

7. ケーブル系橋梁の新しい架設工法

7.1 鋼橋

ケーブルを用いた橋梁への新しい架設工法を検討するにあたり、様々な形式や構造の国内外の実施例やアイデアを収集した。その中で、ここでは吊橋と斜張橋について新しい工法を検討している。

それぞれ実用化の可能性がある案として、吊橋に対して、7.1.1 節に示す主ケーブルを利用した送出し工法の適用を検討している。また、斜張橋に対して、7.1.2 節に示すスライド式斜吊り工法を検討し、ある程度の成果が得られている。さらに、ケーブルを用いた既設橋への補強や補修は、実際に活用される可能性がもっとも高いと考えられるので、7.1.3 節に適用橋梁や工法別に整理し、事例をまとめている。

7.1.1 主ケーブルを利用した送出し工法の検討

(1) 工法の概要

吊橋などのケーブルを用いた橋梁への補剛桁の送出し工法は、1980年代に検討¹⁾されており施工された実績²⁾もある。この橋梁は、本四連絡橋Dルートへの送出し工法の実験橋としての役割も荷っていた。最終的には採用に至らなかったものの実現可能な所まで検討が進められていた。不採用の一因には、主ケーブルから吊下げられたハンガーを用いた場合、先端のハンガー張力が過大となり、完成した構造物よりも大きくなるなどの問題点があったからと考えられる。そこで、ここでは吊橋のハンガーでなく主ケーブル本体を送出し時に利用する架設方法を提案する。すなわち、吊橋や斜張橋の主ケーブルは、完成系の死荷重および活荷重で断面が決定されており送出し時の受点として十分な耐力を有しており、これを送出し架設に用いる可能性があるからである。

受点は、数箇所設けるか、順次移動させていく方式などが考えられる。その中で、最も簡単なモデルとして、図-7.1.1に示すような中央径間のセンターに1ヶ所受点として送出し装置を設ける案を検討する。この時に対象とする橋梁は、地方の高速道路2車線分(幅員10m, $w=50\text{kN/m}$)を想定している。

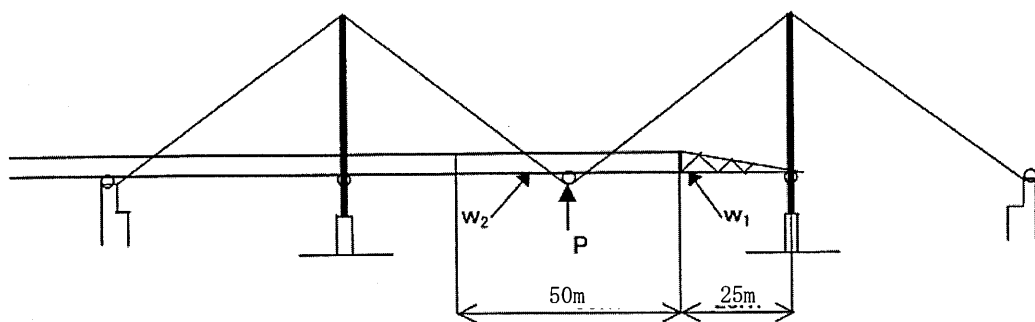


図-7.1.1 主ケーブルを利用した送出し工法の概要図

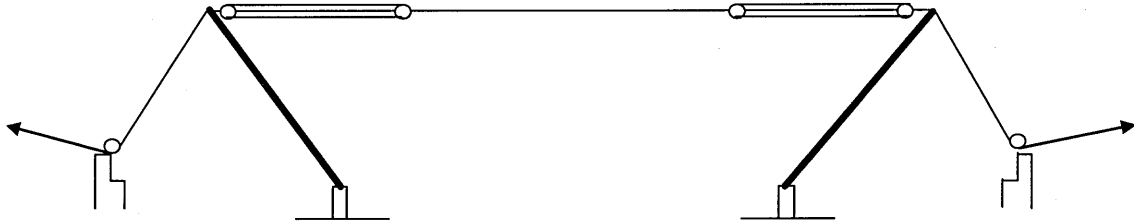
なお、架設においてもできるだけケーブルを有効にするものとして、図-7.1.2の架設手順図に示すように、主塔の架設時の建て起しにも利用する。この方法もチェコ共和国のプラノフ湖を渡るスイス湾歩道橋という吊橋で実績³⁾がある。

Step.1



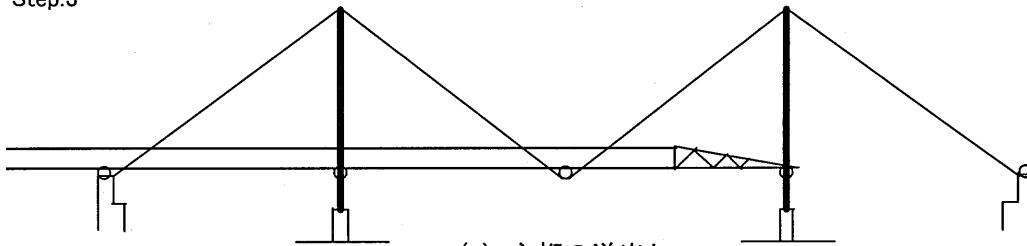
(a) 塔の架設

Step.2



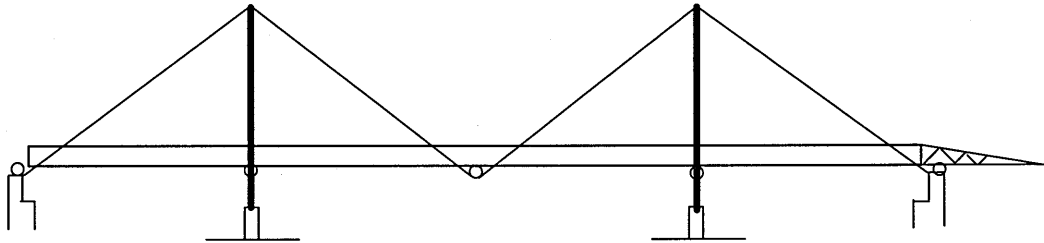
(b) 塔の建起し

Step.3



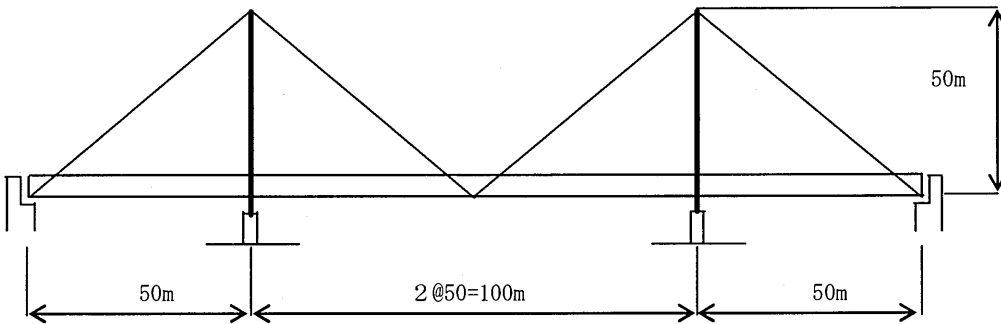
(c) 主桁の送出し

Step.4



(d) 主桁の送出し完了

Step.5



(e) 完成時

図-7.1.2 主ケーブルを利用した送出し工法の架設手順図

図-7.1.2 の (c), (d)における送出しについては、例として、5.1.1 で提案された H 形鋼桁橋に用いた場合の架設段階図を、図-7.1.3 に示す、図-7.1.4 および図-7.1.5 に詳細を示すような手順で、受梁上に送り設備を設置し主桁を送出しする。

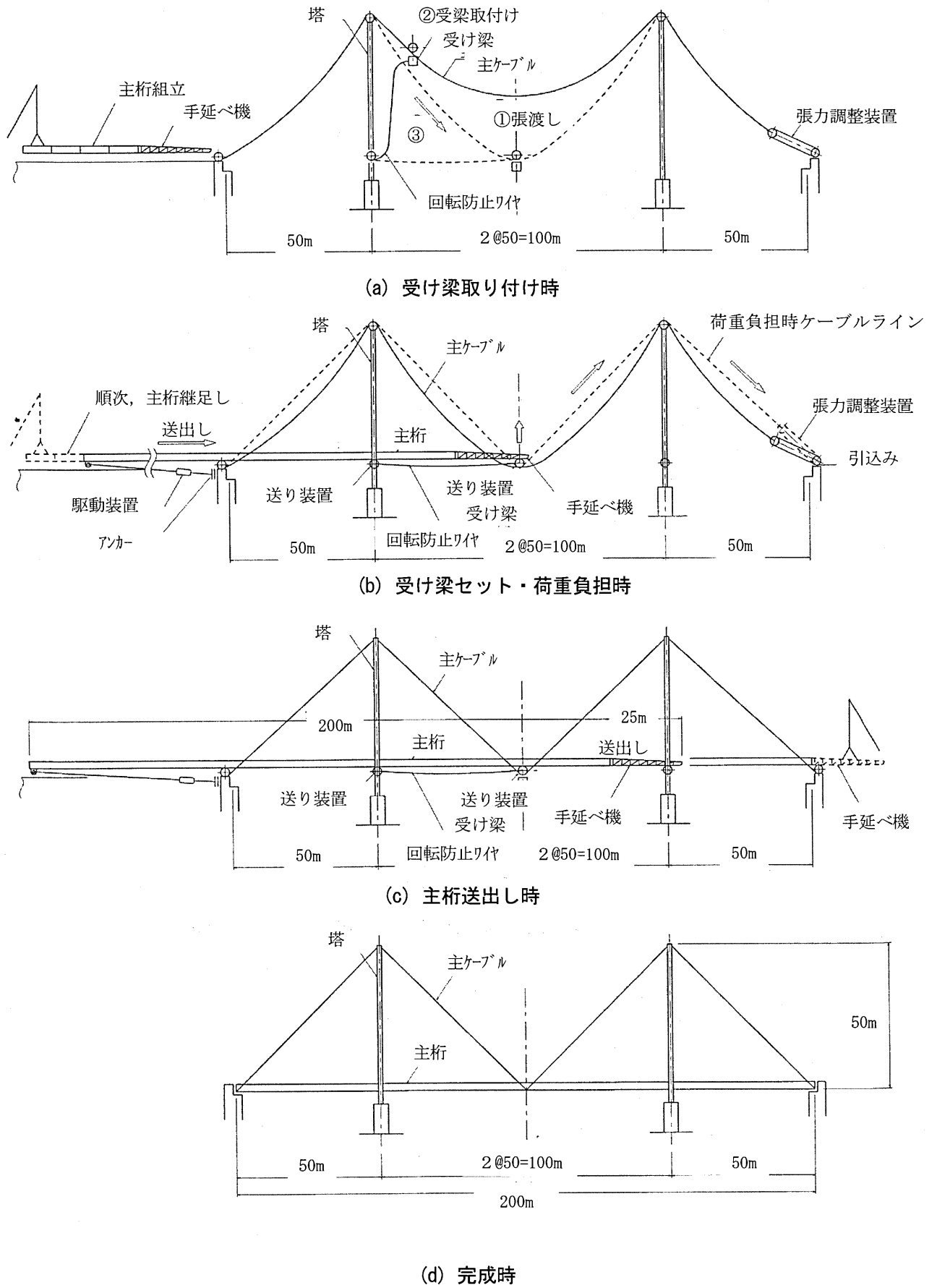
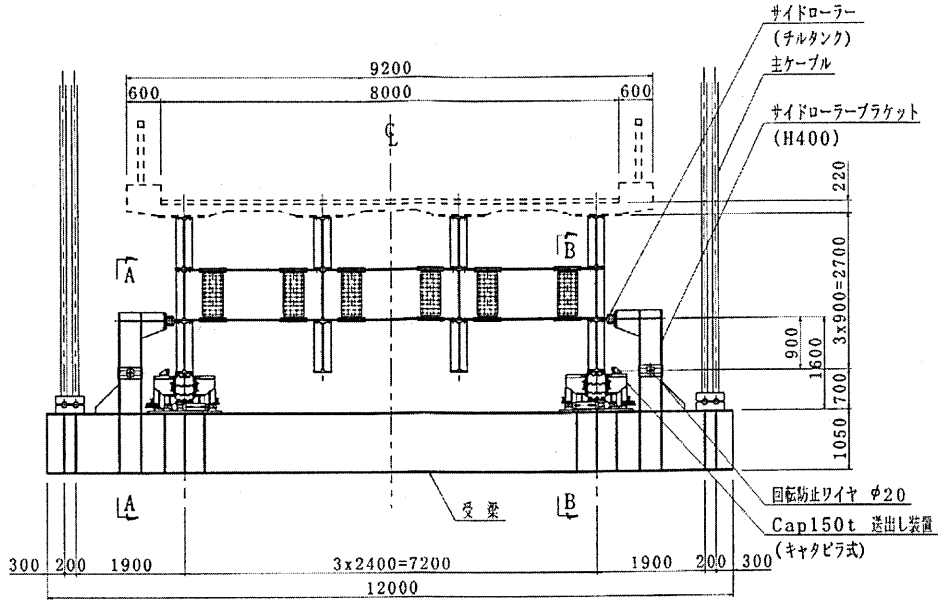
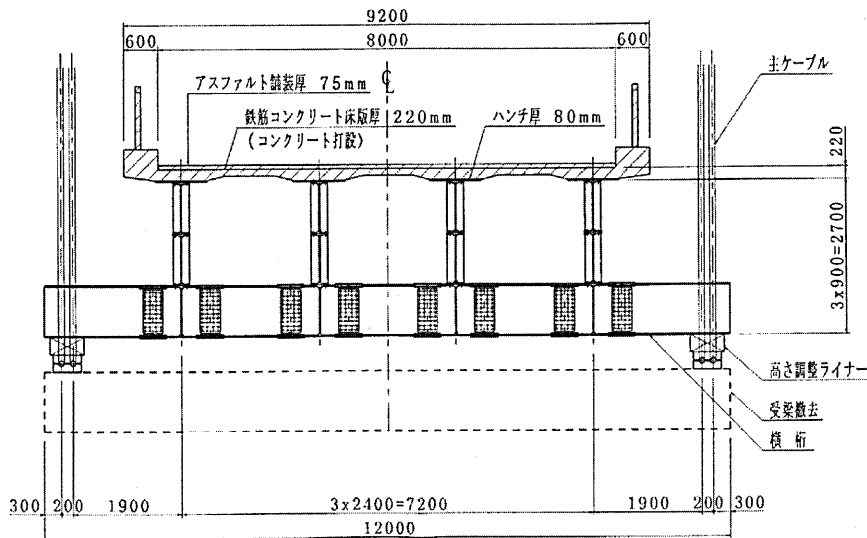


図-7.1.3 H形鋼桁橋の送出しの架設段階図 (寸法単位 : m)

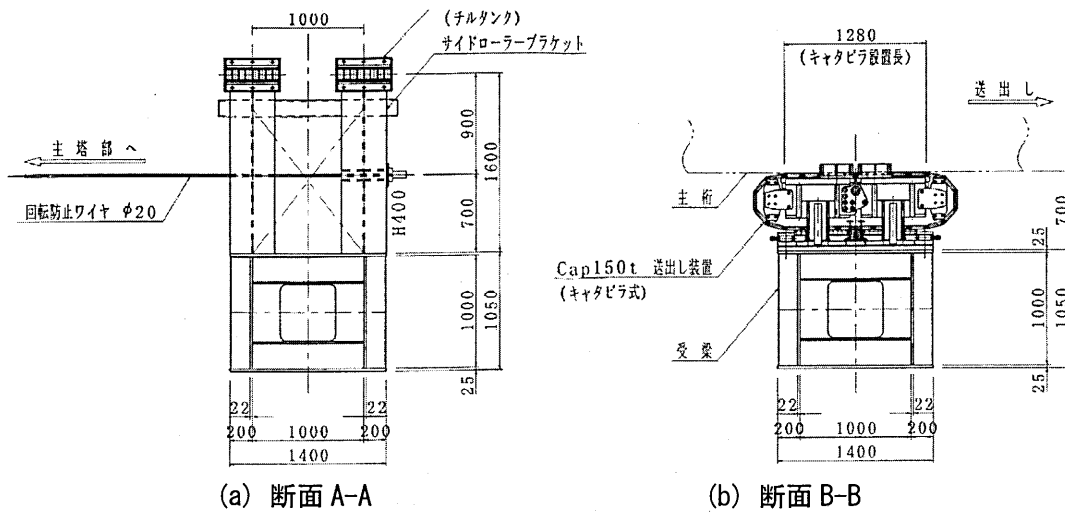


(a) 送出し時受梁断面図



(b) 完成時受梁断面図

図-7.1.4 H形鋼桁橋の送出し時の断面図 (寸法単位: mm)



(a) 断面 A-A

(b) 断面 B-B

図-7.1.5 H形鋼桁橋の送出し設備詳細図 (寸法単位: mm)

(2) 主ケーブル利用送出し工法における装置の能力とロープ径の試算

送出し工法の架設において、送出し時の反力やケーブル径および必要な送出し装置の能力を以下で試算している。

1) 送り装置反力

中央の受点に作用する荷重は、図-7.1.1 に示したような範囲とする。ここに、 W_1 (手延べ機)は20kN/m、および W_2 (主桁)は50kN/m と仮定する。すると、

$$W_1=20\text{kN/m} \times 25\text{m}=500\text{kN}$$

$$W_2=50\text{kN/m} \times 50\text{m}=2,500\text{kN}$$

$$P=500\text{kN}+2,500\text{kN}=3,000\text{kN}$$

$$P/2=3,000\text{kN}/2=1,500\text{kN}$$

したがって、送り装置の1台あたりの能力は、1,500kN (150tf) であり、汎用品で調達が可能である。

2) ケーブル張力

中央径間におけるケーブルの張力を算出する。

$$T=P/4 \times \sqrt{2}=3,000\text{kN}/4 \times 1.414=1,060\text{kN}$$

3) 使用ケーブル (ロープ)

H形鋼桁橋での完成系の使用ケーブル (ロープ) は、 $\phi 50 \text{ mm}$ (IWRC6×Fi(29))2本である。

$$\text{破断荷重 } T_a=1,730\text{kN}$$

安全率 $\nu=2.7$ として

$$T \times \nu = 1,060\text{kN} \times 2.7 = 2,860\text{kN} < 2T_a = 2 \times 1,730\text{kN} = 3,460\text{kN} \quad \text{OK!}$$

(3) 試算結果の考察と実用化への問題点**1) 考察**

- ・送り装置の必要な能力は、現在の汎用設備の1,500kN程度であり調達可能である。
- ・主ケーブルの径も、架設に必要な太さは $\phi 50 \text{ mm}$ (IWRC6×Fi(29))2本であり、完成系で決定される。

2) 問題点

- ・送り設備の自重による主ケーブルの変位、あるいは载荷に連れて生じる変位を制御する必要がある(設備の自重は、50~100kN程度であるが、その集中荷重点の高さ調整方法の検討が必要)。
- ・送り装置と送出す桁との摩擦などにより生じる水平力により受点が移動や回転を起こさないように施工しなければならない(本検討では、回転防止ワイヤで対応するものとした)。

7.1.2 スライド式斜吊り工法

ケーブル系橋梁の新しい架設方法として、斜材ケーブルを利用し、主桁をスライドさせて引き出し架設する方法の可能性について検討する。

(1) スライド式斜吊り工法の概要**1) 検討条件**

- ① 桁は斜材のケーブル張力を利用した引き出し架設を想定する。

- ② 引き出し架設用のケーブルとして、完成系の斜材ケーブル(ワイヤーロープ)を使い、側径間および中央径間のケーブル水平力の差を利用して引き出す。
- ③ ケーブルは塔を介して、側径間側と中央径間側とで連続させる。
- ④ 連続したケーブル張力は等しいが、水平力は異なり、その差を利用して桁を引き出す。
- ⑤ ケーブル配置は、側径間側では最下段のケーブルが中央径間側では最上段となるように、上下を入れ替えた配置を仮定する。
- ⑥ 中央径間の張出し当初は、側径間側の水平張力が大きくなり、桁を中央径間側へ引き出す効果がある。
- ⑦ 塔に倒れキャンバーを付けないために、死荷重完成系において、側径間と中央径間のケーブル水平張力の総和を釣り合わせる。
- ⑧ 塔は十分な剛性をもつものとして、変形は微小と仮定できる。
- ⑨ 側径間部は、地組みヤードとして十分な広さが確保できるものと仮定する。

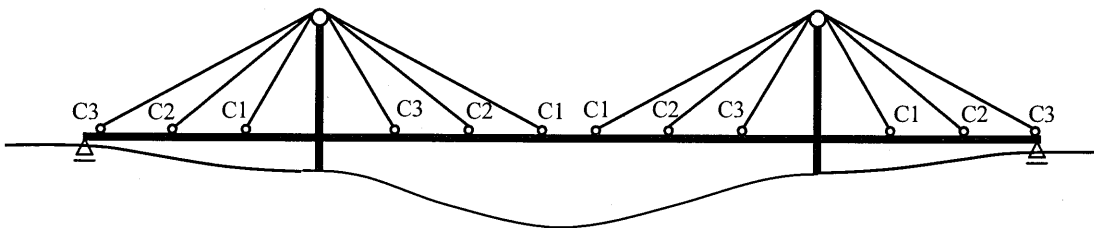


図-7.1.6 ケーブル全体配置図

図-7.1.6 に示すように、側径間側と中央径間側のケーブルは、C 番号の同じ組み合わせで連続している。つまり、側径間の最下段ケーブルが、中央径間の最上段ケーブルとして連続している。

2) 架設手順

架設手順は、図-7.1.7 に示すとおりである。

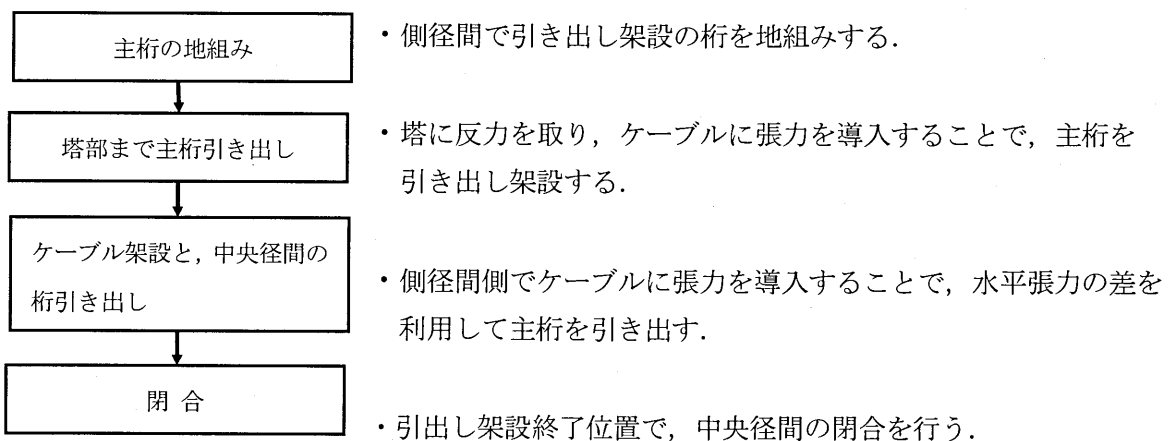


図-7.1.7 架設手順図

3) 架設ステップ図

架設の各ステップの状態を、図-7.1.8 に示す。

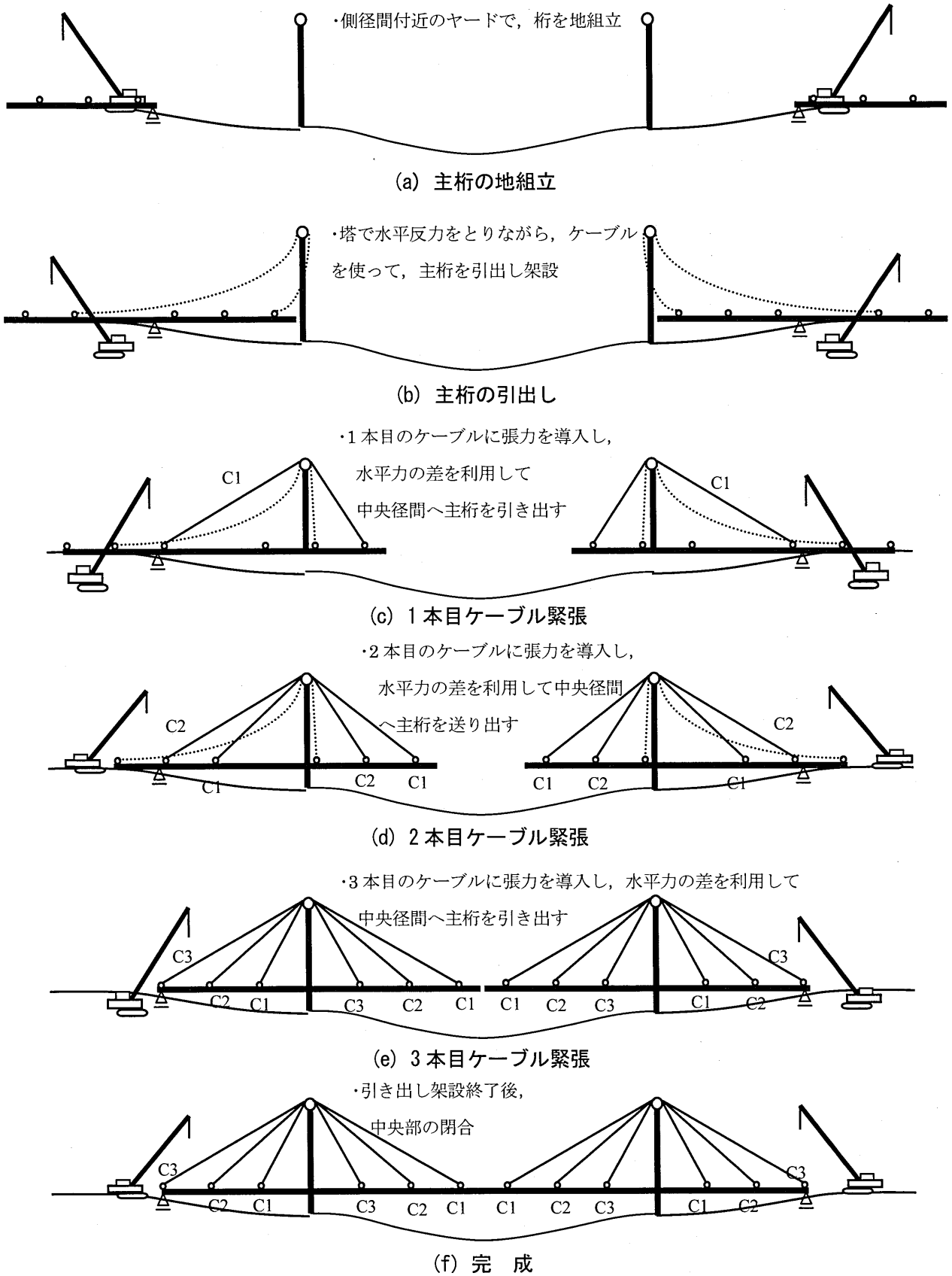
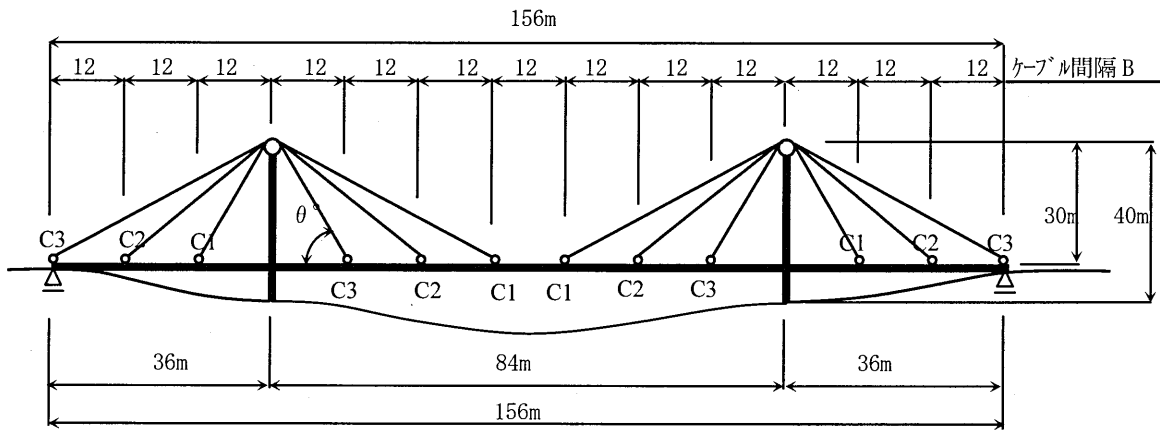


図-7.1.8 架設ステップ図

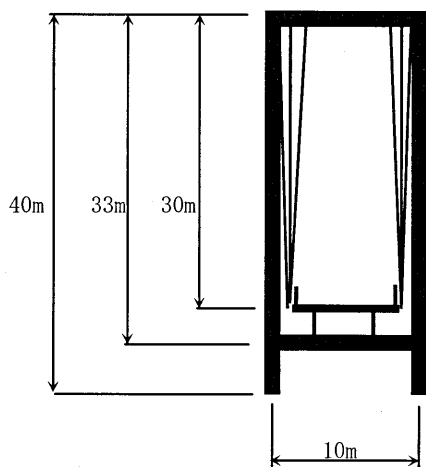
(2) 検討する橋梁の諸元

1) 構造断面諸元

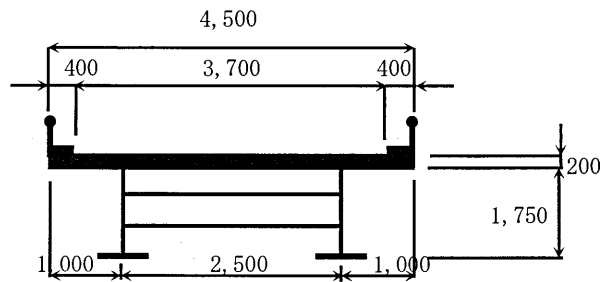
以下の図-7.1.9 に示す人道橋を検討対象としている。



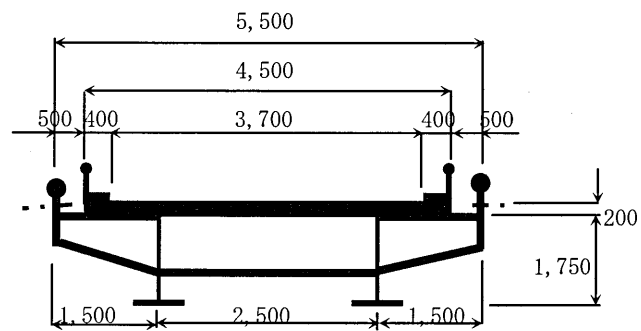
(a) 全体側面図



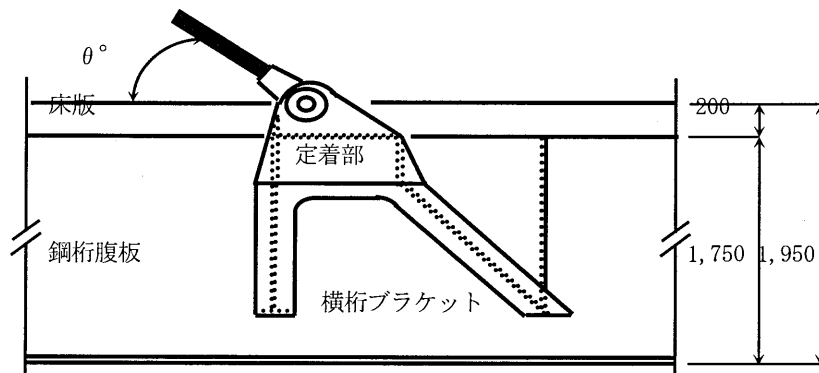
(b) 塔正面図



(c) 主桁一般部断面(寸法単位:mm)



(d) 主桁ケーブル定着部断面(寸法単位:mm)



(e) ケーブル定着部(寸法単位:mm)

図-7.1.9 想定する人道橋一般図

2) 荷重

検討対象の橋では、死荷重と活荷重のみを対象とする。

a) 仮定死荷重 D

床版	0.2 m	×	4.5 m	×	24.5 kN/m ³	=	22.1 kN/m
高欄	0.5 kN/m	×	2 本			=	1.0 kN/m
地覆	0.1 m	×	0.4 m	×	24.5 kN/m ³	=	1.0 kN/m
舗装	0.03 m	×	3.7 m	×	22.5 kN/m ³	=	2.5 kN/m
鋼重	4.0 kN/m ²	×	3.7 m			=	14.8 kN/m
合計						=	41.4 kN/m

b) 活荷重 L

$$\text{歩道荷重} \quad 3.5 \text{ kN/m}^2 \times 3.7 \text{ m} = 13.0 \text{ kN/m}$$

$$\text{合計鉛直荷重} \quad D+L = 54.4 \text{ kN/m}$$

3) ケーブル断面

中央径間中央の C1 ケーブルで検討する。

$$\text{ケーブル角度} \quad \theta^\circ = \tan^{-1}(30/36) = 39.8^\circ$$

ケーブル1段あたりの荷重分担長を、ケーブル間隔 ($B=12\text{m}$) と仮定し、衝撃+プレストレス力として張力 ($D+L$) の20%を仮定すると、張力 T は、

$$\begin{aligned} T &= (D+L) \times B \times 1.2 \div \sin \theta^\circ \\ &= 54.4 \text{ kN/m} \times 12 \text{ m} \times 1.2 \div \sin 39.8^\circ = 1,224 \text{ kN} \end{aligned}$$

(使用ロープ IWSC 56φ ST1,570, 破断荷重 $T_a = 2,080 \text{ kN}$)

安全率は、塔頂の曲げによる二次応力を考慮して、吊橋と同等の $\nu=3$ として必要本数 (N) を計算する。

$$N = T \times \nu \div T_a = 1,224 \text{ kN} \times 3 \div 2,080 \text{ kN} = 1.8 \rightarrow 2 \text{ 本}$$

片側1本ずつの2面吊り斜張橋の架設が可能と考えられる。

(3) 施工検討

1) 死荷重完成系での張力バランス

検討において、以下の仮定を設けている。

- ① 計算の簡略化のため、中央径間閉合後の後死荷重はないものとする。

- ② 塔頂のローラーサポート等，可動部の摩擦は無視する。
- ③ 死荷重完成系におけるケーブル張力は，全てが等しくなるように設定する。
- ④ 死荷重完成系張力 $T_{(D+PS)} = 500 \text{ kN/本}$ （ケーブル 1 段当り 1,000kN/橋）とする。
- ⑤ キャンバーや主桁の曲げモーメントについて，プレストレス (PS) による調整は考慮しない。
- ⑥ 縦断勾配は考慮しない。

以上の仮定より，死荷重完成系張力による水平力のバランスは，**図-7.1.10** および**表-7.1.1** に示すようになる。死荷重完成系で，側径間側と中央径間側の水平力を釣り合わせるために，3本のケーブル張力は， $C1=C2=C3$ となるように設定する。

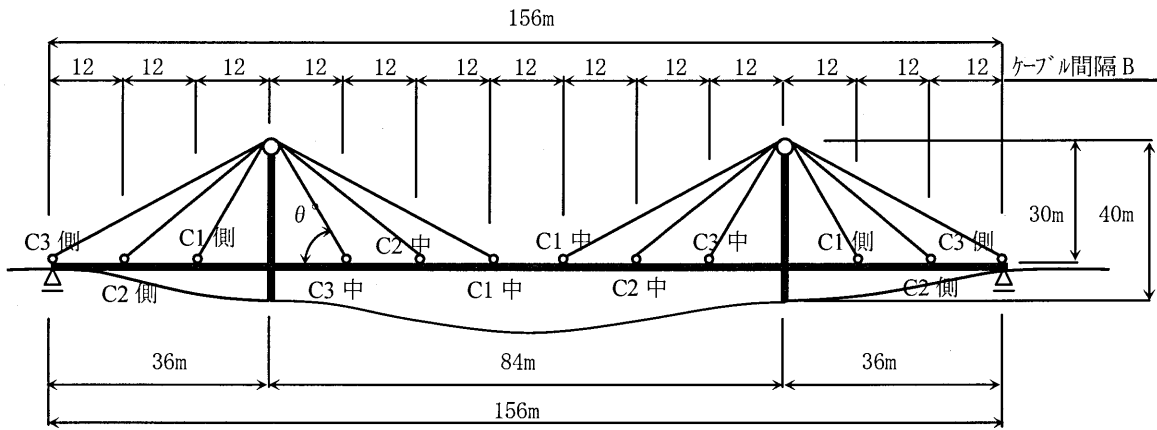


図-7.1.10 全体側面図

表-7.1.1 死荷重完成系張力による水平力のバランス

ケーブル番号	C3 側	C2 側	C1 側	C3 中	C2 中	C1 中
死荷重完成系 $T_{(D+PS)}$	(kN/橋)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
ケーブル角度 θ	(°)	39.806	51.340	68.199	68.199	51.340
水平成分 $(\cos \theta)$		0.768	0.625	0.371	0.371	0.625
水平力 $Th_{(D+PS)}$	(kN/橋)	768	625	371	371	625
水平力合計 $\Sigma Th_{(D+PS)}$	(kN/橋)	側径間 1,764			中央径間 1,764	

2) 架設系での張力バランス

以下の条件を仮定する。

- ① ケーブルは，中央径間の桁側に定着し，塔頂ローラーサドルを経由して，側径間の桁側で引き込み，長さは自由に調整できるものとする。
- ② 塔頂のローラーサポート，桁の仮受け点など，可動部の摩擦は無視する。
- ③ 計算の簡略化のため，ケーブル自重によるサグ，弾性伸びは考えない。
- ④ 計算の簡略化のため，桁の鉛直たわみは考えずに，ケーブル定着仮想点の位置関係のみで，ケーブル水平分力を想定する。

以下に、架設の最初のステップ1から完成するステップ8までの8ステップにおける構造概要図およびケーブル張力のバランスを示す表を、それぞれに図-7.1.11～図-7.1.18 および表-7.1.2～表-7.1.9 に示す。

Step 1

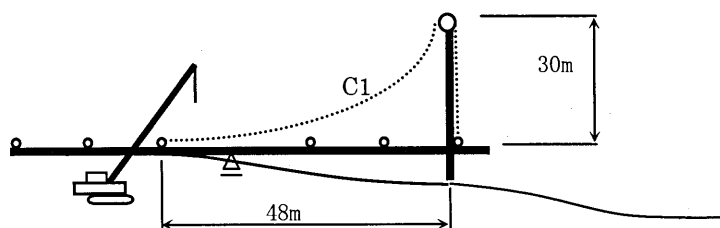


図-7.1.11 1本目ケーブル架設

表 7.1.2 Step1でのケーブル張力による水平力のバランス

ケーブル番号		C3側	C2側	C1側	C3中	C2中	C1中
ケーブル張力 $T_{(Step1)}$	(kN/橋)	-	-	0	-	-	0
ケーブル角度 θ	(°)	-	-	-	-	-	-
水平成分 $(\cos \theta)$		-	-	-	-	-	-
水平力 $Th_{(Step1)}$	(kN/橋)	-	-	-	-	-	-
水平力合計 $\Sigma Th_{(Step1)}$	(kN/橋)		-			-	

Step2

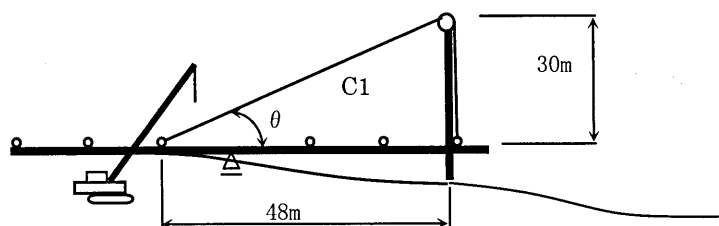


図-7.1.12 1本目ケーブル張力導入開始

表 7.1.3 Step2でのケーブル張力による水平力のバランス

ケーブル番号		C3側	C2側	C1側	C3中	C2中	C1中
ケーブル張力 $T_{(Step2)}$	(kN/橋)	-	-	T_{C1-2}	-	-	T_{C1-2}
ケーブル角度 θ	(°)	-	-	32.005	-	-	90.000
水平成分 $(\cos \theta)$		-	-	0.85	-	-	0
水平力 $Th_{(Step2)}$	(kN/橋)	-	-	$0.85 T_{C1-2}$	-	-	0
水平力合計 $\Sigma Th_{(Step2)}$	(kN/橋)		$0.85 T_{C1-2}$		>	0	

側径間側水平力の方が大きいので、摩擦を無視すれば、桁はケーブル角度が等しくなるまで中央径間方向へ引き出せる。

Step3

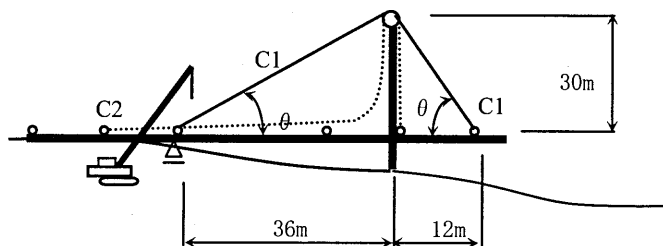


図-7.1.13 1本目ケーブル張力を漸増・2本目ケーブル架設

表 7.1.4 Step3 でのケーブル張力による水平力のバランス

ケーブル番号		C3 側	C2 側	C1 側	C3 中	C2 中	C1 中
ケーブル張力 $T_{(Step3)}$	(kN/橋)	-	0	T_{C1-3}	-	0	T_{C1-3}
ケーブル角度 θ	(°)	-	-	39.805	-	-	68.199
水平成分 ($\cos \theta$)		-	-	0.77	-	-	0.37
水平力 $Th_{(Step3)}$	(kN/橋)	-	-	$0.77 T_{C1-3}$	-	-	$0.37 T_{C1-3}$
水平力合計 $\Sigma Th_{(Step3)}$	(kN/橋)		$0.77 T_{C1-3}$		>	$0.37 T_{C1-3}$	

側径間側水平力の方が大きいので、摩擦を無視すれば、ケーブル角度が等しくなるまで桁は中央径間方向へ引き出せる。

Step4

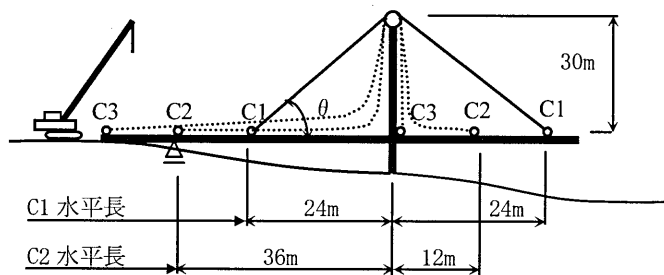


図-7.1.14 1本目ケーブル張力バランス状態、3本目ケーブル架設

表 7.1.5 Step4 でのケーブル張力による水平力のバランス

ケーブル番号		C3 側	C2 側	C1 側	C3 中	C2 中	C1 中
ケーブル張力 $T_{(Step4)}$	(kN/橋)	0	0	T_{C1-4}	0	0	T_{C1-4}
ケーブル角度 θ	(°)	-	-	51.340	-	-	51.340
水平成分 ($\cos \theta$)		-	-	0.62	-	-	0.62
水平力 $Th_{(Step4)}$	(kN/橋)	-	-	$0.62 T_{C1-4}$	-	-	$0.62 T_{C1-4}$
水平力合計 $\Sigma Th_{(Step4)}$	(kN/橋)		$0.62 T_{C1-4}$		=	$0.62 T_{C1-4}$	

この位置で、側径間側と中央径間側の水平力が釣り合うので、C1 ケーブルにこれ以上の張力を導入しても、桁を引き出すことはできない。

Step5

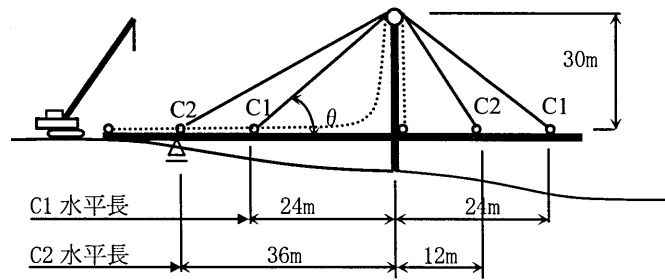


図-7.1.15 2本目ケーブル張力導入

表 7.1.6 Step5 でのケーブル張力による水平力のバランス

ケーブル番号		C3 側	C2 側	C1 側	C3 中	C2 中	C1 中
ケーブル張力 $T_{(Step5)}$	(kN/橋)	-	T_{C2-5}	T_{C1-5}	-	T_{C2-5}	T_{C1-5}
ケーブル角度 θ	($^{\circ}$)	-	39.801	51.340	-	68.199	51.340
水平成分 ($\cos \theta$)		-	0.77	0.62	-	0.37	0.62
水平力 $Th_{(Step5)}$	(kN/橋)	-	$0.77 T_{C2-5}$	$0.62 T_{C1-5}$	-	$0.37 T_{C2-5}$	$0.62 T_{C1-5}$
水平力合計 $\Sigma Th_{(Step5)}$	(kN/橋)		$0.77 T_{C2-5} + 0.62 T_{C1-5}$		>	$0.37 T_{C2-5} + 0.62 T_{C1-5}$	

側径間側水平力の方が大きいので、摩擦を無視すれば、側径間、中央径間のケーブル角度が等しくなるまで、桁は中央径間方向へ引き出せる。

Step6

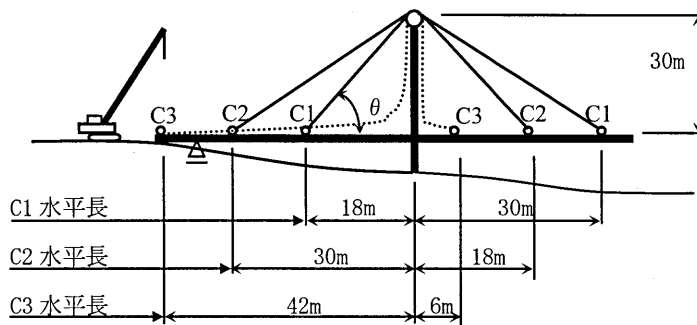


図-7.1.16 1本目、2本目ケーブル張力バランス状態

表 7.1.7 Step6 でのケーブル張力による水平力のバランス

ケーブル番号		C3 側	C2 側	C1 側	C3 中	C2 中	C1 中
ケーブル張力 $T_{(Step6)}$	(kN/橋)	0	T_{C2-6}	T_{C1-6}	0	T_{C2-6}	T_{C1-6}
ケーブル角度 θ	($^{\circ}$)	-	45.000	59.036	-	59.036	45.000
水平成分 ($\cos \theta$)		-	0.71	0.51	-	0.51	0.71
水平力 $Th_{(Step6)}$	(kN/橋)	-	$0.71 T_{C2-6}$	$0.51 T_{C1-6}$	-	$0.51 T_{C2-6}$	$0.71 T_{C1-6}$
水平力合計 $\Sigma Th_{(Step6)}$	(kN/橋)		$0.71 T_{C2-6} + 0.51 T_{C1-6}$		=	$0.51 T_{C2-6} + 0.71 T_{C1-6}$	

摩擦を無視して、 $T_{C2-6} = T_{C1-6}$ となるまで C2 ケーブルに張力を導入すると、上記の位置まで桁が引き出され、側径間側と中央径間側の水平力が釣り合う。

Step7

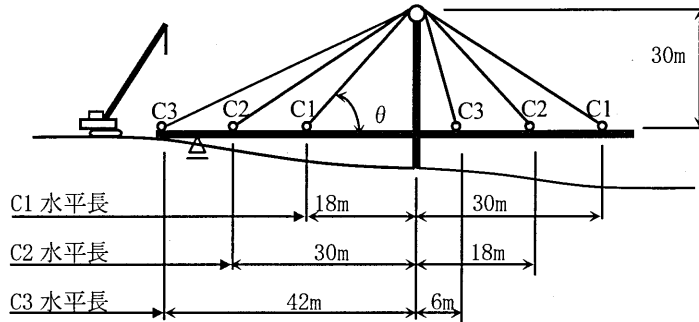


図-7.1.17 3本目ケーブル張力導入

表 7.1.8 Step7でのケーブル張力による水平力のバランス

ケーブル番号	C3 側	C2 側	C1 側	C3 中	C2 中	C1 中
ケーブル張力 $T_{(Step7)}$ (kN/橋)	T_{C3-7}	T_{C2-7}	T_{C1-7}	T_{C3-7}	T_{C2-7}	T_{C1-7}
ケーブル角度 θ (°)	35.538	45.000	59.036	78.690	59.036	45.000
水平成分 ($\cos \theta$)	0.81	0.71	0.51	0.20	0.51	0.71
水平分力 $Th_{(Step7)}$ (kN/橋)	$0.81 T_{C3-7}$	$0.71 T_{C2-7}$	$0.51 T_{C1-7}$	$0.20 T_{C3-7}$	$0.51 T_{C2-7}$	$0.71 T_{C1-7}$
水平力計 $\Sigma Th_{(Step7)}$ (kN/橋)	$0.81 T_{C3-7} + (0.71 T_{C2-7} + 0.51 T_{C1-7})$			$> 0.20 T_{C3-7} + (0.51 T_{C2-7} + 0.71 T_{C1-7})$		

C3 ケーブルに張力を導入する直前は、C1=C2 のケーブル張力状態となっているので、()内の水平力は、側径間側と中央径間側とで等しい。つまり $0.81 T_{C3-7} + () > 0.20 T_{C3-7} + ()$ で、側径間側の水平力の方が中央径間側よりも大きく、桁を中央径間側へ引き出せる。

Step8

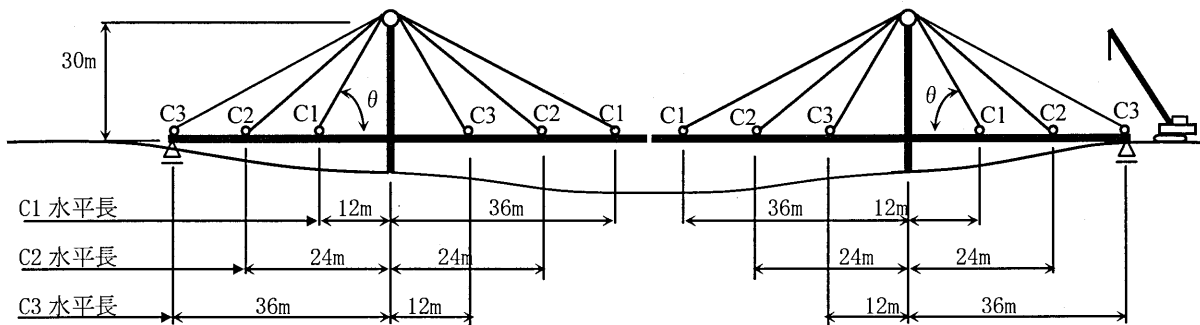


図-7.1.18 ケーブル3段の張力バランス状態, 中央径間閉合

表 7.1.9 Step8 でのケーブル張力による水平力のバランス

ケーブル番号		C3 側	C2 側	C1 側	C3 中	C2 中	C1 中
ケーブル張力 $T_{(Step8)}$	(kN/橋)	T_{C3-8}	T_{C2-8}	T_{C1-8}	T_{C3-8}	T_{C2-8}	T_{C1-8}
ケーブル角度 θ	($^{\circ}$)	39.806	51.340	68.199	68.199	51.340	39.806
水平成分 $(\cos \theta)$		0.77	0.62	0.37	0.37	0.62	0.77
水平分力 $Th_{(Step8)}$	(kN/橋)	$0.77T_{C3-8}$	$0.62T_{C2-8}$	$0.37T_{C1-8}$	$0.37T_{C3-8}$	$0.62T_{C2-8}$	$0.77T_{C1-8}$
水平力計 $\Sigma Th_{(Step8)}$	(kN/橋)	$0.77 T_{C3-8}+0.62 T_{C2-8}+0.37 T_{C1-8}$			$=0.37 T_{C3-8}+0.62 T_{C2-8}+0.77 T_{C1-8}$		

摩擦を無視して、ケーブル張力を $C1=C2=C3$ とすることで、側径間、中央径間の水平力が釣り合い、上記位置まで桁を引き出せる。この状態で中央部を閉合する。

(4) スライド斜吊り工法の実現化への課題

前述の検討のように、摩擦力を無視した仮定のもとでは、ケーブル張力を利用した主桁の引出し架設は十分可能であることがわかる。しかし、この工法の実現に関して、まだ以下の課題について検討することが必要である。

- ① ケーブルは塔頂のローラーサポート部で曲げ応力および摩擦を受ける。したがって、ケーブル構造には、ハンドリングが容易で、曲げ剛性の小さいワイヤーロープを採用すべきである。ワイヤーロープでは、引張り許容荷重が平行線ストランドに比べて比較的小さいため、適用範囲としては、今回検討したような、人道橋程度に限られることが予想される。
- ② 主桁の軽量化のためには、主桁、床版、床組形式などに工夫が必要で、例えば鋼床版、FRP 等の新素材の使用も検討すべきである。
- ③ 塔頂部のローラーサポートの構造、および摩擦力の低減の検討が必要である。
- ④ 引出し架設時の桁受け点の構造、および摩擦力の低減の検討が必要である。
- ⑤ 施工を合理化するために、鉛直支承への盛替え方法の検討や、塔部で主桁を受ける鉛直支承を省略できないか否か等、支承構造について検討の余地がある。
- ⑥ ケーブルの張力調整設備および長さ調整機構の検討が必要である。
- ⑦ ケーブル定着構造の合理化が必要である。
- ⑧ 塔の架設方法の合理化が必要である。
- ⑨ 塔側へのケーブル設置方法の検討が必要である。
- ⑩ 工期、施工費の低減、および総合的な経済性の検討が必要である。

7.1.3 ケーブルを用いた既設橋の補強・補修事例

(1) 既設吊橋の補強・補修事例

ここ 10 年の間に、既設吊橋に対しケーブルを用いて補強・補修した事例 4 件を以下に紹介している。いずれも完成から 40~50 年経過の後、補強・補修工事が実施されている。表-7.1.10 には、それらの事例の概要を示す。

表-7.1.10 既設吊橋の補強・補修事例

橋梁名	4月25日橋 ¹⁾	タンカービル橋 ²⁾	タマー橋 ³⁾	ローデンキルヘン橋 ⁴⁾
スパン割	483+1013+483m	176+608+178m	114+335+114m	95+378+95m
場所	ポルトガル リスボン市	フランス ルーアン市	イギリス プリマス	ドイツ ケルン市
施工時期	1996~1999	1996~1998	1999(ケーブル製作 開始)~2001	1992~1994
架替え・ 補強理由	鉄道の導入, 車線(路 面)の拡幅	ケーブルの腐食 ・破断	活荷重増に対する桁 の補強, 車線(路面) の拡幅	交通量の増大に 対する桁の拡幅
架替え・補 強方法	第2ケーブル追加	ケーブル架替え	斜張吊橋へ変更	主塔, 主ケーブル の増設

1) 4月25日橋¹⁾

この橋では、1990年に、鉄道の導入および道路車線の追加(オープングレーチング床版の使用)が決定された。これらを実施するため、以下の施策が行われた(図-7.1.19および図-7.1.20参照)。

- ① 第2ケーブルの追加(第2ケーブルは既存主ケーブルの上方に平行に架設)
- ② 第2アンカレイジを追加(第2アンカレイジを既存アンカレイジの両側方に設ける)
- ③ 主構トラスの下弦材を交換
- ④ 第2ケーブルに鞍掛けする新設ハンガーロープを、既存ハンガーロープの中間に配置

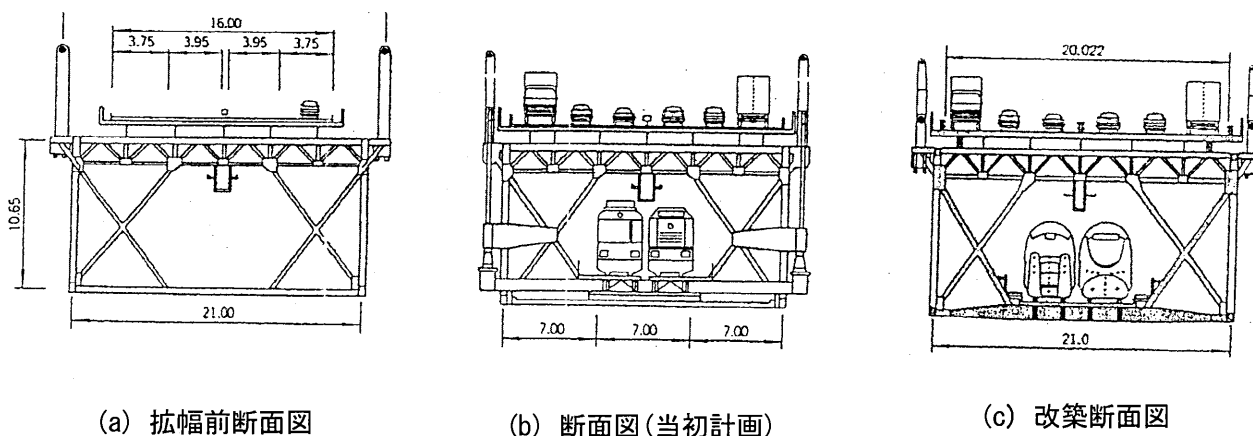


図-7.1.19 桁断面図(寸法単位:m)

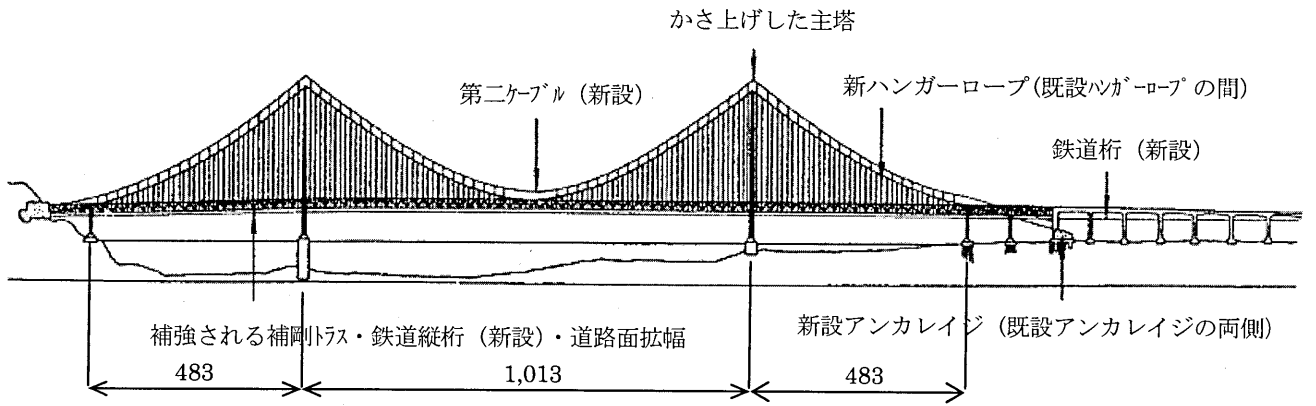


図-7.1.20 4月25日橋の側面図(寸法単位:m)

ただし、当橋は設計当初から将来の鉄道導入が想定されていたため、主塔、基礎、および橋脚は、鉄道載荷を考慮した設計となっていた。工事面では、比較的簡素なキャットウォーク上でAS工法を用いてケーブルの架設が行われた。また、主横トラス水平材の交換時には、あらかじめ仮設材により形状保持を行った上で、既存の水平材の撤去および新設の水平材の設置が行われた。なお、新設の水平材は海上から直接吊り上げられた。

2) タンカービル橋²⁾

この橋の既設ケーブルのワイヤは、裸線(亜鉛メッキをしていない)に表面塗装をしたものである。その主ケーブルは60本のストランドから成り、各ストランドは直径4.7mmの鋼線ワイヤ169本を束ねたものであった。ワイヤの防食仕様が塗装だけであったこともあり一部のワイヤの破断が発見された。1970年以前に破断したワイヤは1,711本、再塗装によるケーブル補修が行われた1970年以降は、さらに147本のワイヤ破断が確認され、1997年には、ストランドの破断に至った。

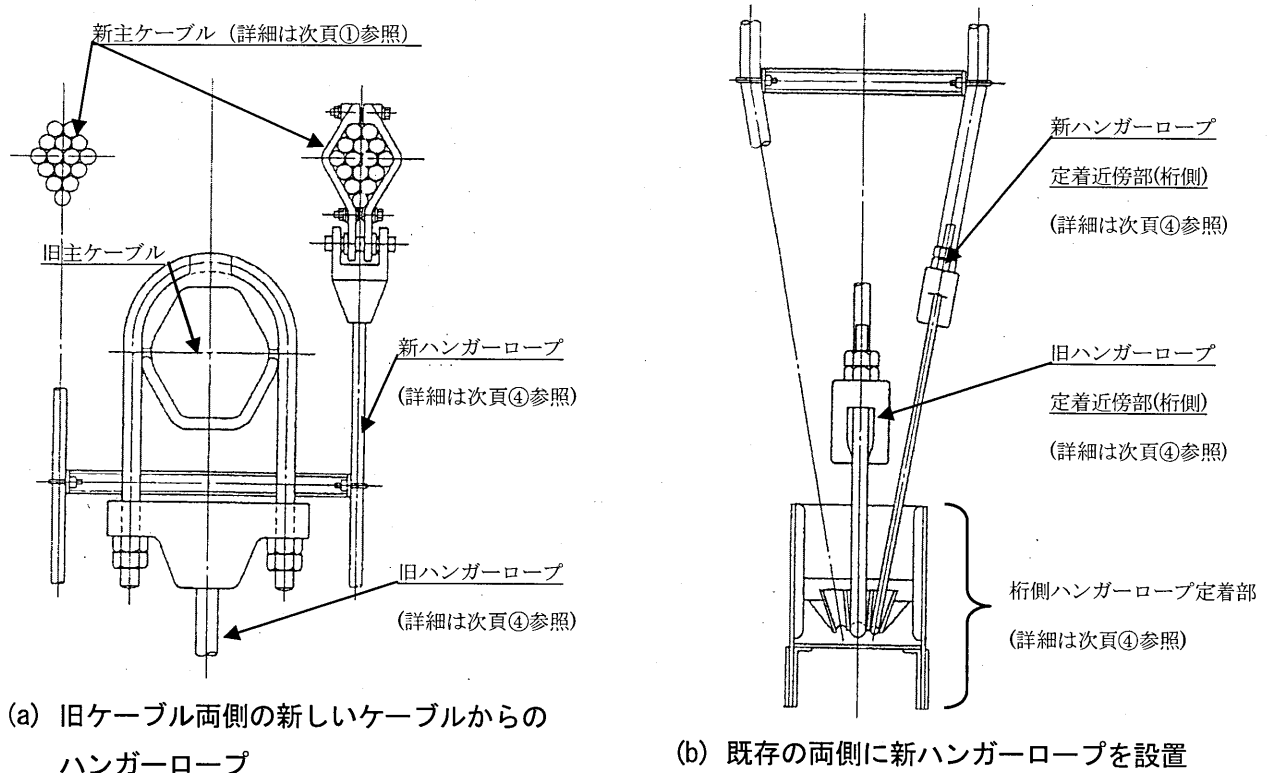


図-7.1.21 新規ハンガーロープの定着構造(タンカービル橋)

このように、主ケーブルの腐食・破断により、ケーブルの架け替えが必要となった。ケーブルの架替えは、次の要領で行われた。

- ① 2本の既設ケーブルのそれぞれ両側に新規のケーブルが配置された。
- ② 新規ケーブルを構成している各ストランドの定着は、既設ケーブルを定着するために設置されたアンカーボルトに特殊な方法を用いて行われた。
- ③ 塔頂には、既設サドルのそれぞれ両側に新規のサドルが配置された。新規のサドルは可動とし、最終的には連動ジャッキを用いて水平方向および橋軸方向に移動できる構造になっている。
- ④ 新規ハンガーロープは、図-7.1.21のように、既存のハンドロープと同位置に配置され、桁荷重が盛替えられた。

3) タマー橋³⁾

この橋は、英国のプリスマに1961年に架けられ、新たに400kNの活荷重に対応するため、完成から40年経た時点で補強工事が行われた(図-7.1.22参照)。1994年の調査結果では、アンカレイジ、主塔、およびサスペンションシステムは健全であった。しかし、既存の鋼製補剛トラス、および150mm厚のコンクリート床版は、400kNの活荷重に対し、基準強度を下回っていた。既設のコンクリート床版を鋼床版に変更するため、鋼製(軽量)の車線を既存の桁の外側に増設し、床版取替え工事中の通行を確保できるようにされた。これに伴い、18本のケーブルを追加が追加された。16本のケーブルは斜張橋ケーブルのように斜めに配置され、2本のケーブルは、中央径間のトラス下面に水平に配置された。

補修工事終了時の鋼重は79,000kN(追加された鋼材、ケーブル、片持ちの拡幅車線を含む)となる。しかし、前後での重量増加は3,000kNのみであった。

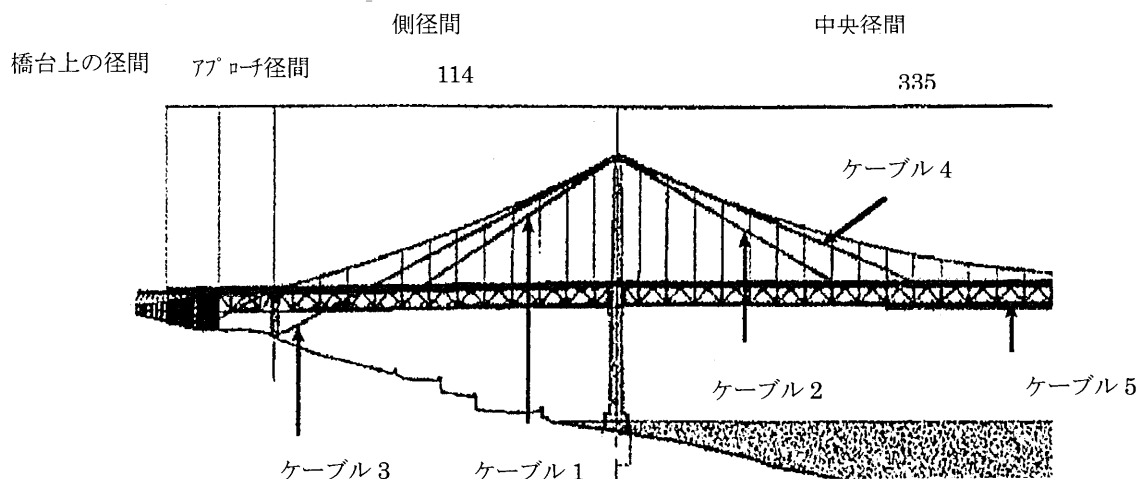


図-7.1.22 タマー橋の補強概要図(寸法単位: m)

4) ローデンキルヘン橋⁴⁾

この橋は、ライン川を渡る中央径間378mの美しい吊橋である。1930年代から建設の始まったアウトバーンの一環として、1940年に建設された。その後の激しい交通量の増大に対応するため、4車線から6車線に拡幅する案が計画された。

拡幅は、**図-7.1.23**に示すように、主塔および主ケーブルを増設し、3本主ケーブルおよび3主塔2基の構造への変更で対応された。具体的には、中央のケーブルに対して左右対称になるように上下線が配置されている。上下線の内、片方が新規の補剛桁である。

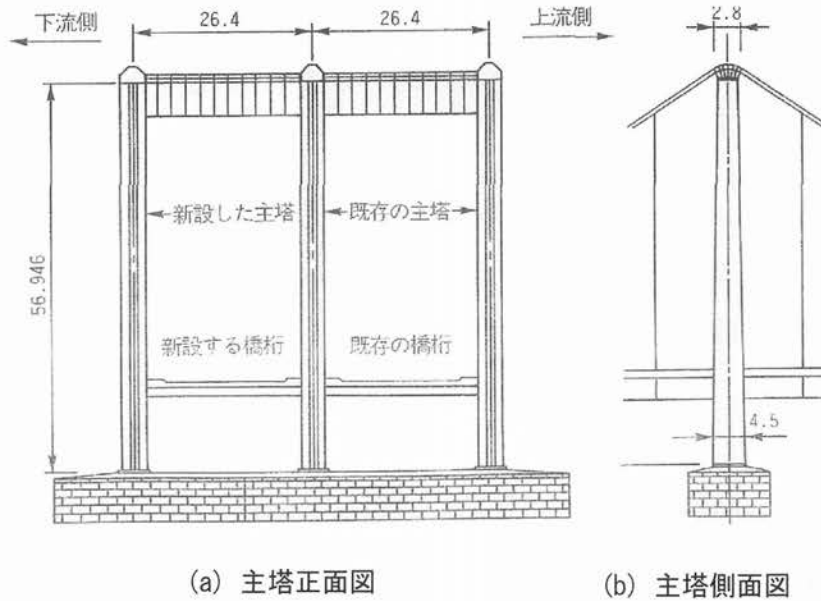
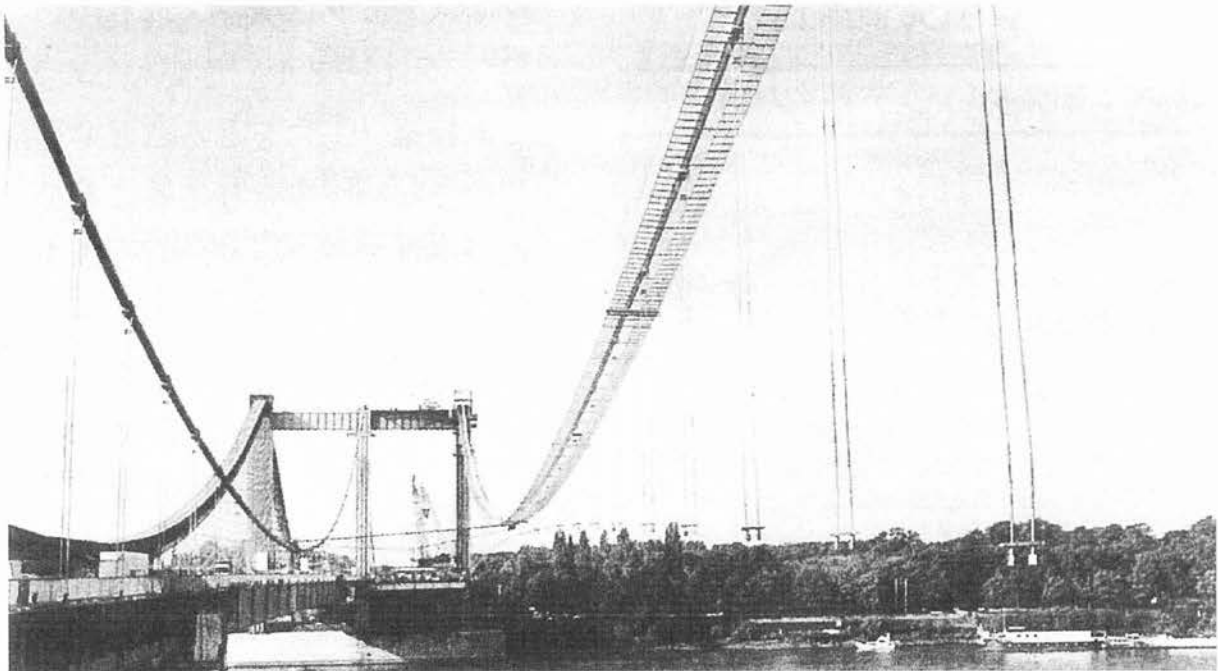


図-7.1.23 ローデンキルヘン橋の主塔部(寸法単位：m)

拡幅時には、横桁の設計法が問題となった。桁架設の最初の頃は、新規ケーブルに桁自重がかかっていないため、既設桁との間に横桁を取り付けると、横桁端部(外側)が浮き上がり、横桁が傾いてしまう。このため、既設桁と新規桁との連結はピン構造とし、最後に溶接で剛結された(**写真-7.1.1**参照)。施工中の状況を**写真-7.1.2**に示す。



(既存橋と比べて、荷重がかかっていない右側のケーブルは浮き上がっている)

写真-7.1.1 拡幅用新設ケーブルが設置された状態



写真-7.1.2 ローデンキルヘン橋の拡幅施工中の状況

(2) 既設鋼桁橋の補強事例

ケーブルを用いた既設鋼桁橋の補強・補修事例3件を表-7.1.11に示す。3橋の詳細については、以下に述べる。

表-7.1.11 既設鋼桁橋の補強事例

橋梁名	新白川橋 ⁵⁾	御坂橋 ⁶⁾	濁澄橋 ⁷⁾
場所	日本 岐阜県	日本 兵庫県	日本 石川県
スパン割	39.550m, 29.867m	35.900m	72.75m
形式	2径間非連続単純鋼桁	単純活荷重合成桁	トラス橋
完成年	1973年	1962年	2004年
補強理由	活荷重の増大に対応する主桁補強	活荷重の増大に対応する補強	活荷重の増大に対応する補強
補強方法	主桁の下フランジ直下に水平に外ケーブルを配置し、死荷重の応力を軽減させ、活荷重の増大に対応している。	既設橋桁下面にクイーンポスト形式で外ケーブルが配置された。主桁にプレストレスを与え、B活荷重に対応できる主桁応力度に改善されている。	トラスの下面に配置したケーブルを緊張し、キングポスト的にトラスに上向きの力を加え、各部材に発生する応力が軽減されている。

1) 新白川橋⁵⁾

この橋は、建設当時の低規格荷重に対応した設計のまま供用されていた。現行のB活荷重に対応するため、外ケーブルによりプレストレスを主桁に導入された。これにより主桁の曲げ応力が低減され応力改善が行われた。図-7.1.24には、補強図を示す。

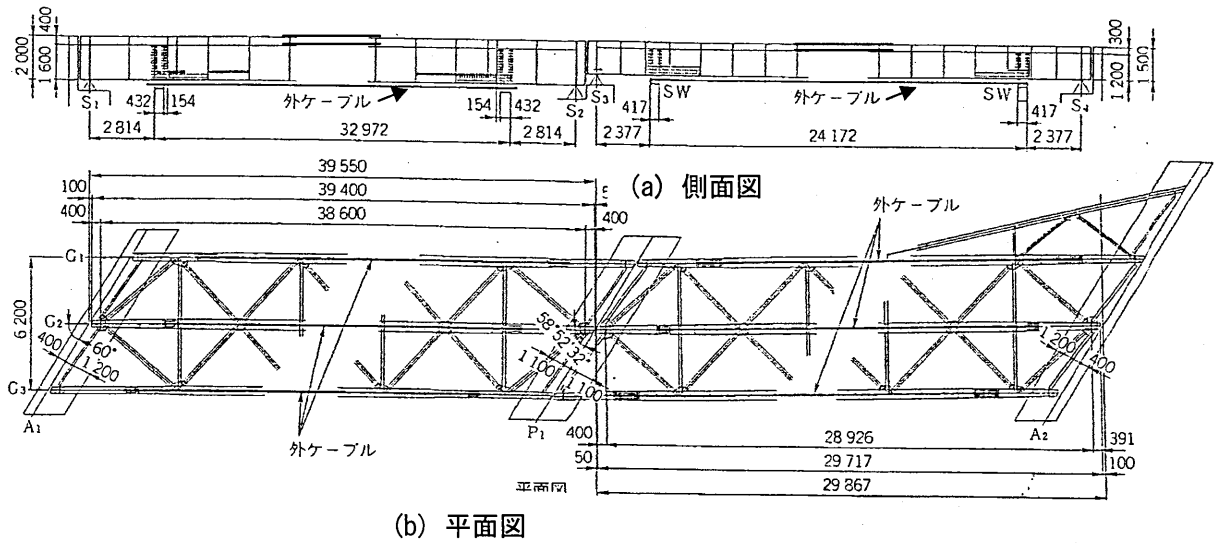


図-7.1.24 新白川橋補強図(寸法単位 : mm)

施工にあたり、非合成桁であっても合成効果が期待できると考え、FEM 解析と載荷実験により合成効果を確認し、プレストレス量が決定された。プレストレスにより死荷重曲げモーメントが改善されている。その概念図を図-7.1.25 に示す。

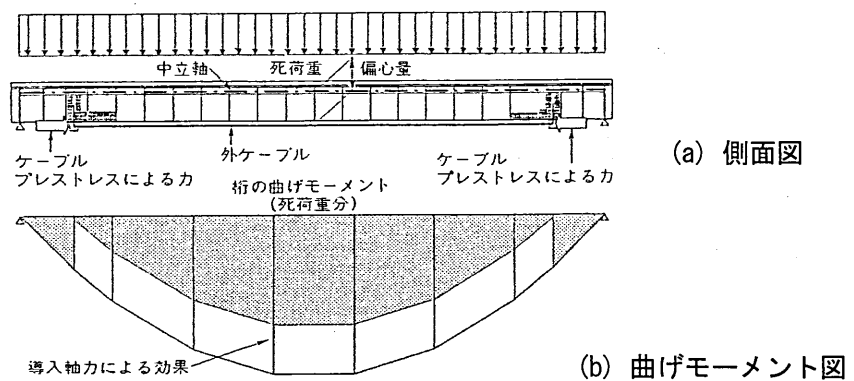


図-7.1.25 死荷重曲げモーメント改善の概念図

2) 御坂橋⁶⁾

この橋は、建設後 30 年以上を経過していること、交通量が増加し同時に大型車の通行量も増加していることから、B活荷重に対応できるよう外ケーブルにより主桁にプレストレスが導入された。既設橋の補強の他、新設橋を既設橋の幅員方向に増設することで拡幅も別途行われた。図-7.1.26 に、この橋の一般図を示す。

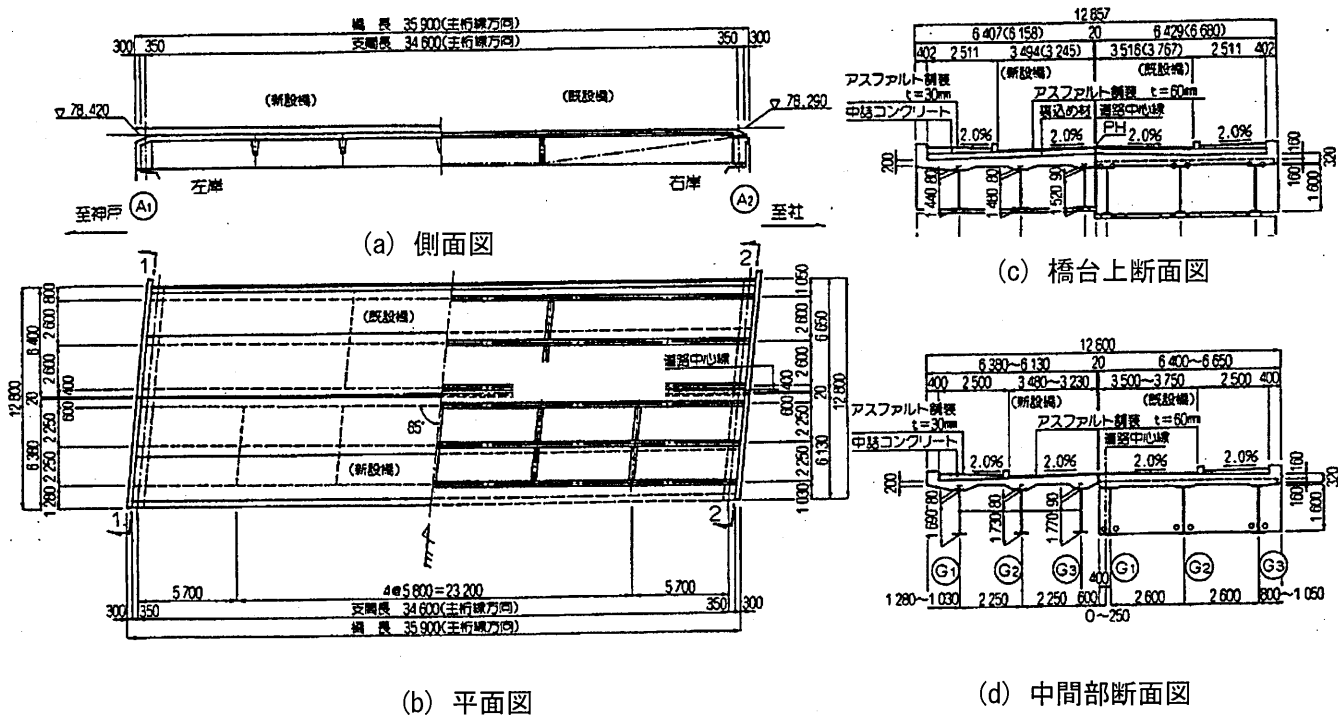


図-7.1.26 御坂橋の一般図(寸法単位: mm)

同橋は、主桁の応力改善と床版の剛性向上により補強された。前者に対しては、外ケーブルによるプレストレス工法が、後者には床版増厚工法が採用された。

床版増厚による死荷重の増大と B 活荷重対応にともなう活荷重の増大に対し、主桁断面内の応力度が許容応力度内に収まるように外ケーブルでプレストレス力が導入された。ケーブルを定着する桁端横桁および中間横桁は、既設床版を貫通して新設床版と一体化したコンクリート構造とし、ケーブル定着構造の簡素化が図られた。また、床版一体型のコンクリート横桁の採用により、荷重分配効果を高めるとともに、合成桁としての合成度が高められた。その他に、補強工事の合理化を目的とし、①フランジの等厚化による板継ぎの省略、②水平補剛材の省略、③剛な横桁(コンクリート横桁)の採用による横構の省略、ならびに④メンテナンスコストの軽減を目的とした耐候性鋼材、ジョイントレス工法、およびゴム支承の採用が行われた。図-7.1.27 には補強概要図、また架設の各ステップは、図-7.1.28 に示している。

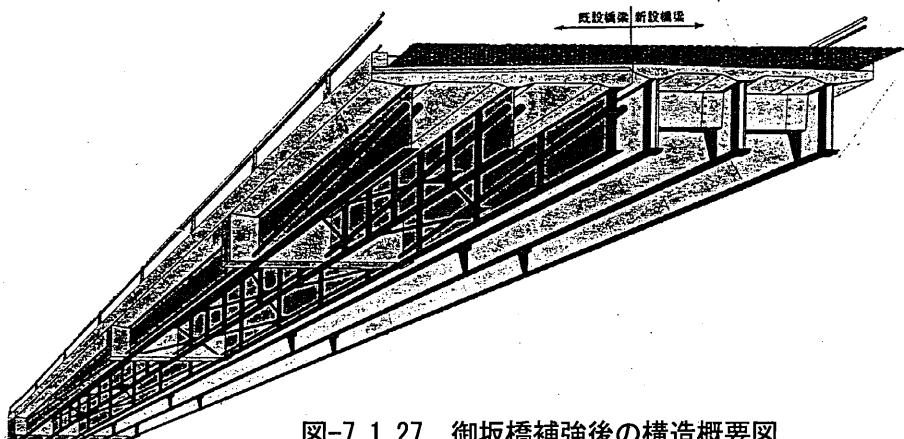


図-7.1.27 御坂橋補強後の構造概要図

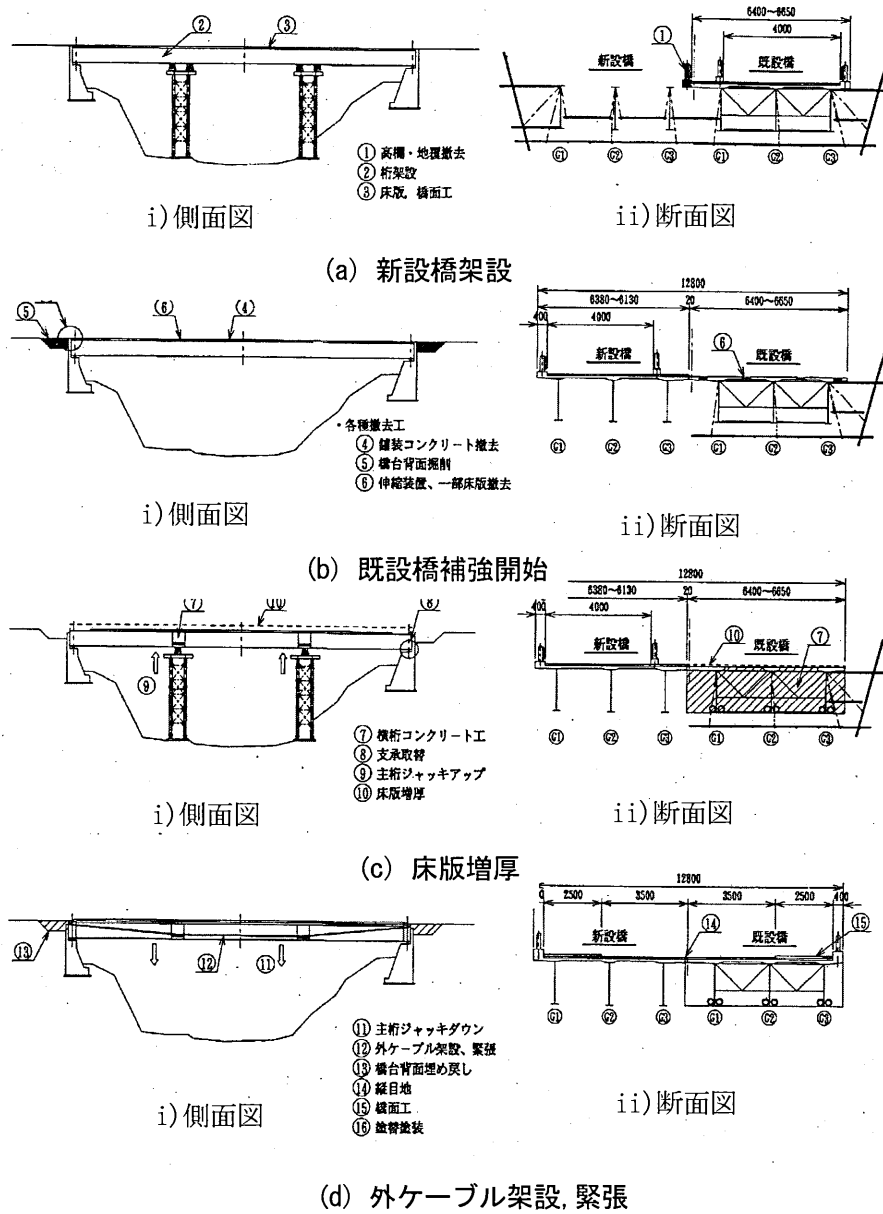
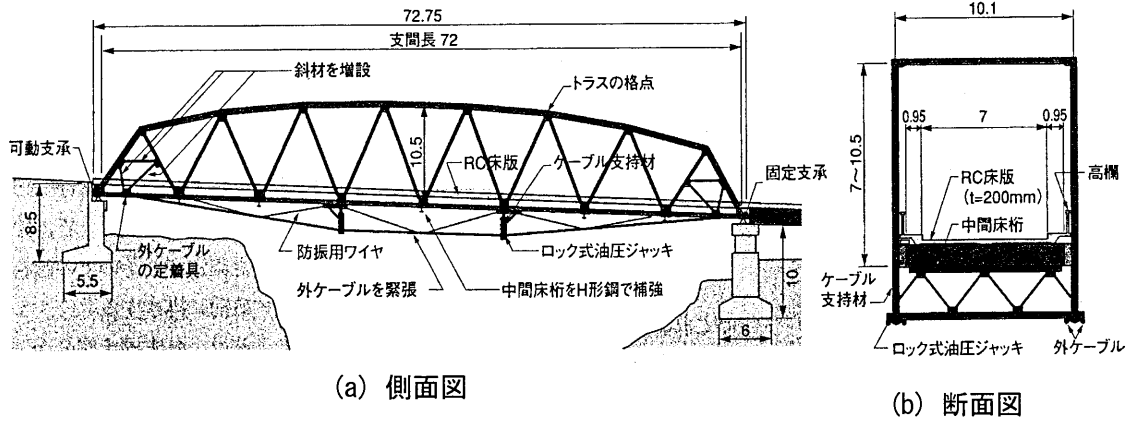


図-7.1.28 御坂橋の架設ステップ (寸法単位: mm)

3) 濁澄橋⁷⁾

この橋は、建設当時の低規格荷重に対応した設計のまま供用されていた。現行のB活荷重にも対応するため、トラスの下面に配置したケーブルを緊張し、キングポスト的にトラスに上向きの力を加え、各部材に発生する応力が軽減された。外ケーブルによる補強工事は、トラス橋に対して初めての採用となった。図-7.1.29には、その補強図を示す。



(a) 側面図

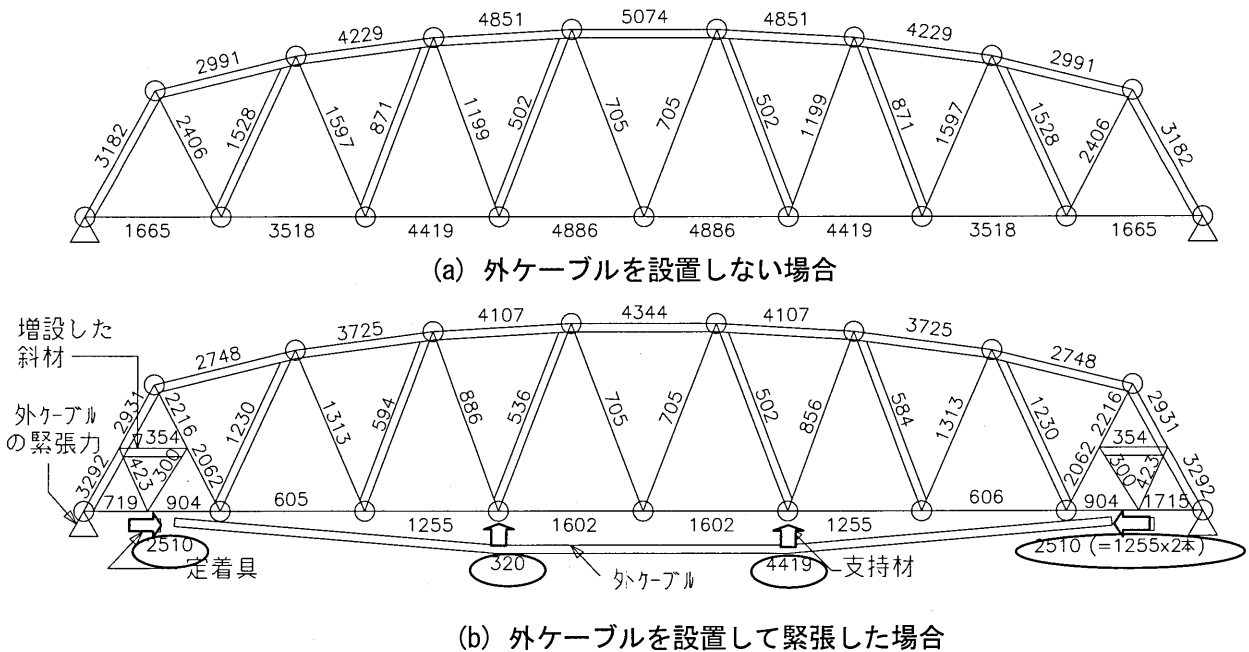
(b) 断面図

図-7.1.29 濁澄橋補強図(寸法単位:m)

トラス部材は軸力のみが作用するものとして設計されている。しかしながら、外ケーブルが追加されると下弦材に下向きの力が加わるため、新しく斜材を設けた。この斜材により、ケーブル張力は軸力として受けられることになる。

なお、通常のトラス橋の補強は、コンクリート床版を鋼床版に置き換え、橋の自重が小さくされる。しかし、片道を通り止めにして、片道通行とする期間がこのレベルのトラス橋で4ヶ月は必要となる。これを、外ケーブルによる工法により、交通規制は8日間程度で対応できた。また、工費についても鋼床版に置き換えると2億5,000万円程度かかると予想されたが、本工法では、4,600万円に対応できた。

最終的に、外ケーブルを緊張した結果、各部材の応力度は、許容値内に収まった。図-7.1.30には、トラス部材の軸力の補強前後の変化を示している。



(a) 外ケーブルを設置しない場合

(b) 外ケーブルを設置して緊張した場合

(各部材の軸力はB活荷重が作用するとして計算している。二重線は圧縮力、一重線は引張力、○内数値は外ケーブルによってトラスに加わる軸力を表す。)

図-7.1.30 トラス部材の軸力(軸力単位:kN)

(4) 既設吊橋の補剛トラス等の補強事例

既設吊橋の補剛トラスの架け替えおよび補強事例を表-7.1.12 に示す。これらの工事の主要因としては、交通量の増加および活荷重の増大が挙げられる。

表-7.1.12 既設吊橋の桁等の補強事例

橋名	ライオンズゲート橋 ⁸⁾	若戸大橋 ⁹⁾
場所	カナダ バンクーバー	日本 福岡県
スパン割	187.147+472.440+187.147m	89+367+89m
桁形式	補剛トラス	補剛トラス
完成年	1938 年	1962 年
架替え・補強方法	ハンガー、補剛トラス、床組、床版の架替が行われた。メインケーブルの架替は行われていない。	RC 床版を鋼床版に置き換えられた。ケーブル、タワー、補剛トラス等の主構造の改造は行われなかった。

1) ライオンズゲート橋⁸⁾

この橋は、主ケーブル(より線ストランド)のリラクセーション、床組横桁の腐食、および交通量の増大と車両の大型化により、載荷能力が限界に達していた。このため、ハンガー、補剛トラス、床組、および床版の架替が行われることになった。なお、交通上の重要性から、工事による日中の交通閉鎖をせず、架替え工事が行われた。図-7.1.31 には、一般図を、図-7.1.32 には新旧の床版および補剛トラスの断面図を示す。

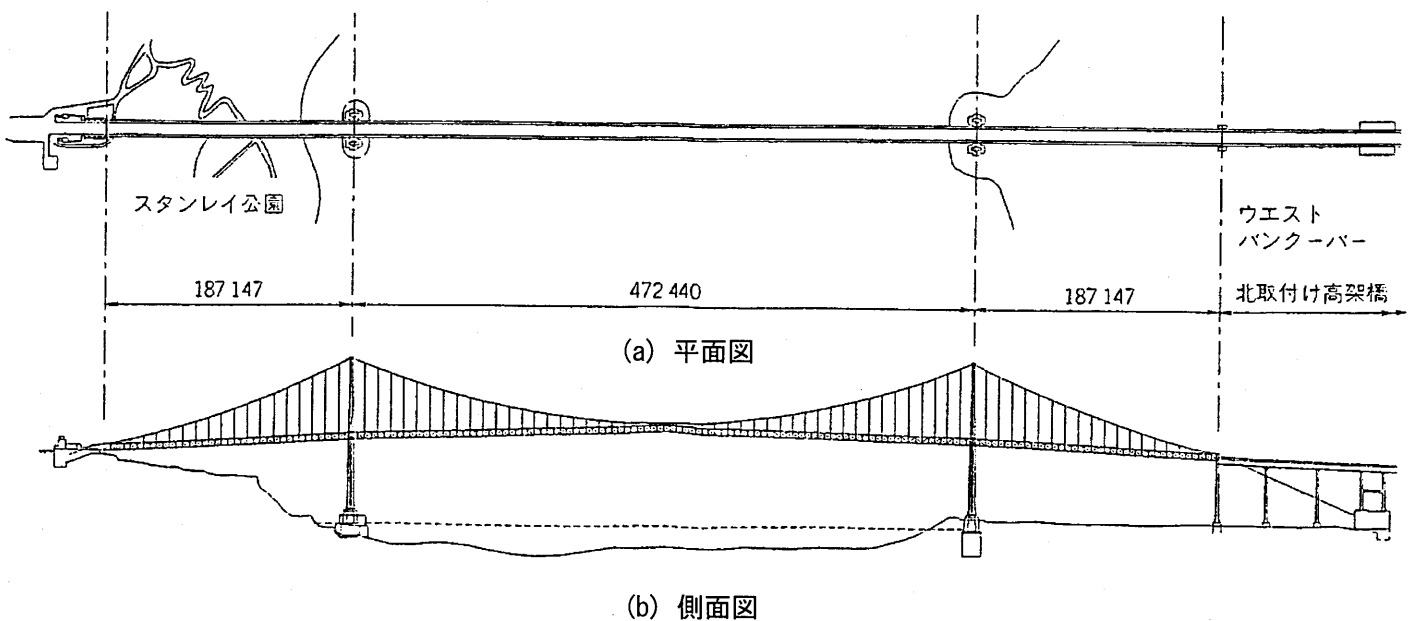


図-7.1.31 ライオンズゲート橋一般図(寸法単位:mm)

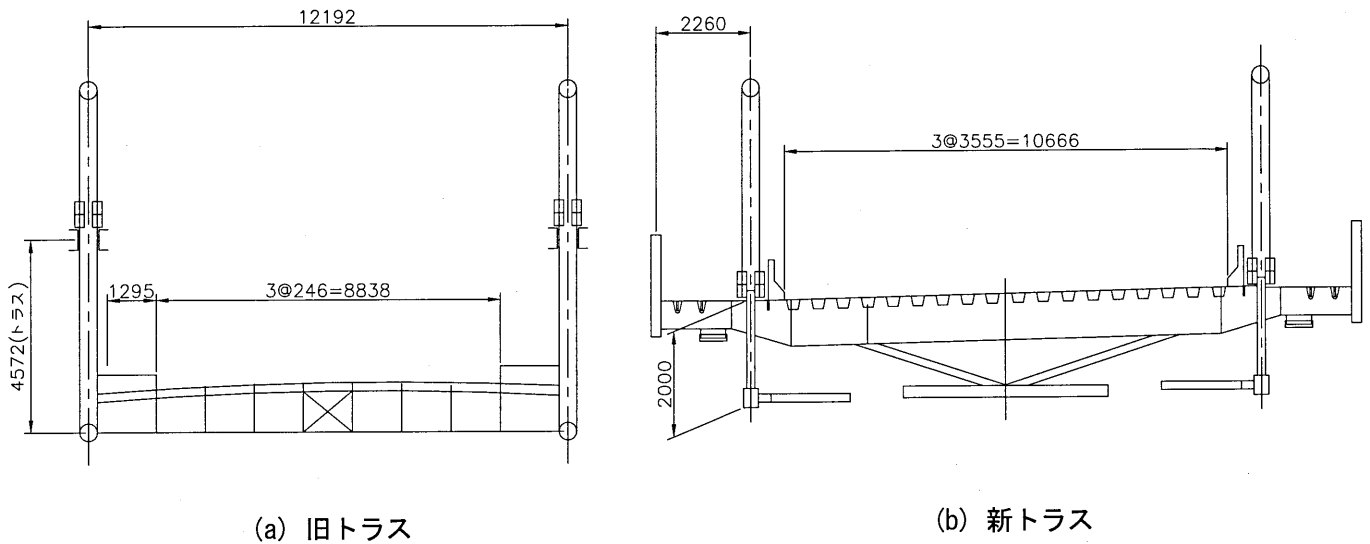


図-7.1.32 床版および補剛トラス図(寸法単位: mm)

補剛トラスの架替え工事は、図-7.1.33 に示すように、ストランドジャッキ搭載トラベラを用いて、旧トラスの撤去・吊り降し、新トラスの吊り上げ・連結が行われた。

なお、架替え時には、施工用の連結リンクが使用された。このリンクは、橋軸直角方向曲げに対して拘束度合いを変化させることができる。これは、新旧トラスの幾何学的不連続性により、新旧トラスの接合部では下弦材のみが横荷重に抵抗することとなる。したがって、連結リンクにより、横荷重を主ケーブルに移行させ、下弦材に横荷重が集中しないようにした。

施工は、以下の 15 ステップで行われた。

- ① 交通を供用しながら、旧トラスと新トラスとを連結リンクにより結合。ストランドジャッキ搭載トラベラを架替え位置に移設。
- ② 交通を供用しながら、トラベラを 3 本のハンガーに固定。トラベラの架台脚の引き込み。
- ③ 交通を供用しながら旧トラスの縦桁切断。連結リンクの開放。
- ④ 交通を遮断した後、ストランドジャッキを旧トラスに固定。旧トラスの上下弦材および斜材を切断。
- ⑤ 旧トラスを地表あるいはバージ上に吊り降し、新トラス側の連結リンクを取り外す。
- ⑥ 旧トラスをストランドジャッキから開放。
- ⑦ 新トラスの吊り上げ。
- ⑧ 新トラスを連結リンクにピン結合。下弦材のピン結合。ハンガーの長さ調整部材による上弦材の高さ調整。
- ⑨ 連結部走行面にプレート設置。
- ⑩ スtrandジャッキ搭載トラベラの軌条移設。
- ⑪ トラベラをローラーで支持。交通供用開始。
- ⑫ ~⑭ トラベラを 1 パネルずつ前方移動。
- ⑮ 次の架設位置に移動。

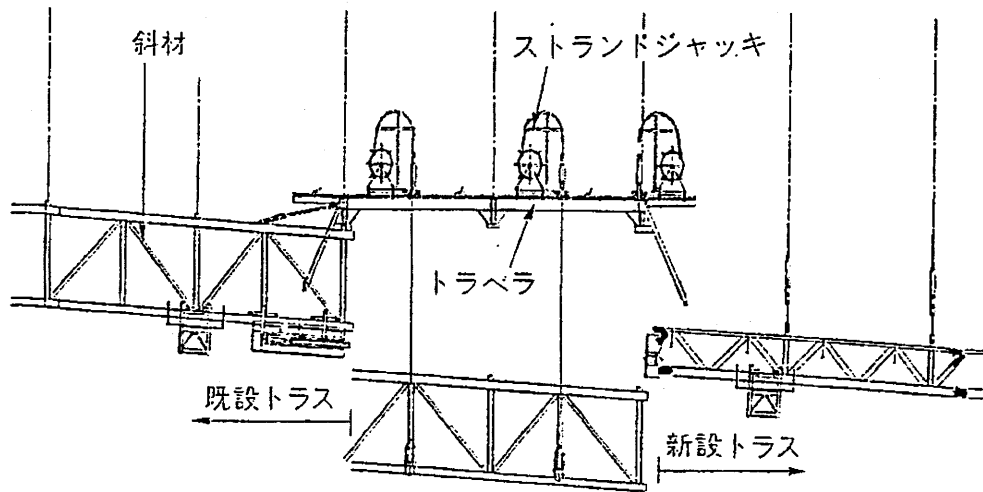


図-7.1.33 ストランドジャッキ搭載トラペラ図

2) 若戸大橋⁹⁾

この橋では、2車線の道路を4車線に広げる拡幅工事が行われた。工事着手は1987年である。

桁の拡幅は、ケーブル、タワー、補剛トラス等の主構造を改造することなく実施された。新旧の桁断面図を、図7.1.34に示す。

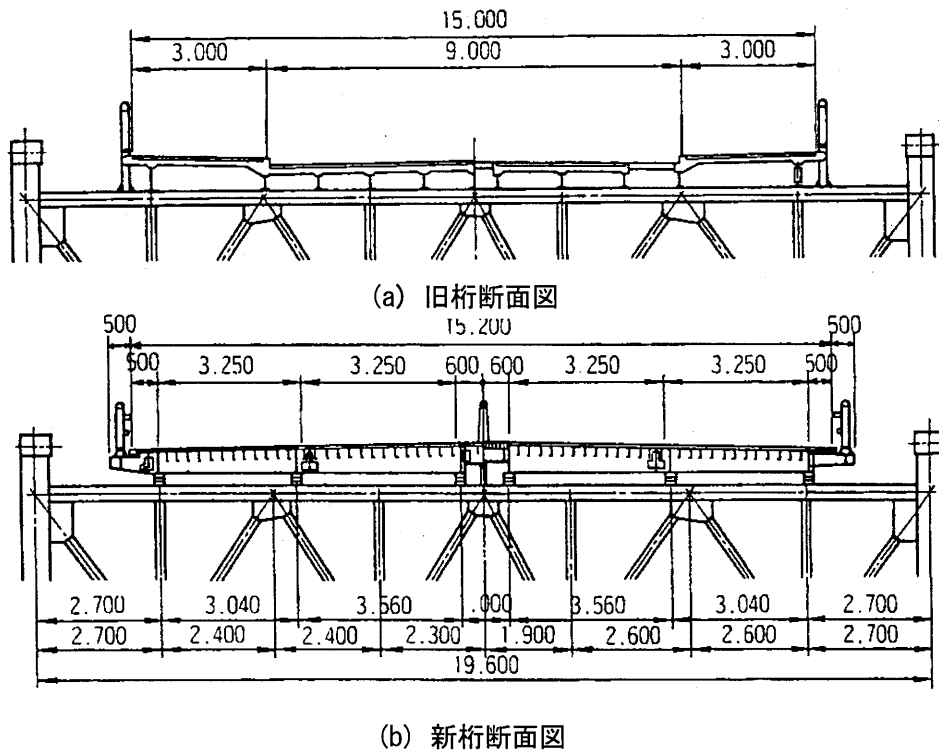


図-7.1.34 新旧桁断面図 (寸法単位: mm)

1期工事の施工時には、RC床版の撤去を橋軸方向、直角方向ともバランス良く行われた。結果として、鉛直方向変位は500mm程度に抑えられた。この値は、事前の推定値とほぼ一致していた。2期工事では、さらに死荷重が軽くなるため変位量が2倍近くになると予想された。これに対しRC床版を撤去し、その都度鋼床版に置き換えるなどして対応された。施工段階を、図-7.1.35に示す。

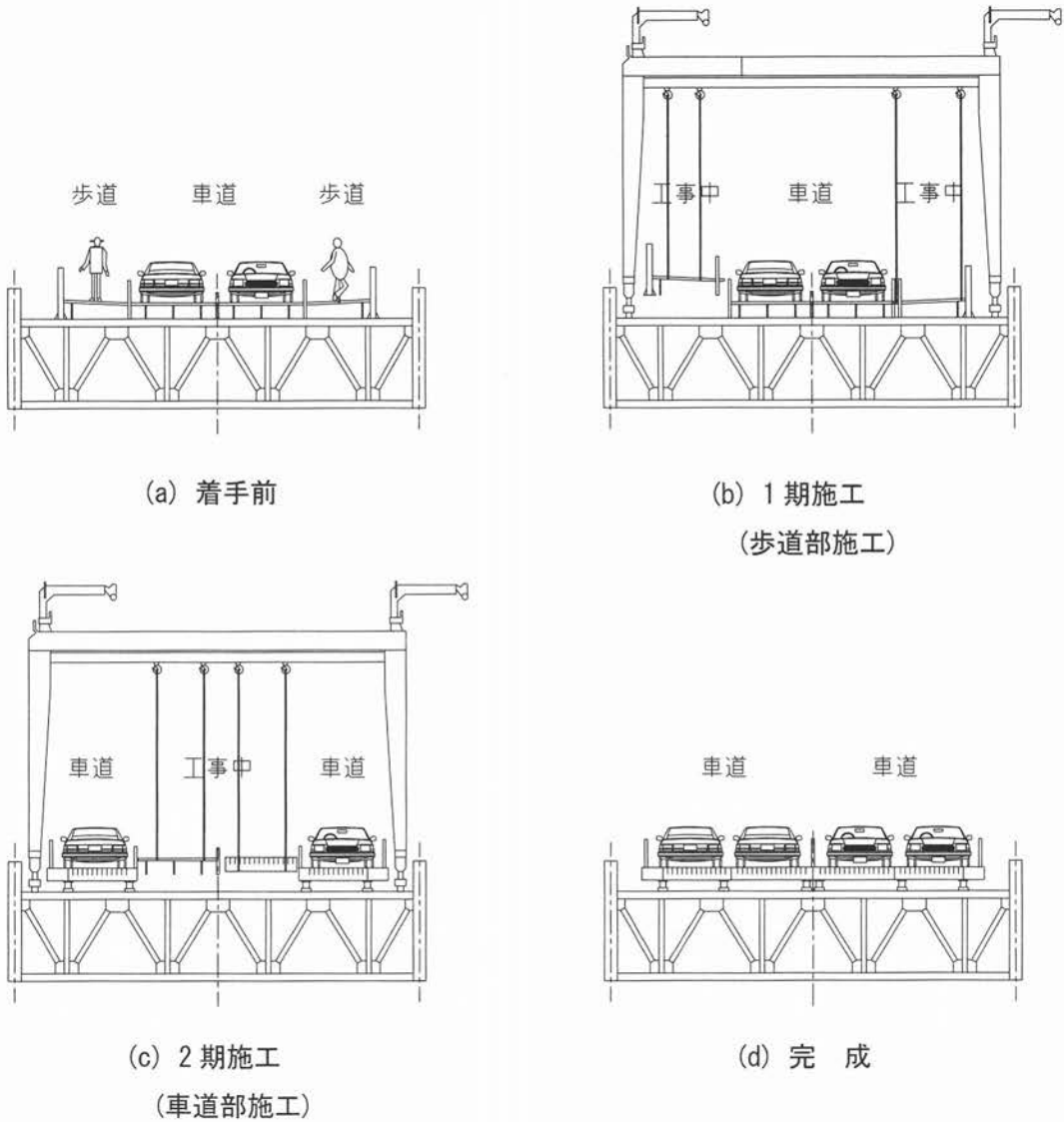


図-7.1.35 施工段階図

ケーブル系橋梁の写真館

メナイストレイト橋
(イギリス メナイ)



7.2 PC 橋

PC 橋の架設においては、橋梁の立地条件、経済性等を考慮して、様々な架設工法が採用されている。一般的に多い架設工法は、張出し架設、移動支保工架設、押出し架設、固定支保工架設、エレクションガーダー架設、スパンバイスパン架設等である。

これらの架設工法は、架設時に生じる曲げモーメントおよびせん断力に対して安全になるよう、必要に応じて内ケーブルや外ケーブルによってプレストレスを与えながら施工される。これらのケーブルは、最終的なケーブル、つまり本設ケーブルとして配置される場合が多い。

本節では、上記本設ケーブルとは基本的に異なり、施工時の構造系の変化に応じて、架設時のみに使用される架設ケーブルを用いた橋梁にまとを絞り、架設ケーブルの適用性について記述している。

7.2.1 桁橋

PC 桁橋で採用された架設ケーブルについては、波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋と複合トラス PC 橋の架設を例に紹介する。

(1) 波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋(銀山御幸橋)

1) 橋梁概要

波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋として、特に架設ケーブルを用いて施工されたのが、秋田県に建設された銀山御幸橋である¹⁾。その全景を写真-7.2.1 に示す。

銀山御幸橋は、秋田県が道路改良工事を行った一般国道 108 号「松の木峠」に建設された山岳橋梁である。厳しい地形や気象に制約を受ける施工条件をクリアーするために、PC 桁と鋼桁との合成構造を採用し、斜吊りの押出し架設が行われた。以下に橋梁概要、および図-7.2.1 には橋梁一般図を示す¹⁾。

[橋梁概要]

橋 梁 名：銀山御幸橋

架設位置：秋田県雄勝郡雄勝町松の木地内

発 注 者：秋田県

橋梁形式：5 径間連続波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋

橋 長：210.000m

支 間 長：27.400m + 3@45.500m + 44.900m

有効幅員：8.500m

縦断勾配：6.0%

平面線形：R=∞

桁 高：3.000m

活 荷 重：TL-20

雪 荷 重：1.0kN/m²

工 期：1994 年 3 月～1996 年 3 月

架設工法：斜吊併用押出し架設



写真-7.2.1 銀山御幸橋

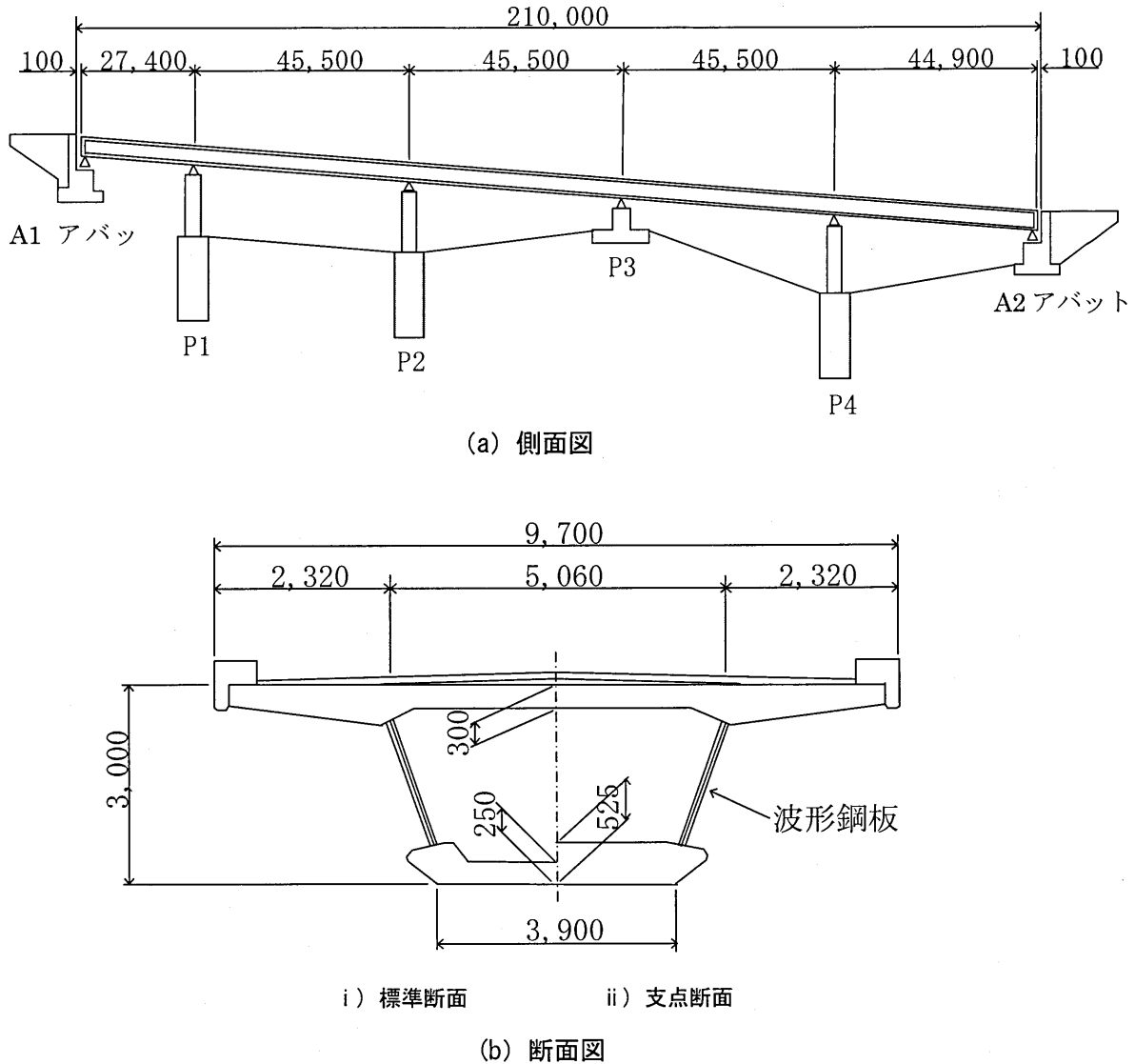


図-7.2.1 銀山御幸橋の一般図(寸法単位:mm)

2) 施工概要²⁾

本橋の施工は、押し出し工法である。本工法の採用は、架設位置が沢沿いの片斜面上であり、植生の保全や冬期の雪崩等を考慮すると、桁下空間が利用できないことから、押し出し工法が最も有効な架設工法であると判断されたためである。また、下部構造の小型化および桁断面の縮小により橋脚ごとに押し出し用ジャッキ設備を配置するスペースがないため、A2 アバット側に押し出し装置を配置した集中押し出し方式の採用となった。

通常押し出し工法では、主桁先端部に軽量の鋼製の架設用手延べ桁を取り付け、施工中の張出し時の断面力が低減される。しかし、本工法では、主桁断面を活用するという方針の中、図-7.2.2に示すように、先端3ブロックの上床版コンクリートを施工せず、鋼床版を設けて補強・軽量化した桁をそのまま手延べ桁の代わりとされている。さらに、第5ブロック上床版上にピロン柱を立て、斜吊りケーブルによって先端手延べ部を補強する斜吊り併用押し出し工法とされている(写真-7.2.2および写真-7.2.3参照)。

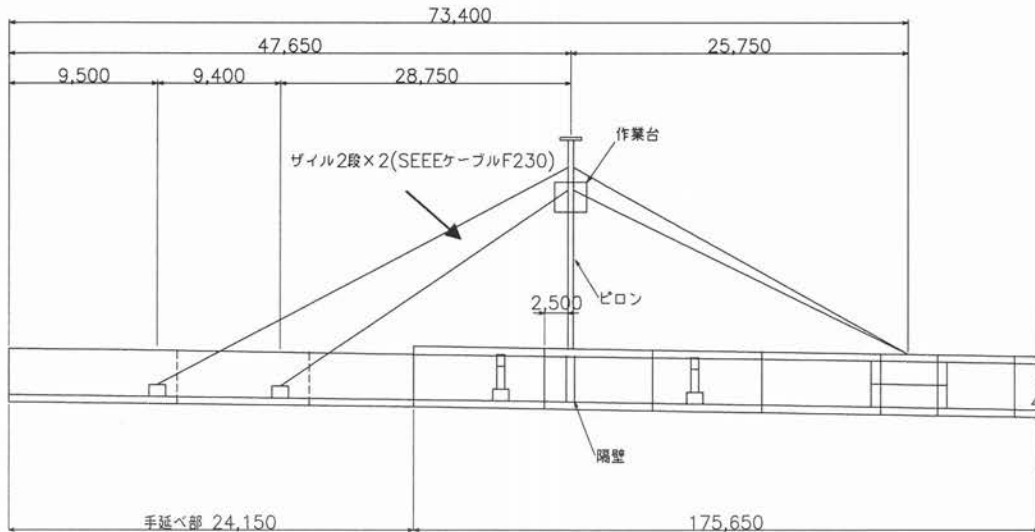


図-7.2.2 手延べ部概略図(寸法単位:mm)

波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋の架設において、波形鋼板ウェブそのものを架設用手延べ桁として用いる場合、波形鋼板はせん断には十分抵抗する。しかし、軸方向の曲げモーメントに対して、アコーディオン効果によって基本的に抵抗できない構造であるため、波形鋼板ウェブのみでは架設用手延べ桁の機能をなさない。

しかし、上記のように鋼床版により補強を施すことによって、押し出し工法が可能になる。ところが、手延べ桁自体が重くなる。また、波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋は、通常の PC 箱桁橋に比べ軽量になるが、変形が大きくなる。これらを考慮して斜吊りの押し出し架設工法が採用された。波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋でこのような施工方法が採用されたのは、世界初である。

斜吊りケーブルには、プレハブワイヤーである SEE-F230 が用いられた。斜吊りケーブルの緊張は、ピロン側の定着端で行っているが、斜材張力は軸力としてピロンから主桁に伝わる。この力は、ピロン直下の主桁断面応力に大きく影響するため、架設ステップに応じて斜吊りケーブルの緊張力が調整された³⁾(写真-7.2.4 参照)。



写真-7.2.2 斜吊り併用押し出し架設の状況



写真-7.2.3 ピロン柱と斜吊りケーブル

使用された SEEE-F230 ケーブルの諸元を表-7.2.1 に示す。

また、施工ステップを図-7.2.3 に示す。

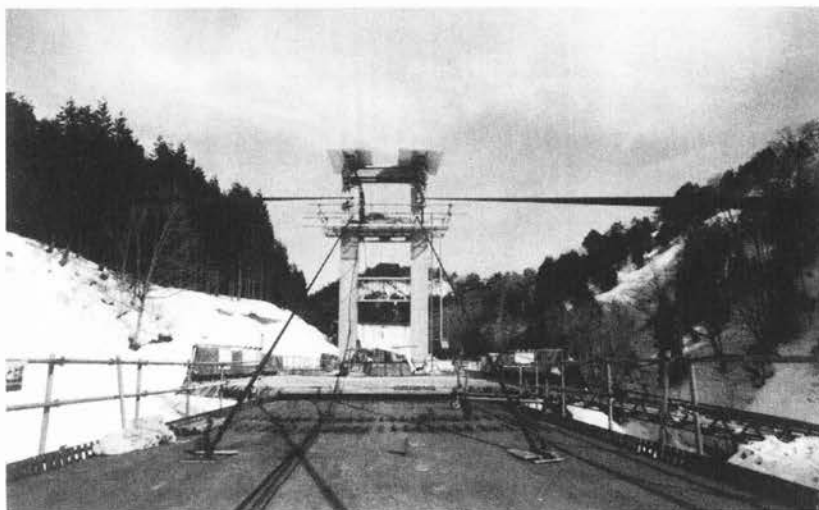
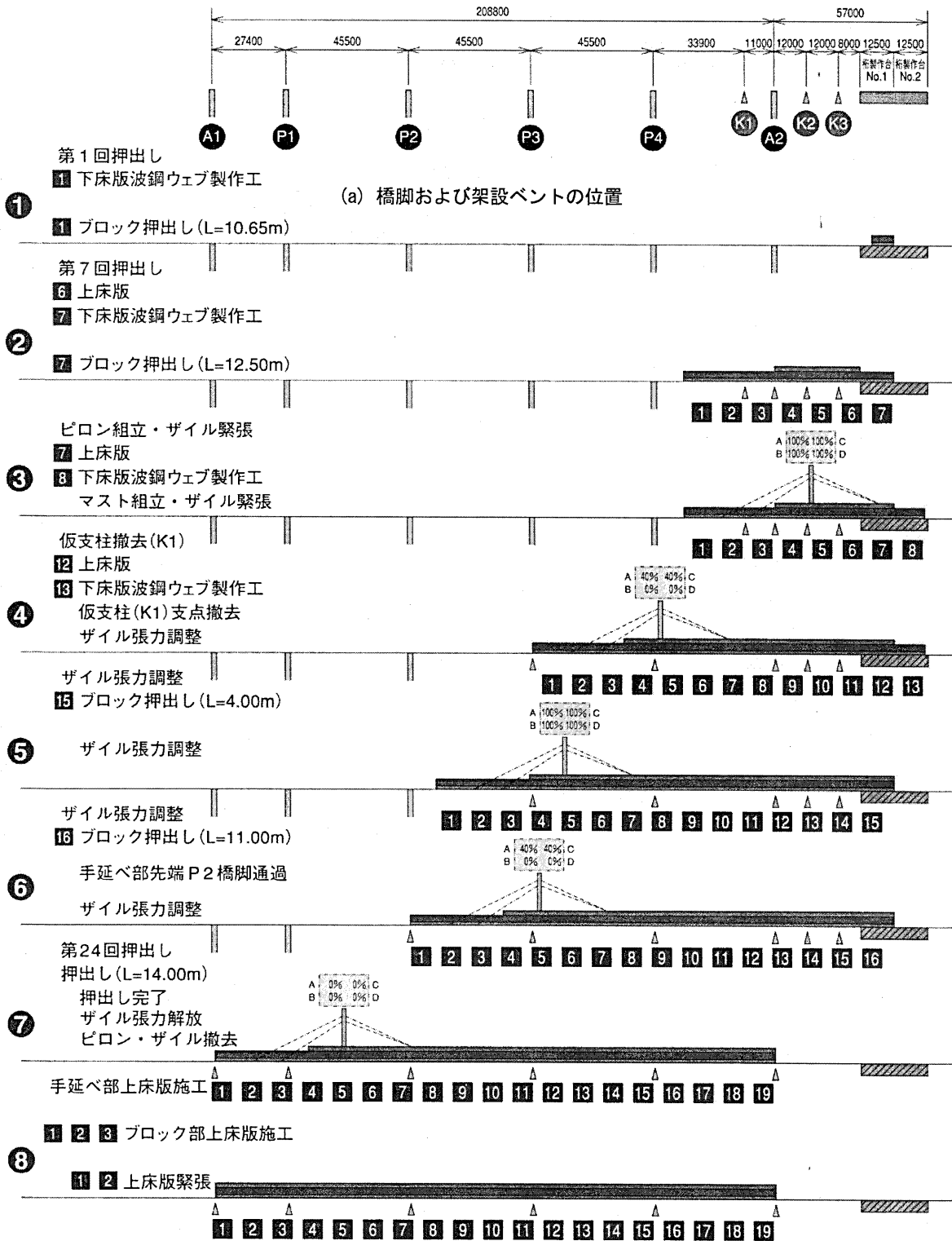


写真-7.2.4 斜吊ケーブルの張力調整状況

表-7.2.1 ケーブルの諸元 (F230)

				F230	
構成				19 × φ10.8	
記号				SWPR7AL	
公称径		mm	54.0		
断面積		mm ²	1323.9		
単位重量 (PC 鋼より線)		Kg/m	11.10		
引張荷重	P_u	kN [tf]	2280 [231.8]		
降伏点荷重	P_y	kN [tf]	1938 [197.6]		
許容荷重	土木学会	設計荷重作用時	$0.6P_u$	kN [tf]	1368.0 [139.08]
		プレストレス導入直後	$0.7P_u$	kN [tf]	1596.0 [162.26]
		プレストレッシング中	$0.9P_u$	kN [tf]	1744.2 [177.84]
	建築学会	定着完了時	$0.8P_u$	kN [tf]	1550.4 [158.08]
		プレストレス導入時	$0.85P_y$	kN [tf]	1647.3 [167.96]
断面図					



(b) 施工ステップ①～⑧

(凡例：■内の番号：施工ステップ番号, (A1)：橋脚番号, (K1)：架設ベント番号)

図-7.2.3 施工ステップ図(寸法単位:mm)

(2) 複合トラス橋

1) 施工概要

架設時にケーブルを利用した複合トラス橋として、志津見大橋⁴⁾の施工方法について述べる。施工ステップを図-7.2.4に示す。本橋の架設方法は、施工ステップ図の1番に示すように、P1柱頭部に大型移動作業車が置かれ、張出し施工が行なわれた。その後、施工ステップ図の3番に示すように、P1柱頭部にピロン支柱が設置され、仮斜材による斜吊り工法を併用した張出し施工が行なわれた。張出し施工は、最終ブロックまで連続して行なわれ、A1-P1側径間を吊り支保工、P1-P2間を支柱式の支保工で閉合できる施工方法が採用された。張出架設における施工ブロック数は全10ブロック(1ブロック長5m)とし、第5、7、9ブロックにて仮斜材が定着された。なお、ピロン支柱および仮斜材は、橋体完成後に撤去された。P3からA2までの2径間は、支柱式支保工を用いた施工が行われ、この径間で用いた支保工をP2-P3径間に転用して支保工施工が行われた。

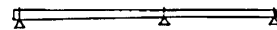
1. 第1ブロック施工



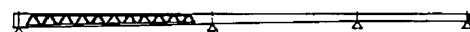
2. 第2ブロック施工, P3-A2支保工部施工



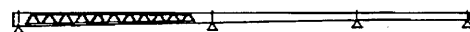
3. 第1仮斜材緊張



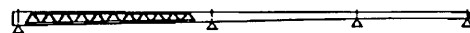
4. 第2仮斜材緊張, P2-P3支保工部施工



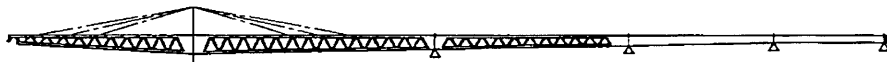
5. 第3仮斜材緊張



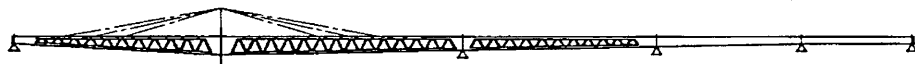
6. 第10ブロック施工



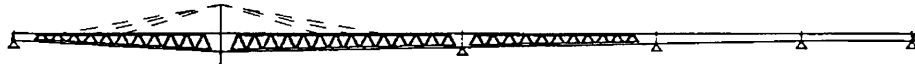
7. P1-P2閉合



8. A1-P1閉合



9. 仮斜材撤去



10. 橋面施工

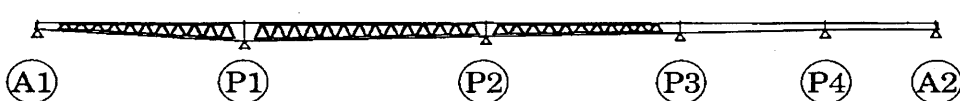
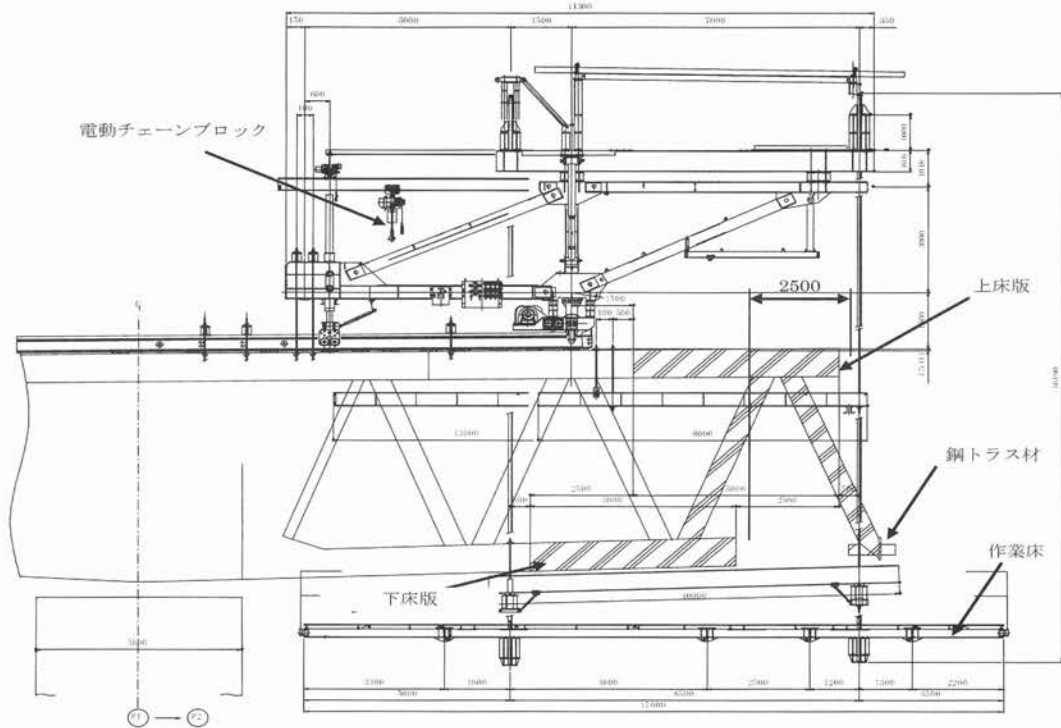


図-7.2.4 施工ステップ図

2) 斜吊りケーブルを併用した張出し施工

a. 移動作業車の構造

張出し部の施工は、図-7.2.5に示す耐荷力 $3,500\text{kN}\cdot\text{m}$ の大型移動作業車を使用して行われた。図に示す斜線部が施工ブロックである。施工ブロック長は 5m とし、上床版と下床版とを 2.5m ずらして施工が行われた。また、移動作業車には鋼トラス材架設のための荷役設備として、移動作業車1基あたり2台の電動チェーンブロック(28kN 吊)が設置された。張出し架設状況を写真-7.2.5に示す。



斜線部は施工ブロックを示す

図-7.2.5 大型移動作業車(寸法単位: mm)



写真-7.2.5 志津見大橋の張出し架設状況

b. ピロン

ピロン(写真-7.2.6 参照)は、支保工材で使用する材料を支柱式支保工として使用された。合計 6本の仮斜材は、錆を防止するためポリエチレン皮膜鋼材が使用された。ピロン頂部は、図-7.2.6に示すように、鋼とコンクリートとの合成構造とし、仮斜材架設時には上面から架設できるように上面が開いた構造となっている。緊張後、地震等で左右の張力差が生じても仮斜材が滑らないようにコンクリートを打設し、鋼材とコンクリートとの付着力で抵抗できる構造となっている。ピロン頂部は、橋軸方向および橋軸直角方向とも PC 鋼棒で緊張力を与えて補強し、第 1 仮斜材緊張後まで柱頭部内に埋め込まれた PC 鋼棒とピロンに設置した鉛直方向 PC 鋼棒とを連結し、緊張力を与えることで支柱の安定が保たれている。

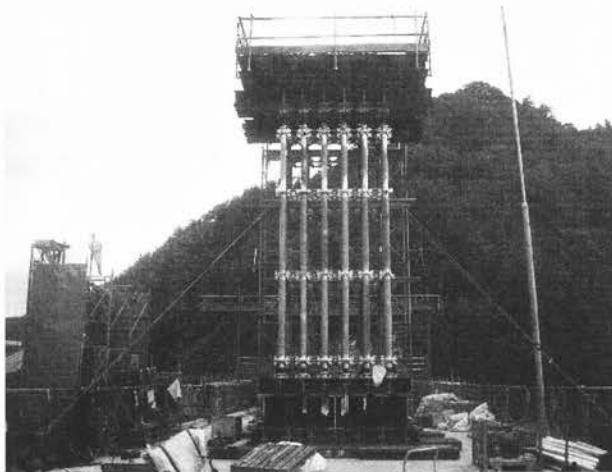
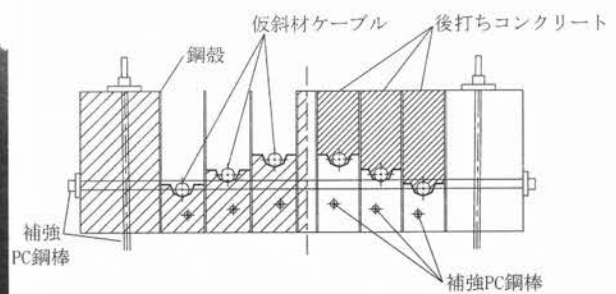


写真-7.2.6 架設用のピロン



(a) 緊張前 (b) 緊張後

図-7.2.6 ピロン頂部の構造

c. 仮斜材ケーブル

仮斜材ケーブルは、施工途中の防食対策とサドル部での付着定着を考慮し、付着性の高いスープロストランド(12S15.2)が使用された。仮斜材ケーブルの配置状況を写真-7.2.7 に示す。仮斜材ケーブル定着位置は、第 5, 7, および 9 ブロックの上床版に設けた定着突起(写真-7.2.8 参照)とし、次ブロックの上床版型枠セット前に緊張が行われた。なお、仮斜材ケーブルは、橋体閉合、外ケーブルを緊張した後に解放が行われた。

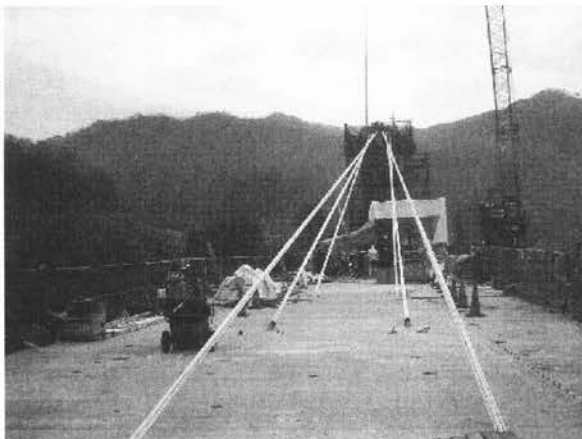


写真-7.2.7 仮斜材ケーブルの配置状況

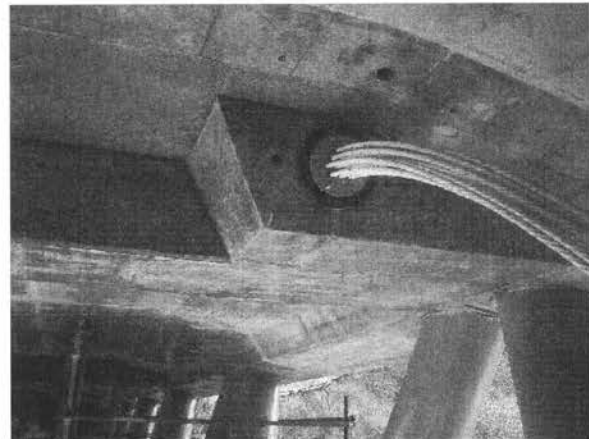


写真-7.2.8 仮斜材ケーブル定着用の突起

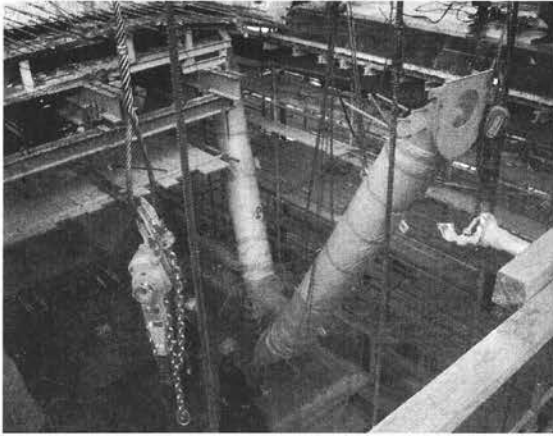


写真-7.2.9 鋼トラス材の架設状況

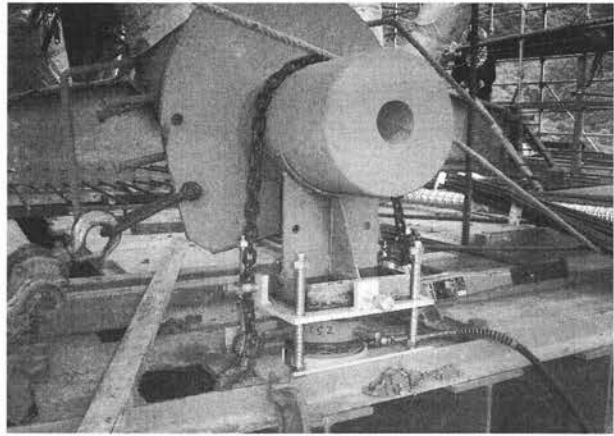


写真-7.2.10 格点部の固定状況

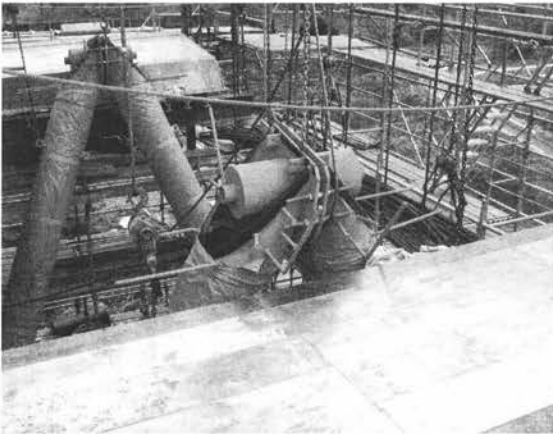


図-7.2.11 上側格点部の固定状況

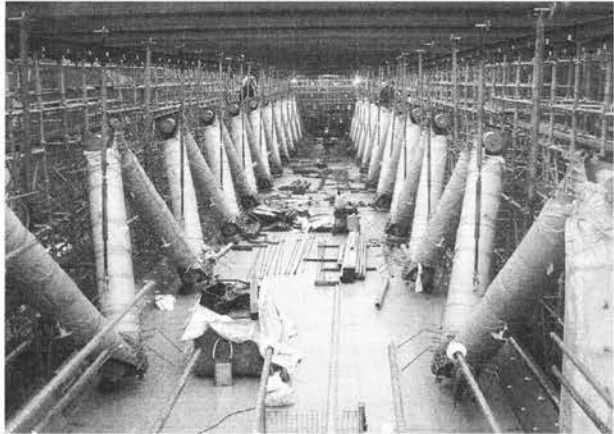


写真-7.2.12 固定支保構部の

d. 鋼トラス材の架設

鋼トラス材は、タワークレーンで橋面上に荷揚げし、専用の移動台車で移動作業車内に運搬し、移動作業車内に設置した電動チェーンブロックを使用して、所定位置に設置された(写真-7.2.9 参照)。鋼トラス材同士の接合部、すなわち格点構造は、引張斜材側のせん断キーを圧縮斜材側凹部に差込み、向かい合うフランジプレートをボルトにて固定するもので、鋼管据え付け時の方向、遊間、および位置の調整が容易に行うことができる。格点部の位置、遊間等を所定の位置にセットした後、鋼トラス材の固定が行われた。

鋼トラス材の固定は、写真-7.2.10 に示すように、下側後方では取付けボルトで既設ブロックの鋼トラス材に固定し、下側前方格点は位置調整治具で固定された。治具による位置調整は、上下方向には備え付けた油圧ジャッキで行い、橋軸方向および橋軸直角方向の移動には M20 の高力ボルトを使用して行われた。また、コンクリート打設時には、せん断キーの浮上りを防止するために、レバーブロックで移動作業車の縦梁から鋼トラス材が固定された。なお、上側格点部は移動作業車から吊下げて固定された(写真-7.2.11 参照)。また、固定支保構部における鋼トラス材は、500kN ラフタークレーンで支保構内に荷揚げし、写真-7.2.12 に示すように、橋軸直角方向に並べた H 型鋼に治具で吊り下げたパイプ支柱によって支持し固定された。

7.2.2 エクストラドーズド波形鋼板ウェブPC箱桁橋

(1) 施工概要

エクストラドーズド橋は、斜張橋と同様、主桁、塔、および斜材ケーブルの3つの構造要素から成り立っている。

桁橋との張出し架設工法の違いは、架設時に発生する断面力を桁内に配置する張出しケーブルで制御する桁橋に対し、エクストラドーズド橋は桁外に配置する斜材ケーブルの張力を併用して架設する点にある。したがって、桁橋に比べて桁内に必要な張出しケーブルを削減することができると同時に、長大スパンへの展開も可能となる。

張出し施工中の日見夢大橋を写真-7.2.13に、栗東橋を写真-7.2.14に示す。

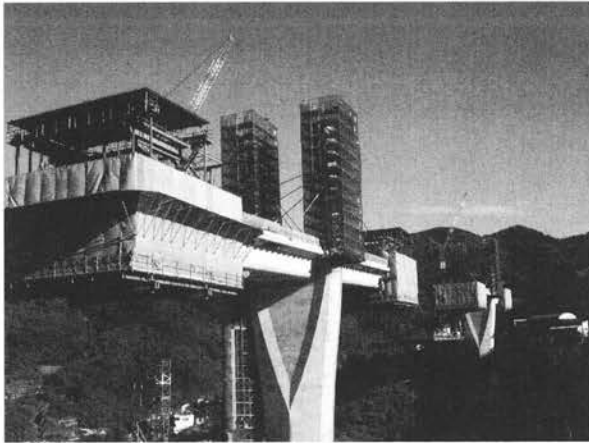


写真-7.2.13 日見夢大橋の張出し施工の状況

写真-7.2.14 栗東橋の張出し施工の状況

日見夢大橋は、超大型特殊ワーゲンによる張出し施工、ならびに張出しケーブルおよび完成ケーブルとも全外ケーブル方式が採用されている。

主桁の張出しケーブルは、図-7.2.7に示すように、各ブロック2本定着とし、各ブロックのダイヤフラム上弦材にて偏向し、定着用突起にて定着される構造となっている。また、完成ケーブルは、連続ケーブルの外ケーブルとなるため、ダイヤフラム鉛直材および下弦材を利用して偏向され、柱頭部にて定着される構造である。ともに19s15.2のエポキシ被覆鋼材が採用されている。

全体施工要領全体を図-7.2.8に示す。

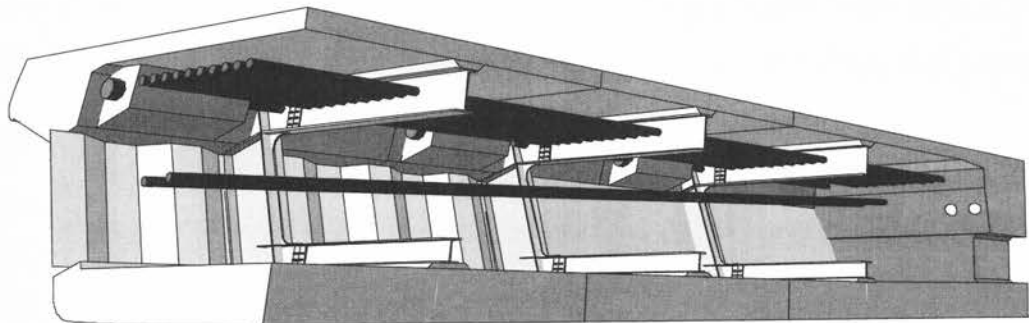
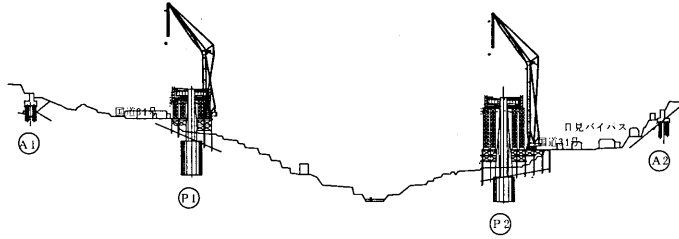
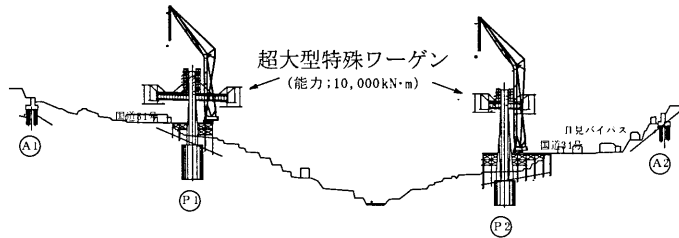


図-7.2.7 PC鋼材配置の概念(日見夢大橋)

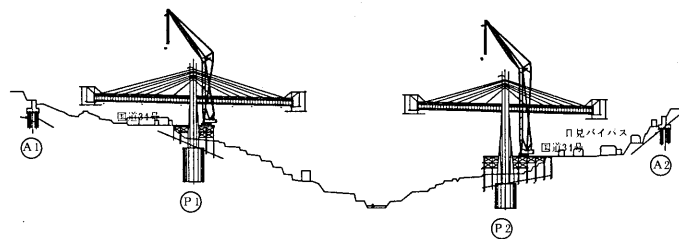
1. 栈橋施工、P1・P2柱頭部施工



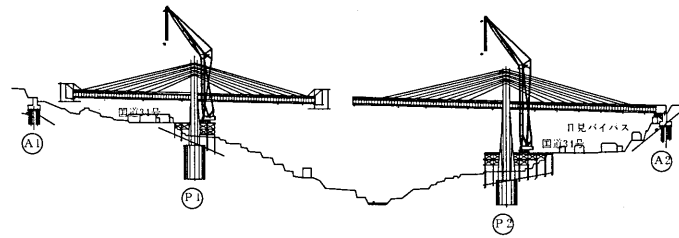
2. 主塔施工、P1・P2張出し施工



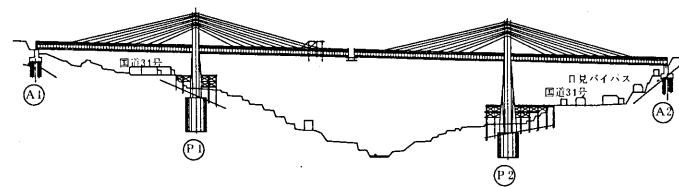
3. P1・P2 張出し施工、斜材架設 (13ブロックまで張出し)



4. A1・A2側径間施工



5. P1~P2 中央閉合



6. 橋面工施工

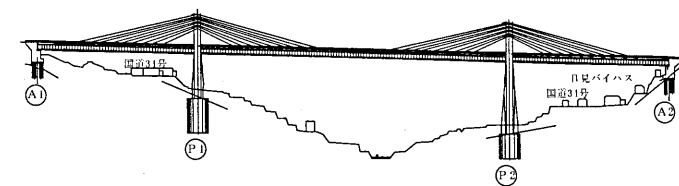


図-7.2.8 全体施工要領図(日見夢大橋)

(2) 斜吊りケーブルを併用した張出し施工

日見夢大橋の柱頭部は、超大型特殊ワーゲン 2 台の配置スペースより柱頭部ブロック長を決定し、支保構で施工されている。

1) ワーゲン構造

図-7.2.9 に示すワーゲン構造は、波形鋼板ウェブ構造での施工という条件より以下の特徴がある。

- ① 波形鋼板ウェブおよびケーブル架設のための吊装置を設置している。
- ② ワーゲン下り勾配移動時の逸走防止のため、油圧ジャッキによる推進工法を採用している。
- ③ ワーゲン後退時のケーブルとの干渉を防ぐため、横梁の分割を考慮している。
- ④ 国道を防護するため、ゴムシートおよび排水処理機能を設けた完全防水型作業床を設けている。

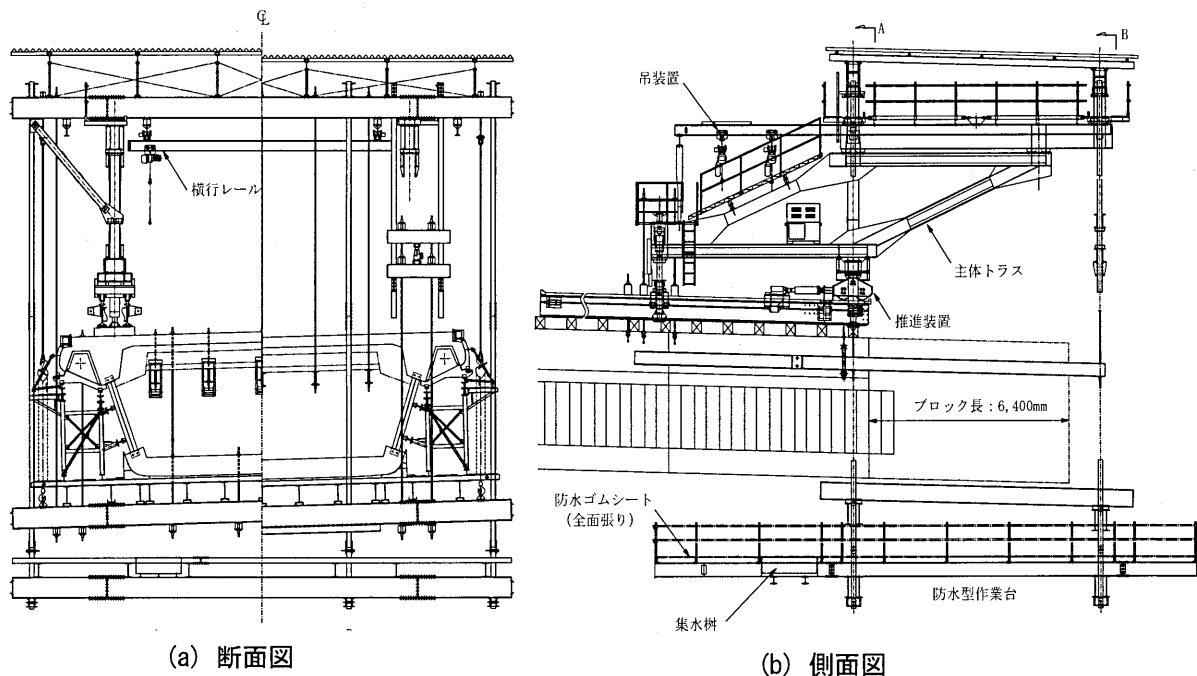


図-7.2.9 ワーゲンの構造(日見夢大橋)

2) コンクリート打設

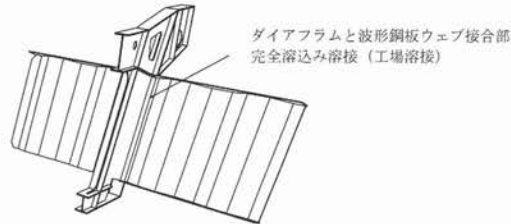
波形鋼板ウェブ橋の場合、波形鋼板はコンクリート打設前に前のブロックと溶接固定される。このため、コンクリートの打設重量により生じるワーゲンたわみや吊材の伸びに波形鋼板が追従しない結果となる。したがって、コンクリートの打設順序によっては、波形鋼板の下フランジ界面にすきまが生じる可能性があることが懸念される。日見夢大橋ではコンクリートポンプ車を 2 台準備し、コンクリートを上床版と下床版とに同時に打設することで、波形鋼板フランジ界面を確実に施工できる打設方法が採用されている。

3) 波形鋼板およびダイアフラムの施工

エクストラドーズド波形鋼板ウェブ橋は、日見夢大橋および栗東橋ともケーブル定着部に鋼製ダイアフラムを採用しており、波形鋼板とダイアフラムとが同じウェブ面で完全溶込み溶接にて一体化された構造が採用されている。したがって、いつの時点で溶接を行い一体化するかが課題となる。日見夢大橋の場合、ヤード上に全天候型溶接設備を設けることが困難であること、ワーゲン内での

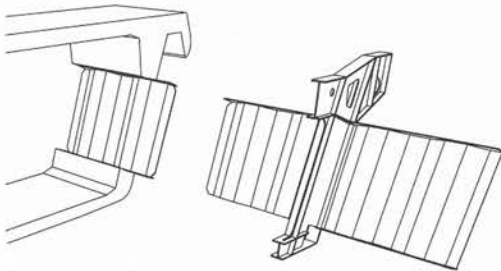
溶接は、工程遅延の原因となること等の理由により、工場での溶接を前提として、特車運搬申請による夜間運搬が可能であることから、**図-7.2.10**に示す要領にて施工が行われた。

- (1) 波形鋼板ウェブおよび鋼ダイアフラムを各々工場にて製作
- (2) 長崎の工場まで波形鋼板ウェブおよび鋼ダイアフラムを運搬
- (3) 長崎の工場にて波形鋼板ウェブと鋼ダイアフラムを完全溶込み溶接 (L=6.4m)



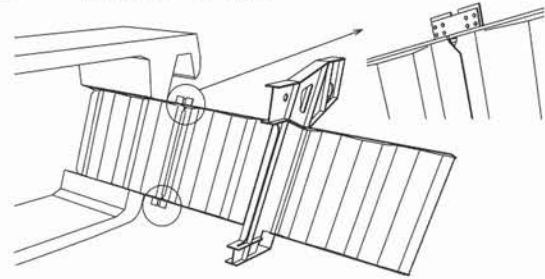
(a) 波形鋼板ウェブと鋼ダイアフラムの溶接

- (4) 夜間特車トレーラーにて、上記ブロックを現場搬入
- (5) 翌朝、トレーラーより800KNクローラにて、直接、橋面上の運搬台車へ吊込み
- (6) 波形鋼板ウェブ運搬台車にてワーゲン部まで移動
- (7) ワーゲンの波形鋼板ウェブ吊装置にて、所定の位置への架設



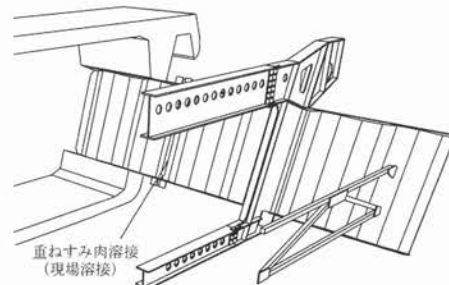
(b) 波形鋼板ウェブと鋼ダイアフラムの架設

- (8) 上下フランジ接合部材をボルトにて仮接合



(c) 現場溶接部の上下フランジの仮接合

- (9) 形状保持材および鋼ダイアフラム上弦材・下弦材の架設



(d) 形状保持材および鋼ダイアフラム上・下弦材の架設

- (10) 波形鋼板の位置および高さ最終調整
- (11) ダイアフラムボルト本締め
- (12) 波形鋼板重ね継手部現場溶接

図-7.2.10 波形鋼板および鋼ダイアフラムの施工フロー(日見夢大橋)

(3) 塔の施工

日見夢大橋の塔側ケーブル定着部は鋼殻構造であり、工場製作の優位性と現場での施工の省力化が発揮できる構造としてメタルタッチ構造とされている。したがって、メタルタッチ部分は、精度確保のため工場にて機械切削加工が行われている。

日見夢大橋では、機械加工精度確認のため、あらかじめ仮組を実施し、現場架設においては、仮組時と同様な精度にて鋼殻ユニットが架設されている(写真-7.2.15参照)。また、鋼殻廻りのコンクリート部材厚さが最小部位で300mmである。鋼殻廻りのスタッド

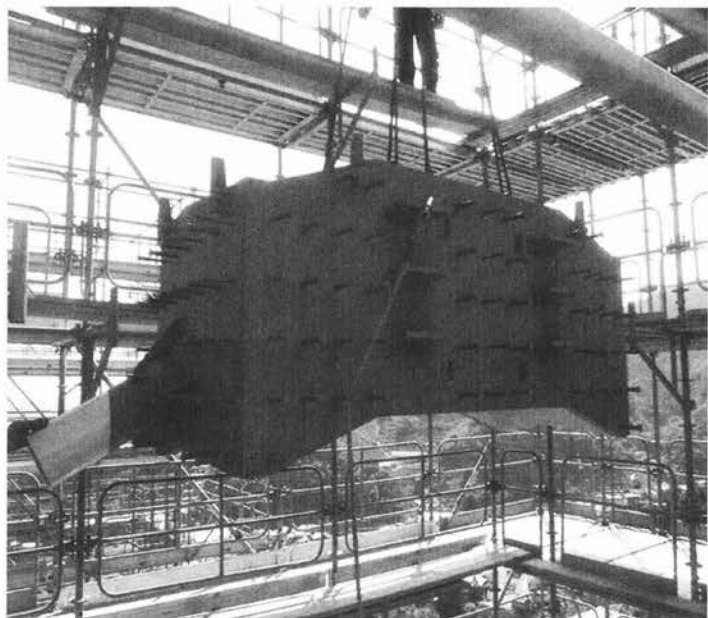


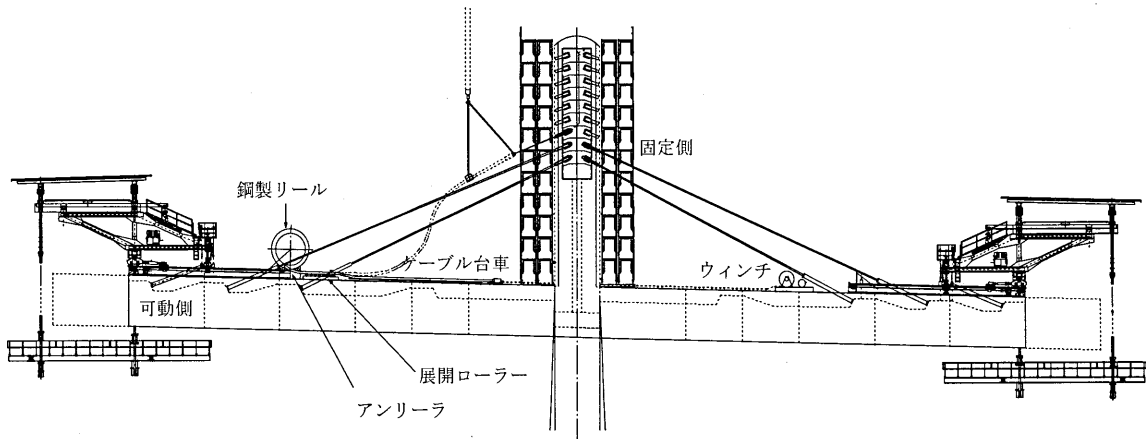
写真-7.2.15 鋼殻の据付け

がコンクリートの収縮を拘束すること、また全ケーブル緊張後に後打ちコンクリートの打設を行うが、後死荷重により引張力が作用することなどから、塔コンクリートには、耐久性確保とひび割れ制御の目的で、膨張材が添加されている。

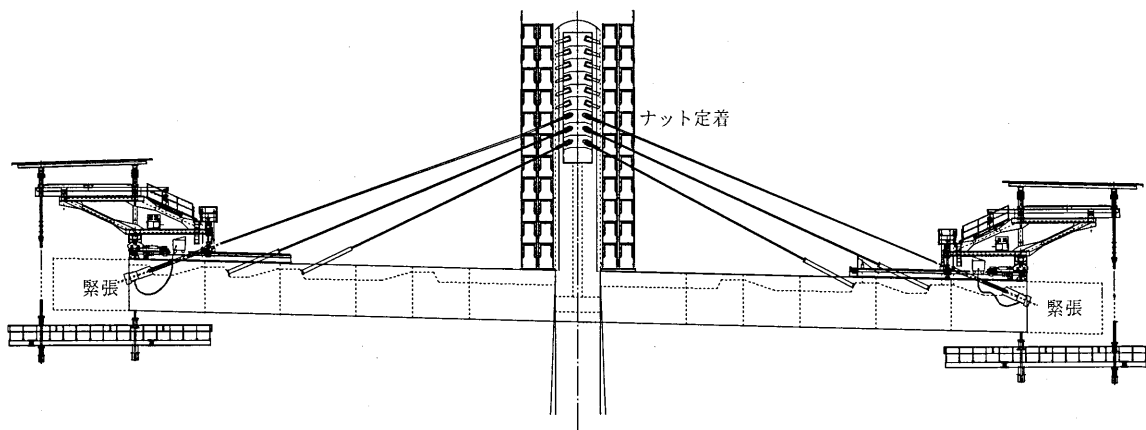
(4) ケーブルの施工

日見夢大橋のケーブルは、防食性として、亜鉛メッキ、内部防食材、およびポリエチレン被覆の三重防食仕様の鋼材が採用されている。この鋼材は、定着部分もグラウトを施す必要がなく、完全プレファブタイプのケーブル仕様である。ケーブルの架設要領を、以下に示す(図-7.2.11 および写真-7.2.16～写真-7.2.21 参照)。

- ① 橋面上でケーブルの引き出し
- ② 塔側(固定側)へケーブルの引込み・固定
- ③ ウィンチにて主桁側へケーブルを引込み、センタホールジャッキに盛換え(1次緊張)
- ④ 2次緊張(本緊張)・定着



(a) ケーブル引込み状況



(b) 緊張・定着状況

図-7.2.11 ケーブル架設要領

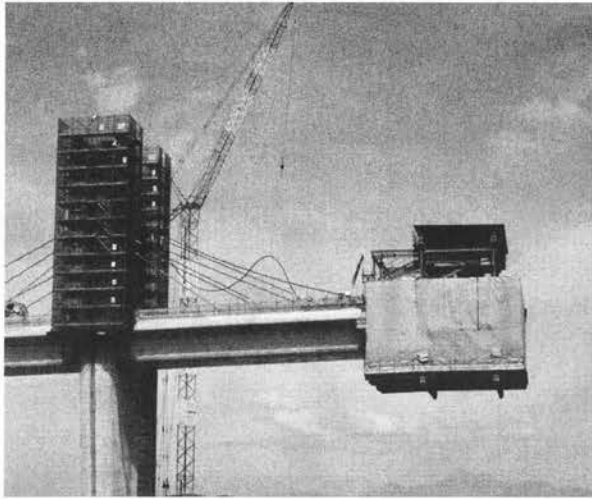


写真-7.2.16 ケーブルの架設状況(日見夢大橋)

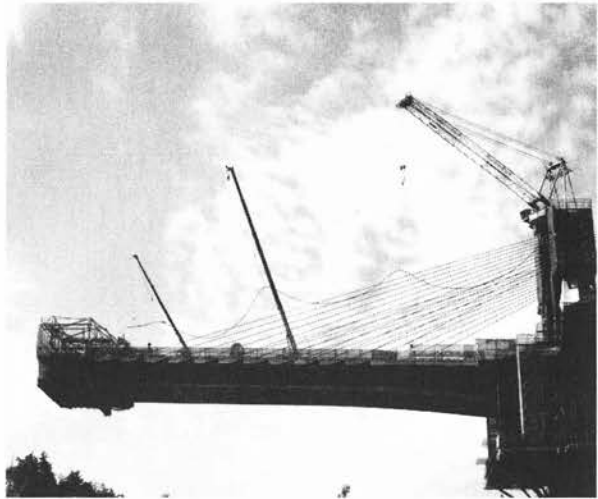


写真-7.2.17 ケーブルの架設状況(栗東橋)



写真-7.2.18 ケーブルの架設状況(栗東橋)

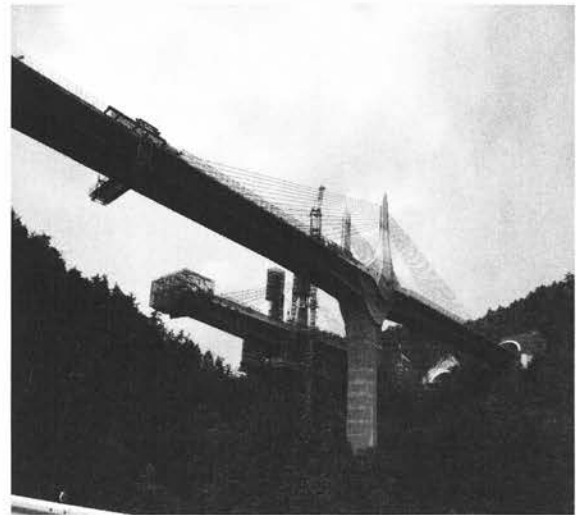


写真-7.2.19 張出し架設状況(栗東橋)

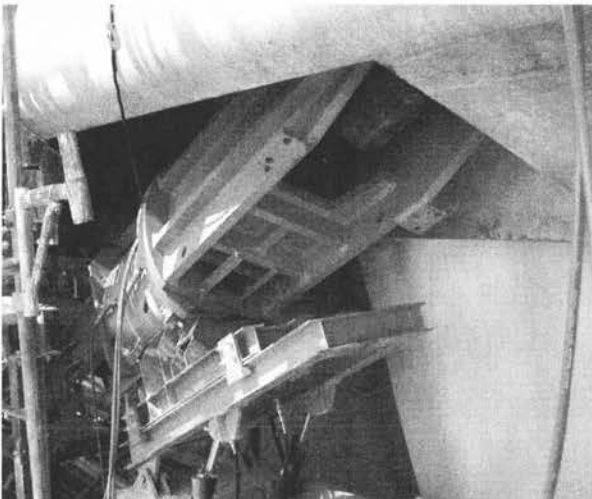


写真-7.2.20 ケーブルの緊張状況(日見夢大橋)

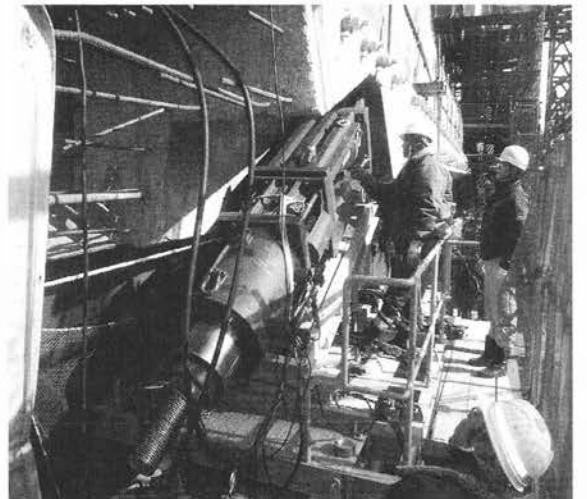


写真-7.2.21 ケーブルの緊張状況(栗東橋)

7.2.3 波形鋼板ウェブPC斜張橋

(1) 施工概要

PC斜張橋の施工において、一般のPC橋と比較して異なる点は、塔および斜材の施工が必要となることである。一方、主桁の施工方法には、一般のPC橋と同様に、支保工架設や移動作業車を用いた張出し架設がある。張出し架設において、本設の斜材は、主桁自重を支持してかつプレストレスを与える張出しケーブルとして利用することができ、主桁に必要な張出しケーブル(内ケーブルまたは外ケーブル)の本数を削減することが可能となる。

世界で初めて波形鋼板ウェブを有する主桁を用いたPC斜張橋である矢作川(やはぎがわ)橋^{1), 2)}においても、主桁の施工は張出し架設工法により行われている。張出し架設中の矢作川橋を写真-7.2.22に示す。

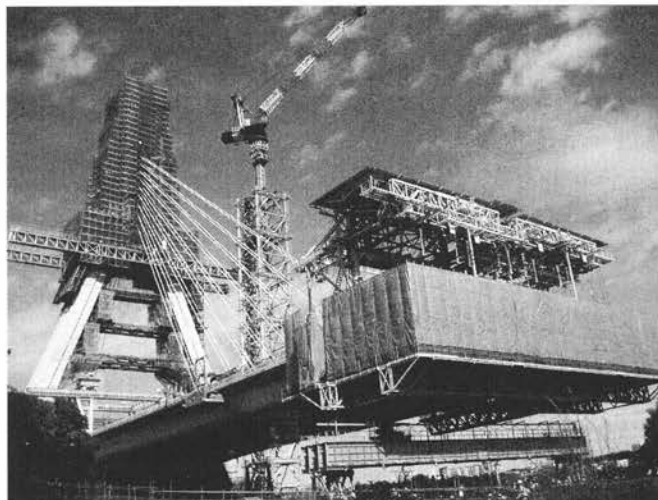


写真-7.2.22 矢作川橋の張出し架設

矢作川橋の工事は、2005年3月開催の「愛・地球博」や中部国際空港へのアクセス道路となること、および名古屋圏の道路の渋滞緩和への対応等の観点から、厳しい工期制約があった。これらに対し、構造的にはコンクリートと鋼とのメリットを最大限生かした複合構造を積極的に採用するとともに、施工的には急速施工に対応する様々な対策が実施されている。

(2) 主桁の施工

矢作川橋では、総幅員43.8mの主桁を超大型の移動作業車を用いてブロック長8.0mで張出し架設が行われた。また、この橋の特徴として、床組部材が全て鋼部材で構成されるため、PC斜張橋として稀な下床版と上床版とが完全に分離された構造となっていることが挙げられる。

1) 張出し架設部の施工

西工事の張出し架設には、写真-7.2.23に示すように、容量約4,500kN・mのフレーム6基を用いた超大型移動作業車が使用された。この移動作業車には波形鋼板ウェブなどの鋼部材や資材の吊り降ろしに対応できるように、開閉式の屋根を設けると共に、屋根は採光のために半分をポリカーボネイト製としている。

通常の張出し施工では、上・下床版の組立てとコンクリート打設とが同時に実施される。この橋では次の2点の理由により、波形鋼板ウェブと下床版とを一体化した後、下床版に支保工を組立てて上床版を施工する分割施工とされている。

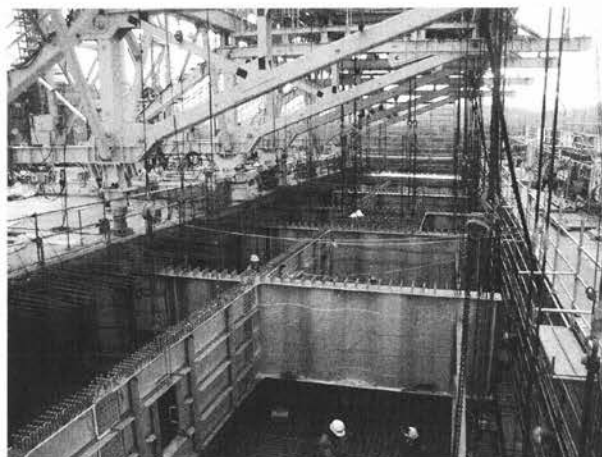


写真-7.2.23 超大型移動作業車による主桁施工

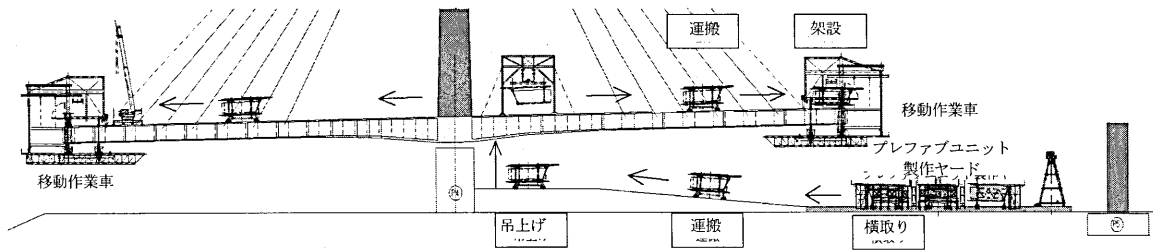


図-7.2.12 プレファブユニット工法のステップ図

- ①斜材ケーブル定着点には、橋軸直角方向の全幅に鋼横桁が配置されるため、従来使用していた移動式上床版受梁の設置が出来ない。
- ②コンクリート数量が、下床版 100m³および上床版 200m³と多く、左右同時打設すると 600m³にもなり、打設時間制限や東西工事でのプラント確保に支障をきたす。

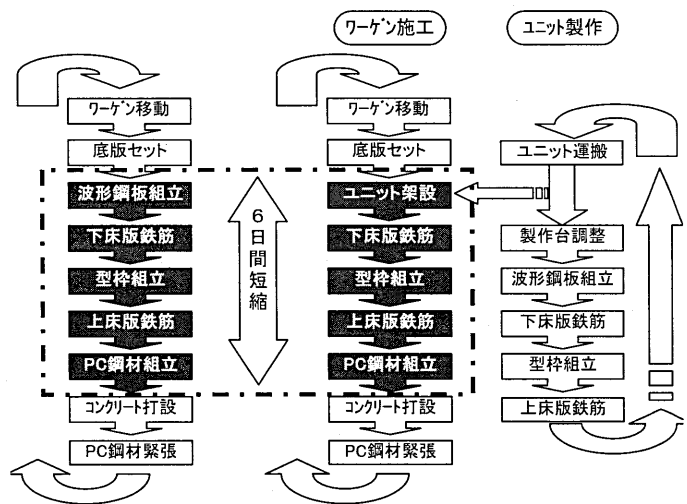
2) プレファブユニット工法の概要

東工事では、西工事と比較してさらに工程短縮が必要であったため、主桁張出し施工部についてはプレファブユニット工法が採用されている。この工法では、主桁の鋼部材(波形鋼板ウェブ、平鋼板横桁、および斜材定着部)、鉄筋、および型枠を現場内の別ヤードで先行製作し、それを運搬、架設される。

施工手順としては、図-7.2.12 および図-7.2.13 に示すように、先行してプレファブユニットを桁下ヤードにて製作し、引出し・運搬・架設を行う。その後、移動作業車内でユニット間の鉄筋および型枠を組立後、コンクリートが打設される。緊張作業後、移動作業車を前進させ1サイクル工程が終了する。

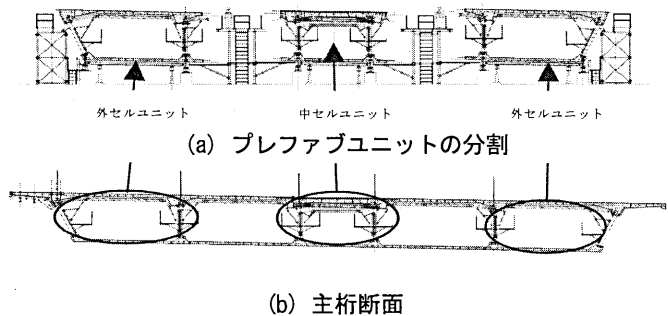
この工法を実施することにより、通常の張り出し架設サイクル 20 日(稼働率 100%)が 14 日となり 16 ブロックで合計 96 日間の工程短縮が可能となった。

プレファブ化を行った部位を図-7.2.14 に示す。両外側のセルと中央セルの三分割にし、残った部分については移動作業車内での場所組みが行われた。ユニット重量は、外セルが 380kN、斜材定着体を有する中央セルで 520kN となっている。



(a) 当初工法(従来工法) (20日サイクル) (b) プレファブユニット工法 (14日サイクル)

図-7.2.13 プレファブユニット工法の施工フロー



(a) プレファブユニットの分割 (b) 主桁断面

図-7.2.14 プレファブユニット化を行った部位

3) プレファブユニットの製作

プレファブユニットの製作は、現場内に適切なヤードの確保ができないため、P5 側径間側の桁下に設置された(写真-7.2.24 参照)。移動作業車が上空を通過するための最小空間と、ユニット製作の最低高さを考慮し、斜材定着体を据付けるための 300kN 吊り門型クレーンが設置された。製作台は 6 ユニット分設け、その中央部にユニット引出軌条が配置された。

この工事でプレハブ化した際に留意した点として以下の項目がある。

- ①波形鋼板ウェブはボルト接合であるため、ヤードにおける据付けは高さ調整ジャッキを用いて行い、形状保持材を取付けて運搬中の変形がないようにされた。
- ②下床版の軸方向鉄筋は、既設コンクリート部より突出量の最も短いループ継手が採用された。
- ③上床版の軸方向鉄筋は、現地組立を極力少なくするため、突出量の小さい機械継手が採用された。
- ④下床版の施工継目は、架設の際に上床版の突出鉄筋が障害とならないように、新設側にずらされた。
- ⑤上床版の型枠受梁は、組払いの作業性を考慮し、軽量で剛度を有するアルミ製のものにされた。

4) プレファブユニットの架設

プレファブユニットの運搬は、運搬専用台車を製作し、製作ヤードから吊上げ地点に引き出された。その地点で吊上げ装置(吊り能力 600kN)にて橋面上に上げ、橋面の運搬台車に積み込んだ後、張り出し先端に運搬された。橋面上への吊上げ装置は、桁下軌条および橋面軌条と吊上げ方向が平行位置に設置できないため、角度修正機能(回転機能)を有する一点吊り方式が採用された。吊上げ重心位置はそれぞれのユニットで算定し、吊上げが行われた(写真-7.2.25 および写真-7.2.26 参照)。

プレファブユニット工法の採用に際し、移動作業車はプレファブユニットの運搬・架設

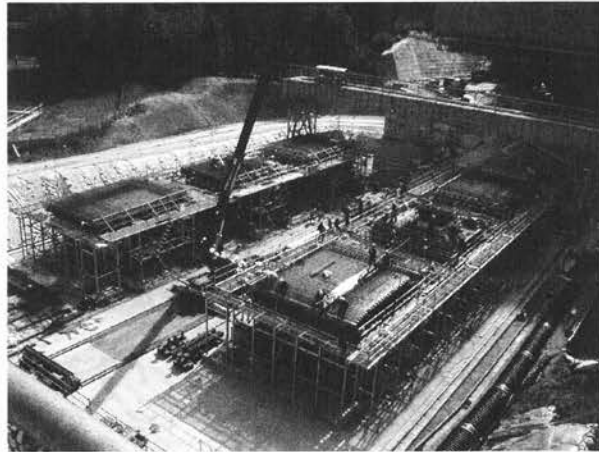


写真-7.2.24 プレファブユニットの製作ヤード



写真-7.2.25 プレファブユニットの吊上げ

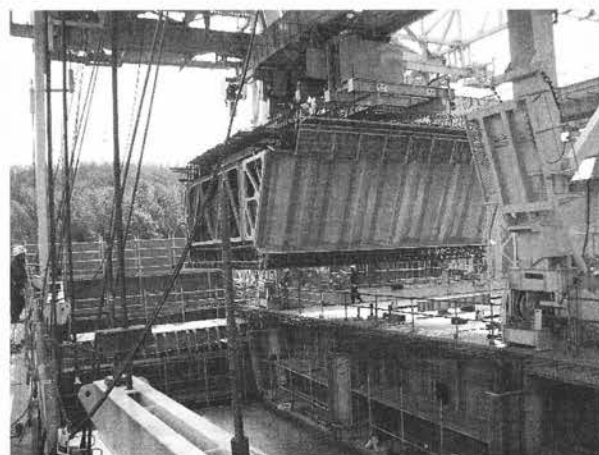


写真-7.2.26 プレファブユニットの架設

を効率的かつ高精度に行うため、以下の構造と機能を有するものが開発され使用された。

①図-7.2.15 に示すように、移動作業車後方からプレファブユニットの通過を可能なものとするため、移動作業車の主構となるトラス内空高さ(6.5m)を確保し、さらに橋面上の第2および第5ウェブ上のメイントラスを桁下に配置し、主桁をはさんで上下に抱きかかえるような併用構造とされた。

②移動作業車内に、縦・横行可能な大型クレーン(520kN 吊り)を設置し、プレファブユニットの架設を一連の操作で行えるようにされている。

③移動作業車の荷重分担は、上支えのトラス主構でコンクリート打設荷重と型枠荷重とを担い、下支え作業車で作業台および作業荷重を受け持つ構造とされた。

④架設ブロック長 8m(重量 7,500kN)に対応し、移動作業車の能力は 15,000(kN・m/2 フレーム当たり)である。

プレファブユニット工法対応の移動作業車の構造を図-7.2.15 に示す。

5) PC 鋼材工

PC 斜張橋の場合、張出鋼材量が桁橋やエクストラードード橋と異なり斜材配置区間では一定となることから、張出鋼材としては、鋼材と鋼材とを接続するカップリングが容易な PC 鋼棒が使用された。ただし、この PC 鋼棒は張出架設時の仮設鋼材であることから、完成系外ケーブル緊張後は緊張力を解放して、その後グラウトが充填された。グラウト充填には、従来グラウトホースが使用されるが、この方法ではグラウトホースが橋面上に露出されるため、次の2点が懸念された。

- ① 橋面走行の阻害とホース自身に損傷が発生する。
- ② グラウト完了後、ホース天端部から水の侵入が考えられる。

そこで、本橋ではグラウトホースは用いず、写真-7.2.27 に示すように、天端への突出が無く、

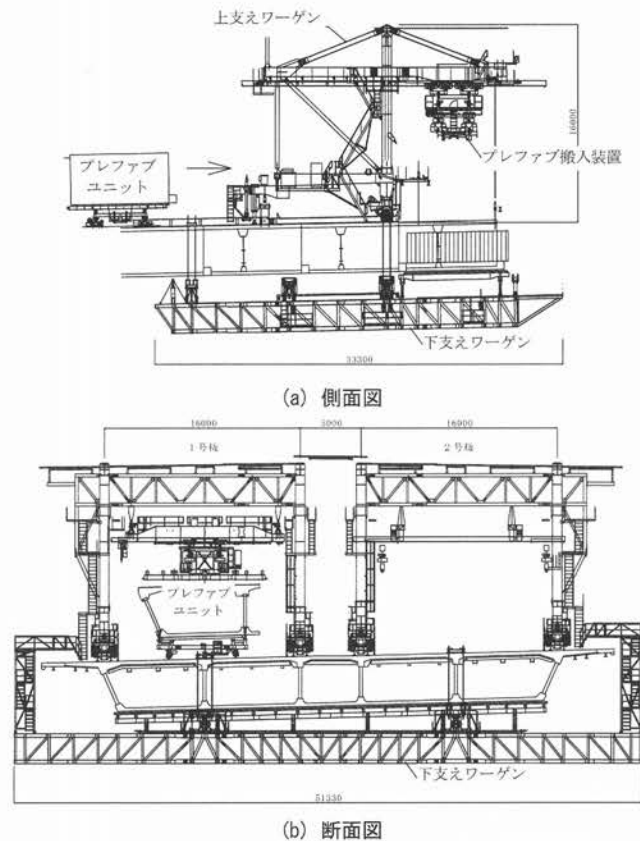


図-7.2.15 プレファブユニットの架設(寸法単位:mm)



写真-7.2.27 グラウト用ゴム製治具

かぶりを確保できるゴム製治具が用いられた。この治具は、ポリエチレンシースから出る注入用の単管に粗ねじ加工をしておき、そのねじに接続した状態でコンクリートが打設された。グラウト施工時には、このゴム製治具を外して、単管に直接グラウトホースを接続し、グラウト終了後は接続部でグラウトホースを外し、かぶり部分を跡埋めされている。

6) コンクリート工

張出し架設部のコンクリートは、温度応力解析から決定された普通セメントを用いた設計基準強度 60N/mm^2 のものが使用された。地上に配置した高圧仕様の定置式ポンプ車から、橋面上に配置した打設用のブーム車までを配管し、打設が行われた。

(3) 塔の施工

1) 塔鋼殻部の施工

塔基部および橋脚の受梁部の補強には厚板鋼板による鋼殻が採用されており、製作重量はP2で約 $20,000\text{kN}$ 、P4で約 $21,000\text{kN}$ となっている。

部材ブロック分割については、塔および橋脚躯体の施工ロット分割と輸送上の大きさ制限を勘案し、現場での作業を極力少なくして工期短縮に寄与できるよう配慮された。

橋脚(Aロット部)においては、**図-7.2.16** に示す手順を基本に施工が行われた。塔基部(Bロット部)の構築に入ってから鋼殻の建て方がある程度先行させ、コンクリート躯体部の施工との干渉を減じて現位置での並行作業を可能とすることで工程の短縮がなされた(**写真-7.2.28** 参照)。

鋼殻は架設途中段階での誤差修正が困難な構造であるため、全ての基準となる第1ブロックの据付精度を可能な限り高められている。その後のブロック架設においては、工場での仮組データを用いた事前シミュレーションを実施して現場での精度管理に反映させるなどの努力もされた。

矢作川橋の塔は、水滴をイメージしており、3次元形状に加え橋脚の正面には2次元に変化するスリットを有する。そのため、型枠は工場製作したユニットを現地で仮組立てし、微調整を行った後、組立てられた。また、橋脚基部には27S15.2のPC鋼材120本が配置されるため、鋼材の定着角度を有した鉄板を櫛枠で保持する型枠を制作し、所定の精度で定着部の施工が行われた(**写真-7.2.29**)。

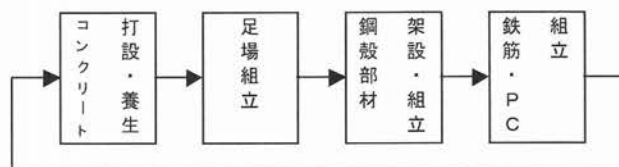


図-7.2.16 橋脚部の施工フロー



写真-7.2.28 鋼殻の施工状況

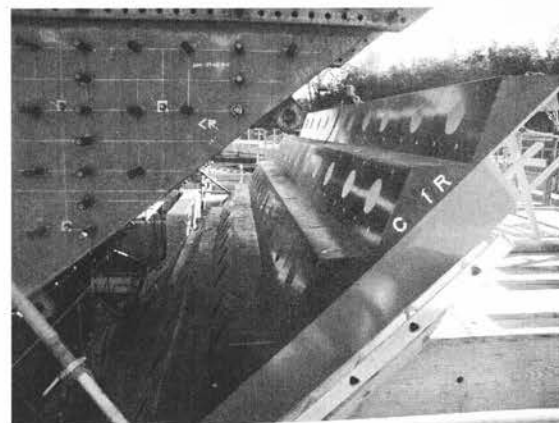


写真-7.2.29 PC定着部の型枠

2) 塔分岐部の施工

塔分岐部は、塔基部の上方から塔の閉合部まで、曲線的に形状変化する 45m の区間であり、リフト高さ 4.5m の 10 分割リフトよりなる。断面寸法は、高さが増すごとに小さくなり、側面部は $R=8,000\text{mm}$ の曲線形状となっているほか、塔正面と側面には奥行き 500mm のスリットを施すなど、景観に配慮した複雑な形状となっている。

断面は中空形状であり、躯体中空部は管理用の昇降設備を組み込んだ鋼製埋設型枠が設置され、その外周に主鉄筋、帯鉄筋、中間帯鉄筋、表面鉄筋等が密に配置されている。塔分岐部の施工では、工期短縮および高所作業の簡略化を目的にクライミング足場、鉄筋のプレハブ化、および型枠の大パネル化が採用され、左右 2 リフト(2 施工ロット)をほぼ 14 日サイクルで施工された(写真-7.2.30 参照)。

また、この施工ロットおよびその上の斜材定着部に関しては、工期的制約から型枠を温度応力解析から得られた十分な期間保持することが困難なため、浸透性吸水防止剤を塗布し、初期乾燥収縮による微細なひび割れの発生防止に配慮されている。

3) 斜材定着部の施工

主塔上層部(D リフト)には、斜材定着装置(4ヶ所×16 段=64 ヶ所)として、ケーシングパイプ(内径 $\phi 365 \sim \phi 435$, $L=3.3\text{m} \sim 8.3\text{m}$)と支圧板(厚さ 160mm)等が配置されている。斜材定着装置は、その設置精度が斜材ケーブルの設置精度と直結しており、位置および角度ともに非常に厳密な施工が要求された。

そこで、この工事では、鉄筋架台と同様に、斜材定着装置固定架台を地上で組立て、これを用いて各段ごとのケーシングパイプをプレハブ化して設置することで、斜材定着装置の設置精度の確保、高所作業の低減、および工程短縮が図られている(写真-7.2.31 参照)。

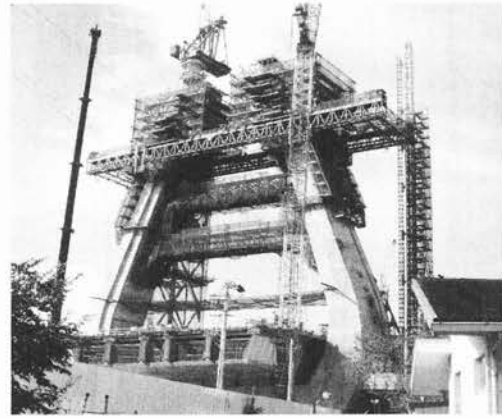


写真-7.2.30 クライミング足場による施工

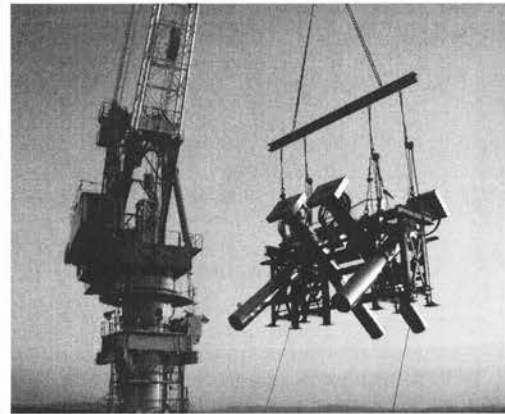


写真-7.2.31 斜材定着装置の吊り込み

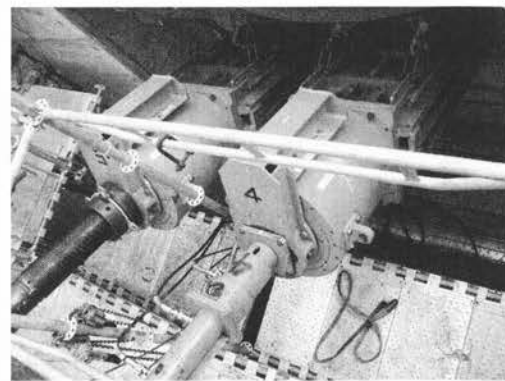


写真-7.2.32 主塔側緊張ジャッキ

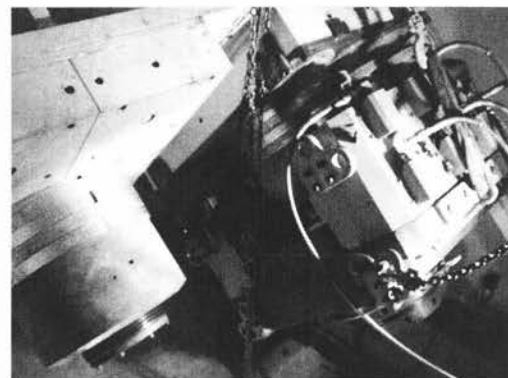


写真-7.2.33 主桁側緊張ジャッキ

(4) 斜材の施工

1) 緊張器具

矢作川橋では、ケーブル架設時の二次調整を塔側、桁連結後の最終調整を主桁側で行われている。したがって、緊張ジャッキを主塔側4台(1段4本同時緊張)、主桁側2台(対面2本同時緊張)をP2・P4の両主塔に対して準備された(写真-7.2.32および写真-7.2.33参照)。

塔側緊張装置は、14,000kN ジャッキ・ラムチャーターで構成され全長約5m、重量約60kNである。緊張装置には、ケーブル架設時に使用する引き込み用スパイラルローブジャッキがセットされ、制御装置により遠隔自動運転を可能としている。

主桁側緊張装置は、3連装の2,350kN ジャッキを上下2式計6台で14,100kNの能力を持つ。狭い主桁定着部に持ち込みセットするために、分解可能で、かつ短尺の装置を設計し使用された。

2) 斜材ケーブルの架設

斜材ケーブルは、ケーブルリールに巻かれた状態で現場に搬入される。最大300kNを越えるリールの輸送は、海上輸送を併用された。

ケーブルの架設は、図-7.2.17に示す手順で行われた。展開架設は、主塔施工用の9,000kN・m タワークレーンと2,000kN 油圧クレーンおよび500kN 油圧クレーンを橋上に配置し施工された。また、ケーブル展開および主桁側引き込みには、40kN 油圧ウィンチが併用された。

塔側でソケットの上架・スパイラルローブの接続をした後、主桁側でソケットにウィンチワイヤーを接続し、主桁側引き込みが行われた(写真-7.2.34参照)。この際、油圧クレーンで中間介錯を行いウィンチ張力の低減に努められた(写真-7.2.35参照)。

3) 緊張作業

架設後の張力導入は、橋面作業による橋体変動およびケーブル温度による影響を出来るだけ小さくするため、夜間に行われた。4台を同時に加圧し、橋体に設計時に想定していない不均等な荷重を与えないように十分管理された。また、張力の増加とともに、橋体の応力・変位計測、また導入後の振動法による既設斜材張力の計測を行い、施工精度が確認されている。

塔側の調整緊張は、3BL手前の斜材をゆるめる作業をサイクル工程の決められた時期に4本同時に行われた。

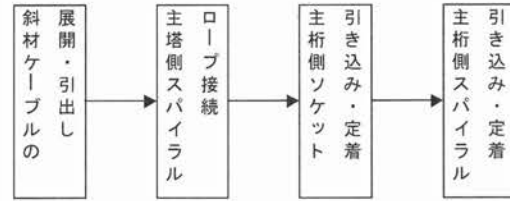


図-7.2.17 ケーブルの架設手順

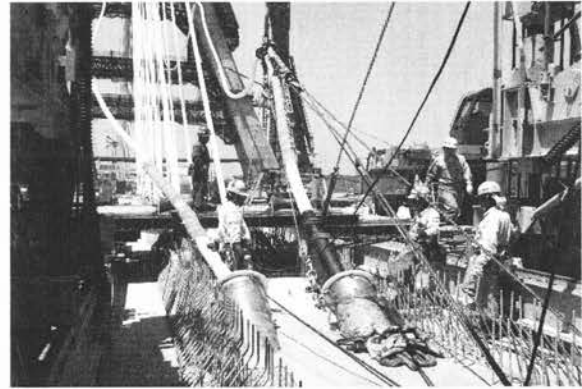


写真-7.2.34 主桁側ウィンチによる引き込み

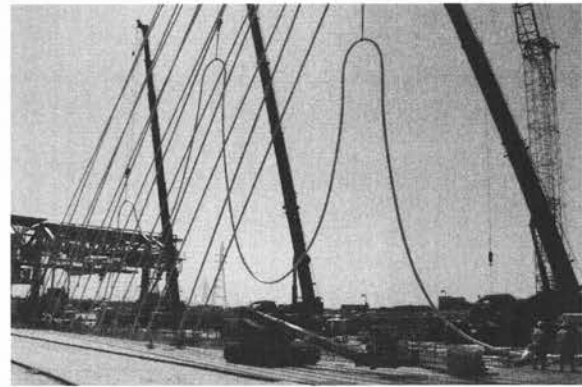


写真-7.2.35 斜材ケーブル架設

連結後の調整は、主桁完成系外ケーブルの緊張後、主桁側定着部で行われた。

7.2.4 ケーブルを用いた既設橋の補強・補修事例

(1) 外ケーブルで補強した橋梁

1) 構造特性

ケーブルを用いた既設橋の補強事例として、小柳津高架橋を紹介する^{1),2),3)}。補強された小柳津高架橋とその補強構造図を、それぞれ写真-7.2.36 および図-7.2.18 に示す。小柳津高架橋は RC3 径間連続中空床版橋で、1969 年(昭和 44 年)に竣工された橋梁である。設計時に考慮された活荷重は TL-20 であり、現在の B 活荷重で照査した結果、補強が必要であることが確認された。交通規制が最小限となるよう外ケーブルによる補強が選択された。

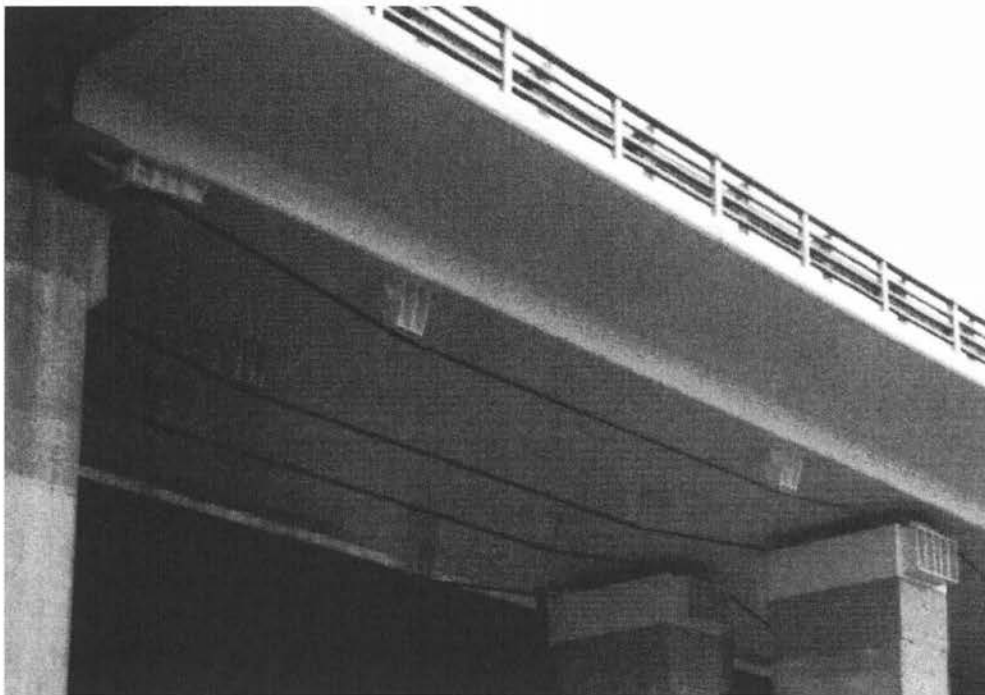


写真-7.2.36 小柳津高架橋

[補強工事概要]

工 事 名 : 東名高速道路小柳津高架橋補強工事

発 注 者 : 日本道路公団

構造形式 : RC3 径間連続中空床版橋

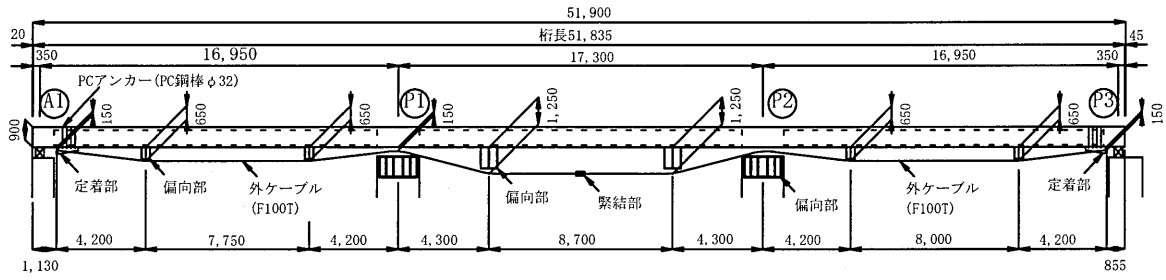
橋 長 : 51.9m

支 間 長 : 17.0m+17.3m+17.0m

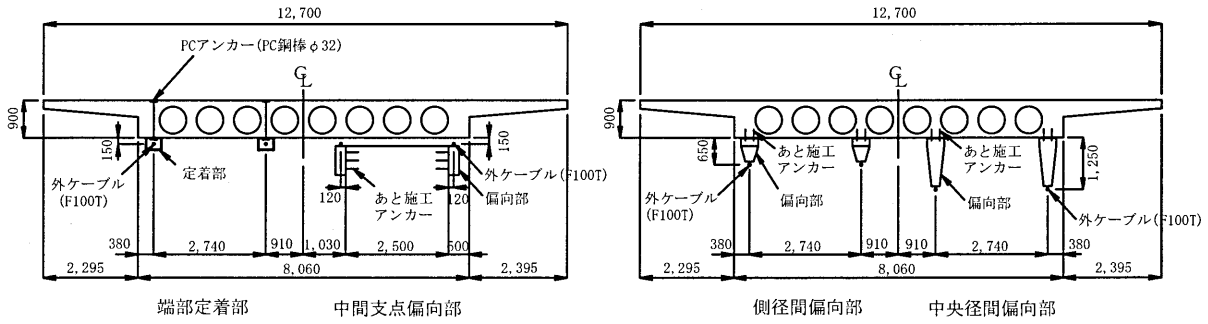
全 幅 員 : 12.8m

有効幅員 : 11.0m

工 期 : 1995 年 3 月～1996 年 3 月



(a) 側面図



(b) 断面図

図-7.2.18 補強構造図(寸法単位: mm)

2) 定着構造

補強用外ケーブルの定着構造を図-7.2.19に示す。外ケーブルは鋼製の定着フレームにより定着されている。鋼製の定着フレームはPC鋼棒により既設主桁に摩擦接合されている。PC鋼棒は定着フレーム1箇所につき4本配置されている。

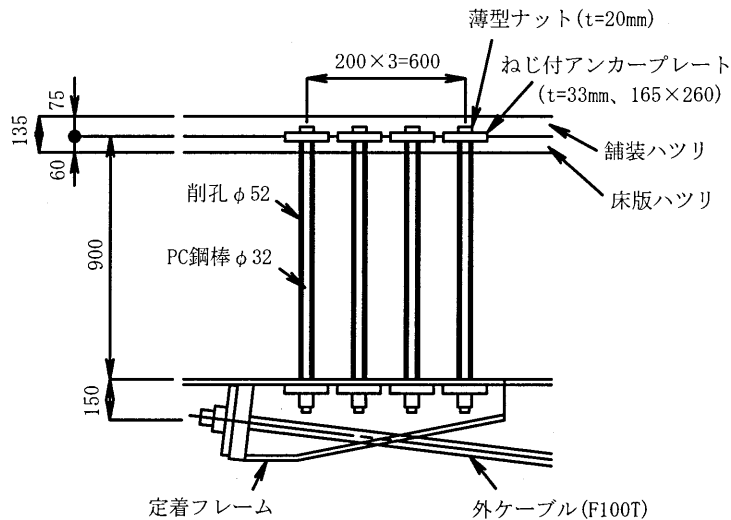


図-7.2.19 外ケーブルの定着構造(寸法単位: mm)

3) 偏向部

外ケーブルの偏向部を図-7.2.20に示す。偏向部も定着部と同様、鋼製であり外ケーブルと接する曲線形状部には外ケーブル緊張時の摩擦低減を図るためナイロン樹脂が設置されている。

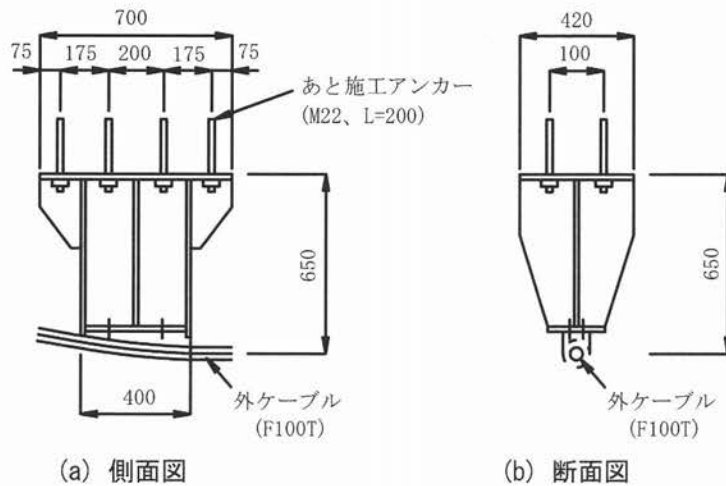


図-7.2.20 外ケーブルの偏向部

4) ケーブル種類

外ケーブルには SEEE 工法タイプ(F100T)が使用されている。桁端部に外ケーブルを緊張するスペースがないため、外ケーブルの緊張は中央径間の中央部において引寄せ型ジャッキにより行われている。緊張した外ケーブルは、カプラーで接続されている。引寄せ型ジャッキおよびカプラーの詳細を、それぞれ写真-7.2.37 および図-7.2.21 に示す。

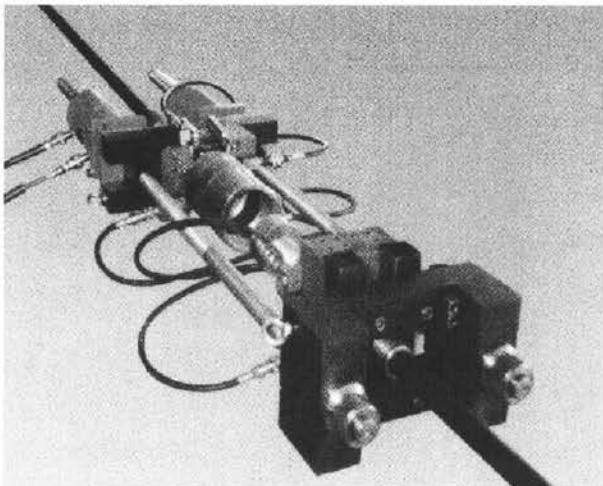


写真-7.2.37 引寄せ型ジャッキ⁴⁾

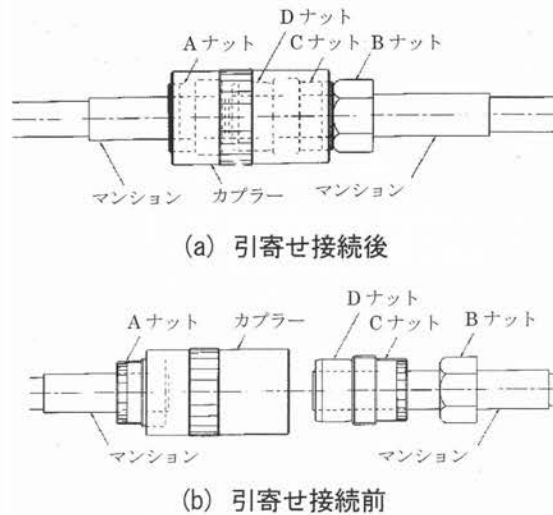


図-7.2.21 カプラーの詳細⁴⁾

(2) カーボンプレートを用いた既設橋の補強事例

1) 構造特性

カーボンプレートを用いた補強事例として、調布高架橋（都計 213 橋）を紹介する⁵⁾。補強された調布高架橋(都計 213 橋)およびその補強構造図を、それぞれ写真-7.2.38 および図-7.2.22 に示す。調布高架橋(都計 213 橋)は、2 室箱桁構造の RC3 径間連続箱桁橋であり、供用後 30 年程度経過している。B 活荷重補強であり、桁下の交差道路の建築限界や交通に与える影響が小さく、緊張材の定着部に特別な補強が不要となる点に配慮して、カーボンプレートの緊張による補強が実施された。

カーボンプレートの緊張による補強は、その形状的特徴から補強後の仕上がりが比較的平坦であり、景観性にも問題が発生しにくい⁶⁾。

[補強工事概要]

工事名：中央自動車道 国立橋床版補強工事

発注者：日本道路公団

構造形式：RC3 径間連続箱桁橋

橋長：63.586m(上り線), 64.027m(下り線)

支間：19.465+23.829+19.492m(上り線)

19.609+24.010+19.608m(下り線)

有効幅員：12.459~10.830m(上り線)

10.450m(下り線)

工期：2003年6月~2004年2月



写真-7.2.38 調布高架橋(都計213橋)

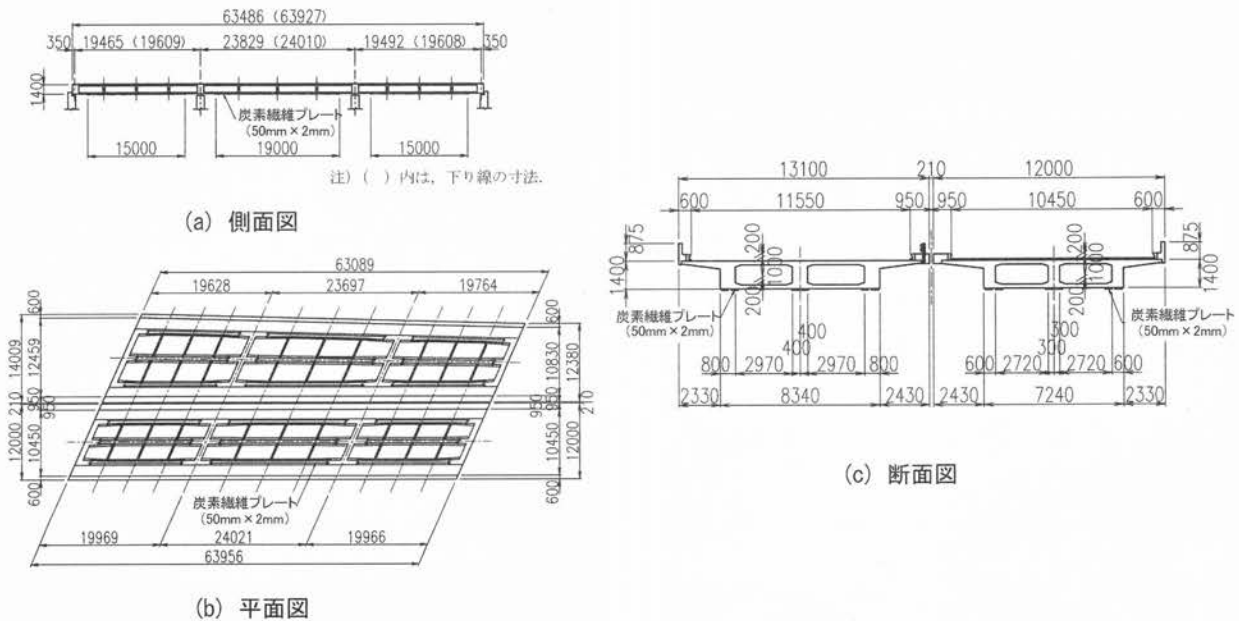


図-7.2.22 補強構造(寸法単位:mm)

2) 定着構造

カーボンプレートの定着装置を写真-7.2.39に示す。端部に鋼製の定着具を設けたカーボンプレートは、固定プレートに2本の定着ボルトで連結して定着される。

3) カーボンプレートの種類

カーボンプレートの形状は、幅が50mmで、厚さが2mmであり、引張強度は $2,400\text{N/mm}^2$ である。

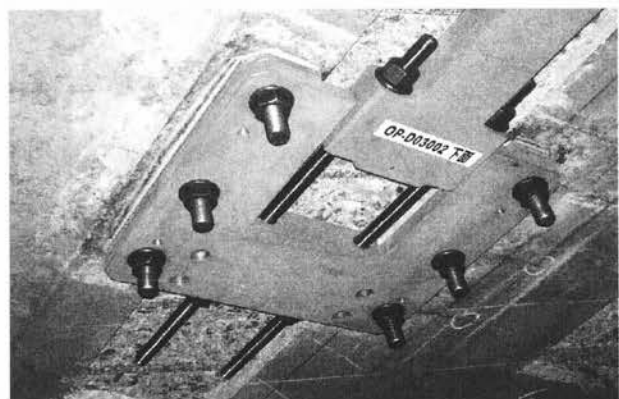


写真-7.2.39 定着装置

カーボンプレートは、各径間に6本配置し、カーボンプレート上に接着樹脂を塗布した後、爪付きジャッキを用い両引き緊張した。

プレストレスの有効導入力は、1本当たり、140kNである。

(3) ケーブルを用いた既設PC橋の補強・補修事例

ケーブルを用いた既設PCカンチレバー橋の補強・補修事例を3件、表-7.2.2に示す。

表-7.2.2 既設PC橋の補強・補修事例

橋名	プットズンド (Puttesund) 橋 ⁷⁾	ケービー(KB)橋 ⁸⁾	喜連瓜破高架橋 ⁹⁾
場所	ノルウェー	パラオ共和国	日本(阪神高速)
スパン割	28+138+28m	53.6+240.8+53.6m	44+65+44m
形式	カンチレバーPC橋	カンチレバーPC橋	コンクリート橋 (支間中央にヒンジ有り)
完成年	1970年	1977年	1979年
中央径間クリープ たわみ量	450mm	1,030mm	120mm
補強理由	中央径間センターのたわみ量が増加.	中央径間センターのたわみ量が増加	中央径間センターのたわみ量が増加
補強方法	A型塔およびケーブル6×2本の斜張橋形状にされた。塔は両端部付近に新規に設置された。	中央径間センターのヒンジを固定し、桁を連続化された。その上でかなりの量の橋軸方向の外ケーブルを箱桁内部に追加された。	橋桁下面にキングポスト形式の外ケーブルを配置し、支間中央部を持ち上げられた。たわみ量は40mm改善された。

1) プットズンド(Puttesund)橋⁷⁾

この橋において中央径間のセンター一部で450mmの変位が確認され、また、調査により、せん断強度が不足している箇所が認められた。これに対し、A型塔(鋼製)でケーブル6×2本の斜張橋の構造にされ、ケーブルにより張力を導入することによるせん断耐荷力不足およびサグの改善が行われた。中央径間のケーブル配置は18mピッチとし、塔側のケーブル定着位置は桁上35mである。

作業は2日間で終了し、塔の倒れ量は3mm、主桁の吊上げ量は260mmとなった。補強要領の概要を図-7.2.22に示す。

施工面での特徴は、以下のとおりである。

- ① 張力導入により主桁下フランジの応力が減少するため、張力導入には注意が払われた。
- ② ステップでの最適導入張力を求めるために、工事前の時点で応力状態が調査された。
- ③ 理想的には、12本のケーブルを同調させて張力を導入すべきであるが、実際には困難なため、4ステップに分けて張力が導入された。
- ④ 側径間ケーブル、中央径間内側ケーブル、および中央径間外側ケーブルの順に緊張された。
- ⑤ 塔の倒れ量と導入張力に制限値が設けられた(塔の許容倒れ量は、100mm)。
- ⑥ 完成時の塔の倒れ量の許容誤差は10mmとされた(全体のバランスをとることを優先)。

- ⑦ 目標張力は中央径間で 3.15MN，側径間で 7.7MN とされた。
- ⑧ 解析結果から初期の引き上げ量は 280mm で，数ヶ月後に最終的に 340mm になると想定された。
- ⑨ 長期的な張力の推定は困難なため，ケーブルの最終張力は活荷重満載時の主桁の状態から決定された。
- ⑩ 当初計画では側径間ケーブルを最終張力の 50%から 70%まで緊張し，塔を 100mm 倒すことになった。
- ⑪ 最終張力の 65%まで緊張した時点で，センタースパンのケーブルも同比率の張力が入ると想定された。
- ⑫ センタースパンのケーブルを緊張して塔を鉛直にした時点で，各ケーブルとも 75%まで張力が入ると想定された。
- ⑬ 塔の挙動が不明のため，実際には，塔の倒れ量を 65mm に変更し，張力導入についても，95%まで導入したのち，残りの 5%分を段階的に導入された。
- ⑭ ケーブル架設作業は 2 日間で終了し，塔の倒れ量は 3 mm，主桁の吊上げ量は 260mm(-20mm)となった。

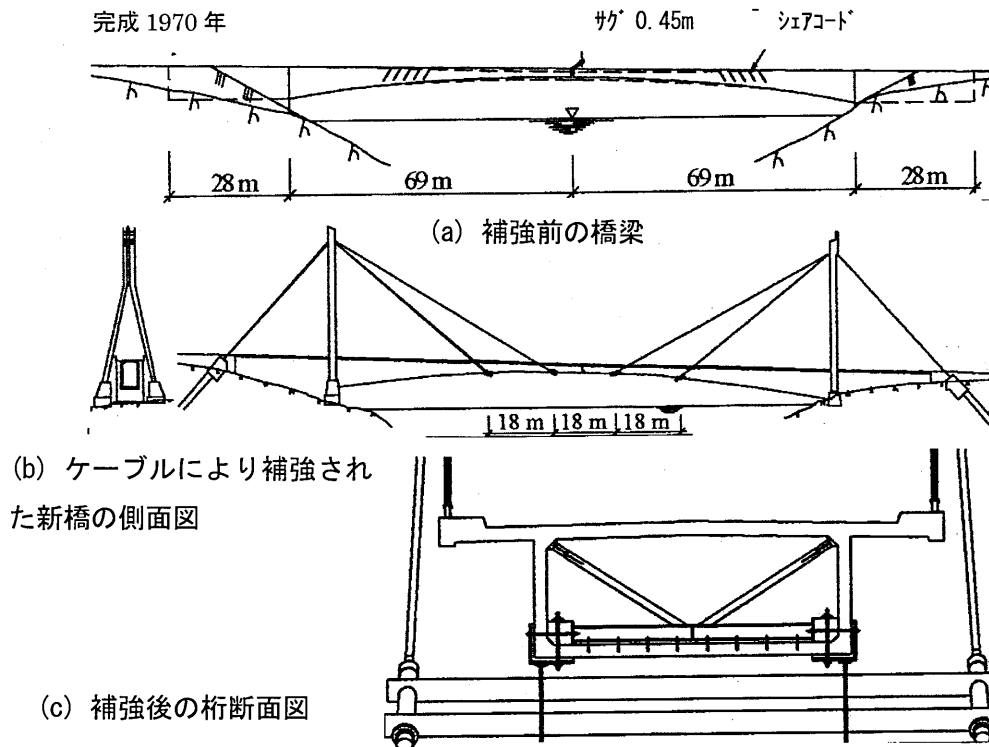


図-7.2.22 プットズンド(Puttesund) 橋の補強要領図

2) ケービー(KB)橋⁸⁾

この橋の設計は，当時の一般的知見に基づいており，ACI(American Concrete Institute)などの設計法が参考とされた。一般図を図-7.2.23に示す。基本クリープ係数は，2.0が仮定され，設計での弾性たわみは中央径間で約190mmであった。一方，1990年の調査時には，中央径間のたわみ量は1,030mmに増加していた。この対策として

- ① 中央ヒンジを固定し，中央径間を連続化された。

② 主径間で低い位置に下げられた桁端部に伸びる橋軸方向の外ケーブルを箱桁内部に追加した。しかし、同橋は、この対策工事から約2ヶ月後に、落橋した。

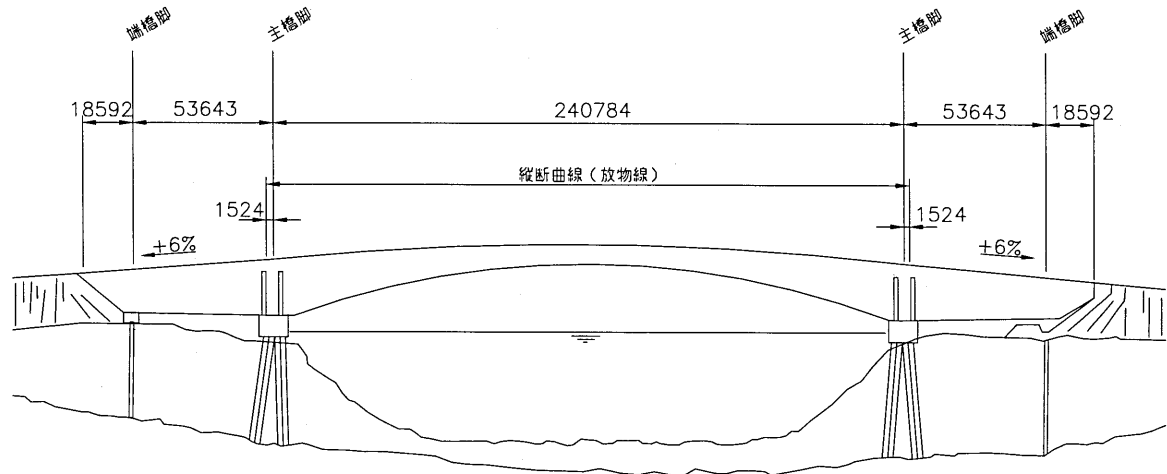


図-7.2.23 ケービー(KB)橋一般図(寸法単位: mm)

原因は、次のように推測されている。

- ① 対策工事後、上床版の圧縮応力度は 3.8Mpa から $16.7\text{Mpa}(0.49f_c)$ に増加した。
- ② 水平方向の鉄筋、もしくはシースの直下に近接するコンクリートは、通常の部位に比べて弱かった。特に橋脚付近の上床版のコンクリートは、PC鋼棒が多数配置された層を形成すると考えられる。ここに高い圧縮応力が作用したため、ポワソン効果により、上床版コンクリートは層間剥離を起こし、座屈した。
- ③ 床版の座屈によって、桁ウェブが座屈・圧壊し、橋の崩壊に至ったと推測されている。

3) 喜連瓜破高架橋⁹⁾

この橋は、支間中央部にヒンジを有する形式のコンクリート橋であった。供用後、当橋のヒンジ部のたわみが認められ、その値は 120mm であった。

対策として橋桁下面にキングポスト形式(図-7.2.24 参照)の外ケーブルを配置し、支間中央部を持ち上げられた。その結果たわみ量は 40mm に改善された。図-7.2.25 には、橋梁の補修した後の一般図を示す。写真-7.2.40 には、キングポストおよび補修後の状況を示す。

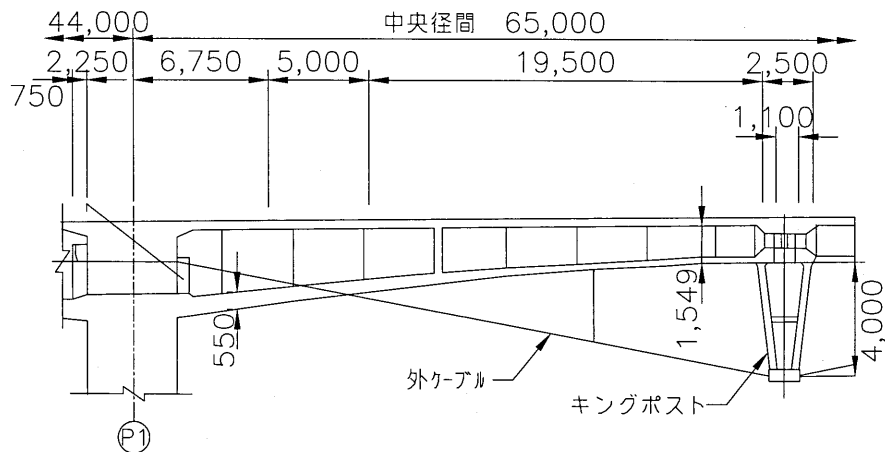


図-7.2.24 キングポスト形式の外ケーブル(寸法単位: mm)

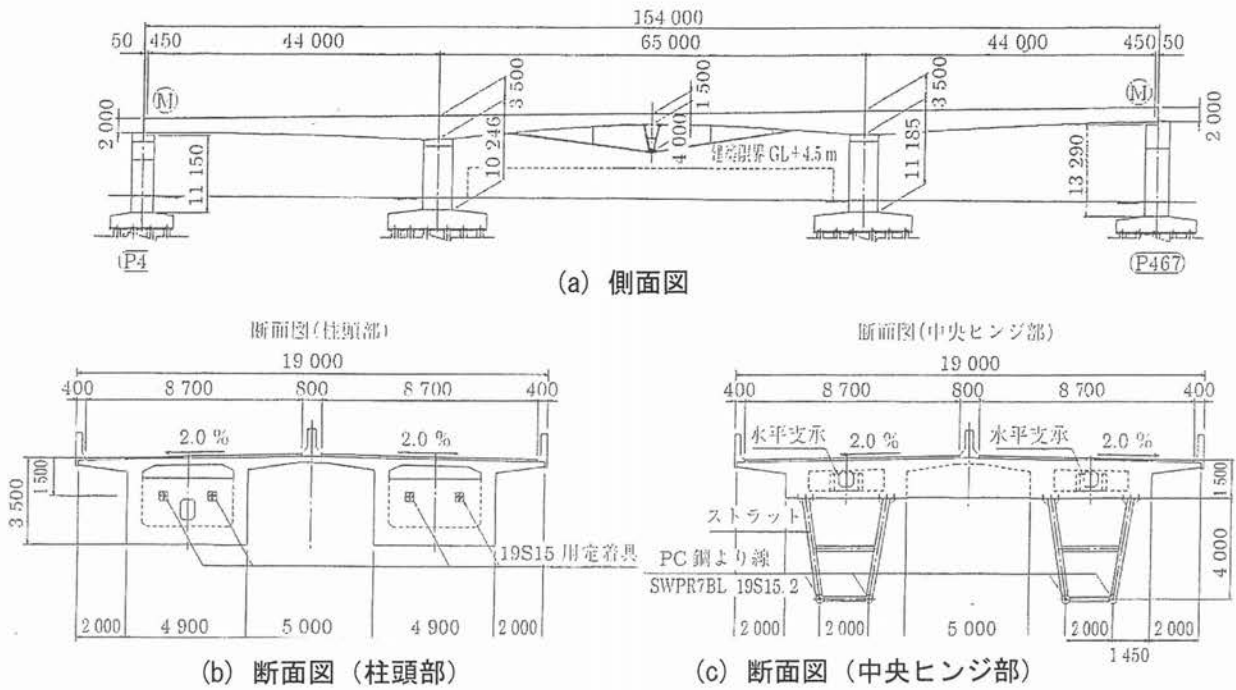


図-7.2.25 喜連瓜破高架橋の一般図(寸法単位: mm)



(a) キングポストの構造



(b) 補強後 (中央ヒンジ部)

写真-7.2.40 喜連瓜破高架橋の補強後状況

参考文献

(7.1.1)

- 1) 長谷川修一, 原田康夫, 福田雅次, 小桜義隆: 送出し工法による吊橋補剛桁の架設, 横河橋梁技報, 11号, pp.10~20, 1981.
- 2) 清田錬次, 田中素夫, 銭弘幸壮, 盛川 勉, 平野 寛, 片岡博昭: 大渡ダム大橋工事報告—送出し工法による吊橋補剛桁の架設, 横河橋梁技報, 13号, pp.61~69, 1983.
- 3) シュライヒ: 橋のデザインと構造: スイス湾歩道橋

(7.1.3)

- 1) 原崎郁夫, 大橋治一: 4月25日橋の鉄道載荷および車線拡幅, 本四技報, Vol. 22, No.85, pp.65~71, 1998.1.
- 2) 緒方純二, 富永和歌子: タンカービル橋の主ケーブル取替え, PROJECT, 橋梁&都市, Vol. 35, No.3, pp.32~45, 1999.3.
- 3) *From Strength to Strength, Bridge Design & Engineering*, 3/4, 2000.
- 4) 「第三のケーブル」を増設一吊り橋の車線数を2倍に, *NIKKEI CONSTRUCTION*, 1992.11.
- 5) 中島隆二, 服部 弘, 池田 茂, 藤本 朗: 新白川橋の外ケーブル工法による桁補強工事, 橋梁と基礎, Vol. 36, No.9, 建設図書, pp.20~27, 2002.9.
- 6) 兵庫県社土木事務所: 御坂橋永久橋架換事業一外ケーブルを用いた橋梁補強一 (パンフレット)
- 7) 浅野祐一, 瀬川 滋: トラスの補強を初めて外ケーブルで, *NIKKEI CONSTRUCTION*, 2004.4.23.
- 8) Clenace, J.C, Condell, .S, 大橋治一: ライオンズゲート橋の全補強トラスの架替え, 橋梁と基礎, Vol. 36, No.7, 建設図書, pp.39~43, 2002.7.
- 9) 石井孝男, 岩井文明, 岡崎敏夫: 若戸大橋拡幅工事の概要と施工状況, 橋梁, Vol. 25, No.6, pp.2~9, 1989.6.

(7.2.1)

- 1) 石黒 互, 村田嘉宏, 須合孝雄: 松の木7号橋 (銀山御幸橋) の設計と施工, プレストレスとコンクリート, Vol.38, No.5, pp.5~pp.14, 1996.5.
- 2) 加賀屋建一, 須合孝雄, 高橋伸一: 松の木7号橋 (波形鋼板ウェブPC橋) の施工, 土木学会東北支部技術研究発表会講演概要, pp.664~pp.665, 1996.
- 3) 加賀屋建一, 村田嘉宏, 立神久雄: 松の木7号橋 (波形鋼板ウェブPC橋) の施工時計測, 土木学会東北支部技術研究発表会講演概要, pp.666~pp.667, 1996.
- 4) 藤原浩幸, 坂田寛司, 柁木洋子, 正司明夫, 後小路祥一, 野呂直以: 志津見大橋の設計・施工一変断面PC複合トラス橋一, 橋梁と基礎, Vol.39, No.11, pp.5~11, 2005.11.

(7.2.2)

- 1) 佐川信之, 酒井松男, 岡澤祐三, 益子博志, 春日昭夫, 田添耕治: 日見橋 (仮称) の設計と施工, 橋梁と基礎, Vol.37, No.6, pp.2~10, 2003.6.
- 2) 中園明広, 福原寛光, 西田朋仁郎, 須田 隆: 第二名神高速道路栗東橋の施工, 橋梁と基礎, Vol.38, No.10, pp.5~11, 2004.10.
- 3) プレストレストコンクリート技術協会: PC斜張橋・エクストラードロード橋設計施工基準 (案), 2000.
- 4) プレストレストコンクリート技術協会: 複合橋設計施工基準 (案), 1999.

(7.2.3)

- 1) 上東 泰, 宮本健次, 山本 徹, 広瀬 毅, 中村 譲, 笠原 等, 長沼 清, 大谷 満: 矢作川橋の上部構造の施工, 橋梁と基礎, Vol.39, No.2, pp.35-45, 2005.2.
- 2) 鈴木裕二, 池田博之, 水口和之: 第二東名高速道路矢作川橋の計画一波形鋼板ウェブを用いたPC・鋼複合斜張橋一, 橋梁と基礎, Vol.39, No.2, pp.5-8, 2005.2.

(7.2.4)

- 1) 西 浩嗣, 久保真一, 長田光司, 服部政昭: 外ケーブルによるRC中空床版橋の補強(東名高速道路小柳津高架橋), 第6回プレレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.531-536, 1996.

- 2) 後藤愛司, 吉川良洋, 久保真一, 薮 隆之: 小柳津高架橋 RC 中空床版の外ケーブルによる補強工事, 土木学会第 51 回年次学術講演会概要集, pp.1124-1125, 1996.
- 3) 服部政昭, 大川征治, 西 浩嗣, 長田光司: 3 径間連続 RC 中空床版橋の外ケーブルによる補強設計, 土木学会第 51 回年次学術講演会概要集, pp.1126-1127, 1996.
- 4) SEEE 協会: SEEE/F 型設計・施工基準, 2004.
- 5) 藤田真実, 森北一光, 高橋秀樹, 安森 浩: 調布高架橋 (都計 213 橋) の補強工事—炭素繊維プレート緊張工法による補強—, プレストレストコンクリート, Vol.46, No.5, pp.32~38, 2004.5.
- 6) 坂本弘視, 藤田真実, 高橋秀樹, 鹿田泰史: 炭素繊維プレート緊張による調布高架橋 (都計 213 橋) の補強, 第 13 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.477~480, 2004.
- 7) Steinar Fjeldheim and Jan Teigen: *Raising expectations, Bridge design & Engineering*, 1/4, 2003.
- 8) 織田一郎: KB 橋の崩壊, プレストレストコンクリート, Vol.45, No.2, pp.112~115, 2003.3.
- 9) 鈴木 威, 若槻晃右, 真鍋英規, 西 弘: 喜連瓜破高架橋の補強設計および施工, プレストレストコンクリート, Vol.46, No.5, pp.45~54, 2004.9.

ケーブル系橋梁の写真館



大和川橋 (大阪市)



六甲大橋 (神戸市)