

西名古屋港線荒子川橋りょうの設計・施工 — PC エクストラードーズド下路桁橋 —

井上 敏弘 *1・酒井 克衡 *2・越智 聡 *3・駒井 克朗 *4

1. はじめに

荒子川橋りょうは、JR 名古屋駅と名古屋港・金城ふ頭を結ぶ西名古屋港線鉄道建設工事（総延長 15.2 km）のうち、本線が荒子川を跨ぐ地点に架橋された橋長 245.9 m の 4 径間連続 PC エクストラードーズド下路桁橋である。架橋地点が公道と交差し、また公園内に位置することから、構造上有利なことに加え、経済性・景観性を考慮して本形式を採用した。

施工は、鋼管矢板井筒基礎による主塔橋脚部から左右同時に張り出すカンチレバー工法とし、河川上は移動作業車（ワーゲン）を用い、陸上部は経済性・施工性の面から固定支保工を用いた架設とした。このため、斜材を有した下路桁の張出し架設に対応可能なようにワーゲンを特殊改造したほか、陸上部の張出し架設機械として支保工を利用した移動型枠設備を開発・使用することによって、ワーゲンと

支保工の施工サイクル同調を実現した。

本報告書は、荒子川橋りょうの計画・設計・施工のうち、技術的に特徴のある項目について報告するものである。

2. 橋梁概要

2.1 全体概要

荒子川橋りょうの全体概要を以下に示す。

工事名：西名古屋港線荒子川橋りょう新設ほか工事

事業主：名古屋臨海高速鉄道株式会社

設計者：名古屋臨海高速鉄道株式会社

発注者：東海旅客鉄道株式会社

施工者：(株)大林組・三井住友建設(株)・(株)ヒメノ

建設工事共同企業体

構造形式：4 径間連続 PC エクストラードーズド下路桁橋

下部工形式：鋼管矢板井筒基礎（P 13、P 14）

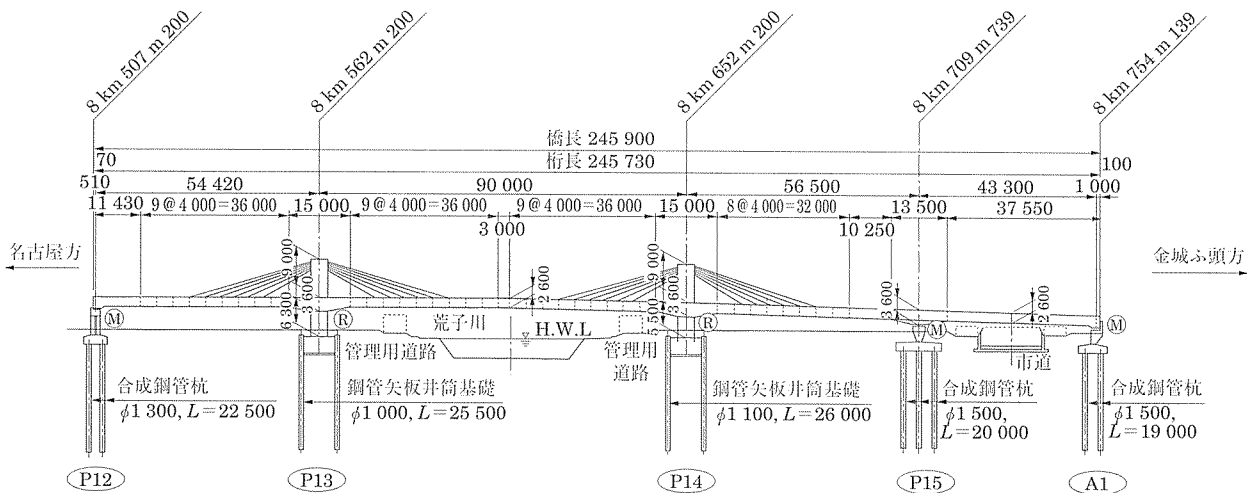
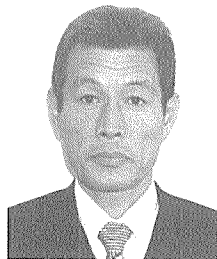


図 - 1 荒子川橋りょう全体一般図



*1 Toshihiro INOUE

名古屋臨海高速鉄道(株) 技術部
施設建設課 担当課長



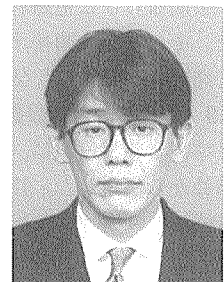
*2 Katsuhira SAKAI

東海旅客鉄道(株) 建設工事事務
土木工事課 担当課長



*3 Satoshi OCHI

(株)大林組・三井住友建設(株)
・(株)ヒメノ建設工事共同企業体
所長



*4 Katsuaki KOMAI

(株)大林組・三井住友建設(株)
・(株)ヒメノ建設工事共同企業体
施工グループ長

合成鋼管杭基礎 (P 12, P 15, A 1)

全体一般図を図 - 1 に示す。

2.2 橋梁諸元および主要材料

橋梁諸元を以下に示す。

列車荷重：M - 15 (複線)

橋 長：245.9 m

支 間 割：54.42 + 90.0 + 56.5 + 43.3 m

幅 員：12.7 m (1.8 + 9.1 + 1.8 m)

平面線形：R = ∞

縦断勾配：i = 0 ~ 30 ‰

主要材料表を表 - 1 に示す。

表 - 1 上部工主要材料

種別	数量	単位	摘要
コンクリート	3 377	m ³	主桁 ($\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$)
	257	m ³	主塔 ($\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$)
型枠	6 786	m ²	主桁, 主塔
鉄筋	558	t	主桁, 主塔
PC 鋼材	47.985	t	主方向ケーブル (SWPR 7 B 12 S 12.7)
	26.199	t	〃 (SWPR 7 B 12 S 15.2)
	27.130	t	〃 (SWPR 7 B 19 S 15.2)
	9.633	t	主方向鋼棒 (SBPR 930/1180 ϕ 32)
	45.700	t	床版横筋ケーブル (SWPR 7 B 12 S 12.7)
	1.724	t	ウェブ鉛直鋼棒 (SBPR 930/1180 ϕ 32)
斜材	26.863	t	SWPR 7 B 19 S 15.2

3. 計画概要

3.1 橋梁形式の選定

形式選定の主な条件は以下のとおりである。

- 1) 荒子川管理地内には、施工時を含めて一切の構造物の設置が許されない。
 - 2) 河川との斜角が約 44° と大きいため、渡河部のスパンは $L \approx 90 \text{ m}$ と長くなる。
 - 3) 交差する河川管理用道路および市道の建築限界より、レールレベルから桁下端の高さを低く抑える必要がある。
 - 4) 鋼製桁は、維持管理および騒音の面から好ましくない。
- 以上の理由により、橋梁形式として 4 径間連続 PC エクストラードロード下路桁橋を採用した。

3.2 桁高の決定

桁高の設定にあたっては、交差物件の建築限界確保に加え、公園ならびに道路利用者の視覚景観面についても配慮した。その結果、隣接する高架橋との連続性を確保するため、高欄高さが同じとなるように 2.6 m に決定した。

3.3 主塔高と斜材段数の決定

主塔高と斜材段数は、列車荷重による斜材の変動応力と経済性から決定した。比較検討したケースと変動応力ならびに経済性の検討結果を表 - 2 にまとめて示す。経済性は、各ケースについて算出した主塔と斜材ならびに桁内 PC 鋼材の概算工事費の順位で評価した。その結果、構造特性および経済性に優れるケース 6 (主塔高 9.0 m, 斜材段数 6 段) を採用した。

表 - 2 主塔高と斜材段数の比較

ケース	主塔高 (m)	斜材段数	斜材応力変動 ^{*1} (N/mm ²)	経済性の ^{*2} 順位
ケース 1	6.0	5	47	5
ケース 2		6	44	8
ケース 3		7	40	9
ケース 4	9.0	5	56	3
ケース 5		6	53	1
ケース 6		7	52	7
ケース 7	12.0	5	62	2
ケース 8		6	56	4
ケース 9		7	53	6

*1 斜材の変動応力の許容値：58 N/mm²

*2 主塔、斜材、桁内 PC 鋼材の概算工事費に基づく

3.4 斜材定着構造の選定

主桁側斜材定着部の構造選定においては、構造特性ならびに景観性に着目して、表 - 3 に示す 5 案について検討を行った。その結果、構造特性、景観性ともに優れる“ウェブ外側突起定着”を採用した。

3.5 架設方法の選定

河川部は、ワーゲンによる張出し架設とした。陸上部は、桁下空間が 3 ~ 5 m と非常に低いため、ワーゲン施工と固定支保工施工について比較を行い、経済性にまさる後者を選定した。ワーゲン施工の場合、工程の確実性はあるが、特殊な低床式ワーゲンが必要となる等、工事費の増大につながる要因の多いことが選定理由となった。

4. 設計上の特徴

4.1 斜材定着部の補強

主桁断面図を図 - 2 に示す。

主桁側斜材定着部の検討は、斜材が定着される主桁頂部のコーベル付け根およびウェブに対して行った。安全性の照査は、使用限界状態に対しては鉄筋応力度により、終局限界状態に対しては対象断面の曲げ破壊抵抗モーメントにより行い、荷重には以下の斜材張力を考慮した。

- 1) 使用限界状態：0.6 Pu (Pu：斜材の引張荷重)
- 2) 終局限界状態：Py (Py：斜材の降伏荷重)

照査結果を表 - 4, 5 に示す。主桁頂部の付け根は、鉄筋の補強 (D 22, 配置間隔 125 mm) により安全性を確保できるが、ウェブについては、D 22 の補強鉄筋では使用・終局限界状態とも安全性が確保できず、D 35 以上のスターラップ筋が必要となった。そのため、鉛直 PC 鋼材を配置して補強することにした。PC 鋼材には、PC 鋼棒 SBPR 980 / 1180, ϕ 32 を使用した。鉛直 PC 鋼棒の配置位置は図 - 3 に示すとおりであり、下段側 2 斜材の定着部に 3 本、残り 4 斜材の定着部には 2 本の PC 鋼棒を配置した。

また、斜材定着突起部の補強については、FEM 解析により検討を行った。検討は、斜材の緊張力により定着突起に生じる図 - 4 に示す力に対し、界面に作用する全引張力またはせん断力に対して、それぞれ“補強鉄筋量 > 必要鉄筋量”または“せん断伝達耐力 > せん断力”を満足する補強鉄筋量を算出し、配置鉄筋を決定した。検討結果を表 - 6 に示す。

表-3 斜材定着部構造の比較検討

種別	ケース1：床版コンクリートの増厚定着	ケース2：床版切欠き定着	ケース3：桁内埋込み定着	ケース4：ウェブ外側突起定着	ケース5：桁下縁突起定着
構造図					
緊張方法	・主塔にサドルを使用し、床版下縁で緊張する。 ・定着具が側面から見えないう床版コンクリートを増厚し目隠しする。	・主塔にサドルを使用し、床版下縁で緊張する。 ・定着部は、床版を切欠き外部には出さない。	・主塔で緊張する。 ・主桁内は固定とし、埋殺しとなる。	・主塔にサドルを使用し、ウェブ外側の突起で緊張する。	・主塔にサドルを使用し、床版下側の突起で緊張する。
利点	・側面から定着部が見えない。	・側面から定着部が見えない。	・側面、下面ともに定着部が見えない。	・ウェブ外側の突起に定着具を配置するため、PC鋼材の配置に制約を受けない。 ・桁下面には定着装置(突起、切欠き等)が不要	・桁構造外で緊張するため、PC鋼材の配置に制約を受けない。
欠点	・見かけの桁高が増加する。 ・下から見上げた場合、定着部および増厚コンクリートの景観が劣る。	・床版と主桁との剛結部が切欠きによって欠損しているため、構造的な弱点となる。 ・横締めPC鋼材の配置ができなくなる箇所が生じる。	・主塔、主桁ともに定着具が必要となる。 ・斜材の取替えが不可能となる。 ・主塔部に緊張ジャッキ据付け用の切欠きが必要となる。	・突起を設けるため、重量が増加する。	・突起を設けるため、重量が増加する。 ・桁下空間が突起により侵される。
評価	△	×	×	◎	○

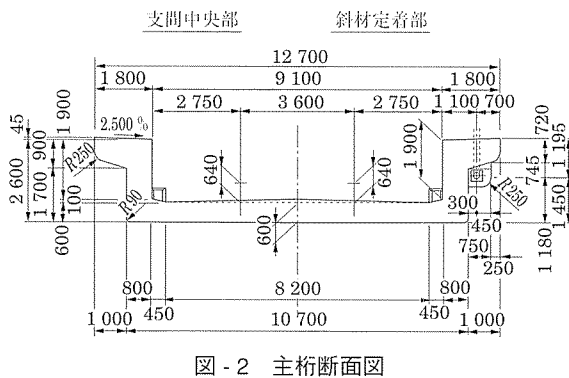


図-2 主桁断面図

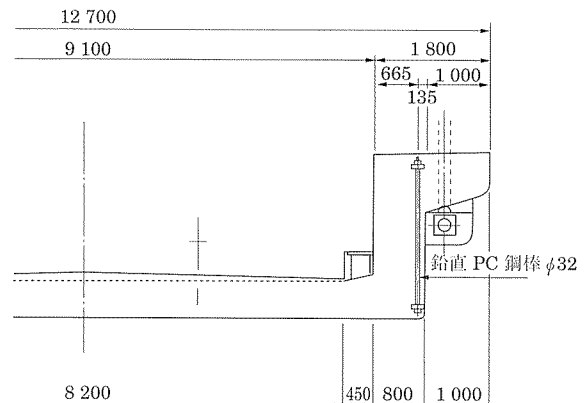
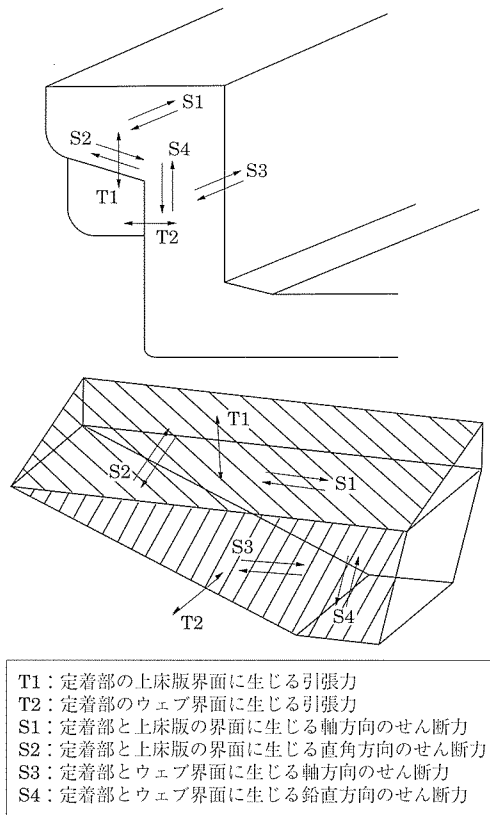


図-3 斜材定着部鉛直 PC 鋼棒の配置図



T1：定着部の上床版界面に生じる引張力
 T2：定着部のウェブ界面に生じる引張力
 S1：定着部と上床版の界面に生じる軸方向のせん断力
 S2：定着部と上床版の界面に生じる直角方向のせん断力
 S3：定着部とウェブ界面に生じる軸方向のせん断力
 S4：定着部とウェブ界面に生じる鉛直方向のせん断力

図 - 4 斜材緊張力による発生力

表 - 4 斜材定着部の照査

項目			主桁頂部付け根		ウェブ	
			使用限界	終局限界	使用限界	終局限界
設計斜材張力	P	kN	2 973	4 211	2 973	4 211
設計鉛直分力	P_v	kN	1 280	1 813	1 280	1 813
橋軸有効幅	B	m	2.315	2.315	2.315	2.315
部材高	H	m	0.9	0.9	0.8	0.8
設計アーム長	e	m	0.3	0.3	0.7	0.7
作用断面力						
曲げモーメント	M	kN・m	384	544	896	1 269
軸力	N	kN	0	0	- 1 280	- 1 813
全断面有効応力度						
上縁	σ_o	N/cm ²	123	—	294	—
下縁	σ_u	N/cm ²	- 123	—	- 432	—
			$< \sigma_t = - 163$			
RC 応力計算						
配置鉄筋	A_s		D22@125	D22@125	D22@125	D22@125
コンクリート	σ_c	N/cm ²	150	—	320	—
鉄筋	σ_s	N/cm ²	6 969	—	27 239	—
			$< \sigma_{sa} = 12 000$		$> \sigma_{sa} = 12 000$	
引張鉄筋の照査						
引張鉄筋量	A_{req}	cm ²	36.3	—	161.3	—
配置鉄筋量	A_s	cm ²	69.7	—	172.2	—
			ok		NG	
曲げ破壊抵抗モーメントの照査						
抵抗モーメント	M_R	kN・m	—	2 006	—	951
安全率	S_F		—	3.69	—	0.75
				ok		NG

表 - 5 鉛直 PC 鋼棒によるウェブ補強検討

項目				ウェブ	
				使用限界	終局限界
設計斜材張力	P	kN	2 973	4 211	
設計鉛直分力	P_v	kN	1 280	1 813	
橋軸有効幅	B	m	2.315	2.315	
部材高	H	m	0.8	0.8	
設計アーム長	e	m	0.7	0.7	
作用断面力					
曲げモーメント	M	kN・m	896	1 269	
軸力	N	kN	- 1 280	- 1 813	
全断面有効応力度					
上縁	$\sigma_{内}$	N/cm ²	294	-	
下縁	$\sigma_{外}$	N/cm ²	- 432	-	
PC 鋼棒による応力 (1 m あたり応力度)					
偏心量	ep	m	0.265	-	
本数	n	本/m	1.29	-	
内側	$\sigma_{内}$	N/cm ²	- 88	-	
外側	$\sigma_{外}$	N/cm ²	263	-	
合成応力度					
内側	$\sigma_{内}$	N/cm ²	206	-	
外側	$\sigma_{外}$	N/cm ²	- 169	-	
	制限値	N/cm ²	- 170	-	
曲げ破壊抵抗モーメントの照査					
抵抗モーメント	M_R	kN・m	-	2 537	
安全率	S_r		-	2.00	
				ok	

表 - 6 斜材定着突起部の補強検討

	作用引張力 (kN)	必要鉄筋量 (cm ²)	作用せん断力 (kN)	設計せん断伝達耐力 (kN)	配置鉄筋
T 1	65	5.542	-	-	D 16 - 3 本
T 2	171	14.550	-	-	D 16 - 7 本
S 1	-	-	1 382	1,461	D 16 - 7 本
S 2	-	-	112	520	D 16 - 2 本
S 3	-	-	647	696	D 16 - 6 本
S 4	-	-	256	353	D 16 - 4 本

4.2 床版の設計

床版の設計は、床版支間を主桁ウェブ中心として、スパン中央の正の曲げモーメントは単純梁として、ウェブとの付け根部の負の曲げモーメントは両端固定梁で断面力を算出し、永久荷重時においてフルプレストレスとなるように横締め PC 鋼材の配置を決定した。PC 鋼材には 12 S 12.7 (V システム) を使用し、基本配置間隔は 800 mm とした。ただし、斜材定着部の床版については、斜材張力の影響により、永久荷重時において引張応力が発生したことから、配置間隔を 550 mm とし安全性を確保した。

5. 施工上の特徴

5.1 施工順序

上部工全体の施工順序を図 - 5 に示す。

主塔橋脚部の張出し架設は、片側 9 ブロック (P 14 陸側のみ 8 ブロック) で各ブロック長は 4 m である。斜材はブロック No 2 ~ 7 に配置 (定着間隔 4 m) しており、内ケー

ブルの緊張後、次ブロックへワーゲンを移動した後に斜材を緊張しながら張出し架設を進めた。(写真 - 1)

側径間ならびに P 15 ~ A 1 間の連続桁部については、固定支保工により一括施工した。



写真 - 1 張出し施工状況

5.2 ワーゲンによる張出し施工

(1) 特殊改造ワーゲンの採用

張出しブロック長を 4 m とする大重量ブロックとなるため、本橋で使用するワーゲンは、通常の大重量ワーゲンの最大容量 (3 432 kN・m) を超える超大型となる。また、広幅員の下路桁であるため、2 本のメイントラスの間隔も 9 650 mm と非常に大きくなる。そのため、以下に示すとおり部材補強等の改造を行った。

1) メイントラスの補強

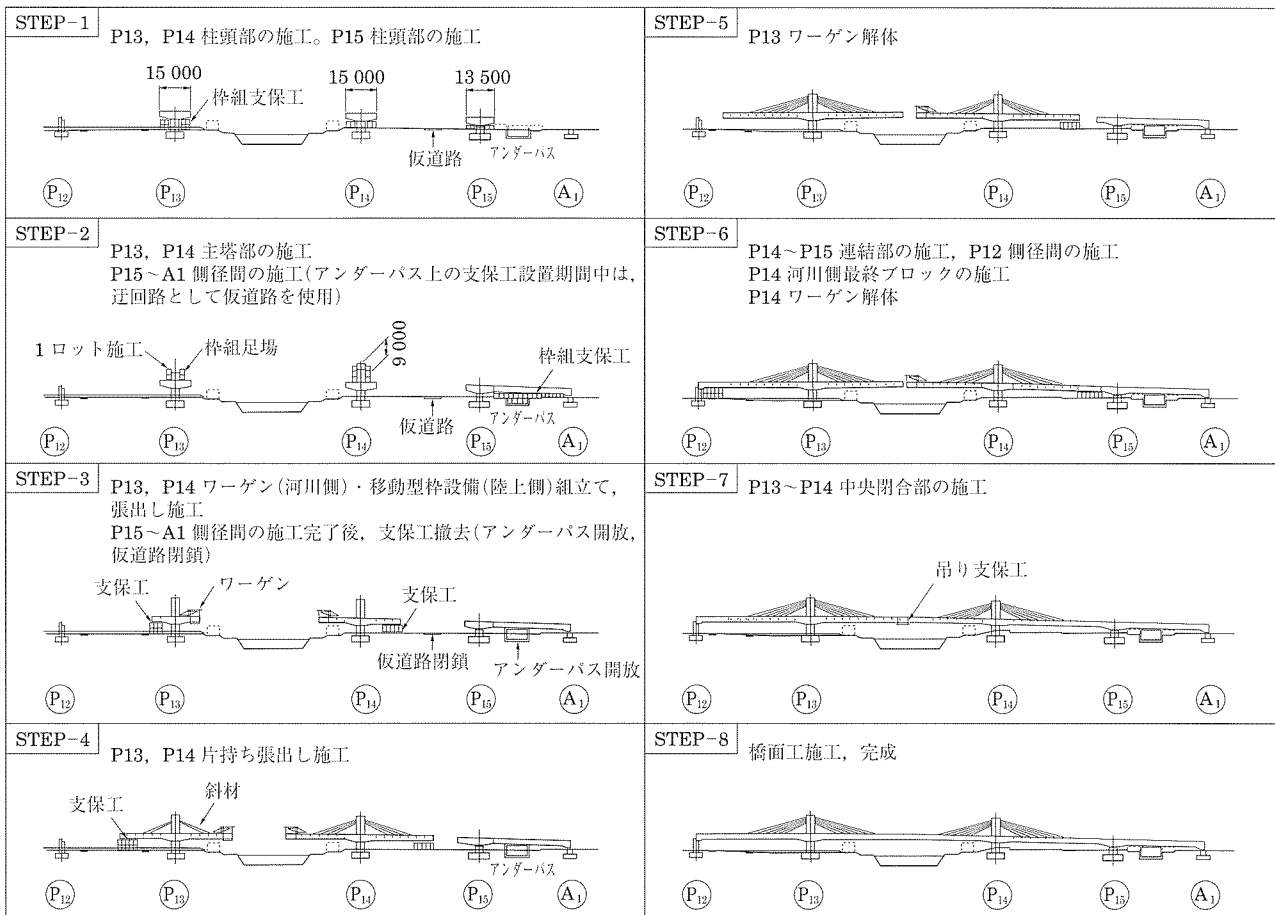


図 - 5 施工順序図

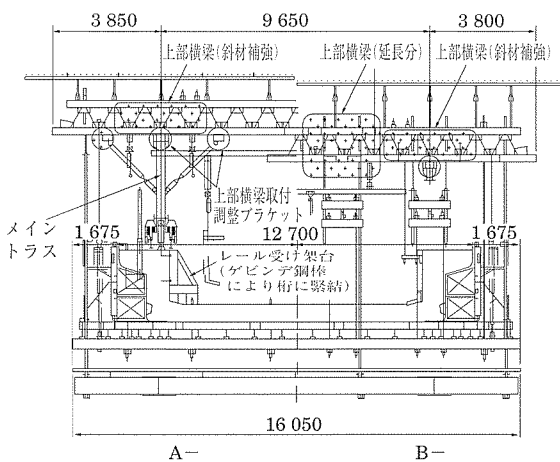


図 - 6 ワーゲン断面図

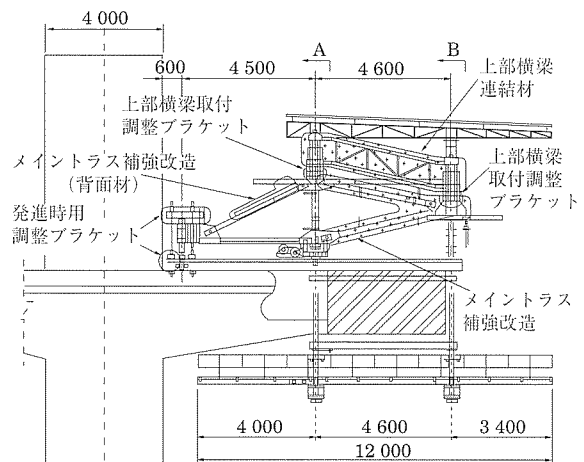


図 - 7 ワーゲン側面図

使用ワーゲンの断面図・側面図を図 - 6, 7 に示す。当工事での最大容量 $3\,648\text{ kN}\cdot\text{m}$ に対応できるように既存の大型ワーゲン用メインフレームを補強した。また、広幅員のトラス間を連結する部材として上面材と背面材を配置して、横荷重に対する耐荷力を増強した。

2) 上部横梁の補強

通常、上部横梁には H 形鋼を使用する。これに対し、本橋は下路桁であることから、スラブ荷重が大きく、かつ幅員も広いので、上部横梁に作用する曲げモーメントが大き

くなる。そのため、上部横梁には、トラス型ガーダーを使用した。

なお、本ガーダーは、通常下部横梁に使用している部材を転用して改造した。また、前後の横梁同士を連結するブレースを配置して転倒防止を図った。

3) ワーゲン受架台の使用

メイントラスの据付位置は、安全性を確保するためウェブセンターの直上が基本となるが、本橋の場合、メイントラスと斜材が干渉することになる。このため、メイントラ

スをウェブ端に据付け、ウェブ上から外れるワーゲンレールは架台により支持する構造とした。

受架台には、H形鋼(H-300)を用い、ワーゲンレール受架台を新規製作した。また、配置間隔は、ワーゲン移動時にレールに生じる応力度から2.0mとした。また、転倒防止のためブラケット式とし、かつゲビンデ鋼棒(φ32)を用いて桁に緊結した(図-6、写真-2)。なお、メインフレームのジャッキ反力に対するウェブの安全性はFEM解析にて確認した。

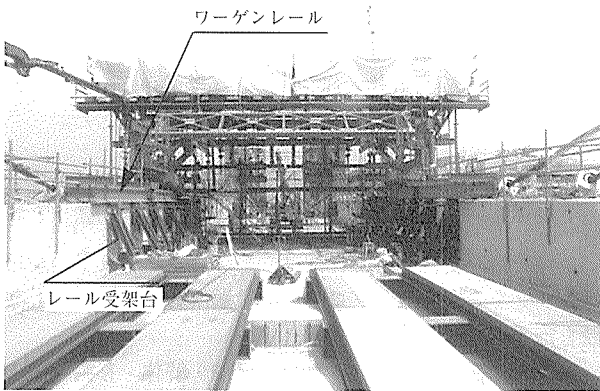


写真-2 ワーゲン全景

(2) 斜材定着突起の型枠作業

斜材定着突起の形状が各ブロックごとに変化するため、側枠には、各突起形状に合せた木製櫛枠を使用した。櫛枠は、組立て・解体が容易となるように6分割とした。

また、景観上の配慮から、主桁と同様に定着突起部についても隅角部にR250の面取りを設けることにした。桁側面の出来栄が橋の外観を左右することから、出来形の精度が確保できるように櫛枠は工場製作とし、工場にて仮組検査を行い、現場搬入し使用した。この櫛枠は、後述する支保工施工部においても適用し、工程調整を図ってP13と

P14で転用した。

5.3 支保工による張出し施工

(1) 施工サイクル

固定支保工による張出し施工では、ブロックごとに型枠の組立て・解体が必要となり、ワーゲン側との同時張出しを条件とした場合、施工サイクルにタイムラグが生じてしまう。

施工計画当初行ったワーゲン施工と支保工施工のサイクル工程の比較を表-7に示す。1サイクルの実働日数がワーゲン側で11日、支保工側で15日となり、4日のタイムラグが生じる結果となった。この場合、張出し施工全体で4日×9ブロック=36日(実働日数)の工程遅延が生じることになる。また、施工サイクルにタイムラグが生じると、各作業の流れに無駄が生じてしまい効率的な施工もできなくなる。

このため、支保工施工部においてもワーゲンと同等の機能を併せもつ型枠設備の開発が必要となった。

(2) 移動型枠設備の開発

ワーゲン側と同サイクルで施工するためには、型枠の組立て・解体工程の短縮がポイントとなる。そこで、図-8、



写真-3 移動型枠設備全景

表-7 施工サイクル工程

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
ワーゲン側工程	ワーゲン移動	[Bar from Day 1 to 11]														
	型枠組立て・解体	妻・外枠組立て		内枠組立て						解体		4日間のタイムラグ				
	鉄筋・PC組立て	[Bar from Day 3 to 11]														
	コンクリート打設	[Bar from Day 7 to 11]														
	緊張準備～緊張	[Bar from Day 9 to 11]														
	斜材工	[Bar from Day 4 to 11]														
支保工側工程	支保工組立て・解体	[Bar from Day 1 to 11]														
	型枠組立て・解体	底版枠解体～底版・妻・外枠組立て				内枠組立て						解体				
	鉄筋・PC組立て	[Bar from Day 4 to 11]														
	コンクリート打設	[Bar from Day 11 to 15]														
	緊張準備～緊張	[Bar from Day 11 to 15]														
	斜材工	[Bar from Day 7 to 15]														

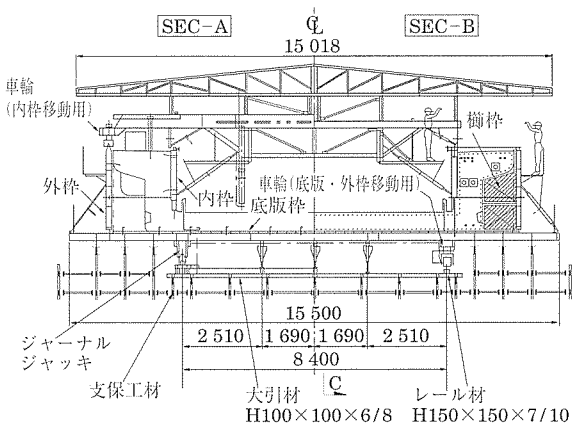


図 - 8 移動型枠設備断面図

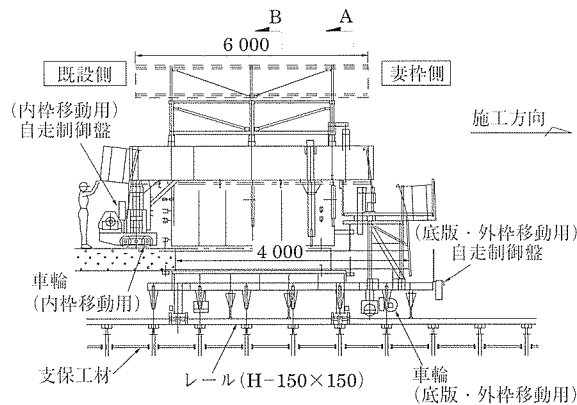


図 - 9 移動型枠設備側面図

9に示す移動型枠設備を開発・使用した。(写真-3)

構造上の特徴を以下に示す。

- 1) 底版と側枠からなる外型枠設備は一体とし、支保工によって支持される構造とした。
- 2) 外型枠設備には駆動装置を装着し、移動においては支保工上に敷設したレール上を自走できるようにした。
- 3) 型枠のセットが容易にできるように、底版下4箇所にはジャーナルジャッキを配置した。
- 4) 鉄筋・PC鋼材の組立て等の作業性を考慮した場合、桁上はオープンスペースとする必要があった。そのため、内型枠設備は外型枠と分離構造とした。
- 5) 内型枠設備についても駆動装置を装着し、スラブ上を自走できる構造とした。
- 6) 内枠の固定と脱枠の作業は、上部梁材から配置した伸縮用ジャッキにて容易に行えるように工夫した。

(3) 作業手順

型枠の移動からコンクリートの打設・脱枠までの作業手順を図-10に示す。

型枠設備を支持する支保工は、当該施工ブロックの前後ブロックを含めた計3ブロック分を順次転用して張出し架設を行った。

本設備の使用により、型枠の組立て・解体・移動作業のスピードアップが図れ、ワーゲン部と同じ施工サイクルが可能になった。

また、移動型枠設備本体の総重量を約30tにまで軽装備にしたことにより、組立て・解体ならびに移動作業における省力化ができた。

5.4 斜材の施工

斜材の定着システムは、主塔側はプレハブ型サドルシステム、主桁側には外ケーブル用定着システムを採用した。定着体は、両方とも交換可能な二重管構造とした。

サドルは曲管が3次的に各ケーブルで異なる位置関係に配置されることから、その精度を確保するため支持架台

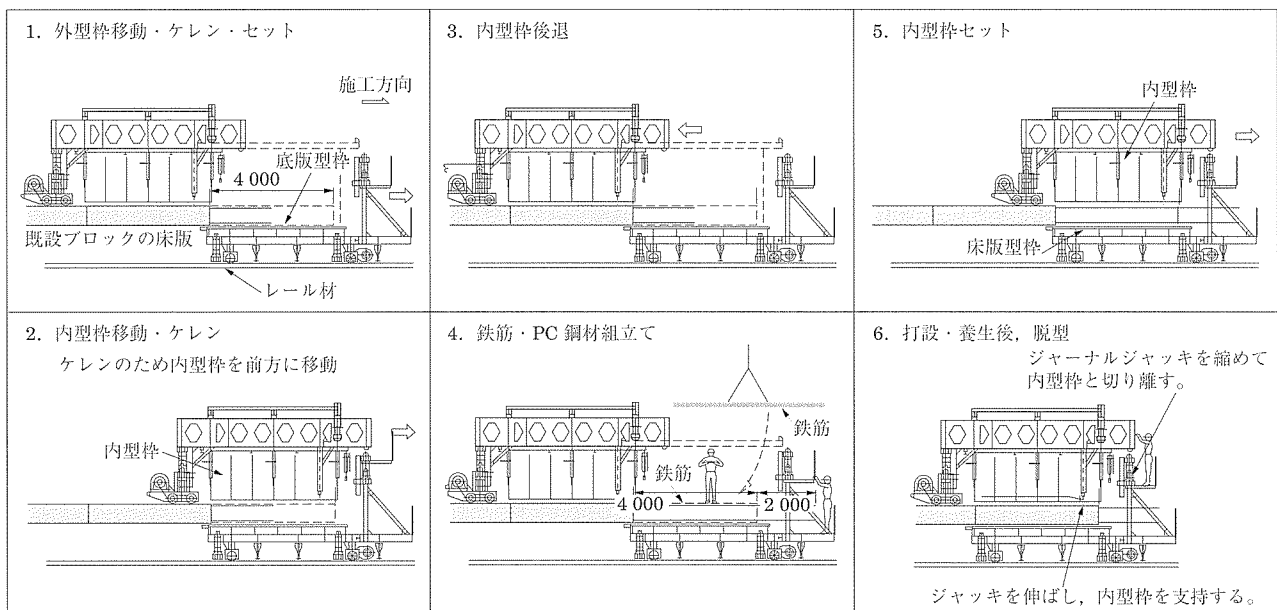


図 - 10 移動型枠設備作業手順

と一体化した工場製作とした。製作は、運搬および据付け時のクレーン能力を考慮して全体を2分割とし、工場での仮組検査で精度を確認した後、現場搬入し、据付けを行った。

斜材は、現場製作とした。架設は、ウェブ上から組立てた足場を利用して、保護管 (PE 管) を先行設置し、その後プッシングマシンにてストランドを一本ずつ桁側定着端から挿入した。緊張終了後、サドル、定着部、空中部保護管内の順にグラウト注入をして架設を終了した。

5.5 上越し管理

片側ワーゲン施工によるアンバランスな荷重条件での張出し架設であることから、上越し管理は施工計画当初からの技術的課題であった。上越し量を図 - 11 に示す。

たわみ計算上、片側のコンクリート打設による反対側の張出しブロック先端の跳ね上がり量は最大で 10 mm であった。施工においては、ワーゲン側のコンクリートを先行して打設し、その時の支保工側変位を常時監視した。実測結果は、最大張出し時においても支保工側の跳ね上がり変位はほとんど生じず、よって支保工側コンクリート打設前の型枠の微調整も不要だった。これは、下部工の剛性が計算仮定値よりも大きいことが要因と考えられた。

6. あとがき

本線の開業は、平成 16 年 10 月に予定されており、名古屋

屋市西南部の基幹公共交通の充実と沿線のまちづくり促進のため、地域の強い期待が寄せられている。本橋がこの一役を担うとともに、地域のランドマークとして皆様に愛されることを願っております。(写真 - 4)

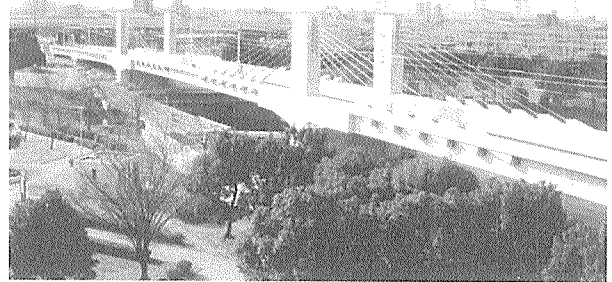


写真 - 4 完成

参考文献

- 1) 越智・駒井・岩城：PC エクストラロードズ下路桁橋の張出し施工、建設の機械化, 2003. 11

【2004 年 1 月 19 日受付】

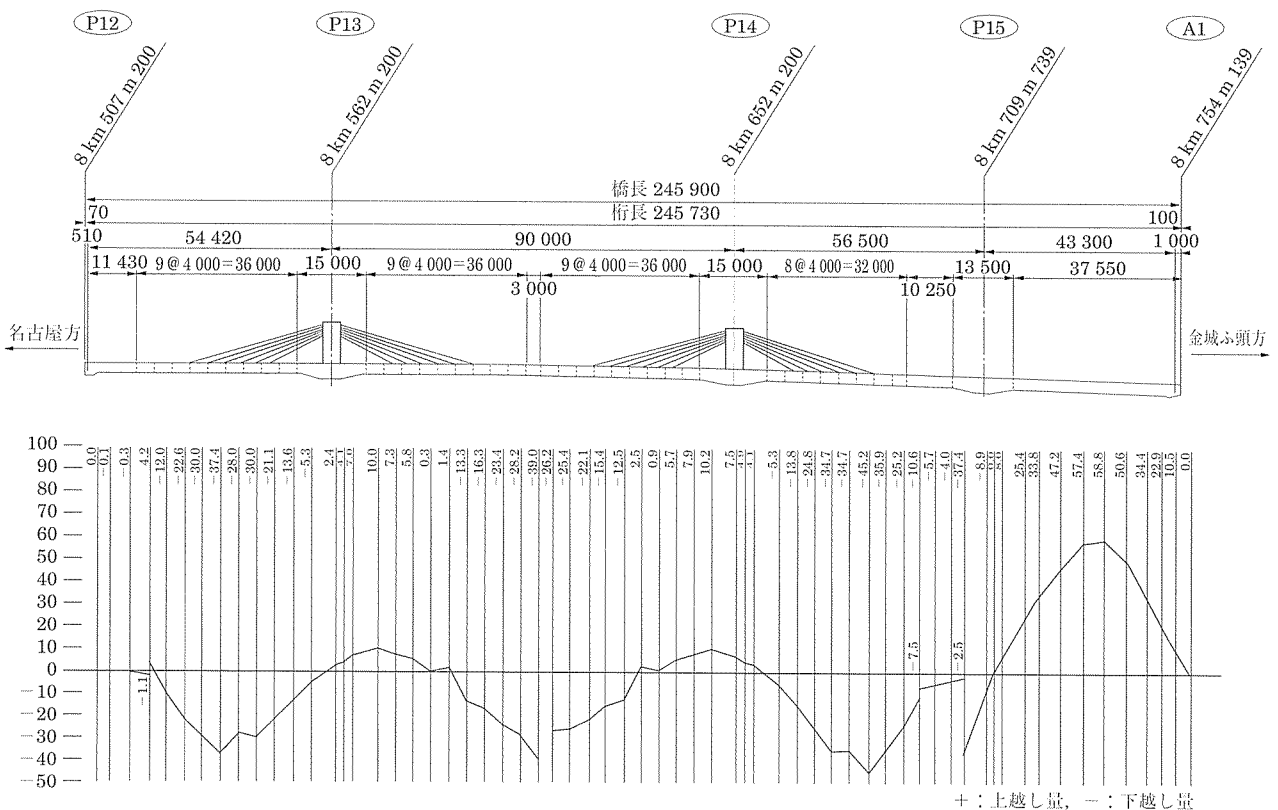


図 - 11 上越し量