

3-1-10 雄冬岬トンネルの災害復旧

(1) 概要

昭和56年に最後の不通区間として残っていた雄冬岬トンネルが完成し、沿線住民をはじめ関係者は、待望久しかった念願がかなない喜びに湧いた。

しかし、開通後40日で北坑口の急崖地区間において約24万 m^3 、60万tともいわれる大崩落(崩壊性地すべり)が発生し、巻出部分103mの中60mを押しつぶし、再び交通途絶に陥った。

幸いにして人身事故を招く結果とはならなかったが、復旧は未経験な要素が多かったこともあり、難工事となった。

(2) 被災原因

今回、被災した原因は、岩盤の長期的な強度劣化と浸透水による間隙水圧作用ならびに凍結融解の繰り返し作用などが複雑かつ相乗的に作用し、加えて昭和56年の異常豪雨が上記の物理的作用を促進したため、斜面の安定を欠いて招いた崩壊性地すべりであることが各種調査の結果、判明した。

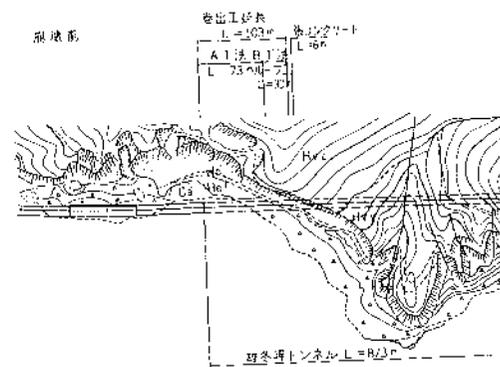


図3-1-61 崩壊前平面図

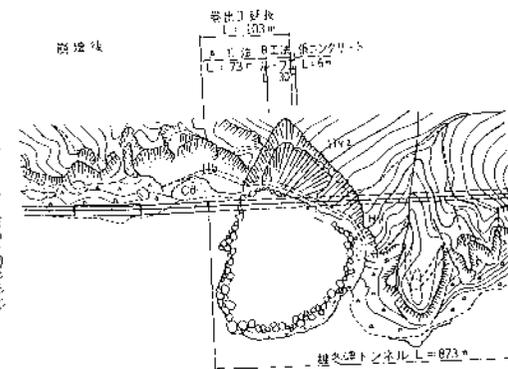
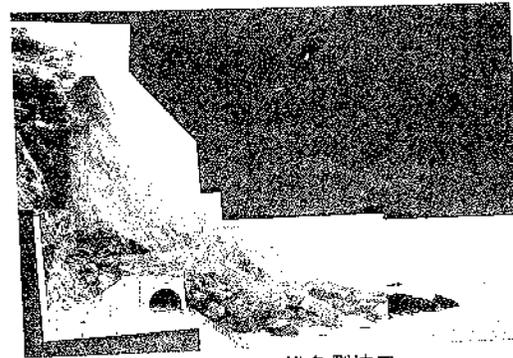


図3-1-62 崩壊後平面図



写3-1-50 雄冬側坑口

雄冬岬トンネルの災害

昭和56年12月19日土曜日の午後7時ころだったと思うが、私宅へ坂田所長より雄冬岬トンネルが潰れたらしいとの連絡が入った。落石で巻出部に穴があいた程度と勝手に想像し、土曜日の夜でもあったので、所長とマイカーで浜益に向かった。事業所でジープに乗り換え、現場へ直行すると、雄冬岬トンネルの北口巻出部が土砂に埋まっている状態であった。しかし、その時はトンネルの中から見ただけであるので、外の崩落規模は一切判る状況にはなかった。

翌日の新聞報道で驚いた。「雄冬再び陸の孤島」とトンネル崩壊が報じられており、災害の全容を知らされたのである。

早速、新山道路調査課長をチーフに、現地調査班が編成され、早朝に札幌を出発し、増毛回りで現地を視察した。

かつてない大規模な崩壊性地すべりを目前にして驚くばかり。まったく想像を超えるものであり、自然の威力のおそろしさを身をもって感じた。

完成供用40日で…どうしようもない無気力感が全身をおおい、言葉では言い表せない気持ちでいっぱいだった。

その後、復旧工法、復旧時期について専門家を招へいし、種々検討を重ね、関係機関との協議を行い、復旧について方向が定まったのが3月下旬であった。

ここで、私は、樺加内道路改良事業所への配置転換が決まり、後任に委ねることになった。私は、勤務した2年間で、開通式の慶事と崩落災害の2つの大きな出来事に遭遇したわけであるが、この貴重な経験をこれからも何かに生かせたらと考えている。 (小笠原 忍)



写3-1-51 被災現場



写3-1-52 被災現場

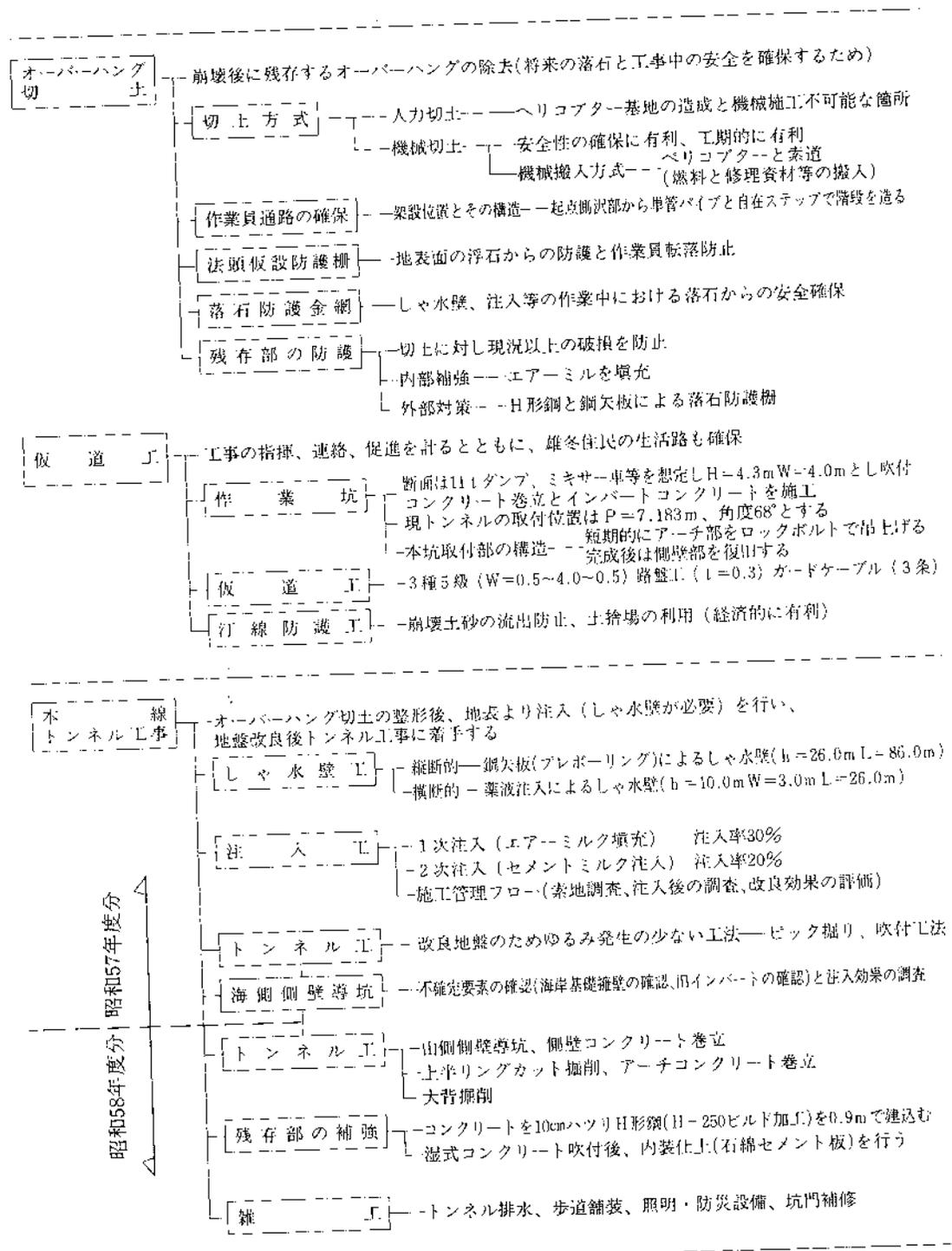
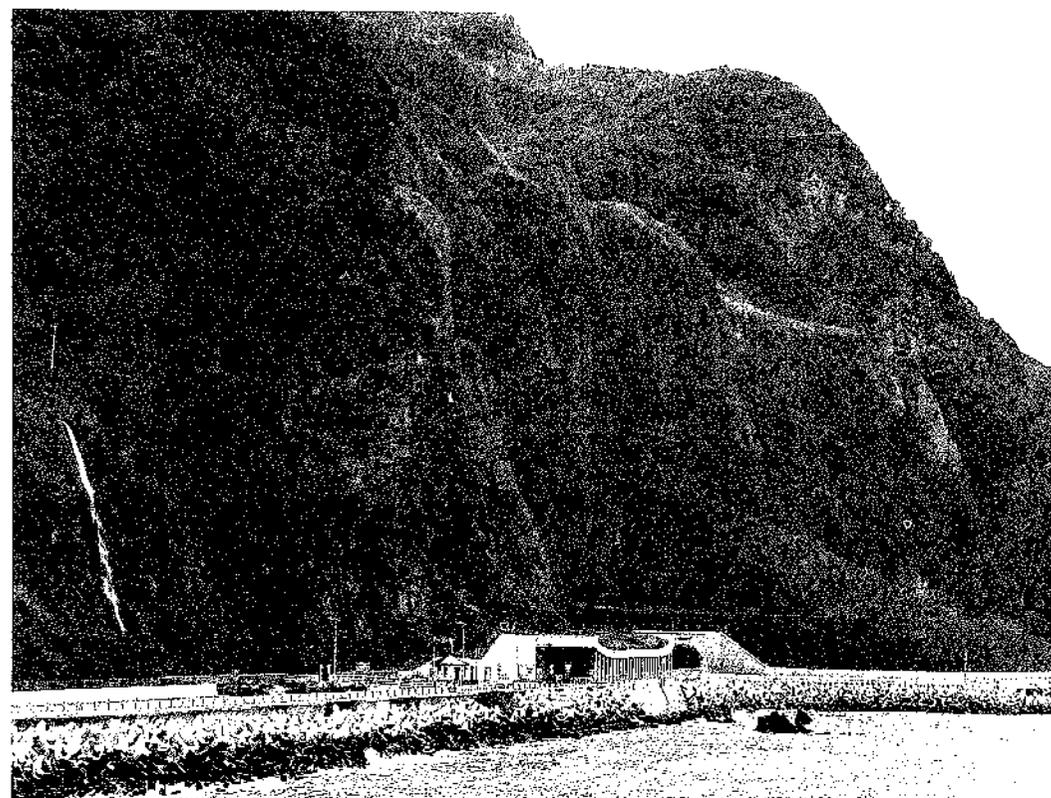


図3-1-67 復旧工事フロー

(4) 施 工

選定したトンネル工法の詳細設計にもとづき施工を実施したところ、次のような変更および結果が挙げられる。

- 1) 設計の前提条件として、インパットおよび基礎部は損傷を受けていないと考えていたが、導坑掘削をしたところ、崩落エネルギーの中心部とみられる20数m区間において損傷が著しいことが判明し、補強や注入による基礎改良を実施した。
- 2) トンネル周辺地山は、おおむね目標強度まで改良され、透水係数についても $10\text{cm}^2/\text{sec}$ まで改良されたため、掘削時には湧水のみとめることなく、順調に掘削をすることができた。
- 3) 吹付コンクリートの採用と人力掘削により、ゆるみ領域の拡大を防止できたことが、地圧計測の結果、検証された。

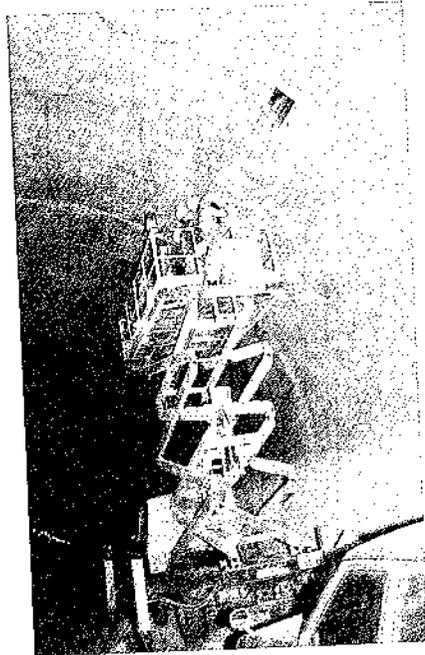


写3-1-53 完成遠景

3-1-11 トンネル付帯設備

(1) 照明設備

トンネル照明は一般道路部と違い、昼間における照明が必要となる。昼間時にトンネル出入口部を通過する際、視覚組織の「明暗順応」が遅れ、交通事故などの原因となるが、照明設備（入口照明）によって対処することができる。照明器具の光源は、自動車排気ガスによる透過性の低下を防止することが必要であり、透過性の良好なナトリウムランプを選定している。照明設備は安全走行のうえで不可欠なものであり、延長100m以上のトンネルには設置することとしている。



写3-1-54 照明取付

(2) 防災設備

道路トンネル内において、火災その他事故が発生した場合、いち早く事故の発生を警察、消防管理事務所などへ通報し、臨機応変な処置を行わなければ、二次的な災害も発生する危険性がある。特に火災事故の場合には空間が限定された特殊な環境であるため、後続車や対向車に火災が拡大し、大きな災害になる恐れがある。このため、これらの事故に備え、トンネルには次のような各種非常用設備を設けている。

- ・通報装置 押しボタン式通報装置、非常電話
- ・警報装置 坑口警報表示板（点滅灯、警告灯、音信号発信機を含む）
- ・消火装置 消火器
- ・避難誘導設備 方向転換所、誘導表示板

当路線の防災設備計画に当っては、滝の沢、ルーラン、太島内、赤岩の4トンネルおよび二ツ岩、つばめ岩、千代志別、ガマタ、タンパケ、雄冬岬の6トンネルを各々一連のトンネルと考え、その機能が合理的かつ効果的に働くように、トータルシステムとして考えられている。

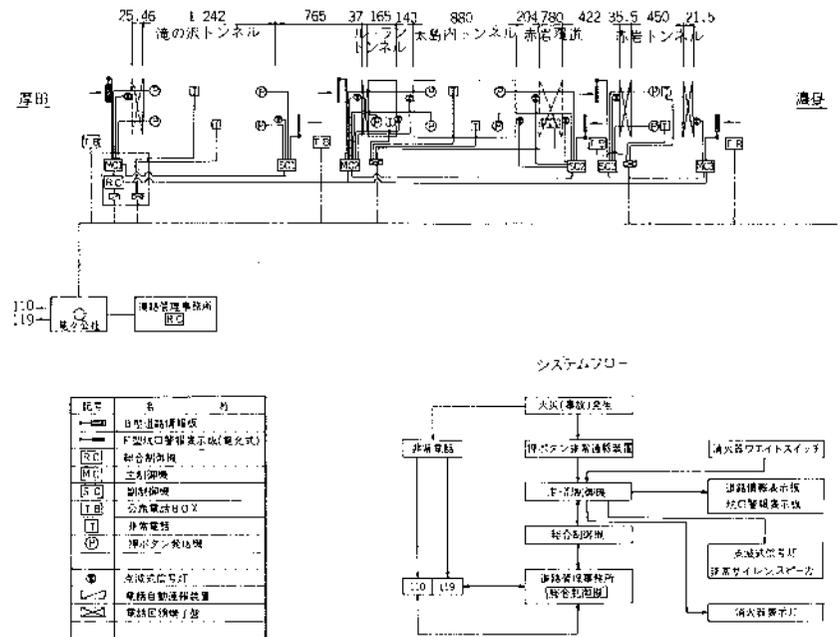


図3-1-68 防災設備システム系統図（滝の沢～赤岩トンネル）

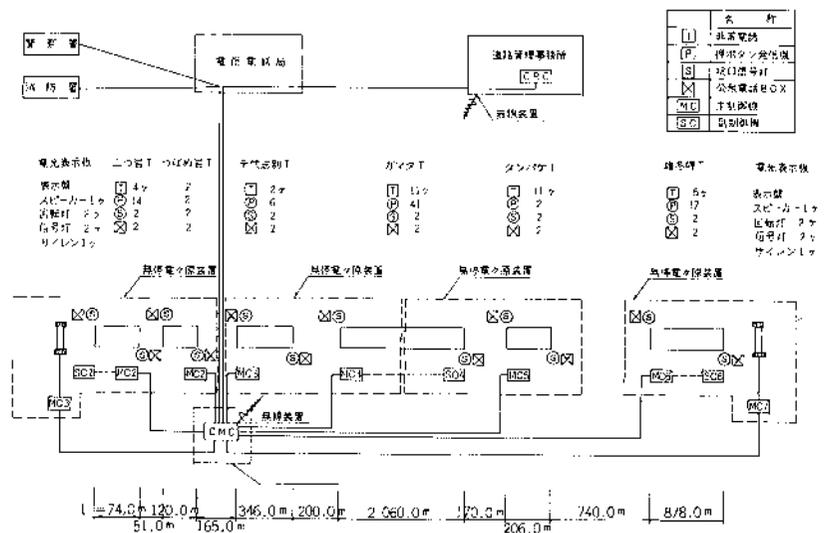


図3-1-69 防災設備システム系統図（二ツ岩～雄冬岬トンネル）

(3) 換気設備

車両の排気ガスによるトンネル内空気の汚染を防ぐため、道路トンネルでは換気は不可欠である。延長の短いトンネルでは自然換気で十分であるが、延長が長く交通量が多いトンネルでは機械換気設備が必要となる。

換気方式には次のようなものがある。

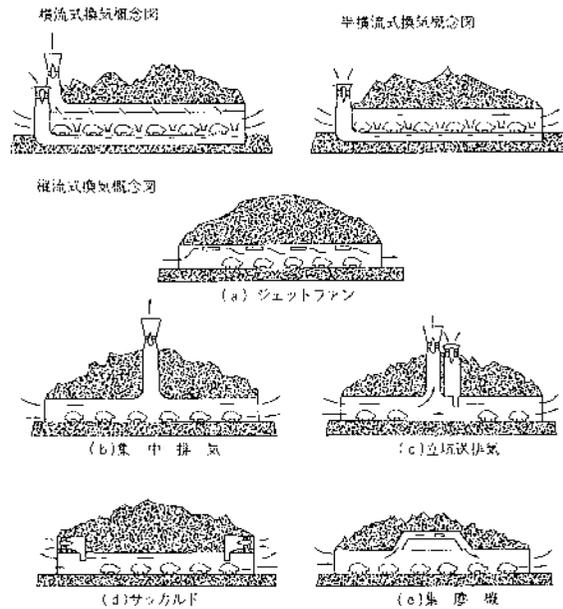
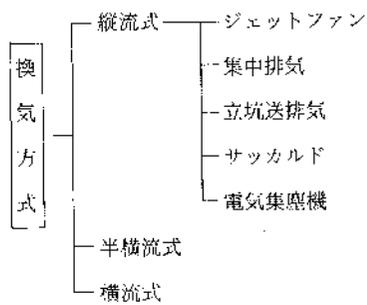


図3-1-70 換気方式の種類

ガマタトンネルは、2,060mと延長が長く、将来の交通量の増加に伴って機械換気設備を計画している。換気方式は、換気効果、経済性（交通量の伸びに応じた段階建設が可能）より判断し、ジェットファン方式が適当と考えられる。

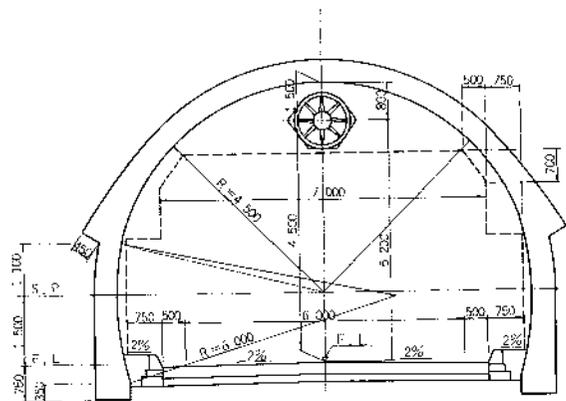


図3-1-71 ジェットファン取付計画図

3-2 橋 梁

3-2-1 橋梁の概要

一般国道231号には、北海道の母なる川「石狩川」を渡る石狩河口橋から、浜益村、増毛町境界付近の、とど岩橋まで大小27橋が架橋されている。

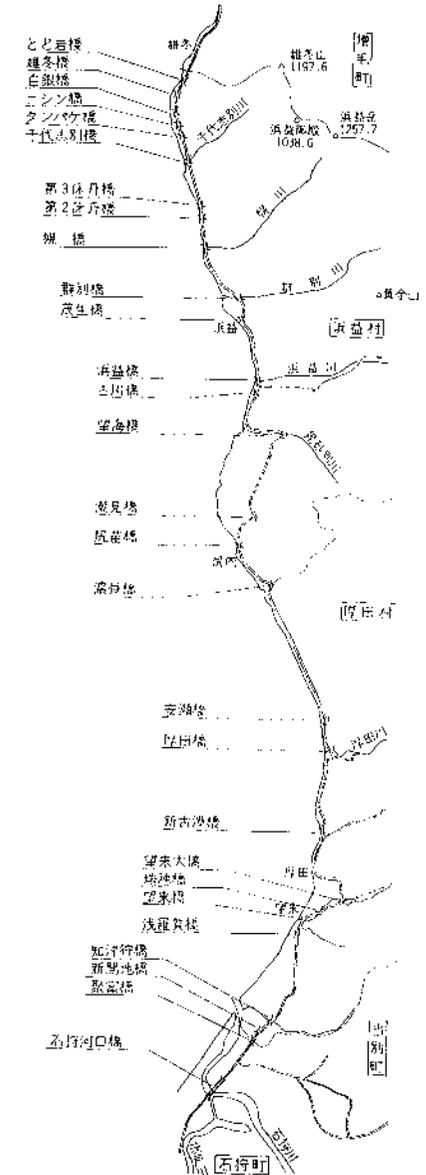


図3-2-1 橋梁位置図

表3-2-1 橋梁の概要

橋名	所在地	河川名	橋長(m)	巾(m)	橋面積(m ²)	橋種型式	下部型式
石狩河口橋	石狩町	石狩川	1,125	(10.5) 7.0	11,813	4径間連続合成ゲタ 4@61.9-247.6-1連 2径間連続合成ゲタ 2@61.9=123.8-1連	RCラーメン 鋼管グイ基礎
聚富橋	石狩町厚田村	シツブ川	288	(10.5) 7.0	3,024	3径間連続斜張橋 64.0-160.0-64.0	RCラーメン 鋼管グイ基礎
新開地橋	厚田村知津狩	新開地川	14	(8.5) 6.5	119	鋼非合成IIゲタ (既製橋)	RCL型式 PCグイ基礎
知津狩橋	"	知津狩川	17	(8.5) 6.5	145	鋼非合成IIゲタ (既製橋)	RCL型式 PCグイ基礎
浅羅賀橋	厚田村望来	マサリカッ川	48	(8.5) 6.0	408	鋼単純合成ゲタ 1@47.0	鋼管グイ22m RCL型式
望来橋	"	望来川	13	(10.0) 6.0	130	PS床板 1@12.0	RC重力式
瑞穂橋	"	"	28	(8.5) 5.5	238	鋼単純合成ゲタ 1@27.0	"
望来大橋	"	"	22	(8.5) 5.5	187	PS単純床版 5.5-9.5-5.5	"
新古潭橋	厚田村古潭	古潭川	36	(11.0) 6.0	396	鋼単純合成ゲタ 1@35.1	鋼管グイ 16.5-18m RC逆T式
厚田橋	厚田村厚田	厚田川	25	(8.5) 6.5	213	鋼単純合成ゲタ 1@24.2	RC重力式
安瀬橋	厚田村安瀬	無名川	70	(18.0) 6.5	1,260	プレテンPCホロースラ ブ3@-23.2	直接基礎 RC・逆T式
渡登橋	厚田村浜益村	界瀬谷川	11	(8.5) 6.5	94	PS単純Tゲタ	RC逆T式
尻苗橋	浜益村尻苗	浜益村尻苗	18	(7.5) 6.0	135	RC・Tゲタ 1@17.5	RC重力式
潮見橋	浜益村送毛	送毛川	130	(8.5) 6.5	1,105	3径間連続鋼板ゲタ " ホーロースラブ	深礎構造 逆T式 はね出し円形
			99	(7.5) 6.5	743	3径間連続鋼板ゲタ	井筒 RC逆T式

架設年月	荷重種別	設計重	耐荷重	竣功金額(千円)	現況	路面別	建築限界高	照明(灯)	歩道	摘要
S47. 7 S51	S39建示 1等橋	20		1,563,408	安全	As		水銀46	(片) 2.0	
S47. 7	"	20			"	"		水銀46	(片) 2.0	
S45. 10	"	20		13,378	"	"		"	"	
S45. 10	"	20		12,970	"	"		"	"	
S46	"	20			"	"		水銀2	"	
S36. 11	S31建示 1等橋	20			"	"		なし	(片) 1.5	
S40. 10	S39建示 1等橋	20		27,348	"	"		"	(片) 2.5	S51 歩道添架
S31. 12	S31建示 1等橋	20			"	"		"	(片) 2.5	S51 歩道添架 別橋 L=25
S55. 12	S48建示 1等橋	20		123,513	"	"		"	(片) 2.5	
S38. 10	S31建示 1等橋	20			"	"		水銀2	(片) 2.0	
S57. 12	S48建示 1等橋	20		231,938	"	"		水銀4	(両) 3.5×2	
S43	S39建示 1等橋	20		6,600	"	Co		なし	なし	
S38. 11	S31建示 1等橋	20		5,347	"	As		なし	"	
S57. 11	S48建示 1等橋	20		306,200	"	"		ナトリウム4	"	
S51. 9	S48建示 1等橋	20			"	"		ナトリウム4	"	

橋名	所在地	河川名 鉄道名	橋長 (m)	巾員 (m)	橋面積 (m ²)	橋種型式	下部型式
望海橋	浜益村	昆砂別川	99	(8.0) 6.0	792	3径間連続鋼板ゲタ	井筒 RC逆T式
古川橋	浜益村柏木	浜益川支流	19	(18.0) 6.5	342	RC床版	RC重力式
浜益橋	"	浜益川	105	(10.0) 6.0	1,050	鋼単純合成ゲタ 2@29.25 鋼床版箱ゲタ 1@44.25	RCくい RCL型式
茂生橋	浜益村茂生	茂生川	5	(7.5) 5.5	38	PC床版	雑割練積
群別橋	浜益村群別	群別川	58	(11.0) 6.0	638	鋼単純合成ゲタ 2@28.35	RC逆T式
梶橋	浜益村梶	梶川	48	(6.0) 5.5	288	鋼連続合成ゲタ 2@23.65	直接基礎 RC重力式
第2床丹橋	浜益村床丹	床丹舟揚場	20	(8.5) 6.0	170	RC、Tゲタ 1@19.74	RC重力式
第3床丹橋	浜益村床丹	床丹川	20	(8.5) 6.0	170	RC、Tゲタ 1@19.73	"
千代志別橋	浜益村 千代志別	千代志別川	16	(8.5) 6.0	136	RC、Tゲタ 1@15	直接基礎 RC逆T式
タンバケ橋	" タンバケ	無名川	10	(8.5) 6.0	85	PCコンクリート床版橋 1@9	注入基礎 RC逆T式
ニシン橋	"	"	10	(8.5) 6.0	85	PCコンクリート床版橋 1@9	"
白銀橋	浜益村雄冬	一の滝川	19	(8.5) 6.0	162	PC、Tゲタ 1@18	"
雄冬橋	"	電話下川	10	(8.5) 6.0	85	RC、Tゲタ 1@9	直接基礎 RC逆T式
とど岩橋	"	雄冬舟揚場	16	(8.5) 6.0	136	RCホローゲタ 1@15	"

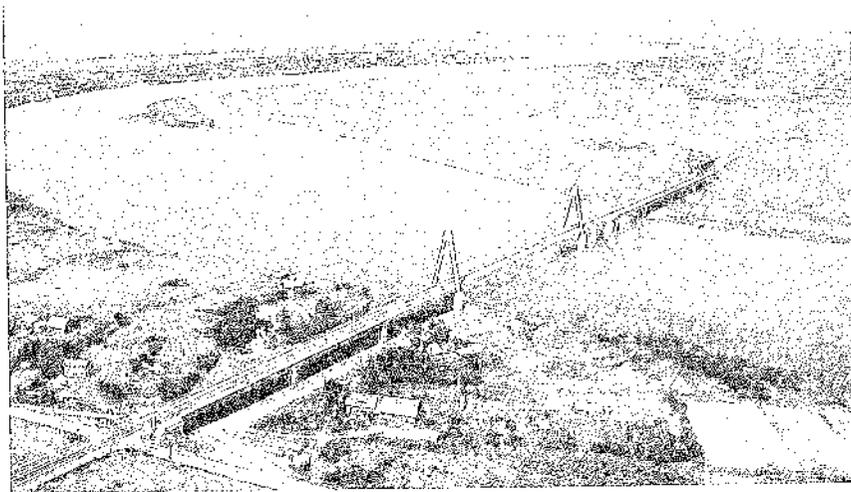
架設年月	荷重種別	設計 荷重	耐荷 荷重	竣工金額 (千円)	現況	路面 種別	建築 限界高	照明 (灯)	歩道	摘要
S51. 7	S48建示 1等橋	20			安全	As		ナトリ ウム4	なし	
S41. 8	S39建示 1等橋	20		36,596	"	"		ナトリ ウム2	(両) 3.5×2	
S40. 9	"	20		45,693	"	"		ナトリ ウム4	(両) 1.5×2	S47 幅巾W=4.0 S47 伸長L=45
S47. 10	"	20		101,370	"	"				
S42	"	20		1,781	"	as		なし	なし	
S45. 10	"	20		35,208	"	Co		"	(片) 2.5	S54 歩道添架 Hゲタ
S46	"	20			"	as		ナトリ ウム2	なし	
S48. 8	S48建示 1等橋	20		12,136	"	As		なし	"	
S48. 10	"	20		13,620	"	"		"	"	
S48. 10	"	20		14,800	"	Co		"	"	
S56. 10	"	20		21,500	"	"		"	"	
S56. 10	"	20		21,500	"	"		"	"	
S53. 11	"	20			"	"		"	(片) 2.5	
S56. 10	"	20			"	"		"	"	
S56. 10	"	20			"	"		"	"	

3-2-2 石狩河口橋

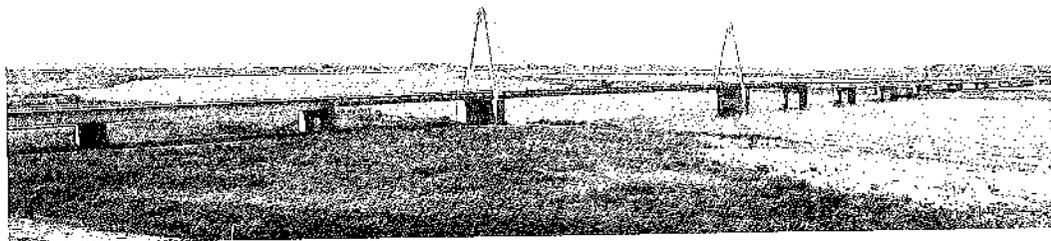
(1) 概 要

石狩川河口付近に橋を架けることは、本道日本海沿岸住人の長い間の願望であった。本橋は渡船場より上流約2 kmに架設されたもので、これにより札幌市への通勤圏は厚田村まで拡大された。

架設工事は昭和42年に着工し、昭和47年にはその第1期工事が完了し、一般の交通に開放された。なお、第2期工事も昭和48年より開始し、側径間部三連を架設して、昭和51年にその全工事を完了したものである。



写3-2-1 石狩河口橋、第1期工事の完成（昭和47年）



写3-2-2 札幌側から望む石狩河口橋

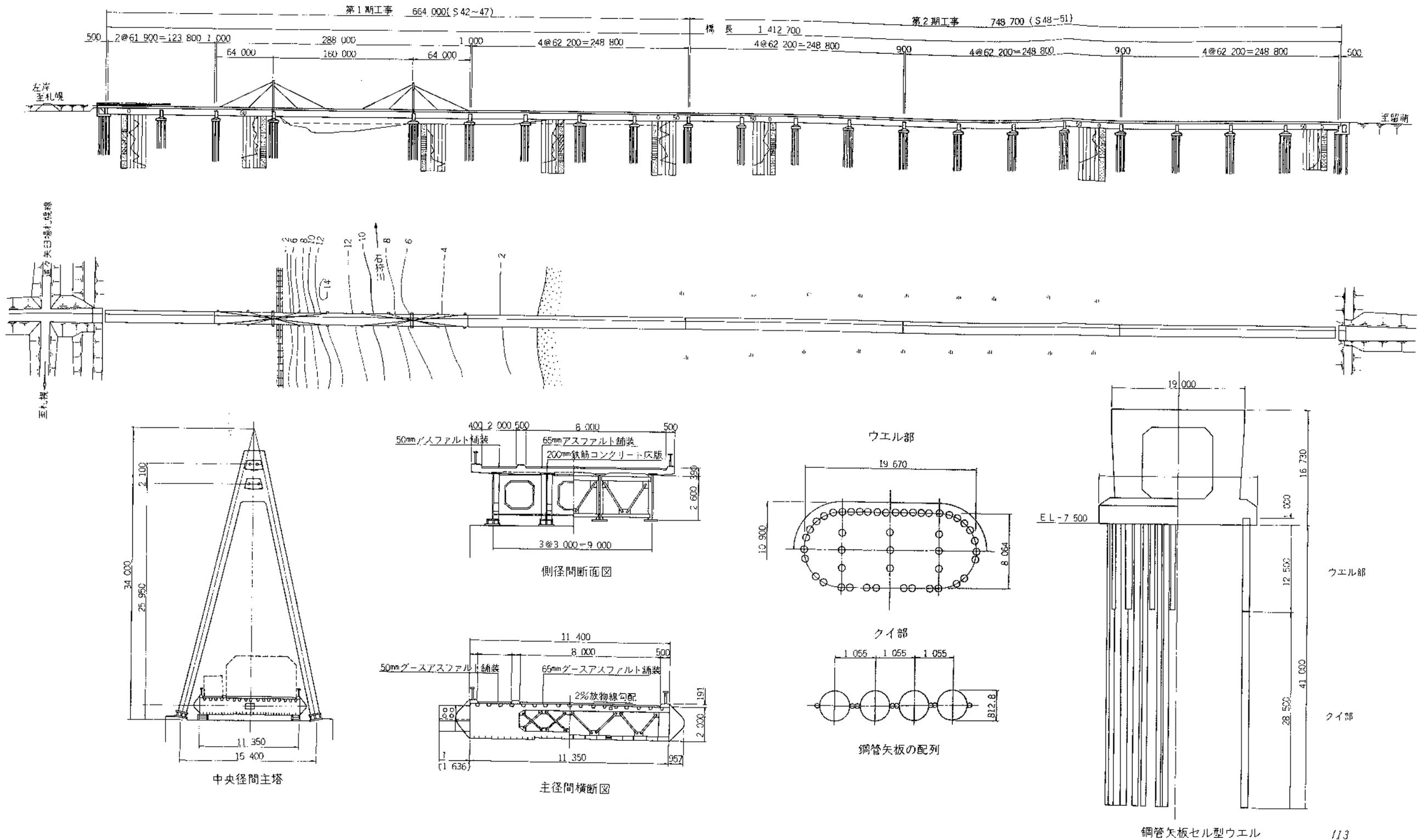


図3-2-2 石狩河口橋一般図

(2) 上部工

下部工の施工条件が非常に厳しいことから、なるべく長大スパンで渡ることに重点をおき、下記の選定規準をもとにゲルバートラス、連続トラス、ニールセンクイドアーチ、3径間PCラーメン、斜張橋などを主径間とする数種の比較設計を行った。

- イ) 走行感のよい上路型式で伸縮継手の少ない連続ゲタ型式
- ロ) 基礎支持層が深いので、下部工の負担を軽減できる軽い構造型式
- ハ) 架設ができるだけ簡単で、架設応力の少ない型式
- ニ) 強風地帯であるので、耐風安定性の高い型式
- ホ) 取付道路の盛高を低くできる型式

以上の条件による比較検討の結果、上下部工全体を考慮して、経済性、工期、美観など総合的に優れている斜張橋案を採用した。なお、側径間部にはスパン62mのプレストレスしない連続格子合成ゲタ案を採用した。

a) 主径間部……3径間連続斜張橋

斜張橋として、北海道では神納橋(L=250.8m, W=6.0m, 架設年度・昭和38年度)に次いで2番目の架設で、しかも石狩川に架かる橋梁として道内でも最大規模のものである。

〈耐風安定性〉

この設計・計画にあたっては種々の技術計算、調査などを加えながら実施されたが、特に他橋梁では見られない動的耐風安定性について風洞模型実験による検証を行って、主ゲタ断面形状の決定をした。

架橋地点周辺の地形は日本海の強風を直接遮閉するもののまったくない平坦地で、石狩川河口より5.5km上流に位置する。

架橋地点より約1.0km下流の北海道開発局の石狩事業所で昭和28年から42年までの15年間に観測された10分間平均風速が10m/sec以上となる日を単位回数とした風配図は図3-2-3のとおりである。架橋方向からして橋軸直角に吹く風の頻度が卓越し、しかも地形上の制約がなく、定常風と考えられる。

設計風速は最大10分間平均風速の系列を統計的に処理する齋藤の方法、年最大10分間平均風速の分布が二重指数分布するという性質を用いたFisher-Tippetの方法で再現期間30, 50, 100年の期待値を、さらに7つの地形因子から再現期間50年の再現期待値を図式的に求める図式相関による

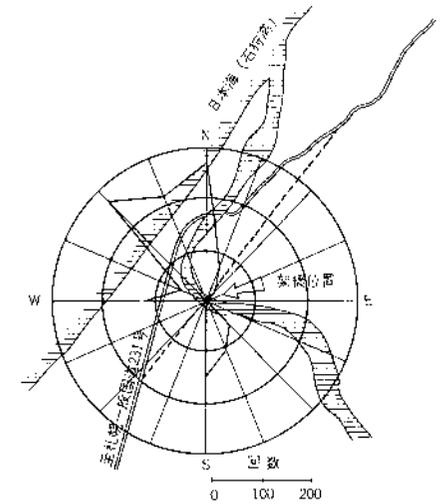


図3-2-3 架橋地点の風配図

方法などで架橋地点の基本風速を求めた。

架橋地点の基本風速 V_0 は再現期間100年の再現期待値 31.3m/sec となる。

本橋の場合、水面より補剛ゲタまで約10m、支間160mであり、高度・規模の補正をし、構造物に対する設計風速 V_1 を求めれば

$$V_1 = 31.3 \text{ m/sec} \times 1.0 \times 1.4 = 44 \text{ m/sec}$$

であり、自励振動の限界風速 V_2 は

$$V_2 = 44 \text{ m/sec} \times 1.2 = 53 \text{ m/sec}$$

となるが、これに対して $V_0 = 55 \text{ m/sec}$ とした。

この静的空気力のほかに、風琴振動、跳躍振動、ねじれフラッター、曲げねじれフラッターの動的作用があげられ、以上の風の作用による現象に対する振動抑止対策としては

- イ) 断面の空気力学的特性を改善して、不安定振動の原因を除くこと。
- ロ) 橋の剛性を増して振動の発現する風速を上昇させること。
- ハ) 振動減衰性能を増して振幅の発達を抑制すること。

などの方法が考えられるが、理論的に経済的で耐風安定性上も有効な設計をするには不可能で、風洞実験により検証する以外に方法はない。

本橋の場合も、主桁の空気力学的性を追求するために図3-2-4に示すような基本形2案とその改良型9案、合計11個の断面形について1/25部分模型を用いて建設省土研の風洞で実験を行い、図3-2-6に示すようなフレアリングをもつ扁平な箱桁断面を採用した。(図3-2-5)

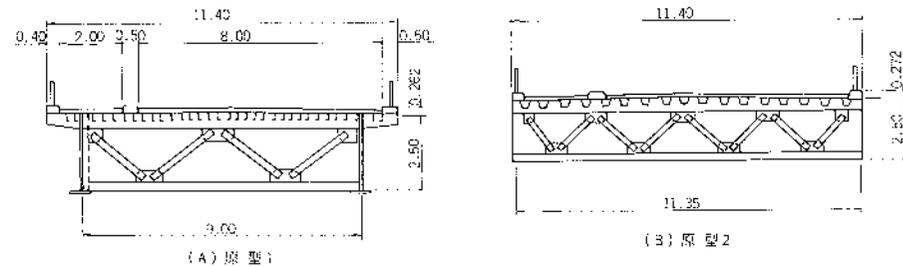


図3-2-4 風洞実験用原型

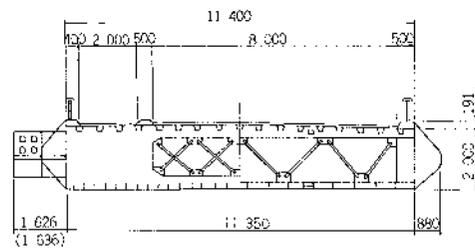


図3-2-5 採用断面

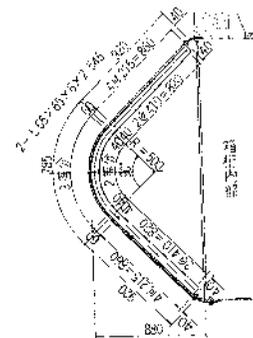
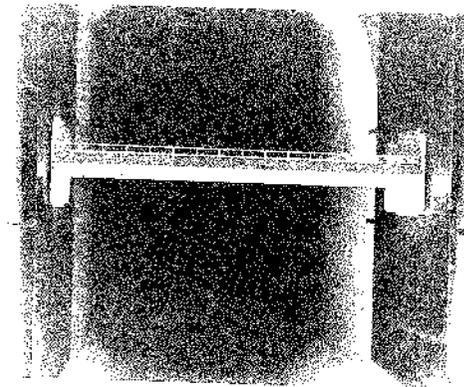


図3-2-6 フレアリング

表3-2-2 設計諸数値

項目	断面形	実施断面 (□□)	原設計断面 (□□)	2次設計断面 (□□)
橋格		三径間連続鋼床版斜張橋	三径間連続鋼床版斜張橋	三径間連続鋼床版斜張橋
橋長		288.0m	288.0m	288.0m
中央径間長		160.0m	160.0m	160.0m
側径間長		64.0m	64.0m	64.0m
橋巾		11.4m	11.4m	11.4m
ケーブル取付間隔		31.0m	31.0m	31.0m
下側ケーブル取付高		28.0m	16.0m (ケーブル断面積 0.020m²)	28.0m (ケーブル断面積 0.030m²)
上側ケーブル取付高		30.0m	30.0m (0.018m²)	30.0m (")
桁高		2.0m	2.5m	2.0m
断面2次モーメント		0.342 m⁴	0.245 m⁴	0.341 m⁴
曲げ剛性		$0.718 \times 10^7 \text{ tm}^2$	$0.515 \times 10^7 \text{ tm}^2$	$0.716 \times 10^7 \text{ tm}^2$
振り剛性		$0.676 \times 10^7 \text{ tm}^2$	$0.188 \times 10^7 \text{ tm}^2$	$0.685 \times 10^7 \text{ tm}^2$
極慣性モーメント				
(雪ナシ)		8.80 tm·sec²	7.69 tm·sec²	10.31 tm·sec²
(雪アリ)		10.52 tm·sec²	9.03 tm·sec²	11.63 tm·sec²
死荷重				
(雪ナシ)		5.90 t/m	6.71 t/m	7.80 t/m
(雪アリ)		7.04 t/m	7.85 t/m	8.94 t/m
橋み振動の振動数				
(雪ナシ)		0.827 c/s	0.842 c/s	0.787 c/s
(雪アリ)		0.766 c/s	0.788 c/s	0.738 c/s
振り振動の振動数				
(雪ナシ)		3.72 c/s	1.47 c/s	3.49 c/s
(雪アリ)		3.48 c/s	1.55 c/s	3.83 c/s



写3-2-3 主径間部風洞実験

表3-2-3 模型の概要

模型名	概要
HK-SB-68 25A	原設計断面
HK-SB-68 25B	原設計断面の下フランジ間を覆ったもの
HK-SB-68 25B 1	HK-SB-68 25Bの高欄を閉塞したもの
HK-SB-69 25C	二次設計案、一箱桁構造
HK-SB-69 25C 1	HK-SB-69 25Cの高欄を閉塞したもの
HK-SB-69 25D	HK-SB-69 25Cに台形のフラップをつけたもの
HK-SB-69 25D 1	HK-SB-69 25Dの高欄を閉塞したもの
HK-SB-69 25E	HK-SB-69 25Cに三角形のフラップをつけたもの
HK-SB-69 25E 1	HK-SB-69 25Eの高欄を閉塞したもの
HK-SB-70 25F 0	実施設計断面
HK-SB-70 25F 1	HK-SB-70 25F 0の高欄を閉塞したもの

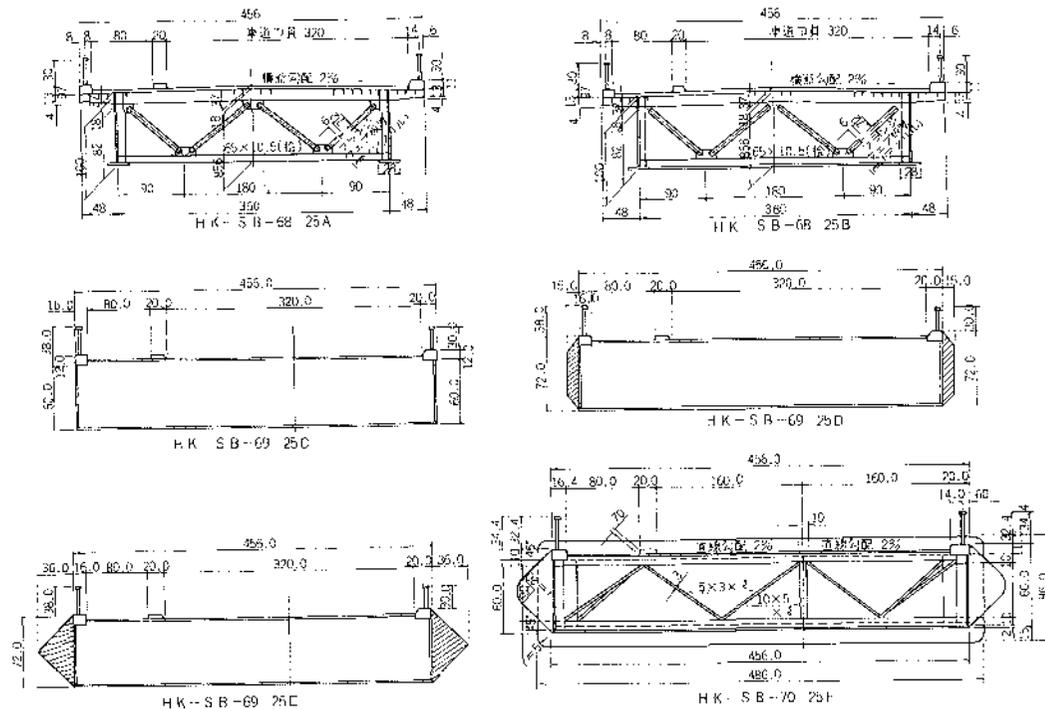
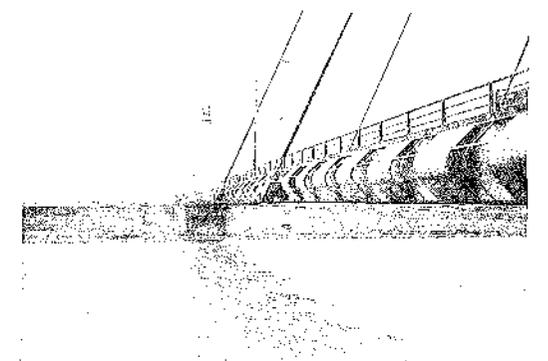


図3-2-7 模型断面

風洞模型実験で得られたフレアリングを取付けた桁を架設閉合後、比較的低風速(約10~15m/sec)で風琴振動と考えられるたわみ振動の発生が認められ、これを抑制するために橋桁の両外側に設けられたフレアリングを橋軸方向に1ブロックごとに取外したが、これにより振動はほとんど消滅した。(昭和48年8月下旬)



写3-2-4 フレアリング<1>



写3-2-5 フレアリング<2>

<断面形状>

種々の検討をみて採用した主桁断面はB/H=5.7という薄い長方形であるが、このような断面では、断面の変形が極めて重要な問題となる。

本橋は鋼床版横リブと対傾溝で強固に補強されているが、室蘭工大能町教授の折板理論による解析と模型実験によって検証した。

また、対傾構の設計には「Box rahmenを斜材で補強した型式」であり、高次不静定構造物であるので、I. B. M. アプリケーションプログラム「STRESS」を使用して解析した。鋼床版縦リブは断面性能の良い閉断面を採用し、計算はPelikan-Esslingerの方法によった。

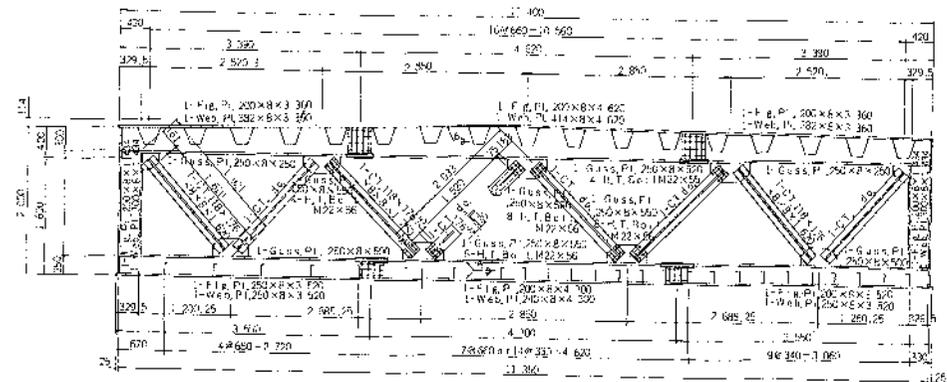


図3-2-8 対傾構図

〈床版型式〉

床版型式を決定するにあたってコンクリート床版、ソリッド床版、鋼床版について比較検討を行った。その結果、鋼床版は板厚が12mmであり、他の床版に比べ死荷重で1/2程度の軽減となり、経済的なこの型式を採用することとした。

本橋のような閉断面リブを有する鋼床版において、その現場継手の方法は重要な点となる。継手方法として高力ボルトとするか、溶接継手とするかは議論のわかれるところであるが、高力ボルトとした場合の不利な点として、

- イ) 高力ボルト孔分の断面積欠損
 - ロ) 添接板分の鋼重増加
 - ハ) 添接部の水密性の問題
 - ニ) 舗装厚の増加による死荷重の増
- などが挙げられるが、半面、
- イ) 現場作業がスピーディである。
 - ロ) 現場の気象条件にもあまり影響を受けない
 - ハ) 施工管理も溶接にくらべ容易であり、安全性も高い

という利点もある。しかし、本橋のような長大スパンの橋梁では不要な鋼重の増加はできるだけ避けることが構造上望ましく経済性の点に通じるため、継手方法として溶接を採用したものである。

現場溶接採用にあたり、下記の点が問題となった。

- イ) 溶接ワレの問題
 - ロ) 溶接部の衝撃値の確保
 - ハ) 現場組立による継手部ずれが溶接に及ぼす影響
 - ニ) 片面自動溶接による施工条件の選定
- などの問題点解決のため、現場施工に先立ち、溶接施工試験を行った。

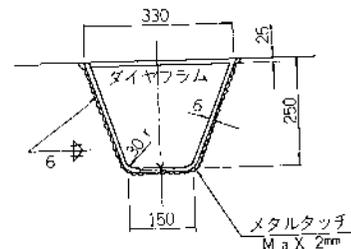
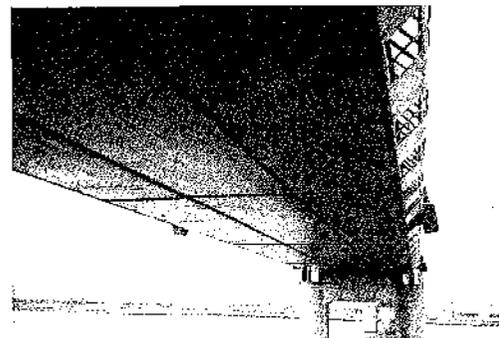


図3-2-9 上縦リブ詳細図



写3-2-6 鋼床版箱桁下面

〈主塔・ケーブル〉

主径間主塔はA型で、下端にヒンジを持つ構造とした。本型式は横剛性が大きく、塔頂重量も比較的軽く、地震時の挙動に対しても有利であり、応力特性の良い放射状に展張されたケーブルとともに桁のねじれ剛性および横剛性の向上に寄与している。ケーブルにはクリープが少なく、弾性係数の大きいP.W.S(素線径5mm, 127本×4, 断面積99.7cm²)を採用し、主桁へのケーブル取付方法は箱桁を1.0m突き出す方式を採用した。この場合、強大な剪断力が作用するので有限要素法と模型実験でその安全性を確認した。

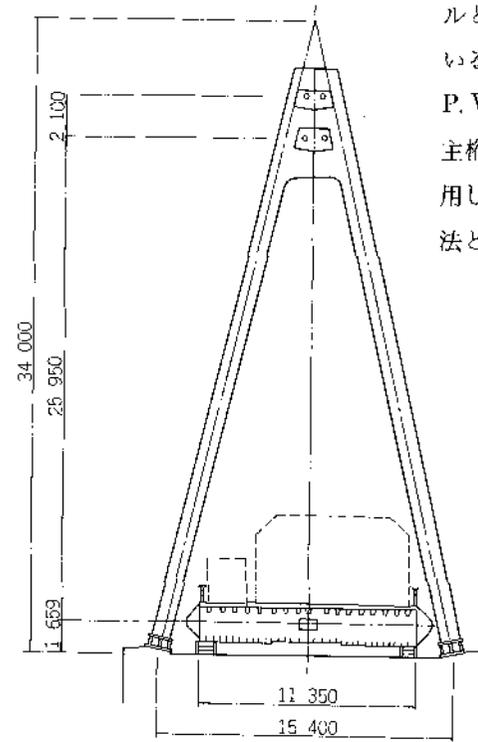
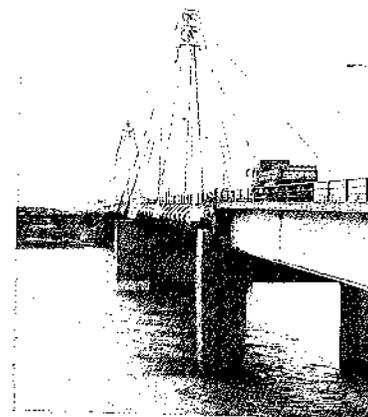


図3-2-10 A型主塔



写3-2-7 A型主塔を見る

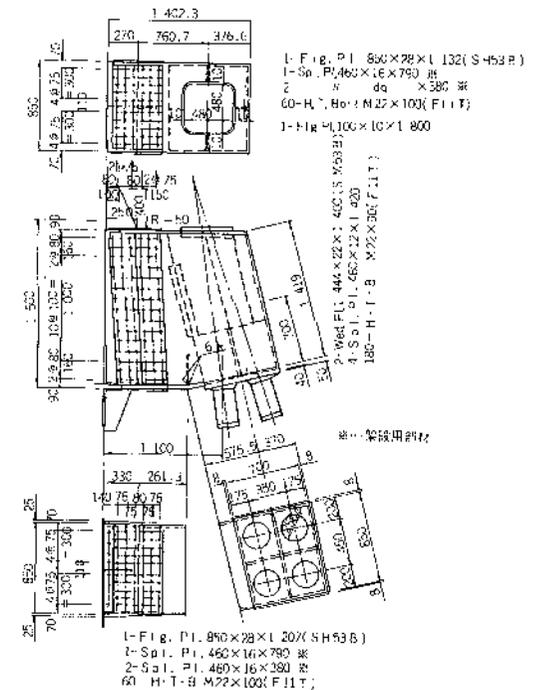


図3-2-11 ケーブル取付ブラケット

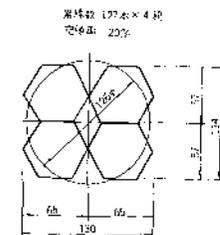


図3-2-12 ケーブル断面

構造物に対する風の作用

風の作用とこれに対する構造物の応答の分類は表に通りであるが、そのうち、斜張橋の耐風設計に直接に関係する現象について説明すると、

イ) 静的空気力の作用

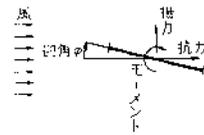
気流中におかれた構造物には風向方向の抗力、風向直角方向の揚力および揚力の作用点と構造物の剪断中心が一致しないための空力モーメントの三分力が生じる。このうち、一般的に構造物の設計に用いられる風荷重は静的空気力のうちの抗力で、その大きさは構造物の形状、寸法と設計風速により決められるが、その大きさが判っていれば横荷重に対する断面設計は斜張橋においても、桁橋となら変わらない。

ロ) 風琴振動 (Aeolian oscillation)

気流中におかれた構造物の後流中に発生するカスマン渦によって交替空気力が作用するために発生するものである。この後流中に発生する渦の周波数は風速に比例するため、風速が増加して渦の発生周波数が構造物の周波数に近づくと共振現象的な風琴振動を生じる。さらに風速を増し、渦の周波数が構造物の固有振動数をはずれると振幅は減少するので、風琴振動では一挙に構造物が破壊する恐れはあまりない。しかし、この種の振動は比較的低風速で起こることから出現する回数も非常に多いことから、十分注意をはらわなければならない。

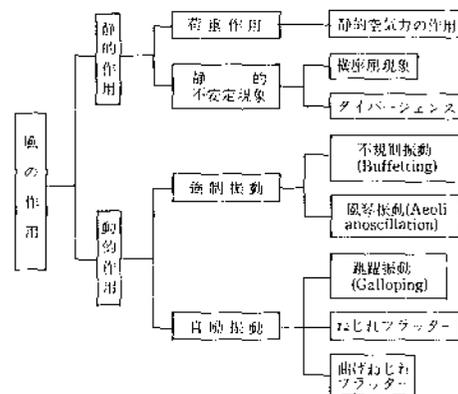
ハ) 跳躍振動

橋梁に作用する揚力の値は迎角とともに増加するのが一般的であるが、構造物の断面によって揚力が迎角の増加に伴って減少することがある。この場合、気流中で上下振動する構造物には振動方向に空気力が作用することになり、揚力の負勾配によっては構造物の振動に伴って作用する空気



空力三分力

構造物に対する風の作用



力が負減衰効果をおよぼし、振幅が著しく増大する。

ニ) ねじれフラッター

構造物の表面における気流の剥離が構造物の振動と位相差をもつことにより構造物に負減衰効果を及ぼすために励起される1自由度の構造物にとって危険な不安定現象であるが、その発生機構は未だ十分解明されていない。

ホ) 曲げねじれフラッター

曲げ振動とねじれ振動の2自由度を有する構造物に対し、ある風速以上の風が作用した時、特定の位相差をもって曲げ振動とねじれ振動が連成する場合に生じる振動で、振動は急速に発散し、構造物を破壊に至らしめる。この振動は撓み振動とねじれ振動の振動比が1に近い吊橋、斜張橋に発生する。

b) 側径間部……2, 4径間連続桁

本橋の側径間部には、プレストレスしない連続合成桁型式を採用し、経済性、施工の省力化、耐震性の向上、走行性の改善を図った。

この型式は、次の点において他の連続合成桁と構造計算が異なる。

イ) 中間支点上などで、合成床版に引張応力が働く場合、コンクリートの引張力は無視するが、主桁鋼断面に床版中の橋軸方向鉄筋の断面を加えることができる。ただし、弾性変形、断面力および不静定力の計算には鋼桁と床版との合成作用を考慮する。

ロ) 主荷重による断面力と、乾燥収縮、温度差、クリープによる断面力に対しては、それぞれ単独に応力度を計算してよい。

ハ) 死荷重によるクリープの影響を考慮する場合、正の曲げモーメントの範囲についてのみ応力の移行を考えればよい。

他に特徴的なことは、耐候性鋼材に塗装を施していることである。また、中間支付近は SMA58 材を使用し、かつカバープレートを1枚設けている。

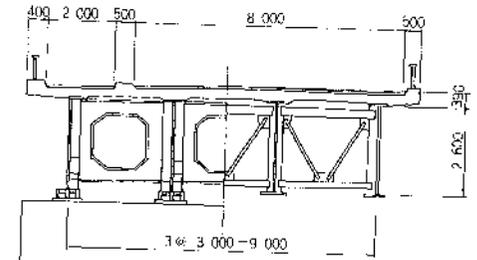
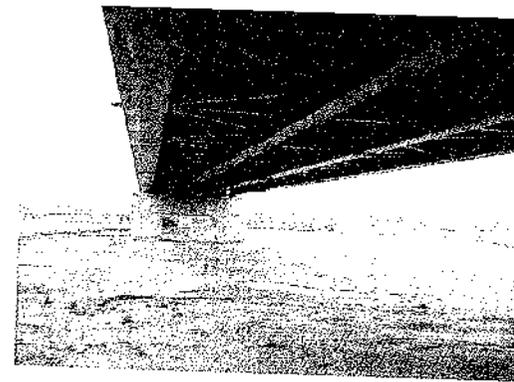
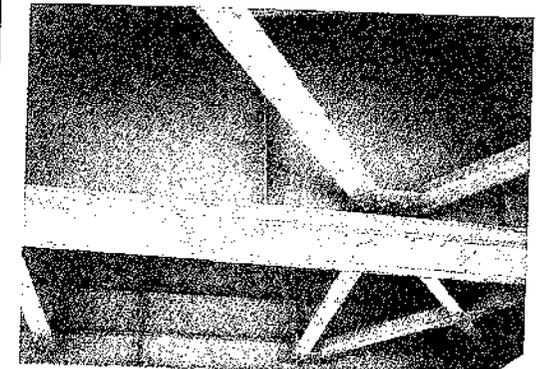


図3-2-12 断面図



写3-2-8 側径間部下面



写3-2-9 中間支付近カバープレート

伸縮装置は、鋼製およびダクトイル製のCL型を、また高欄にはアルミ製を採用した。

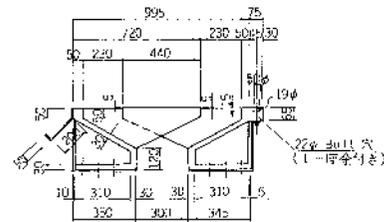


図3-2-13 ダクトイルジョイント

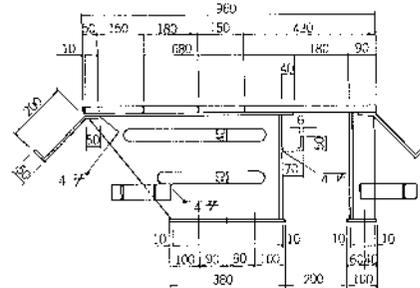


図3-2-14 鋼製くし型ジョイント

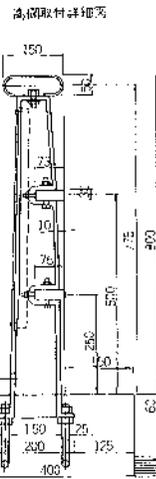
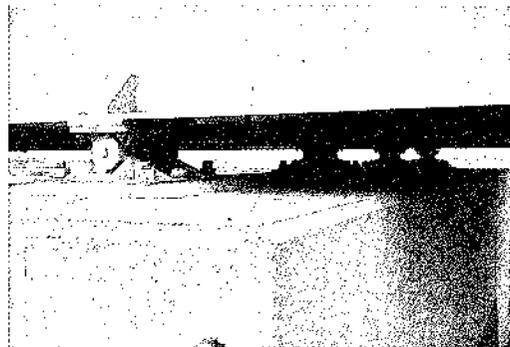
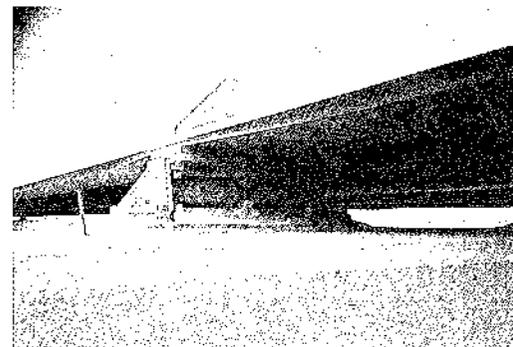


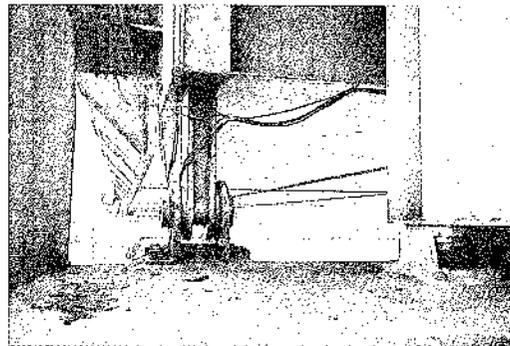
図3-2-15 アルミ高欄



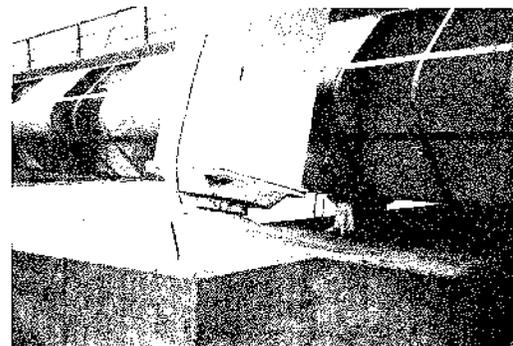
写3-2-10 側径間ピン支承



写3-2-11 側径間ローラー支承



写3-2-12 主径間端支承



写3-2-13 主塔ヒンジ支承

(3) 下部工

この地点の地質構成は、長大な河成沖積土が橋梁計画線全線にわたって分布しており、特に標高-10.0~-40.0mの間は石狩川の運搬による粘性土、シルト質土が極めて複雑な堆積状況を示している。

基礎工の選択には詳細な調査と各種の基礎型式に関する施工の可能性、支持力（鉛直力および横方向）、変位量、工事費について検討を行い、基礎型式を決定した。

a) 主径間部基礎工

支持層が深いところに施工される大重量構造物の基礎として①ニューマチックケーソン工法、②オープンウエル工法、③大口径鋼管組杭工法、④鋼管矢板セル型ウエル工法について比較検討し、鋼管矢板セル型ウエルを採用した。それぞれの工法について特徴を述べれば次のようになる。

①ニューマチックケーソン工法

間隙水圧に相当する圧気中での作業のため、施工能率が悪く工費も高くなる。また人間の作業可能な気圧は一般に3.5気圧程度であり、本橋の場合、これが4.9気圧以上になるので、ほとんど施工不可能である。

②オープンウエル工法

オープンウエルの施工の限界深さは積荷重と自重、ウエルの周辺摩擦力の総和の差によって決まるが、道内最大施工深度は水面下34.0m（新石狩大橋）であり、本橋のように水面下49.0m以上では実施例もほとんどなく、寒冷積雪期をはさんで13~15カ月かかる。

③大口径鋼管組杭工法

直径1,000~1,200mmの鋼管杭を打込む工法であるが、本橋のように水平力と転倒モーメントの大きい基礎に対しては、杭本数が増大してフーチングが極めて大きくなる。さらに外力に対して極めて敏感な構造なので、船舶、流氷等、衝突の恐れがある流心部分の基礎工として不適当である。また、フーチングの寸法が大きいと洗掘を生じやすい。

④鋼管矢板セル型ウエル

これはケーソンとしての水平力、転倒モーメントに強い性質と杭としての鉛直力に強い性質を組合せた工法で、当時橋梁基礎としてまだ実施例はなかったが、各地で計画されていた。この工法によればフーチング寸法もあまり大きくなり、施工性もよく4者の中で工事費は最も安い。

施工、工期などから①、②を除外し、③、④について概略設計をして比較すると次のようになる。

表3-2-4 主径間部基礎工の比較

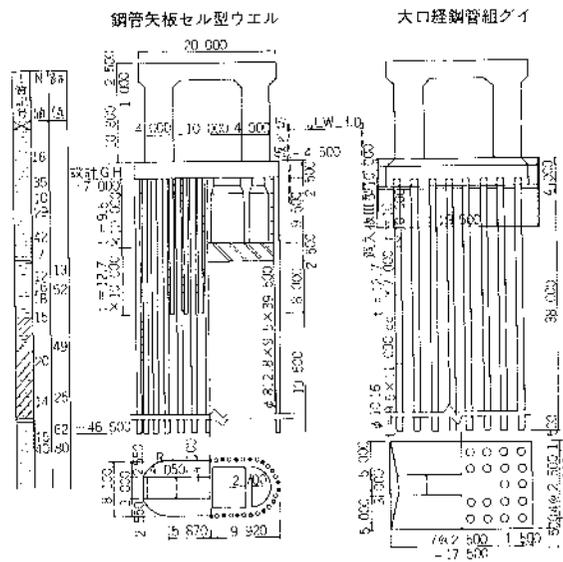


図3-2-16 主径間部基礎工の比較図

	鋼管矢板セル型ウエル	大口徑鋼管組グイ
設計外力 (地震時)	V=3,307 t H=835 t M=10,954 t·m	V=5,127 t H=1,200 t M=15,076 t·m
鋼管ぐい	φ812.8×20.00~24本 φ812.8×39.50~26本	φ1,016×29.00~36本
設計面の変位	1.5cm	1.2cm
杏座の変位	2.6cm	3.3cm
ぐいの反力	272 t/本	281 t/本
最大応力度		1.10 kg/cm ²
使用鋼管	328 t	455 t
鋼矢板	0 t	102 t
材料 (コンクリート)	1,630 m ³	1,580 m ³
工期	220 日	200 日
費用	65,000 千円	70,000 千円
得 失	1. 工期早く完成後は安定な構造 2. 鉛直力、水平力に対して群ぐい効果少ない 3. 継手および鉛直力に対する応力状態が不明確 4. 施工例なく、高い施工精度を要する	1. 施工例多い 2. 洗掘、噴食に対する考慮必要 3. 鉛直力、水平力に対する群ぐい効果が不明確 4. 第4 Pは施工困難

鋼管矢板セル型ウエル工法の理論式

この工法の設計理論式は従来の組杭計算法とは異なり、次の仮定のもとに計算を行う。

仮定1：ウエルも杭と同様に有限の剛度をもった弾性床上の梁としての挙動を示すものとする。ただし、地表面付近では地盤の反力が変位に対応せず、弾塑性的反応を生じるものとする。この深さは受動土圧を極限反力状態と考える。

仮定2：土の横方向反力係数、受動土圧係数および土の単位体積重量などは深さおよび土質によって変化するものとする。また、ウエルの剛度も深さによって変化するものとして理論式の誘導を行う。この際、相対剛性率(T)を導入し、各変

数をマトリックス表示する。

仮定3：杭基礎の挙動は竹下氏の理論に従うものとする。当然のことながら杭長は有限であると

する。
仮定4：本解法に従えば高次多元連立方程式を解く必要が生じるが、これには電子計算機を利用するものとする。ただし、この解法は弾塑性理論であり、重ね合わせの原理は成立しないものである。

(第4回土木工学研究発表会論文集・鋼管矢板を用いたセル型ウエルの設計より)

本橋の主径間部のセル型ウエル基礎は数多くの比較設計の結果、図3-2-17に示すような配列が決定された。鋼管矢板材はSTK41φ812.8(t=9.5~16.7=42.0m)に継手鋼管STK41φ165.2(t=5.11)を工場溶接したものである。杭の配列による2次モーメントは継手鋼管の存在によって低減されるので、全体の約60%を有効としてI=16.97m⁴とした。

図3-2-18は第3橋脚における外力、層の分割および数値計算の結果をまとめたものである。フーチング下面における水平変位量は2.7cm、支承部における水平変位量は、6.6cm、長杭1本当たり働く最大反力および曲げモーメントは各々313.2 t、25.5 t mである。

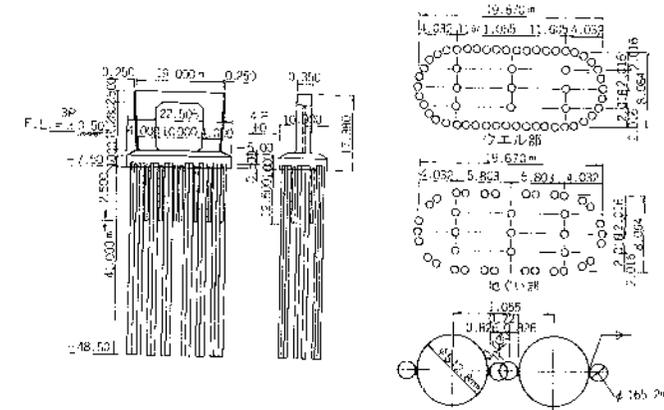


図3-2-17 鋼管矢板の配置

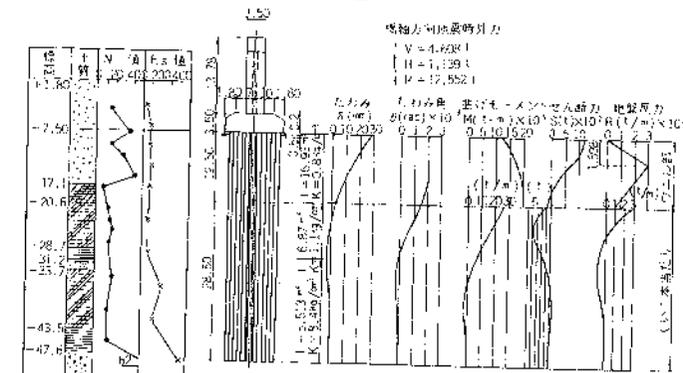


図3-2-18 設計計算結果 (P3)

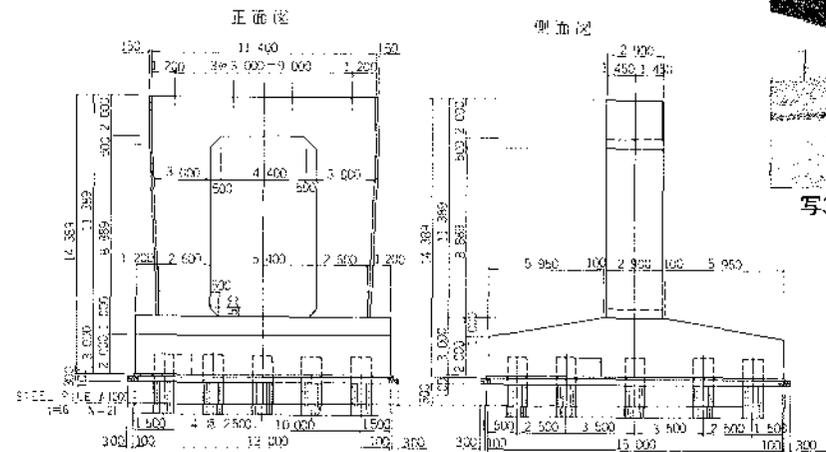
b) 側径間部基礎工

側径間部については平行組杭型式を採用した。各種杭の比較検討を行い、この結果、当初はφ1,200の大口徑鋼管杭を採用することにしたが、昭和42年度に一連の荷重試験に着手したところ、杭の横方向支持力が計画値より相当大きいうえ、杭径と土質に比べて打込み機械(D-40型)の能力が小さく、作業時間が深夜に及び、騒音公害のトラブルが生じたため本設計はφ1,016の鋼管杭を採用した。

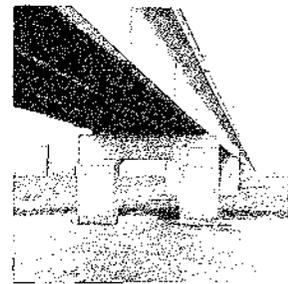
表3-2-5 各種クイの比較検討

型式	鋼管クイ (φ812.8)	鋼管クイ (φ1,219.2)	場所打クイ (φ1,270)	場所打クイ (φ1,500)	大口径P.Cクイ (φ1,000)
クイ長	48.0m	48.0m	48.0m	48.0m	48.0m
クイの構成	斜グイ-12本 直グイ-18本 30本	直グイ-20本	直グイ-24本	直グイ-13本	直グイ-25本
1本当最大反力	V=223t M=53.9t・m	V=234t M=150.4t・m	V=281t M=1,049t・m	V=355t M=202.4t・m	V=198t M=77.7t・m
クイ頭のタワミ	2.33cm	2.27cm	2.10cm	2.01cm	1.90cm
1基当施工時間	281hu	248hu	774hu	457hu	
短所	(1) 中間積土層の沈下によりクイ材に曲げが附加される。 (2) 腐蝕の問題あり。 (3) たわみが大きい。 (4) 工費高い。	(1) 深い支持層迄費入できるか。 (2) 腐蝕の問題あり。 (3) たわみがや、大きい。 (4) クイ先端の閉ソク効果に問題あり。 (5) クイ打機(D-70)入手困難。	(1) 障害物あれば掘進困難。 (2) 伏流水被圧水によりコンクリートの品質がおかされるおそれあり。 (3) 工期長い。	(1) 同 左 (2) 同 左 (3) 同 左	(1) 施工例30m迄しかない。 (2) 周辺地盤をかく乱するので地盤処理の必要あり。 (3) 施工が2段がまえとなる。(振割+打込)
長所	(1) 施工例多い。 (2) 工期早い。 (3) 支持力の確認容易。 (4) クイ長の変更容易	(1) φ1500L=60mの例あり (2) 工期早く工費安い。 (3) 支持力の確認容易。 (4) クイ長の変更容易	(1) 障害物をければ支持層迄確実に到達可能。 (2) 腐蝕の問題なし。 (3) クイ長の変更容易。 (4) 地質を確認できる。	(1) 同 左 (2) 同 左 (3) 同 左 (4) 工費最低	(1) 場所打クイに比べて品質の信頼度高い。 (2) ヒビワレモメント大きくなる。 (3) 腐蝕の問題なし。 (4) たわみ小さい。

第7橋脚地震時について 設計外力 V=2,202t W=821t M=6,713tm



写3-2-19 P7構造図



写3-2-14 橋脚

(4) 架設工, その他

主径間部の架設は全体で1年を要するが、架橋地点の気象条件により冬期の作業が困難なため工程上、2年にわたって工事を行わなければならない。したがって、冬期は構造物が安全な状態

で越冬しなければならず、札幌側(左岸)は中央径間2ブロックおよび側径間5ブロックの7ブロックを架設し、主塔建方、ケーブルS₁S₂S₃S₄の張渡しまで、留萌側(右岸)では側径間5ブロックまでを1年目に架設した。

札幌側側径間は、桁組立場の上にゴライヤスクリンで吊り上げ、図3-2-21の組立作業図のようにG-1からG-7まで組立、P2、P3上に4台の滑り装置をセットし、引出しを行った。

留萌側側径間は、台船により架設地点まで曳航し、フローティングクレーンを用いてP4も含め4基の支保工上で組立てた。

中央径間は右岸主塔建方完了後、主塔上のブラケットにサドルをセットしケーブルクレーンにより架設した。

部材は箱ゲタに地組した1ブロックを地上に敷設したレールによりP3前面の既設ゲタの真下まで運搬し、ケーブルクレーンにより吊り上げ、既設張出し桁の先端に、鋼床版上よりバックスティーをとった仮鉄塔を立て、斜吊りした。さらに本ケーブルの取り付けブロック(G-9, 9, 7)は斜吊りを本ケーブルによって行った。

鉄塔の建方はエレクターによるせり上げ方式によって行った。

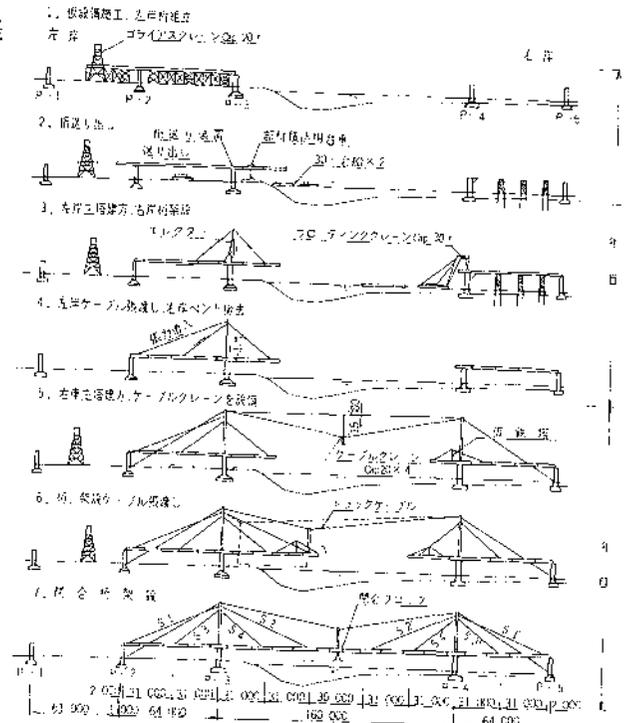


図3-2-20 架設概要図

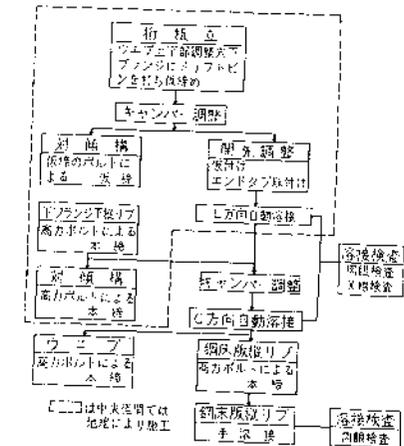


図3-2-21 組立作業図

図3-2-22の各架設段階でたわみおよび張力を求めキャンパー管理を行ったが、斜張橋の本ケーブルは架設用ケーブルとしての働きもかねており、その張力が最終構造系で重要な役割をするため、ケーブルの張力調整は厳密を要した。架設段階の張力計算においても、一般的な線形の構造計算で求めた値に対して、ケーブルの自重を考慮した非線形の計算(サグ)の補正を行った。

図3-2-22の架設段階で表3-2-6のケーブルについて張力調整を行ったが、図3-2-23で桁アンカー部のソケット端部に切っであるネジを利用してソケットにテンションバーを取付け、センターホールジャッキでソケットを引張った。張力測定はジャッキの油圧を圧力変換器によって電気抵抗に変換してインジケータで油圧を読み取った。その際、同一位置の上下流のケーブル2本(センターホールジャッキ8台)を同時に測定した。

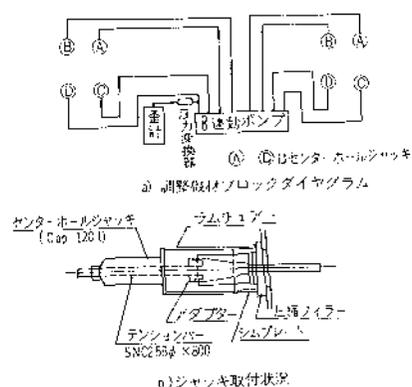


図3-2-23 ケーブル調整装置

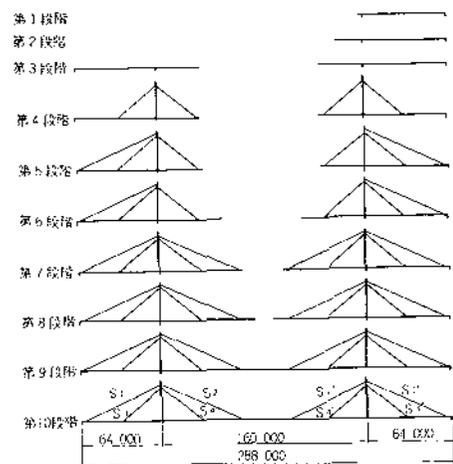
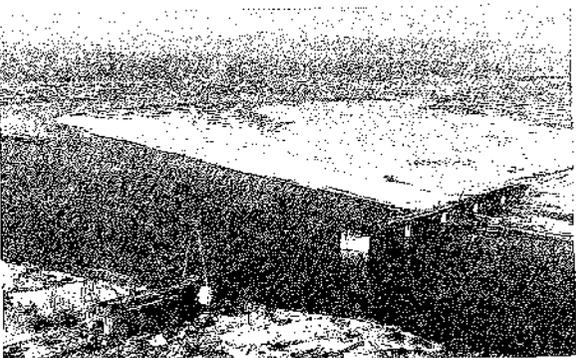


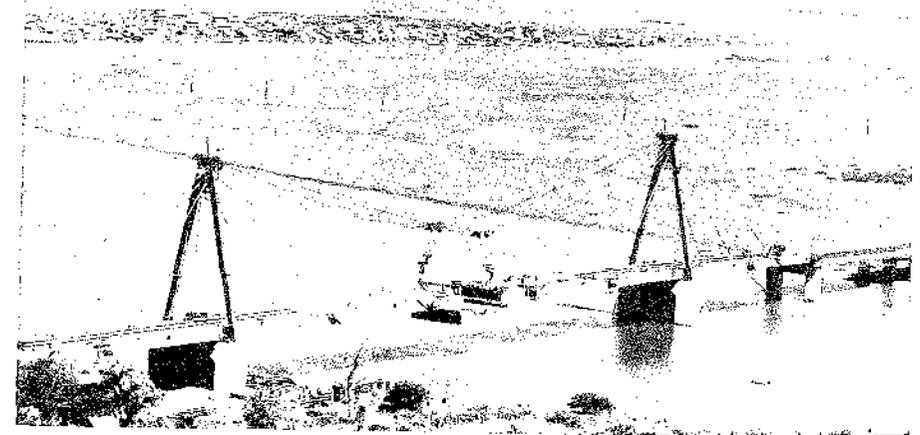
図3-2-22

表3-2-6 架設段階と調整ケーブル

架設段階	左 岸				右 岸				備 考
	S1	S2	S3	S4	S1'	S2'	S3'	S4'	
4			○	○			○	○	
5	○								
6					○				
7						○			
8	○	○			○	○			閉合前キャンパー調整
10	○	○			○	○			最終張力測定
10'	○	○			○	○			



写3-2-15 札幌側主径間架橋



写3-2-16 ケーブルクレーンによる閉合部材の落とし込み

本橋のケーブルは4本のP.P.W. S127で構成され、鋼床版上で製作し、鉄塔上に吊上げ、ソケットを塔上サドルに取付けた。リールに巻かれたストランドを鋼床版に展開用台車に乗せて展開し、一度6角に整形してシンジグテープにより固結した。次にストランドをケーブル製作台に移し、4本を1本にまとめてスクイーズ金具で円形に整形して、スプレーサドル、ケーブルバンドを所定の位置にセットした。

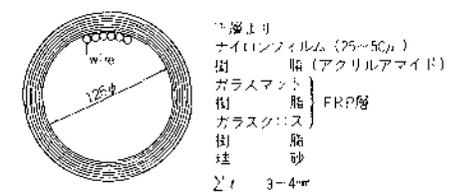


図3-2-24 プラスチックラッピング

大口径ケーブルの防錆にはワイヤー・ラッピングを行うのが一般的であるが、本橋のように小径(φ126mm)の場合にはプラスチックラッピングが採用されることが多い。本橋ではケーブル架設から防錆処理まで約12か月かかるので、素線に特にクロメート処置を行い、図3-2-24に示すような組成のプラスチック・ラッピングを行った。

表3-2-7 ボルト材の化学成分

	化 学 成 分							
	C	Si	Mn	P	S	B	Cr	Mo
SOM 3	33~38	15~35	60~85	30	30		90~120	15~30
SA1030R	26	24	80	23	20	0.3		
	26~34	15~35	60~90	30	3.30	5		

設計値 3mm に対して樹脂状で凹凸はあるが、かなり厚く仕上がっている。なお、ラッピングは 5°C 以下で急激にその乾燥速度が低下することがわかっているが、日中施工時の管理温度として 10°C が確保された。

鋼床版の橋軸方向、直角方向、縦リブは現場溶接であり、このうち橋軸方向、直角方向は作業の能率化と品質の均一性を確保するため自動溶接を、また縦リブは手溶接を採用した。

鋼床版、上縦リブ以外の部分の接合は高カボルト摩擦接合 W 7/8 (F 11 T 5, 314 本, F 9 T 23,250 本) である。

ボルトの材質は引張強さ 120kg/mm 以下のボルトでは遅れ破壊のないことが実験的に示されており、F 11 T でも通常の SCM 3 で十分であるが、寒冷地ということでポロン添

加鋼 SA 1030 B を使用した。表 3-2-7 はその化学成分である。図 3-2-25 は温度と吸収エネルギーおよび脆性破面率の関係であり、SA 103 が明らかに SCM 3 より良好であることを示している。

高力ボルトの締付けは 5 本のボルトをキャリブレーターにセットし、インガースレンチでトルクを与え、軸力をチェックし、中央から外側に 80%、引続いて 100% までに二度締めを行った。トルク値の管理はトルク係数値 (A 種示様) $K=0.120\sim 0.130$, 耐力 $8P=108.3\sim 111.1\text{kg/mm}^2$ で施工トルク値の範囲 $63\leq T\leq 75\text{kg}\cdot\text{m}$ で施工し、トルクレンチで行った。

表 3-2-8 主径間工事工程表

	昭和 45 年							昭和 46 年							
	4	5~6	7	8	9	10	11	12	4	5	6	7	8	9	10
架設設備	[Progress bars]														
桁組立	[Progress bars]														
本締・溶接	[Progress bars]														
架設・送出し	[Progress bars]														
主塔建方	[Progress bars]														
ケーブル加工	[Progress bars]														
ケーブルセット	[Progress bars]														
ケーブル調整	[Progress bars]														
ラッピング	[Progress bars]														
塗装	[Progress bars]														
風切板	[Progress bars]														
高欄	[Progress bars]														

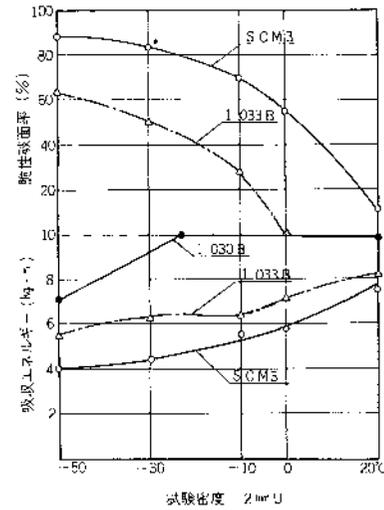


図 3-2-25 温度—吸収エネルギー、脆性破面率

側径間部の連続合成桁の架設は、陸上部で 1 期、2 期工事ともトラッククレーンによるベント工法とした。

1 期工事で石狩町側に 1 スパン水上部に架かる部分があり、この箇所については橋脚間にベントを 1 基設置し、陸上部で地組してワイヤーによる引出し工法を採用した。

次に鋼管矢板セル型ウエルの施工順序を表 3-2-9 に示す。ここで一般的杭打作業と異なるところは、ウエルを構成する杭を打ち込むのに使用するガイドリングおよびそれに鋼管矢板を固定するずれ止め金具の設置である。これは、ウエルの外周および内周に H 型鋼を配置し、鋼管矢板を正確に設置し、打ち込めるように考えたものである。

また、鋼管矢板の第 1 ロッド目の打込みに際し、鋼管矢板の中心がずれた場合も容易に引抜き、再打ち込みできるよう配慮して、パイプロハンマー (VM 2-5000) を使用して打設した。

表 3-2-9 鋼管矢板セル型ウエルの施工順序

項目	1	2	3	4	5	6	7	8
工種	仮締切鋼矢板打込	総引内掘削	A グイ打込	鋼管矢板建込 ガイドリングの設置	BC 74 の第 1 ロッド目 及び B グイ建込	BC 74 の設計 天端迄の打込	散起し、切戻設置 及び掘削(全 3 段)	躯体の立上り
使用材料	皿型鋼矢板 E=23.0cm 200枚		W-91.085t n=9本	H 型鋼=19,903t		B グイ=373.565t C グイ=27.630t D グイ=70.896t		鉄筋=131.012t コンクリート=1,372m ³
使用主機械名	クローラクレーン D-22型ハンマー	クラムシエル	MB 40型ハンマー	クローラクレーン	パイプロハンマー (VM 2-5000) MB-40型ハンマー	MB 40型ハンマー		
主機械の能力	ラム W=22t 打撃 E=5,500kg.m	0.6m ³	ラム W=40t 打撃 E=12,700kg.m 打撃=40~60 600w/min		回転数 150~1,800CPM 起振力 63~91t 重量 4,987t			
施工日数	15日	5日	6日	5日	9日	40日	27日	

前述のように本橋では施工精度を高めるために細心の注意が払われたが、1 ロッド打ち込み完了時における最後の閉合杭と基準 (出発) 杭との間隔の誤差は P-3 で 2.5cm, P-4 で 1.0cm あり、この傾向は全長打設完了後もほとんど変わらなかった。

測定器には差動トランス F. D 型 (±120' 精度) を用い、あらかじめ溶接した $\phi 76.3\text{t}=5.2$ のパイプに通して測定した。

- 参考文献: 石狩河口橋上部口の計画, 設計, 施工に関する報文集
 : 石狩河口橋基礎工の計画, 設計, 施工に関する報文集
 : 石狩河口橋耐風安定性報告書

石狩河口橋の建設は北海道の橋梁技術の総結集であった

はじめに

橋は、人や車のみでなく、文化や経済や情報も急速に渡すものです。

昭和40年代前半までの石狩川河口部右岸側は、札幌市の影響をまともに受ける左岸側にくらべて、特に経済活動において大きなギャップを感じられたものです。

石狩河口橋の完成は、約10年を経て、石狩川河口部右岸の各市町村、すなわち、石狩町の一部、当別町、厚田村、ひいては雄冬岬をこえて増毛町、留萌市にいたるまで、その文化活動、経済活動に対して大きな影響を与えてきました。以前は厚田村が札幌市への通学、通勤圏になることなど、とても想像だにできないことでした。この石狩河口橋ほど地域の文化と経済にインパクトを与えたプロジェクト(本橋のほか、国道231号不通区間解消のすべてのプロジェクトを含めて)を、私は知りません。

まさに、橋は文化と経済を、したがって地域開発の最も基本となる、目には見えない重要なものを担っているのです。

石狩河口橋は、約10年前に完成した時から、本道で最長の橋長(1412.7m)と最大の主径間(160m)の記録を持ちつづけており、この記録は今後しばらく更新されることはなさそうです。本橋は、2期に分けて施工されました。全橋のうち、昭和42年10月に下部工に着工してから、とりあえず石狩川の平水部を横断する分の左岸(札幌側)より664m(2径間連続板桁+3径間連続桁斜張橋+4径間連続板桁 計9径間)を供用開始したのは昭和47年7月20日のことでした。

当時この橋の完成は、後に述べるような種々の

高橋陽一(初代・石狩河口橋建設事業所長)

技術上の新しい試みを導入し、これを約50編の論文を通じて発表していたこともあって、橋梁技術界では大きなニュースになりました。その後、右岸側(厚田村側)の4径間連続桁3連12径間が追加され、現在の姿になったのは昭和52年10月のことです。

私は、本橋の必要性を検討する経済調査の段階から、地質調査、比較設計、詳細設計、模型実験、現場実験までの全般にわたって直接担当させていただきました。

以下に、その中でも本橋を語るに忘れてならないことを2、3点ご紹介いたします。

1 鋼管矢板セル型ウエル基礎工法の開発

従来、大河川の河口部など軟弱地盤層が厚くて、かつ相当深いところに信頼できる支持が存在する場合の橋梁の基礎工法は、オープンケーソン工法かニューマチックケーソン工法を採用するのが一般的でした。

しかし、これらの工法は、いずれも築島など大



架橋位置の筆者(昭和42年)

規模な設備が必要で、水圧や土圧の予期できない瞬時の変化に即応することがほとんど不可能であるために、これまで、施工中に労働者の死亡事故を引き起こした例は何度もありました。

また、我が国の高学歴化、高齢化社会への移行の中で、圧搾空気、高水圧の苛酷な条件のもとで作業できるような特殊技能者は年々減少する一方、もし何人かいたとしてもいずれも相当の年齢に達している人たちばかりなのが実態です。

このような観点から、私は、不安定な軟弱地盤上の構造物基礎としては、とくにケーソン工法の採用は控えるべきであるとの見解をもっておりました。なぜなら、この工法は、施工の各段階で多くの特殊技能者と大がかりな設備と大きな危険とを伴うのが常だからです。その実例を示すことは極めて容易なことです。

本橋の架橋地点は、大河川の河口部という地形条件が示すように、水面下約50mまでは河川堆積物による軟弱地層が続き、その下にやっとN値40位の信頼できる洪積世層が存在するという、まことに在来工法すなわちケーソン向きの地盤ですが、ここで考えた基礎工法は、

- ①地表面付近はケーソン工法のように地震時水平荷重に対して安定であり、かつたわみが少ないこと
- ②クイ基礎のように水面下数10mの地盤まで十分に鉛直力を伝えること
- ③施工中および検査のどの段階でも、人間は地下水面10m以上には一切降りないこと
- ④安全のため潜水作業は一切採用しない

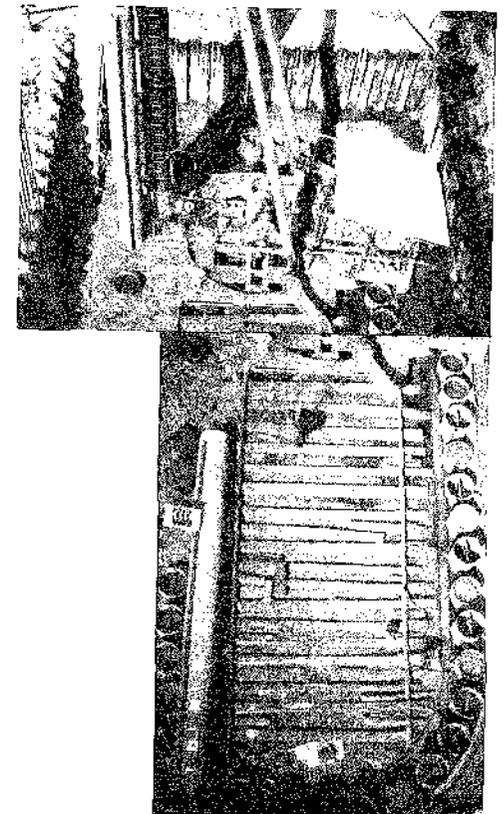
の4項目、中でも特に③、④は最優先の条件としました。このようにして考え出されたのが、当時としては世界最初の橋梁基礎工法で“鋼管矢板セル型ウエル”工法でした。これは上の4条件をすべて満たしています。

この工法の設計に到達するまでには、ずいぶん奇抜な基礎工法をいくつも自分で図化しては、日

夜検討したものです。ただし、この工法と思想は違いますが、ヒントを与えてくれたのは、国内のある鉄鋼メーカーの溶鋼炉の基礎工法でした。このヒントがなかったら本橋の基礎工法はまったく別のものになっていたに違いありません。

“鋼管矢板セル型ウエル工法”は、長短2種類の鋼管矢板を、ケーソンのように中仕切りのある長円形の平面形状に杭先端高を合わせて打ち込むもので、このようにすると上半はケーソン、下半は杭という基礎形式ができます。

しかし、この工法の施工に当たっては、筆舌につくし難い困難と先駆者としての問題点がたくさん出てきました。



鋼管矢板セル型ウエル工法の施工状況

まずこの工法は、矢板継手(本橋の場合はφ165.2のパイプ)を取り付けた鋼管杭(φ812.8)をほとんど余裕なしに所定の位置に、しかも鉛直に打ち込むことが必要でした。

これができなければ、この基礎工法は不可能になります。

このためまず鋼管矢板を、パイロハンマーで数メートルだけ鉛直に建込み(この際、平面形状保持用のガイドフレームを固定する)、次いでその鋼管矢板をパイルハンマーで所定の深度まで打ち込むのですが、この一連の作業を、足場の悪い現場で円滑に行うために、私たちは鋼管矢板打ち込み用の特殊な機械を開発しました。それは“パイルハンマー・パイロハンマー兼用・回転自由杭打リーダー”とでも名付けべくものです。これは一基の固定式杭打フレームのガイドリーダーを回転軸にしてMB-40型パイルハンマーとVM2-5000型パイロハンマーを180°に取り付け、各鋼管矢板の中心セットと建込みにはパイロハンマーを



パイルハンマーによる鋼管の打ち込み

使用し、のちガイドフレームを180°回転させてディーゼルパイルハンマーを駆動させるというもので、この新フレームの開発によって、全体の作業効率は格段に向上しました。

本橋で開発したこのまったく新しい基礎工法は、当時、まだ正式の名称もついていなくて、これを学会などに“鋼管矢板セル型ウエル工法”と名付けて発表し、注目されました。

この新しい基礎工法は、その後、国内はもちろんのこと、外国における軟弱地盤橋梁基礎としても採用されるなど広く普及しており、石狩河口橋が生んだ世界的基礎工法であると自負しております。

これだけ条件の悪い地盤における基礎工でありながら、全施工期間を通じて、一人の犠牲者も出さなかったことは、この新基礎工法のアイデアの妥当性を十分に示したものと考えております。

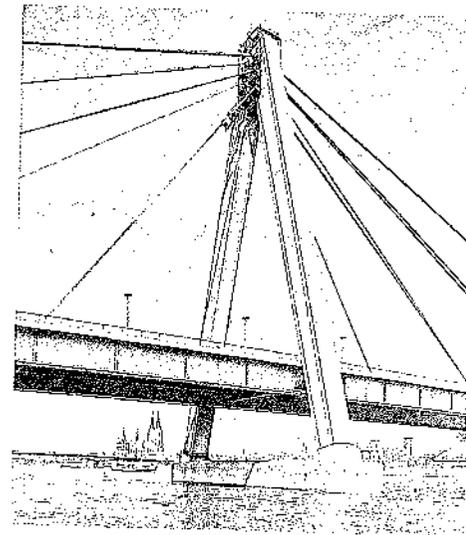
2 主径間・斜張橋の耐風安定性の検討

本橋主径間の斜張橋は、三角主塔をもつ支間160mの箱形補剛桁を8本の平行線ケーブルで吊り下げる構造です。

この当時としてはやや特異な構造形式のアイデアは、西ドイツのライン川の中流の都市ケルン市にあるセベリンス橋(斜張橋・中央支間302m)について、ドイツの技術雑誌“STAHLBAU”に発表されたものを参考にしました。

私は、石狩河口橋完成後5年ほどのちに、ヨーロッパへ出張した折にこの兄貴分のセベリンス橋を実際に見たいと思い、行程とスケジュールを大きく変更して、セベリンス橋の近くに宿をとり、2日間をかけてじっくり対面してきました。

さて、この石狩河口橋の斜張橋ですが、架橋地点は全道でも有数の強風地帯ですので、当初、設計の段階から橋の風に対する安定性のことを懸念して、補剛桁の断面を決めるために、部分模型による風洞実験を行うことにしました。この実験用



セベリンス橋(ケルン市)

の風洞は道内には存在しないため当時千葉県にあった建設省土木研究所のものを使うことにしました。

北海道の橋梁の中で、風洞を使って動的实验を行ったのは本橋が初めてのことです。

橋梁の耐風安定性という場合、二つのケースを意味します。一つは、主桁の風下に発生するカルマン渦の発生周期が橋梁の固有周期に一致すると、発生するタワミまたはネジレ振動で、これが連成し増幅する状態(フラッター現象)になると、落橋など重大な事故につながります。このフラッター現象で落橋した例にアメリカ・ワシントン州のタコマ橋(2主桁吊橋、中央支間853メートル)の例があります。タコマ橋は風速わずか19m毎秒でネジレ振動を起こして落橋しました。(昭和15年11月)

もう一つは風圧そのものによる部材の強度と風速との関係ですが、この問題は単純です。本橋の場合は、過去数十年間のデータを分析のうえ、設計風計は秒速55mとしました。

これらのうちで、橋梁設計上重要なのは前者のフラッター振動に対する検討ですが、今のところ

これを検討する最善の方法は、空力相似を考慮した橋梁模型の風洞実験を行うことです。

本橋の場合も、設計の始めから極めて詳細な風洞実験を行いました。

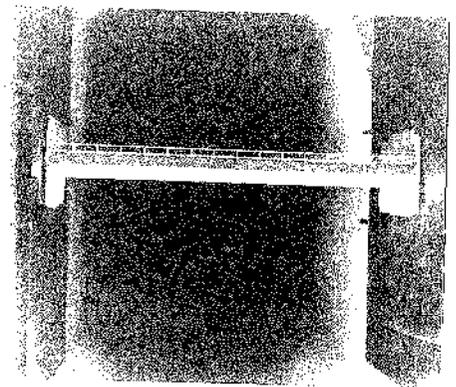
比較実験のために用意した模型は、主桁断面や風切り板(フレアリング)をいろいろ変化させて10数種類で、実施した実験は約100ケースに及びました。

私も述べ約2カ月、この実験のため一作業員として参加し計測を担当しました。

この風洞実験の結果、採用したのが、現橋の桁高2m、幅11.4mの偏平な箱断面鋼桁です。これは剛性が低く、後述のようなトラブルにつながります。

風洞実験の結果、はじめは、主桁の両側に半円状のフレアリングを全橋にわたって(280m)連続して、つけることにしました。ところが、本橋を現地で架設中、全橋が閉合した段階から、極めて低い風速(秒速15~20m)でタワミの限定振動が発生しはじめました。前述のフレアリング(強化プラスチック製)で全橋にわたって取付けても、この振動はいつこうに止まりません。その振動の振幅の大きさは約30cmにも及ぶもので、これが約0.7秒のサイクルで大きくなるように揺れておりました。

このことは、風によって限定振動が発生した実



風洞実験

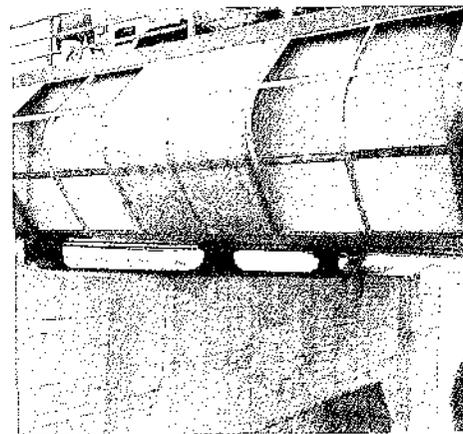
橋の希な例として、多くの風の研究者の間で一躍有名になりましたが、設計を担当した私としてはまったく迷惑なことであり、いたたまれぬ気持ちでした。本橋を担当して何度めかの眠られぬ日が続きました。建設省も関係してのことでしたので、対外的な折衝もあり極度に疲れ果てたものです。

しかし私はこれを契機にして徹底的に橋梁の耐風安定性について勉強することができました。今でも本四架橋の担当者から橋梁の耐風安定性についての質問がきます。

さて、低風速で振動をはじめた本橋について取った方法は“迷ったら原点に帰れ”という方法でした。つまり、まずいったん取りつけた風切り板（フレアリング）を全部取り外してしまい、主桁を原断面に戻してから、改めてカルマン渦を制御する方法を検討しようと決断しました。

このフレアリングを取り外すに際して、まずその第一段階として、フレアリングを橋軸方向に断続的に取り外して、平面的に見ると両側のノコギリのようになるようにしました。このようにするとカルマン渦の発生周期が橋軸方向に不連続になり、隣接の渦同士がエネルギーを相殺し合い、橋のもっている固有周期との一致を避けることができるはずであるという発想です。

この結果、あれほど振幅の大きかった本橋の風



フレアリング

による振動は、ピタッと止まってしまいました。建設省土木研究所でも、即座にこの新方式フレアリング（実は取り外し途中のもの）での模型による風洞実験を行って見たところ、実験結果からも極めて有効な方法であることがわかりました。

現在、本橋の斜張橋の両側に継続的に奇妙な風切り板がついているのは、このような苦勞の結果です。

なお、この石狩河口橋方式連続フレアリング耐風設計法は、国内でも外国でもいくつかの橋梁に応用されています。

この風切り板は本橋が生んだ橋梁技術の代表例の一つです。

このようにしてみると、まことに皮肉なことですが、本橋が橋梁技術において功績を残し得た要因の一つは、本橋の原設計が耐風安定性に関して一つの弱点をもっていたためともいえるわけです。

3 主径間部斜張橋平行線ケーブル索線の極低温時Vノッチ・シャルピー試験法の開発と試験結果

本橋の主径間部斜張橋の中で最も重要な構造材料は8本のケーブルです。このケーブルには、当時、まだ二、三の実例しかなかった新しい材料であるプレハブ平行線ケーブルを採用しました。

これは、平行線ストランド（PPWS-127 保障破断力 391 t）を4本づつ束ねたものです。1本の平行線ストランドは、直径5mmのピアノ線素線127本で構成されています。したがって1本のケーブルは508本の素線から成っているわけです。

斜張橋は基本的に連続桁をケーブルで補強して桁高を低くできるなど、350m位までの支間長に対しては極めて経済的な橋梁構造です。

本橋の場合も主径間長160mに対してわずか2.0mの桁高の箱断面主桁を持っているに過ぎません。したがって、この種型式の橋梁では、ケーブルの事故は橋全体の存在さえ危うくするほど、ケーブ

ルの役割は大切なものです。

ここに採用したプレハブ平行線ケーブルは、当時アメリカで開発された直後で、もちろん北海道では最初に実施されることになったものですが、その採択の理由は次のようなものでした。

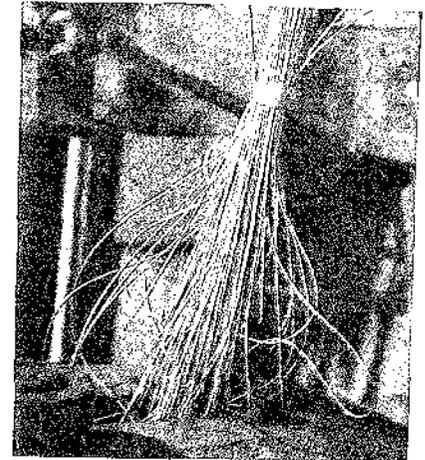
- ①ケーブルの架設に当たって、従来のケーブルのようなエアスピニング工法の手間が不要であること。
- ②ロックドコイルロープに比べて単位面積当たりの強度が大きく、かつ、換（よ）り減りがないうえに見かけ上の弾性係数が大きくとれること
- ③端末のケーブルアンカーの定着方法がすでに開発され、実施例があること

従来、このプレハブ平行線ケーブルに関する実験研究は必ずしも北海道のような寒冷地を意図したものではありませんでした。もし、このケーブルの索線に小さな切欠きでも存在した場合、極寒の条件下でこのケーブルに衝撃が加わりますと、他の鋼材と同じように、低温時の脆（ぜい）性破壊が心配になりましたので、この平行線ケーブル索線の低温時における軸方向耐衝撃性試験法を開発し、国内ではもちろん初めての実験を行いました。

これは、径5mmの索線にわざわざ深さ0.875mmのノッチをつけたテストピースを特殊な鋳鋼のホルダーに鋳込み、固定したものをたくさん用意し、これをドライアイスで温度を制御しながら $+20^{\circ}\text{C}$ 、 -30°C 、 -50°C 、 -60°C の4つの温度条件のもとでシャルピー試験機を用いて各段階での吸収エネルギーを測定しました。

試験の結果は、 -60°C ではやや吸収エネルギーが低下するものの、実用の範囲では本橋で採用した平行線ケーブルの低温脆性はまったく問題のないことがわかりました。

このほか、本橋の平行線ケーブルについては次にあげるような試験を行いました。その試験法の



ケーブルの破断試験

一部は、石狩河口橋でまったく独自に開発したものです。

- ①索線の常温時弾性係数測定
- ②ストランドの常温時と低温時（ -30°C ）における弾性係数測定
- ③ソケット鋳込み境界部引張試験
- ④ソケットおよびストランドのひずみ分布測定



ケーブル衝撃試験

むすび

以上述べたように、本橋の持っている特徴は、

①下部工に我が国で最初に鋼管欠板セル型ウエル工法を採用したこと。

②主径間部の耐風安定性の検討の結果、我が国で最初に断続フレアリングをつけたこと

③主径間部の平行線ケーブルの極低温時の耐衝撃性試験法を開発したこと

などです。これらのうち①と②は世界でも初めての工法であり、これらは「耐風・耐震に関する日米交流会議」の一行が本橋を視察した際（昭和53年10月）にも私が英語で説明し、多くの関心を集めました。

3角主塔をもつ石狩河口橋がその特異な姿を人びとの前に現してから、早くも1世代以上の時間が経過しました。この橋の完成によって石狩川河口部右岸地域の人びとの経済活動と生活パターンは大きく変化して来ました。しかし、私の気持ちの中では、この橋の建設のために傾注した技術的エネルギーと情熱はまだ新鮮そのもので、幾多の問題点とその都度採択した解決策は今でもはっきり脳裏に浮かんで来て、とても遠い過去のこととは考えられません。

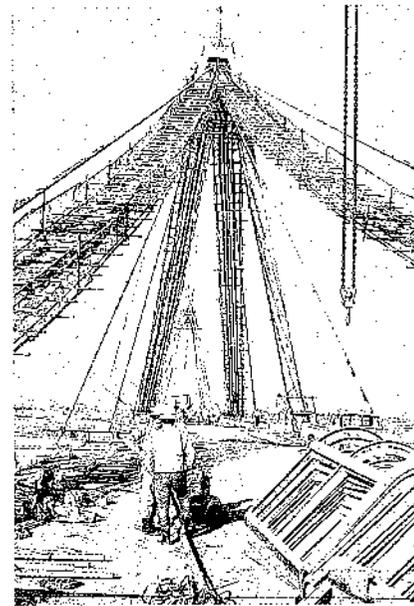
などです。これらの試験法は今考えても、これ以上のことは思いつかないほど先端的なものも含まれております。

1本のケーブルを決めるのに、これほどの検討と研究と実験が繰り返されてきたことは、この橋の上を通る人びとの大半の方はまったく気づかないことでしょう。

この橋の成功の陰には、不便な事業所で寝食を共にした多くの同僚の皆さんの御協力があったことを終生忘れません。あのころの同僚の皆さんは今も全員健在で、「河口橋魂」を持って各分野で活躍しておられ、年に一度は「石狩河口橋の会」を

開いて旧交を温めつつ、不滅の石狩河口橋を温かく見守っております。

なお、本橋の技術的検討結果は、約50編の論文にまとめられております。



ケーブル架設

3-2-3 望来大橋

(1) 概要

昭和38年ころの道路改良に伴い拡幅の必要が生じたが、旧橋は、老朽化しているうえ、支間割が河川条件に見合っていないことから、架け換えを余儀なくされた。そこで、現道を工事中の仮道として使用しながら工事ができるように新道路線形を設置し、望来川を渡るため、旧望来大橋とほぼ平行に架橋したものである。

(2) 上部工

R=225.0mという平面線形であり、路面も6%片勾配をもつ橋である。型式は活荷重合成桁とし、曲率の影響を床版張出し部で吸収して、桁は直線に配置した。



写3-2-17 橋面の完成

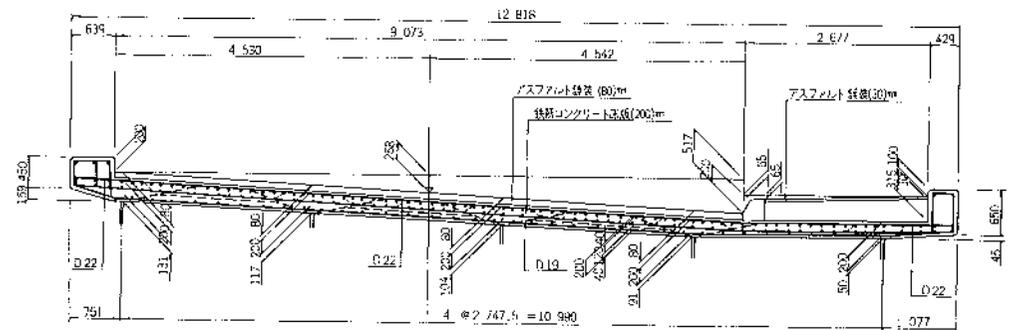


図3-2-26 床版断面図