

表-1 櫃石島高架橋諸元

橋脚番号	下津井瀬戸大橋側径間		山 岳 部										低 地 部					岬 部					櫃石島橋											
	A4	P5	SB-4A	1P	2P	3P	4P	5P	6P	7P	8P	9P	10P	11P	12P	13P	14P	15P	16P	17P	18P	19P	20P	21P	22P	23P	24P	25P	26P	27P	28P	29P	30P	HB-1P
道 路 橋	概略図																															(注) 支承条件記号 F : 固定沓 M : 可動沓 E : ゴム沓 (F)剛 結 D : ダンバー付き		
	構造形式	2径間連続ラーメン箱桁(2連)		4径間連続箱桁(2連)										3径間連続ラーメン箱桁(1連)		4径間連続ラーメン箱桁(1連)		4径間連続ラーメン箱桁(1連)		5径間連続ラーメン箱桁(2連)					垂直材付き単純ワーレントラス(1連)									
	支間	(36.6+44.6) +(46.6+46.7)		(34.3+35.0+35.0+34.3)×2										34.3+35.0+34.3		34.3+35.0+35.0+34.3		51.3+68.0+68.0+51.3					(39.3+40.0+40.0+40.0+39.3)×2		101.58									
	桁高	2.2~3.6		2.2														2.5~4.0					2.5		12.75									
	幅員	(上り) 10.0 (下り) 10.0~13.0		10.0~11.47 13.0~17.21				11.47~18.77 10.0				10.0 17.86~12.69		20.77~13.0 12.69~10.0		13.0~10.0 10.0					10.0 10.0													
	支承条件	M+(F)+M, M+(F)+M		E+E+E+E+E				E+E+E+E+E				M+(F)+(F)+M		M+(F)+(F)+(F)+M		M+(F)+(F)+(F)+M					M+(F)+(F)+(F)+(F)+M		F+M											
	橋脚高	36.7 44.7	39.1	—	31.7	24.8	17.5	15.2	19.1	25.8	42.2	39.9	45.6	53.2	52.7	48.3	48.0	44.8	41.4	33.4	36.6	34.1												
架設工法	D.W.張出し工法		オールステーシング										特殊大型移動支保工		D.W.張出し工法		D.W.張出し工法					クレーン船による一括架設												
鉄 道 橋	構造形式	単純箱桁(3連)		3径間連続箱桁(1連)		土工区間				4径間連続箱桁(2連)		4径間連続箱桁(1連)		5径間連続箱桁(2連)					—															
	支間	36.2	37.2	46.0	34.3+35.0+34.3		—				(34.3+35.0+35.0+34.3)×2		51.3+68.0+68.0+51.3		39.3+40.0+40.0+40.0+39.3			39.3+40.0+40.0+40.0+38.16		—														
	桁高	2.5, 2.5, —, 3.1	2.7		—				2.7		3.0~4.5		2.8					—																
	幅員	暫定-12.02 完成-21.80																																
	支承条件	F+M		M+F F+M		M+M+F+M		—				M+F+M+M+M		F+D+D+D+M		F+D+D+D+M		F+D+D+D+D+M					M+F+D+M+M+M		—									
橋脚高	—																																	
架設工法	オールステーシング				—				道路桁と同じ(道路・鉄道一括施工)				道路桁と同じ		大型移動吊支保工					—														

2. 工事概要

構造形式および施工法を表—1の一覧表にまとめる。

大型移動支保工の施工範囲は、9P~16Pの道路橋および鉄道橋であり、この区間は島内バスストップに接続するランプが設けられているため、道路幅員が拡幅しており、設計・施工上の大きな制約となっている。

なお、大型移動支保工施工区間の工事数量は以下のとおりである。

	(道路橋)	(鉄道橋)
コンクリート	7 850 m ³	2 960 m ³
PC 鋼材	260 t	110 t
鉄筋	1 550 t	390 t

3. 設計

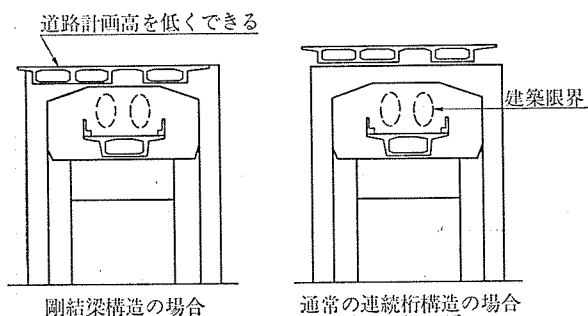
3.1 概要

大型移動支保工施工区間の構造形式は、道路橋が3~4径間連続ラーメン橋、鉄道橋が4径間連続桁橋である。断面形状は道路橋が1室および2室の箱桁であり、鉄道橋は1室箱桁の等断面である。また、使用PC鋼材は表—2に示すとおりである。

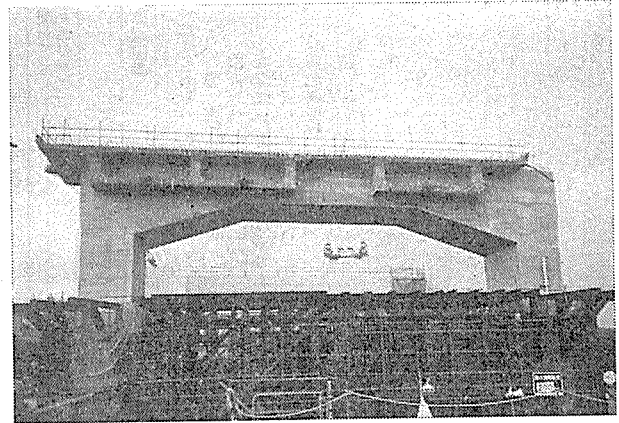
構造面での特色は、2層式高架橋であることのほかに、道路橋が中間支点部で下部工横梁と剛結されている点である(この部分を剛結梁と呼ぶ)。これは、道路と鉄道の計画高の差から道路部の構造高に制限があること、また、高橋脚を有する大規模構造物であるため、上下部工

表—2 使用PC鋼材

使用箇所		道路橋	鉄道橋
剛結梁	梁方向	SWPR 7B 12T12.7	—
	せん断鋼棒	SBPR 95/120 φ32	—
主桁	主方向	SWPR 7A 12T12.4 一部 SBPR 95/120 φ32	SWPR 7A 12T15.2 一部 SBPR 95/120 φ32
	せん断鋼棒	SBPR 95/120 φ32	SBPR 95/120 φ32
床版横締め		SEEE FC130 (SWPR 7B 7T12.7)	SWPR 19 1T21.8
横桁横締め		SEEE FC130 (SWPR 7B 7T12.7)	SBPR 95/120 φ32



図—2 剛結梁構造の利点



写真—2 剛結梁

を一体構造とすることによって耐震性を高めることが望ましいためである(図—2)。剛結梁は、主桁の曲げモーメントの影響によって、大きなねじりモーメントが作用する部材であり、このねじりモーメントを軽減するように、道路橋の上下線は、床版および中間横桁で一体構造とされている。

ここでは、これら構造的特色に着目し、道路橋の設計について説明する。

3.2 剛結梁の設計

(1) フローチャート

図—3に剛結梁設計のフローチャートを示す。

これは基本的には道路橋示方書に準じたものであるが、設計荷重時の地震時斜引張応力度に対する照査を追加している。通常的设计ではこの照査は省略されるが、剛結梁については、①大きなねじりモーメントの作用する部材であること、②ひび割れによる剛性低下が、全体の立体ラーメンに影響を及ぼすこと、などを考慮したものである。許容値は、土木学会「プレストレストコンクリート標準示方書」のII種の規定を基に、50%の割増しを行ったものを採用している。

(2) 断面力の解析

道路橋の構造は、図—4Aに示すような立体連続ラーメンであるが、断面力解析は、図—4Bに示す平面モデルに置換して行った。道路桁断面力に対して、両者はよく一致し、詳細設計での比較によれば、死荷重で3%、活荷重で5%程度の誤差である。

また、剛結梁自身の断面力解析は、通常の平面骨組によるが、上部工荷重の載荷は以下のように行った。

- ① 鉛直荷重——道路桁自重、活荷重などによる鉛直荷重は、主桁ウェブに等分して集中載荷する(図—5A)。実際には剛結梁のバネ支持効果により、脚柱近くのウェブに大きく荷重分配されるが、安全側の載荷法を採った。

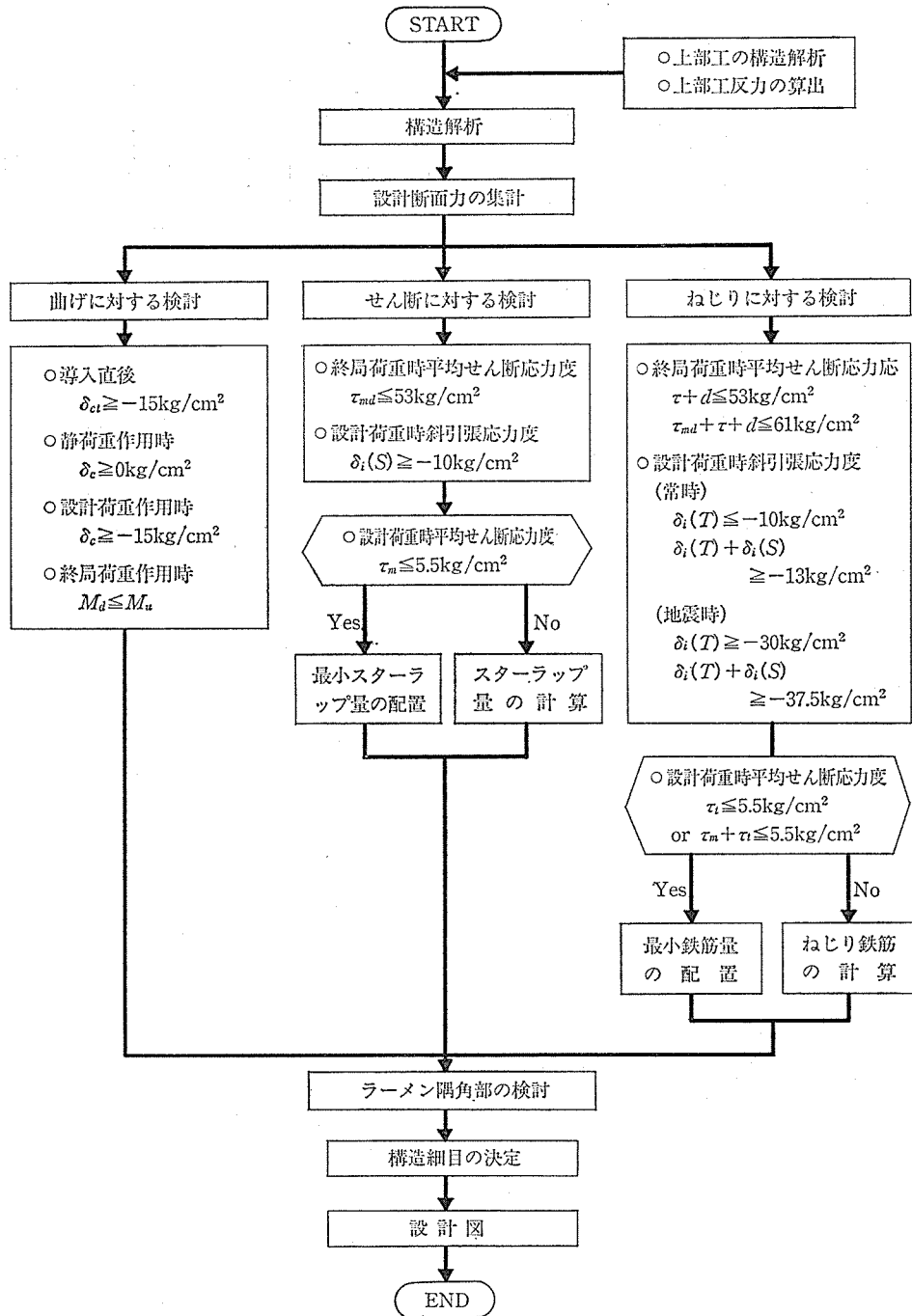


図-3 剛結梁設計のフローチャート

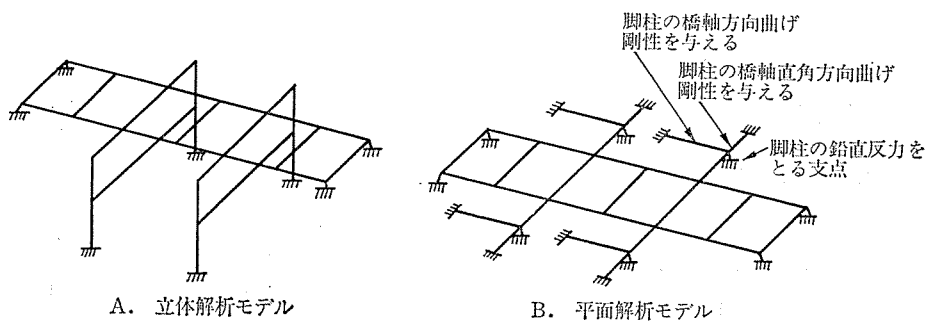
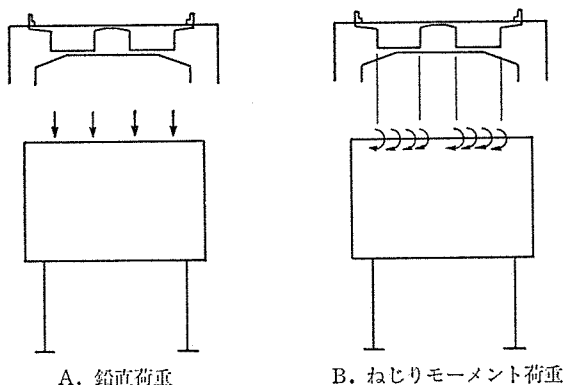


図-4 断面力の解析モデル



図—5 剛結梁載荷図

② ねじりモーメント荷重——剛結梁に作用するねじりモーメントは、前述の 図—4B のモデルで求められる。剛結梁に対しては、このねじりモーメントを道路主桁下床版幅で除して、等分布ねじりモーメントとして載荷する (図—5 B)。

(3) 断面力の算出結果

詳細設計での断面力算出結果を 表—3 にまとめる。各剛結梁によってその傾向に違いがあり、ここでは 13P, 14P の 2 基について示す。

曲げについては死荷重が支配的であり、活荷重の占める割合は小さい。したがって導入プレストレス量は、静荷重時のコンクリートの許容応力度によって決定される。

一方、ねじりは各剛結梁で異なった傾向を示す。13P のように側径間側の剛結梁では、道路桁自重や乾燥収縮によるねじりが比較的大きく、14P のように中央の剛

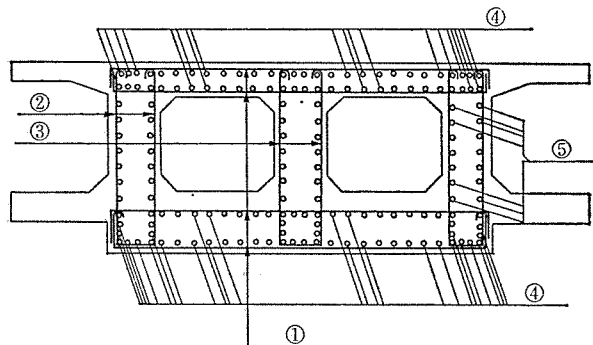
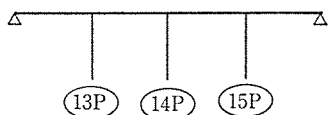
表—3 剛結梁の断面力算出結果 (単位: tm)

荷 重	13P		14P	
	曲 げ	ね じ り	曲 げ	ね じ り
① 剛 結 梁 自 重	1621	—	1613	—
② 道 路 桁 自 重	2813	1075	2112	57
③ 道 路 橋 面 荷 重	445	87	377	0
④ 鉄 道 桁 荷 重	-184	—	-160	—
⑤ 道 路 主 ケ ー ブ ル 不 静 定 力	-48	-479	68	-41
⑥ 乾 燥 収 縮	-205	714	-43	-75
⑦ 剛 結 梁 プ レ 不 静 定 力	556	—	642	—
⑧ 道 路 活 荷 重	754	179	710	10
⑨ 鉄 道 列 車 荷 重	-76	—	-69	—
⑩ 地 震 荷 重	2	6081	1	7434
静 荷 重 時 Σ ①~⑦	4998	1397	4609	-59
活 荷 重 作 用 時 Σ ①~⑩	5676	7657	5250	7385

注 1) 曲げに対しては剛結梁中央位置、ねじりに対しては脚柱付根位置での値を示す。

注 2) 地震荷重は、曲げに対しては橋軸直角方向作用時、ねじりに対しては橋軸方向作用時を示す。

注 3) 剛結梁位置



- ① ねじり横方向鉄筋
- ② ねじり横方向+斜引張鉄筋
- ③ 斜引張鉄筋
- ④ ねじり軸方向鉄筋+せん断に対する軸方向鉄筋
- ⑤ ねじり軸方向鉄筋

図—6 剛結梁の鉄筋配置

結梁では、それら静荷重によるねじりはほとんど発生しない。なお、せん断力の集計は省略したが、曲げとほぼ同様の傾向を示す。

(4) 鉄筋の配置

前述のように、剛結梁には大きなねじりモーメントが作用するため、多量の鉄筋を配置することになり、その量はコンクリート 1m³ に対し約 250kg 程度である。鉄筋量の算出に際しては道路橋示方書に従い、以下の基本原則を採った。

- ① ねじり終局時においては、プレストレスのねじりに対する有効性は考えない。
- ② せん断力による所要斜引張鉄筋と、ねじりに対する横方向鉄筋は各々独立して算出し、両者を加算した量を配置する。

図—6 に、配置鉄筋形状と算出根拠を示す。

3.3 主桁の設計

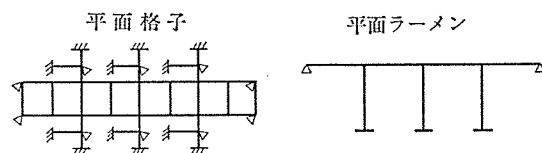
(1) 設計条件

活 荷 重: TL-20, TT-43

温 度 変 化: $\pm 15^{\circ}\text{C}$

表—4 構造系と算定断面力

解析モデル	平面格子	平面ラーメン
荷 重	○主桁自重 (完成系) ○橋 面 荷 重 ○活 荷 重	○主桁自重 (施工系, 完成系) ○プレ不静定力 ○温 度 変 化 ○乾 燥 収 縮 ○地震時慣性力
算定断面力	○曲げモーメント ○せん断力 ○ねじりモーメント	○曲げモーメント ○せん断力 ○軸 力



施工段階	施工段階図	曲げモーメント図 (単位: tm)	荷重の組合せ					
			桁自重	不静定力	橋面荷重	クリープ力	乾燥収縮	活荷重
施工段階 I			○					
施工段階 II			○	○				
施工段階 III			○					
施工段階 IV			○	○				
施工段階 V			○					
施工段階 VI			○	○				
施工段階 VII			○	○				
静荷重作用時			○	○	○	○	○	
活荷重作用時 (最大時)			○	○	○	○	○	○
活荷重作用時 (最小時)			○	○	○	○	○	○

図-7 施工段階ごとの曲げモーメント (12P~16P 下り線)

水平震度: $k_H=0.19$ (修正震度法による)

乾燥収縮度: プレストレスの減少量算出時

$$\epsilon_s = 20 \times 10^{-5}$$

不静定力算出時 $\epsilon_s = 15 \times 10^{-5}$

クリープ係数: $\phi = 2.6$

(2) 断面力の解析

断面力の解析はすべて電算で行い、主桁自重、橋面荷重、活荷重によるものは前述の平面格子モデル (図-4 B) を用い、他の荷重については平面ラーメンモデルを用いた。構造系と算定断面力の関係を表-4 に示す。なお、クリープの進行に伴う不静定力は、仮定した進行

度を基に Dischinger の公式により算出した。

(3) 断面力の算出結果

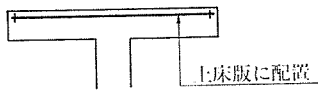
大型移動支保工は、主桁を順次張出しおよび閉合していく分割施工であるため、各種工段階によって断面力が変化する。図-7 に各施工段階ごとの断面力を示す。

(4) PC 鋼材の配置

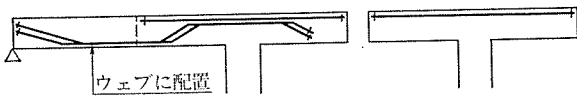
PC 鋼材配置は図-8 に示すように、張出し施工時の架設ケーブルとしての意味を持つケーブルを上床版に直線配置し、また、閉合後の断面力に対するケーブルをウェブ内に曲上げ配置した。さらに、支間中央付近では、必要に応じて下床版にもケーブルを配置し、正の曲げモ

ーメントに対処した。ウェブおよび下床版のケーブルは、すべて後緊張となるため、箱桁内に突起定着した。

① 張出し施工時



② 側径間閉合時



③ 中央径間閉合時

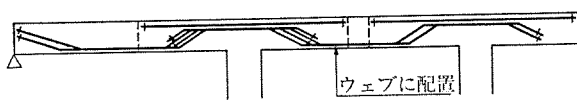


図-8 主ケーブル配置形状

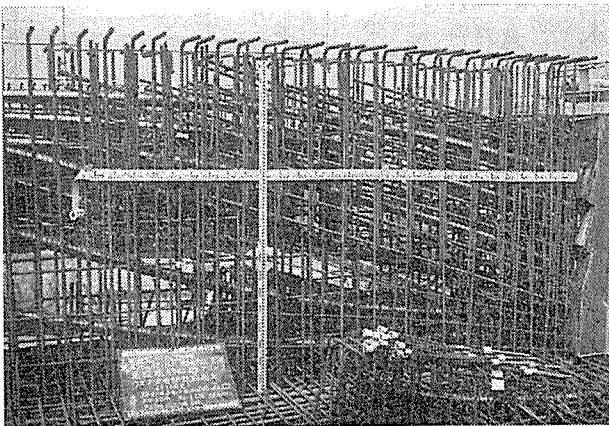


写真-3 突起定着の補強筋

3.4 道路橋床版の設計

(1) 概要

床版設計上の特色としては以下の2点が挙げられる。

① ランプの影響により幅員が拡幅しており、したがって床版支間長の変化も大きい。

② 上下線の床版が一体構造であり、しかも直接打ち継がれる。

今回の設計では、これらを考慮したうえで床版部材厚、設計断面および使用 PC 鋼材などの決定をした。

(2) 床版部材厚の決定

大型移動支保工施工区間は、床版支間長の変化が大きいため、その変化に応じて床版厚も変化させた。床版支間長と床版厚の関係を表-5 に示す。床版厚は道路橋示方書の最小床版厚の規定を満足することを第一条件とし、床版応力度や鋼材配置などを考慮して決定した。最小床版厚の規定と当工事の実績を図-9 に示すが、全般に約 10 cm の余裕をもって満足している。

(3) 設計断面の決定

床版の設計において、最も支配的な要因となるのは、

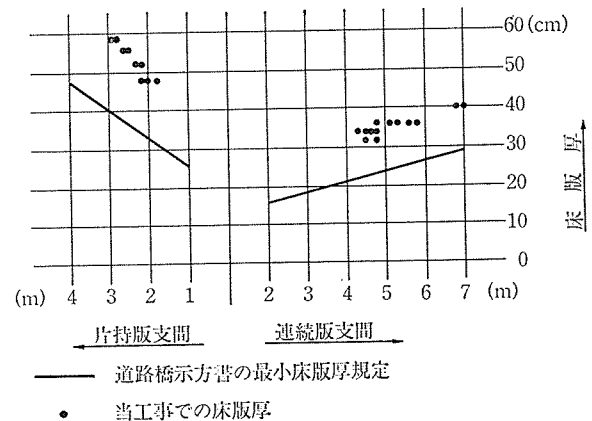


図-9 最小床版厚の規定との比較

表-5 床版支間長と部材厚

測 点	幅 員 (m)	床版支間長 (m)		床版部材厚 (mm)		
		張出し床版長	連 続 版	張出し床版付根	連続版	
9 P~10 P	上り線	17.864~14.972	2.900~2.750	5.585~4.762	480	360
	下り線	10.000	2.750	5.800~5.300	480	360
10 P~11 P	上り線	14.972~13.567	2.750	4.762~4.609	480	340
	下り線	10.000	2.750	5.300~4.800	480	360
11 P~12 P	上り線	13.567~12.689	2.750~3.500	4.609~4.345	480~580	340
	下り線	10.000	2.750	4.800~4.300	480	320
12 P~13 P	上り線	12.689~11.729	3.500~3.250	6.989~5.279	580~560	400
	下り線	20.774~13.869	3.650~2.100	6.805~5.111	580~480	400
13 P~14 P	上り線	11.729~10.682	3.250~3.000	5.279~4.732	560~520	360
	下り線	13.869~13.005	2.100~2.500	5.111~4.478	480	360
14 P~15 P	上り線	10.682~10.000	3.000~2.750	4.732~4.550	520~480	360
	下り線	13.005~13.000	2.500~2.900	4.478~4.275	480~520	340
15 P~16 P	上り線	10.000	2.750~3.300	4.550~4.250	480~560	320
	下り線	13.000	2.900~3.300	4.275~4.075	520~560	340

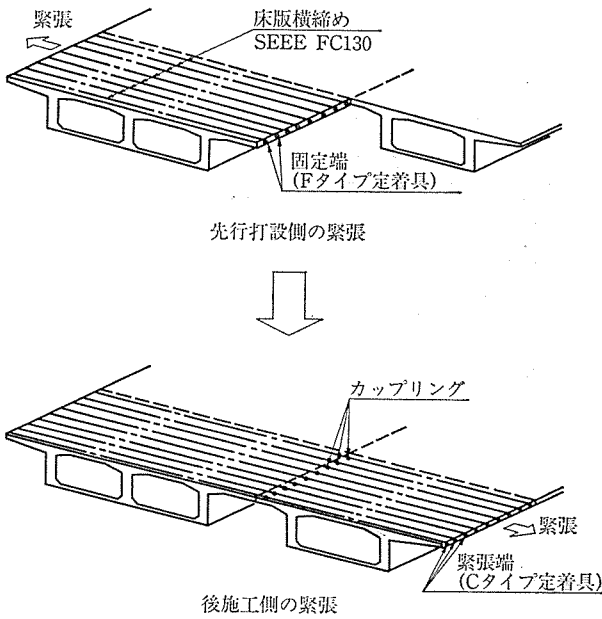


図-10 床版横締めの緊張

床版支間長と部材厚である。今回の設計では、両者がともに大きく変化することを考慮して、以下のように設計断面を選定した。

- ① 各径間で張出し床版長が最大となる断面
- ② 各径間で箱桁幅が最大となる断面
- (4) 使用 PC 鋼材の決定

大型移動支保工施工区間では、上り線・下り線は交互に順次施工される。このため、この区間の床版横締め用 PC 鋼材は、先行打設側を先に緊張し、次に後施工側の PC 鋼材をカップリングして緊張する (図-10)。これは先行打設側の床版が、施工中の作業荷重に抵抗できるよう配慮したものである。この条件に適合する PC 鋼材として、カップリングが容易で、しかも可撓性に富む SEEE FC 130 の採用に至った。定着具は、カップリング部をナット定着の F タイプ、緊張側を幅員変化に対応し易いくさび定着の C タイプとした。

4. 施 工

4.1 施工概要

今回紹介する 9P~16P 間は、新しい架設工法として採用された大型移動支保工による施工区間であり、施工延長は 245 m である。

この工法の特徴は、道路橋の上下線および鉄道橋を 1 台の大型移動支保工で施工することである。道路橋の施工は、2 径間にわたる支保工桁 2 本の上に橋脚をはさんで 2 対の横桁を 2 基設け、その上に支保工を載せ、鉄道橋の施工は、横桁より型枠を吊り下げ、各々、橋脚柱頭部をはさんで左右に張出し架設を行うものである。従来の移動支保工とは異なった形式となっており、規模も大

表-6 大型移動支保工重量表 (単位: ton)

名 称	組 数	重 量
道路桁型 枠 支 保 工	2	197
横 桁	2	233
鉄道桁型 枠 支 保 工	2	125
支 保 工 桁	2	419
支 保 工 桁 架 台	6	91
支 保 工 桁 移 動 装 置	2	4
前 方 作 業 架 台	1	81
補 助 桁	1	39
鉄 道 桁 支 保 工 移 動 装 置	2	13
仮 支 柱	1	118
油 圧 ポ ン プ	1	1
計		1321

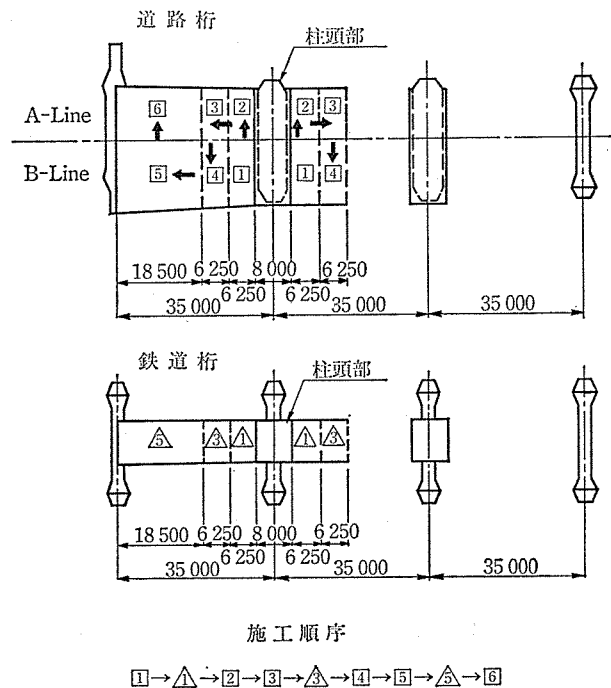


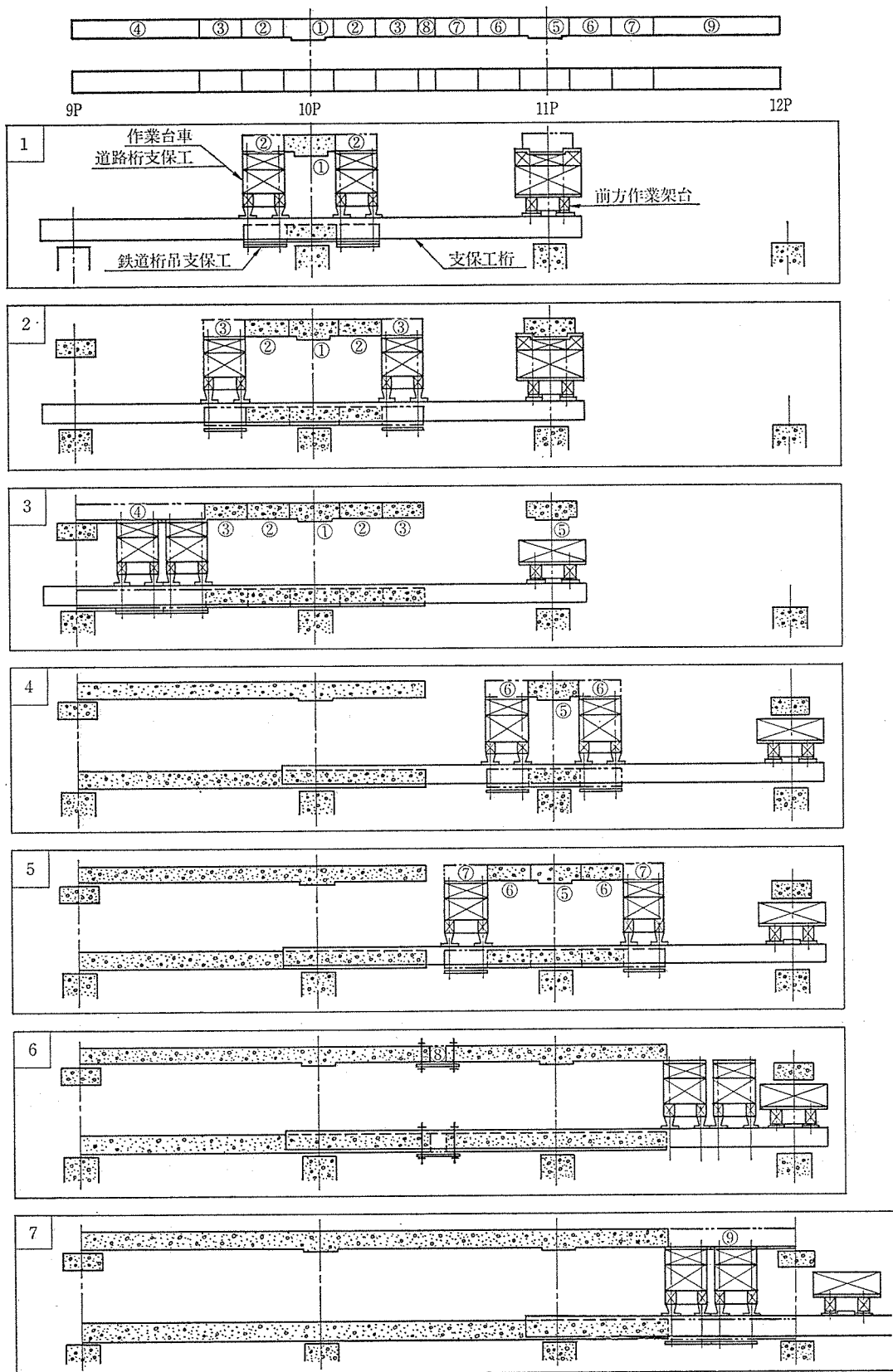
図-11 施工順序図

きく、その重量は約 1320 t となっている (表-6)。

大型移動支保工のサイクルは、図-11 に示すように、① 道路橋片線の施工、② 鉄道橋の施工、③ 道路橋片線の施工とし、1 径間内で 2 回の張出し架設を行う。

4.2 大型移動支保工の機能

今回の移動支保工は、高架橋が道路橋と鉄道橋の 2 階構造となっているので、その間に移動支保工桁が設けられるため、従来型の基本形式である、支保工桁上に型枠を組んで支えるサポートタイプと、支保工桁より型枠を吊り下げたハンガータイプの 2 つの方法をミックスしたものである。従来型が一般に 1 径間ずつ施工するのに対し、今回は、道路桁が橋脚の梁と一体になった剛結構造となっているので、その剛結梁を先行施工し、橋体を張出し施工するものである。1 径間の打設ブロック割りは、剛結部 (8 m) と中央閉合部 (2 m) の各 1 ブロックと 1



図—12 9P-12P(-16P) 施工順序図

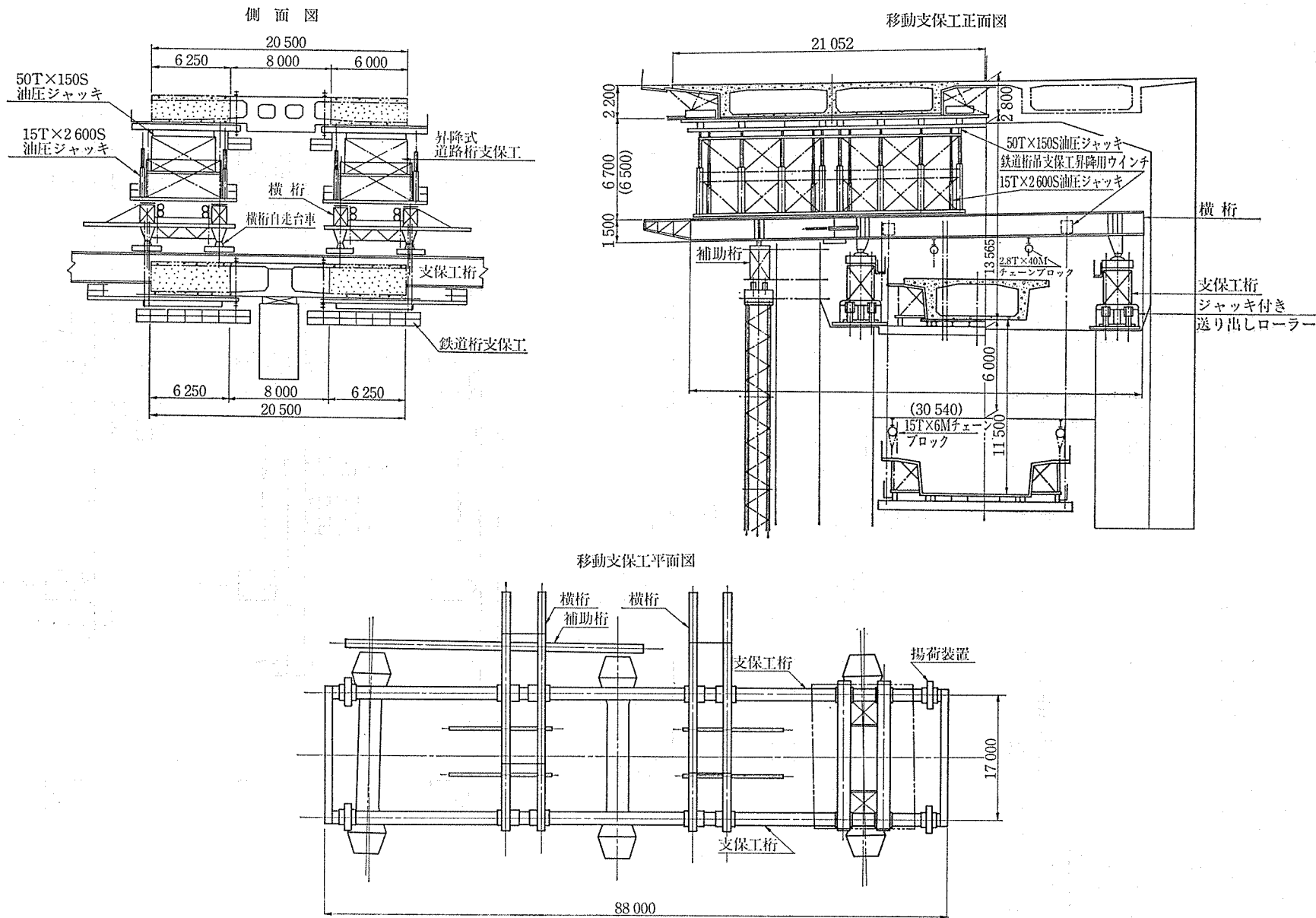


図-13 大型移動支保工

回の打設長 6.25 m で施工する 4 ブロックからなっている。また、構造物の特殊性および工期上の制約等を配慮して下記の条件を満足するものとした。

- ① 断面形状および幅員の変化に対応できること。
- ② 横桁を移動するだけで、道路・鉄道の両方を施工していけること。

なお、各機器の作動は施工性、省力化の観点より油圧構造を多く採用した(図-13)。

4.3 大型移動支保工の移動性

移動支保工の移動は支保工全体を次径間へ移動する径間移動と、作業台車(横桁および道路桁、鉄道桁の型枠

支保工の総称)の移動がある。径間移動は 図-14 に示すように作業台車 2 基を常に移動する径間の後方に位置するようにして支保工桁を移動する。移動装置は、支保工の移動重量が約 1050 t あり、ローラーの転がり摩擦係数を 0.05 としても移動に必要な推力は約 53 t と大きくなるので、図-15 に示すような、PC ストランド連続緊張器を前方橋脚に固定し、支保工桁の後方に取り付けた PC ストランド(φ21.8)を連続的に引き寄せ支保工を前進させる構造とした。

作業台車の移動は、道路橋型枠支保工の横移動と、作業台車全体が前に進む縦移動の 2 種類となり、いずれも

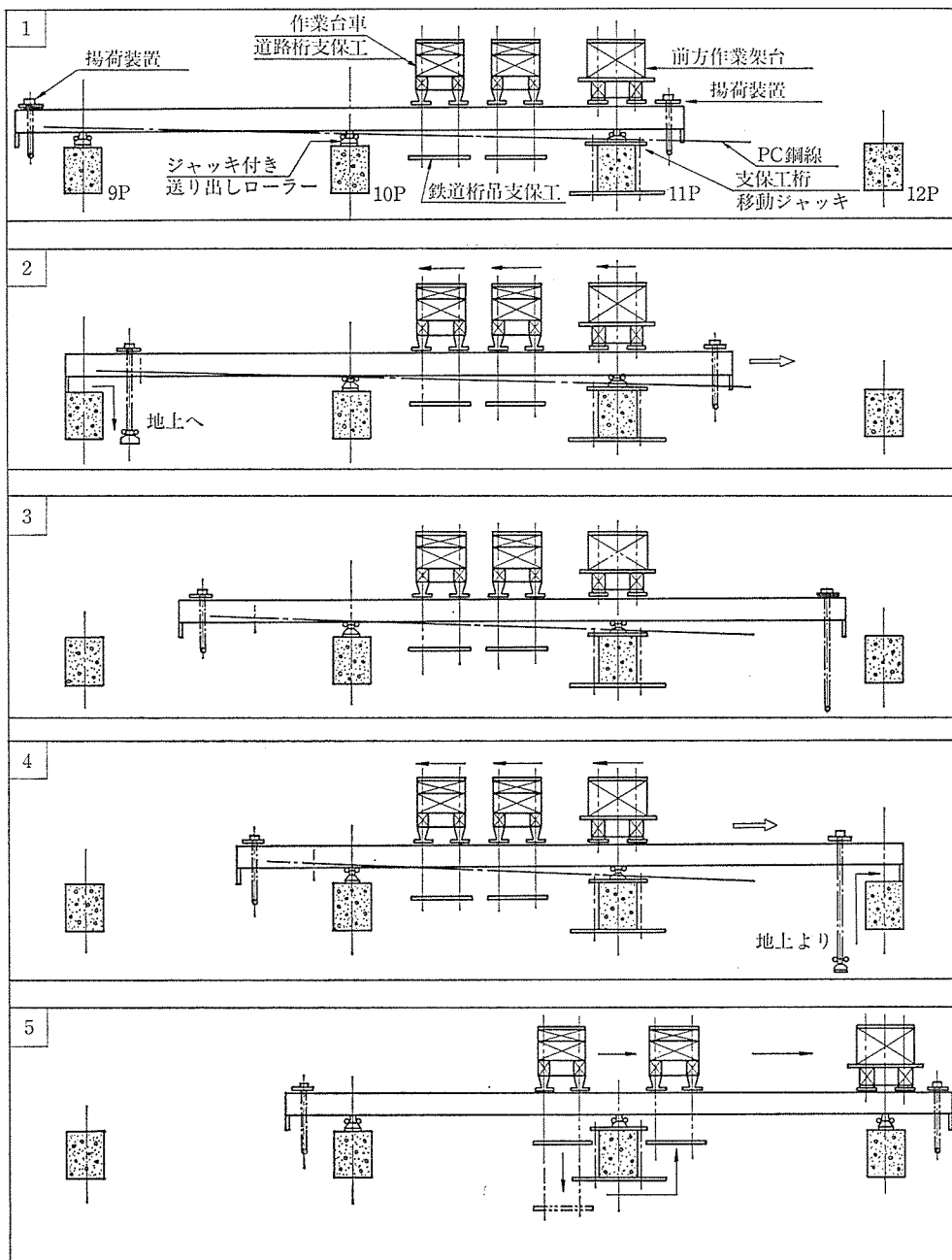


図-14 移動支保工の移動順序

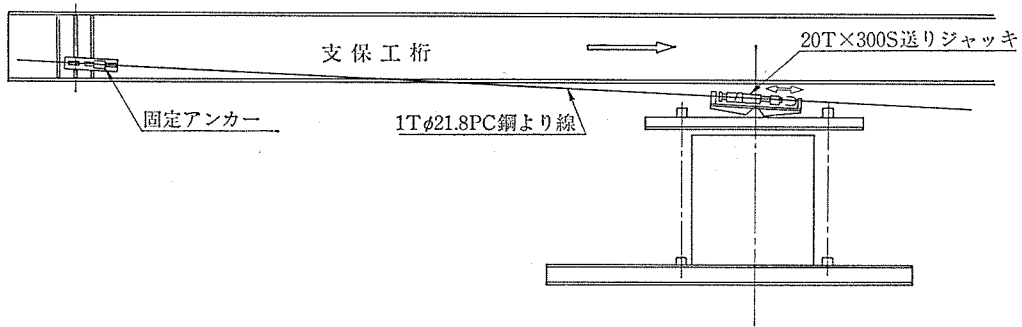


図-15 支保工送り出し装置

自走台車 (1 m/分) で移動した。

移動工程は、径間移動が約 7.5 日間、作業台車の移動が約 2.5 日～3 日を要した。いずれも、型枠の解体からセットまでの日数である。また、径間移動時の推力を測定した結果、支保工を水平の状態に移動させた時で約 30 t であり、実際の摩擦係数は設計値よりかなり低いものであった。

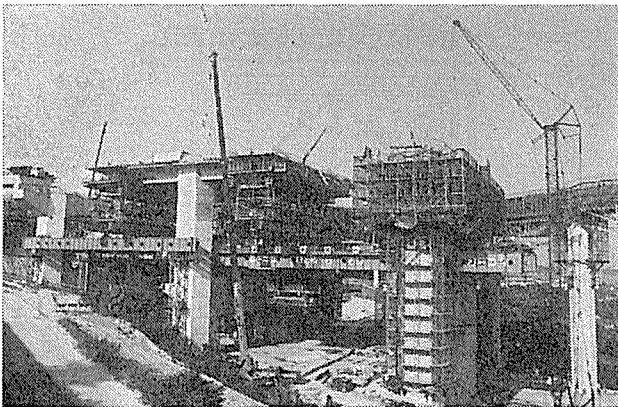
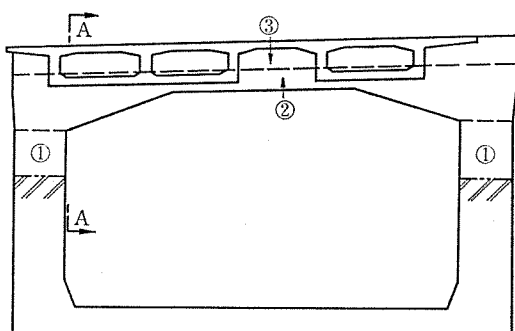


写真-4



打設数量

リフト No.	配合	打設数量
①	P ₂	86
②		292
③		296
計		674m ³

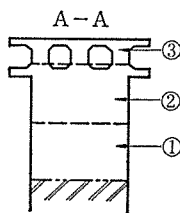


図-16 剛結梁リフト割図

4.4 橋体の施工

4.4.1 剛結梁の施工

剛結梁の施工は、支保工桁の前方に専用の作業台を設置し、その上に支保工を組み立てて施工した (写真-4)。

剛結梁一基当りのコンクリートが約 660 m³ と多いので、図-16 に示すように 1 リフト当たり、1 回に打設可能なボリュームを 300 m³ 程度とし、全体を 3 リフトに分けて打設した。コンクリートは、早強コンクリート ($\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$) を用いたが、鉄筋、PC 鋼材の配置が密であることから、コンクリートに流動化剤を添加してワーカビリティを改善し打設した。また、新旧コンクリート打継目は、打設後一定時間を過ぎてから高圧水で洗浄し、表面を粗にして、新旧コンクリートの一体化を図った。

剛結梁は PC 構造で設計されており、PC 鋼材も大型 (SWPR 7 B 12 T 12.7) で、鉄筋量も多く (250 kg/m³) 径も太径を使用しているため、鉄筋、PC 鋼材の組立に際し、順序、加工寸法等を検討し施工した。

4.4.2 鉄道柱頭部の施工

鉄道橋は 4 径間連続桁となっており、その柱頭部は、移動支保工の施工に先がけ、ブラケット支保工で施工された (写真-5)。

張出し架設中のアンバランスモーメントを橋脚に伝え

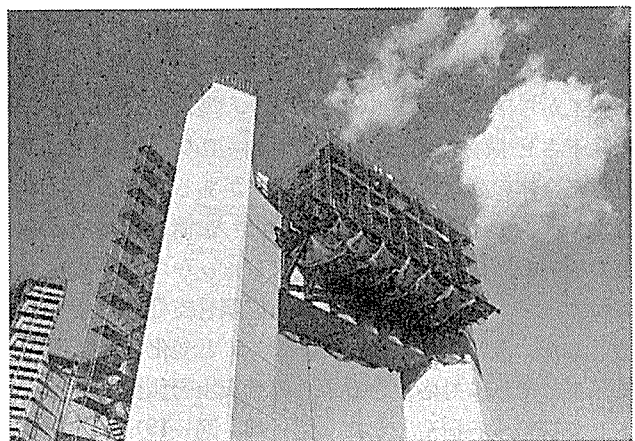
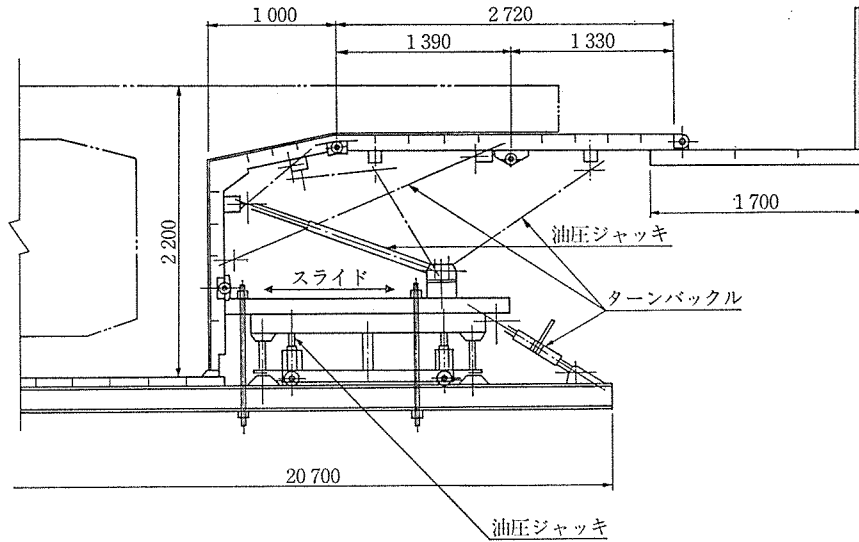
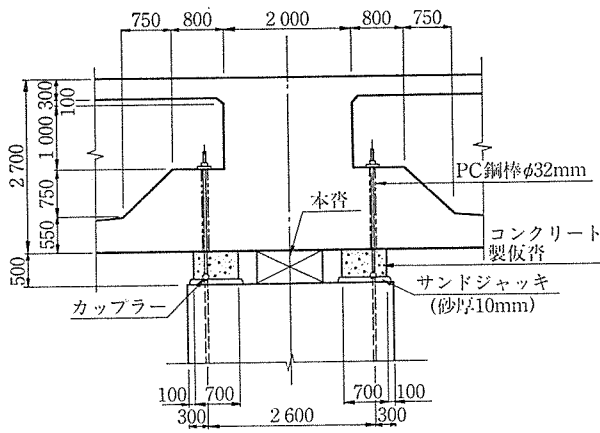


写真-5



図—18 道路桁型枠側枠部断面図



図—17 仮固定沓構造図

るため、柱頭部と鉄道梁は仮固定を行った(図—17)。

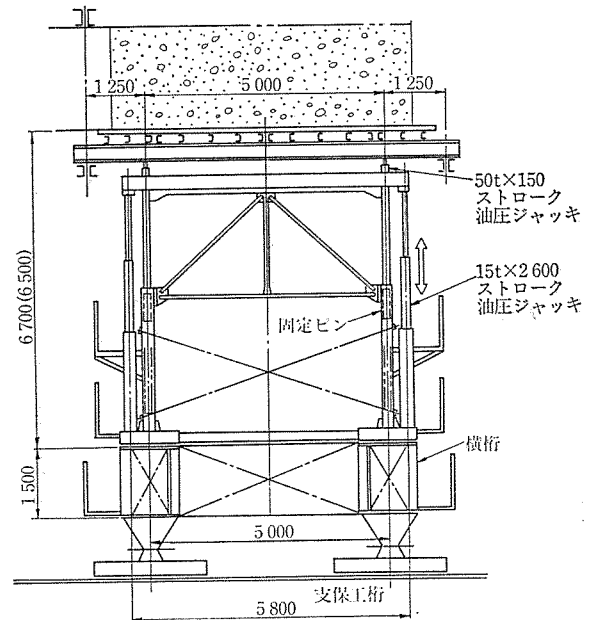
仮沓は、コンクリートで製作し、撤去を考慮して仮沓の下にサンドジャッキを組み込み、撤去作業を容易にした。

4.4.3 張出し施工

(1) 道路橋の支保工

道路橋のブロック施工は、支保工桁上の横桁に昇降式支保工を設置し施工した。昇降式支保工は、① 上り線の施工から下り線の施工へ移るとき、型枠支保工を桁高分降下させ横移動する。② 移動支保工の橋脚通過時、支保工全体の高さ制限(13.5 m)がある。以上の理由により、約 2.5 m の範囲で昇降できる構造とした。昇降の機構は、型枠重量のみ多段式ジャッキで昇降させ、コンクリート荷重を受ける時は角形鋼管支柱で支える構造とした。道路橋は幅員が 10~20 m と変化するため、支保工はそれに対応できるように底版上に側枠がスライドして調整する構造とした(図—18, 図—19)。

(2) 鉄道橋の支保工



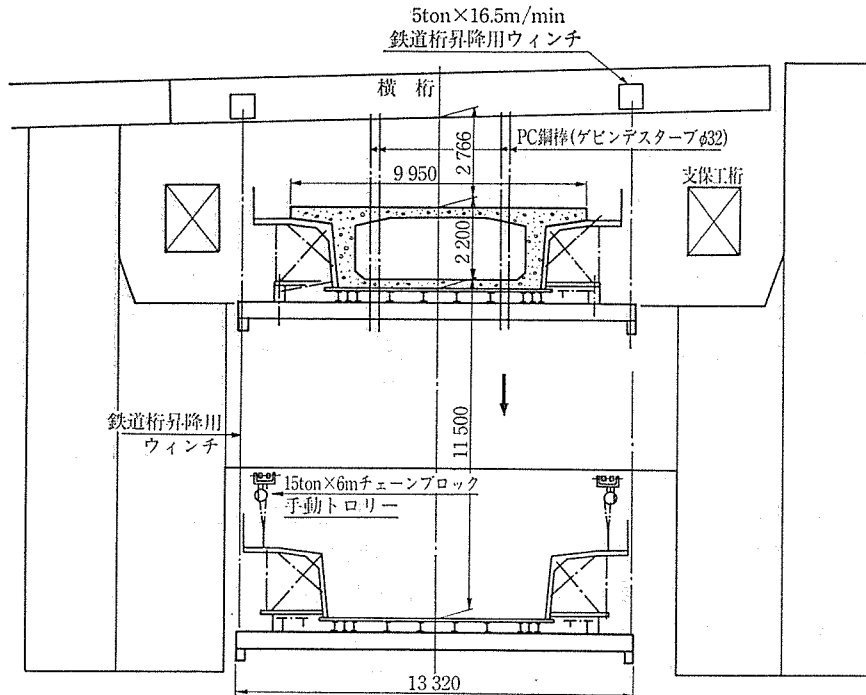
図—19 道路桁支保工

鉄道橋の型枠支保工は、横桁より PC 鋼棒で吊り下げる構造とした。PC 鋼棒はゲビンデスターブ(φ32)を前方、後方、各々 6 本使用した。型枠脱着時、および径間移動時の昇降には定速ウインチを使用し、図—20 に示すような要領で橋脚を通過させた。

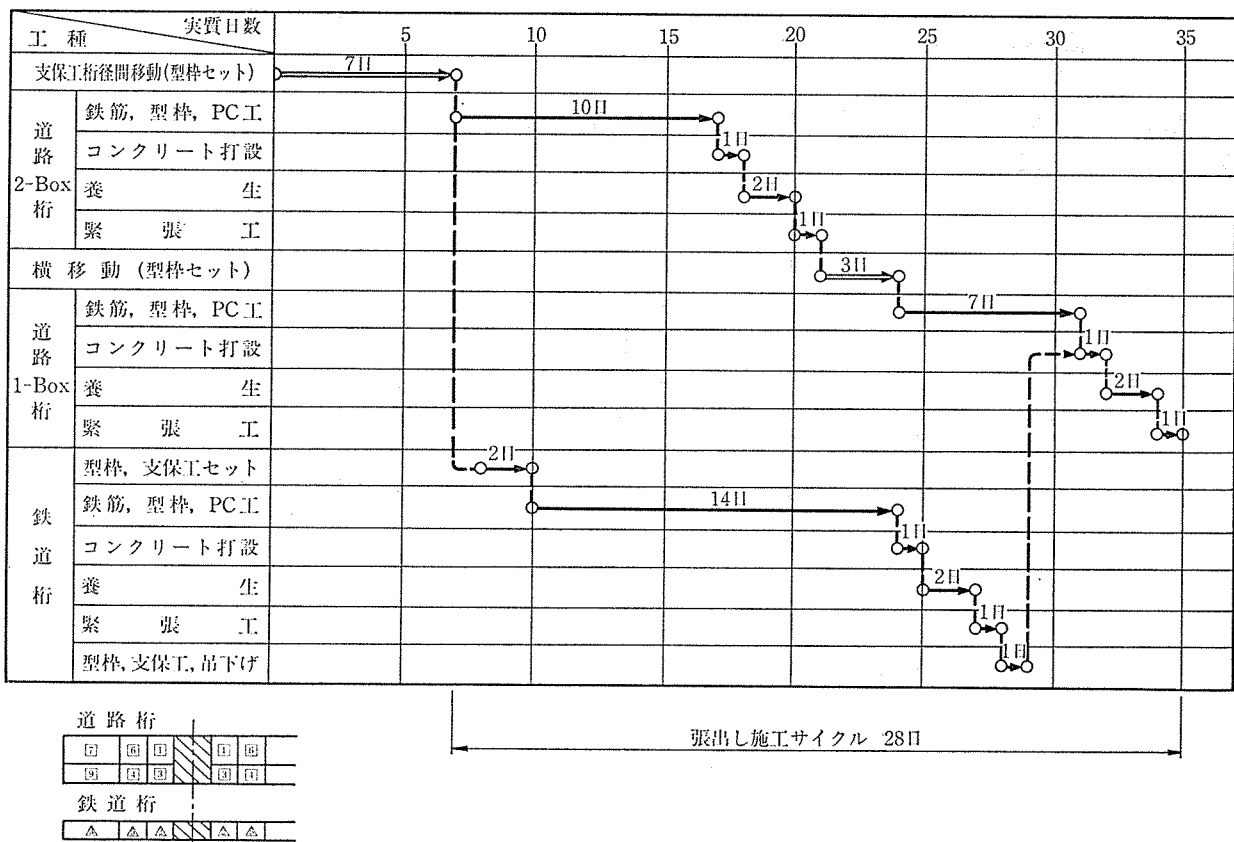
(3) コンクリートの打設および PC の施工

張出し架設の 1 サイクル工程は、約 28 日間を要している。また、1 サイクルの施工ボリュームを算出すると、道路橋が約 270 m³、鉄道橋が約 125 m³、合計 395 m³ となっている(図—21)。

コンクリートの打設はポンプ車で行い、打設にあたっては、下床版、ウェブを先に打設し、続いて上床版の打設を行った。また、既設側の底枠を PC 鋼棒で、既設桁



図—20 鉄道桁断面取合い図



図—21 標準施工サイクル

に緊結することにより、既設ブロックとの目違い等が生じないように配慮した。

PC ケーブルの施工にあつて特に注意した点は ① 後挿入ケーブルシースをコンクリート打設等で損傷しないこと。② 床版の横締め ケーブルの施工を 確実に行うこと、の2点を重視した。① については厚肉 (0.5 mm) のスパイラルシースを使用し、コンクリート打設終了時には、ラビットの通過確認を行った。② については、張出し床版長も長く (最大 $l=3650$)、設計上も許容応力度に対して余裕のないかなり厳しい設計となっているので、施工誤差 5 mm 以内を目標に施工した。

4.4.4 側径間部の施工

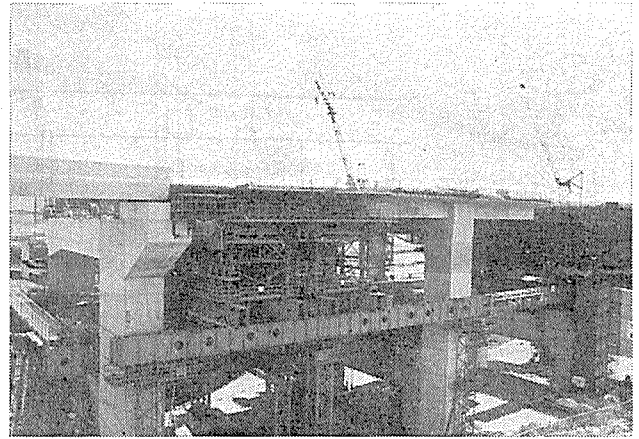
側径間部の施工は、作業台車2台を縦列に配置し施工した。施工長 18.5 m に対し、作業台車の長さが2台で 14.2 m であったので残り 3.8 m は橋脚梁にブラケットを取り付け、H鋼梁を渡し、施工した (写真—6)。

側径間部は荷重も大きい (最大打設量 $V=335 \text{ m}^3$) ので支保工桁の中間を仮支柱で支え、コンクリート打設時には、頭部に設置した油圧ジャッキで支保工桁の高さを一定に保つよう調整した。

道路橋幅員の大きく変化する部分については、橋脚の外側にもう1本の桁 (補助桁 $H=1900$) を配置し、作業台車の横桁を支えることにより対処した。

内枠支保工は 図—22 に示すように単管パイプをクランプで組み合わせて支保工とした。

側径間部のサイクル工程は約 40 日程度を要した。図—23 に全体実施工程を示す。



写真—6

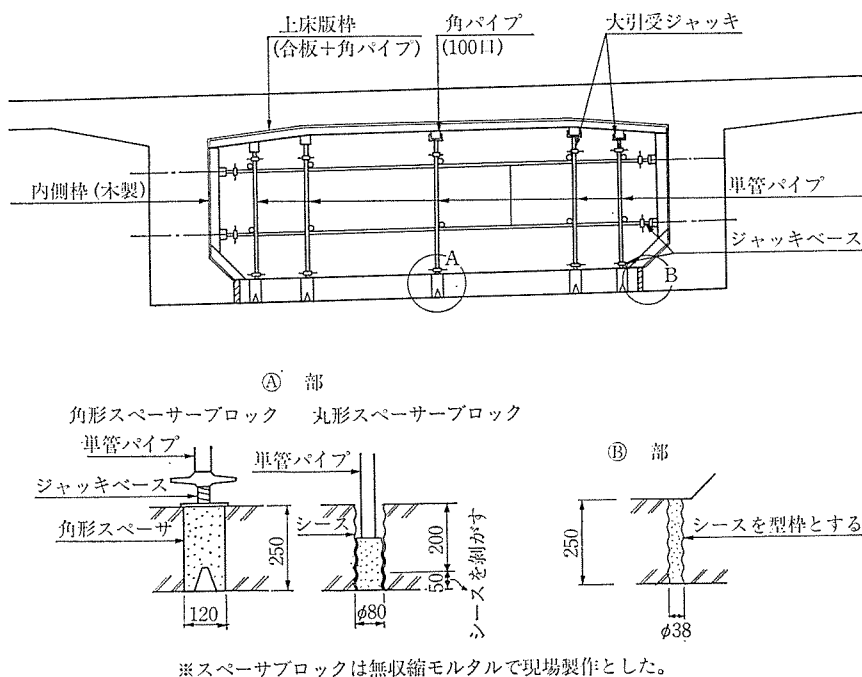
4.5 上げ越し管理

今回の施工は、移動支保工を用いた張出し工法であることと、剛結梁を有する連続ラーメン橋であること等を考慮して上げ越し管理を行った。

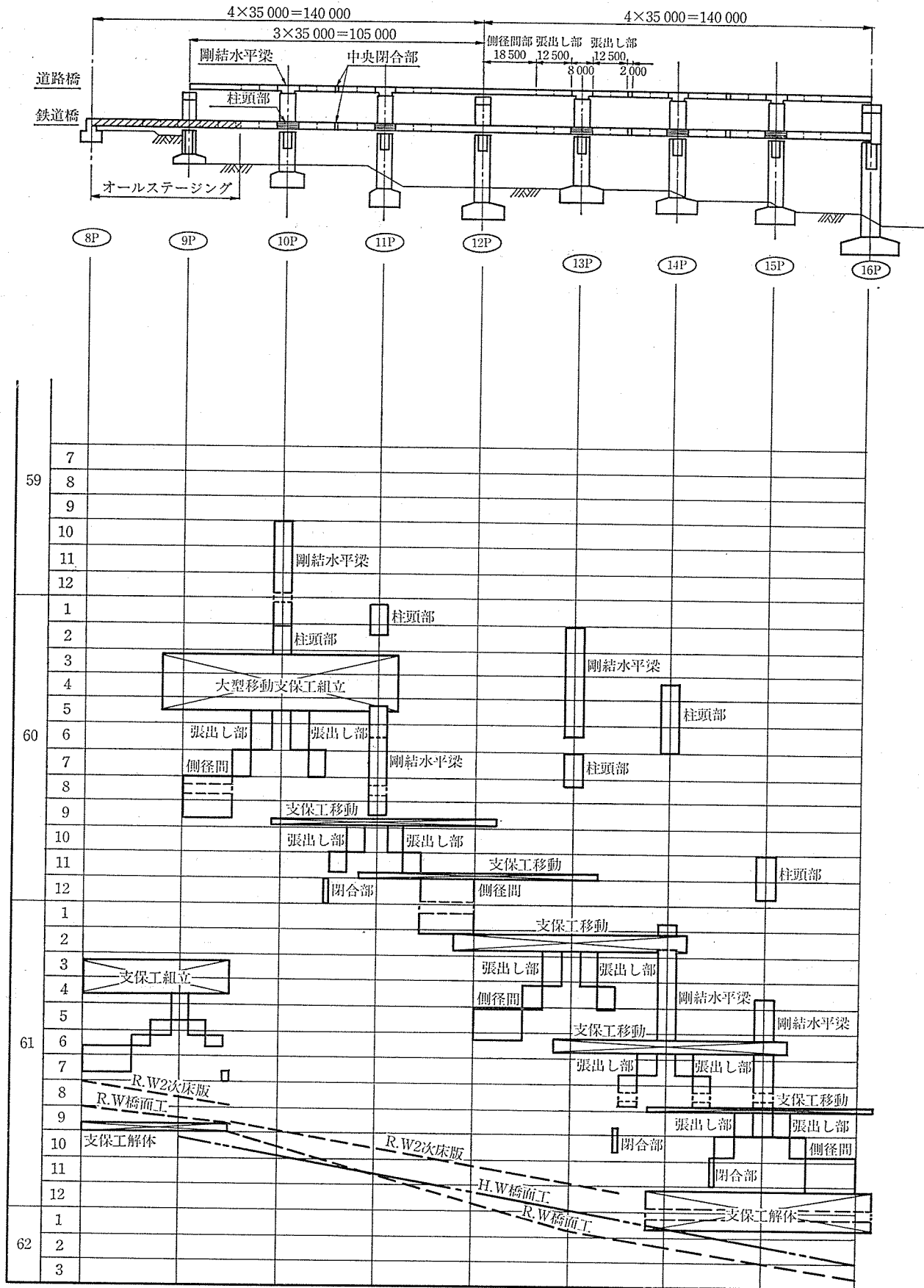
上げ越し管理の主要素として、次の3項目について検討した。

- ① 主桁の変形
- ② 剛結梁の変形
- ③ 移動支保工のたわみ

① については、一般の張出し工法と同様な計算を行い、各施工段階毎のたわみを算出し上げ越し量を決定した。② については、剛結梁自身の変形 (自重、プレストレス、クリープ変形等) と、主桁重量による弾性たわみ、橋脚の弾性変形、主桁のアンバランス重量による橋

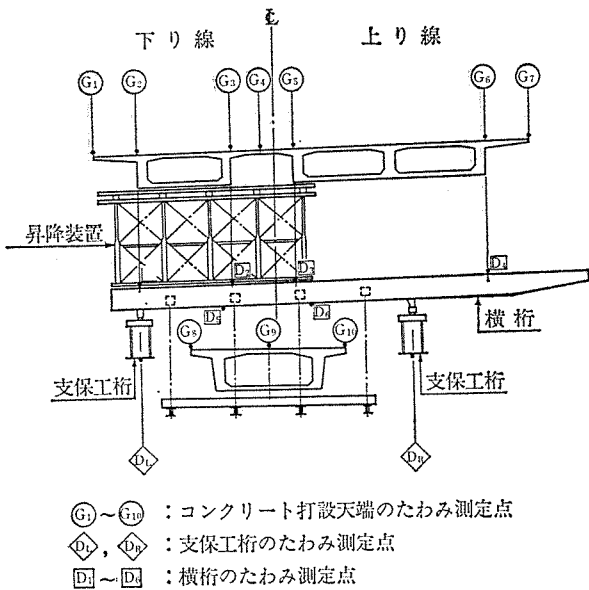


図—22 内型枠支保工図



図—23 9P~16P 間、実工程表

表—7 打設時たわみ測定結果 (11P 第2張出し
ブロック南側の例)



		コンクリート打設天端 (mm)				支保工桁 (mm)		横 桁 (mm)	
測定点		G ₁	G ₂	G ₃	G ₄	◇ ₁	◇ ₂	□ ₁	□ ₂
道路下り線 打設時 (先施工)	実測値	6	6	8	4	5	1	4	6
	計画値	8	8	10	10	6	1	0	4
	差	+2	+2	+2	+6	+1	0	-4	-2
道路上り線 打設時 (後施工)	測定点	G ₅	G ₆	G ₇	◇ ₃	◇ ₄	□ ₃	□ ₄	
	実測値	1	8	8	5	2	5	3	3
	計画値	—	13	12	12	2	10	5	-2
差	—	+5	+4	+7	0	+5	+2	-5	
鉄道桁 打設時	測定点	G ₈	G ₉	G ₁₀		◇ ₅	◇ ₆	□ ₅	□ ₆
	実測値	15	21	15		6	7	3	7
	計画値	20	20	20		5	4	10	11
差	+5	-1	+5		-1	-3	+7	+4	

脚の傾き等を考慮した。③については、道路橋の幅員変化が大きく、各施工段階で支保工にかかる荷重も、載荷状態も違っていること、支保工自身の形状も複雑であること、支保工の変形が大きいと橋体へ悪影響を及ぼす等の理由により、あらかじめ、移動支保工の設計にあたっては、各部材の剛度を高め、支保工のたわみを全体で

約 20 mm 程度に抑えた構造とした。

実際の上げ越し管理にあたっては、計算値と実測値を常に対比し、次の段階で修正を行いながら管理した。その結果、主桁と剛結梁の変形についてはほぼ計算値と同様な値であったが、支保工のたわみについては、多少の差があった。支保工のたわみ測定の一例を表—7に示す。

5. あとがき

本報文は、道路・鉄道併用橋としての二層構造、道路橋におけるランプ幅による幅員の変化、また、道路水平梁と主桁が一体となった「剛結梁」構造という特殊な条件のもとに実施した櫃石島高架橋 9P~16P 間の設計・施工についてとりまとめたものである。

櫃石島高架橋 PC 上部工は、昭和 58 年 12 月に着手以来 3 年半の工期を要して今その全容を見せており、工事ほぼ完成の段階に入り、63 年春の供用開始に向けて橋面は舗装・軌道・電気工事に引きつがれている。

本報文が、今後同様な構造物の設計・施工に何らかの参考になれば幸いである。

最後に、本高架橋の設計・施工上の問題点を検討、解明するため御尽力いただいた「島しょ部 PC 高架橋の設計・施工に関する調査研究委員会」委員長津野和男氏はじめ委員各位および工事の関係者各位に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 海洋架橋調査会：島しょ部 PC 高架橋の設計・施工に関する調査研究報告書 (昭 55.3)
- 2) 本州四国連絡橋公団：PC 高架橋水平梁剛結部設計法の検討 (昭 57.3)
- 3) 大町、吉田、北口：櫃石高架橋剛結横梁の設計、本四技報、Vol. 9, No. 33 (昭 60.4)
- 4) 大町、池田、小林：大型移動支保工による櫃石島高架橋の施工、橋梁と基礎、Vol. 19, No. 10 (昭 60)
- 5) プレストレストコンクリート技術協会：最近のプレストレストコンクリート構造物と 30 年の歩み (昭 61.1)

【昭和 62 年 7 月 10 日受付】