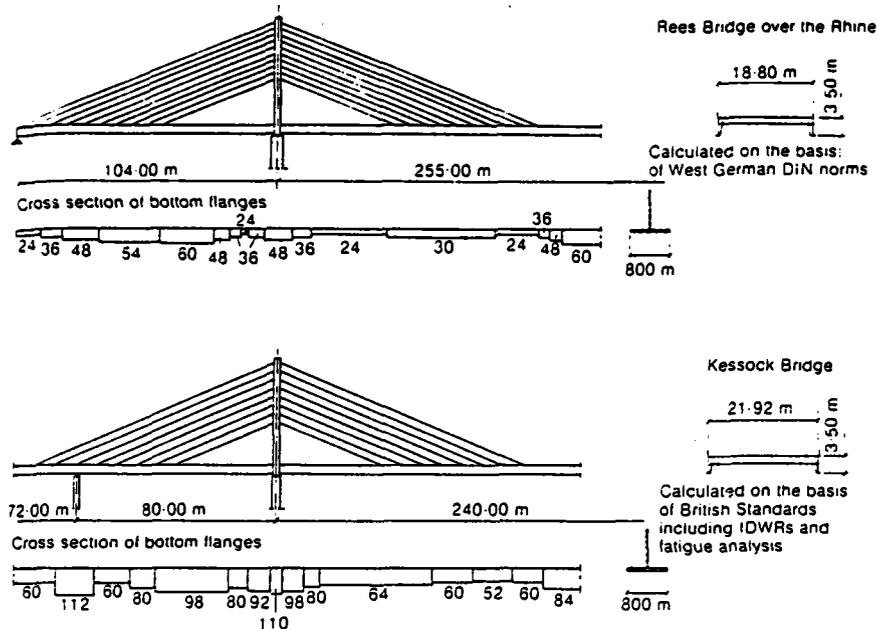
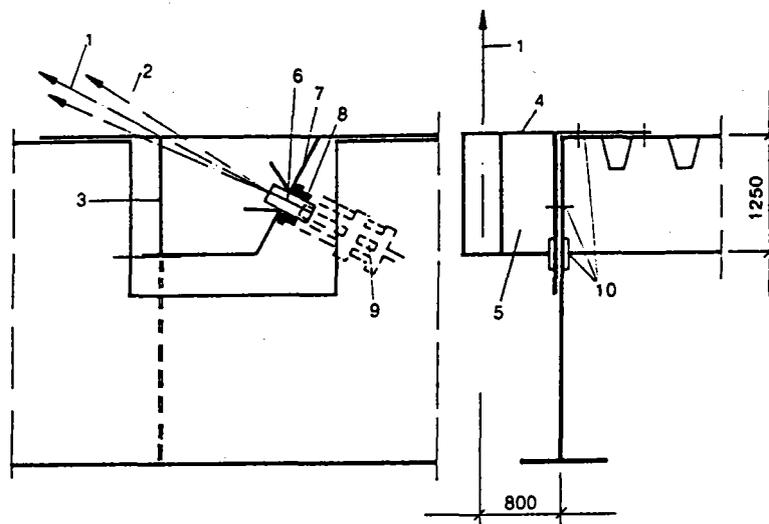


図-3.3 板厚比較表（同規模のRees橋との比較）

- (2) 中央径間 (183mの航路幅+余裕) = 220m→最終的に240mになる。
29mの航路高さ。
- (3) 最大縦断勾配 4%
- (4) 北側の平面曲率 $r < 653m$
- (5) 潮流 3 m/sec 以上, 風速 60m/sec
- (6) 地震荷重 過去に架設地点で発生した最大地震力
静的解析 0.1g(修正震度法)
動的解析 (応答スペクトル法)
- (7) 荷重 $H_A H_B +$ (疲労設計)



- 1. ねじりモーメントの発生しない理想的なケーブルライン
- 2. ねじりモーメントの発生するケーブルライン
- 3. ケーブルの鉛直分力を伝達するブラケット
- 4. ケーブルの水平分力を伝達するデッキプレート
- 5. ねじりモーメントに抵抗する箱断面
- 6. ケーブルソケット端のねじ切り
- 7. エッジプレート
- 8. 支持ナット
- 9. 引込装置
- 10. ケーブル碇着部と主桁との連結

図-3・4 碇着部概要図

3) 耐風対策

グラスゴー大学で風洞実験が行われ、その結果渦励振の傾向が見られたが対策を施す程ではなかった。

しかし、架設後低風速域で振れた（最大振幅 250mm）。

グラスゴー大学は、主桁下フランジに制震翼を提案、同時にHomberg はダンパーを提案し、翼は、疲労問題等があると判断しダンパーが取付けられた。

中央径間に8つの粘性質量ダンパー（2t/個）が取付けられた。

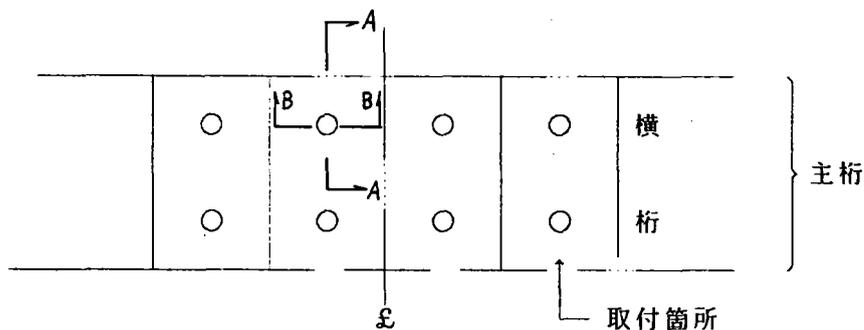


図-3.5 粘性質量ダンパー配置図

筆者の制振に対する意見は、橋の構造的に耐風安定性を高めるよりも、ダンパー等を取付けた方が、経済的で良いと判断している。

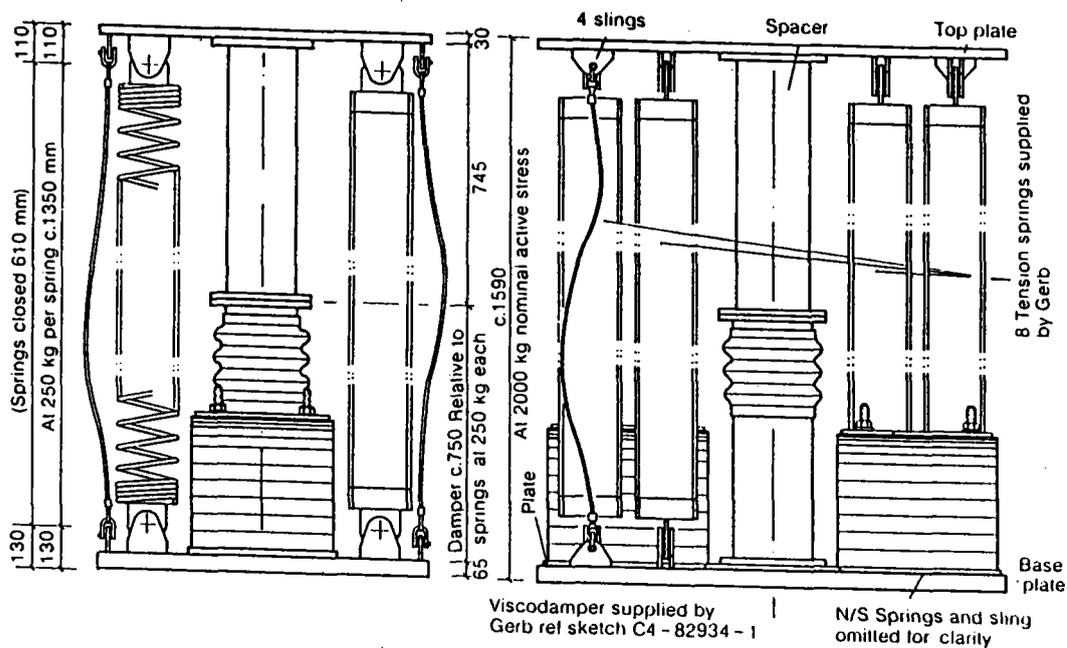


図-3.6 ダンパー詳細

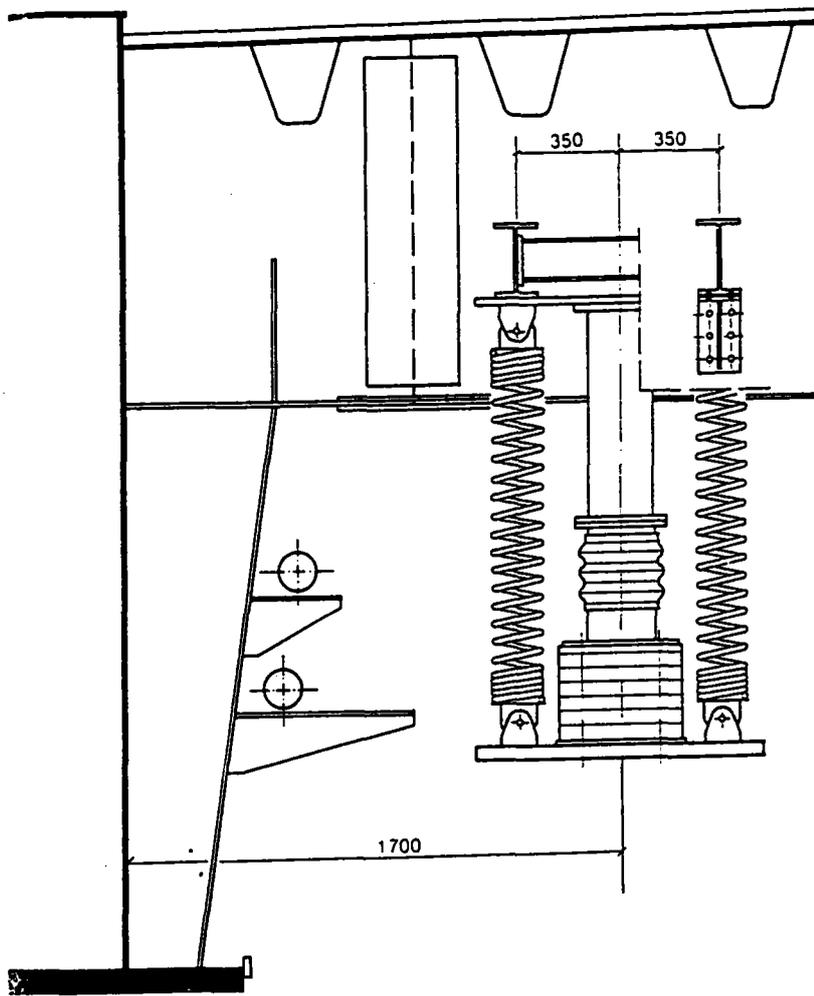


図-3.7 ダンパー取付図

3. 製作

3.1 製作上の特徴

- 1) キャンバーは添接部でナックルさせてつけている。
- 2) 孔明は片側先行で他端は伸ばし分を切断後孔明。
- 3) 最初の格間のみ仮組立て，他は仮組立しない。
- 4) 平均的なブロック長 桁は16m，塔は $3 \times 13m \approx 40m$

3.2 輸送

陸上輸送

4. 架設

4.1 下部工

- (1) ほとんどの橋脚は仮締切工法の直接基礎。
- (2) 一部の杭基礎はハンマーによる施工。
- (3) 工期 1978年4月～1979年7月 16ヶ月

4.2 上部工

1) 塔

下2段はトラベラークレーン（最大能力26t吊）で架設。
最上段は移動式クレーンで架設。

2) 桁

- (1) トラベラークレーンによる張出し架設。
- (2) ケーブルのない側径間は仮ケーブルにより支持，定着ブラケットは転用。
- (3) 中央径間の塔付近も仮ケーブルを使用
- (4) 単柱タイプの脚は横梁で連結しPC鋼棒で固定。
- (5) 閉合は，北アバットのダンパー沓でセットバックし，上段2本のケーブルで上げ越す。

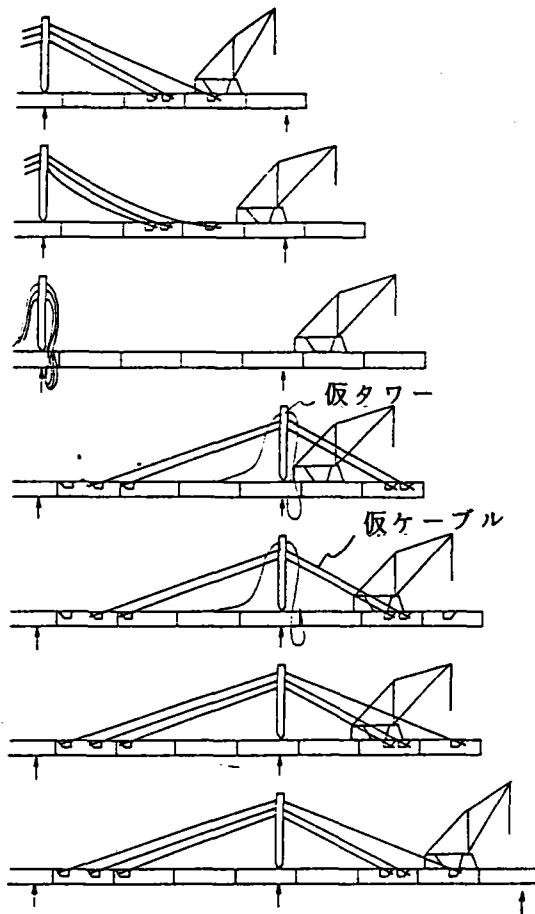
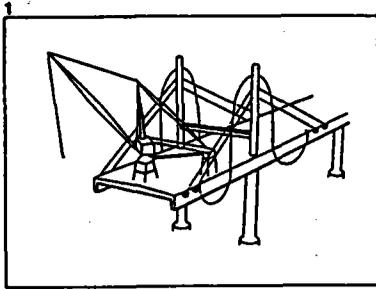
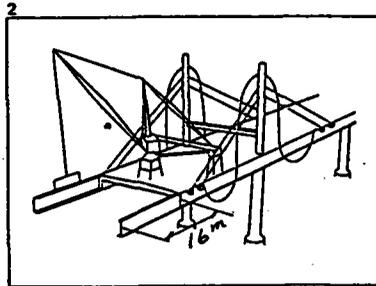


図-3.8 64mスパンの架設ステップ図

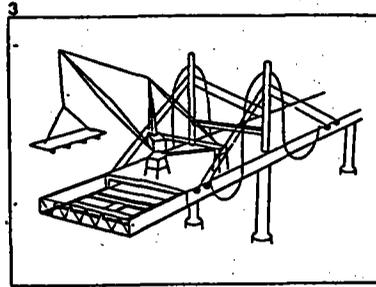
(中央径間も基本的に同様ただし、仮タワーの替わりに永久タワー)



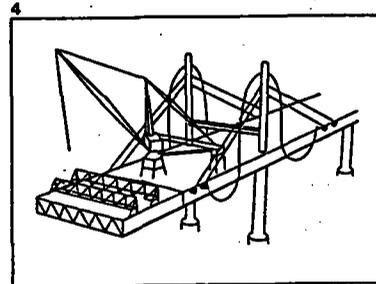
- ・最初の2パネルはフリーキャンチレバーで架設



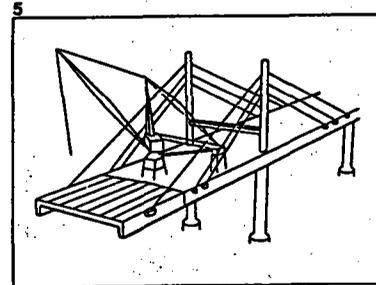
- ・16mの主桁は、クレーン解放前に高力ボルトにて全数締付ける



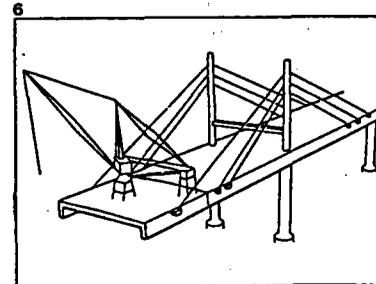
- ・ブロック先端に仮横梁設置。
- ・下フランジのレールを利用した作業車前進
- ・7ブロックの鋼床版架設



- ・トラスフレームを横断方向に設置し、鋼床版パネルを正しい位置で保持
- ・鋼床版を溶接し、横桁を高力ボルトで締付ける。



- ・トラスフレーム撤去前に鋼床版と主桁のたてシームを高力ボルトで締付ける。
- ・架設したパネルに斜吊索を取付け張力導入



- ・デリック前進
- ・仮耐風索の取付け、沓設置

図-3. 9架設サイクル

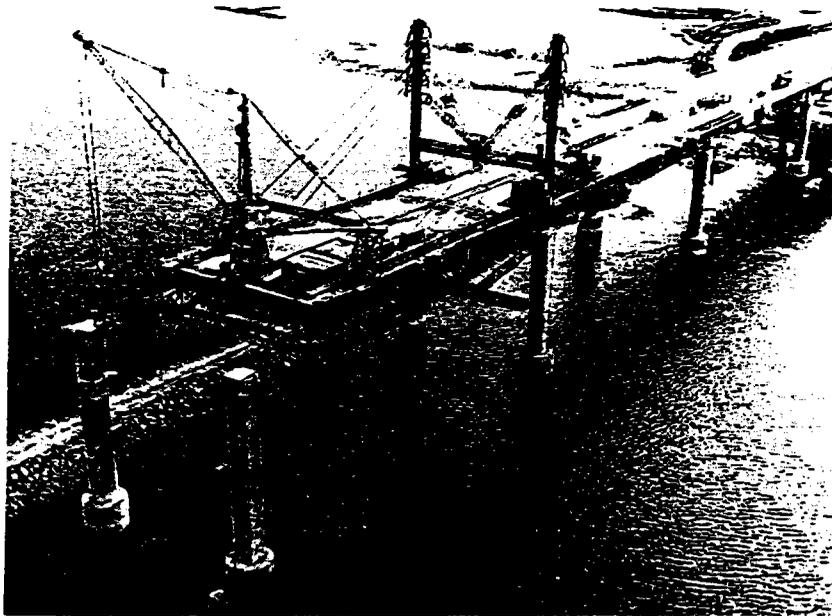


図-3.10 アプローチスパンの架設

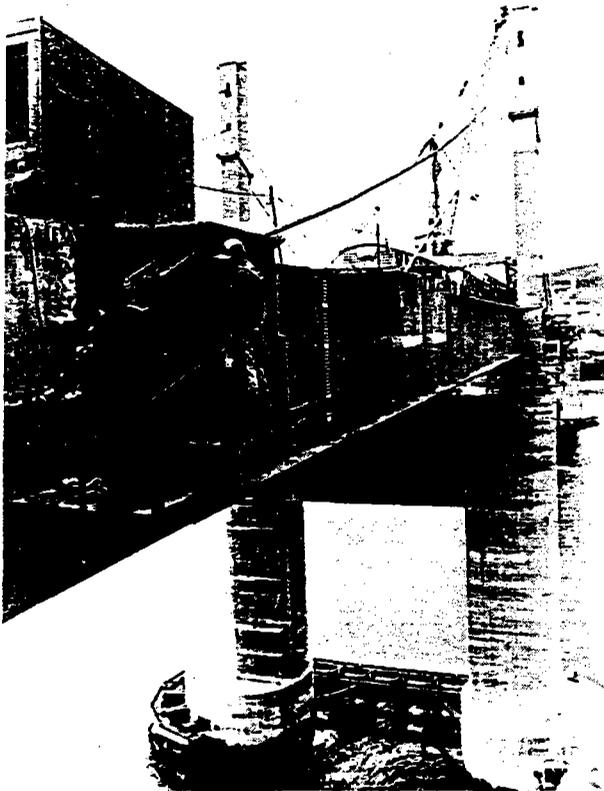


図-3.11 ケーブル引込み

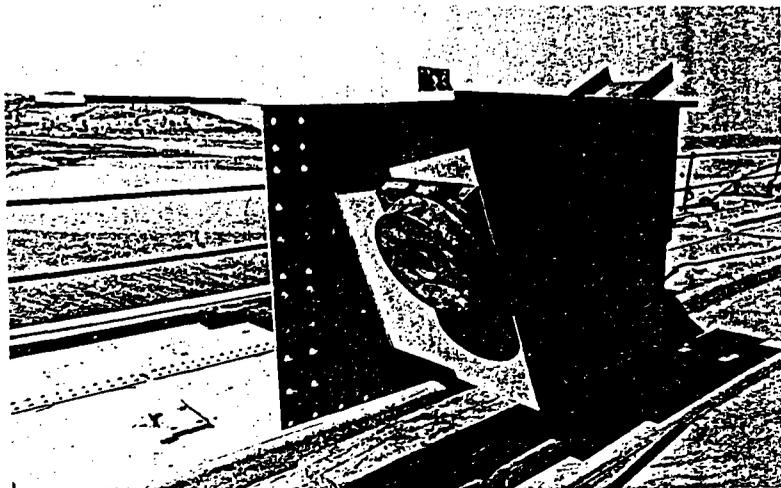


図-3.12 ケーブル定着部

3) ケーブル

- ・展開は油圧クレーンで行い，ウインチで引込む。
- ・2次引込み及び張力導入は450tセンターホールジャッキで桁側で行う。
- ・ケーブルはメッキより線ケーブル使用（101 φ）。

4) 安全設備等

- (1) 橋上手摺なし。
- (2) 添接足場，桁側引込足場とも非常にシンプル。
- (3) 落下防護ネット等の設備も無い。
- (4) 架設中重大災害は起こらず安全記録はAクラスだった。

5) 形状管理

- (1) 現場連結を溶接でなくH，T，Bを多用したため，良い精度が得られた

6) 塗装

- (1) 製品ブラスト+下塗3層（工場）
- (2) 上塗2層（現場）

7) 現場溶接

- ・橋軸方向はサブマージアーク溶接。
- ・橋軸直角方向は，セラミック裏当材を用いたMIG。

8) 工程

1977	78	79	80	81	82	83	84
設計							
	4月	7月			10月頃閉合？		
	下部工			上部工		粘性ダンパー取付	

↑
ストライキのため進捗せず

5. その他

1) 入札

- (1) 1975年モノボックス1本タワー案で入札に出されたが，予算をはるかに越えたため，入札成立せず
- (2) 実施案は入札価格1725万ポンド（1ポンド1000円換算で172億円）

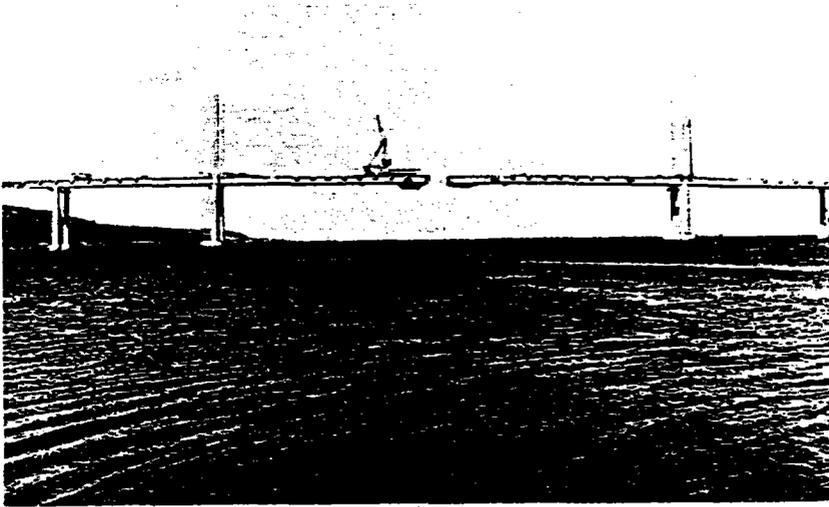


図-3.13 中央径間架設

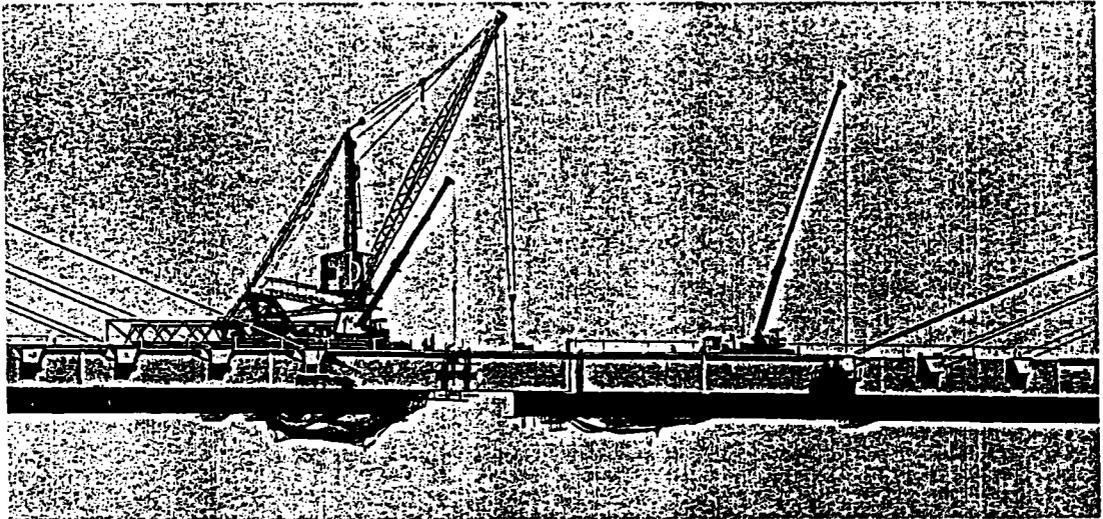


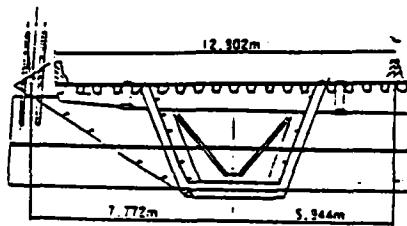
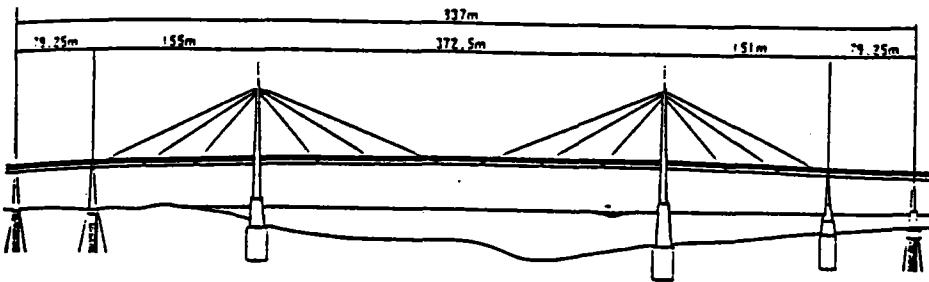
図-3.14 閉合

§ 4. ルーリング橋 (Luling Bridge)

1. 橋梁概要

1.1 橋梁諸元

- (1) 発注者：米国ルイジアナ州道路局 (LDOTD)
- (2) 架橋地点：Luling-Destrehan, St. Charles Parish, Louisiana, U. S. A.
- (3) 橋長, 支間割：837m = 79.25 + 155 + 372.5 + 151 + 79.25
- (4) 幅員：24.08m = 11.659 × 2 + 0.762 (4 車線自動車専用)
- (5) 形式：上部工, 5 径間連続鋼斜張橋
下部工, 杭基礎およびケーソン基礎



ルーリング橋一般図

図-4.1 一般図

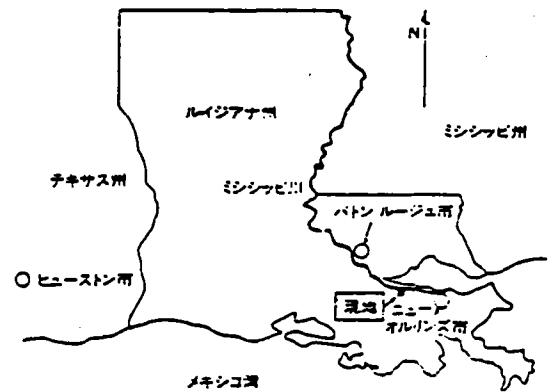
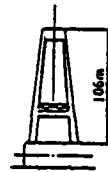


図-4.2 架橋地点

1.2 構造上の特徴

- (1) 5 径間連続斜張橋 (中央径間372.5mは米国最大)
- (2) 耐候性鋼材 (ASTM A-588) 使用の無塗装橋梁 (アンカーサドル, クロスガーダー内部等除く)
- (3) ケーブル定着部のクロスガーダーが主桁ウェブを貫通している

2. 設計思想 (概要)

- (1) 設計活荷重 : AASHTO HS-20 の lane loading
- (2) 活荷重載荷方法 :

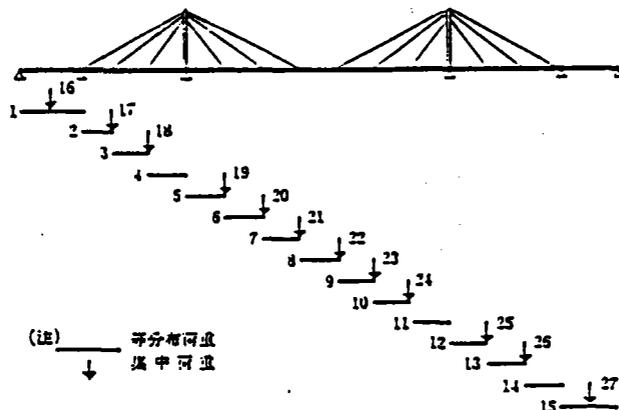


図-4.3 活荷重載荷方法

- (3) 風荷重 : 主桁, 440kg/m² 塔・ケーブル 730kg/m²
- (4) 解析 : MIT ICBS STRUDL 使用

3. 製作

3.1 概要

- (1) 使用鋼材

表-4.1 使用鋼材重量表

国産	品名	材質	AS14 Type F	A588 Gr. A	A36(12)	A325 Type 3	A421(12)	計
日 本	三 塔			4081.7	11.1	60.1		4152.9
	サドル			192.3		4.5		196.8
	クロスガーダ	309.0		1635.7	0.5			1945.2
	主 け た			9947.2	25.4			10295.6
	び			130.2		4.5		134.7
	フェアリング			476.1	2.3			478.4
	その他 付属物			65.4	23.7			94.1
	小 計	309.0		16528.6	68.0	392.1		17297.7
U.S.A.	ケーブル			654.5				654.5
	ケーブル						490.4	490.4
	小 計			654.5			490.4	1144.9
全 計		309.0		17183.1	68.0	392.1	490.4	18442.5

- (2) 特徴

本橋にはFCM(脆性破壊危険部材)が含まれており, サドルとクロスガーダ製作に先立ち, 製作工場がAISC Category-3 “Major Steel Bridge”の基準に合致しているか否かの審査が客先(LDOTD)により行われた。

3.2 主塔の製作

(1) ブロック割

ブロック数20, 最大ブロック重量 153t
 " 長 17.1m

(2) 仮組時留意点

ケーブル定着点までの高さ管理, ±6mm 以下

3.3 主桁の製作

(1) ブロック割

ブロック数33, 最大ブロック重量 166t
 " 長 40.5m

(2) 仮組時留意点

全長(836.7m)の長さ精度管理 L/10,000以下

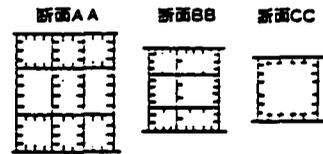
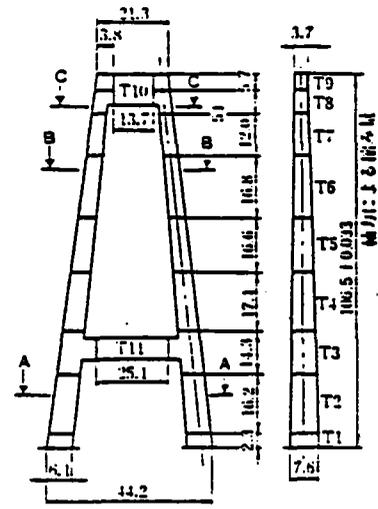


図-4.4 主塔基本寸法および断面

(単位: m)

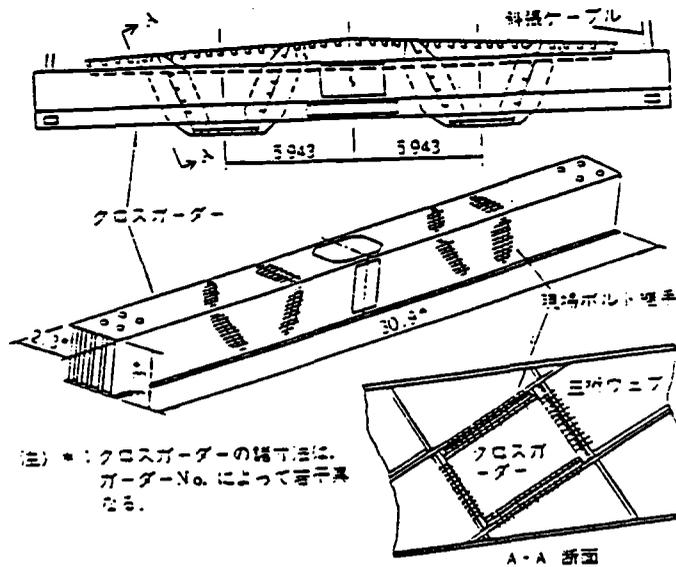


図-4.5 クロスガーダー一般図

4. 架設

4.1 下部工施工 (河川内の基礎) Massman-Johnson 共同企業体施工

(1) ケーソン寸法

平面寸法61.3m × 25.6m, 高さ57m

(2) ケーソン施工法

- 1) 河床浅い所：鋼矢板（22.5m 長さ）により締め切りを行い，内部を砂で築島した後に刃（ P_2, P_4 ）口をセットする工法
- 2) 河床深い所：フローティングケーソン工法（ P_3 ）（水深27m）

4.2 塔の架設工法

- (1) 600t吊全旋回式起重機船（4600 Manitwoc Ringer Crane）を使用した

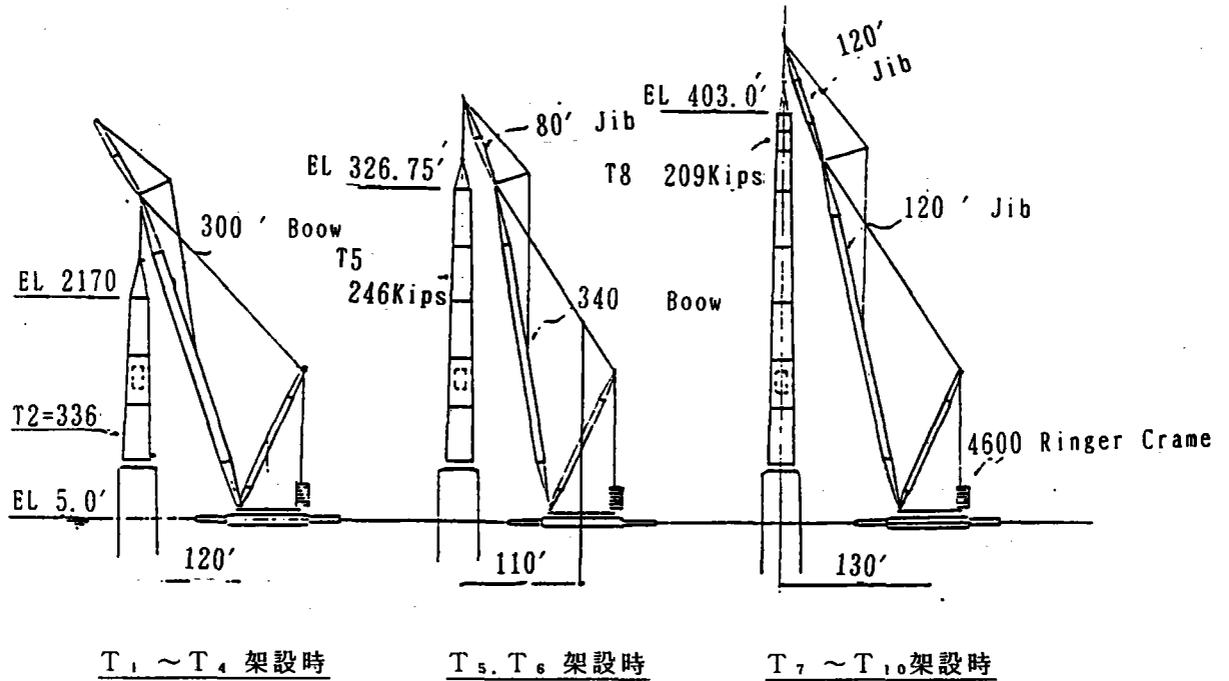


図-4.6 塔の架設

架設中，制振ロープは使用していない。

- (2) アンカーボルト軸力導入手順

直径 4 in (101.6mm)，58本のアンカーボルトに68t/本の導入軸力を次の4段階に分けて実施した。

- 1) 塔基部 (T_1) 据付後 58本中25%のボルトに68t/本の軸力導入
- 2) 第2段 (T_2) " " 50% " "
- 3) 第3段 (T_3) " " 75% " "
- 4) 中間支材 (T_{11}) " " 100% " "

- (3) 現場継手（高力ボルト）施工法

- 1) ナット回転角法でエアインパクトレンチ使用
- 2) 仮ボルトを使用せずいきなり本ボルトを使用している

- (4) 架設精度

鉛直度の許容値 3 in (76.2mm)，塔高 (106.7m) に対して1/1400

4.1 主桁の架設

- (1) 陸上部主桁の架設（右岸側）

- 1) ガイロープを張った200tクロラークレーンを使用したベント工法で行った。
アンカーは置きアンカー式で、クローラードリックの移動と共にアンカーを盛り替えた。
- 2) 最大ブロック重量 170t

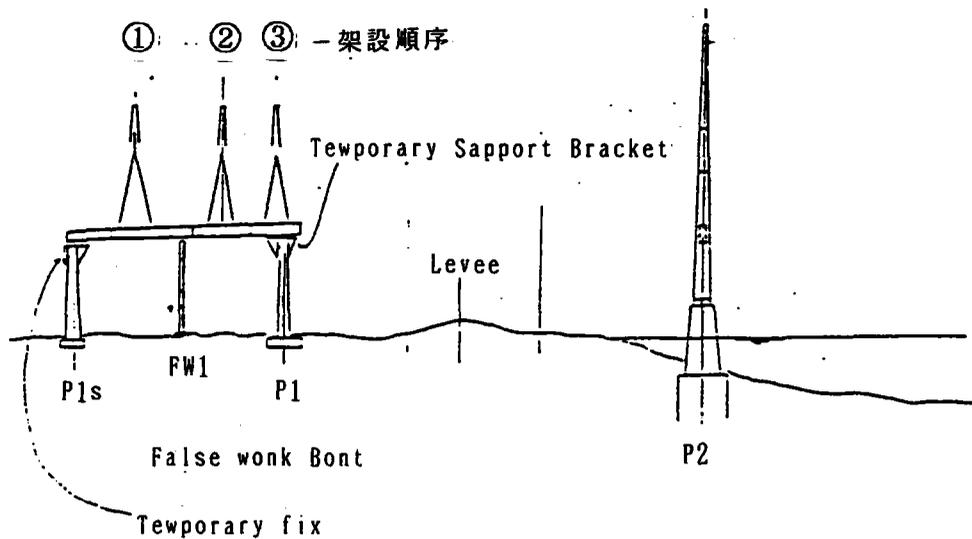


図-4.7 陸上部主桁の架設

(2) 河川部主桁の架設

- 1) 600t吊 Ringer Type Crane を台船に艀装し、全旋回型起重機船とし、仮ケーブル設備を用いた張出し架設を行った。
- 2) クレーンの早期解放を図る目的で、“Quick Connect”なる架設用ヒンジを使用した。
“Quick Connect”は仮ケーブルのアンカーも兼ねる構造となっている。

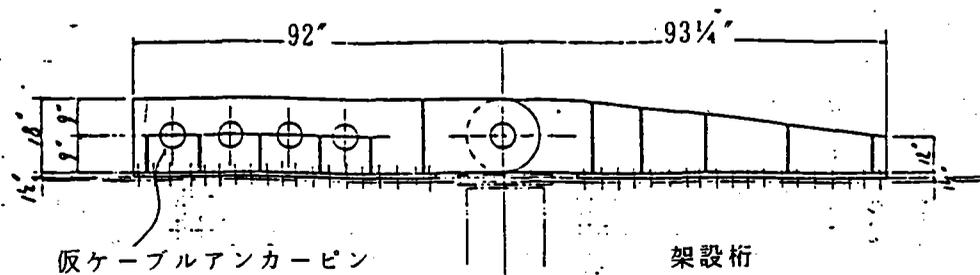


図-4.8 クイック コネクト

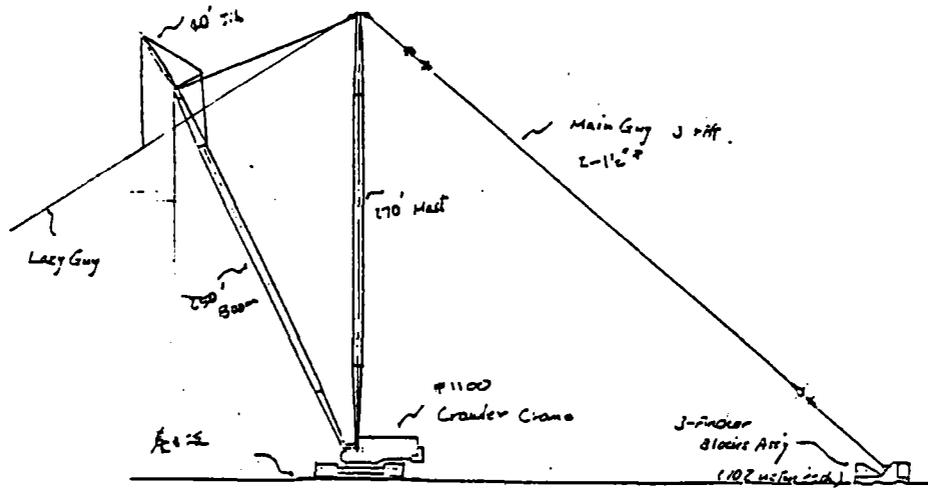


図-4.9 200tクローラークレーン*

* 200tクローラークレーンは
“アメリカン”という名前で
標準示様として一般に使用
されている。

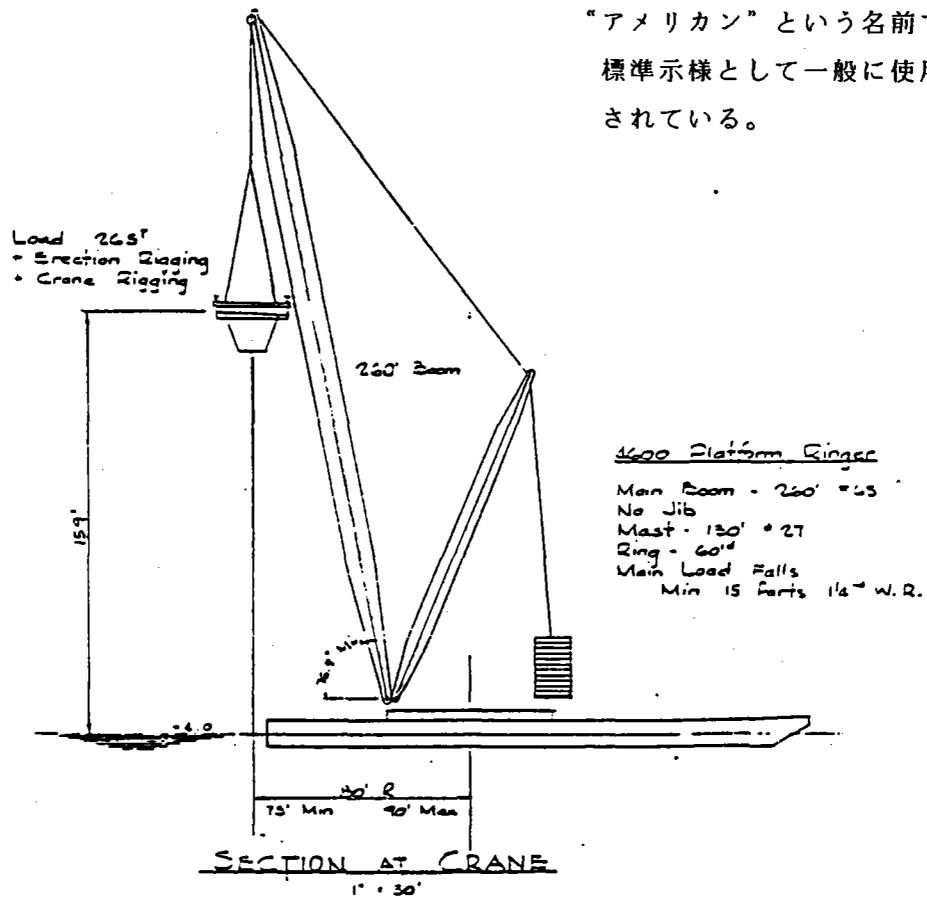


図-4.10 600t全旋回型クレーン

3) 最大ブロック重量 288t

4) 閉合

P₃主塔で200tジャッキ2台により、7' (約178mm) セットバックし、主桁の仕口調整は仮ケーブルT₁₅、T₁₆およびP₁、P₁₂ケーブルの張力調整によって行った。

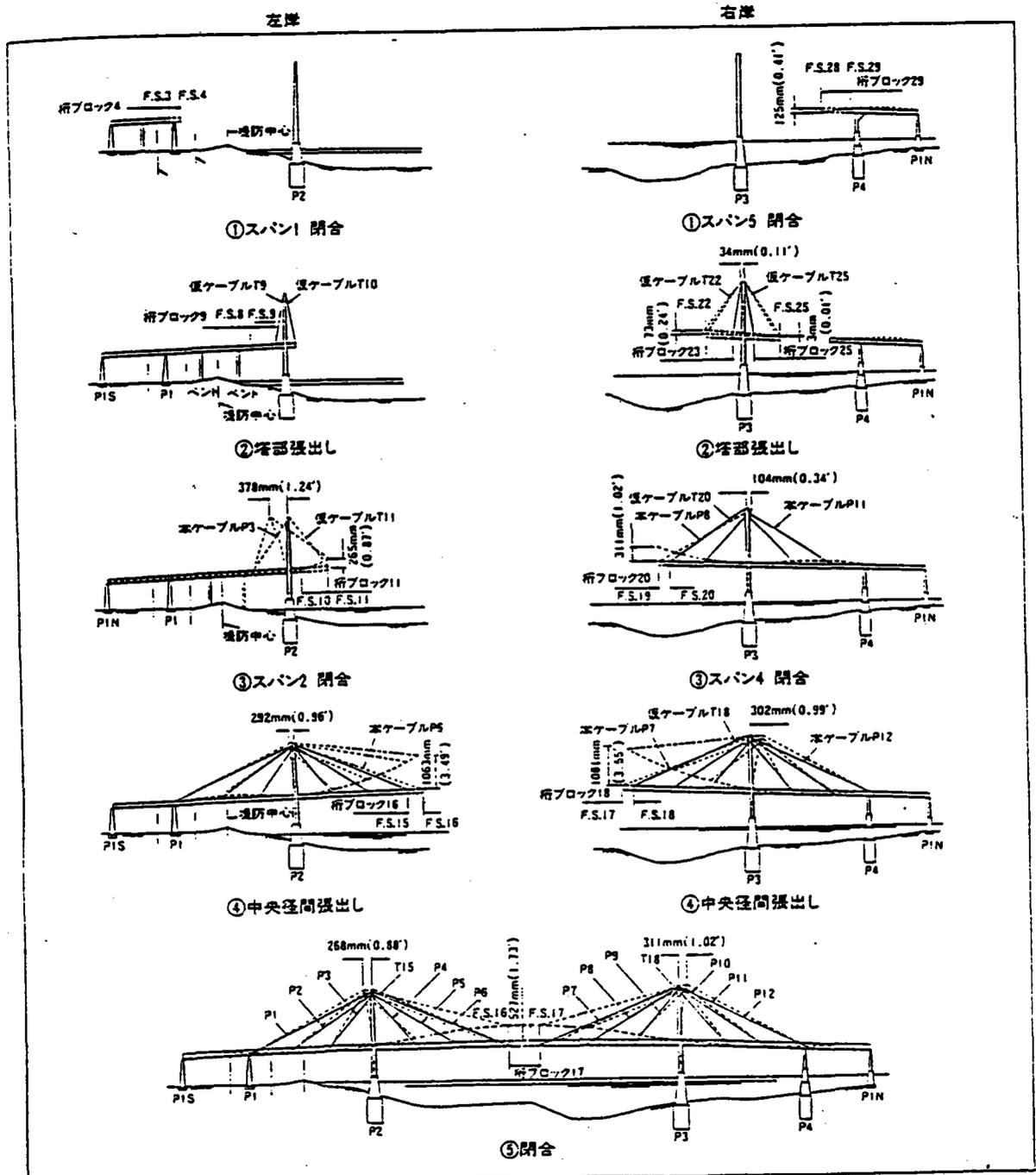


図-4.11 架設工程図

4.4 ケーブルの架設

(1) ケーブルの仕様

1) 本橋に仕様されているHiAmアンカーケーブルの仕様は次の通り

- ・規格: ASTM-421 TYPE BA
- ・直径: $\phi 0.25''$ ($\phi 6.35\text{mm}$)

- ・引張強度：240,000 psi (168.7kg/mm²)
- 2) 被覆管は耐候性強度ポリエチレン管 (PE管) を使用した。
規格はASTM-A53 Sch40 による。
- 3) ケーブルの配置と主要諸元

表-4.2 ケーブルの配置と主要諸元

ケーブルの配置と主要諸元

ケーブル No.	橋脚本数	品目本数	ケーブル長 (m)	プラウト荷ケーブル重量 (kg/m)	P 三 番			鋼線断面積 (mm ²)	プラウト面積 (mm ²)	空積率 (%)
					外径 (mm)	寸法 (mm)	PE管内面積 (mm ²)			
P1	4	271	178.63	71.50	160.02	3.54	15396	3610	7386	46.2
P2	2	211	124.56	56.76	160.02	3.54	15396	6711	9235	53.0
P3	2	211	34.13	56.76	160.02	3.54	15396	6711	9235	53.0
P4	4	103	34.30	27.79	109.98	6.20	7476	3292	4184	56.0
P5	4	211	124.55	56.76	160.02	3.54	15396	6711	9235	53.0
P6	2	207	173.05	31.31	180.98	10.67	20005	3749	10256	31.3
P7	2	207	173.00	31.31	180.98	10.67	20005	3749	10256	31.3
P8	4	211	123.32	56.76	150.02	3.54	15396	6711	9235	53.0
P9	4	103	34.33	27.79	109.98	6.20	7476	3292	4184	56.0
P10	2	211	34.16	56.76	160.02	3.54	15396	6711	9235	53.0
P11	2	211	124.55	56.76	160.02	3.54	15396	6711	9235	53.0
P12	4	271	172.37	71.50	160.02	3.54	15396	3610	7386	46.2

(2) ケーブルの架設

- 1) 全てのケーブルは同一サイズのリールに巻いて搬入された。
- 2) ケーブルの展開は橋上で行われた (アンリーラー, 展開用ローラー, 移動式クレーン使用)
- 3) ケーブルの引込みと張力導入は主桁側で行った (主塔側への取付けは塔頂クレーン, 主桁側は橋上クレーン使用)。
- 4) 張出し工法で架設する為仮ケーブル9本/ケーブル1面使用した。

仮ケーブルの仕様は次の通り。

種 別 ; PC鋼より線 7本より

材 質 ; ASTM A416 Grade 270

ストランド径 ; 0.6in (15.24mm)

直 線 径 ; 0.1987in (5.047mm)

引 張 強 度 ; 26.58t

最大使用強度 ; 13.47t (引張強度の1/2)

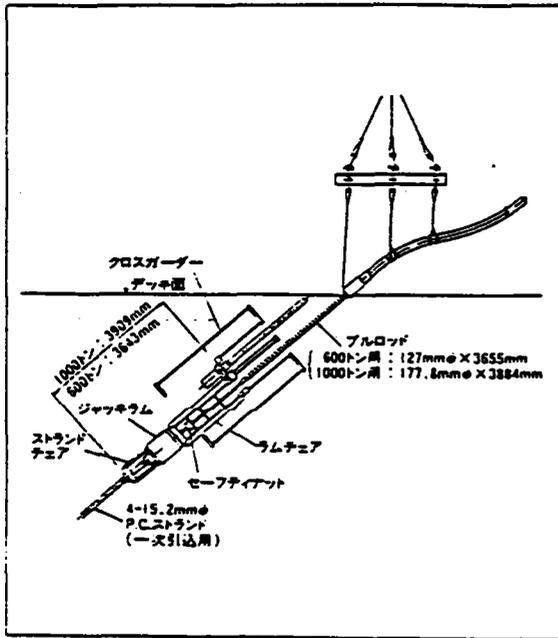


図-4.12 L.E. アンカー引込要領

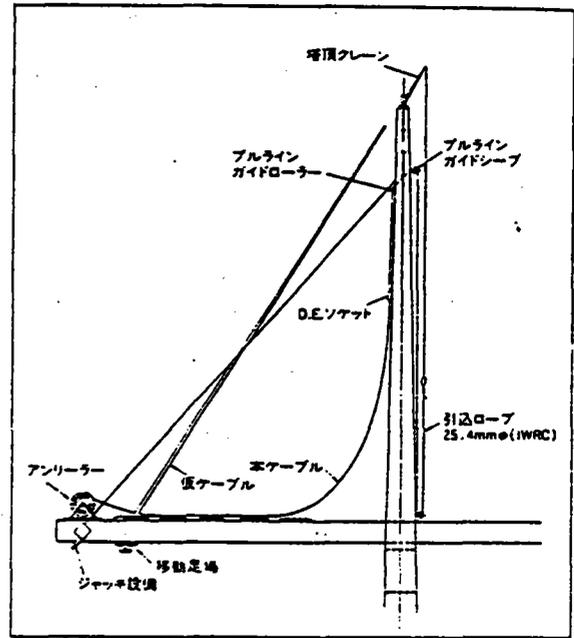


図-4.13 L.E. アンカー引込要領

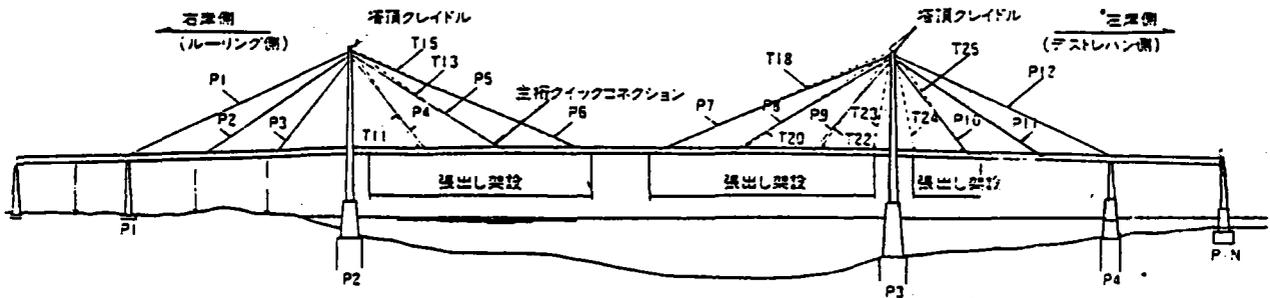


図-4.14 張りケーブル配置図

5) ケーブルグラウト工事

- ① グラウト材は混和材としてコンベックス208 を用いたセメントミルクを使用
 グラウト材配合比は下表の通り

表-4.3 グラウト材配合比

水/セメント比	混和剤/セメント比	セメント	水	混和剤
44%	1.5%	43kg	19kg	0.6kg

- ② 注入は3回に分けて実施した。
 一次グラウトは下部からデッキ面上鉛直に約8mまで、
 二次グラウトは約45mまで、三次グラウトは上部までである。

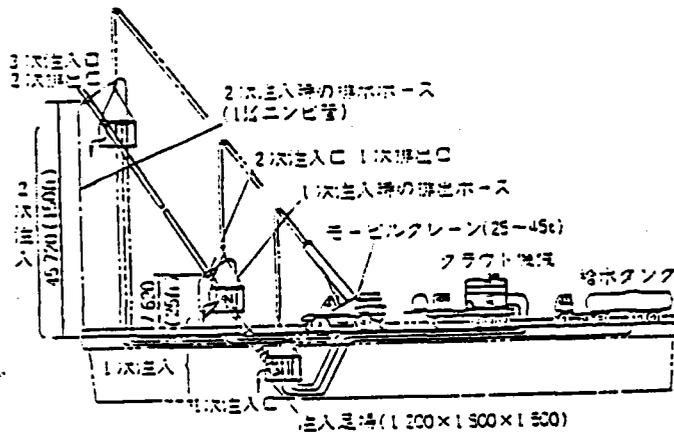


図-4.15 ケーブルグラウト工事の全体配置

三次グラウト注入後の上部室隙にはエポキシを充填した。

4.5 足場

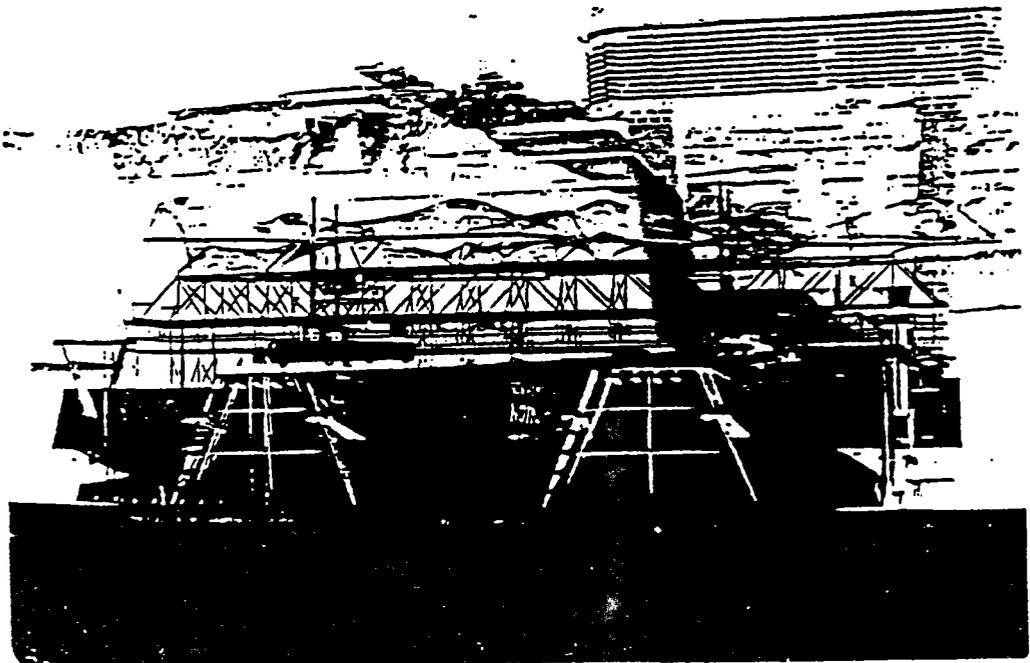


図-4.16 移動足場

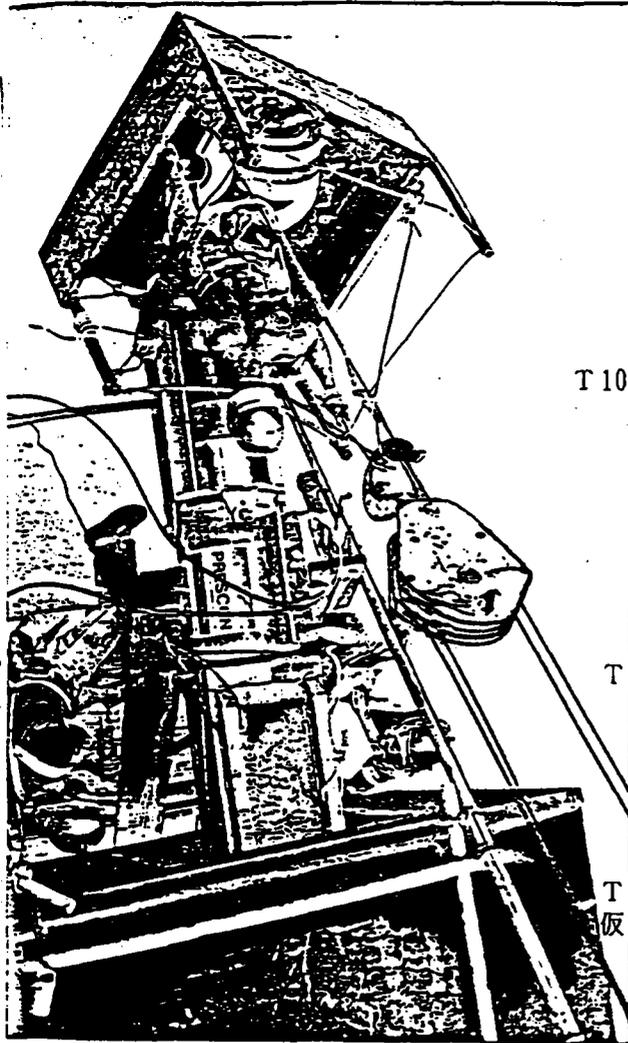


図-4.17 ケーブル引込み足場

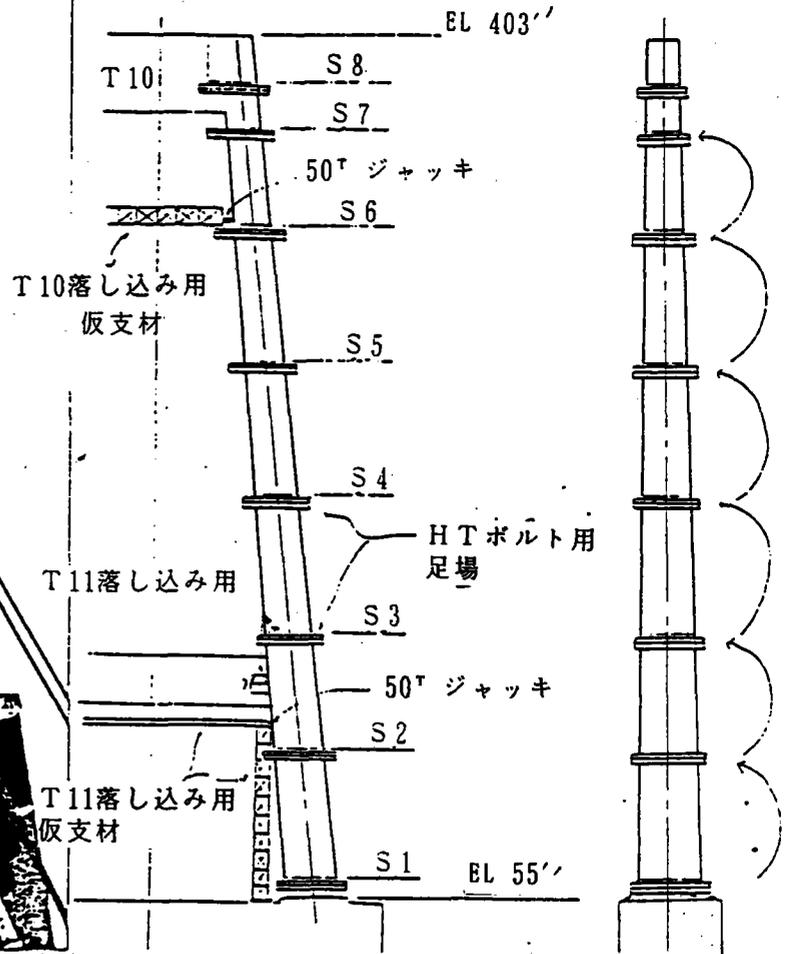


図-4.18 塔仮設備配置

4.6 形状管理

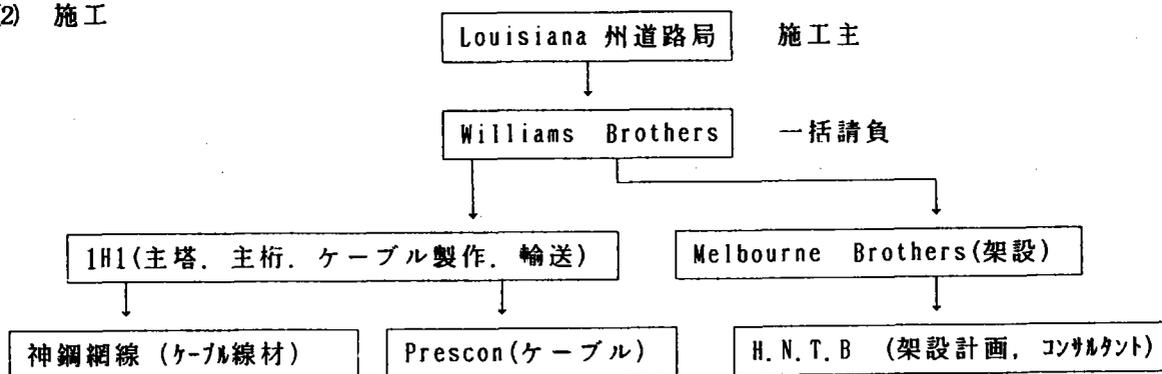
(1) ケーブル架設時

- 1) センターホールジャッキの荷重計を監視しながら、上下流側各一本ずつ同時に引込み設計シム量を挿入した。
- 2) 設計シム量 最上段ケーブル6 in, その他4 in

(2) 最終形状調整

- 1) 舗装完了後、ケーブルグラウト前に実施
- 2) 全ケーブル張力と主桁キャンバー計測
- 3) ケーブル張力測定は加速度計とオシログラフを用いた強制振動法により夜間行った。
- 4) 1回目の計測の結果、シム調整実施(1/4in ~ 1 1/4in のシム板使用)。72本のケーブル中29本実施(計画張力に対し-10~+12.5%)。
- 5) 2回目の計測ですべて規定値満足した。規定値は次の通り
ケーブル張力 ; 計画張力に対して±5%以内

(2) 施工



* コンサルタント役割分担

Frankland & Lienhard ; 上部工の設計

Modjeski & Moesters ; 下部工の設計, 施工管理

** 製作時, 施工主 Louisiana の州道路局より 3 人常駐して, 製品の検査にあたった。

5.3 舗装

Epoxi 樹脂アスファルト 厚さ 2 1/4 (57mm)

§ 5. 珍 島 橋 (J i n d ô)

1. 橋 梁 概 要

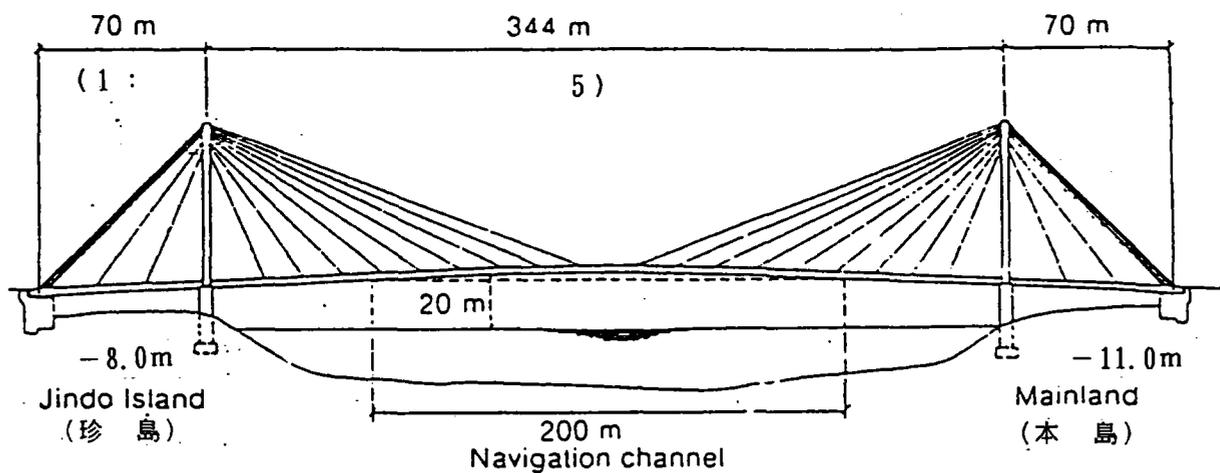
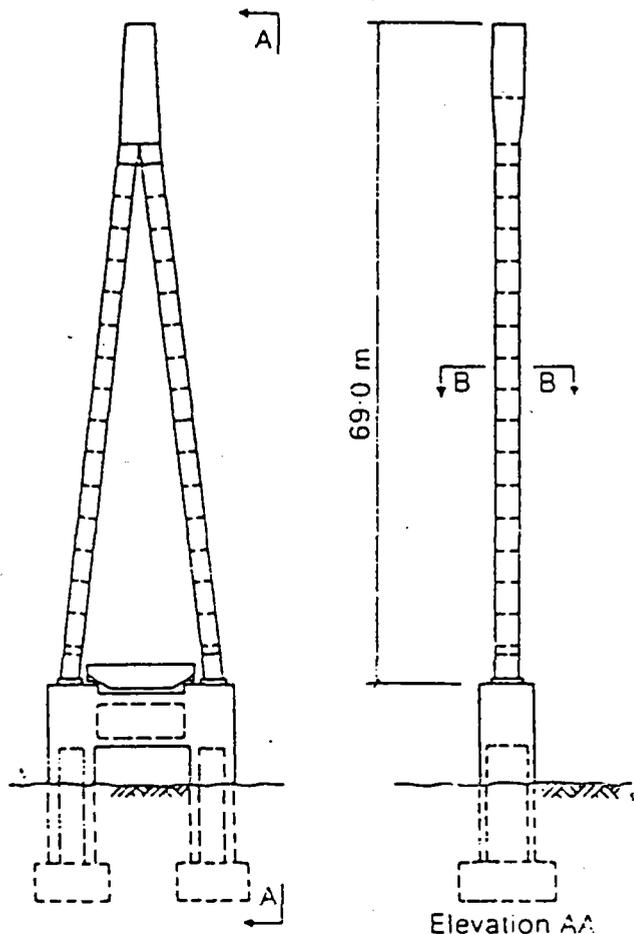


図-5.1 側 面 図



- ・ 3 径間，ファン形 2 面吊り
- 逆 V 字型主塔
- ・ 鋼箱桁（逆台形，鋼床版）
- ・ ロックドコイル (max $\phi 87$)

(特徴)

側径間が短い (1 : 5)

図-5.2 主 塔

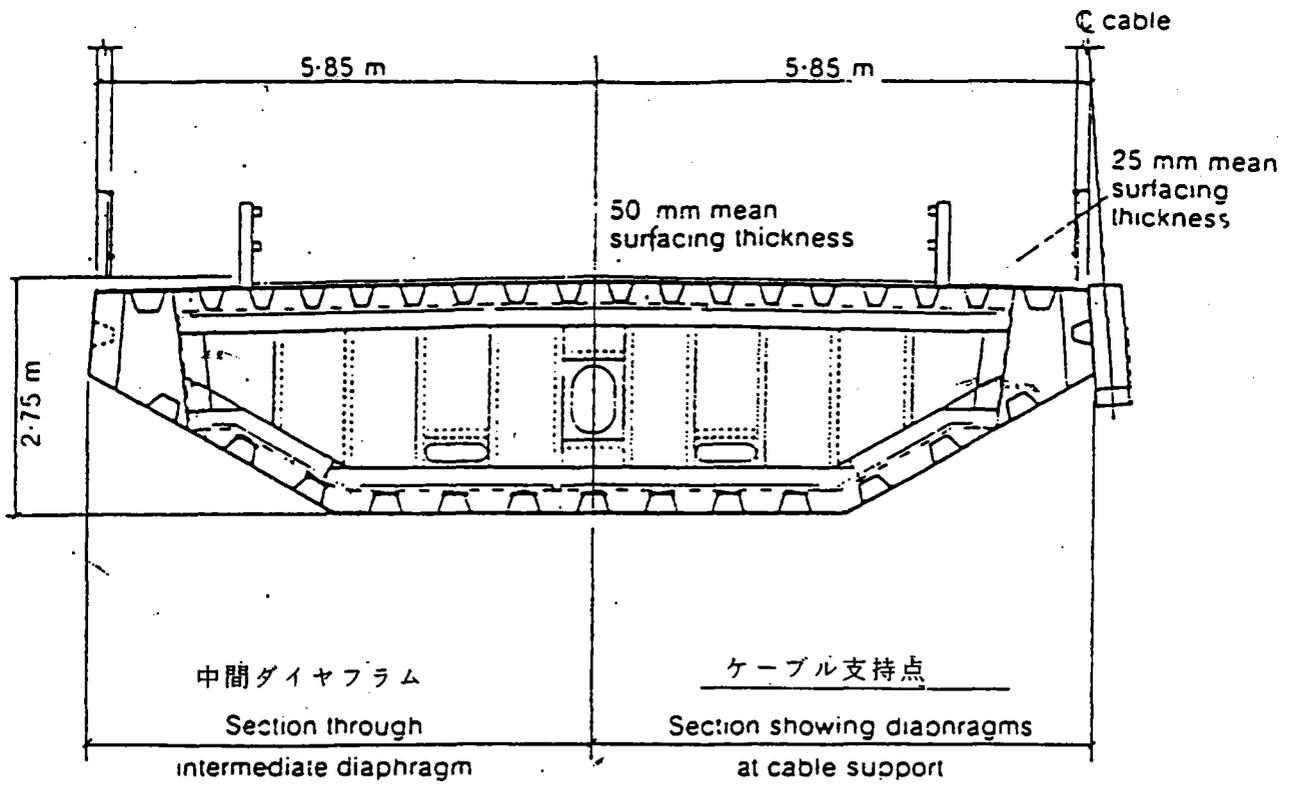


図-5.3 主桁断面図

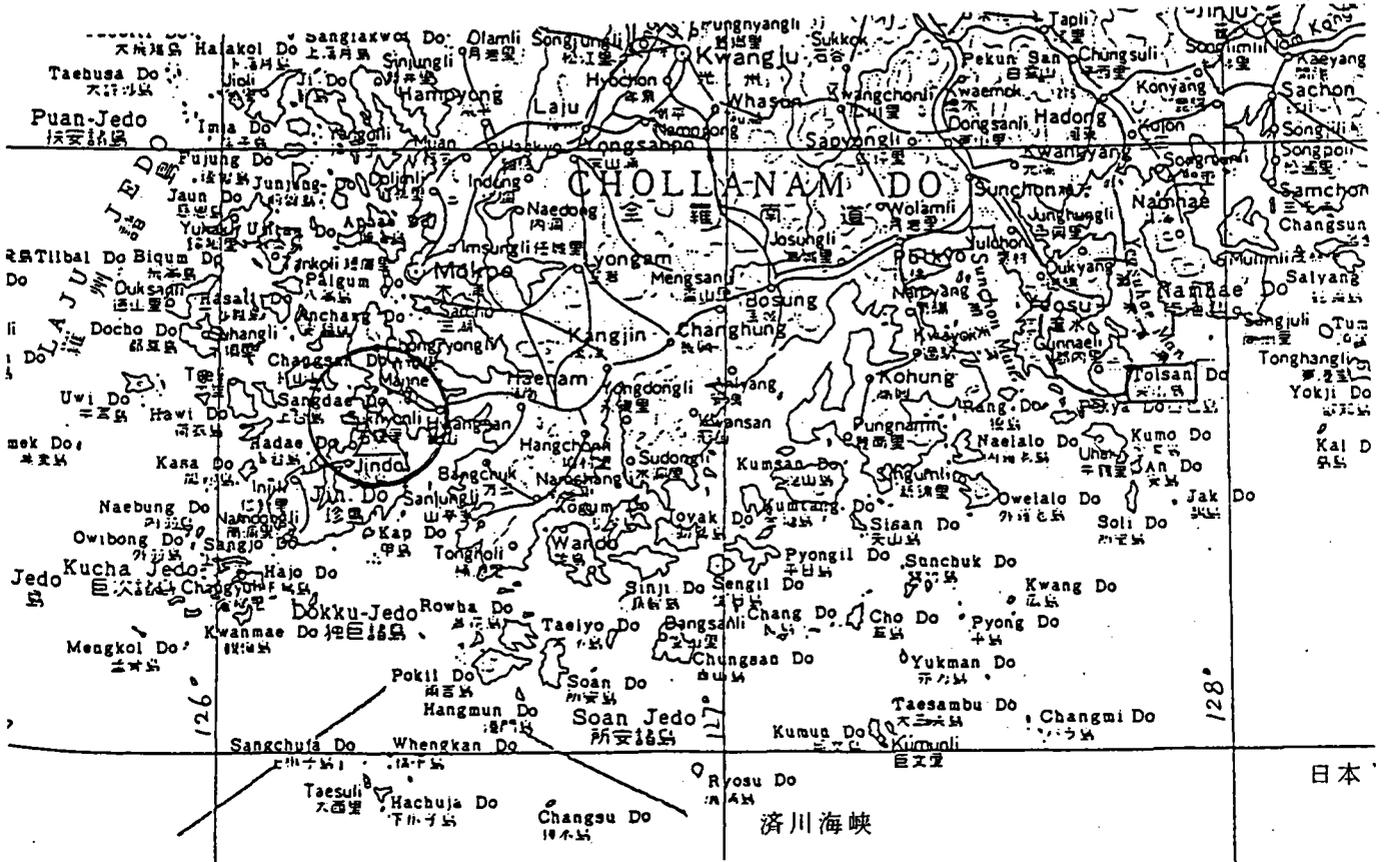


図-5.4 位置図

2. 設計思想

・設計基準 IDWR, ドイツ規格

・ケーブルの非線形
鋼床版の有効幅 } を考慮
個々のケーブルの破断

・IDWRの動的効果への割増しを狭幅員に適用するのは不適當なので, 鋼床版への風作用については動的解析を実施する。

・設計条件

車道幅員 7.2m 荷重 HS20-44
設計速度 60km/h
温度差 25℃(ケーブルとそれ以外) 24°(主桁, タワー断面)
温度変化 -20℃~47℃

・継手 —— 主桁・主塔共に現場溶接

3. 製作

・蔚山の工場で作製。同工場は造船などの経験はあるが箱桁はなし

・ブラスト —— Swedish 基準 Sa3

・溶接 —— 鋼床版のトローフなどで手溶接を多用。放射線, 超音波検査

・塗装 { 内面 —— コールタールエポキシ・Mio
 外面 —— エポキシ・プライマー+塩化ゴム

・ブロック割り

主桁 31ユニット(長さ17m, 重さ70ton)
主塔 6 " (45~76ton)

・輸送 —— 台船

4. 架設

4.1 施工要領

(1) 準備 —— 現場事務所, 仮設突堤

(2) 下部工 —— 爆発工法による堀削, コンクリート打設
 支承, アンカーフレーム, アンカーリングなどの設置

(3) 側径間・主塔の架設

地上に設置したクレーンで架設, 桁は片側7基の仮支柱で支える。

珍島側を先行し, クレーンを移設して本土側架設

(4) 中央径間の架設

主桁ブロックを直吊り架設しながらケーブルを張る。

(5) 閉合

島側橋脚上の軸方向仮固定タイビームを解放し, ジャッキングして閉合, かつ所定のモーメントを導入する。

(6) 塗装・橋面工

4.2 塔の架設工法

(1) 側径間桁 (Box 1-7)と併行して架設

- (2) 陸上に設置したクレーンにて架設（架設会社の所有）

Manitowoc 4100 W (t・m) シリーズ 1

ブーム 79m (本土塔の時 104mまで伸ばす)

直径 11m の環状設備

- (3) 塔基部は 40mm Macalloy HD ボルトに Macally MK12

ジャッキで本当り 91t の張力導入

- (4) 継手を仮締めしてクレーンの回転効率を上げる
(5) 継手の突合せ溶接は手溶接で、裏はつりは arc-air 型を用いる
(6) 継手はいずれかの段階で引張力を受けるので全部放射線検査を実施

4.3 桁の架設工法

- (1) 側径間（1-7 ブロック）は塔と同時に同じクレーンで架設

- (2) 側径間のブロックは合計 7 基の仮支柱で支えられる。仮支柱は桁の温度変化による断面力を少なくするため上下にロッカー支承を用いる

- (3) 中央径間（8～16 ブロック）は直吊り工法。吊り上げ桁（Fig. 9）—— 軌道走行の 2 組のブレースに支えられた箱桁で、海側に十字型の滑車の支えがあり、陸側にウィンチがある。吊り上げられるブロックにはブロックと 3 点でボルト止めされた梁が、吊り上げてみびんと大きな径のピンで連結される。

- (4) 吊り上げ中の台船の係留は陸上からケーブルにて実施

- (5) 鋼床版トローフで規定以上に曲がっているものが約 2% あったので補強用の補剛材を追加する。

- (6) 閉合 —— 閉合前には 300mm の遊間が残っていた。4 対のジャッキ梁が鋼床版に設置された。珍島側の仮の軸方向固定を解除する。それから下側のジャッキビームによって島側桁を移動させる。そして上側の梁をジャッキングして必要なモーメントを導入する。

4.4 ケーブルの架設

- (1) 本ケーブルに一定以上の張力が作用しないように仮ケーブルを用いる。

- (2) 架設手順（次頁図参照）

1. 仮ケーブルの取付けと張力導入
2. Box の吊り上げ、継手溶接
3. 本ケーブルの設置と張力導入、ただし海側ケーブルは部分張力
4. 仮ケーブルのゆるめ海側ケーブルの全張力導入
5. 架設桁の前進（次に 1 に続く）

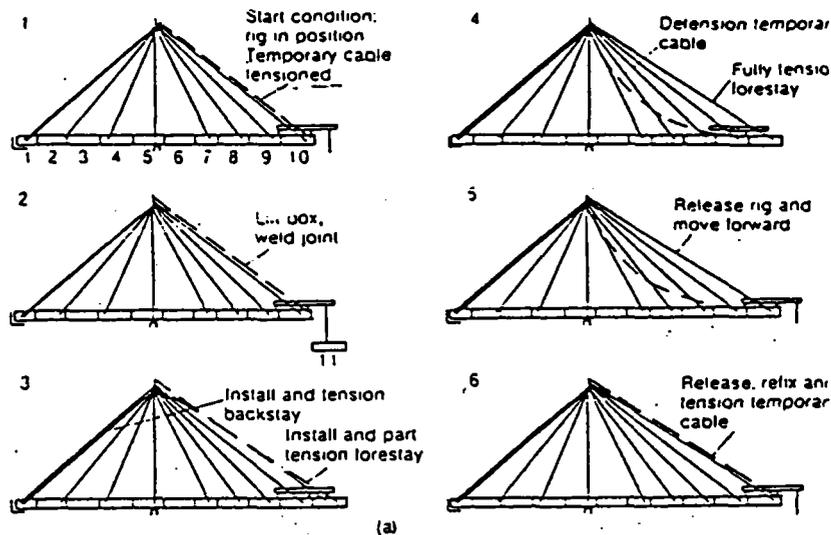


図-5.5 中央径間桁の架設手順

- (3) ケーブルはアンリール中に清掃され、Silvercoatされる。
- (4) ケーブルの塔側ソケットは、塔頂のフレームと鋼床版上のウインチによって引き上げる。ソケットと定着面との間には厚い板“trouser”凹を入れる。
- (5) ケーブルの張力は、桁側定着部にボルト止めされた1対1の油圧ジャッキ200tonでおしながら、ソケットにねじ切りしたバーを用いてもりかえて実施。
- (6) ケーブル保護のために塔頂と鋼床版部に仮サドルを用いた。(fig. 12)
- (7) 主径間ケーブルの2、3本について再張力導入が必要だった。

4.5 形状管理

- (1) 側径間桁のキャンパーは仮支柱上の支承のシームで調整。
- (2) 塔の形状は仮継手にシームをソウ入して仮組み形状に調整。

自重や温度、風による変形は第1、第2ブロックにつけたブレースやジャッキフレームで修正する。

(3) ケーブルの張力管理

- ・ケーブルの張力荷重
- ・橋のたわみ(無応力状態との差)
- ・環状着部に対するケーブルソケットの相対的位置

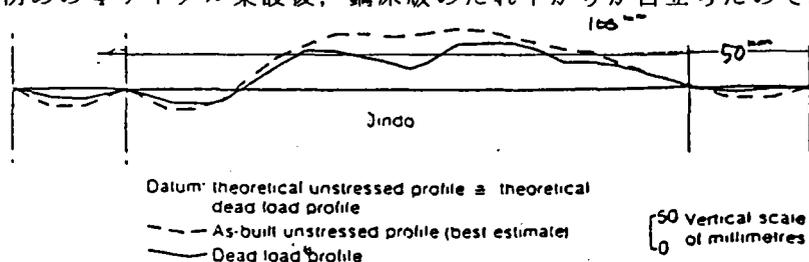
(4) 製作ヤードで桁3ブロック連続法による仮組みを実施

(5) 3段階でたわみの調整

- ・桁架設後
- ・側径間ケーブルの1対に張力導入後
- ・中央径間ケーブルの“

(6) 中央径間の初めの4サイクル架設後、鋼床版のたれ下がりが目立ったので締め直す。

(7) 出来形図



§ 6. 突山橋 (Dolsan)

1. 橋梁概要

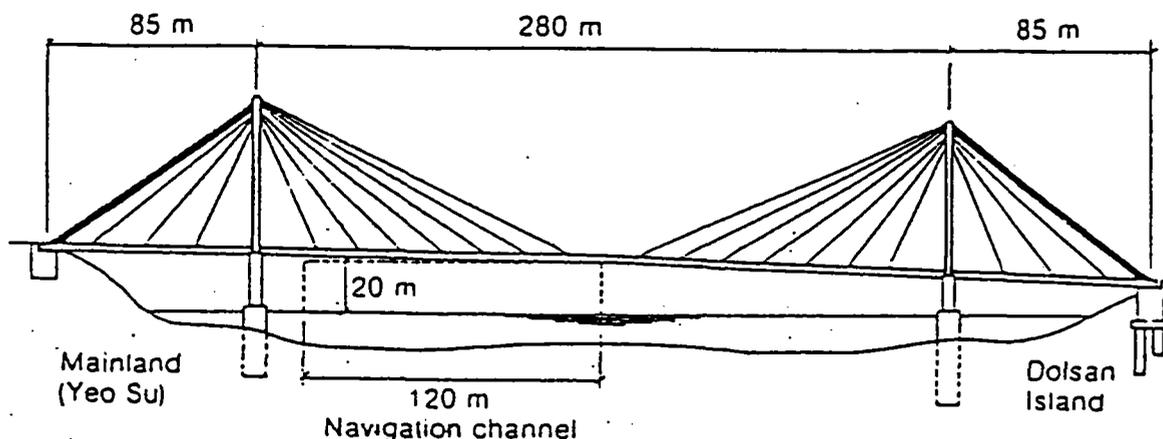


図-6.1 概要図

- ・主塔, 主桁, 位置については珍島橋参照
- ・3径間連続, ファン形, 2面吊り, 逆V字型主塔
鋼箱桁 (逆台形・鋼床版)
- ・ロックドコイル

2. 設計思想

珍島橋と同じ

3. 製作 珍島橋と異なるのは

- ・Changwon の新設工場で製作
- ・溶接は機械を多用 — 潜弧アーチ自動溶接, 低水素電極
- ・溶接ひずみ大きく修正
- ・端面のとり合い誤差は2倍であった
- ・ブロック割り
主桁 1~31 ブロック
主塔 7 ブロック
- ・輸送 — 台船

4. 架設

4.1 概要

(1) 下部工

本土側橋台 — 爆発掘削

島側橋台 — 橋台の掘削, 杭 (φ3.5m×5本) 施工

橋脚 — ニューマチックケーソン

鋼製ケーソンは島の造船所で製作・進水・曳航

本土側 海底-24.25m, 132mm~40mm/dayの沈下

圧縮空気 max 2.65kg/cm²

島側 海底-33.38m, 256mm ~68mm/day

" max 3.5kg/cm²

- (2) 地組 —— 両塔（基部以外） —— 架設桁で形を決め、地組み
G 1 ~ 8, G 24 ~ 31 —— （側径間部）各々、3ブロック
- (3) 塔基部の架設 —— 300ft (=91m) の F C
Macalloy HDボルトの設置、張力導入
- (3) 側形間桁の架設 —— 2000 \times F C - (2ブーム) による
2本の仮支柱 (71ton) を利用し橋台側から海の方へ
- (5) 塔上部の架設 —— 2000 \times F C
基部とは仮締めボルト

- (6) 側径間桁、主塔の継手溶接
- (7) 架設デリッキの設置 —— 40 \times
- (8) 中央径間桁の架設

サイクル（右図）

- ① 出発状態
デリッキが所定の位置
- ② 箱桁の吊り上げ
仮ボルト継手
- ③ デリッキ解体、後方
移動溶接
- ④ 陸側、海側ケーブル
の設置、張力導入
- ⑤ デリッキの前方移動

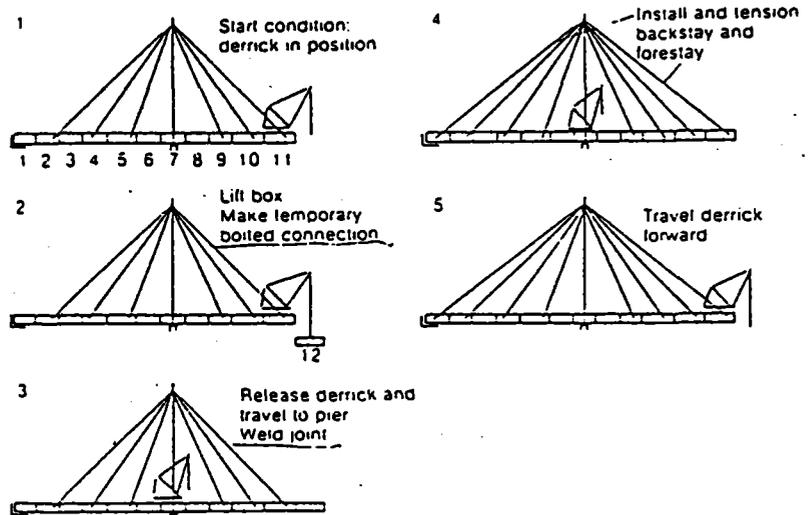


図-6.2 中央径間桁の架設サイクル

- (9) 閉合 —— 島側橋脚での仮固定をゆるめた後、セットバック
G 15とG 16との継手を完成させる
G 16~G 17の200T油圧ジャッキ4基。上の2基で所定の位置まで押し、下の
2基で曲げモーメントの導入

4.2 形状管理

- (1) 追加補剛材の設置
工場組立てが不正確で珍島より誤差大
板パネルやトロークの平坦度や直線度が許容誤差以上で追加補剛材を多く設置
- (2) キャンバーおよびケーブル張力の管理
原則的には珍島と同じ
荷重の変化 —— Pemec Dtrain ゲージから求める
- (3) 出来形（次頁図） 誤差 max 27mm < 珍島

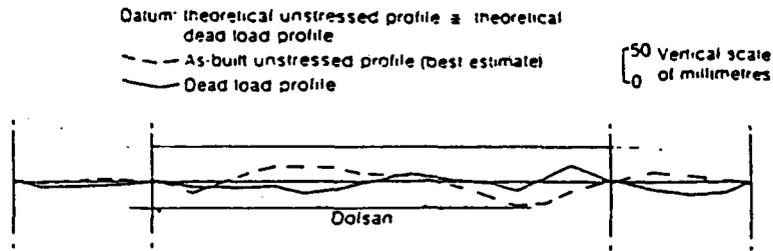
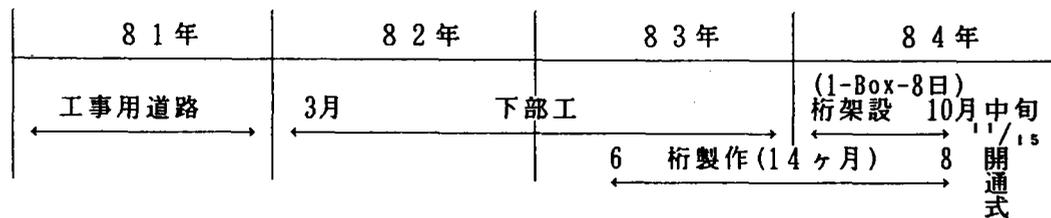


図-6.3 出来形図

5. 耐風対策

- 1) 塔の自立時 — 塔頂と橋台付近の鋼床版をワイヤーでつなぎ減衰装置とした。

6. 工期



7. 会社

- 施 工 — Daelim工業
 鋼 製 作 — 三星重工業
 ケ ー ブ ル — 東京製綱, MFG
 支 承 ・ 伸 縮 装 置 — MAN-GHH, Sollinger Hutte GMBH
 技 術 指 導 — 三星重工業, IHI (日本)
 施 主 — 建設省 Iri 地方建設事務所
 Engineer — Rendel Palmer & Tritton と Crough & Hogg 連合
 韓国技術コンサル

8. 概算工費 1500万USDドル

9. 参考文献 ENR 82-9

§ 7. ファロー橋 (Farø Brücke)

橋梁概要

1.1 橋梁諸元

- 1) 発注者：デンマーク交通省
- 2) 架橋地点：デンマーク コペンハーゲン市 (図-7.1参照)
- 3) 種別：4車線の道路橋
- 4) 橋長・支間割：530m = 120 + 290 + 120
- 5) 有効幅員：22.2m
- 6) 形式：桁 — 5径間連続鋼床版箱桁
 主塔 — 鉄筋コンクリート、中空断面 A形 (菱形)
 ケーブル — 1面マルチ ファン形、PWS
 基礎 — 鋼管杭形式

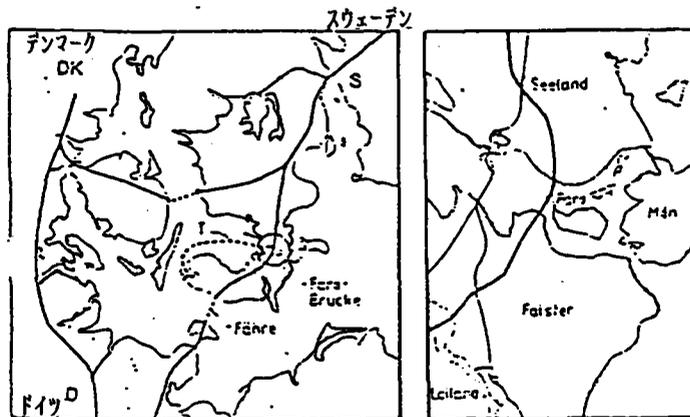


図-7.1 架橋地点

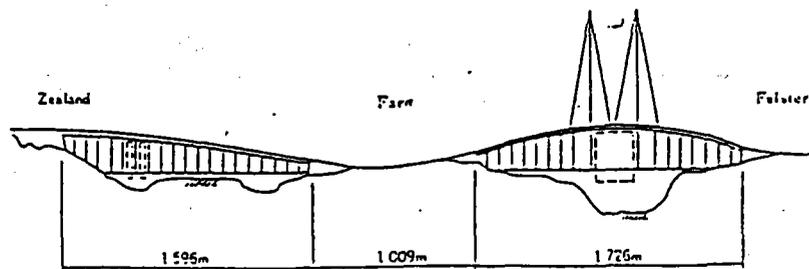


図-7.2 全体縦断面 (その1)

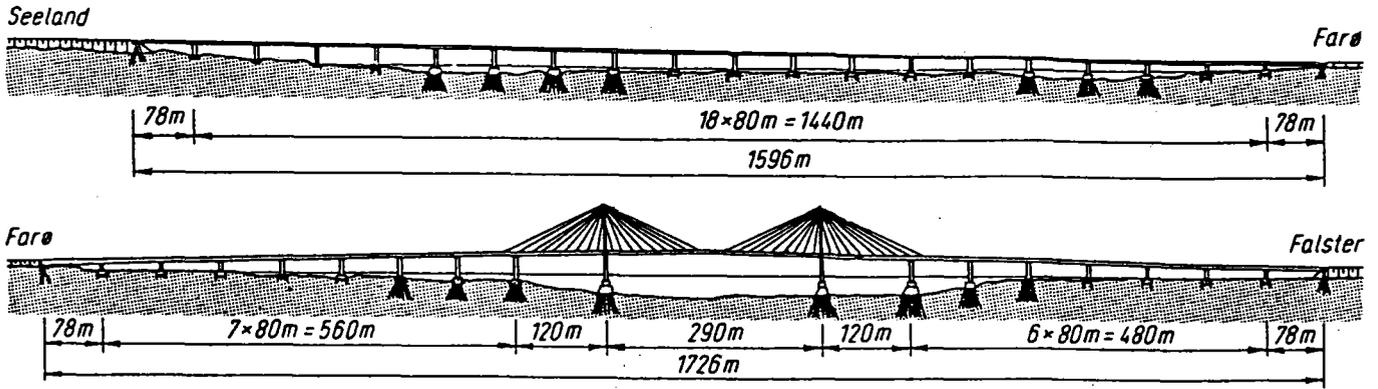


Bild 1. Faro-Brücken

図-7.3 全体縦断面 (その2)

1.2 工事着工経緯

コペンハーゲンのあるSeeland島と南のFalster島を結ぶルートであり、現場は1937年に完成しているが、スカンジナビアとヨーロッパの国々とを結ぶルート4 E4の交通量が増大したため、現橋の東側に位置するSeeland-Farø-Falster間に新しい橋が建設されることになった。

1.3 全体縦断面

この橋は2つの橋梁区間に分かれている。1つはSeeland島からFarøに至る北側の橋梁で、もう1つはFarøとFalsterを結ぶ南側の橋梁である。北側の橋梁は80m支間20径間橋長1596mであり、曲率半径が7000mの曲線橋である。南側の橋梁は中央支間290mの斜張橋と支間80mの一連のアプローチ橋梁からなり、橋長1726mの直線橋である。

(図-7.2, 図-7.3 参照)

1.4 主桁

(1) 断面

- ・張出しのない台形断面の鋼床版箱桁
- (図-7.4 参照)

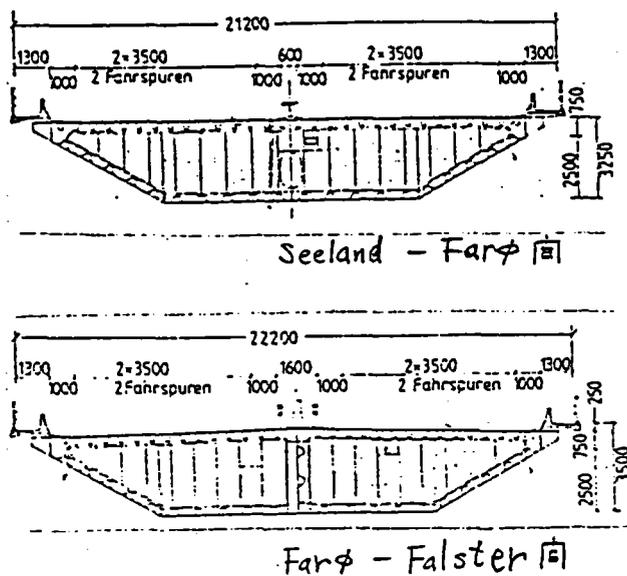


図-7.4 主桁断面

(2) 構成

- ・横リブは4 m間隔で配置

- ・縦補剛にはトラフリブ

(図-7.5, 図-7.6 参照)

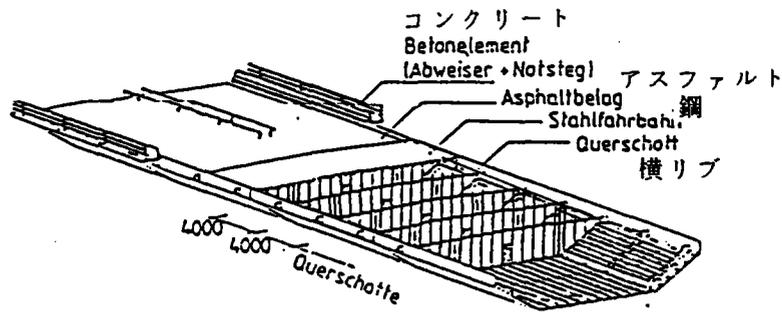


図-7.5 桁構成

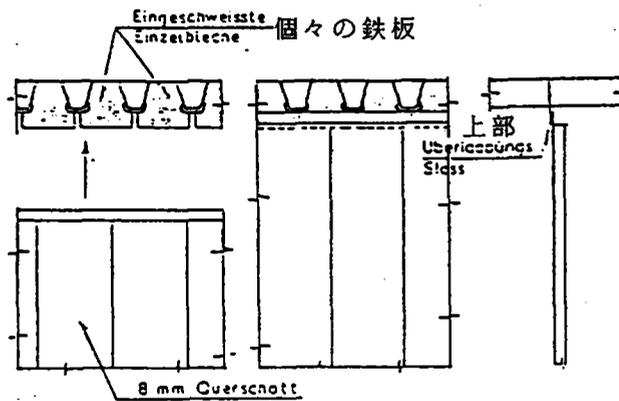


図-7.6 桁板と横リブの溶接構造

(3) 中央支間での桁高/支間比は $1/83$ ($\approx 3.5/290$)

1.5 主塔

塔は鉄筋コンクリート 中空断面で、高さは海面上95mに達する。又、海面下約25mの所で鋼杭によって支持されている。

(図-7.7 参照)

塔の拡大断面図を図-7.8 に示す。

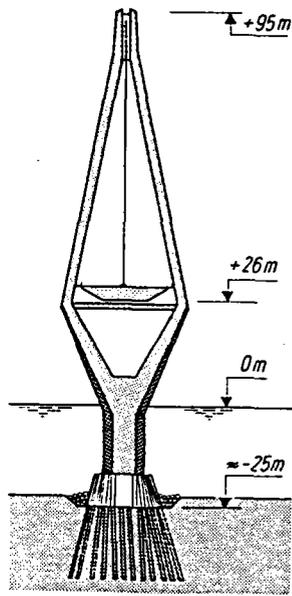


図-7.7 塔の正面図

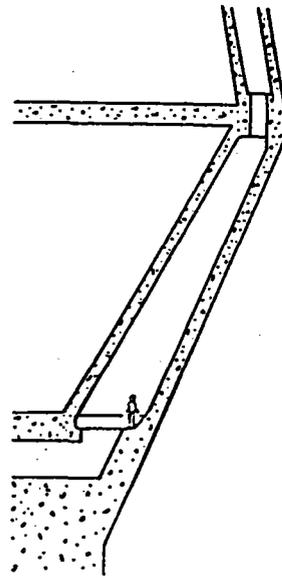


図-7.8 塔の拡大図
(人間の身重は1.8 m)

1.6 ケーブル

(1) ケーブル断面

直径7mmの平行線ワイヤーを用い、防食のためにポリエチレン管で被覆したのち、内部をセメントモルタルで充填している。

(図-7.9 参照)

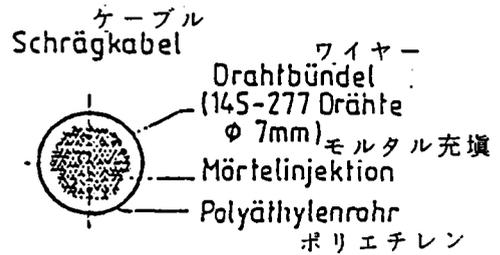


図-7.9 ケーブル断面図

(2) ケーブル定着部

ケーブルの定着部は鋼製のアンカーフレームを使用し、これを2本の塔柱ではさみ付けて、左右から締め付けている。

(図-7.10, 図-7.11参照)

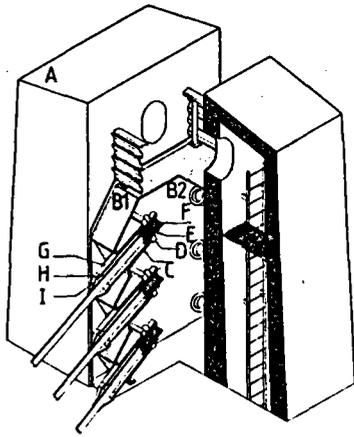


図-7.10. ケーブル定着部断面
(塔側)

- A. コンクリート塔柱
- B. 鋼製箱
 - 1. 前面板
 - 2. 側壁板
- C. 横板
- D. 基礎板
- E. ケーブル先端
- F. リング差込口
- G. 鋼製口
- H. ネオプレン緩衝装置
- I. ネオプレン密閉装置

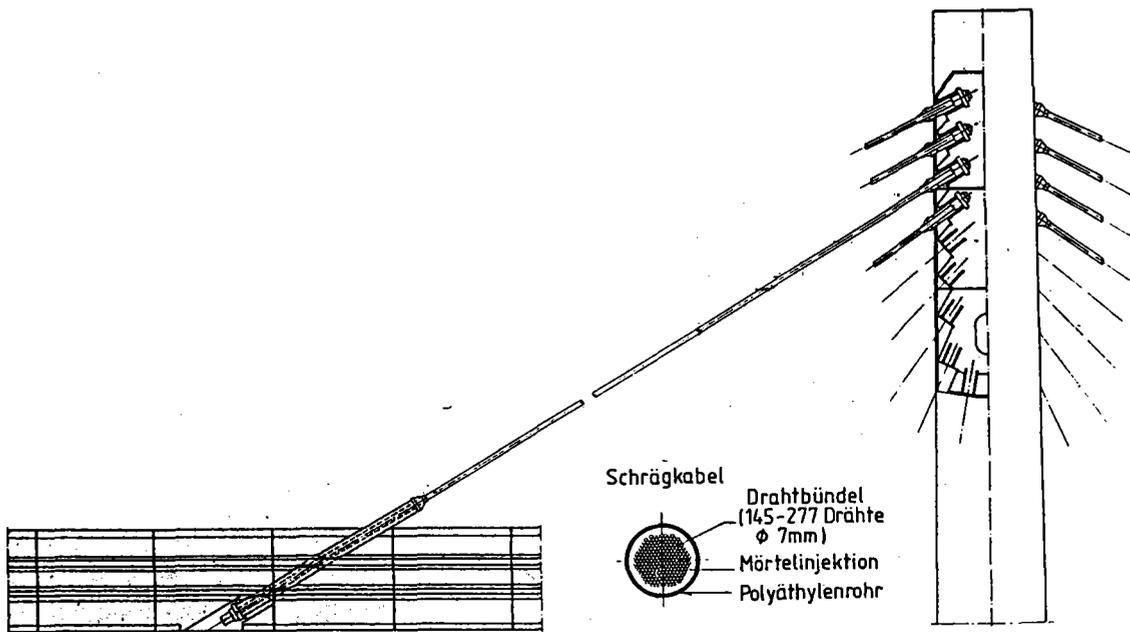


図-7.11. 桁と塔におけるケーブル定着部

2. 製作

2.1 製作シーケンス

図-7.12に示す。

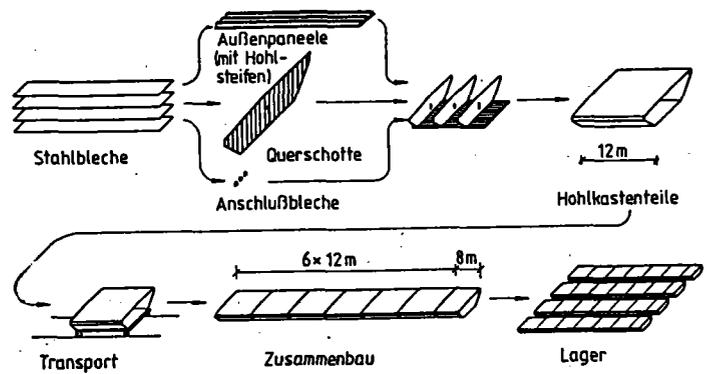


図-7.12 80m桁の製作シーケンス

2.2 製作

- (1) 箱桁上面, 下面, 側面の補剛パネルを工場て製作する。

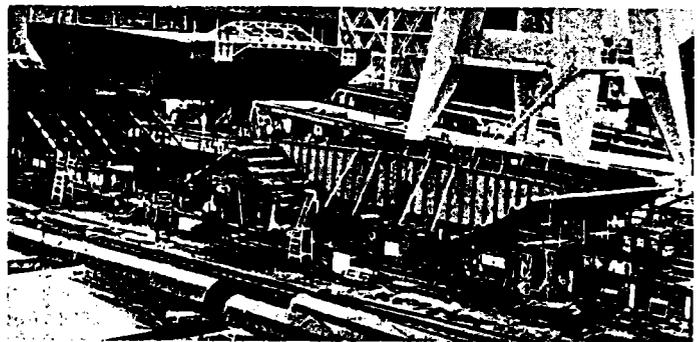


図-7.13 部材の組立

- (2) 部材を輸送 (図-7.14)

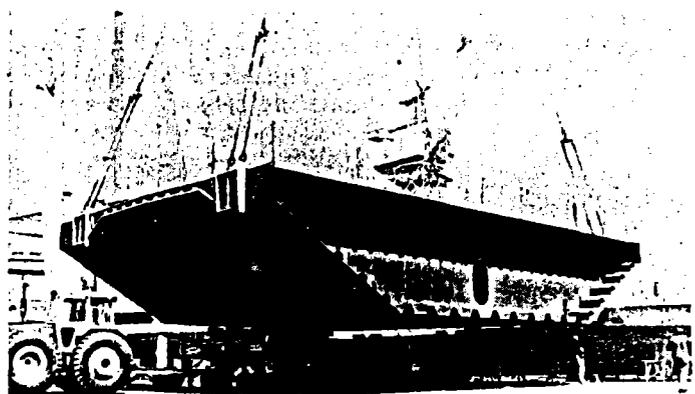


図-7.14 部材の輸送

- (3) 造船所の船台及びその付帯設備機器を利用して長さ80m、重さ約600tの立体ブロックに全溶接により次々と大組立てしていく。

(図-7.15)

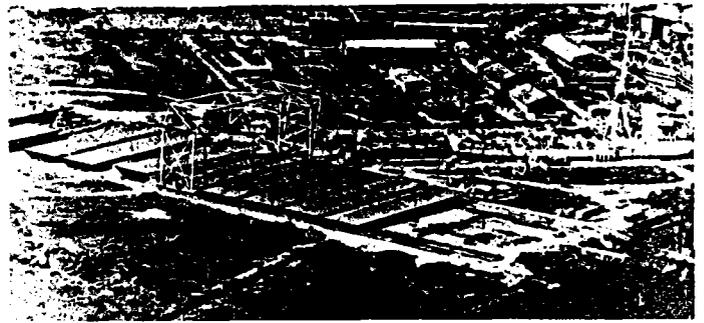


図-7.15 造船所における箱桁の製作

3. 架設

3.1 主桁の架設

- (1) 80mの立体ブロックは、特製のデッキバージを利用し、双胴船にて架設地点まで輸送される。

(図-7.16)

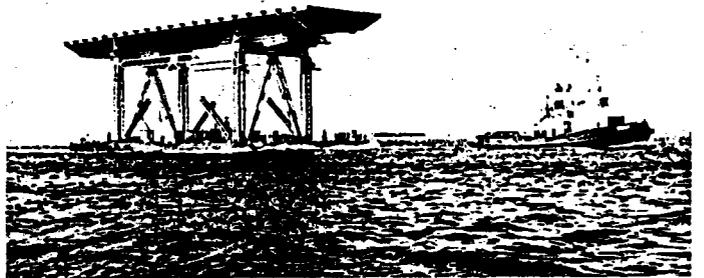


図-7.16 架設場所までの輸送

- (2) 架設地点にて桁を旋回しそのまま橋面位置に据付けられる。その後ブロックを固定し既設ブロックとの溶接を施工するという手順の繰返しを基本としている。

(図-7.17)

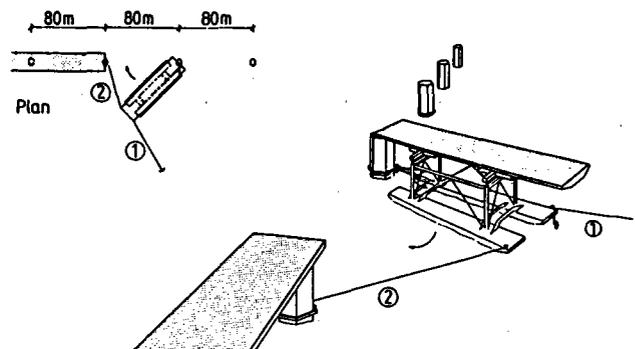


図-7.17 架設位置に2の桁旋回方法

(3) Seeland にては、仮設の棧橋より80m桁を引き込んだ。(図-7.18)

又、すべり面はテフロン/鋼となっている。



図-7.18 架設棧橋上にての80m桁の引き込み

(4) 斜張橋の側径間には、塔位置から40mの斜ベントを設置し、残りの80mの区間は(2)と同様の手順で架設し、その後は80mブロックを中央径間から縦移動させて施工した。(図-7.19)

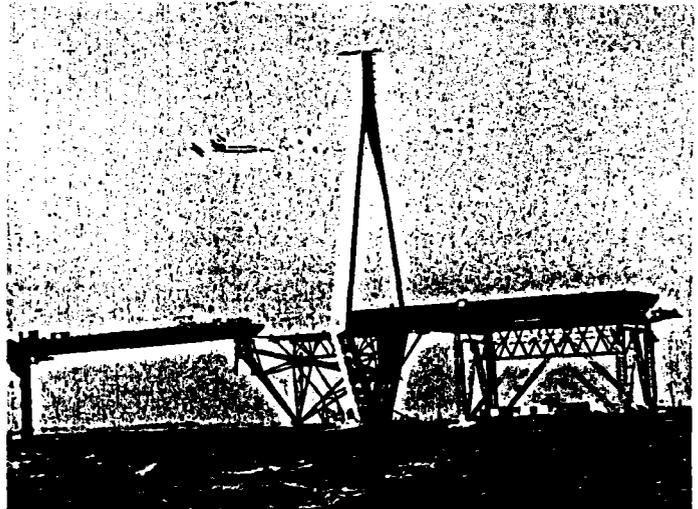


図-7.19 双胴船上にて塔側より80m桁の引き込み

- (5) 中央径間部分は、ケーブルの定着間隔に合わせたブロック長16mの片持架設した。(図-7.20)

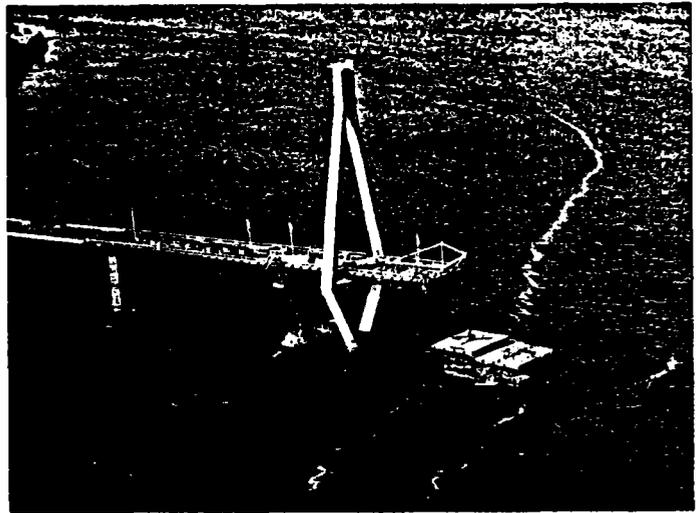


図-7.20 起重機による16m桁
吊り上げによる組立

- (6) 結合前の橋中央を図-7.21
に示す。

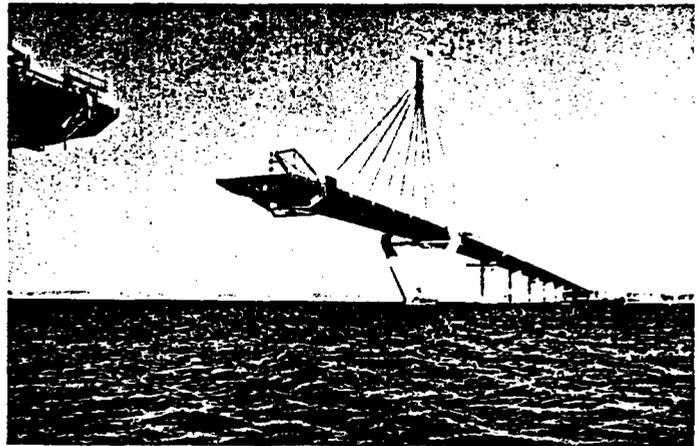


図-7.21 結合前の桁中央

3.2 主塔の架設

主塔はタワークレーンを設置して、これによってコンクリート打設と資材運搬を行い、クライミングフォームによって、下部のV部分は開き止めのケーブルを設置しながら1ブロック高さ2.5 mずつ施工し、上部のA部分は2.6 mずつ施工した。

3.3 下部工の施工

下部工は鋼杭を打設した後、RCオープンケーソンを曳航、据付けし、大量の水中コンクリートで躯体を造り、コファードムによりドライにして橋脚を立ち上げる方法にて施工した。(図-7.22 参照)

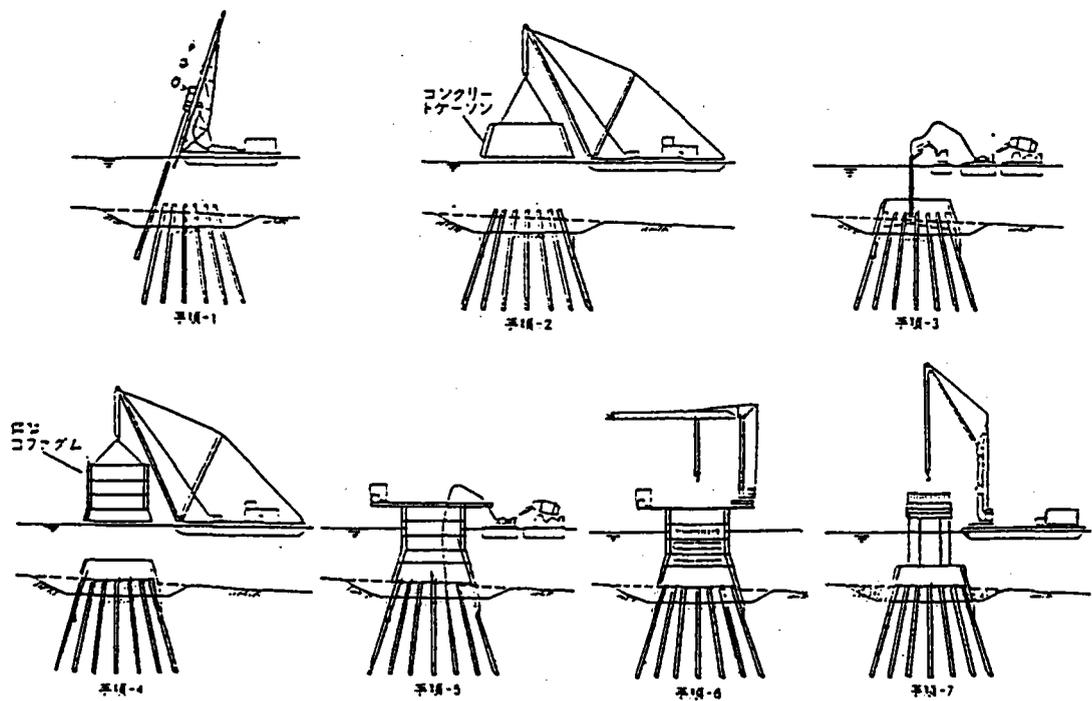


図-7.22 下部工の施工手順

4. 設計および設計上の特徴

4.1 塗装

- (1) 箱桁断面形状は塗装がやりやすいように、張出し部を設けずに下フランジをそのまま上フランジの方へ曲げて1枚の外板のみにしている。
- (2) 箱桁内部は除湿装置により強制循環させ、これによって初期の内部塗装を省略した。尚、鋼床版上面を除く外面塗装はすべて造船所にて施工した。
循環器による除湿システムを図-7.23に示す。

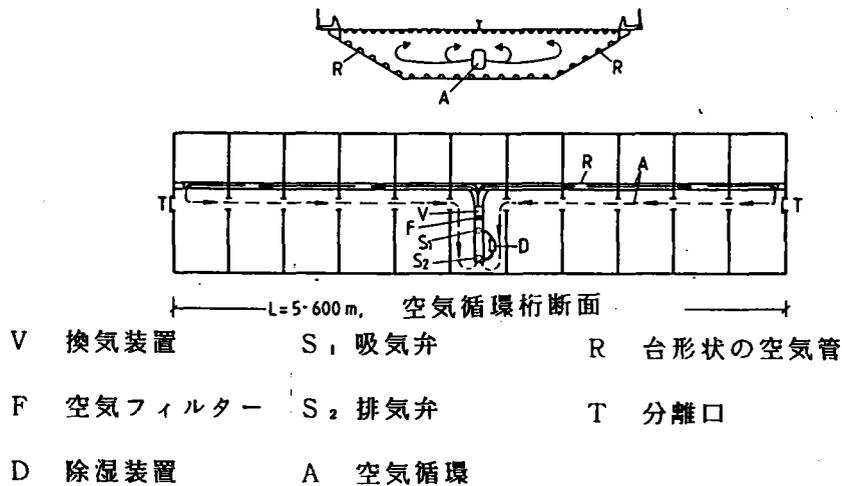


図-7.23 循環器による除湿対策原理

(3) 桁タイプの違いによるコスト比較の検討結果は図-7.24に示す通りであった。

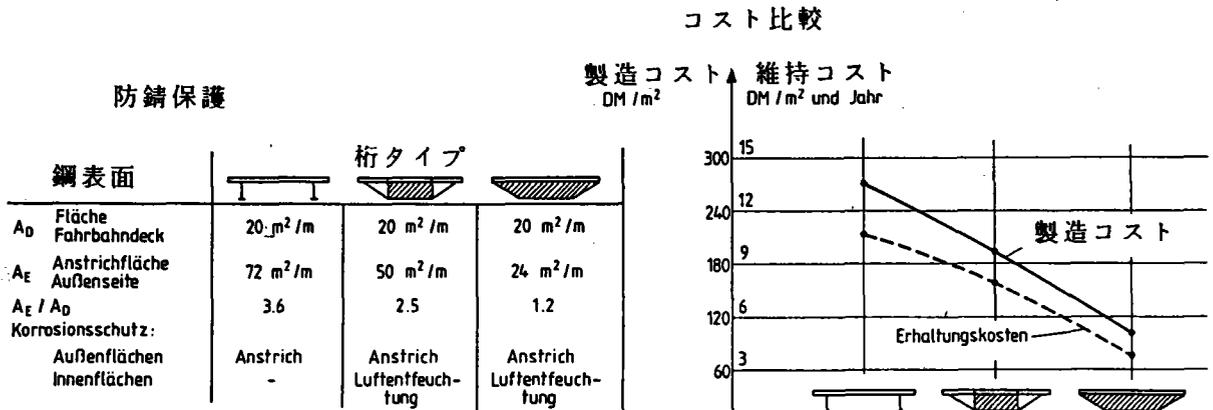


図-7.24 桁タイプによる防錆保護・面積及びコスト比較

4.2 支 承

支承は塔で1点固定のフローティングタイプ (テフロン沓)

4.3 1面吊りのフローティングタイプに対する主桁の回転防止対策として、活荷重偏心載荷により桁が倒れてしまうことに対し、塔部で鉛直のたわみには追随しながら、ねじれには抵抗する装置を水圧シリンダー2個を運動させることによって生み出している。

(図-7.25~図-7.27参照)

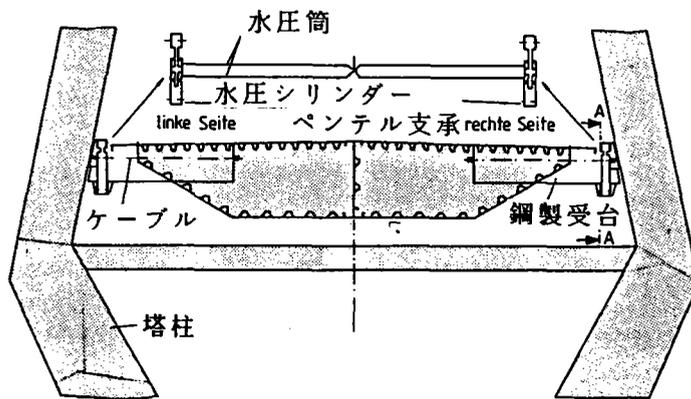


図-7.25 ねじれ防止装置

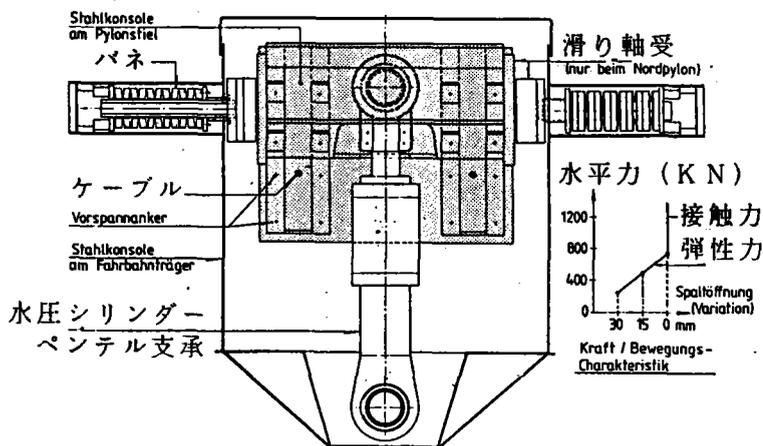


図-7.26 A-A 矢視

図-7.26 力-運動特性図

4.4 輸送時の模型実験

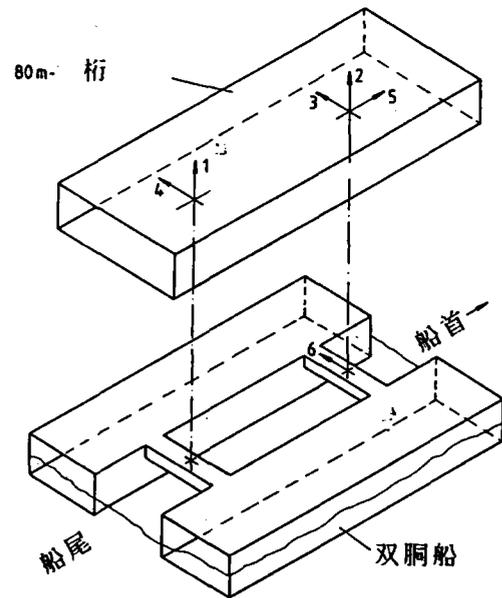
高重心の双胴船による輸送の不安性を調べるため、輸送条件として

風速：13.8m/sec

波高：1.5m

を限界として、1/60の模型実験を実施して安全を確立させた。

図-7.28に実験結果として加速度の検出値を示す。



1...6	Beschleuniger
A_i	動加速度
$A_2 = 0,18g$	$A_1 - A_2 = 0,20g$
$A_3 = 0,09g$	$A_3 - A_4 = 0,06g$
$A_5 = 0,47g$	
$A_6 = 0,20g$	

図-7.28 加速度実験
(双胴船と桁)

4.5 耐風安定性

高欄形状を含め桁断面の風洞実験により安定性の検証を行った。

4.6 ケーブルの振動

振動が万一起きた場合にこれを計測するという簡単な装置を設置している。

4.7 その他

- (1) 橋台間には走行性を配慮して、いっさいの伸縮継手を設けていない。
- (2) 非常用の歩道と壁高欄が一体となって桁両側に設けられており、これも8mもののプレキャストコンクリートブロックを鋼桁とボルトにて結合している。

5. その他

5.1 工期

着工：1980年5月
 完成：1985年6月 } 5年1ヶ月
 但し、上部工の架設期間は Seeland-Farø間が9ヶ月
 Farø-Falster間が15ヶ月

5.2 総工費

橋梁部全区間で約210億円

5.3 コンクリート橋との比較

設計施工時には、桁形式について鋼・コンクリート両案の競争がなされ議論された。

最終的には同一断面の桁を大量に製作し、比較的容易に架設できる鋼桁案が選定された。

5.4 景観上の配慮

本橋は海岸風景との調和という観点から、景観上の配慮が特になされている。

6. エンジニアリング会社の位置付け

上部工の設計施工管理 : Cowiconsult A/S

下部工の " : Christiani & Nielson A/S

上部工の請負業者 : Monberg & Thotsen A/S

下部工の " : Farø konsortiet; Højgaard & Schultz A/S

Kampsax A/S

Campenom Bernard Cetra

Polensky & Zöllner

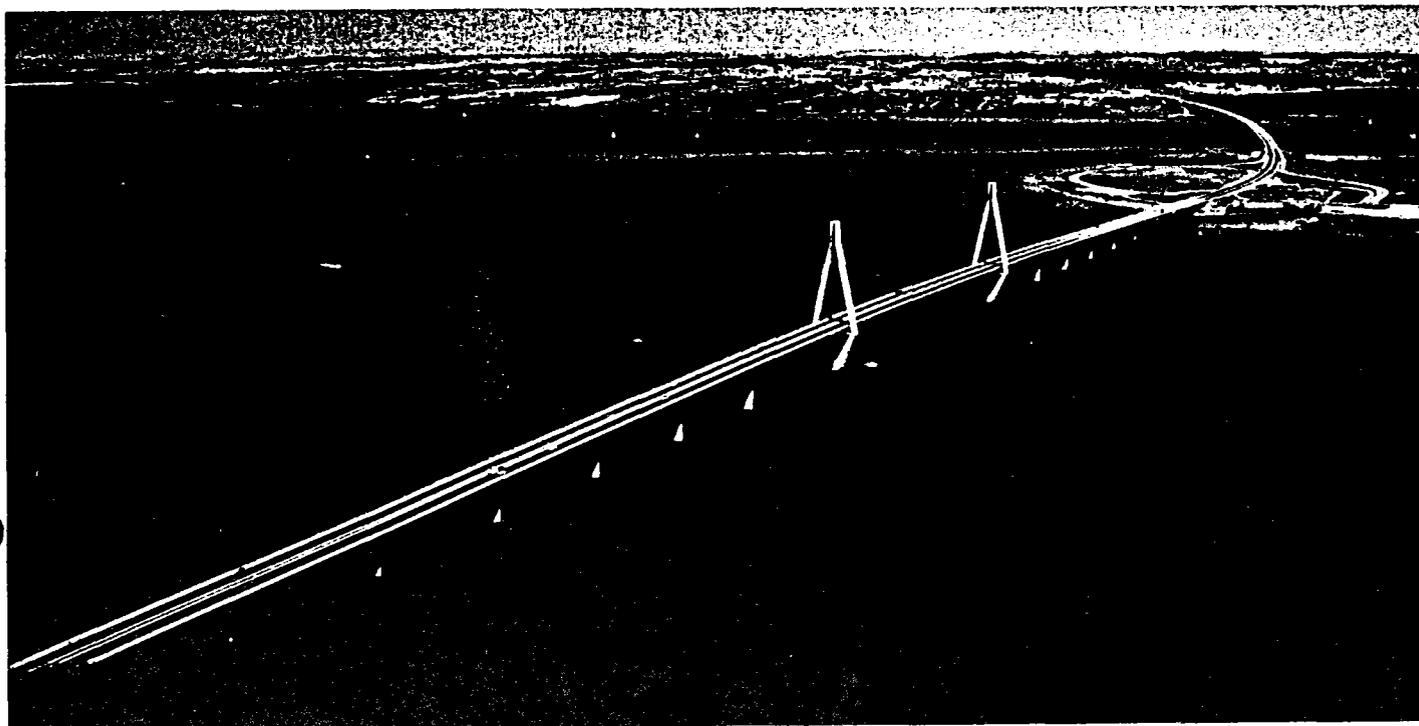


図-7.29 完成図

§ 8. アグミヤ橋 (Adhamiyha Bridge)

1. 橋梁概要

1.1 橋梁諸元

- (1) 発注者 : イラク共和国道路橋梁公社
- (2) 架橋地点 : イラク共和国首都バグダッド市内 (チグリス川)
- (3) 橋長 : 405m
- (4) 支間割 : (62.25m + 182.5m + 60.0m + 61.25 m) + 35.0m
- (5) 幅員 : 3.0m(歩) + 10.5m(車) + 2.5m(分) + 10.5m(車) + 3.0m(歩)
- (6) 形式 : 上部工 ; 4 径間連続合成桁斜張橋

単純合成箱桁橋

下部工 ; 場所打ち杭基礎 (一部斜杭)

1.2 構造上の特徴

- (1) 一面吊り斜張橋である。
- (2) 桁はコンクリート合成床版を有する連続箱桁である。
- (3) ケーブルにはロックドコイルロープ ($\phi 68.5\text{m}$, $\phi 75\text{m}$) を使用。
また、塔上にサドルを設け、左右のケーブルを連結させている。
- (4) 主塔は一本柱で、添接には 100% 面接触継手を採用。
- (5) 張出し桁と主桁との接合には、曲げとせん断を分離した。
機能別接合とし、引張サイドには HT ロッドを用いている。
- (6) P₄ 支点はコンクリート打設後、750mm ジャッキダウンし、14000tm の死荷重曲げモーメントの低減を図っている。
- (7) コンクリート床版には厚さ270mmのRCワッフル床版を使用し、死荷重低減を図っている。
- (8) 塔は橋軸方向にヒンジ、橋軸直角方向に固定の構造となっている。(図参照)
- (9) 負反力の生ずる P₂ では、図 1 に示すリンク構造としている。
リンクそのものは、円管内にマカロイバー (HT ロッド) を通すと共にコンクリートを充填し、マカロイバーによってプレロードしている。

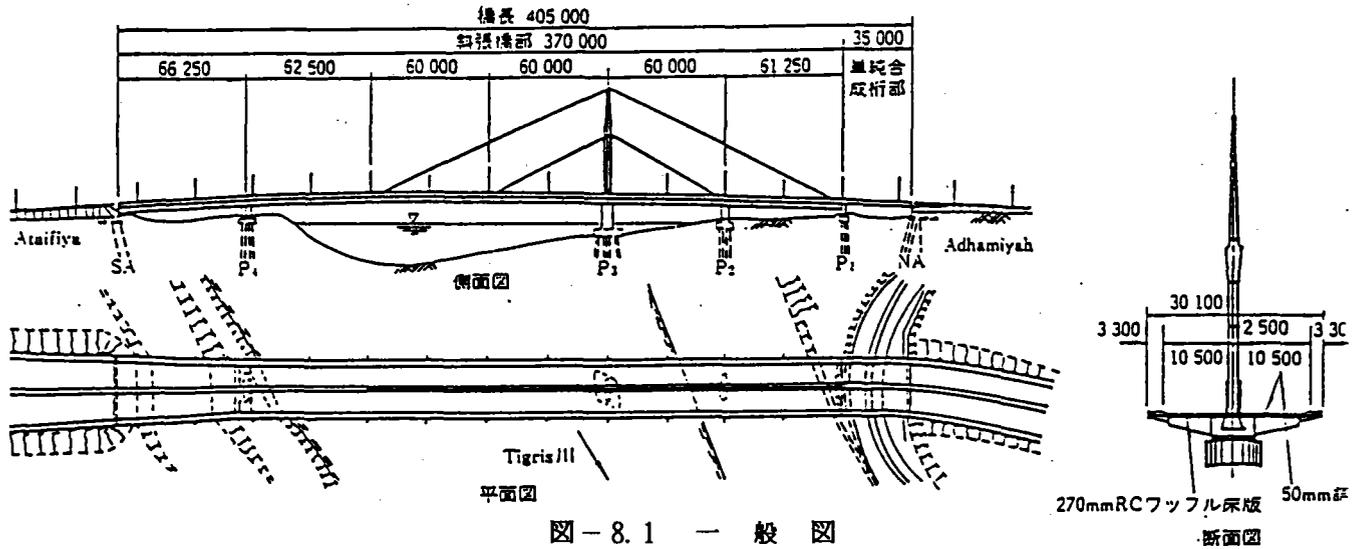


図-8.1 一般図

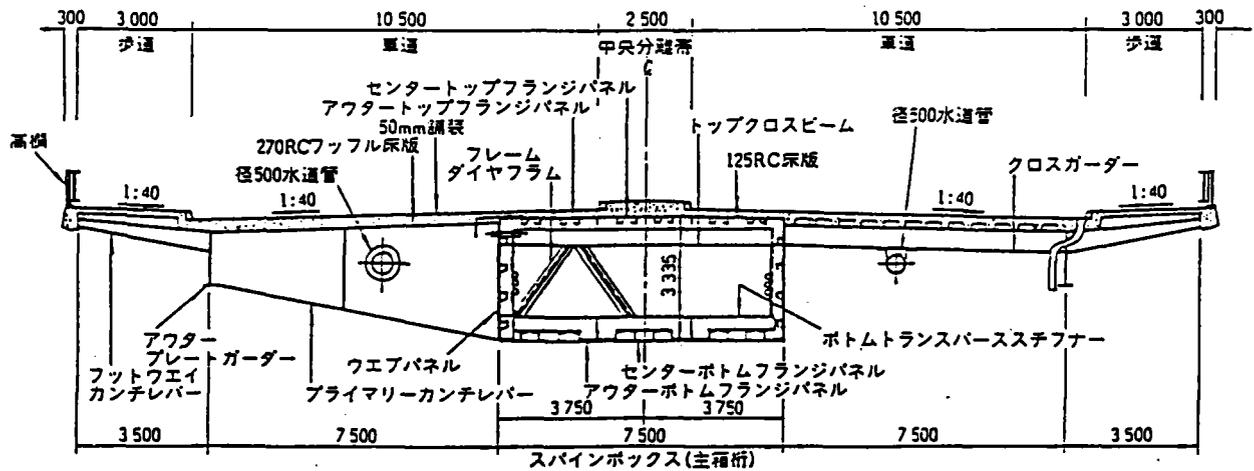


図-8.2 標準断面図

2. 設計思想

- (1) 設計基準 BS153 and IDWR of Merison Design Rules
- (2) 主断面力の算出は平面モデルによる影響線解析
- (3) 添接部では中立軸の変化に伴う付加モーメントを考慮
- (4) 合成断面性能の算出に当っては、負曲げモーメント作用区間では鉄筋のみ考慮
- (5) 合成箱桁の設計は、IDWRによる荷重係数設計
- (6) 張出し構造は橋軸直角方向に合成断面として設計
- (7) 引張り応力の生ずる上下フランジ部では横リブの接合にHTボルトを使用
- (8) 設計条件

活荷重	重	IIA荷重 (BS)
風荷重	重	29m/sec
温度変化		±25℃
温度差		25℃
コンクリート収縮		300×10^{-6}

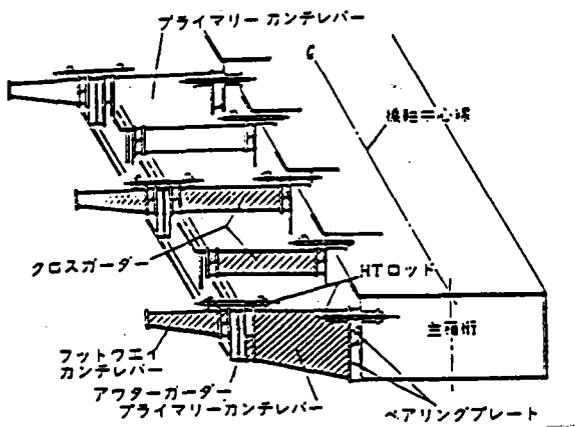


図-8.3 主箱桁と張出し桁部の結合

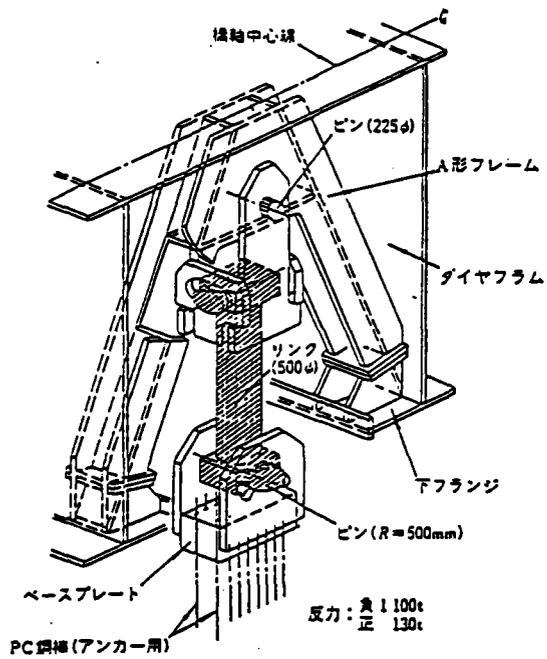


図-8.4 リンク構造

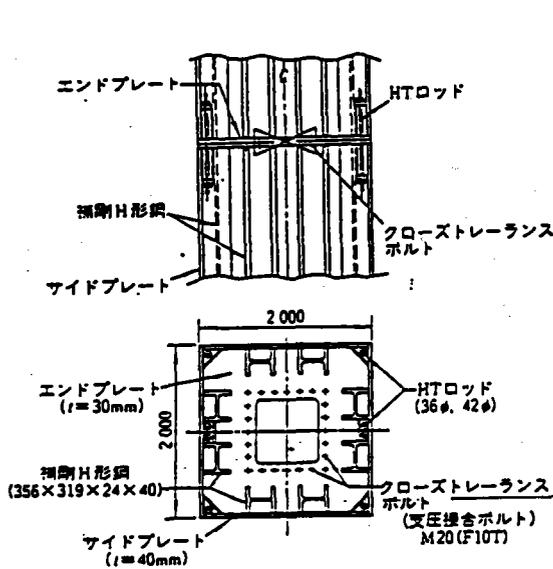


図-8.5 塔の面接触継手

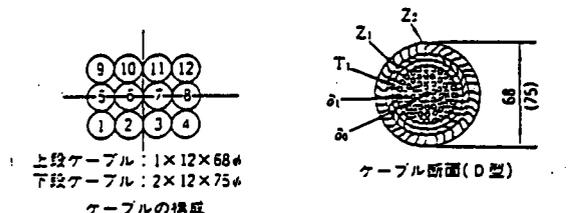
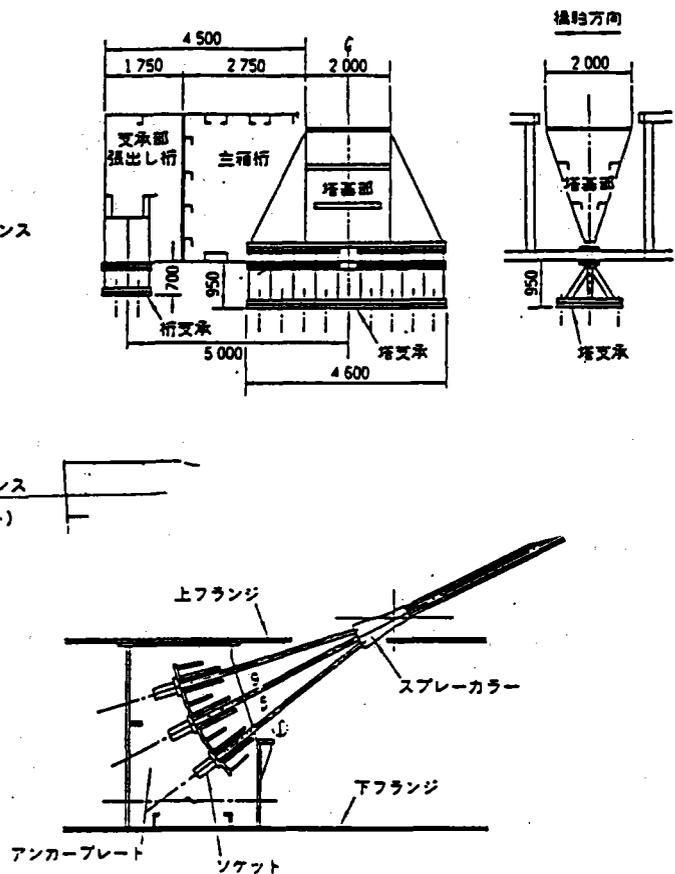


図-8.6 ケーブルの構成と定着構造

3. 製作

- (1) 製作基準 ; BSとIDWR
- (2) 製作工場 ; 日本
- (3) 溶接資格 ; BS資格
- (4) ブロック割 ; 主桁 31ブロック
塔 7ブロック
- (5) 鋼材規格 ; BS
- (6) 仮組は8回に分けて全量実施
- (7) 塗装(工場)

内面 厚膜型有機ジンク+2液型エポキシ+エポキシMIO

外面 亜鉛溶射+エッチングプライマー+エポキシMIO

(現場)

エポキシMIO

尚、工場塗装に当っては塗装専門インスペクターが約4ヶ月常駐し検査に当る。

4. 架設

4.1 下部工

- (1) 場所打ち杭基礎である。
- (2) 塔下部は大型の斜杭である。

4.2 上部工の架設

架設工法の概要は下図のとおりであり、その特徴は、中央径間を仮ケーブルを用いて張出し架設している点にある。

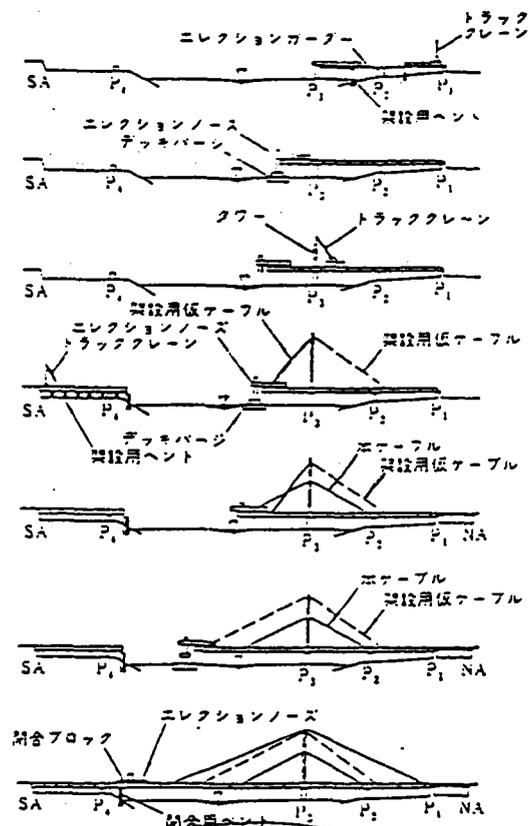


図-8.7 架設概要

4.3 塔の架設

- (1) 既架設桁上に136tトラックレートを搭載し、それにより架設。
- (2) ブロック間の接合は面接触継手であり、 $\phi 42$ & $\phi 36$ のHTロッドの締付けには小型ハイドロレンチを使う。
- (3) 塔の自立にはスティ構造を用いる。

4.4 側径間の架設 ($P_1 \sim P_3$)

- (1) エレクションガーターを用いた送り出し架設。
- (2) 桁端部で3ブロックを組立て、組立て精度を確認後先頭ブロックを送り出す。
- (3) 全量送り出した後に、エレクションガーターを撤去し、ジャッキダウンする。
- (4) 尚、張出し桁部の架設は、主箱桁が閉合後に取付ける。

4.5 側径間の架設 ($P_4 \sim SA$)

- (1) ベンドを用いたトラッククレーン架設
- (2) 閉合作業のため、SA側に270mm セットバックすると共に、SAを160mm ジャッキアップして架設する。

4.6 中央径間の架設

- (1) エレクションノーズを用いた張り出し架設
- (2) 地組立てヤードでは3ブロックを組立て、組立て精度を確認の後先頭ブロックをバージュに搭載。
- (3) バージュはユニフロートを連結してつくったもの。
- (4) 最大ブロック重量は120トン。
- (5) 本ケーブルのみだと張出し時の桁強度が不足するため作用荷重600t〔径50mm, $6 \times \text{Fi}(25)\text{IWRC}$, 12本掛け〕の仮ケーブルを2ヵ所に使用。尚、仮ケーブルは転用している。

4.7 ケーブルの架設

- (1) アンリーラーを使って、ケーブルを既架設桁上に展開する。
- (2) 塔上に設けられたケーブル架設用エレクターで吊上げセットする。
- (3) 桁側定着部はウインチにより所定位置まで引き込み、引き込み用HTロッドに接続。
- (4) ケーブルの定着部までの引込みは、200tセンターホールジャッキを用いて、下段ケーブルは8本、上段ケーブルは4本ずつ行った。

4.8 桁の閉合

- (1) 閉合位置でのM & Sが零となるよう外的調整を行った。
- (2) 調整方法は次のとおりである。

- ・張出し桁先端への鉛直力 $P = 196\text{t}$
- ・桁端ジャッキアップ量 $S = 160\text{mm}$

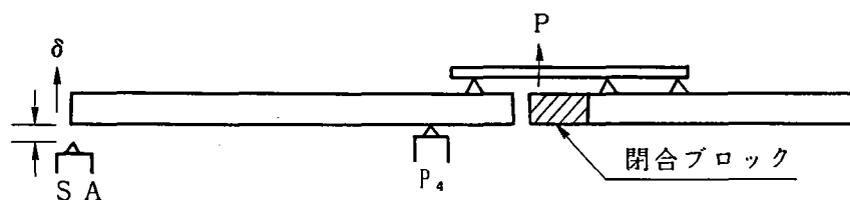


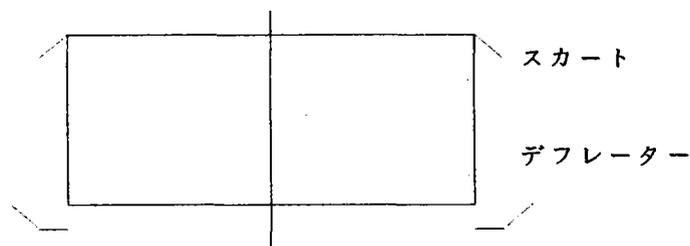
図8-8 桁の閉合

4.9 形状管理

- (1) 桁キャンバーと塔の倒れについて許容値内にあることを確認しながら張出し架設を行った。
- (2) ケーブル架設時には、仮ケーブルから本ケーブルに力を盛替る時、塔の曲げ強度が不足するため、引込み管理要領を作って対処。
- (3) ケーブル長の決定は全て夜間作業としたこともあって、製作精度が大変よく、調整用シムは1枚も使用しなかった。
- (4) 鋼桁架設完了時のキャンバー差は最大30mmであった。

4.10 耐風対策

- (1) 張出し架設時にギャロッピングの発想が予想されたので下図の対策を中央径間に施す。
- (2) 完成系では、耐風対策なし。



4.11 その他

- (1) 足場の程度は、日本に比べ大変粗である。
- (2) 架設時の強度評価にはBS153 と日本の鋼構造架設設計指針（土木学会）
- (3) ケーブルはデンゾーテープを用い、その上に化粧用カバーを取付ける。
- (4) 工期は契約3ヵ年（上下部）。実際にはイ・イ戦争の影響もあって1年6ヶ月遅れる。

5. その他

- (1) 総工費は上部工40億円、下部工（取付道路含む）38億円。
- (2) 社会への影響は大きい。
- (3) The Engineer はイラクの道路局総裁。
- (4) 実質的にはイギリスマウンセルコンサルタントが技術全般を担当する。
- (5) 契約は80年1月11日～83年1月11日。竣工は85年7月。

§ 9 アナシス橋 (Annacis Bridge)

1. 橋梁概要

施 主：ブリティッシュ コロンビア州道路局

設 計：C B A - Buckland and Taylor

施 工：A Joint Venture of P. C. L. - Pachon - Pike

工 期：1984.3~1986.7 (28ヶ月)

形 式：複合斜張橋

塔 ————— H型 RC構造 (中空型) 杭基礎

ケーブル ——— ファン型 (ポリエチレン被覆, 長撚り鋼線)

補剛桁 ——— 鋼板桁 2主桁, コンクリート床版との合成桁

スパン割：50.0 + 182.75 + 465.0 + 182.75 + 50.0 m

ケーブル芯：28 m

幅 員：有効幅員 25.4m 6車線 又は 4車線 + 軽軌道 2車線
(暫定 4車線)

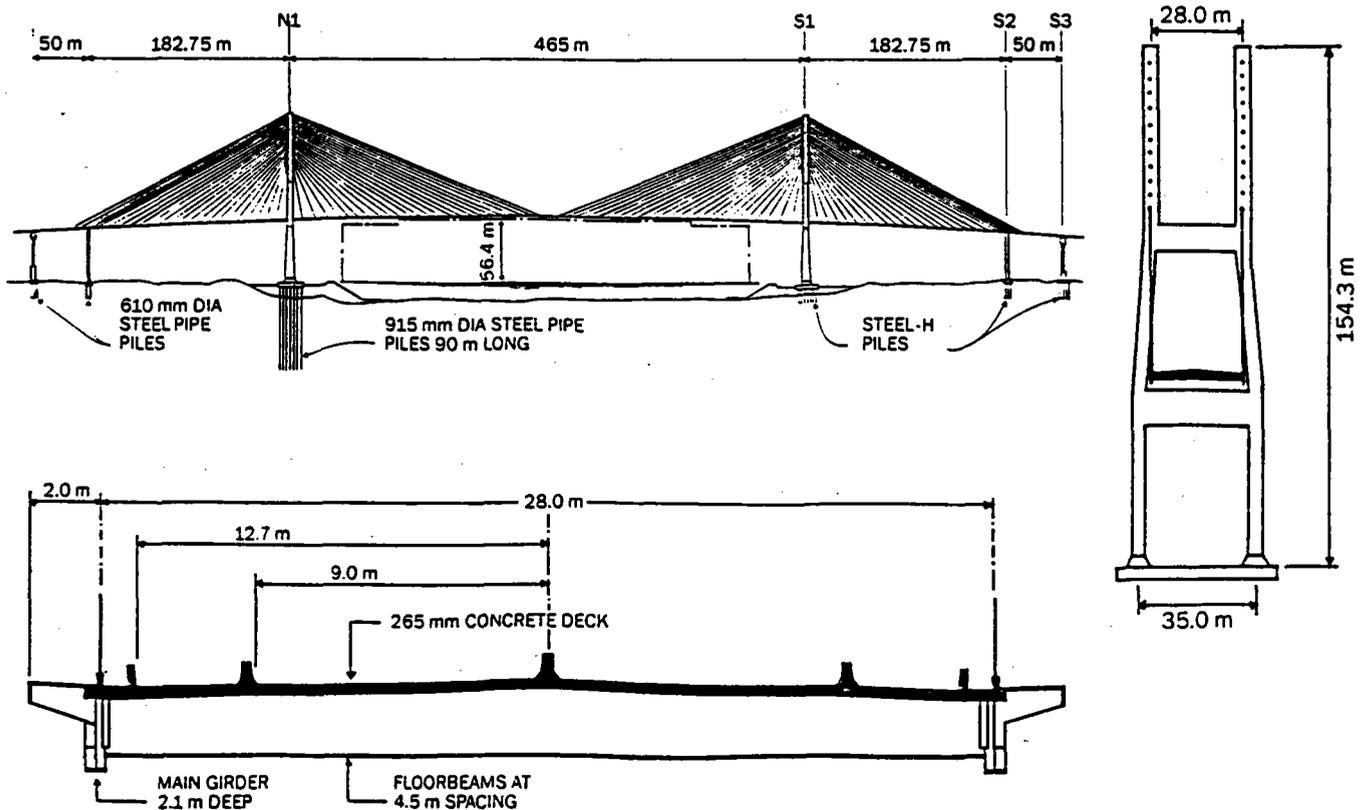


図 - 9.1 橋梁一般図および断面図

2. 設計思想

2.1 設計基準

- (1) 交通荷重 ASCE (載荷長100m以上)
 Camadian Highway Loading (" 100m以上)
- (2) 風荷重 発生確立 0.01回/年 (静的)
 50 m/s (限界風速)
- (3) 地震荷重 0.28g (限界状態)
- (4) その他 主桁・床梁の疲労に対してBS5400適用

2.2 構造上の特徴

(1) 基礎

橋棚及びの塔の基礎は全て杭基礎で、支持地盤の深度の関係で南側下部工はH鋼杭、北側下部工は鋼管杭を使用している。

表-9.1 基礎杭仕様

橋脚No.	杭の形状	本数	杭の長さ	備考
S 3	H p 360×152	64	13~16 m	
S 2	H p 360×152	42	12~15 m	
S 1	H p 360×152	339	16~23 m	
N 1	鋼管 915φ×19	72	78~90 m	コンクリート詰め
N 2	鋼管 610φ×12.5	28	21 m	"
N 3	鋼管 610φ×12.5	40	17~21 m	"

(2) 塔, 橋脚

塔及び橋脚は鉄筋コンクリート構造でケーブルが鉛直面内に配置できるように、塔柱間隔を主桁間隔に合わせた、2主塔型とし、又経済性から中間水平材を大きくすることで、塔頂部の水平材を省略し、H型断面を採用している。

塔は壁厚60cmの中空断面でケーブルの定着部は塔内部のブラケットにケーブルタイビームを渡し、中央、側径間のケーブルの水平分力をバランスさせ、塔のケーブル定着部の構造を簡略なものとしている。

表-9.2 塔, 橋脚 施工数量

	個数	コンクリート数量	鉄筋重量
塔	2	8.586m ³	2,056ton
橋脚	4	3.006m ³	550ton

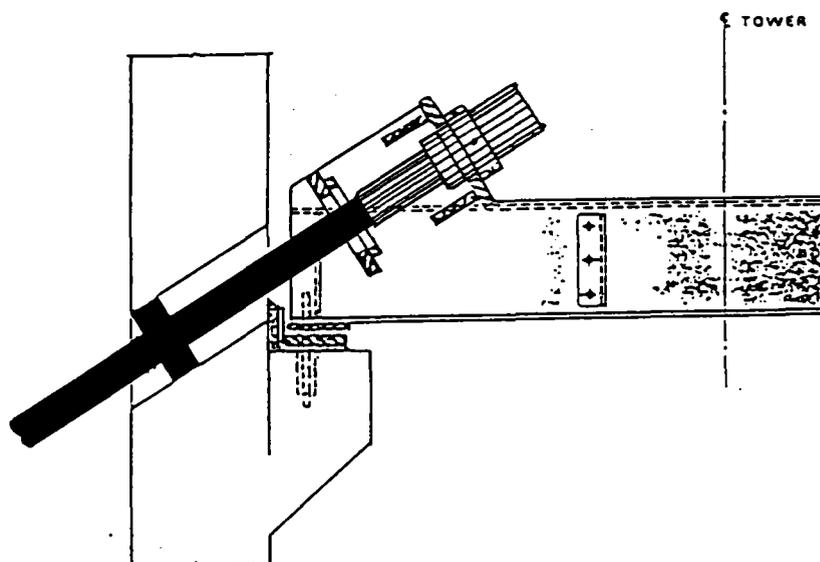


図-9.2 ケーブルタイビーム

(3) ケーブル

ケーブルは7.1mm素線の長撚りストランドで、防錆処理としてはメッキ素線のストランドを工場でポリエチレン被覆加工し空隙部には、グリースを充填してある。

ストランド両端は垂鉛鑄込みの鑄鋼製のソケット加工をしてあり、塔側ソケットにはケーブル引き込み、調整用のジャッキと連結するためのネジ切り加工を施してある。

又ケーブルとしては、メインケーブルの他に、N2、S2橋脚で補剛桁と橋脚を連結するために、それぞれ4本ずつのタイダウンケーブルを使用している。

表-9.3 ケーブル仕様

本数	長さ	直径	素線数	単重	総重量
192本(メインケーブル)	49.5~237.5 ^m	80~130 ^{mm}	109~283 ^本	2~24 ^t	1505t(ケーブル)
8本(タイダウンケーブル)					193t(ソケット)

(4) 補剛桁及び床

補剛桁は桁間隔28mの鋼板2主桁と4.5m間隔に配置された横桁上にプレキャスト床版を載荷桁し上フランジ上で、場所打ちコンクリートで合成させた、合成桁タイプである。

これはケーブルからくる水平分力をコンクリート床版で負担させ、しかも床版に橋軸方向のプレストレスを与える有利な設計であると考えられる。

主桁	桁高	2.1m	部材長	18.0m	ボルト接合
床桁	桁高	1.6~1.8m	部材長	27.2m	ボルト接合
鋼重	5,600 ton (主桁+床桁)				
鋼材	350AT 類 耐候性鋼板 (無塗装)				
プレキャスト板	13.5mm×4.0m×0.215m		重量35ton		
舗装	コンクリート舗装 t=50mm				

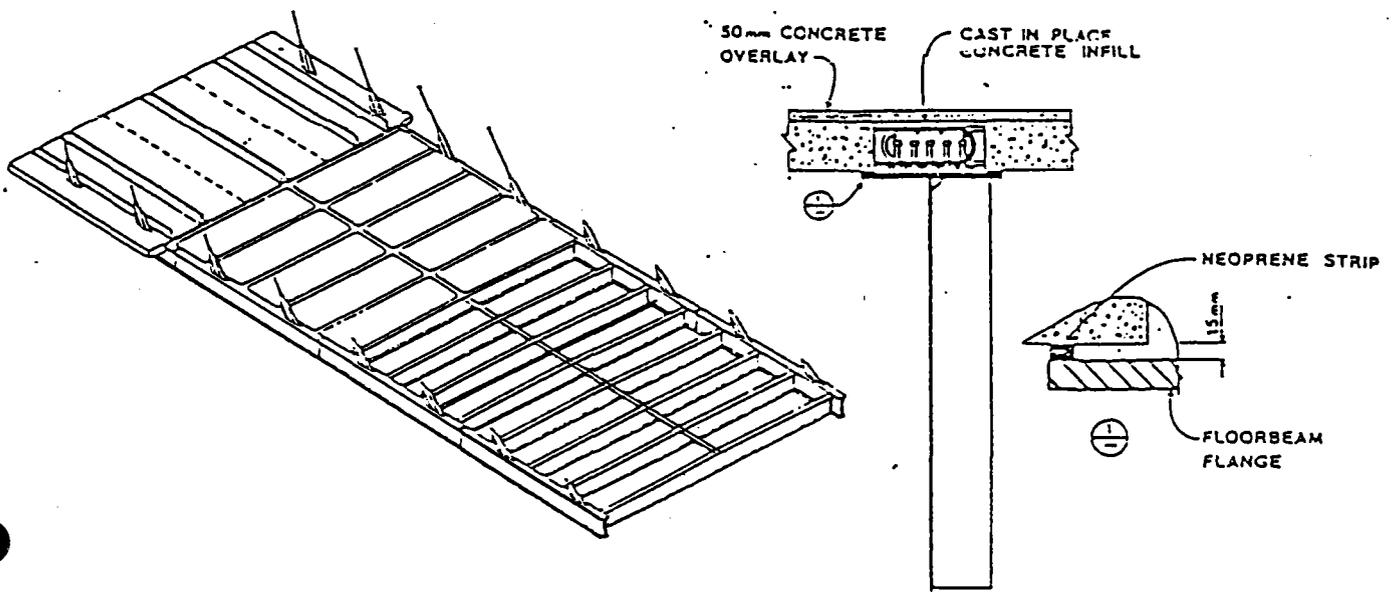


図-9.3 プレキャスト床版

(5) 以上各部の構造について述べたが、全体的な構造の特徴としては

- 1) ケーブル取り付け間隔を9mと小さく抑え、それにより桁高を低く抑え耐風安定性を増している。
- 2) 中央径間の主桁外側に、桁高750mm、張出量2,000mmのブラケット形式のWind Fairingを取りつけている、これにより風洞実験では50m/secまでの風に対する耐風安定性が確認されている。
- 3) 支承条件は塔部に鉛直脊を持たないフローチングタイプであり、曲げモーメントのピーク及び主塔またはケーブルの変形によって生じる不静定力の影響を避けている。またS2, N2橋脚では、タイダウンケーブルによりけたを下方に引きつけている。

3. 製作

1) 加工

桁は軸力による弾性変形と長期収縮を考慮して長めにつくられた。また桁長の累積誤差は全長で5ヶ所の位置で添接板によって調整した。

添接孔はウェブの上端と上フランジ以外は先穴とした。

2) 仮組立

一度に5部材つづ仮組立を行なった。部材間の角度変化は上フランジのギャップを調整後それに合わせて添接板の穴明けを行なった。

3) ケーブルの定着長

ケーブルの製作長と上下定着点の座標から死荷重状態の上端ソケットの固定ナットの位置を計算した。

4. 架 設

(1) 主 塔

- 1) 移動式型枠を使い40回で打上げた。
- 2) 塔の傾斜部の誤差は最大27m/m 平均 1/10,000であった。

(2) 上部工

- 1) 桁の標準化—主桁、床桁を標準化し、工場製作の省力化をはかり、しかも単材重量がそれ程大きくない（最大重量35tプレキャスト床板ブロック）為、架設機材が小容量（44t及49t吊デリッククレーン）のものでまかなえる。
- 2) プレキャスト床版を使用することで桁の架設にフォローして床版工事が行える。
- 3) 桁架設は全て塔より中・側へ向かってのバランスドカンチレバー工法とし、架設、床版、ケーブル取付けが同時進行型で、架設途中の安定性、アンバランス荷重の処理及び架設途中の耐風安定生のために、両側の桁から主塔基部を結ぶ仮ケーブル及び側径間桁を地上に設置したコンクリートブロックとケーブルで結ぶタイダウン工法を用いる等、仮設備の簡略化が目立つ。
- 4) 塔の両側で主桁4本、横梁8本、プレキャストブロック16枚、ケーブル8本、プレキャストブロック間の間詰めコンクリートの打設、2台のクレーンの移動といった一連の架設サイクルの工程は約11日であった。

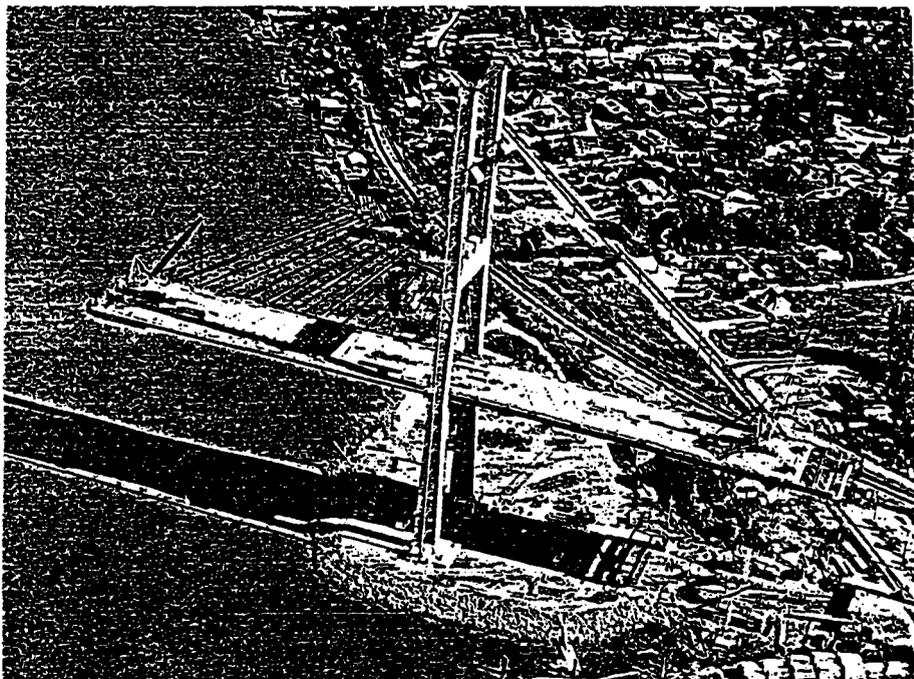


図-9.4 バランスドカンチレバー工法による上部工架設

(3) 主要仮設備

1) 主塔

- ・移動型枠 (図-9.5)

2) 鋼上部工

- ・仮ケーブル及び仮ヒンヂ (架設時安定用)
- ・移動桁足場 (図-9.6)
- ・自昇式主塔足場 (図-9.7)

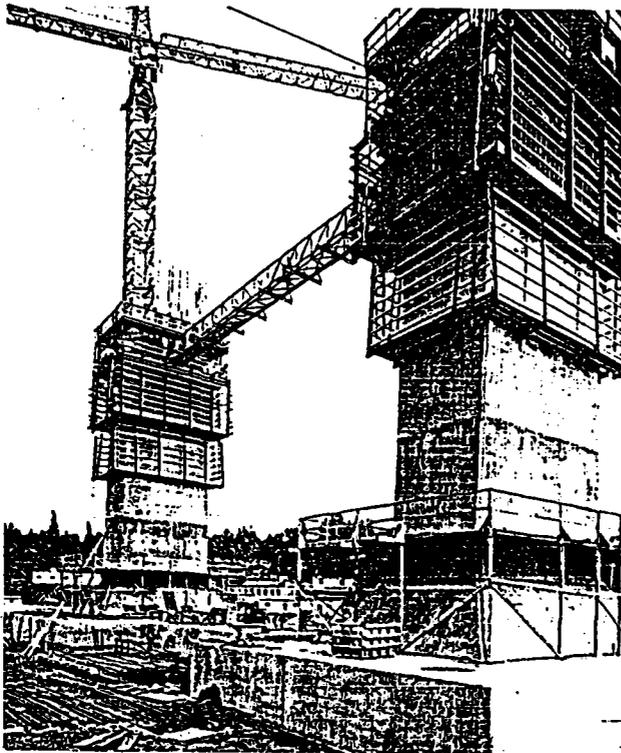


図-9.5 移動式型枠

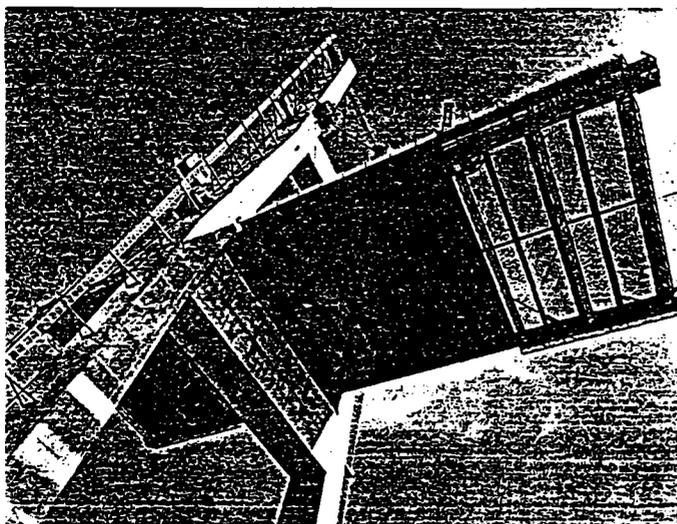


図-9.6 移動桁足場

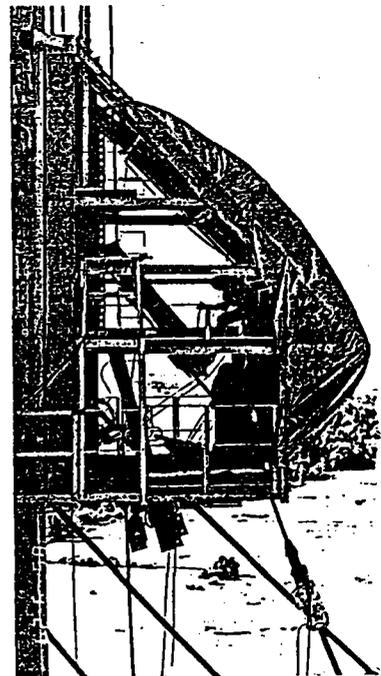


図-9.7 自昇式主塔足場

(4) 工 程

下図に示すように、基礎工の着工より28ヶ月で完工した。そのうち上部工の架設期間は片側で9ヶ月であった。

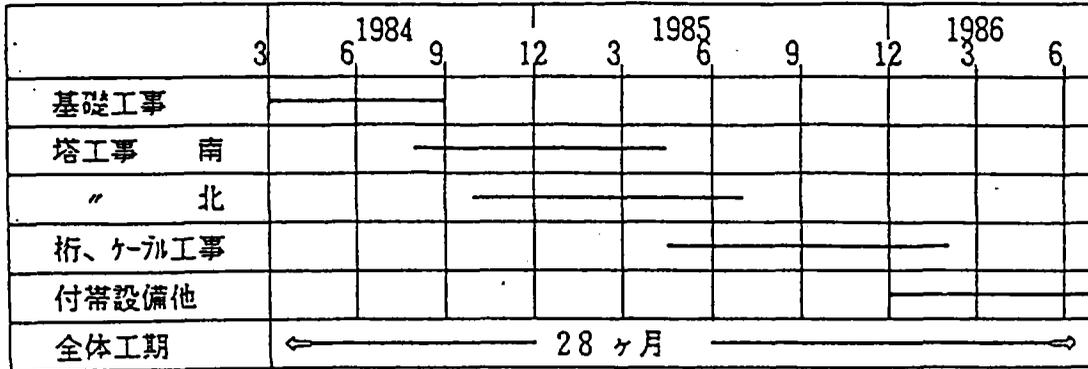


図-9.8 工程実績

(5) 計測及び応力管理

- 1) 主塔脚部に熱電対を埋込み、温度差による変位を予測し主塔の形状管理を行なった。
- 2) 架設時の荷重による床版のひびわれ幅は最大荷重下で0.4 m/m 除荷後においては0.01m/m 以下となるように管理された。
- 3) 架設時の荷重重、床板高さ、塔の変形及主要部材の応力測定と、サイトコンピューターによる解析によって1サイクル毎の応力管理を行いながら架設した。

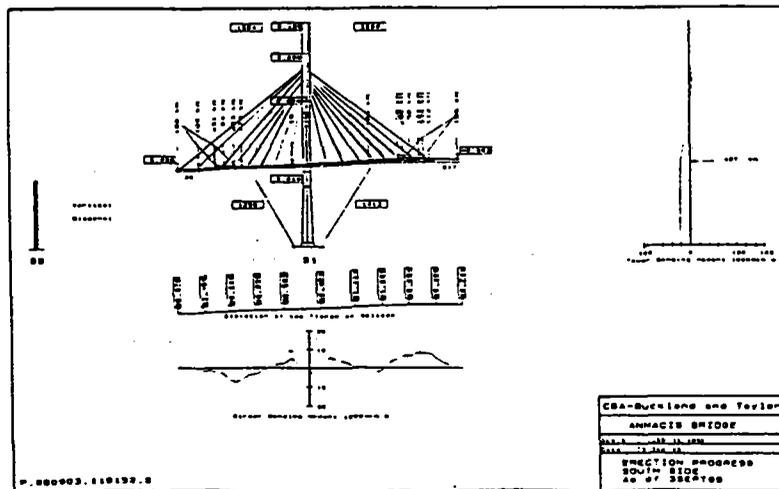


図-9.9 応力管理

5. その他

- 1) 工 費 45.7百万カナダドル (\$ 1780/m²)

斜張橋としては異例に経済的である。

- 3) 橋梁の必要度

バンクーバーから米国国境へ直接南下する高速道路と都市通勤手段として建設

6. エンジニアリング会社の役割

CBA-Buckland and Taylor は鋼桁案で入札落札したがその後コンサルタントとして下記の業務を行った。

- 1) 上下部工一式の請負設計書の作成
- 2) 設計基準の決定
- 3) 施工管理

§ 10. チャオ・ピア橋 (CHAO PHYA Bridge)

1. 橋梁概要

1.1 諸元

- (1) 発注者 : E.T.A (Expressway and Rapid Transit Authority of Thailand)
- (2) 架橋地点 : Chao Phya River Crossing at Wat Sai, Thailand (図-1.1)
- (3) 橋長(支間割) : 781.2M (46.8+57.6+61.2+450.0+61.2+57.6+46.8)
- (4) 幅員 : 33.0m 車線2 × (3.5M+3.5M+4.5M) (図-1.2, 1.3)
- (5) 形式 : 上部工 7径間連続鋼斜張橋
下部工 杭基礎

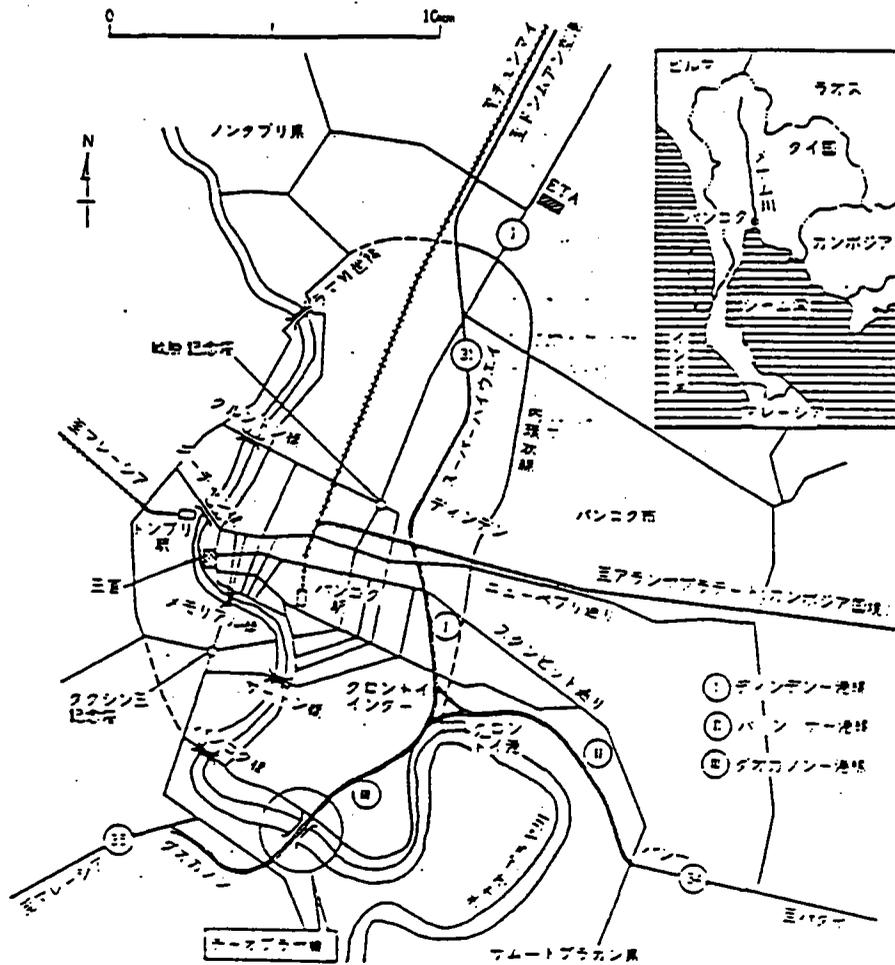


図-10.1 架橋地点

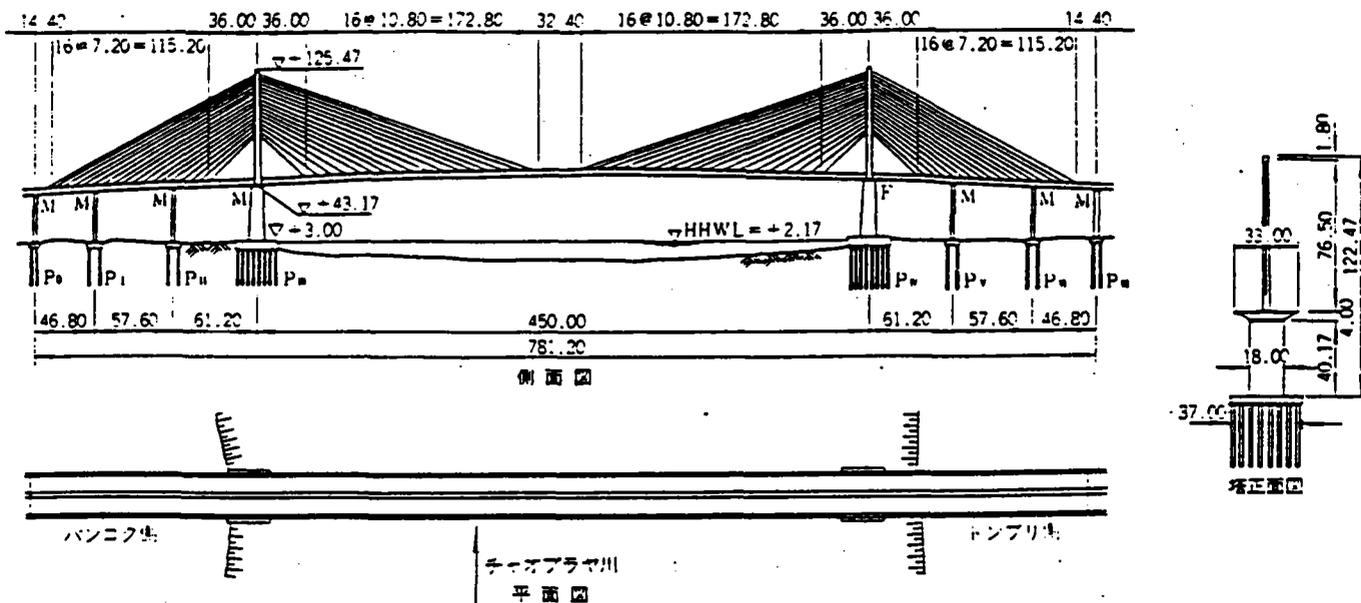


図-10.2 CHAO PHYA 橋 一般図

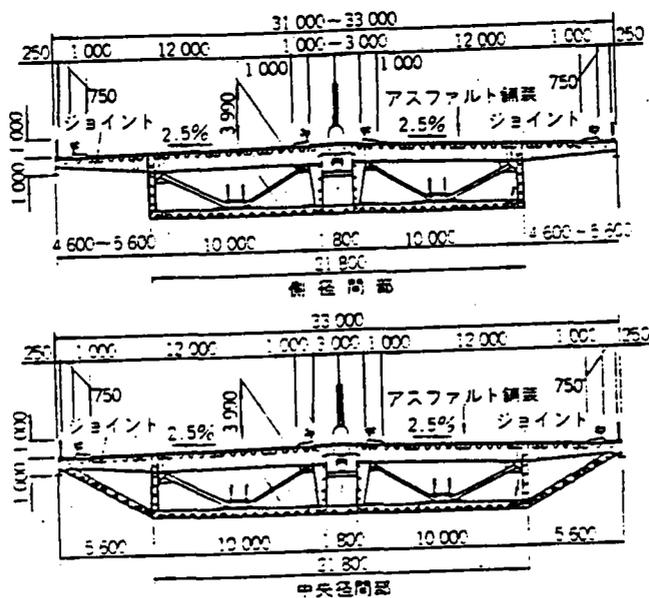


図-10.3 断面構成

1.2 構造上の特徴

- (1) 一面ケーブル斜張橋としては世界最大
- (2) ロックドコイルロープ使用 (最大径167φの実績は世界最大)
全素線亜鉛メッキ
- (3) 基本的には塔と桁とは分離構造。ただし図-1.2の支持条件を満足させるため、図-1.4のポットベアリングを設置している。(橋軸直角方向は両塔とも設置)

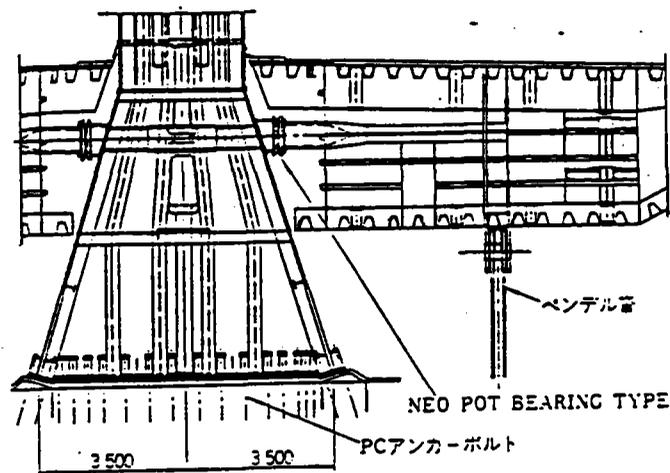


図-10.4 塔基部構造

- (4) 主桁の両面構成が側径間と中央径間とで区分されている。(図-10.3)

2. 設計思想の概要

2.1 基準

- (1) DIN1072 荷重規定

タイの実績最大荷重10軸40ton よりもDINの3軸60tonの方が影響が大であり、B.S またはAASHTOの規定よりも経済設計となることが判明した。

- (2) DIN1073 設計規定

2.2 その他の荷重

- (1) 風荷重 DIN1072により $W = 250 \text{ kg/cm}^2$
- (2) 地震荷重 0.05g
- (3) 温度変化 $\pm 20^\circ\text{C}$ (架設時 25°C)
- (4) 温度差 ケーブルとそれ以外の部分 $\pm 15^\circ\text{C}$
箱桁と塔・箱桁と上下面 $\pm 15^\circ\text{C}$
- (5) 不等沈下 Pylon位置 200MM, 中間支点25MM

2.3 解 析

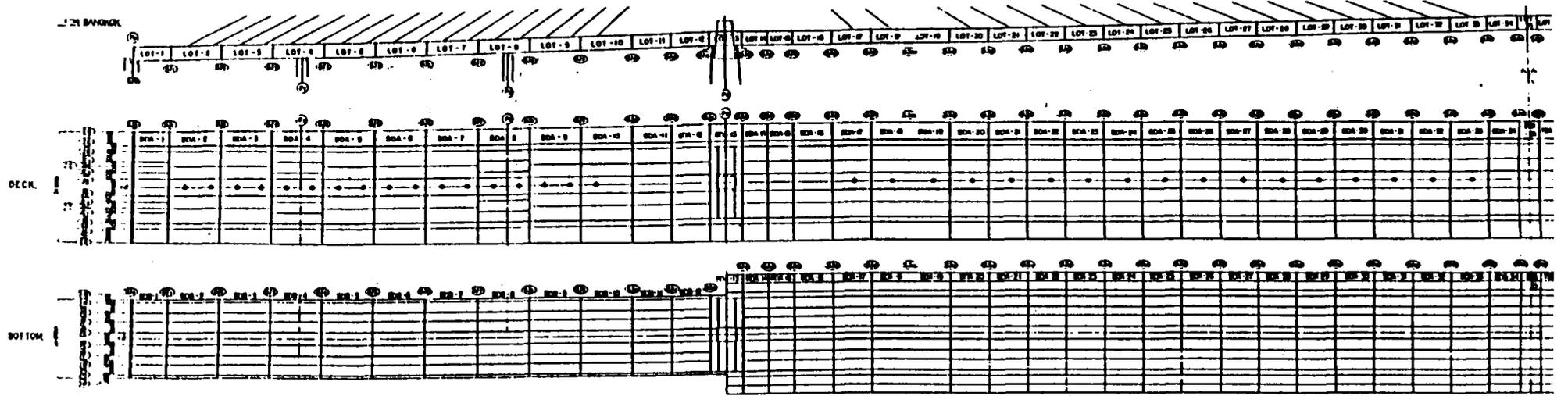
- (1) Homberg & Partner 所有の平面骨組解析, 立体骨組解析, 格子解析の各プログラムを使用
- (2) 2次理論による照査を行ったが影響は小さい。

3. 製 作

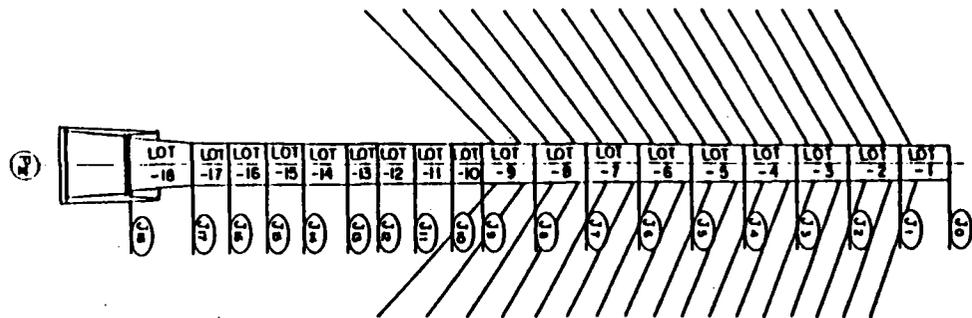
- (1) 製作要領はAASHTOによる。
- (2) 製作工場は現地鉄構品製作会社 (SME)
- (3) 材料の入手は下記の通り
鋼 板 ; 神戸製鋼 (B.S4360 Grade 50)
ケーブル ; 西独 Thyssen社
- (4) 使用鋼重

	鋼 重
主 桁	13950ton
塔	2000ton
ケーブル	1250ton
査 他	900ton
合 計	18100ton

- (5) 塔の製作 (図-3.1)
ブロック割 ; 18ブロック・ブロック重量 基部 175ton ~ 頂部23ton
許容精度 ; 3 / 1000
- (6) 桁の製作 (図-3.2)
ブロック割 ; 33ロット・17ブロック / ロット
最大ブロック重量 側径間 63ton, 中央径間 55ton
許容精度 ; ダイヤフラム間隔において 5 mm
- (7) 接合用ボルト
H.T Bolt FloT (M16, 20, 22, 24, 27, 30) を使用。
このうち, M20, 22, 24 は T.C. Bolt を適用。



図— 10.6 桁のブロック分割



図—10.5 塔のブロック分割

4. 架 設

4.1 下 部 工

- (1) 形 式 ; 杭基礎に支持された鉄筋コンクリート構造
- (2) 杭 ; 径2.0mの場所打ち杭・支持層は砂礫層 (EL-35m)

4.2 上 部 工

(1) 概 要

全体の架設段階を図-4.1に示す。BANGKOK 側とTHONBURI側は下部工完了時期，上部工架設用大型クレーンの転用の関係から，架設着手時期をずらせている（約3ヶ月）。

その後種々の調整により，中央径間の桁架設は1 Lot 遅れの工程となり，この状態で閉合まで進む見込みである。

(2) 側径間の架設

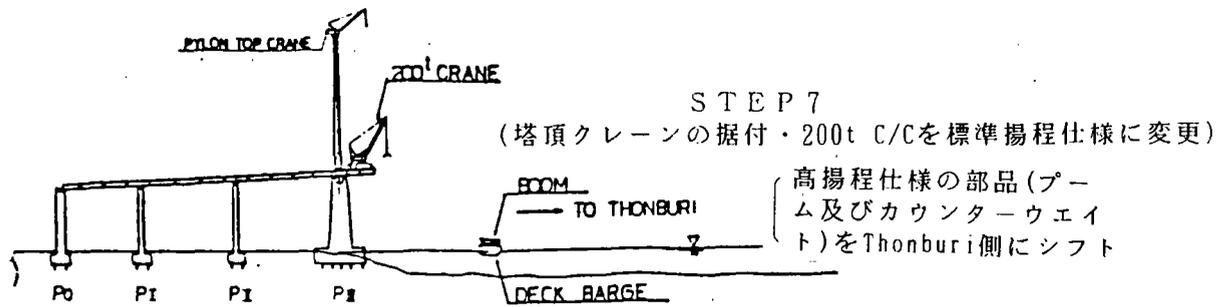
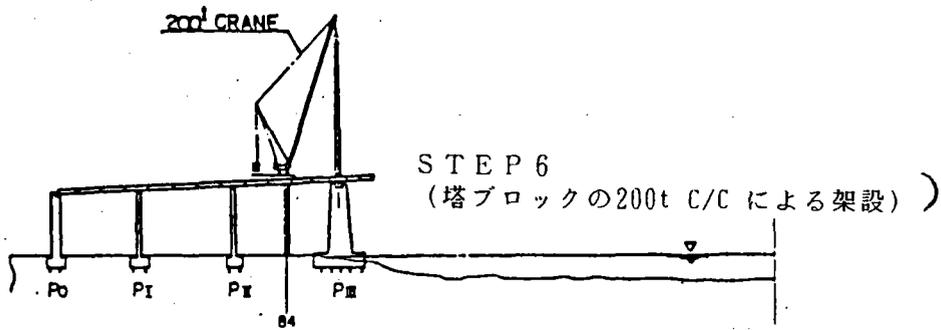
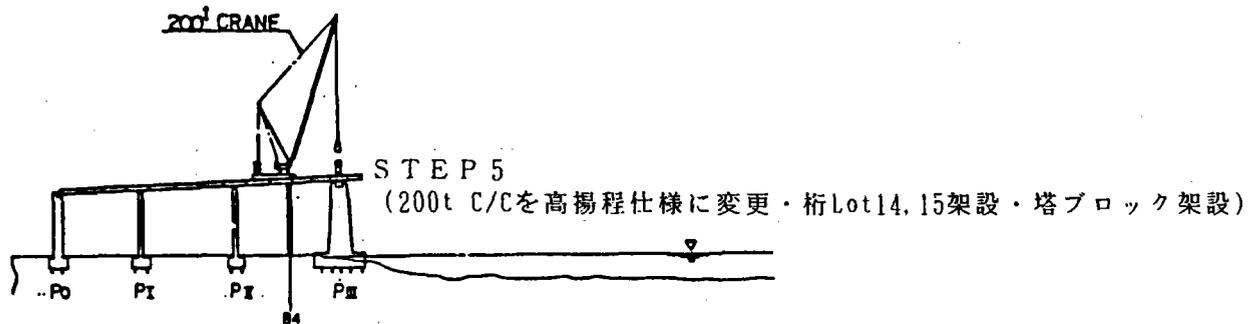
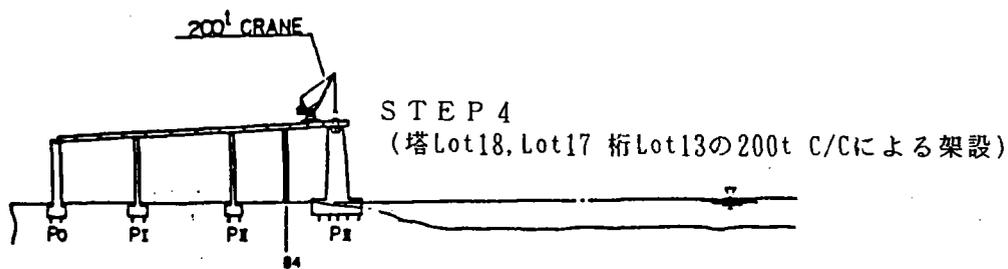
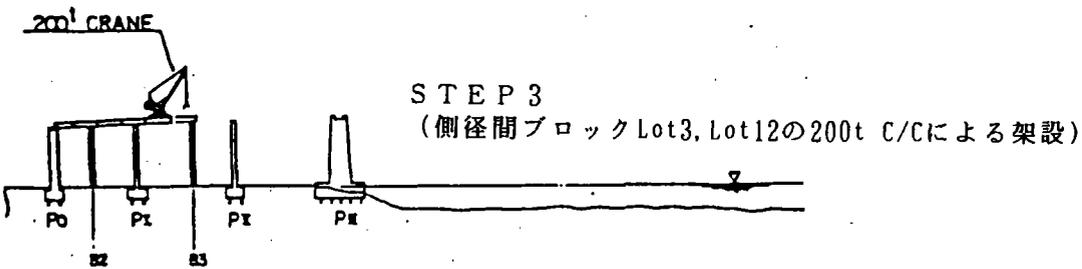
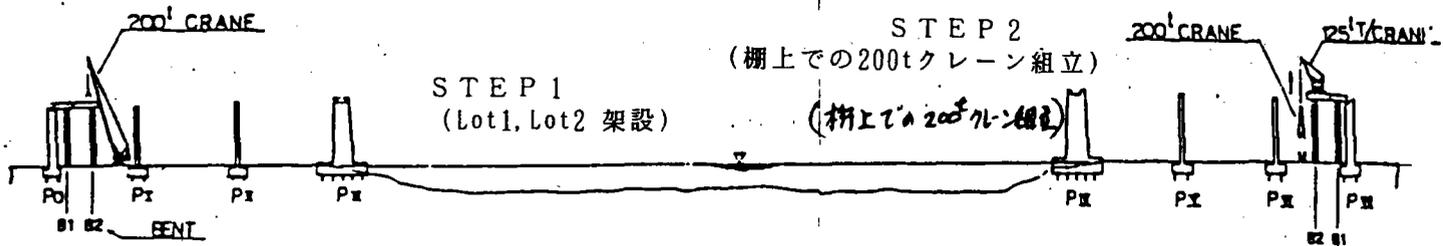
- a) 200tc/cを使用したベント工法
- b) 仕様及び最大ブロック重量は次の通りである。

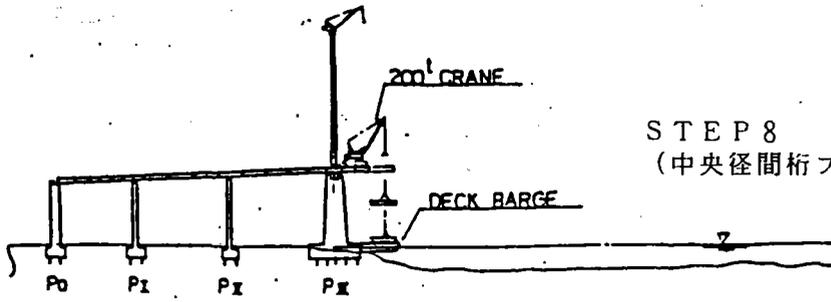
	ブーム長	作業半径	吊能力	最大ブロック重量
Step 1, 2	57.0m	12.0m	62.5ton	58ton
		28.0m	24.9ton	
Step 3, 4	27m	7.0m	100.0ton	63ton
		20.0m	33.7ton	

(3) 塔の架設

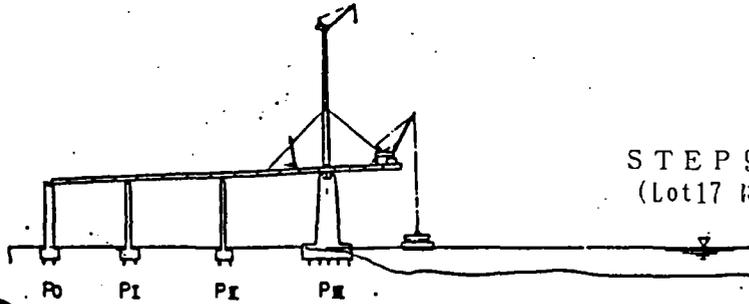
- a) 高揚程仕様に改造した 200tc/c による架設
- b) 仕様及びブロック重量は次の通りである。

	ブーム長	作業半径	吊能力	最大ブロック重量
Step 5, 6	96.0m	19.0m	40.0ton	27.0ton
		54.0m	19.0m	73.0ton

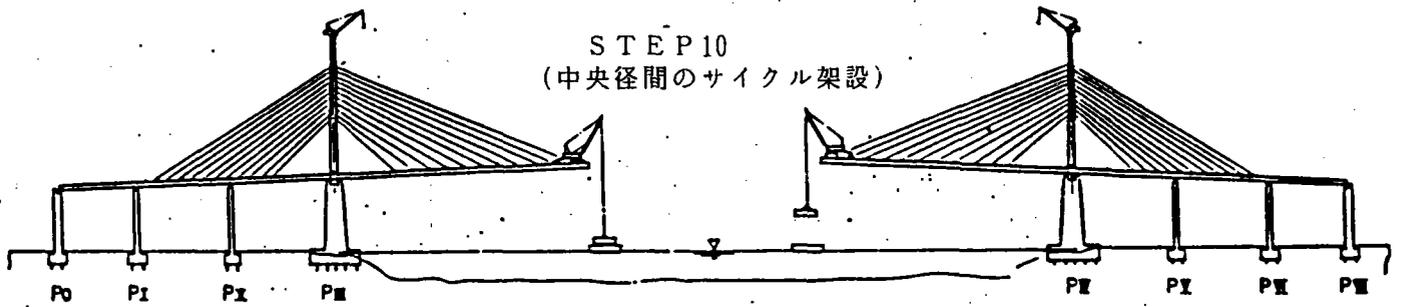




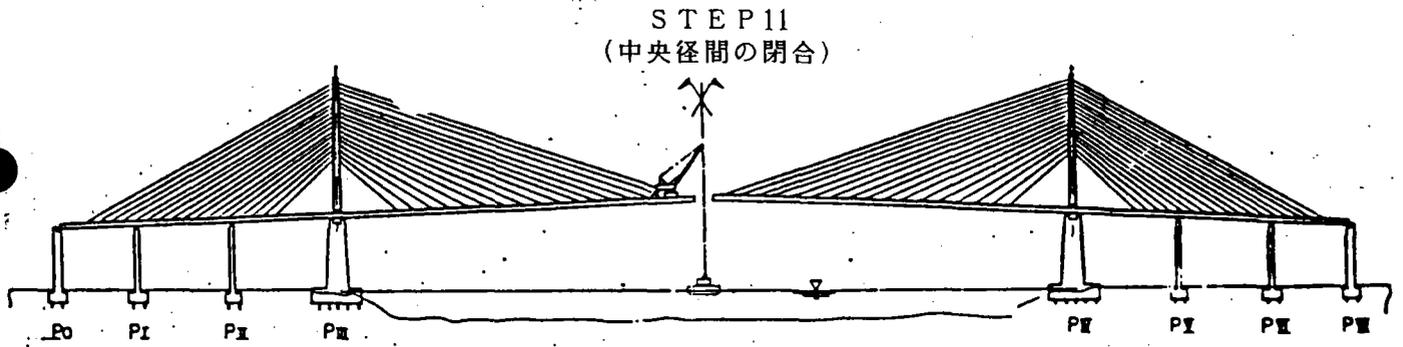
STEP 8
(中央径間桁ブロックの架設・Lot16, 17)



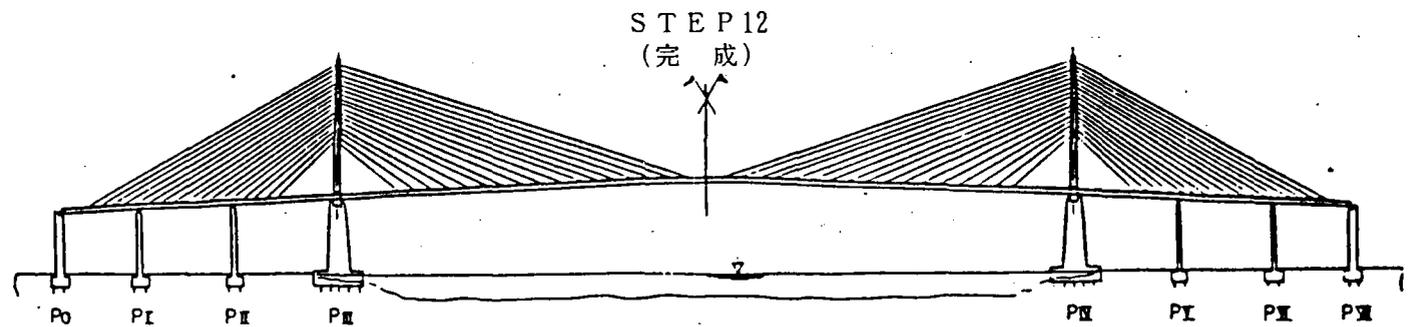
STEP 9
(Lot17 にケーブル緊張→サイクル架設)



STEP 10
(中央径間のサイクル架設)



STEP 11
(中央径間の閉合)



STEP 12
(完成)

(BANG KOK 側)

(THONBURI 側)

(4) 中央径間の架設

a) 200tc/c 2 台による直下吊上げ一括張出架設工程

b) 仕様及びブロック重量は次の通りである。

	ブーム長	作業半径	吊能力	最大ブロック重量
Step7	27.0m	9.4m	200.0ton	191ton

c) 鋼床版についてはデッキプレートは全てH.T.Bolt継手、その他ウェブ、ボトムプレートは全てH.T Bolt継手である。

d) 橋面位置に吊上げ後、既設桁と仮固定させた、仮固定要領は次の通りである。

① ウェブH.T Boltのうち下部1/2を締付

② ボトムのH.T Bolt全量締付

③ デッキ上面の引張材の緊張 (図-4.2)

e) 次にデッキプレートのルートギャップ等の調整後、本溶接を行った。溶接はサブマージアーク溶接法である。

f) 溶接完了後、ウェブ上部1/2のH.T Bolt締めを行ない、1サイクルが完了する。

g) 閉合時セットバック量 365ton/100mm

h) 足場関係

図-10.7 示すシンプルな移動安全足場を適用。

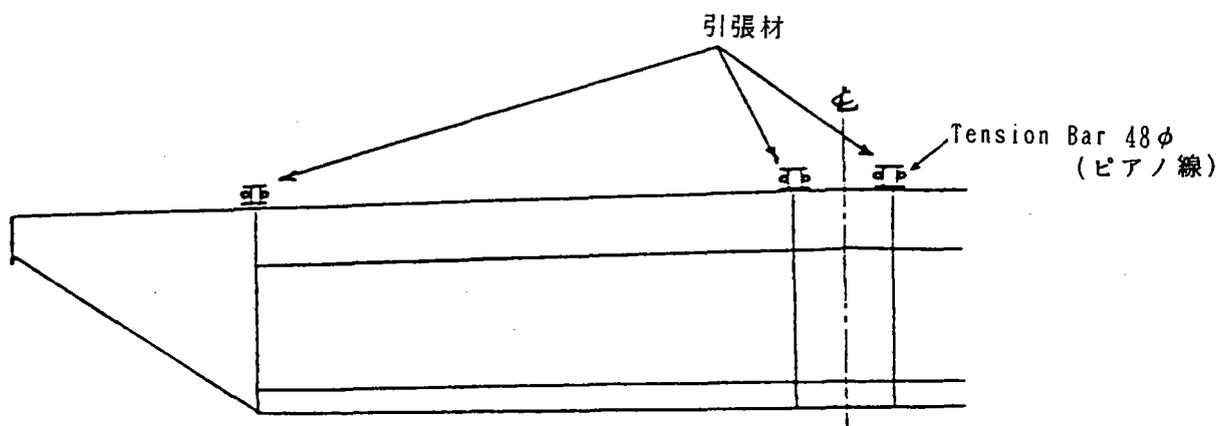
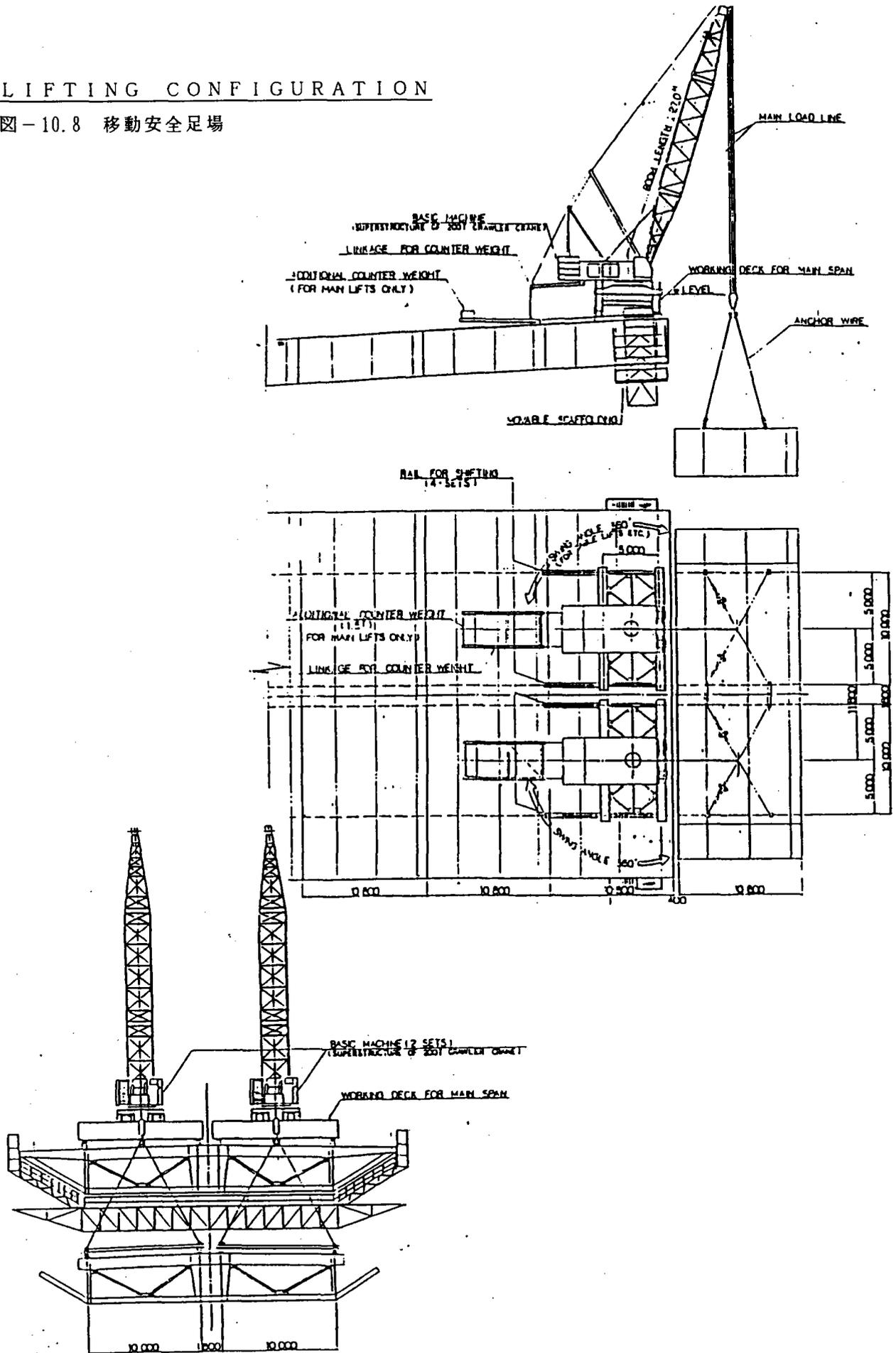


図-10.7 桁ブロック仮固定時デッキ上面引張材の配置

LIFTING CONFIGURATION

図-10.8 移動安全足場



NOTE

THE CRANE SHALL BE LEVELLED BY LEVELLING DEVICE (SEE DRG. 2-1140-2) EQUIPPED IN THE REAR GARDER.

(5) ケーブル

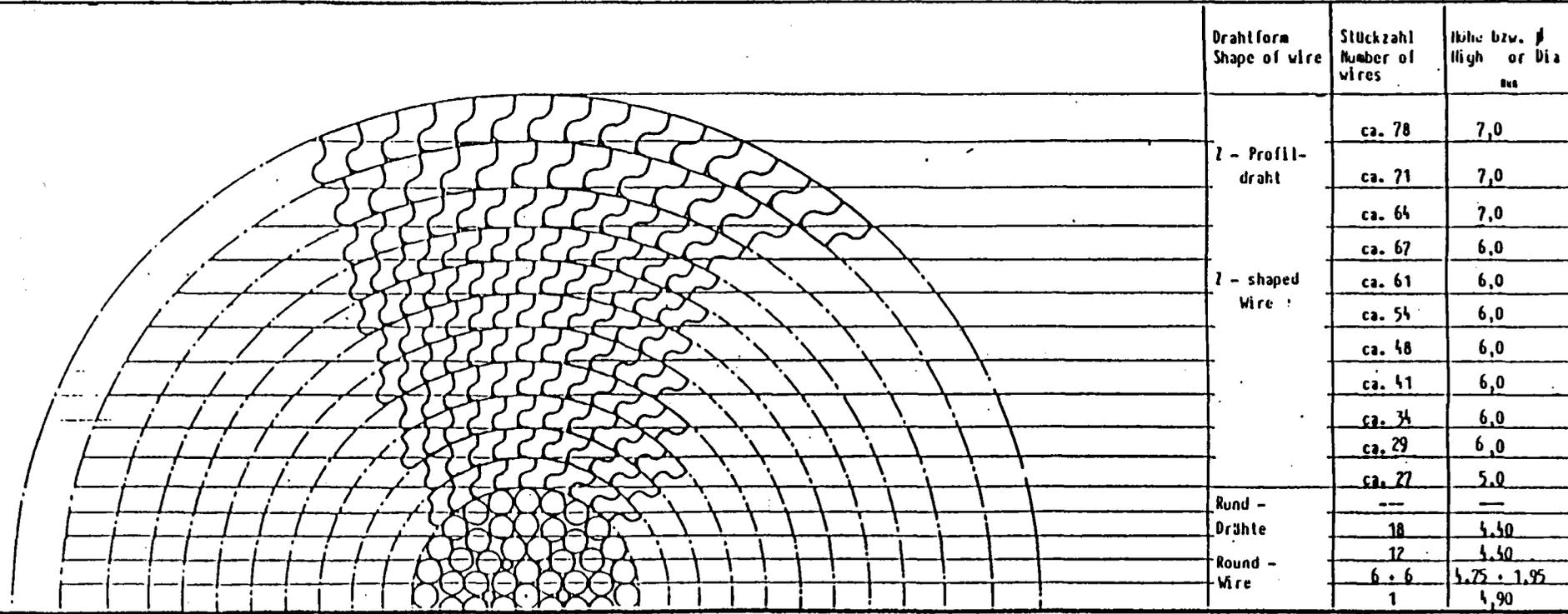
a) 仕様 (図-10.9)

- ① ロックドコイルロープ (DIN2078(丸素線) 及びDIN 779(Z素線))
- ② 全素線亜鉛メッキ
- ③ 引張強度 ; $16.0\text{t}/\text{cm}^2$
- ④ ヤング係数 ; $1600\text{t}/\text{cm}^2$

b) ケーブルの配置及び諸元を図-4.5に示す。

c) 架設 (図-4.6)

- ① 中央径間の架設に伴い、側径間→中央径間の順に架設する。
- ② Step1 ; ケーブルを桁上のアンリーラに設置し、ウインチで引出し、展開する。
- ③ Step2 ; ケーブルを塔側から定着する。塔頂クレーンによって吊上げ、塔内のチェーンブロックで引込み、所定位置に定着する。この場合、曲がりの悪影響を防止するため、ガイドフレームを使用する。
- ④ Step3 ; 桁側ケーブルの1次引込み
Step4 ; 桁側ケーブルの2次引込み、ソケット先端にロッドを連結し、引張ジャッキにて、所定張力を導入する。



Drahtform Shape of wire	Stückzahl Number of wires	Höhe bzw. ϕ Height or Dia mm
Z - Profil- draht	ca. 78	7,0
	ca. 71	7,0
	ca. 64	7,0
Z - shaped Wire	ca. 67	6,0
	ca. 61	6,0
	ca. 54	6,0
	ca. 48	6,0
	ca. 41	6,0
	ca. 34	6,0
	ca. 29	6,0
	ca. 27	5,0
Rund - Drähte	18	4,50
Round - Wire	12	4,50
	6 + 6	4,25 + 1,95
	1	4,90

Project:
Material: THYSSEN Brückenseile
vollverschlossene Spiralseile
THYSSEN "BIG 1" Bridge Cable
fully locked Coil Spiral Strand

THYSSEN DRAHT AG
Telefon: 77.546 / 1-4
Index "a"

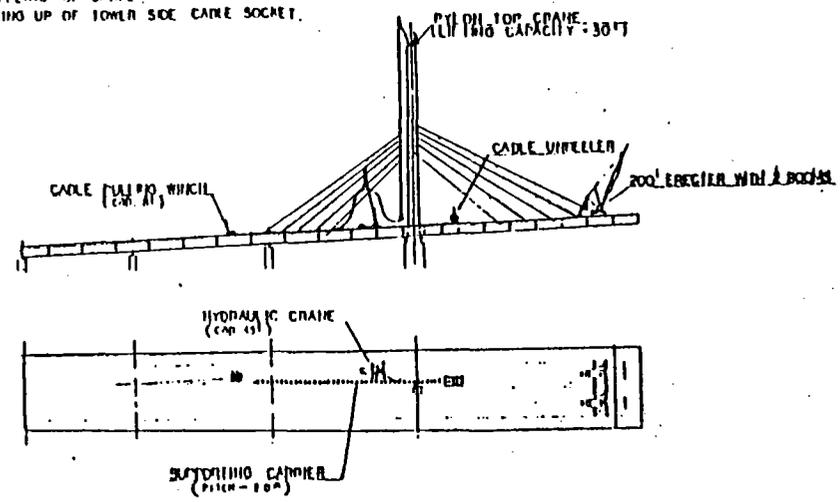
Sollnenn Durchmesser	167	mm
metall. Querschnitt	19650	mm ²
Nennfestigkeit, mittlere 155 kp/mm ²	= 1520	N/mm ²
rechn. Bruchkraft 3040 Mp	= 29820	kN
Mindestbruchkraft 2800 Mp	= 27470	kN
Längengewicht ca.	167	kg/m
Soll- ϕ -toleranz	5	%
E-Modul	160000	N/mm ²
Runddrähte gemäß	DIN 2078	
Z-Profildrähte gemäß	DIN 779	
Oberfläche der Runddrähte	zink/verzinkt	
Oberfläche der Z-Profildrähte	zink/verzinkt	
Zinkauflage	DIN 2078, DIN 779	
- Runddrähte	270	g/m ²
- Z-Profildrähte	300	g/m ²
Innenkonservierung	Zinkstaubfarbe	

nominal rope diameter	6.57	Inch
metallic area	30.46	sq. Inch
nominal tensile strength, average	220461	p.s.i.
nominal aggregate breaking load	322384	short tons (2000lbs)
minimum breaking load	296978	short tons (2000lbs)
approx. mass	112.2	lbs/ft
rope-dia-tolerance	5	per cent
modulus of elasticity	23206400	p.s.i.
round wires in according to spec.	DIN 2078	
Z-shaped wires in according to spec.	DIN 779	
surface of round wires	zink/galvanized	
surface of Z-shaped wires	zink/galvanized	
weight of zinc coating	DIN 2078, DIN 779	
- round wires	0.886	oz/sq.ft
- Z-shaped wires	0.984	oz/sq.ft
lubrication	zinc dust paint	

図-10.9 ロックドコイルロープ (167φ) の詳細及び製造管理シート

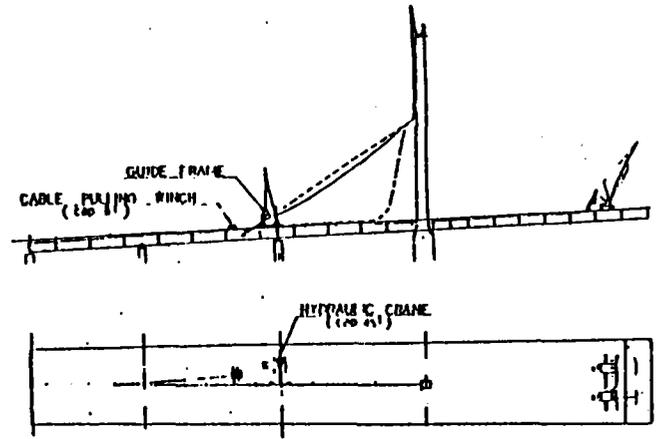
STEP-1

UNREELING OF CABLE.
LIFTING UP OF TOWER SIDE CABLE SOCKET.



STEP-3

SETTING OF GIRDER SIDE SOCKET



STEP-2

SETTING OF TOWER SIDE SOCKET

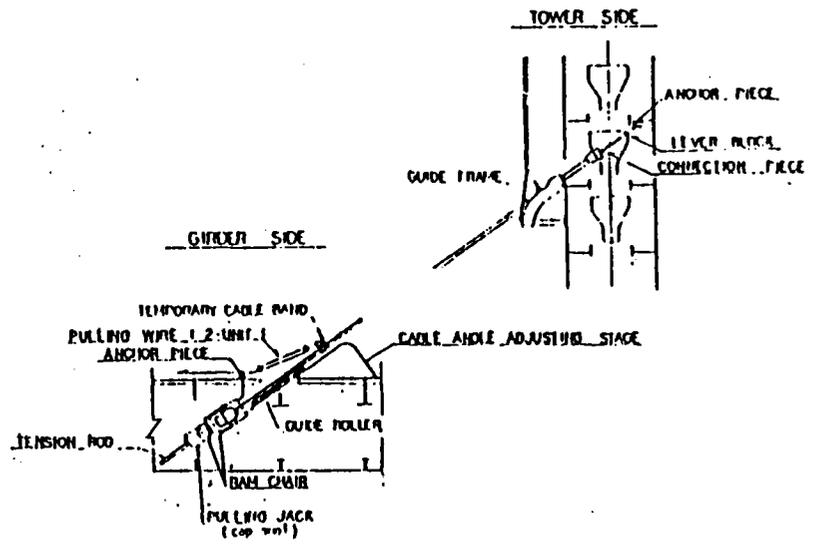
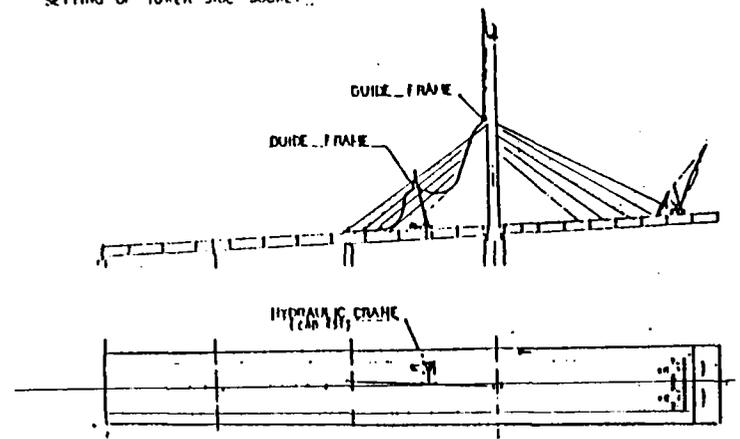


図-10.11 ケーブル架設要領

4.3 形状管理

- (1) ケーブル張力及び桁のたわみ両方に着目した管理を行い、架設ステップ毎に最適シムを決定して進めている。
- (2) ケーブル張力の測定はテンションメータによっている。

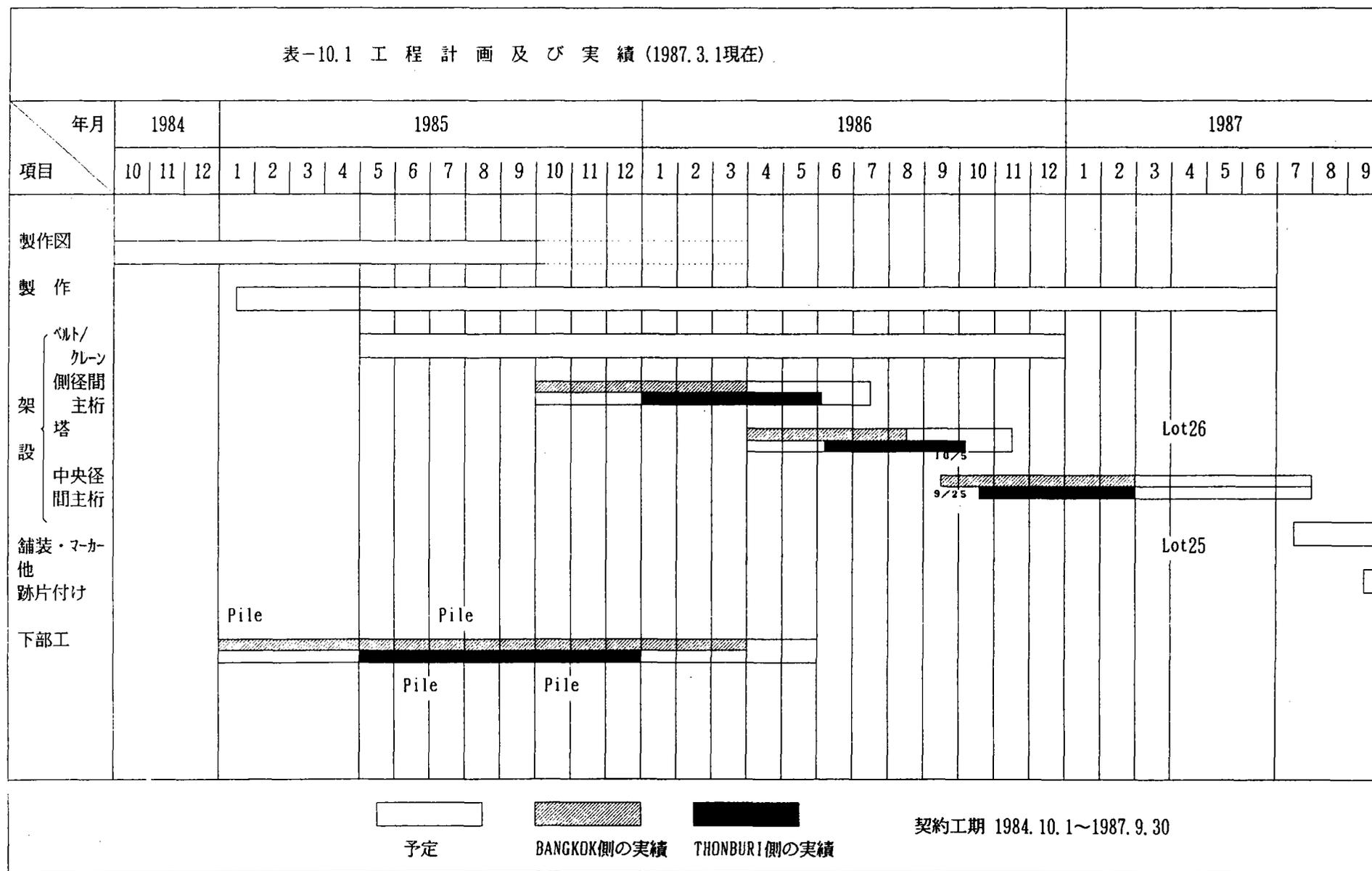
4.4 耐風対策

- (1) コンサルタントの段階で完成系における自励振動及び限定振動に関して、計算により検討している。その結果、桁の自励振動の限界風速は $V_{cr}=90\text{m/sec}$ であり充分安全である。また渦励振は塔については、 7m/sec で発生するが、ケーブルの抵抗があり実用上問題なしという見解であった。
- (2) 日立造船側にて風洞試験を実施した（架設系・完成系）。その結果、架設時の塔に対してワイヤ方式の制振装置、完成時の桁及び塔の限定振動に対してTMD方式の制振装置を設置することに決定した。

4.5 工期

表-4.1の通りであり、契約工期は1984年10月1日から1987年9月30日である。

表-10.1 工程計画及び実績(1987.3.1現在)



5. その他

5.1 総工費

約96億円（上部68億円，下部工28億円）

内容的には，円建て分70%，パーツ建て分30%

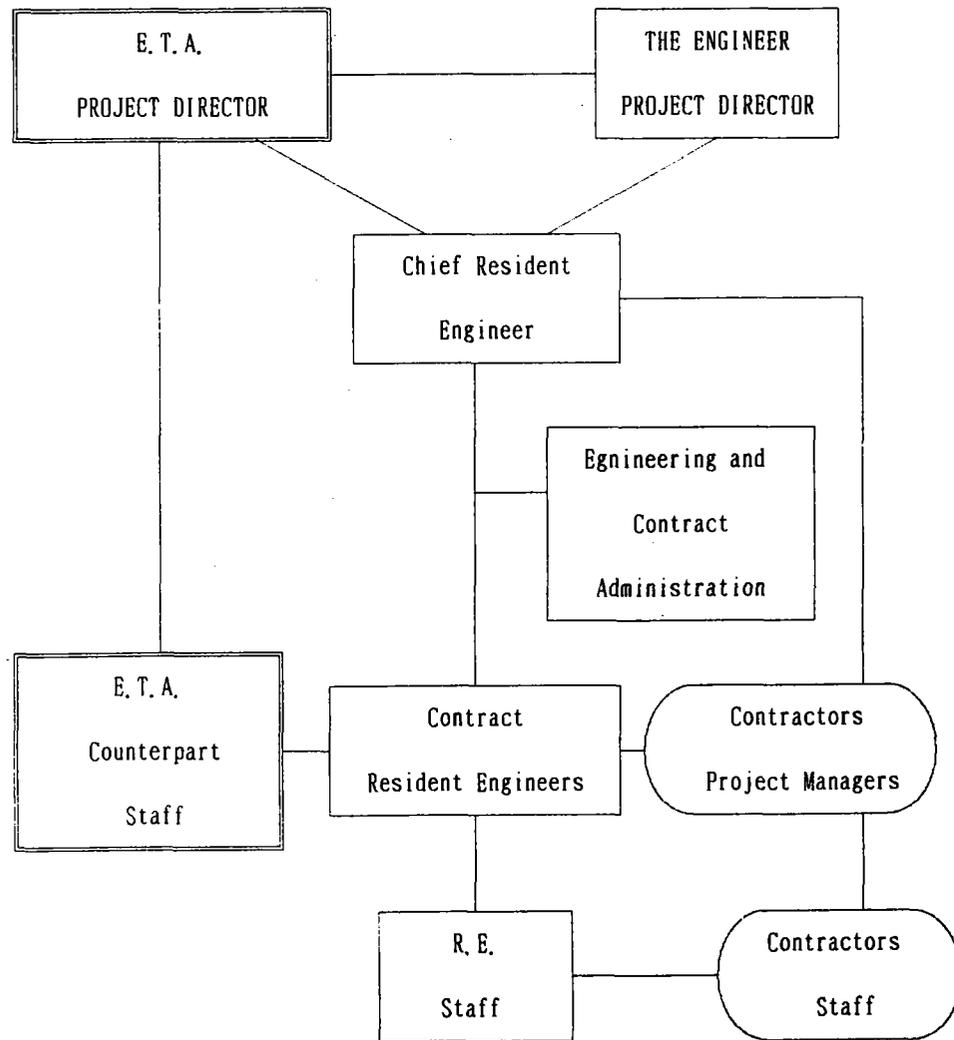
5.2 施工体制

工事全体のプロジェクト組織を図-10.12 に示す。

斜張橋の請負者は図のContractor No 1 の Consortium であり，その構成は下記の通りである。

Consortium G.P.M ; 日立造船(株)
上部工担当 ; 日立造船(株)
下部工担当 ; 東急建設(株), CH. Kanchang (タイ)
鋼材 ; (株)神戸製鋼
契約業務 ; 日商岩井(株)

PROJECT ORGANIZATION



Client = Expressway and Rapid Transit Authority of Thailand

Engineer = Peter Frankel International Ltd. (U.K.) エンジニアリング統括
 Parsons Brinckerhoff International Inc. (U.S.A.) 工程管理
 Dr. Ing. Hellmut Homberg and Partner (W. Germany) 斜張橋の設計
 National Engineering Consultants Co., Ltd. (Thailand)

Contractor No1 Cable Stayed Bridge = Dao Kanong Bridge Consortium
 No2&3 Approach Bridge = Consortium Chao Phya
 No4 Suksawat Interchange = Consortium Chao Phya

図-10.12 Chao Phya河横断道路建設プロジェクト