

中規模径間PC橋

（以下は極端に薄い文字で印刷された本文の抜粋です）

中規模径間PC橋の設計にあたっては、まず設計標準と設計条件を明確に定めることが重要である。設計標準としては、国土交通省の定める規格や、地方自治体の定める規格を参照する必要がある。設計条件としては、橋の用途、交通量、周辺環境などを考慮して定める必要がある。

設計標準と設計条件が明確に定められたら、次に設計手法を選択する。中規模径間PC橋の設計手法としては、主に2種類がある。1つは、断面法による設計である。断面法とは、橋の断面を仮定し、その断面の強度と変位を計算する方法である。断面法による設計は、比較的簡単に実施できるが、橋の挙動を正確に再現できないという欠点がある。2つ目は、有限要素法による設計である。有限要素法とは、橋を小さな要素に分割し、各要素の挙動を計算する方法である。有限要素法による設計は、橋の挙動を正確に再現できるという長点があるが、計算コストが高くなるという欠点がある。

設計手法を選択したら、次に設計パラメータを決定する。設計パラメータとは、橋の断面形状、材料強度、設計荷重などを指す。設計パラメータを決定する際には、設計標準と設計条件を参考にしながら、橋の挙動を正確に再現できるように設定する必要がある。

設計パラメータが決定したら、次に設計計算を行う。設計計算とは、橋の強度と変位を計算することである。設計計算を行う際には、設計手法と設計パラメータを適切に設定し、計算結果を確認する必要がある。

設計計算の結果を確認したら、次に設計図面を作成する。設計図面とは、橋の断面形状、材料強度、設計荷重などを示す図面である。設計図面を作成する際には、設計標準と設計条件を参考にしながら、橋の挙動を正確に再現できるように作成する必要がある。

設計図面が作成したら、最後に設計確認を行う。設計確認とは、設計図面の内容が設計標準と設計条件に適合しているかどうかを確認することである。設計確認を行う際には、設計標準と設計条件を参考にしながら、橋の挙動を正確に再現できるように確認する必要がある。

中規模径間 (40 m~60 m) PC 橋に関する調査研究報告

(財) 高速道路調査会
橋梁構造研究委員会
中規模径間 PC 橋研究班

ま え が き

この報告は、プレストレストコンクリート建設業協会の委託により、高速道路調査会に設置された“中規模径間 (40 m~60 m) PC 橋に関する研究”のための委員会の3年にわたった調査研究成果をまとめたものである。

我が国におけるコンクリート橋は、すでに最大径間 240 m (浜名大橋) まで実績があり、今後斜張橋形式の採用によってはさらに増大していくと考えられ、長径間橋に対するプレストレストコンクリートの利用はさらに進展していくことが期待される。しかし、一方、コンクリート橋の大部分の利用は 30 m 以下の単純桁形式に対してであり、径間 40 m~60 m の中規模径間橋梁がきわめて少ないのが実態である。これは、上部構造重量の地震時での下部構造への影響が大きいことによる不利、架設方法の困難性に起因していると思われる。しかし、走行性、伸縮継手の補修等の維持管理問題、交通振動公害、景観との調和、構造美等の環境問題、そして耐震性の面からは径間をできるだけ延長すること、連続形式を採用することが有利である。このことから、適用にあたっての問題点の実態調査を行い、従来、量的に利用度の高い 30 m 以下の小径間 PC 橋を中規模径間に拡大させるための可能性について考究することを目的とした。

本研究の主なテーマとしては、1. 中規模径間における主桁の経済断面の選定、2. 施工時の安全性の検討、3. 各種架設工法の適用性の検討、があげられる。この項目に見られるように、中規模径間に PC 桁を利用する場合、設計上では、構造、断面形式、架設面では、その工法種別によって、適用材料がどう変化するかに重点をおいており、PC 橋の形式選定のための参考資料となるようにした。

ここでは、対象径間に対して、並列桁では可能な限り架設時の桁自重を軽減させて架設を容易にし、そのために生ずる架設時の剛度不足に対して、適切な補強、架設方法を提案している。また、箱桁断面を採用する場合、最小限の断面で架設し、その後に床版、高欄を補填施工すれば、その特質を十分有効に利用することを可能としているが、残された課題も多い。プレキャスト部材の合理的な利用、より高強度な材料の導入、さらにはこの規模の径間に適した構造形式、桁断面、設計種別等の検討が今後とも必要であろう。

中規模径間橋梁を採用するにあたっては、その地域、環境、地盤のそれぞれの特性、施工性、経済性を考慮して、上・下部構造形式を選定すべきであることは言うまでもない。これらの条件を満足して、もっとも中規模径間に適した上部構造形式を設計上・施工上から考究するために、本調査研究がそのステップになることを期待し、さらに実績と相まって、この種の径間に対する今後の技術開発の進展を望む次第である。

橋梁構造研究委員会委員長 津野和男

1. 調査研究の概要

1.1 昭和 53 年度の概要

従来利用されている小規模径間の PC 道路橋を中規模径間 40 m~60 m に拡大利用することを目的として始まった本研究委員会の昭和 53 年度は、初年度として次の基礎調査を行った。

- ① 架設設備の実態調査と架設能力の推定
- ② 中規模径間実績調査
- ③ 施工実績と架設能力の比較および考察
- ④ 国内、国外の文献調査

1.2 昭和 54 年度の概要

昭和 54 年度の調査研究は、前年度の研究成果をふまえ、架設工法別に中規模径間 (40 m~60 m) の具体的設計を行い、主として次の項目について検討を行った。

- ① 各種架設工法および断面形状の組合せによる主桁の設計
- ② 上記による主要材料の比較検討
- ③ 各種架設工法の施工概要と①に対する架設能力の検討

1.3 昭和 55 年度の概要

昭和 54 年度の調査研究から、プレキャスト T, I 断面桁では、特に支間が 50 m 以上になった場合、経済性に問題があることが明らかにされ、また押出し工法においては、桁高および架設重量が経済性に少なからぬ影響を与えることが指摘されたので、昭和 55 年度では、主として次の項目について検討を行った。

- ① プレキャスト T, I 断面桁について経済性に重点をおいた実施可能な主桁の設計
- ② プレキャスト T, I 断面桁の架設時補強法および架設法
- ③ 押出し工法における経済的設計・施工法の検討
- ④ 各工法の概算工事費の比較検討
- ⑤ 内外における特色ある中規模径間 PC 橋梁の紹介
- ⑥ その他高強度コンクリート使用に対する検討

2. 実績調査

2.1 架設設備の実態調査と架設能力の推定

2.1.1 調査方法

中規模径間の橋梁の架設に利用される架設設備につい

て、中規模径間 PC 橋研究委員会参加の施工業者 9 社の昭和 53 年度 8 月時点での実態調査を行い、これに基づいて架設工法別に年間架設能力の推定を行うものとする。

架設設備の実態調査の対象とした架設機械は次のとおりである。

- ① エレクションガーダー
- ② 門型クレーン
- ③ トラッククレーン
- ④ エレクションタワー
- ⑤ 張出しワーゲン
- ⑥ 手延べガーダー
- ⑦ 移動式支保工

2.1.2 架設設備の実態調査

(1) エレクションガーダー

スパン 40 m 以上に適用可能なエレクションガーダー数は次のとおりである。

スパン 40 m~45 m 23 基

スパン 45 m 以上 49 基

以上のうち 31 基はスパン 46 m 用で最も多い。

(2) 門型クレーン

門型クレーンの総数は 35 基 (固定式 32 基, 自走式 3 基) で、このうち吊り能力 45 t 以上のものは、

スパン 40 m~45 m 8 基

スパン 45 m 以上 19 基

業者保有の門型クレーンの吊り能力は 80 t 付近に集中している。

(3) トラッククレーン

トラッククレーンの保有台数については、昭和 53 年度陸運局統計資料によった。

中規模径間用トラッククレーンとしては、最大吊り能力が 100 t 以上のものを対象とすると、

100 t~200 t 96 台

200 t 以上 5 台

(4) 張出しワーゲン

張出しワーゲンの業界全体の保有数は次のとおりである。

大型 (ブロック長 5.0 m) 24 基

中型 (" 4.0 m) 126 基

普通型 (" 3.0 m) 50 基

中規模径間用ワーゲンとして普通型のみを対象とする。

(5) 手延べガーダー

押出し工法に用いられる手延べガーダーの保有数は 6 基である。昭和 53 年の調査時より、押出し工法による施工実績が急激に増加し、昭和 55 年の 2 月時点での保有数は 17 基となっている。

表-2.1 架設工法別年間架設能力

架 設 工 法	橋 数 (橋/年)	延 長 (km/年)	橋 面 積* (m ² /年)	コンクリート体積 (m ³ /年)	架 設 重 量 (ton/年)	備 考
エレクションガーダー	92	8.3	99 000	48 800	122 000	2 @ 45.0 m (平均スパン)
門型クレーン	80	3.6	43 000	21 300	53 250	45.0 m (平均スパン)
トラッククレーン	135	6.1	73 000	35 700	89 250	45.0 m (平均スパン)
張出しワーゲン	22	3.1	37 000	18 500	46 250	40 m+60 m+40 m
押出し手延べガーダー	7	1.3	16 000	10 800	27 000	4 @ 45.0 m
移動支保工**	7	6.4	77 000	42 300	105 750	30 @ 30.0 m

* 橋梁の全幅員を 12.0 m, 橋梁規模を備考欄のスパン割りとした場合の橋面積を示す。

** 移動支保工による架設の実績ではスパン長が 35.0 m 以下であり, 本調査中の中規模径間 PC 橋の範囲からはずれるが参考までにあげている。

(6) エレクションタワーおよび移動式支保工

エレクションタワーは今日では殆んど利用されておらず, 実績調査には現われなかった。また移動式支保工の保有数は 14 基であるが, いずれもスパン 35 m 以下に対する架設機であり, 本調査研究で対象とした中規模径間の PC 橋に使用するためには, 改良を施す必要があるものと思われる。

2.1.3 架設能力の推定

架設工法別年間架設能力の推定にあたっては, 架設機械の供用日数の算出および架設量を橋面積で表わすために次のような仮定を行った。

- ① 橋梁の全幅員を 12.0 m とし, 横断面構成は, 単純桁の場合は T 断面 6 主桁, 連続桁の場合は 1 箱断面とした。
- ② 主桁断面の仮定にあたり, 活荷重は TL-20 とした。
- ③ 対象スパンは, 単純桁橋の場合 40 m~50 m, 連続桁橋の場合 40 m~60 m とした。ただし, 移動支保工に対してのみ例外として 30 m とした。
- ④ 年間の稼働日数は架設工法別に以下の値とした。

エレクションガーダー, 門型クレーン, 移動支保工 180 日
張出しワーゲン, 手延べガーダー 160 日
トラッククレーン 240 日

- ⑤ エレクションガーダーによる架設では抱き込み式架設法(ガーダー 2 基で 1 セットとして使用)により, 門型クレーン, トラッククレーンによる架設では相吊りを行うものとした。
- ⑥ 参加会社 9 社の実態調査による架設機械の保有数は, 昭和 51 年度受注実績より業界全体の 65% とし, 年間架設能力を推定した。ただし, 張出しワーゲン, トラッククレーンは業界全体保有数とした。

供用日数の算出にあたっては, PC 建設業協会発行の「PC 橋標準積算要領」およびディビダーク協会発行の「ディビダーク工法積算資料」を参考にした。

以上より架設工法別年間架設能力を算出した結果を表-2.1 に示す。

2.2 中規模径間実績調査

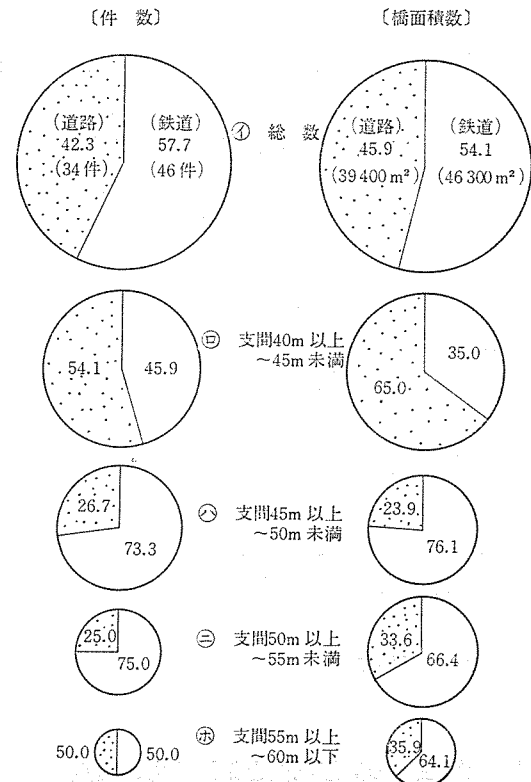
2.2.1 調査方法

調査方法は次の要領で行った。

- ① 支間の範囲は 40 m 以上 60 m 以下とし, 連続形式の場合は最大支間に着目する。
- ② 調査の対象とする橋梁の完成年度は, 昭和 51 年から, 昭和 53 年の過去 3 年間とする。
- ③ 調査は, 当研究会の参加会社 9 社とし, この 9 社の実績は業界全体の 65% とする。
- ④ 鉄道橋の橋面積を算出するにあたっての幅員は, 単線の場合 6 m, 複線の場合 12 m とする。

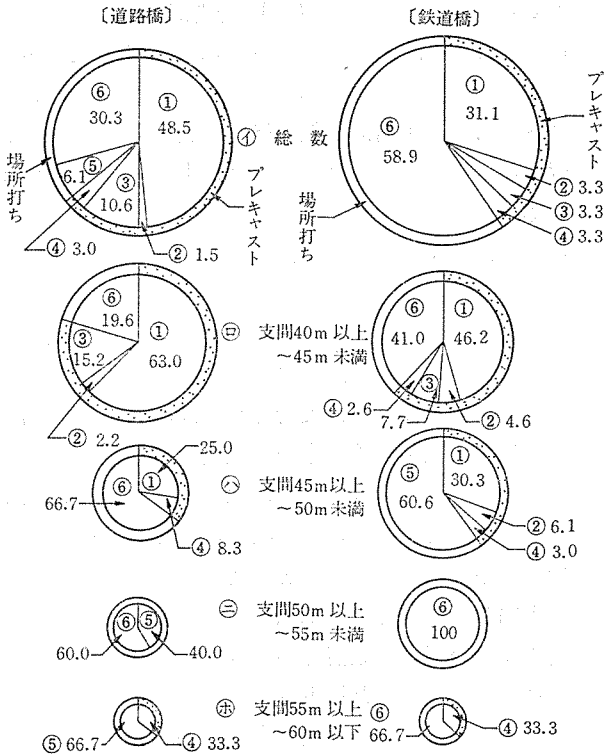
2.2.2 調査結果の分析

調査結果の分析については, 図-2.1~図-2.6 を参照されたい。



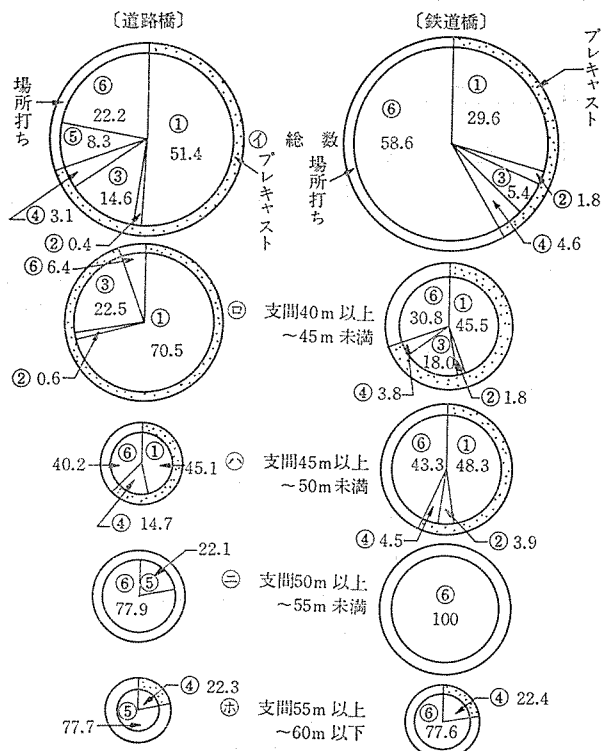
注 1) [点線] は道路橋を示す
2) 数字はパーセンテージを示す

図-2.1 道路橋と鉄道橋の比較



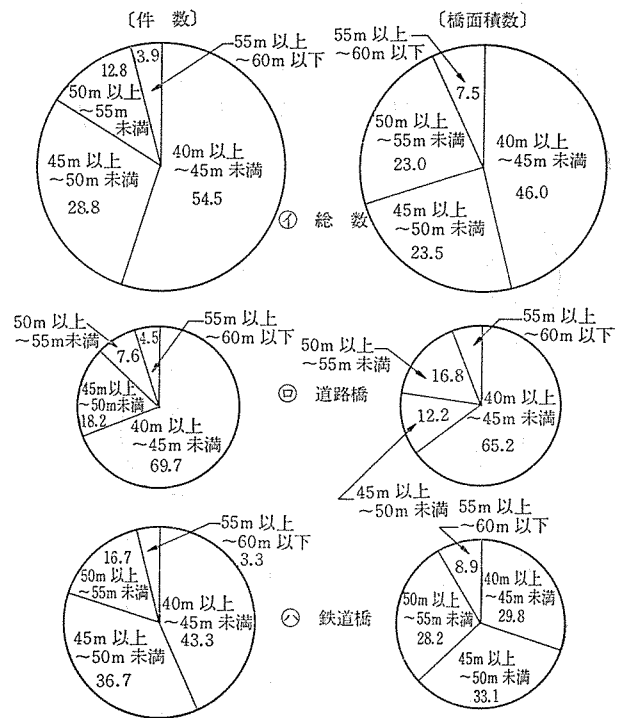
注 1) ①エレクションガーター ②門型クレーン ③トラッククレーン
④押し出し工法 ⑤張出し工法 ⑥支保工
2) 数字はパーセンテージを示す

図—2.2 架設工法の比較 (件数)



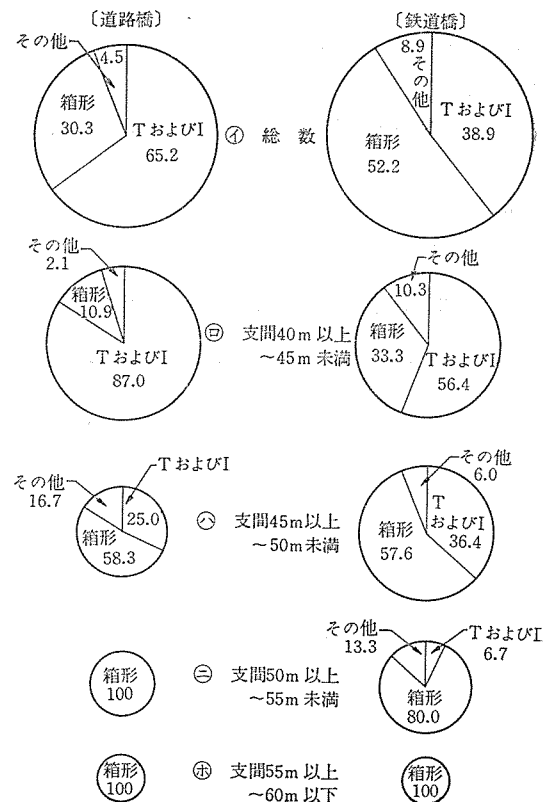
注 1) ①エレクションガーター ②門型クレーン ③トラッククレーン
④押し出し工法 ⑤張出し工法 ⑥支保工
2) 数字はパーセンテージを示す

図—2.3 架設工法の比較 (橋面積数)



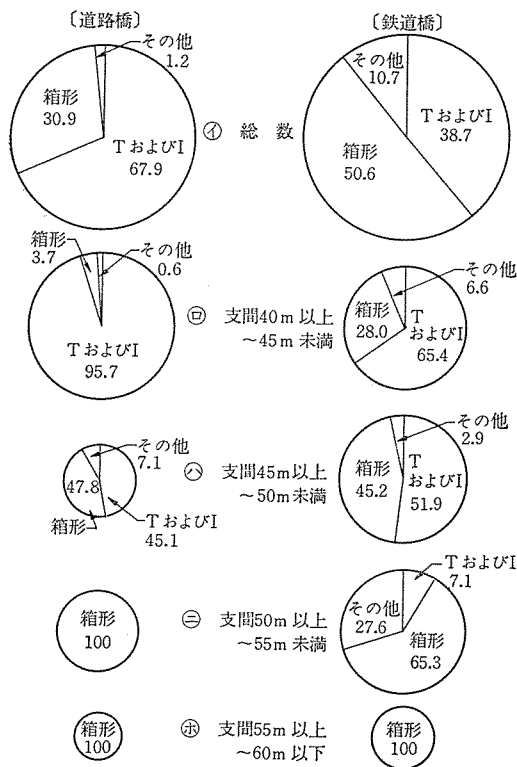
注) 数字はパーセンテージを示す

図—2.4 支間の比較



注) 数字はパーセンテージを示す

図—2.5 断面形状の比較 (件数)



注) 数字はパーセンテージを示す

図-2.6 断面形状の比較 (橋面積数)

2.3 施工実績と架設能力の比較および考察

支間 40 m～60 m の中規模径間施工実績から推定した年間施工実績と、架設設備の実態調査より推定した架設工法別年間架設能力を比較すると 表-2.2 のようになる。

表-2.2 からつぎのように考察される。

- ① エレクションガーダー、門型クレーン、トラック

表-2.2 年間施工実績と架設機械から推定した施工能力の比較

架 設 工 法	施工実績*1		架設能力*2		備 考
	橋面積 A(m ²)	比率 (%)	橋面積 B(m ²)	B/A	
①エレクションガーダー	33 930	39.6	99 000	2.9	
②門 型 ク レ ーン	990	1.2	43 000	43.3	
③トラッククレーン	8 250	9.6	73 000	8.8	
小 計	(43 170)	(50.4)	(215 000)	(5.0)	門型クレーンを除くと B/A=4.1
④張 出 し 工 法	3 260	3.8	37 000	11.3	
⑤押 出 し 工 法	3 370	3.9	27 000	8.0	
⑥移 動 支 保 工	0	0	0	0	
合 計	(6 630)	(7.7)	(64 000)	(9.7)	
⑦支 保 工	35 880	41.9			
合 計	85 580	100			

注 *1 架設工法別集計表から

*2 架設工法別年間架設能力表から

クレーンによる施工実績 (A) と架設能力 (B) との比 (B/A) は、それぞれ 2.9, 43.3, 8.8 倍となり、本調査の範囲では、支間 40 m～60 m のプレキャスト T および I 断面の架設能力は施工実績の 5 倍程度あるものと推定される。また、上記の 3 架設工法全体の施工実績のうち、エレクションガーダーによるものは約 79%、架設能力では約 46% を占めている。

- ② 門型クレーンによる架設能力比が 43.3 倍と高い値を示したのは、年間稼働日数を 180 日として計算した結果にもよるが、実情としては、支間 30 m 前後の架設実績が多く、中規模径間に使用する場合は、エレクションガーダーに比べ、支間と高さの両面から制限を受けるので、現場の条件によっては、やや応用性に欠けるためと考えられる。

- ③ 張出し工法、押出し工法の施工実績は、7.7% 程度で少ないが、架設能力から推定した施工能力比はそれぞれ約 10 倍と推定される。

- ④ 支保工による施工実績は全体の約 42% を占め、このうち 24% が道路橋、76% が鉄道橋である。支保工用資材は、リース品等も多く、施工能力の推定は困難と思われ、架設能力の検討から除いた。

3. 文献調査

3.1 調査方法

3.1.1 調査の対象

昭和 49 年から昭和 53 年までの下記の雑誌に記載された、主として中規模径間 PC 橋の施工例。

国 内：「プレストレストコンクリート」、「橋梁」、「橋梁と基礎」、「土木技術」、「土木施工」

アメリカ：「PCI Journal」

「Concrete Products Journal of ACI」

イギリス：「Civil Engineering」

「Concrete」

「Precast Concrete」

ド イ ツ：「Beton und Stahlbetonbau」

「Bauingenier」

フランス：「La Technique France Du Beton」

「Precontraint」

ソ 連 邦：「БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН」

「ТРАНСПОРТНОЕ
СТРОИТЕЛЬСТВО」

3.1.2 調査項目

- ・種 別 (道路橋, 鉄道橋)
- ・施 工 法 (プレキャスト, 場所打ち)
- ・支 間 (最大支間)
- ・架設工法 (エレクションガーダー, 門型クレーン, 張出し工法, 押出し工法, 移動支保工, トラッククレーン, 通常支保工, その他)
- ・断面形状 (箱形, T形またはI形, ホロー桁, スラブ桁, その他)
- ・立地条件 (都市高架, アプローチ, 山岳, 河川, 跨線または跨道, 平地高架)

3.2 調査結果の分析

中規模径間 PC 橋の傾向を把握するために, 施工例 126 件について最大支間, 断面形状, 架設工法および立地条件の 4 条件の中から 2 条件宛の組合せにより分類集計したが, 雑誌に発表されたものは, 比較的大規模な橋梁または設計・施工上特徴のある橋梁等のようにニュースバリューのあるものに限定されており, また中規模径間の範囲にあるものは比較的少なく, 中規模径間の一般の傾向とはならなかった。ここでは文献調査の中から, 特に国内と国外の施工例における著しい相違点をあげるにとどめる。

- ① 2 主桁版橋の最大支間は, 日本におけるよりも外国の方がかなり大きく, 適用例が多い。
- ② 外国では, 支間 60 m 以上の T, I 断面のプレキ

ャスト工法による実績がある。

- ③ 外国で施工された PC 橋は, 一般にプレキャスト部材の使用例が多く, 断面の形状, 寸法等は, 示方書, 設計方法の違いから国内で施工されたものとは大きく異なっている場合が多い。
- ④ 外国では, 経済性を多少犠牲にしても, 美観を重視して設計したと思われる例が二, 三見られる。
- ⑤ 施工法については, 我が国の例に比べ多種多様であり, この傾向は中規模径間の範囲において特に著しい。具体的には, 押出し工法, 移動支保工等に見られるように桁部分とスラブ, その他の後荷重部分の分離施工, 大型架設機械の利用等きわめて多方面にわたって創意工夫がなされている。
- ⑥ 外国では, プレキャストブロック方式の押出し工法による実績がある。

4. 設 計 編

4.1 設計要旨

4.1.1 設計条件

各工法別に比較できるように表-4.1 に示した種類について概略設計を行った。

設計検討を行うにあたっての基本的事項として, 以下の各項目について設計条件の統一をはかった。

表-4.1 設計検討一覧表

架設方法	構造形式	断面形状	PC鋼材	支 間								
				コンクリート強度								
				35m	40m		44m	50m		55m		60m
				400 kg/cm ²	400 kg/cm ²	600 kg/cm ²	400 kg/cm ²	400 kg/cm ²	600 kg/cm ²	400 kg/cm ²	600 kg/cm ²	400 kg/cm ²
エレクションガーダー または トラッククレーン (プレキャスト桁)	単 純	T 形 桁	SWPR 7 A SWPR 7 B		●	○		●	○	●	○	○
		I形(合成)桁	SWPR 7 A SWPR 7 B		●			●	●	●	●	○
		ホ ロ ー 桁	SWPR 7 A		○			○				○
	連 続	I形(合成)桁	SWPR 7 A		○		○					
押 出 し 工 法	連 続	箱 形 桁	SBPR 95/110		●*1 ●*2 ●*3			●*1 ●*2 ●*3				●*1 ●*2 ●*3
移 動 支 保 工	連 続	多主桁スラブ 箱 形 桁	SWPR 7 A	○	○			○				●
張 出 し 工 法	連 続	箱 形 桁	SBPR 95/110									○
通 常 支 保 工	単 純	多主桁スラブ 箱 形 桁	SWPR 7 A	○	○			○				●
	連 続	多主桁スラブ 箱 形 桁		○	○			○				● ○

注: ただし, 本報告では表中 ● 印のあるものについてのみ記載する。

*1: 一般的な桁高の場合

*2: 標準より桁高を高くした場合

*3: 仮支柱を設けた場合

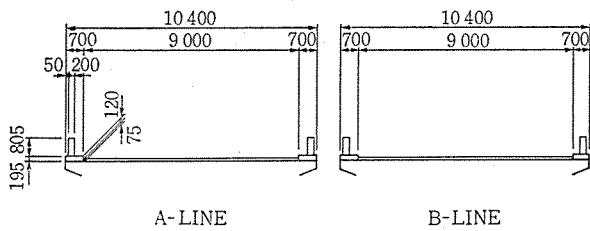


図-4.1

- 1) 幅員構成については、図-4.1 を参照されたい。
- 2) 活荷重は TT-43 荷重とし、計算は割増し係数にて行う。
- 3) 床版設計のための活荷重は 2 割増しとする。
- 4) コンクリートの設計基準強度は、主桁； $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_{ck}=600 \text{ kg/cm}^2$ （プレキャスト桁の場合のみで、この場合、PC 鋼材も B 種とする）、プレキャスト桁の間詰め、横桁； $\sigma_{ck}=350 \text{ kg/cm}^2$ 、合成桁の床版； $\sigma_{ck}=240 \text{ kg/cm}^2$ とする。
- 5) 材料強度については、表-4.2、表-4.3 を参照されたい。

表-4.2 コンクリート強度 (kg/cm²)

設 計 基 準 強 度		400	600	
許容曲げ圧縮 応 力 度	プレストレス 導 入 直 後	190	230	
	長方形断面 T 形 断 面	180	220	
	設 計 荷 重 時	長方形断面	150	190
		T 形 断 面	140	180
許容曲げ引張 応 力 度	プレストレス導入直後	-15	-21	
	設 計 荷 重 時	-15	-21	
許容せん断 応 力 度	設計荷重時の検証値	※ 5.5	(7.5)	
	終局荷重時の最大値	※ 53	(63)	
許 容 斜 め 引 張 応 力 度		※ 10	(14)	
プレストレス導入時の強度		340	510	

- 注 1) ※印は道路橋示方書による値
 2) () は現時点では規定値がないので推定値
 3) 無印は PC 標準示方書および道路橋示方書による値である

表-4.3 PC 鋼材強度 (kg/mm²)

	PC 鋼線		PC 鋼より線			PC 鋼棒		
	SWPR 1		SWPR 7 A	SWPR 7 B	SBPR 80/95	SBPR 95/110		
	φ 5 mm	φ 7 mm	12T 12.4 mm	12T 15.2 mm	12T 12.7 mm	φ 32 mm	φ 32 mm	
引 張 強 度	165.0	155.0	175.0	165.0	190.0	105.0	110.0	
降伏点応力度	145.0	135.0	150.0	140.0	160.0	80.0	95.0	
許容引張 応 力 度	設 計 荷 重 時	99.0	93.0	105.0	99.0	113.5	60.0	66.0
	導 入 直 後	115.5	108.5	122.5	115.5	132.5	68.0	77.0
緊 張 作 業 時	130.5	121.5	135.0	126.0	145.0	72.0	85.5	

4.2 プレキャスト T・I 桁の設計

4.2.1 断面の決定について

(1) T 形 桁

建設省制定の標準桁を参考とし、 $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ の断面を決定した。桁高は $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ で支間の約 1/18、腹部幅は施工性より最低 20 cm とし、50 m、55 m はともに 22 cm とした。

$\sigma_{ck}=600 \text{ kg/cm}^2$ の場合は、 $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ の断面のうち腹部の部分だけを低くして桁高を下げています。

使用した PC 鋼材は、 $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ で 12T12.4 mm、 $\sigma_{ck}=600 \text{ kg/cm}^2$ で 12T12.7 mm である。

(2) I 形合成桁

桁高については桁高・スパン比を約 1/16 にしたものと約 1/18 にしたものについて比較検討を行った結果、1/16 にしたものが主桁 PC 鋼材量が小さく、全体にわずかに経済的であるので $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ では約 1/16 とした。

腹部幅は最低 20 cm とし、T 形桁に比して主桁本数が 1 本少ないこと、張出し長が大きいことを考慮して 50 m で 25 cm、55 m で 28 cm とした。

PC 鋼材は全端部定着すること、支間中央での偏心量を大きくすることの二つの理由により 12T15.2 mm を使用した。

$\sigma_{ck}=600 \text{ kg/cm}^2$ の場合は腹部だけを低くして桁高を下げています。

(3) 横座屈安全率

中規模径間 (40 m~60 m) に適用するプレキャスト PC 桁の場合、自重の増大と、桁架設時の安定性が大きな問題となる。54 年度の設計では横座屈安全率を満足するような断面寸法を決定した。しかし、これは必ずしも経済的な方法とはいえない。そこで 56 年度は、まず経済的な断面寸法を決定し、そのままでは桁架設時の横座屈安全率に問題があると判断される時は、一時的な補強または架設法により補うこととした。これらの横座屈安全率の算出式、架設時の桁補強法、架設法については施工の項で述べてある。

以上、設計内容を一覧表にして表-4.4、表-4.5 に示し、その寸法・形状を図-4.2、図-4.3 に示した。また、そのうち桁高と支間、主桁 1 本当り重量と支間および主桁 1 本当り緊張力と支間の関係についてグラフにすると図-4.4~図-4.6 のようである。

4.2.2 主要材料

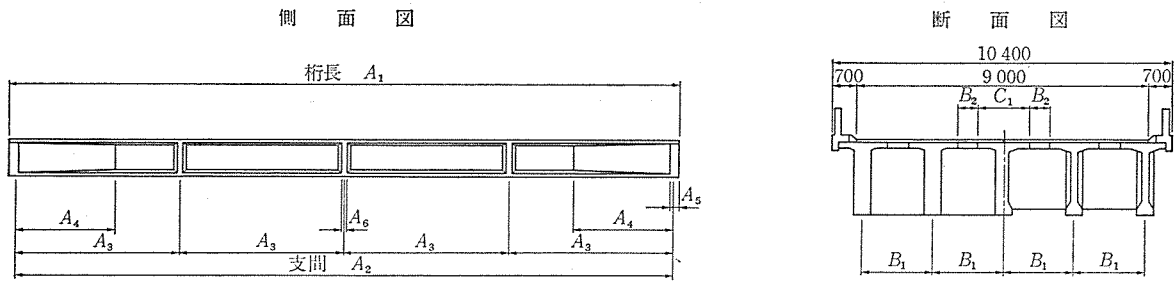
各種類別の比較検討を行うための資料として主要材料を算出し、その結果を一覧表にして表-4.6~表-4.7 に示した。ただし、主要材料の算出に当たっては次に示

表-4.4 主要諸元一覧表 ($\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$)

支 間		40m		50m		55m		
		断面形状		T 形 桁	I 形 桁	T 形 桁	I 形 桁	T 形 桁
主要諸元		T 形 桁	I 形 桁	T 形 桁	I 形 桁	T 形 桁	I 形 桁	
主桁本数(1連当り)(本)		5	4	5	4	5	4	
主桁1本重量(t)		94.3	102.0	148.9	169.5	192.0	216.3	
1連当り重量(橋体工のみ)(%)		578	741	895	1068	1080	1286	
主桁ケーブル種類と本数(本)		12 T 12.4 5	12 T 12.4 7	12 T 12.4 8	12 T 15.2 7	12 T 12.4 9	12 T 15.2 8	
支間中央の導入時全緊張力(t)		638	780	866	1049	1052	1332	
横座屈安全率		P C I 施工便覧	2.65 11.48	1.69 7.42	1.31 5.97	1.19 5.43	1.23 4.23	1.05 5.00
合成応力度	プレストレス導入時	上 縁 (kg/cm ²)	16.0	15.2	28.1	26.7	43.6	35.2
	下 縁 (%)	180.0	161.4	173.6	161.0	164.2	169.9	
設計荷重時	上 縁 (%)	107.2	103.6	127.1	115.7	139.9	126.1	
	下 縁 (%)	-11.0	-9.5	-12.8	-12.9	-9.2	-6.1	
反力	死荷重	主桁自重(t)	236	204	372	339	480	433
	場所打ち橋面(%)	53	167	74	195	59	210	
	橋面(%)	62	62	77	77	85	85	
小計(%)		351	433	523	611	624	728	
活荷重(%)		132	132	145	145	152	152	
合計	橋台(%)	483	565	668	756	776	880	
	橋脚(%)	912	1076	1284	1460	1500	1708	
断面諸数値	断 面 積 (m ²)		0.832	0.889	1.018	1.160	1.147	1.359
	断面2次モーメント (m ⁴)		0.524	0.779	1.007	1.477	1.229	1.927
	合成断面2次モーメント (%)		—	1.416	—	2.394	—	2.959
	横断面2次モーメント (%)		0.0617	0.0276	0.0659	0.0527	0.0946	0.0765
	図心から上縁までの距離 (m)		0.879	1.292	1.180	1.519	1.122	1.585
	図心から下縁までの距離 (%)		1.371	1.308	1.620	1.681	1.828	1.815

表-4.5 主要諸元一覧表 ($\sigma_{ck}=600 \text{ kg/cm}^2$)

支 間		40m		50m		55m		
		断面形状		T 形 桁	I 形 桁	T 形 桁	I 形 桁	T 形 桁
主要諸元		T 形 桁	I 形 桁	T 形 桁	I 形 桁	T 形 桁	I 形 桁	
主桁本数(1連当り)(本)		5	—	5	4	5	4	
主桁1本重量(t)		86.7	—	132.7	147.3	164.0	191.8	
1連当り重量(橋体工のみ)(%)		529	—	794	966	934	1180	
主桁ケーブル種類と本数(本)		12 T 12.7 5(7B)	—	12 T 12.7 8(7B)	12 T 15.2 7	12 T 12.7 8(7B)	12 T 15.2 8	
支間中央の導入時全緊張力(t)		703	—	957	1165	1179	1332	
横座屈安全率		P C I 施工便覧	2.43 11.84	— —	1.13 6.49	1.29 6.86	1.42 6.63	1.08 6.08
合成応力度	プレストレス導入時	上 縁 (kg/cm ²)	18.0	—	32.6	29.7	40.4	40.2
	下 縁 (%)	220.0	—	220.0	210.3	214.2	191.8	
設計荷重時	上 縁 (%)	129.9	—	158.5	149.8	157.8	157.1	
	下 縁 (%)	-16.1	—	-20.2	-21.0	-14.3	-21.0	
反力	死荷重	主桁自重(t)	216	—	331	295	410	384
	場所打ち橋面(%)	48	—	66	188	57	206	
	橋面(%)	62	—	77	77	85	85	
小計(%)		326	—	474	560	552	675	
活荷重(%)		132	—	145	145	152	152	
合計	橋台(%)	458	—	619	705	704	827	
	橋脚(%)	862	—	1186	1358	1356	1602	
断面諸数値	断 面 積 (m ²)		0.772	—	0.919	1.017	1.035	1.210
	断面2次モーメント (m ⁴)		0.362	—	0.645	0.931	0.898	1.327
	合成断面2次モーメント (%)		—	—	—	1.459	—	1.972
	横断面2次モーメント (%)		0.0615	—	0.0643	0.0466	0.0912	0.0625
	図心から上縁までの距離 (m)		0.748	—	0.973	1.269	1.065	1.383
	図心から下縁までの距離 (%)		1.202	—	1.377	1.431	1.535	1.617



寸法表 (mm)

記号	支間	$\sigma_{ck}=400\text{kg/cm}^2$			$\sigma_{ck}=600\text{kg/cm}^2$		
		40m	50m	55m	40m	50m	55m
A1		40 800	50 800	55 800	40 800	50 800	55 800
A2		40 000	50 000	55 000	40 000	50 000	55 000
A3		10 000	10 000	11 000	10 000	10 000	11 000
A4		6 000	7 500	8 500	6 000	7 500	8 500
A5		500	500	500	500	500	500
A6		200	200	200	200	200	200
B1		2 150	2 150	2 100	2 150	2 150	2 100
B2		650	650	400	650	650	400
C1		1 500	1 500	1 700	1 500	1 500	1 700
C2		500	600	700	500	600	700
C3		2 250	2 800	2 950	1 950	2 350	2 600
C4		200	200	200	200	200	200
C5		100	100	100	100	100	100
C6		210	210	300	210	210	300
C7		200	200	200	200	200	200
C8		200	220	220	200	220	220
C9		300	300	340	300	300	340

主桁断面図

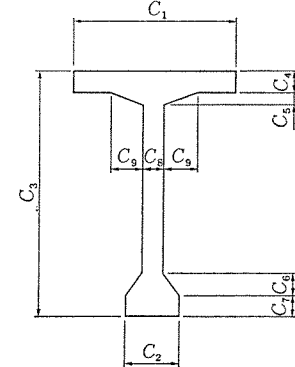
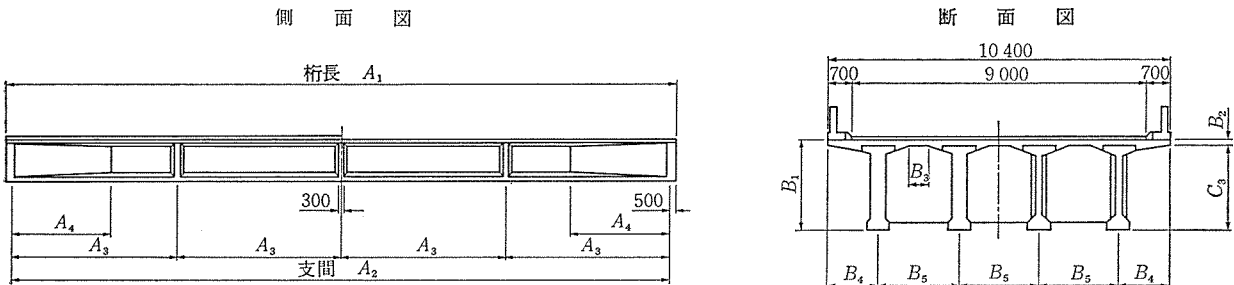


図-4.2 プレキャスト T 形桁



寸法表 (mm)

記号	支間	$\sigma_{ck}=400\text{kg/cm}^2$			$\sigma_{ck}=600\text{kg/cm}^2$		
		40m	50m	55m	40m	50m	55m
A1		40 800	50 800	55 800	—	50 800	55 800
A2		40 000	50 000	55 000	—	50 000	55 000
A3		10 000	12 500	13 750	—	12 500	13 750
A4		6 000	7 500	8 500	—	7 500	8 500
B1		2 810	3 410	3 600	—	2 910	3 200
B2		200	200	200	—	200	200
B3		610	530	330	—	580	430
B4		1 525	1 525	1 525	—	1 525	1 525
B5		2 450	2 450	2 450	—	2 450	2 450
C1		1 000	1 400	1 600	—	1 350	1 500
C2		700	850	900	—	800	800
C3		2 600	3 200	3 400	—	2 700	3 000
C4		160	150	150	—	150	150
C5		133	100	120	—	100	120
C6		250	175	180	—	175	180
C7		250	200	200	—	200	200
C8		100	125	140	—	125	140
C9		250	300	320	—	300	320

主桁断面図

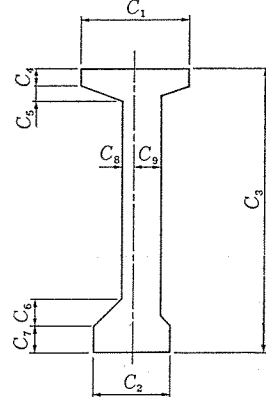


図-4.3 プレキャスト I 形合成桁

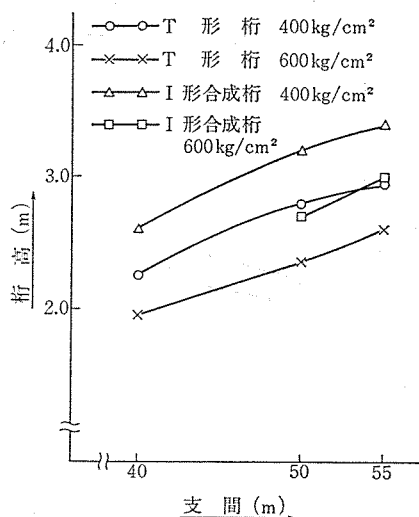


図-4.4 桁高と支間の関係

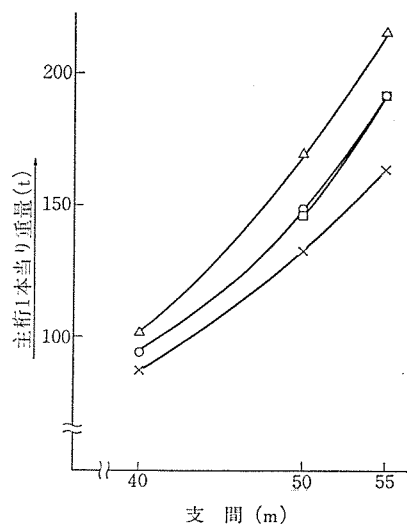


図-4.5 主桁1本当り重量と支間の関係

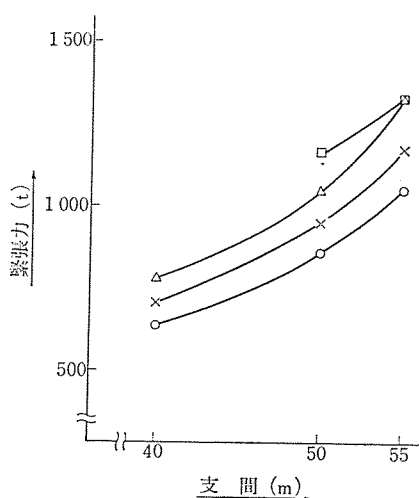


図-4.6 主桁1本当り緊張力(導入時支間中央)と支間の関係

表-4.6 主要材料表 ($\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$)

		支間	40m		50m		55m	
主要材料		断面形状	T形桁	I形合成桁	T形桁	I形合成桁	T形桁	I形合成桁
主桁工	コンクリート	1本当り(m³) 3径間当り(%)	37.8 567	40.8 490	59.7 896	67.8 814	76.8 1152	86.5 1038
	型枠(底板含む)	" (m²)	3853	3319	5760	5261	6942	6255
	鉄筋	" (kg)	68070	73440	107550	122040	138240	155700
	PC鋼材	" (%)	26770	29980	53330	56380	64950	70770
横組工	コンクリート	" (m³)	126	75	177	92	142	95
	型枠	" (m²)	708	423	958	510	820	528
	鉄筋	" (kg)	12600	5980	17700	7320	14240	7630
	PC鋼材	" (%)	6590	820	8020	826	9180	830
合成床版	コンクリート	" (m³)	—	325	—	376	—	408
	型枠	" (m²)	—	495	—	822	—	771
	鉄筋	" (kg)	—	64980	—	75120	—	81600

表-4.7 主要材料表 ($\sigma_{ck}=600 \text{ kg/cm}^2$)

		支間	40m		50m		55m	
主要材料		断面形状	T形桁	T形桁	I形合成桁	T形桁	I形合成桁	
主桁工	コンクリート	1本当り(m³) 3径間当り(%)	34.7 520	53.1 796	58.9 707	65.6 983	76.7 920	
	型枠(底板含む)	" (m²)	3474	5045	4608	6193	5508	
	鉄筋	" (kg)	62420	95570	106020	118000	138060	
	PC鋼材	" (%)	26770	53330	56380	62190	70770	
横組工	コンクリート	" (m³)	116	159	76	136	83	
	型枠	" (m²)	649	858	427	784	465	
	鉄筋	" (kg)	11580	15890	6050	13610	6650	
	PC鋼材	" (%)	6590	8016	826	9168	830	
合成床版	コンクリート	" (m³)	—	—	377	—	410	
	型枠	" (m²)	—	—	852	—	837	
	鉄筋	" (kg)	—	—	75300	—	82080	

す仮定を設けた。

(1) 鉄筋

鉄筋量の算出は過去の実績をもとに、コンクリート1 m³ 当りの鉄筋量を定め、これをコンクリートの体積に乗ずるものとする。

コンクリート1 m³ 当りの鉄筋量は以下のとおりとする。

- T形桁
 - 主桁 120 kg/m³
 - 横組 100 kg/m³
- I形合成桁
 - 主桁 150 kg/m³
 - 横組 80 kg/m³
 - 合成床版 200 kg/m³

(2) PC鋼材

主桁の縦締め PC鋼材量は、応力検討を行った主要断

報 告

面の PC 鋼材本数をもとに、概算で求めるものとする。

横締め PC 鋼材量は、横締め間隔を 50 cm として、桁長を横締め間隔で除して得た本数をもとに求めるものとする。使用鋼材は SWPR 12φ7 とする。

4.2.3 主要材料と支間の関係グラフ

橋面積 1 m² 当りの主要材料と支間の関係をグラフ化すると図-4.7~図-4.11 のようである。ただし、主桁のみの主要材料とする。

4.2.4 考 察

設計結果に対して考察すると次のとおりである。

- 1) 桁高は T 形桁で $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ の時約 $l/18$ に対して、 $\sigma_{ck}=600 \text{ kg/cm}^2$ の時に約 $l/21$ となっている。I 形合成桁は $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ の時約 $l/16$ で、 $\sigma_{ck}=600 \text{ kg/cm}^2$ の時に約 $l/18$ となっている。
- 2) I 形合成桁の床版と桁の断面積比は、 $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ の場合 40 m で 0.75、50 m で 0.53、55 m で 0.45 となっており、50 m 以上では合成桁の有利性がうすれていると考えられる。
- 3) 主桁 1 本当りの重量は、 $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ に対して $\sigma_{ck}=600 \text{ kg/cm}^2$ では約 9 割となった。

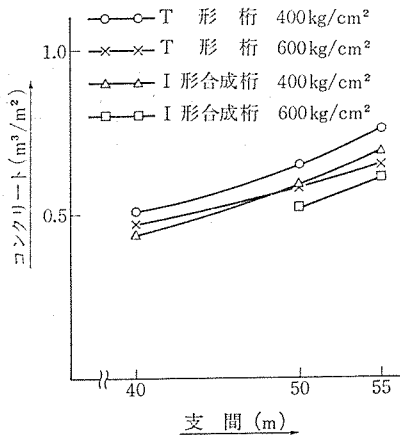


図-4.7 1 m² 当り主桁コンクリート

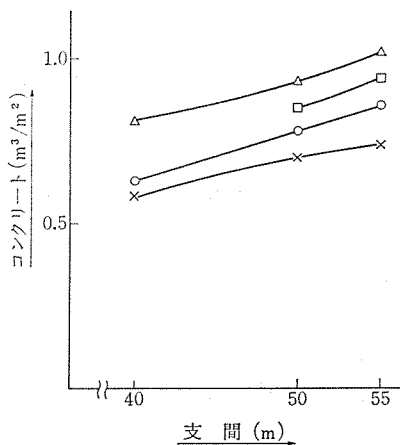


図-4.8 1 m² 当り全コンクリート

主要材料について考察すると次のとおりである。

- 1) 橋面 1 m² 当りの主桁コンクリート量は、T 形桁

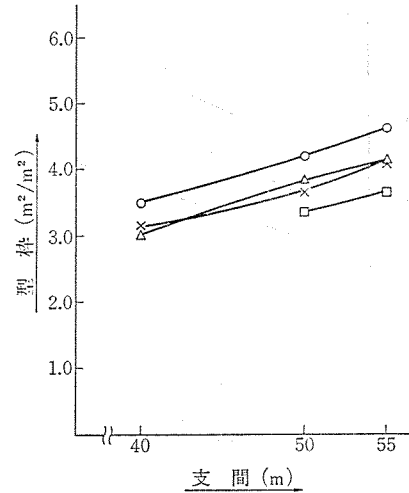


図-4.9 1 m² 当り主桁型枠

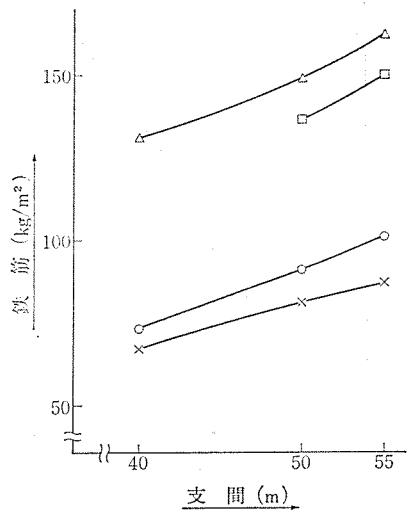


図-4.10 1 m² 当り全鉄筋

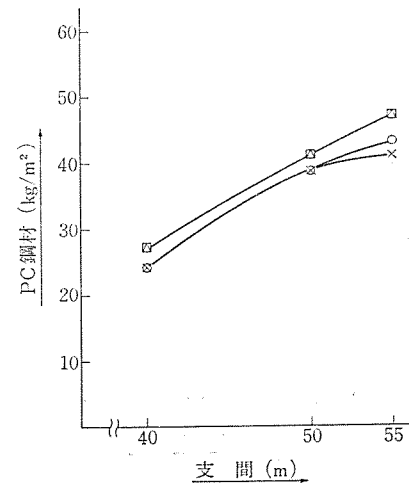


図-4.11 1 m² 当り主桁 PC 鋼材

表-4.8 主要諸元一覧表（一般的な桁高の場合）

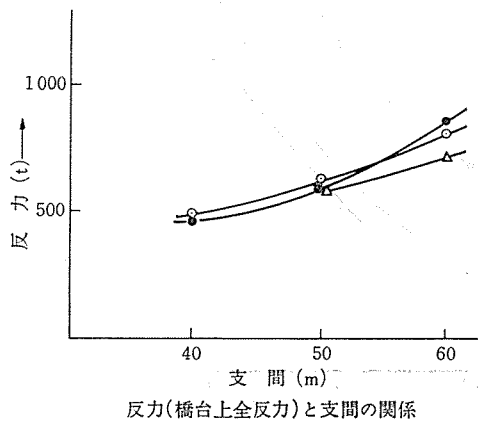
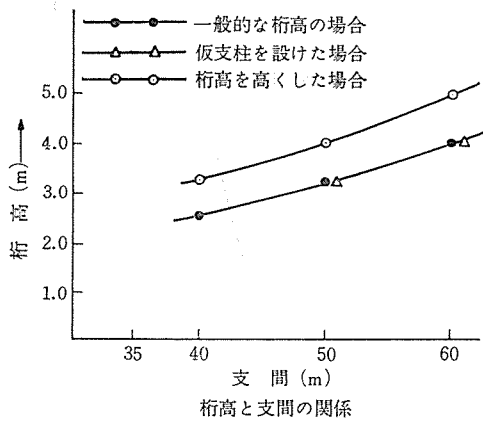
主要諸元			支間	40m	50m	60m		
			構造形式	連		続	桁	
			断面形状	箱		桁		
ケーブル本数	側径間中央断面（本）		12T12.4 SBPR 95/110 φ 32	8 52	12T12.4 SBPR 95/110 φ 32	6 74	12T12.4 SBPR 95/110 φ 32	6 108
	中間支点上（"）		"	8 44	"	6 60	"	6 126
	中央径間中央断面（"）		"	8 32	"	6 46	"	6 96
設計荷重時合成応力度	側径間中央断面	上縁 (kg/cm ²)		97.5		117.2		125.7
		下縁 (")		-8.0		-14.7		-13.8
	中間支点上	上縁 (")		-7.6		-11.5		2.3
		下縁 (")		78.6		111.5		128.2
	中央径間中央断面	上縁 (")		63.3		64.4		95.2
		下縁 (")		-9.5		5.2		-3.4
反力	死荷重	主桁自重	橋台 (t)	279		379		620
		橋脚 (")	768		1016		1637	
		橋面荷重 その他	橋台 (")	52		65		78
	橋脚 (")	143		179		215		
	活荷重	静荷重作用時	橋台 (")	331		444		698
			橋脚 (")	911		1195		1852
設計荷重作用時		橋台 (")	123		135		147	
橋脚 (")	244		296		306			
設計荷重作用時	橋台 (")	454		579		845		
橋脚 (")	1155		1491		2158			

表-4.9 主要諸元一覧表（桁高を高くした場合）

主要諸元			支間	40m	50m	60m		
			構造形式	連		続	桁	
			断面形状	箱		桁		
ケーブル本数	側径間中央断面（本）		12T12.4 SBPR 95/110 φ 32	8 30	12T12.4 SBPR 95/110 φ 32	6 56	12T12.4 SBPR 95/110 φ 32	8 76
	中間支点上（"）		"	8 24	"	6 38	"	8 57
	中央径間中央断面（"）		"	8 18	"	6 30	"	8 48
設計荷重時合成応力度	側径間中央断面	上縁 (kg/cm ²)		54.1		119.2		101.4
		下縁 (")		5.8		-9.0		-10.1
	中間支点上	上縁 (")		-11.8		-11.1		-12.5
		下縁 (")		67.4		72.7		94.4
	中央径間中央断面	上縁 (")		31.4		47.9		51.2
		下縁 (")		8.9		-6.4		7.1
反力	死荷重	主桁自重	橋台 (t)	301		411		576
		橋脚 (")	829		1102		1521	
		橋面荷重 その他	橋台 (")	52		65		78
	橋脚 (")	143		179		215		
	活荷重	静荷重作用時	橋台 (")	353		476		654
			橋脚 (")	972		1281		1736
設計荷重作用時		橋台 (")	123		135		147	
橋脚 (")	244		296		306			
設計荷重作用時	橋台 (")	476		611		801		
橋脚 (")	1216		1577		2042			

表—4.10 主要諸元一覧表（仮支柱を設けた場合）

支 間		50m	60m
構造形式		連 続 桁	
断面形状		箱	桁
ケーブル本数	側径間中央断面（本）	12T12.4 SBPR 95/110 φ 32	26 8 12T12.4 SBPR 95/110 φ 32
	中間支点上（〃）	〃	26 8 〃
	中央径間中央断面（〃）	〃	26 8 〃
設計荷重時合成応力度	側径間中央断面	上縁 (kg/cm ²)	58.3
		下縁 (〃)	30.1
	中間支点上	上縁 (〃)	-10.5
		下縁 (〃)	85.7
	中央径間中央断面	上縁 (〃)	84.0
		下縁 (〃)	6.6
反 荷 重	死 荷 重	橋台 (t)	379
		橋脚 (〃)	1 016
	橋面荷重 その他	橋台 (〃)	65
		橋脚 (〃)	179
	静 荷 重 作用時	橋台 (〃)	444
		橋脚 (〃)	1 195
力	活 荷 重	橋台 (〃)	135
		橋脚 (〃)	296
	設計荷重 作用時	橋台 (〃)	579
		橋脚 (〃)	1 491



図—4.14 支間に対する各要素の比較図

一般の桁高，桁高を高くした場合，仮支柱を設けた場合について支間と桁高の比較，反力の比較をすると図—4.14 となった。

4.3.5 材 料

材料の算出については以下の想定のもとに行った。

(1) 材料の数量は幅員 9 m，1 橋分について算出した。

(2) コンクリート

主桁のコンクリートは，設計基準強度は $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ とする。

(3) 鉄 筋

表—4.11 材料集計表（一般的な桁高の場合）

支 間		40m	50m	60m		
構造形式		連 続				
断面形状		箱	桁			
主 桁	コンクリート	1 径間当り (m ³)	—	—		
	3 〃 (〃)	838	1 116	1 806		
	型 枠	3 径間当り (m ²)	2 931	4 088	5 327	
鉄 筋	鉄 筋	3 径間当り (t)	83.8	111.6	180.6	
	P C 鋼材	縦 締 鋼 線	3 径間当り (kg)	8 553	8 010	8 349
		横 締 鋼 棒	〃 (〃)	28 244	52 351	114 617
鉛直締め鋼棒	〃 (〃)	13 256	16 537	19 818		
	〃 (〃)	5 527	8 903	13 178		

表—4.12 材料集計表（桁高を高くした場合）

支 間		40m	50m	60m
構造形式		連 続		
断面形状		箱	桁	
主 桁	コンクリート	3 径間当り (m ³)	895	1 210
	型 枠	3 径間当り (m ²)	3 270	4 572
	鉄 筋	3 径間当り (t)	89.5	121.0
P C 鋼材	縦 締 鋼 線	3 径間当り (kg)	8 573	8 010
	横 締 鋼 棒	〃 (〃)	15 775	35 494
	鉛直締め鋼棒	〃 (〃)	13 256	16 537
〃 (〃)	5 755	7 340	11 989	

表—4.13 材料集計表（仮支柱を設けた場合）

支 間		50m	60m
構造形式		連 続	
断面形状		箱	桁
主 桁	コンクリート	3 径間当り (m ³)	1 116
	型 枠	3 径間当り (m ²)	4 088
	鉄 筋	3 径間当り (t)	111.6
P C 鋼材	縦 締 鋼 線	3 径間当り (kg)	34 712
	横 締 鋼 棒	〃 (〃)	8 203
	鉛直締め鋼棒	〃 (〃)	16 537
〃 (〃)	5 048	7 572	

鉄筋量の算出は過去の実績をもとに、コンクリート 1 m^3 当り 100 kg とし、使用する鉄筋の材質は SD 30、使用径は D 13~D 29 程度とする。

(4) P C 鋼材

主桁の PC 鋼材量は、応力検討を行った主要断面 PC 鋼材本数をもとに概算で求める。

- 1) 横締め PC 鋼材重量は、横締め間隔を求め、桁長を横締め間隔で除した値で算出する。

PC 鋼棒 $\phi 32$60 cm 間隔

- 2) 鉛直締め PC 鋼材は、設計時の支点付近および押出し架設中のせん断補強のため径間部に配置する。使用量は、押出し架設中の径間部断面における PC 鋼棒本数をもとに概算で求めるものとする。

使用鋼材 $\phi 32, \phi 26$

以上の仮定で材料の計算を行った結果の集計は、表 4.11~表 4.13 に示す。

支間と主要材料の関係を 図-4.15~図-4.17 に示す。

4.3.6 押出し工法の設計に対する考察

押出し工法の場合、他工法に比べて設計荷重時に対して架設時断面力の比率が大きいため、一般的な桁高の場合のほかに桁高を増した場合、および仮支柱を設けた場合についても検討を行った。

(1) 設計結果に対する考察

- 1) 桁高は桁高比 $1/15, 1/12$ と他工法に比較して高めに定めている。しかし一般的な桁高の場合、支間 60 m 、桁高 4.0 m ($1/15$) の場合、一次 PC 鋼材が

多く上・下フランジで 2 段配置となり主桁断面積を増加したが、桁高を上げ 5.0 m の場合、仮支柱を設置したとき一段配置で可能となった。

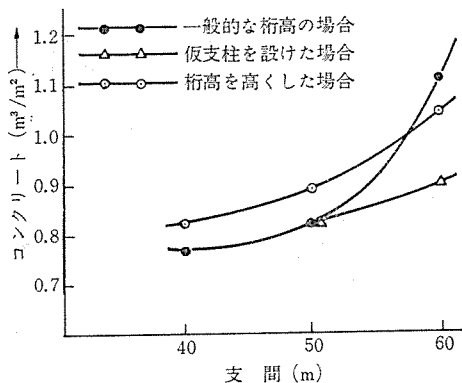


図-4.15 1 m² 当りコンクリート

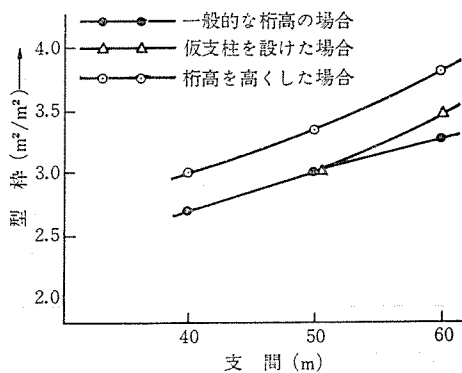


図-4.16 1 m² 当り型枠

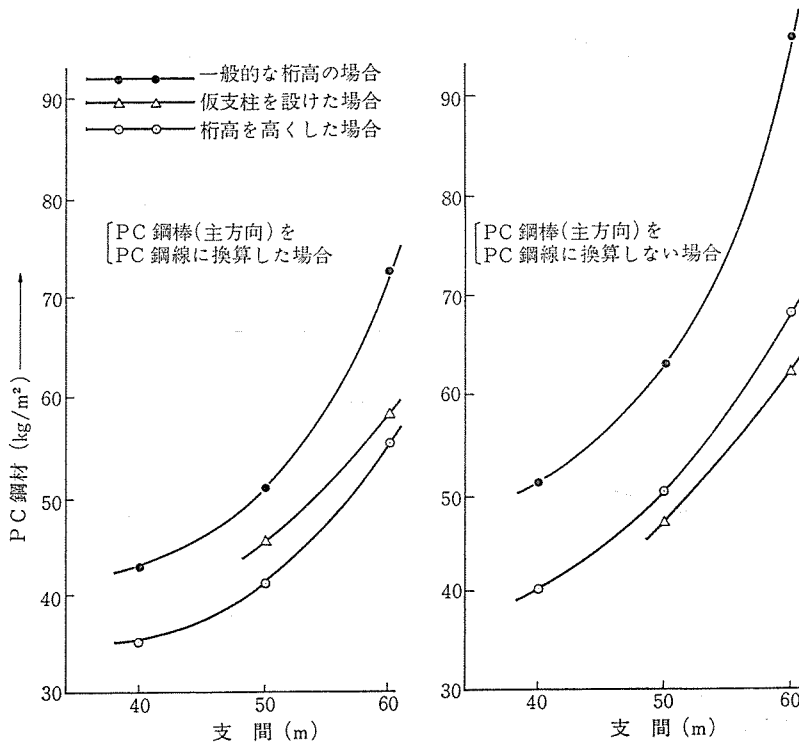


図-4.17 1 m² 当り PC 鋼材

2) PC 鋼材配置については桁高を上げた場合、押出し時の一次鋼材が減少し、完成時に対する二次鋼材はあまり差がない。しかし仮支柱を設けた場合は一次鋼材が極端に減少し、完成時に対する二次鋼材が増加する。

(2) 主要材料に対する考察

一般桁高と、桁高を上げた場合、仮支柱を設けた場合の比較をすると次の結果となった。

- 1) コンクリートは 40 m, 50 m では 6~8% 増加したが、支間 60 m では桁高を上げ 5 m の場合 7% の減少、仮支柱を設けた場合 20% の減少となった。
- 2) PC 鋼材は桁高の増加、仮支柱の設置により PC 鋼材総量として 20%~25% の減となった。

(3) 今後の課題

今回の検討によって、桁高比、架設時支間等によって PC 鋼材量がかなり左右されることが明らかになった。よって施工法の改良を進めるとともに、設計上でも種々の配慮を行っていかねばならないであろう。また押出し架設中のせん断補強のため主桁全体に鉛直締め PC 鋼材を配置する必要があり、他工法に比べて鋼材量が多くなる。この点についても PC 鋼材を減少させる方法を

考える必要があると思う。

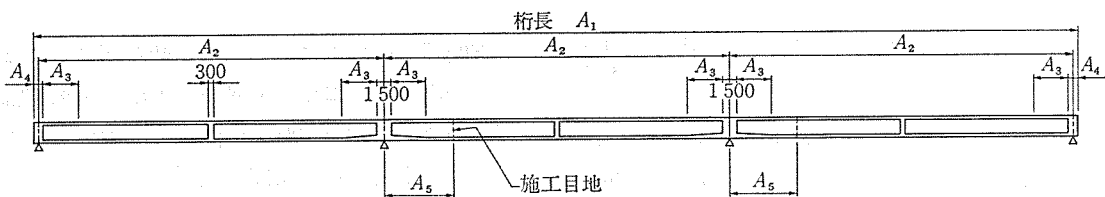
4.4 移動支保工によるもの

国内で移動支保工により施工された橋梁は、支間 40 m 以上の実績がないが、外国では支間 40 m~60 m 間の実績があり、中規模径間に対しての移動支保工による架設は必ずしも不相当とはいえない面もあるので検討の対象に加えた。

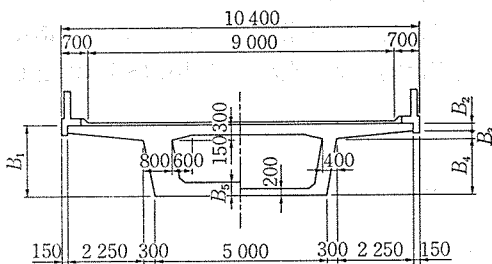
移動支保工によって施工される PC 橋の構造形式は、単純桁および連続桁のいずれの形式も考えられるが、本研究では連続形式とした。連続桁橋とした場合は、分割施工されるのが普通であり、本設計では施工目地を第 2 支間、第 3 支間の 0.2l 点とした。断面の検討に対しては、施工段階に沿って断面力の算出を行い、桁自重、プレストレスのクリープ変形による 2 次応力も考慮することとした。

主要諸元および内容を一覧表にして表-4.14 に示し、その寸法・形状を図-4.18 に示した。また、そのうち桁高と支間、反力と支間の関係をグラフ化して図-4.19~図-4.20 に示した。

側 面 図



断 面 図



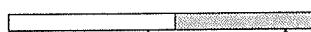
支間	40 m	50 m	60 m
記号			
A ₁	121 000	151 100	161 200
A ₂	40 000	50 000	60 000
A ₃	4 000	5 000	6 000
A ₄	1 000	1 100	1 200
A ₅	8 000	10 000	12 000
B ₁	2 100	2 600	3 200
B ₂	250	250	250
B ₃	200	200	200
B ₄	1 650	2 150	2 750
B ₅	400	450	500

施 工 段 階

第 1 施 工



第 2 施 工



第 3 施 工

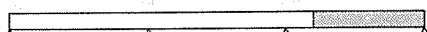


図-4.18 移 動 支 保 工

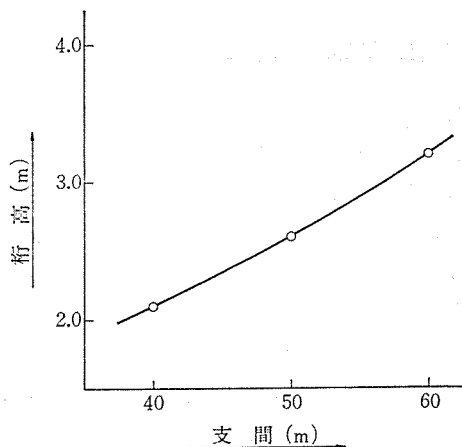


図-4.19 桁高と支間の関係

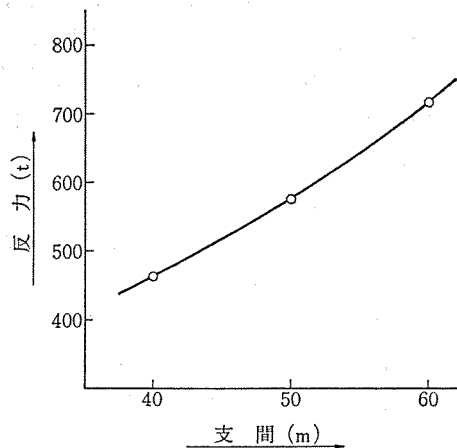


図-4.20 反力(橋台上全反力)と支間の関係

表-4.14 主要諸元一覧表

		支間	40m	50m	60m
		構造形式	連続		
主要諸元		断面形式	箱	桁	
ケーブル本数	側径間中央(本)		12T15.2 20	12T15.2 24	19T15.2 18
	中間支点(〃)		〃 20	〃 24	〃 18
	中央径間中央(〃)		〃 12	〃 16	〃 12
設計荷重時合成応力度	側径間中央	上縁(kg/cm ²)	70.7	76.5	77.8
		下縁(〃)	-7.3	-7.8	-7.9
	中間支点	上縁(〃)	4.4	5.1	4.0
		下縁(〃)	88.2	87.3	82.0
	中央径間中央	上縁(〃)	45.4	46.7	50.3
		下縁(〃)	-10.3	3.4	-8.1
反力	死	主桁自重 橋台(t)	275	357	470
		橋脚(〃)	654	892	1173
	橋面荷重	橋台(〃)	65	84	100
		その他 橋脚(〃)	166	216	263
	静荷重作用時	橋台(〃)	340	441	570
		橋脚(〃)	820	1108	1436
	活荷重	橋台(〃)	123	135	146
		橋脚(〃)	236	275	310
設計荷重作用時	橋台(〃)	463	576	716	
	橋脚(〃)	1056	1383	1746	

4.4.1 主要材料

主要材料の算出にあたっては次に示す仮定を基に算出し、表-4.15 に示した。

(1) 鉄筋

主桁コンクリート 1m³ 当り 100 kg とする。

(2) PC鋼材

主桁の縦締め PC 鋼材量は、応力検討を行った主要断面の PC 鋼材本数をもとに、概算で求めるものとする。

横締め PC 鋼材量は PC 鋼棒 (φ 32, SBPR 95/110) を 60 cm 間隔に配置するものとする。

表-4.15 主要材料一覧表

		支間	40m	50m	60m	
		構造形式	連続			
主要材料						
主桁	コンクリート	3 径間当り (m ³)	766	1024	1345	
	型枠	(m ²)	2647	3589	5079	
	鉄筋	(t)	91.9	102.4	134.5	
工	PC鋼材	縦締め	(kg)	29440	44740	63710
		横締め	(〃)	13256	16537	19818
		鉛直締め	(〃)	—	3680	5430

支間 50 m 以上については、せん断に対する補強として、鉛直鋼棒(φ 26, SBPR 95/110)を腹部拡幅区間 1 断面につき、2 本を 50 cm 間隔で配置するものとする。

(3) 主要材料と支間の関係グラフ

橋面積 1m² 当りの主要材料と支間の関係をグラフ化すると 図-4.21~図-4.23 のようになる。

4.4.2 考察

設計結果に対して考察すると次のとおりである。

1) 桁高は実績より支間の 1/18.2~1/19 とした。

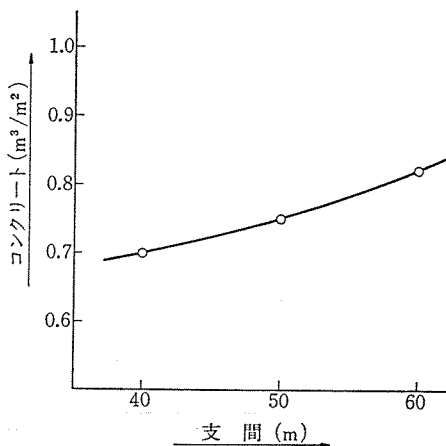
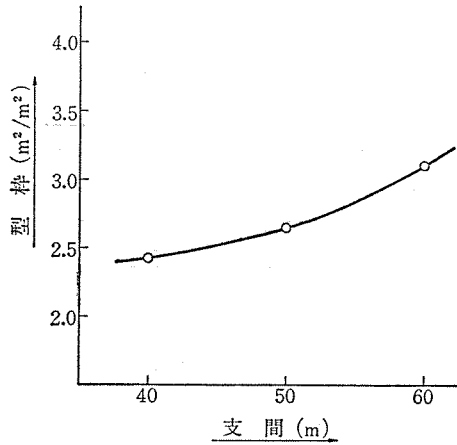
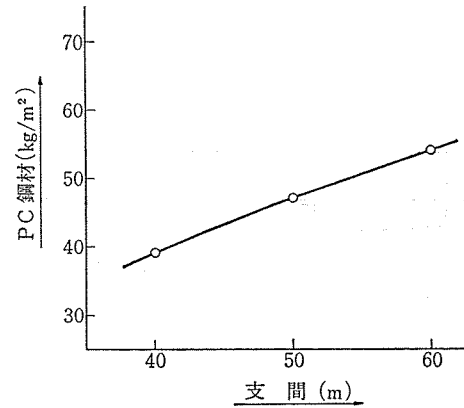


図-4.21 1m² 当りコンクリート



図—4.22 1 m² 当り型枠



図—4.23 1 m² 当り PC 鋼材

- 2) 断面形状のうち、外側腹部は脱型を容易にするため傾斜させた。また、施工目地での定着を考え、目地部の腹部幅を中間支点上の腹部幅と同一としたので、対象支間構造であるにもかかわらず非対称構造となった。
- 3) 主要材料は通常支保工形式と比べると、桁高・断面形状ともほぼ同様であるので大きな差はなかった。

4.5 通常支保工

通常支保工については、40 m～60 m のものは実績調

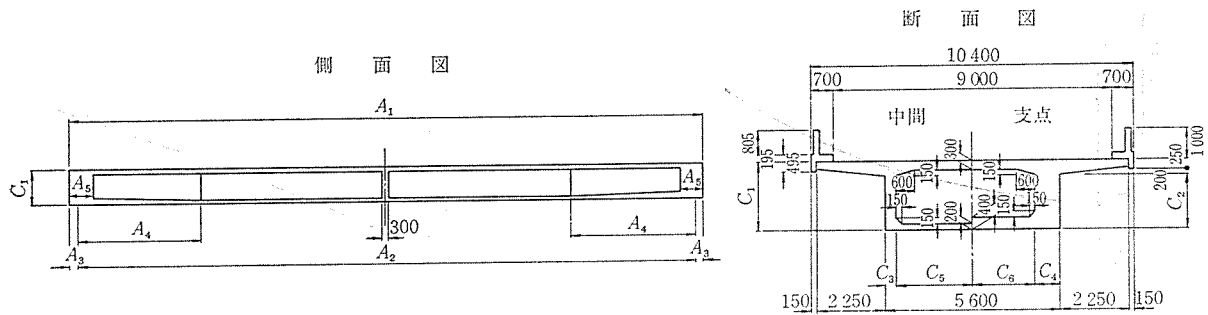
査からもわかるように現在一般に施工されている。今回の設計では多主桁スラブについても設計を行っているが、一般的なボックス桁のみ記載する。

設計条件については前に述べた条件に従った。

PC 鋼材の緊張は、すべて両引きとした。連続形式の場合には、桁端以外の中間定着も考慮したので、主要断面での使用鋼材数は、断面力の大きさによって決定されている。使用 PC 鋼材は PC ストランド 12T15.2 を原則とし、鋼材の配置が不可能な場合のみ 19T15.2 とした。設計の諸元を 表—4.16 および 図—4.24、図—4.25 に示す。材料の集計を 表—4.17 に示す。また単純、連

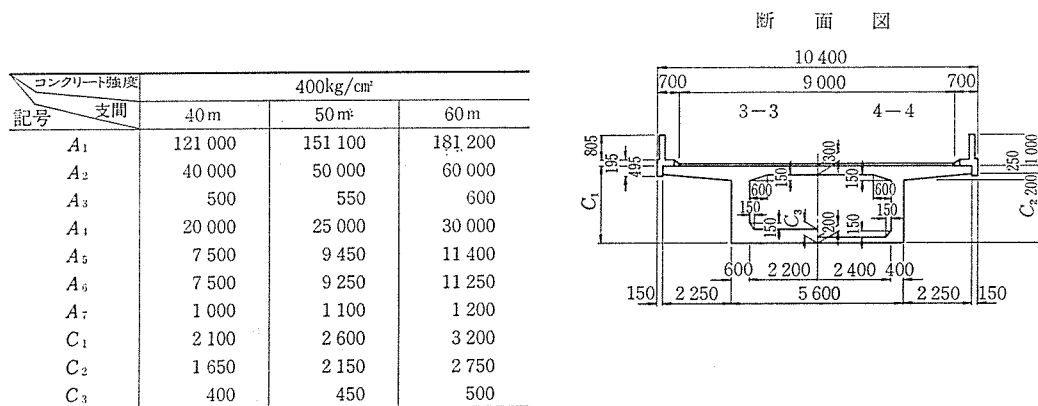
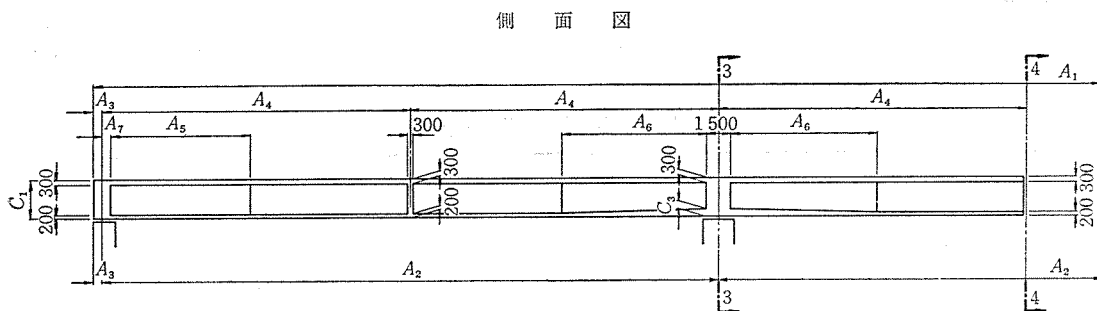
表—4.16 主要諸元一覧表

支間			40m		50m		60m	
			単 純	連 続	単 純	連 続	単 純	連 続
主要諸元			箱	桁	箱	桁	箱	桁
ケーブル本数	側 央 間 中 央 (本)		—	12T15.2-16	—	12T15.2-20	—	19T15.2-14
	中 間 支 点 (")		—	" 20	—	" 28	—	" 22
	中 央 径 間 中 央 (")		12T15.2-18	" 12	12T15.2-26	" 16	19T15.2-20	" 12
設計荷重時合成応力度	側 径 間 中 央	上 縁 (kg/cm²)	—	59.8	—	70.6	—	72.9
		下 縁 (")	—	0.1	—	2.2	—	0.4
	中 間 支 点	上 縁 (")	—	-4.0	—	-0.9	—	0.2
		下 縁 (")	—	83.3	—	92.4	—	93.0
	中 央 径 間 中 央	上 縁 (")	82.4	29.0	97.3	33.0	106.1	33.4
		下 縁 (")	-7.4	2.0	-6.4	10.8	6.2	11.8
反 荷 重	主 桁 自 重	橋 台 (t)	337	262	470	351	624	456
		橋 脚 (")	673	696	940	942	1 248	1 226
	橋 面 荷 重 そ の 他	橋 台 (")	67	63	84	79	100	94
		橋 脚 (")	134	133	167	165	201	199
	静 荷 重 作 用 時	橋 台 (")	404	325	554	430	724	550
		橋 脚 (")	808	829	1 107	1 107	1 449	1 425
活 荷 重	橋 台 (")	122	122	137	134	151	146	
	橋 脚 (")	194	239	225	275	255	310	
設 計 荷 重 作 用 時	橋 台 (")	526	447	691	564	875	696	
	橋 脚 (")	1 002	1 068	1 332	1 382	1 704	1 735	



コンクリート強度		400kg/cm ²		
記号	支間	40 m	50 m	60 m
A ₁		41 000	51 100	61 200
A ₂		40 000	50 000	60 000
A ₃		500	550	600
A ₄		8 000	10 000	12 000
A ₅		1 500	1 600	1 700
C ₁		2 200	2 750	3 300
C ₂		1 750	2 300	2 850
C ₃		350	350	400
C ₄		800	800	850
C ₅		2 450	2 450	2 400
C ₆		2 000	2 000	1 950

図—4.24 通常支保工（箱形単純桁）



コンクリート強度		400kg/cm ²		
記号	支間	40 m	50 m	60 m
A ₁		121 000	151 100	181 200
A ₂		40 000	50 000	60 000
A ₃		500	550	600
A ₄		20 000	25 000	30 000
A ₅		7 500	9 450	11 400
A ₆		7 500	9 250	11 250
A ₇		1 000	1 100	1 200
C ₁		2 100	2 600	3 200
C ₂		1 650	2 150	2 750
C ₃		400	450	500

図—4.25 通常支保工（箱形連続桁）

表-4.17 主要材料集計表

主要材料	支 間		40m		50m		60m		
	構造形式		単 純	連 続	単 純	連 続	単 純	連 続	
	断面形状		箱 桁		箱 桁		箱 桁		
主 型 鉄 筋	1 径間当り (m ³)		269	—	376	—	499	—	
	3 径間当り (〃)		807	767	1128	1034	1497	1346	
	1 m ² 当り (〃)		0.73	0.70	0.82	0.76	0.91	0.83	
主 型 鉄 筋	3 径間当り (m ²)		2919	2770	3921	3781	5634	5336	
	1 m ² 当り (〃)		2.64	2.54	2.84	2.78	3.41	3.27	
	3 径間当り (t)		80.7	78.0	112.8	103.4	149.7	134.6	
鉄 筋	1 m ² 当り (kg)		73	72	82	76	91	83	
	P C	縦縮め鋼線	3 径間当り (kg)	30606	22830	54618	40430	79587	62250
		鋼棒	〃 (〃)	—	—	—	—	—	—
工 鋼 材	横縮め鋼棒		〃 (〃)	13387	13256	16734	16537	20081	19818
	鉛直縮め鋼棒		〃 (〃)	—	—	3440	3680	4960	5430
	コンクリート 1 m ³ 当り (〃)		54	47	66	59	69	65	
1 m ² 当り (〃)		39	33	54	45	63	54		
支 承 工	固 定		3 径間当り (kg)	5239	4460	7315	6226	10101	8755
	可 動	橋 台	〃 (〃)	5030	2800	7185	3654	9878	4827
		橋 脚	〃 (〃)	—	4229	—	5930	—	8164
橋 面 積 (m ²)		1107.0	1089.0	1379.7	1359.9	1652.4	1630.8	1630.8	

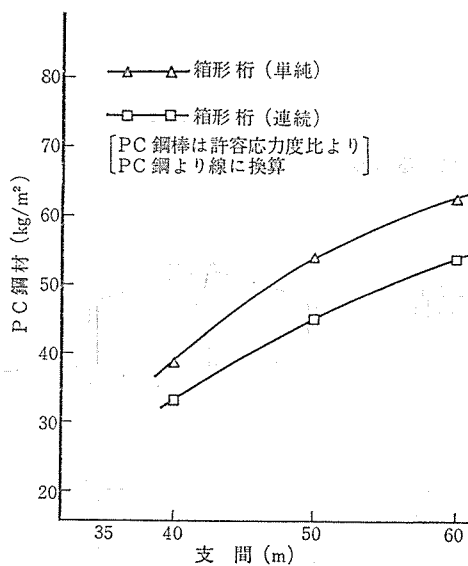


図-4.26 1 m² 当り PC 鋼材

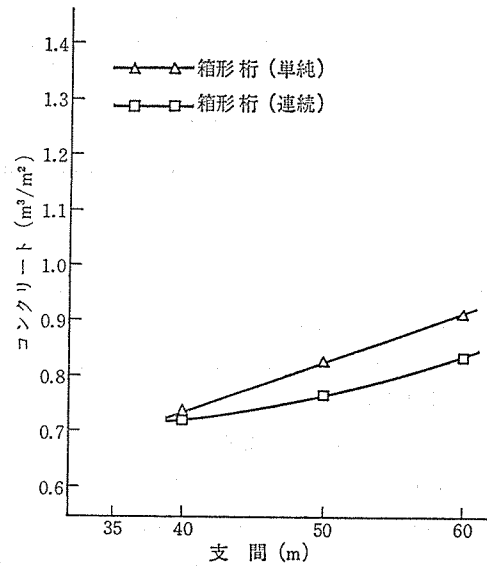


図-4.27 1 m² 当りコンクリート

続桁のスペンと主要材料の比較を 図-4.26, 図-4.27 に示す。

5. 施 工

5.1 各工法の施工概要

5.1.1 エレクションガーダーおよびトラッククレーン架設による施工

(1) エレクションガーダー架設

エレクションガーダー工法は PC 桁架設径間上にエレ

クション用ガーダーを架設し、これを支持体として PC 桁を移動架設する工法である。中規模径間の PC 桁は重量が 100 t 以上と重くなるため、ガーダー 2 本を架設径間上に設置した抱込み式架設法により架設されるのが一般的である。

エレクションガーダーによる架設法の特徴は次のとおりである。

- 1) 桁下空間を使用することがないため架設する径間の橋脚の高さ、および径間下の地盤や交通状態らびに河川の状態等に左右されずに架設ができる。
- 2) 架設速度がはやく、架設作業の安全性が高い。

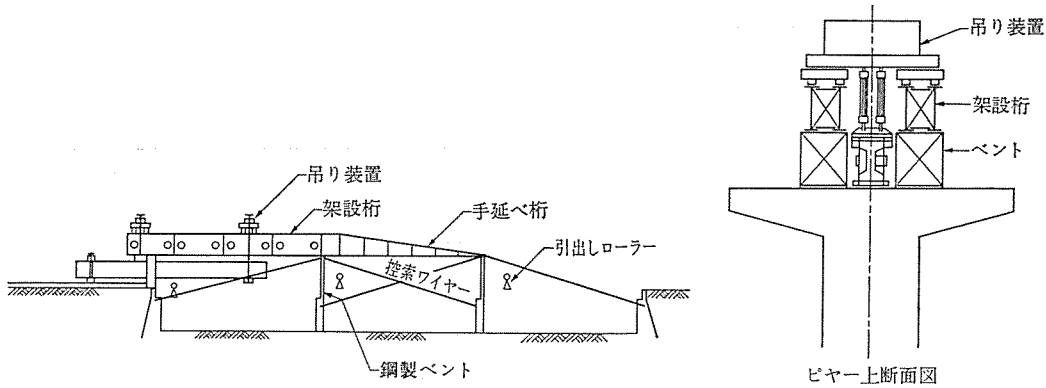


図-5.1 エレクションガーダー工法（2組の架設桁設備を使用した場合）

平面図

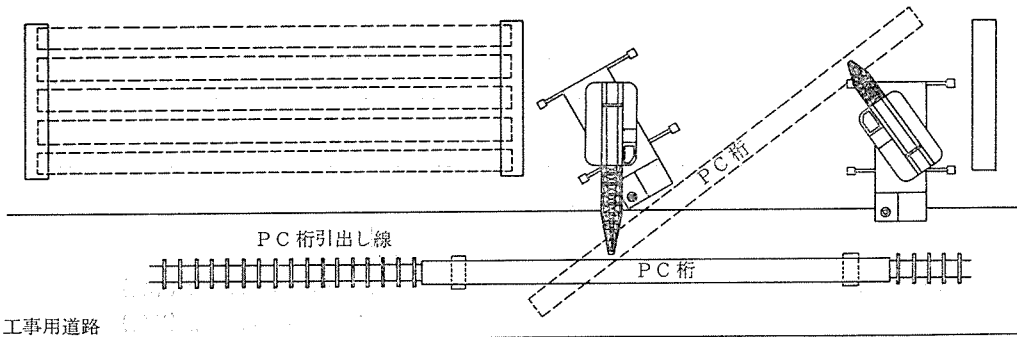


図-5.2 架設要領図（トラッククレーンによるもの）

- 3) 架設設備が比較的大掛りとなり、運搬、組立て、解体等の費用が高い。特に桁自重が大きくなると、この傾向はさらに高まる。
- 4) 高度の技術を持った橋梁特殊工の必要度が比較的少なくすむ。

(2) トラッククレーン架設

PC 桁製作ヤードで製作された PC 桁を、架設地点まで、台車を用い軌道上をウインチ等で移動したり、あるいは、トレーラー積み運搬する。中規模径間の PC 桁は重量が重いので、運ばれた PC 桁は 図-5.2 に示すように 2 台のトラッククレーンにより両端を相吊りして架設される。クレーン架設の特徴は、

- 1) 大型のトラッククレーンが普及したこと。
 - 2) 機動力があり、急速架設が可能で工期が短縮できる。
 - 3) 動力設備等架設用仮設備が不要であること。
 - 4) 架設設備の準備作業がほとんど不要であること。
 - 5) 橋梁特殊工の確保が困難になってきたこと。
- などがあげられ、今後とも採用比率は高まるものと思われる。

5.1.2 押出し工法による施工

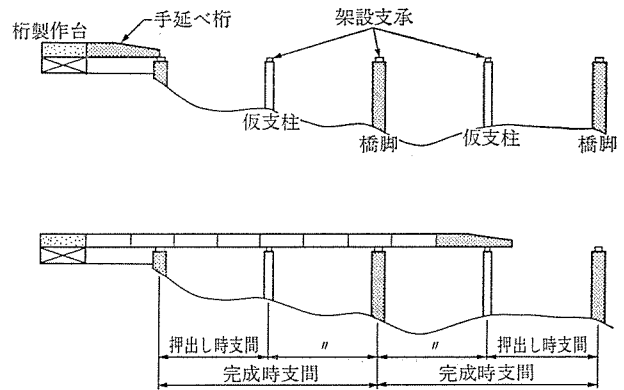


図-5.3 押し出し工法の施工手順

橋桁の架設工法として、桁の先端に手延べ桁を取り付けて押し出す方法は古くから鋼桁の架設に用いられていた。

この方法を鋼桁より重量が重いコンクリート桁の架設に応用したのが押し出し工法である。

本工法では、図-5.3 に示すように橋台後方に桁製作ヤードを設け、その上に型枠を据える。橋台後方において、手延べ桁、型枠をならべ、第1ブロックが所要の強度に達したら手延べ桁の取付けおよびプレストレスの導

入を行い、押出し作業に移る。第1ブロックの押出しが完了したら第2ブロックの配筋、PC ケーブルの結合を行い、コンクリートが打ち継がれる。以下同様の手順で順次プレストレスを導入して押し出される。各橋脚部支点上ではテフロンを使用した架設支承によって支持されながら押し出される。

施工ブロックの長さは工期や橋梁の規模に応じて決められ、一般には10m~20mである。桁が所定の位置まで到達したら、手延べ桁をはずし本支承の取付けを行って残りのプレストレスを導入する。

押出し装置は、TL 工法、SSY 工法、RS 工法などの各工法により異なるが、いずれもテフロン系の低マサツ係数の滑り材を用い、油圧ジャッキにより桁を送り出すという原理は同じである。この工法の特長として、

- 1) 桁の製作と押出しの繰返しであり、作業員の熟練度が早い。
- 2) 小規模の仮設備で十分な品質管理ができ、かつ施工が迅速である。
- 3) 桁下空間の立地条件に左右されずに施工できる。などがあげられる。

5.1.3 移動支保工による施工

移動式支保工を大別すると、接地式移動支保工と移動吊支保工および可動支保工とに分類される。接地式移動支保工は、移動時には車輪もしくは台車によって地上面を移動していくものであり、他の2形式とは多少異なっている。ここでは移動吊支保工の中からゲリュストワーゲン工法、可動支保工の中からストラバーク工法を取り上げ概要を述べる。

(1) 移動吊支保工 (ゲリュストワーゲン)

ゲリュストワーゲンとは、図-5.4 に示すように、すでに施工された橋脚または橋面の上に設置された移動受け台と呼ばれる架台の上に1本のメインガーダーを架設し、これより直角方向に橋体を囲むような形で横梁、吊り材、足場材を吊り下げた構造となっている。この横梁から橋体の型枠を吊り下げ、橋体完成後型枠を足場材の上におろして完成した橋体を利用しながら順次前方に移動しながら施工する。

(2) 可動支保工 (ストラバーク)

ストラバーク工法では、図-5.5 に示すように、一般に2本の支保工桁とその中間に配置された支保工桁を兼

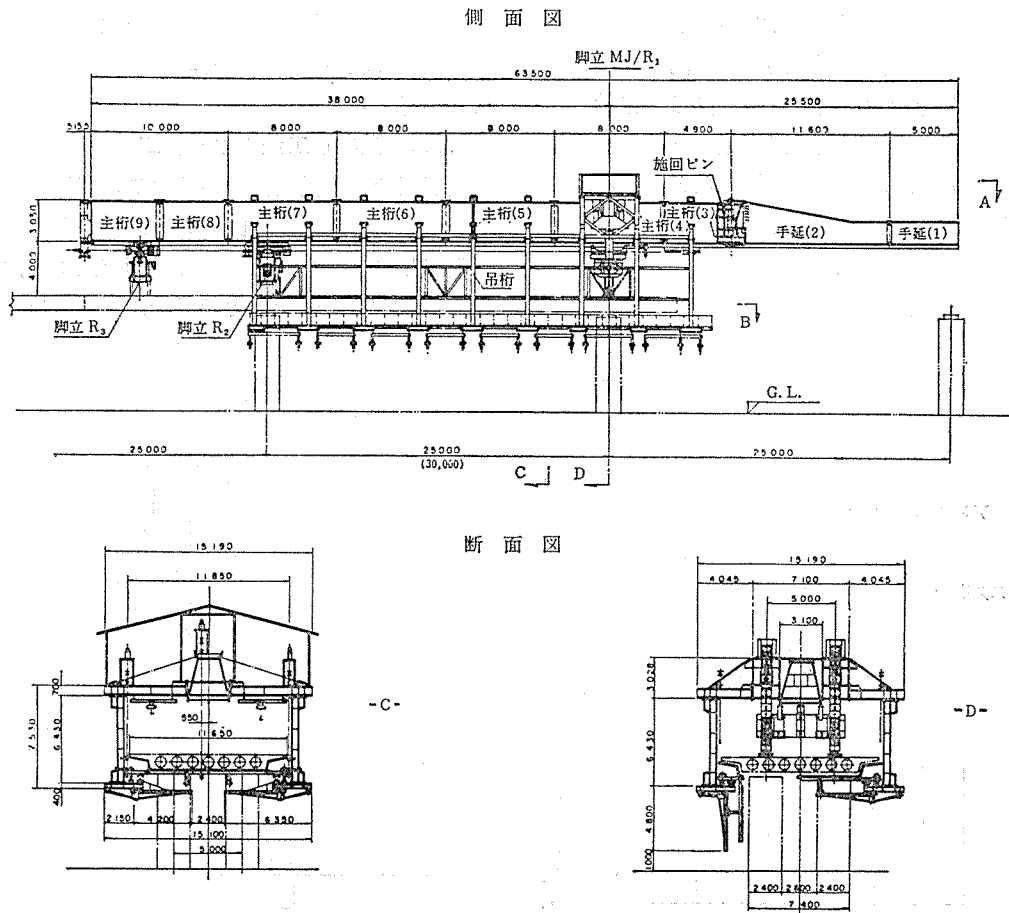
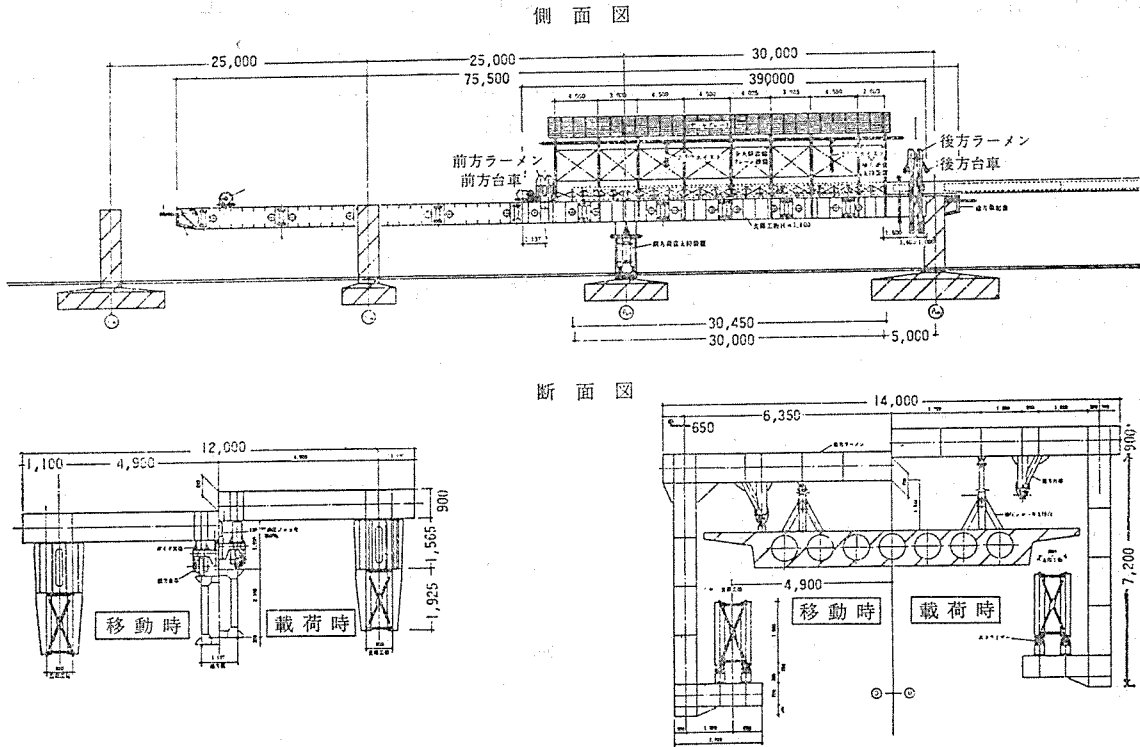


図-5.4 移動吊支保工 (ゲリュストワーゲン)



図—5.5 可動支保工 (ストラバーク工法)

ねた1本の送り桁より成っている。装置の主要部材は、支保工桁、送り桁、支保工桁前方で左右の支保工桁を剛結する門型ラーメン、支保工桁移動の際に門型ラーメンを支持して送り桁を走行する前方台車、同じく移動の際に横梁および吊り材を介して支保工桁後方を吊り既設橋面上を走行する後方台車、および支持台などである。

これらの移動支保工の特長として、

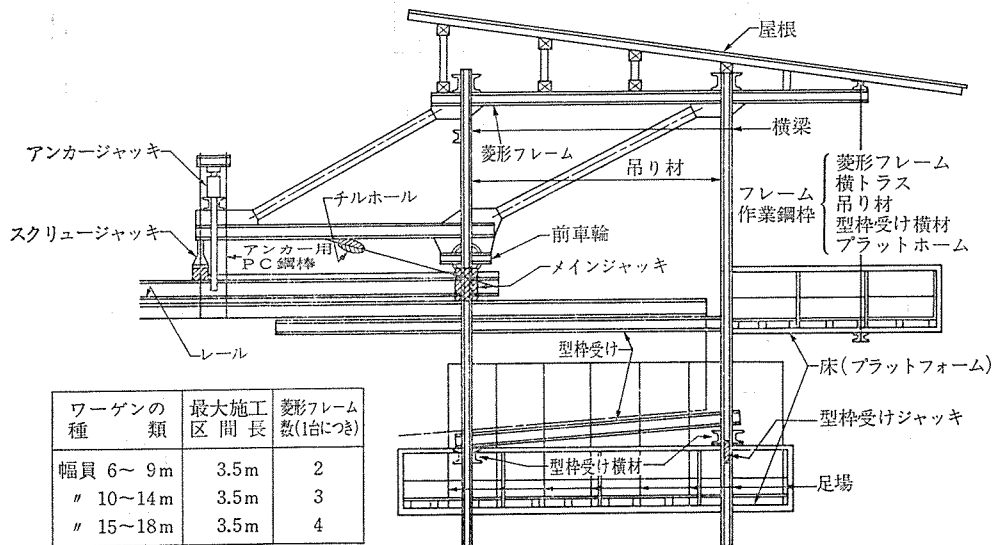
- 1) 直下の交通を妨げない。
- 2) 従来の支保工施工と比較して施工速度が速い。

- 3) サイクル工法であるため作業員の熟練度が早い。
- 4) 完全な機械化によって省力化が図れ、工程管理、品質管理がいきとどく。

などが考えられる。

5.1.4 張出し工法による施工

我が国のPC長大橋の多くはこの工法により架設されている。この工法は、図—5.6 に示すような移動作業車(張出しワーゲン)を用いて橋脚位置より両側へ同時に片持架設するもので、その移動作業車の持つ架設能力に



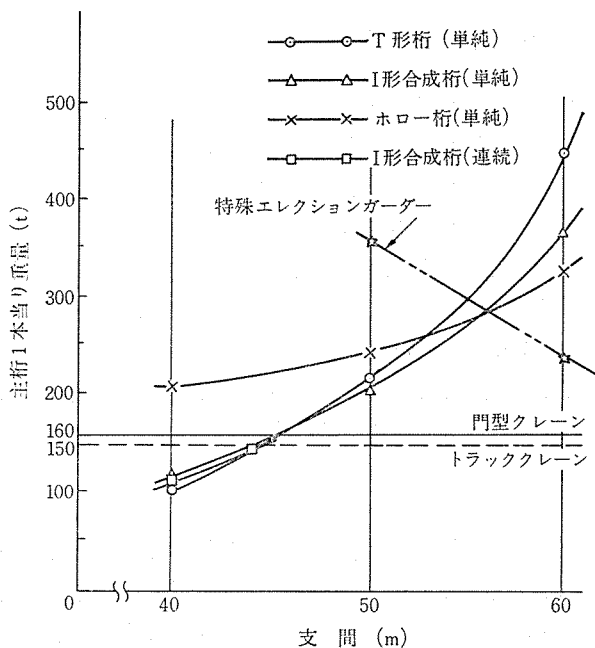
図—5.6 移動作業車 (張出しワーゲン)

応じて主桁を 2m~5m のブロックに分割して 1 ブロックごとに場所打ちしながら施工するものである。

5.2 架設設備能力に対する検討

5.2.1 エレクションガーダー およびトラッククレーン架設

今回試設計した各種のプレキャスト桁の重量と支間との関係、ならびに現有の特殊エレクションガーダー、トラッククレーンおよび門型クレーンの架設能力を 図一 5.7 に示す。図示されている架設能力は、昭和 53 年度の報告書で調査されたもののうちで最も大きい能力の機械から決めた値である。



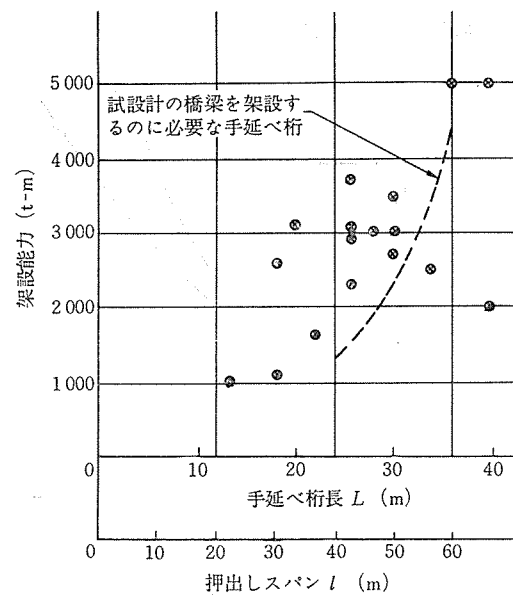
図一5.7 主桁重量と架設能力との比較

図一5.7 に示された調査結果より、施工実績のある特殊エレクションガーダーを使用すれば支間 55m 程度までの各種 PC 桁の架設が可能である。支間 55m 以上になると現状の架設機械の能力をこえるが、将来開発されることも考えられる。また、PC 桁架設に使用するトラッククレーンの能力としては、使用実績のある 2 台の 150t トラッククレーンによる相吊り架設までとした。特殊機械として 200t トラッククレーン、300t クローラクレーン等も使用可能であるが、現在では台数も少なく一般的でないので図には含まれていない。しかし、最近ホイールクレーンで 410t というような大型架設機も開発されてきており、近い将来大型桁の架設も可能になると思われる。

5.2.2 押し出し工法

押し出し工法による PC 橋の施工は、昭和 53 年以降急

速に普及し、本研究班が施工実態調査を行った昭和 51 年から昭和 53 年までの間に施工件数でわずか 5 件、橋面積 6578 m² にすぎなかったものが、前回調査時点から昭和 55 年 2 月までに 25 件、橋面積 54700 m² に増大した（報告された数字は、実態調査に含まれているものを除き昭和 55 年 2 月時点で施工中の物件のうち昭和 56 年 3 月までに完工予定のものを含む）。架設設備能力も施工件数の増大に伴って拡充され、53 年度調査で 6 基しかなかった手延べ桁保有台数は、昭和 54 年度調査では 17 基に増加した。



図一5.8 手延べ桁保有台数およびその架設能力 (昭和 55 年 2 月調査)

図一5.8 に、昭和 55 年 2 月時点における手延べ桁保有台数およびその架設能力を示す。図中の破線は、試設計の橋梁を架設するのに必要な手延べ桁の架設能力である。また、手延べ桁の長さ L m と、それにより架設可能な押し出しスパン l m との関係は、 $L=0.6l$ と仮定して表示してある。

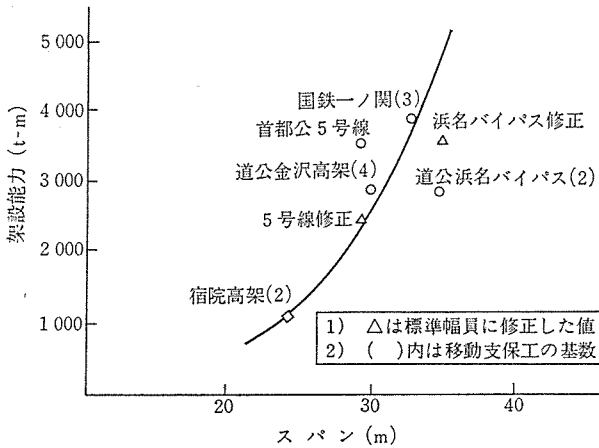
一方、架設技術も着実に進歩し、押し出し最大スパンは片押しで 56m、両押しで 60m を記録するに至った。

さらに曲線桁や桁高の異なる 2 連の連続桁を連結して同時に押し出すなどの工法が試みられたり、鉄道の営業線や国道の直上を交通遮断せずに架設することなどが行われている。

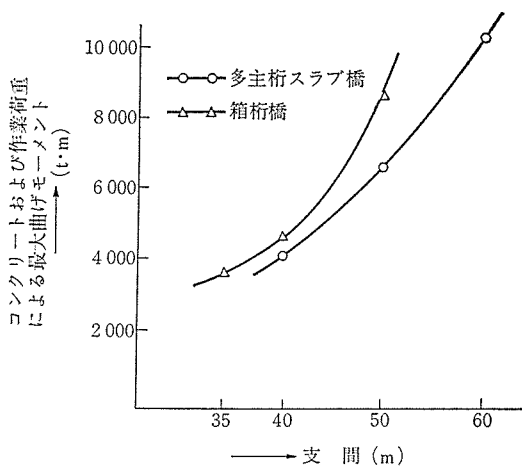
5.2.3 移動支保工

昭和 53 年度の調査報告書によれば、移動支保工による施工例は最大支間 35m までである (図一5.9)。

今回の試設計においても、図一5.10 に示すとおり支間が 40m 以上になると、架設時最大曲げモーメントが



図一5.9 架設能力とスパンの関係（移動支保工）



図一5.10 架設時曲げモーメントと支間の関係

急激に増加する。したがって、支間 40 m～60 m の中規模径間 PC 橋の施工に移動支保工を使用するにあたって、今後の課題として大型移動支保工の開発、中間サポートの使用、分割施工による載荷荷重の軽減等があげられる。

5.2.4 張出し工法

張出し工法で使用される移動作業車（張出しワーゲン）は、能力別に大型、中型、普通型に分けられており、中規模径間の橋梁には一般に普通型が用いられる。長大スパンの PC 橋梁の架設に適した本工法では、最大スパン 50 m 以上の橋梁において経済性が高いのが一般であるが、架設条件によっては 50 m 以下であっても適用可能である。実績では 45 m の小スパンの橋梁架設にも張出し工法が適用された例がある。

5.3 中規模径間橋架設に対する諸検討

5.3.1 架設時に想定される（T, I 桁）横荷重およびその他荷重の影響について

従来のプレキャスト桁の設計では、主桁各部の寸法は

各応力度より決定されている。しかし現在施工されているような支間 50 m 程度のプレキャスト桁（T形および I 形）が応力度により設計されると、架設時横方向安定性の検討により一時的補強、および架設方法の制約等の問題が生じている。したがって、架設時の一時的補強等を考慮しなければならない。ここでその検討事項を述べる。

(1) 横座屈安全率の算出式

1) “プレストレストコンクリート道路橋施工便覧”による算出式

桁端のねじりに対する拘束が常に固定の場合（例：桁仮置き時）、一般に横方向座屈をおこす限界等分布荷重 W_{cr} は、次式によって近似的に求めることができる。

$$W_{cr} = \frac{m \sqrt{B \cdot C}}{l^3}$$

ここに、 m ：桁の支承条件によって求まる定数

B ：横方向曲げ剛度 $E_c \cdot I_y$

C ：ねじり剛度 $G \cdot J$ ($G = 0.43 E_c$)

l ：支持支間

一般の架設条件では、桁端部を単純支持し、端部が桁の転倒に対して安全に支持されているので、 m の近似値として 28.3 を用いる。

主桁の単位長当りの重量を W_{d0} とすれば、横座屈に対する安全率は次のようになる。

$$F = \frac{W_{cr}}{W_{d0}}$$

横座屈に対する安全率は、4 以上あることが望ましいが、桁の傾斜などで桁にひびわれが生ずると、さらに安全率が下がると考えられるので、できるだけ安全率は大きい方がよい。

2) “プレストレストコンクリート” (Vol. 4, No. 6, December 1962) による算出式

桁端のねじりに対する拘束が弾性的な場合（例：桁吊上げ時）、桁が両端においてねじり角 ϕ に対して $-R_{X\phi}$ なるねじりモーメントが抵抗するものとする、 R_X はこの拘束に対するバネ定数である。よって境界条件は $\phi_A (X=a) \equiv 0$ でなくて、

$$C \frac{d\phi}{dX} (X=a) \equiv -R_{X\phi} (X=a)$$

となる。次の条件を仮定する。

- a) 突縁の横方向曲げ剛性を無視
 - b) 断面図心に等分布が作用
 - c) 桁両端は垂直および横方向にもヒンジ支承
- 横方向バックリング荷重 P_{cr} はつぎのようになる。

$$P_{cr} = \frac{16 \sqrt{d_{cr}} \cdot \sqrt{BC}}{L^3} = m \frac{\sqrt{B \cdot C}}{L^3} \dots \dots (1)$$

ここに、 d_{cr} を求める式はつぎのようである。

$$\frac{LR_x}{2C} = \frac{\frac{8\alpha}{15} - \frac{356\alpha^3}{10395}}{1 - \frac{11\alpha}{30} + \frac{6617\alpha^2}{415800}} \dots\dots(2)$$

(1) 式の m と R_x との関係は 図-5.11 に示してある。 R_x が大となると、 m はねじりに対して固定の 28.3 に近いものとなる。

<PC 桁の弾性安定度の検討法>

水平移動および吊上げ、桁端側方支持の状態を考慮して P_{cr} を計算する。この場合、側方支持状態がねじりに対して弾性支持であるかどうかを十分検討し、この程度を P_{cr} の計算にあたって考慮する。もし自重 P と P_{cr} と比較して $P_{cr} > 4P$ ならば取扱い中、常に安全であるとしてもよい。 $P_{cr} < 4P$ の場合にはさらに取扱い中の問題について検討する必要がある。取扱い中に生ずる桁の最大傾きを想定し、これによる横方向曲げを求め、これによる応力とプレストレスとを加算して検討する。引張応力が大となるとときには(一般には上縁におこる)、鉄筋で十分補強する必要がある。 $P_{cr} > 2.5P$ と常になるように、桁の断面性質および取扱い法を定めるのがよい(図-5.12 参照)。

3) "PCI Journal" による算出式

桁の横方向転倒に対する安全率(例: 桁吊上げ時)は桁が 90° 回転した場合を仮定して、桁の両端を支持して、図-5.13 における Y 軸について湾曲させる。図に示すごとく支間 l の桁自重 W_g によるたわみ $4y$ を計算する。もし桁が柱状で分布荷重 W_g および慣性モーメント I_y が一定ならば、たわみ $4y$ は、

$$4y = \frac{5}{384} \cdot \frac{W_g \cdot l^4}{E_c \cdot I_y}$$

桁の図心から上縁までの距離を Y_t とする。桁がクレーンで吊り上げられる時の横方向座屈に対する安全率は、

$$F \cdot S = \frac{Y_t + H}{4y} = \frac{e}{4y}$$

動的な影響を考慮すると、2倍の安全が必要となる。

このように安全に吊るためには、 Y_t は $2 \cdot 4y$ よりは小さくなくてはならない。

(2) プレキャスト T, I 桁の架設検討実例

プレキャスト桁がコンクリート打設後、架設横組みされるまでの桁単体の状態で、桁移動時に想定される横荷重およびそれによる影響を支間長 50m, コンクリート強度 $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$ の T 桁について検討することとする。この横荷重に対する検討を十分行ってそれに対応した施工がなされるならば横座屈安全率の推奨値を多少下まわる PC 桁についても安全に架設することができる

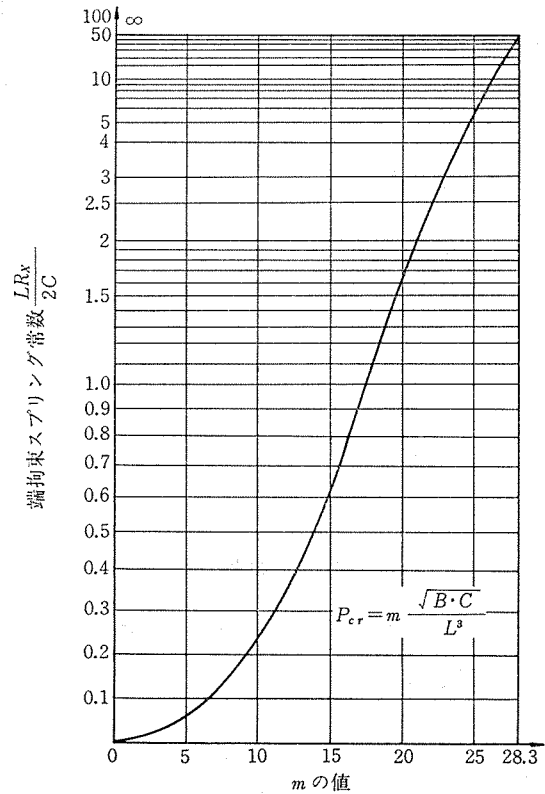


図-5.11 弾性端拘束を有する桁のバックリング荷重

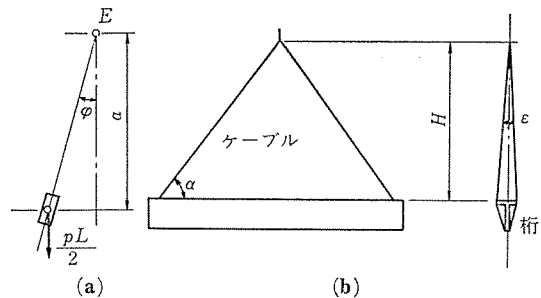


図-5.12

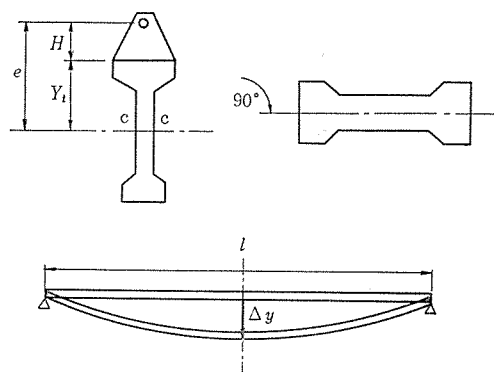


図-5.13

考えられる。架設に想定される横荷重として桁の傾斜, PC 鋼材の配置誤差, 風荷重および温度について検討すると次のとおりである。各々の横荷重は一例として数値

報 告

を上げてあるが、それは架設設備や架設方法および現場の環境条件により異なるものである。なお検討の対象とした桁断面に関する諸定数は図-5.14のとおりである。

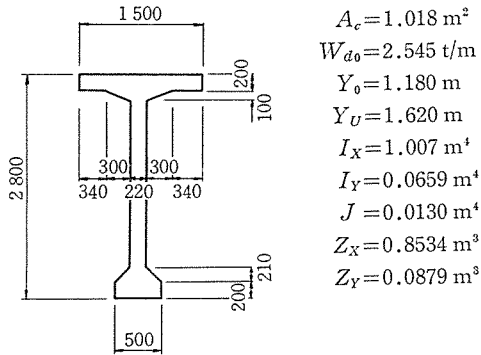


図-5.14 検討断面および断面諸値

また、架設時の支間中央断面における X 軸方向の曲げ応力度は表-5.1 に示す。

表-5.1 (単位: kg/cm²)

	桁自重	プレストレス (γ=0.9)	合計
上縁	100.0	-64.5	35.5
下縁	-145.5	287.0	141.5

1) 桁の傾斜角による影響

台車等で桁を移動する時のレールの不陸、あるいはクレーンやエレクションガーダー等で桁を吊り下げて架設する時に生ずる傾きを最大 2° とし、その時の軸方向荷重、支間中央における横方向曲げ応力度とたわみおよびねじりモーメントを計算する。

$$W_y = W_{d0} \sin \theta = 2.545 \times 0.0349 = 0.0888 \text{ t/m}$$

支間中央における上フランジ外側の横方向曲げ応力度 σ_{d0y} は両端で横方向曲げに対しヒンジ支持の場合、

$$\sigma_{d0y} = \pm \frac{(1/8) W_y l^2}{Z_y} = \pm \frac{(1/8) \times 0.0888 \times 50^2}{0.0879} = \pm 31.6 \text{ kg/cm}^2$$

支間中央における横方向たわみ量 δ_{cy} は、

$$\delta_{cy} = \frac{5 W_y l^4}{384 E_c I_y} = \frac{5 \times 0.0888 \times 50^4}{384 \times 3.5 \times 10^6 \times 0.0659} = 0.031 \text{ m}$$

作用する転倒モーメント m_t は、

$$\begin{aligned} m_t &= W_{d0} \times \left(y_u \sin \theta + \delta_{cy} \times \frac{4}{l^2} x^2 \right) \\ &= 2.545 \times \left(1.620 \times 0.03490 + 0.031 \times \frac{4}{50^2} x^2 \right) \\ &= 0.1439 + 1.262 \times 10^{-4} x^2 \quad \left(0 < x < \frac{l}{2} \right) \end{aligned}$$

2) PC 鋼材の横方向配置誤差による影響

PC 鋼材の横方向配置誤差のため支間中央に生じる鋼材偏心量 (e_{py}) を 1 cm の場合について検討する。その支間方向の変化は支間中央を頂点とする二次曲線とする。支間中央の横方向曲げモーメントは、

$$M_{yp} = P_e \times e_{py} = 758 \times 0.01 = 7.58 \text{ t/m}$$

横方向曲げモーメントの桁長方向分布は、

$$\begin{aligned} M_y &= M_{yp} \frac{4}{l^2} x^2 = 7.58 \times \frac{4}{50^2} x^2 \\ &= 0.01213 x^2 \quad \left(0 < x < \frac{l}{2} \right) \end{aligned}$$

この横方向曲げモーメントによる支間中央の横たわみ量は、

$$\begin{aligned} \delta_c &= \frac{M_{yp} l^2}{10 E_c I_y} = \frac{7.58 \times 50^2}{10 \times 3.5 \times 10^6 \times 0.0659} \\ &= 0.0082 \text{ m} \end{aligned}$$

作用する転倒モーメントは、

$$\begin{aligned} m_t &= \frac{4 W_{d0} M_y x^2}{10 E_c I_y} = \frac{4 \times 2.545 \times 7.58 x^2}{10 \times 3.5 \times 10^6 \times 0.0659} \\ &= 3.34 \times 10^{-5} x^2 \text{ tm/m} \quad \left(0 < x < \frac{l}{2} \right) \end{aligned}$$

PC 鋼材配置誤差のみによる上フランジ外側の曲げ応力度は、

$$\begin{aligned} \sigma_{2y} &= \pm \frac{P_e e_{py}}{Z_y} = \pm \frac{7.58}{0.0879} = \pm 86 \text{ t/m}^2 \\ &= \pm 8.6 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

3) 風荷重による影響

風が吹く日には、架設を行わないのが望ましいが、ここで風荷重による風圧を風速 10 m/sec の場合について検討する。

$$\begin{aligned} P &= \frac{1}{2} \rho \cdot C_D \cdot v_D^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 0.125 \times 1.6 \times 10^2 = 10 \text{ kg/m}^2 = 0.01 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

主桁に作用する横方向荷重は、

$$W_y = P \cdot H \times 1.5 = 0.01 \times 2.8 \times 1.5 = 0.042 \text{ t/m}$$

風荷重による桁の傾斜角については、風荷重により φ° 傾いたとすると、風荷重による回転させようとする力と自重により戻ろうとするトルクは、

$$\begin{aligned} &W_y \times (1.4 + 0.50) \\ &= e \sin \varphi \times W_{d0} \\ \therefore \sin \varphi &= \frac{1.90 W_y}{e W_{d0}} \\ &= \frac{1.90 \times 0.042}{1.68 \times 2.545} \\ &= 0.0187 \\ \varphi &= 1.069^\circ \end{aligned}$$

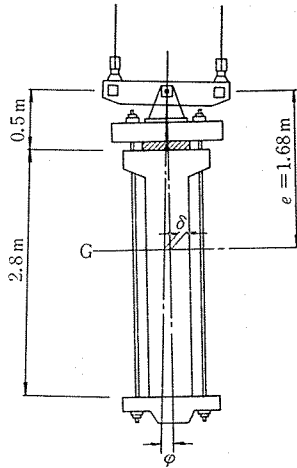


図-5.15

端支点における重心位置の横方向変位量は、

$$\delta = e \sin \varphi = 1.68 \times 0.0187 = 0.031 \text{ m}$$

支間中央の横方向たわみ量は、

$$\begin{aligned} \delta_{cy} &= \frac{5 \times (W_{d0} \sin \varphi - W_y) l^4}{384 E_c I_y} \\ &= \frac{5 \times (2.545 \times 0.0187 - 0.042) \times 50^4}{384 \times 3.5 \times 10^6 \times 0.0659} = 0.0020 \text{ m} \end{aligned}$$

作用する転倒モーメントは、

$$\begin{aligned} m_t &= W_{d0} \times \left(y_u \sin \varphi + \delta_{cy} \times \frac{4}{l^2} x^2 \right) \\ &= 2.545 \times \left(1.620 \times 0.0187 + 0.0020 \times \frac{4}{50^2} x^2 \right) \\ &= 0.0771 + 0.081 \times 10^{-4} x^2 \quad \left(0 < x < \frac{l}{2} \right) \end{aligned}$$

支間中央における上フランジ外側の横方向曲げ応力度 σ_{3y} は、両端で横方向曲げに対しヒンジ支持の場合、

$$\begin{aligned} \sigma_{3y} &= \pm \frac{(1/8) \times (W_{d0} \sin \varphi - W_y) \times l^2}{Z_y} \\ &= \pm \frac{(1/8) \times (2.545 \times 0.0187 - 0.042) \times 50^2}{0.0879} \\ &= \pm 2.0 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

4) 温度差による影響

日照と日陰側の温度差が 5°C の場合について検討する。

T桁の仮想部材厚は、

$$b = \frac{A_c}{H} = \frac{1.0179}{2.8} = 0.363 \text{ m}$$

日照側の伸び量（温度分布は仮想材厚の高温側と低温側で直線分布するとする） Δl は、

$$\Delta l = \alpha \cdot t \cdot l = 5 \times 10^{-5} \times 5000 = 0.25 \text{ cm}$$

支間中央方向たわみ δ_c は両端で横方向にヒンジ支持の場合、

$$\delta_c = \left(r + \frac{b}{2} \right) \times \left(1 - \cos \frac{\theta}{2} \right)$$

ここに、 $b \times \theta = \Delta l$, $r \sin \theta / 2 = l / 2$

$$\begin{aligned} \delta_c &= \left(r + \frac{b}{2} \right) \left(1 - \cos \frac{\theta}{2} \right) \\ &= \left(7260 + \frac{0.363}{2} \right) \left(1 - 0.999994 \right) \\ &= 0.042 \text{ m} \end{aligned}$$

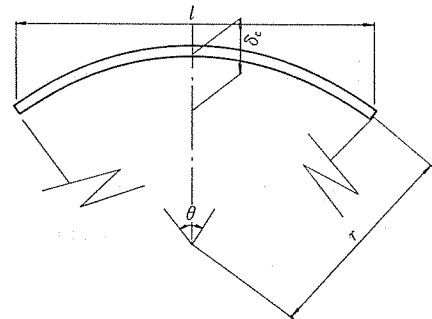


図-5.16

作用する転倒モーメントは、

$$\begin{aligned} m_t &= W_{d0} \times \delta_c \times \frac{4}{l^2} x^2 \\ &= 2.545 \times 0.042 \times \frac{4}{50^2} x^2 \\ &= 1.71 \times 10^{-4} x^2 \text{ tm/m} \quad \left(0 < x < \frac{l}{2} \right) \end{aligned}$$

温度差による湾曲の変形は生ずるが、両端で横方向曲げに対してヒンジの場合は、温度拘束がないので曲げ応力度は生じない。

5) 転倒の検討

1)~4) の作用による転倒の安全性を温度差によるものを除いたケースについて検討する。桁は両端で下フランジで支えられているとする。

作用する転倒モーメントの総和は、

$$\begin{aligned} m_{tx} &= (0.1439 + 0.0771) + (1.262 + 0.081 \\ &\quad + 0.334) \times 10^{-4} x^2 \\ &= 0.2210 + 1.667 \times 10^{-4} x^2 \quad \left(0 < x < \frac{l}{2} \right) \end{aligned}$$

片端あたり抵抗モーメントは、

$$M_t = \int_0^{l/2} m_{tx} dx = 6.40 \text{ t}\cdot\text{m}$$

片端あたり抵抗モーメントは、

$$\begin{aligned} M_r &= R_{d0} \times \frac{b_u}{2} = \frac{148.9}{2} \times \frac{0.6}{2} \\ &= 22.3 \text{ tm} > M_t = 6.40 \text{ tm} \end{aligned}$$

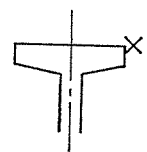
したがって、この場合は桁は転倒しない。

6) 曲げ応力度の合成

上フランジ外側の曲げ応力度（右図×印）は、

$$\sigma_{cy}' = \sigma_{d0}' + \sigma_{ct} \times \eta + \sum \sigma_{iy}$$

（桁の傾斜角）と（PC鋼材の配置誤差）を考えたとき、



報 告

$$\sigma_{cy}' = 100 - 64.5 - (31.6 + 8.6 + 2.0) = -6.7 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{cta} = -30 \text{ kg/cm}^2$$

(桁の傾斜角) と (PC 鋼材配置誤差) と (風荷重) を考えたとき、

$$\sigma_{cy}' = 100 - 64.5 - (31.6 + 8.6) = -4.7 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{cta} = -25 \text{ kg/cm}^2$$

上記の値が 30 kg/cm² をこえる場合は、鉄筋コンクリート部材の設計と同様に、コンクリートの引張強度を無視して引張鉄筋量の計算を行う。ここではいずれも許容値を満足している。

以上、横座屈をおこす要因となると考えられる種々の場合について、56 年度設計した支間 50m、プレキャスト T 形単純桁について検討を行ったが、現場で想定される外的要因がこの程度であれば、応力度も許容値内にあり、かつ転倒することもないと推定されるので、横荷重が作用している場合の横座屈安全の検討は省略しても施

工は安全に架設できる。

(3) 安全性の検討 (補強法)

1) 補強法の実例

スレンダーな桁の架設に際して、スパンが長い場合に桁の横座屈あるいは横座屈の原因となる横ぞりに対して今日現場でとられている補強法について調査したところ、以下のような手段を講じている。

<PC 鋼材を使用する方法>

TYPE-1: 桁の上面あるいは側面に桁に平行に PC 鋼材を張りプレストレスを与える。

TYPE-2: 桁の上面あるいは側面に弓形に PC 鋼材を張りプレストレスを与える。

TYPE-3: 桁の上面に弓形に桁端で交差させて PC 鋼材を張りプレストレスを与える。

以下各タイプより代表的な補強方法を図-5.17~図-5.19 に示す。

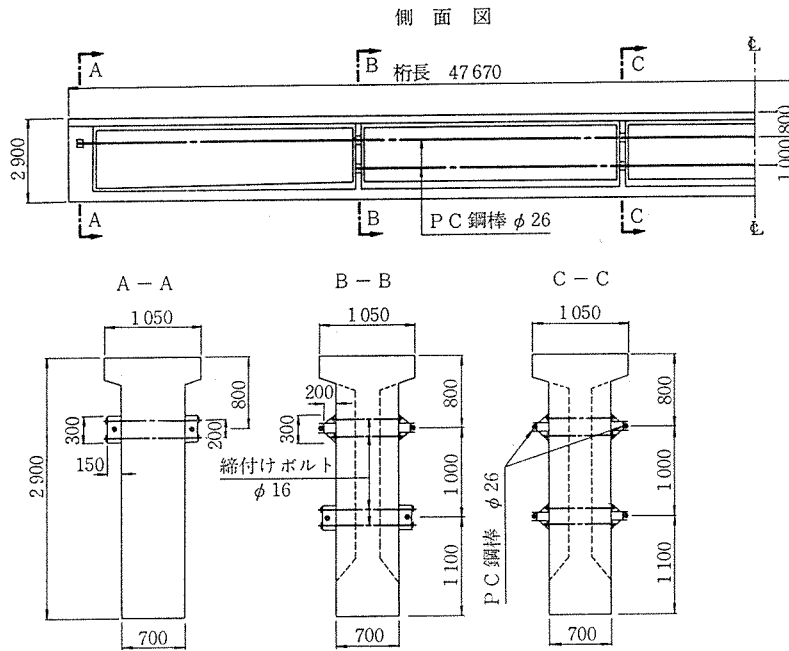
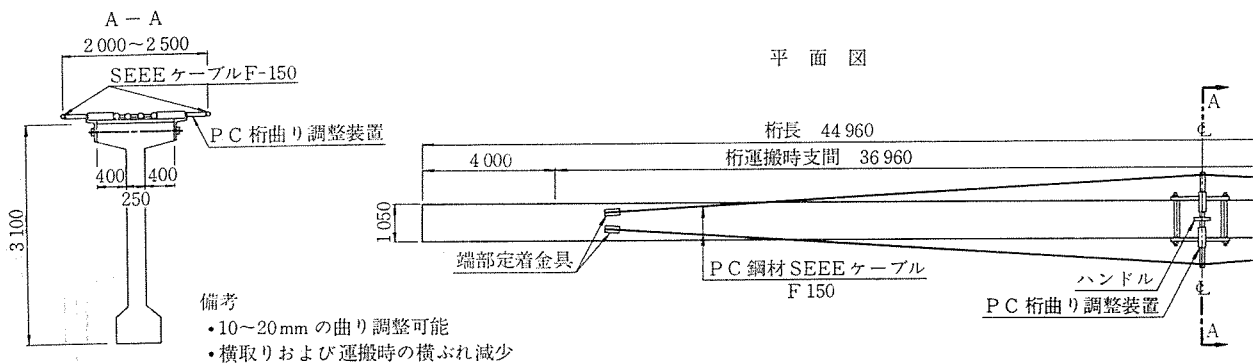


図-5.17 TYPE-1 実例



備考
 ・10~20mm の曲り調整可能
 ・横取りおよび運搬時の横ぶれ減少

図-5.18 TYPE-2 実例

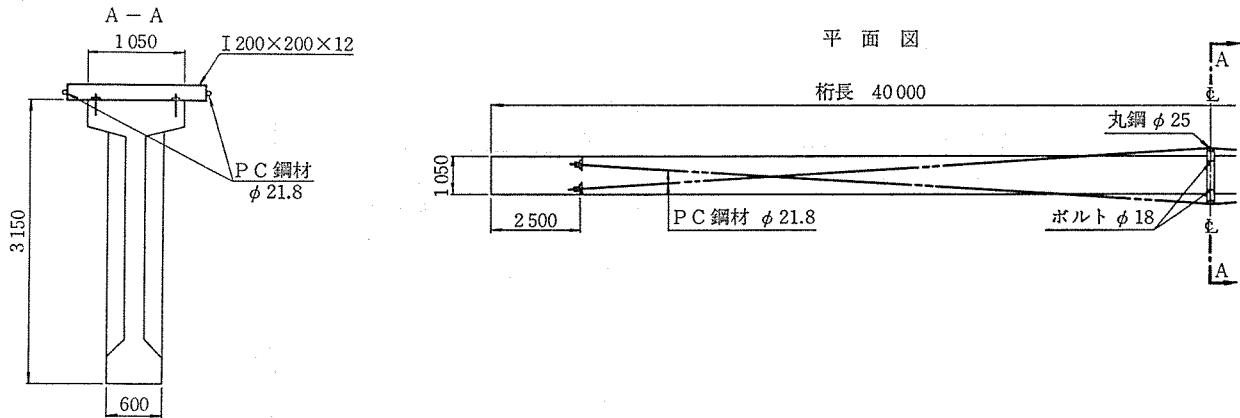


図-5.19 TYPE-3 実例

以上の PC 鋼材を使用する補強法では、いずれも主桁の横方向剛性に対する PC 鋼材の補強効果が不明確なために、安全率との関係から PC 鋼材量およびプレストレス量を決定するまでには至っていない。

2) 補強効果

補強法の実例の中から PC 鋼材を使用する方法について、その補強効果について検討する。検討する主桁の断面は、図-5.14、スパン 50 m の T 形桁の値を用いる。荷重は換算集中荷重として、スパン $l=50$ m の単純桁が水平方向に、スパン中央で $\delta_0=10$ cm の変位を生ずる場合の値とする。

$$P = \frac{48 EI_y}{l^3} \times \delta_0 = \frac{48 \times 3.5 \times 10^6 \times 0.0659}{50^3} \times 0.10 = 8.857 \text{ t}$$

各タイプの解析モデルを以下のように設定する。

表-5.2 部材データ

部材番号	断面積 (m ²)	断面2次モーメント (m ⁴)	弾性係数 (t/m ²)
①	1.018	6.590×10^{-2}	3.5×10^6
②	6.910×10^{-4}	0	21.0×10^6
③	∞	∞	3.5×10^6
④	1.992×10^{-2}	4.70×10^{-4}	20.0×10^6

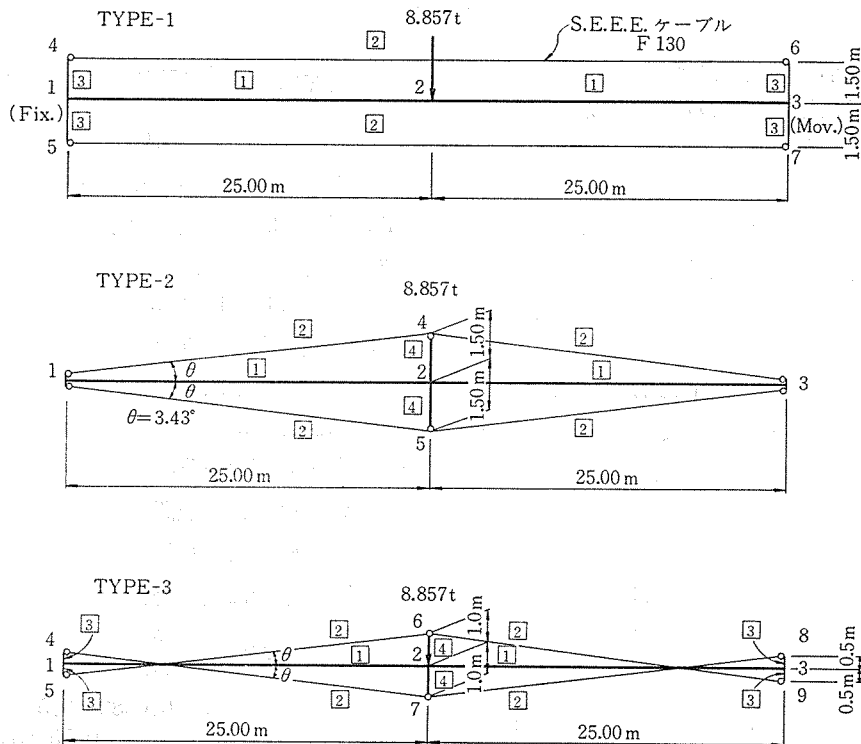


図-5.20 解析モデル

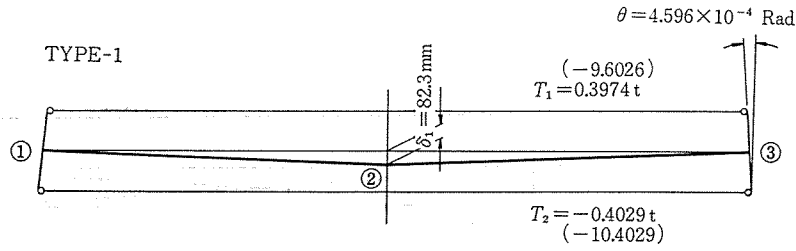
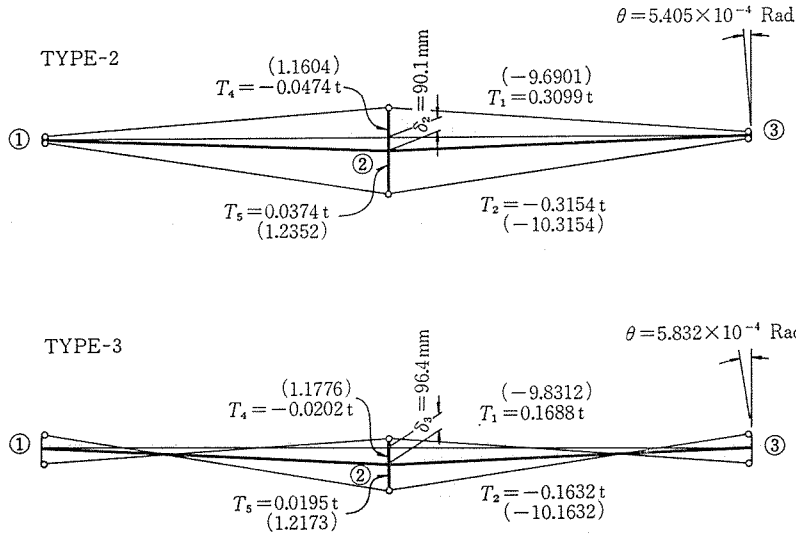


図-5.21 変形図と軸力



- 注 1) PC 鋼材のプレストレスは各タイプとも 10t/本とする。
 2) ()内は荷重による軸力とプレストレスを合成したものである。
 3) ()内に入っていない軸力は、荷重のみによって生ずる軸力である。

図-5.22 解析結果

<解析結果> (微小変形理論による電算結果)

解析結果を 図-5.21, 図-5.22 に示す。

<補強効果に対する考察>

PC 鋼材による横座屈に対する補強法のシステムの相違による効果を知るために、3タイプを選び、微小変形理論に基づく骨組解析を電算機により行い、単純桁との比較を試みた。PC 鋼材に与えるプレストレスは、載荷後に変形によって PC 鋼材がたるまない程度の量として 10.0t/本 を与えた。TYPE-1 ではアーム長 1.5m とし、実際に現場で行われているより大きい値を用いたが、これは他のタイプとの比較のためである。

各タイプは次式で表わされる。

$$\text{TYPE-1 } \frac{(\delta_1 - \delta_0)}{\delta_0} \times 100 = \frac{(82.1 - 100)}{100} \times 100 = -17.9\%$$

$$\text{TYPE-2 } \frac{(\delta_2 - \delta_0)}{\delta_0} \times 100 = \frac{(90.1 - 100)}{100} \times 100 = -9.9\%$$

$$\text{TYPE-3 } \frac{(\delta_3 - \delta_0)}{\delta_0} \times 100 = \frac{(96.4 - 100)}{100} \times 100 = -3.6\%$$

以上から明らかのように PC 鋼材の補強効果は、TYPE-1, 2, 3 の順に大きいことがわかる。ただし、PC 鋼材に予め与えなければならないプレストレス量もまた TYPE-1, 2, 3 の順に大きくなる。

3) 横方向たわみの修正

主桁を安全に架設するためには PC 鋼材の配置誤差、あるいは温度差による横方向たわみを架設前に修正しておくことが大切である。

(A) PC 鋼材配置誤差により生ずるたわみの補正
 横方向たわみ $\delta_c = 0.0082$ m

i) 平行に張る場合

$$4P = \frac{8 \delta_c E_c I_y}{d \cdot l^2} = \frac{8 \times 0.0082 \times 3.5 \times 10^6 \times 0.0659}{0.75 \times 50^2} = 8.1 \text{ t}$$

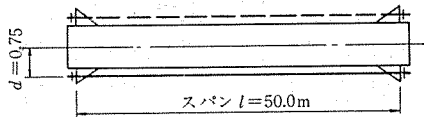


図-5.23

ii) 弓形に張る場合

$$\Delta P = \frac{24 \delta_c E_c I_y}{\sin \theta \cdot l^3}$$

$$= \frac{24 \times 0.0082 \times 3.5 \times 10^6 \times 0.0659}{0.05989 \times 50^3}$$

$$= 6.1 \text{ t}$$

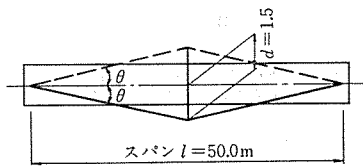


図-5.24

(B) 温度差により生ずるたわみの修正

$$\delta_c = 0.042 \text{ m}$$

i) 平行に張る場合

$$\Delta P = \frac{8 \times 0.042 \times 3.5 \times 10^6 \times 0.0659}{0.75 \times 50^2}$$

$$= 41.3 \text{ t}$$

ii) 弓形に張る場合

$$\Delta P = \frac{24 \times 0.042 \times 3.5 \times 10^6 \times 0.0659}{0.05989 \times 50^3}$$

$$= 31.1 \text{ t}$$

その他、安全率を考慮した補強計算に、a) H鋼を使用する場合、b) PC 鋼材を使用する場合等があるが、ここでは省略する。

(4) 架設吊り支間を短くする方法

ここで吊り支間 $0.9l$ にした場合について検討する。

1) 断面諸数値 (総断面)

断面諸数値 (総断面) を表-5.3 に示す。

表-5.3 断面諸数値 (総断面)

種 別	スパン中央		支 点	
	主方向	横方向	主方向	横方向
断 面 積 $A(\text{m}^2)$	1.0179		1.8640	
断面図心位置 $Y_0(\text{m})$ $Y_H(\text{m})$	1.180	0.750	1.272	0.750
	-1.620	-0.750	-1.528	-0.750
断面2次モーメント $I(\text{m}^4)$	1.007	0.0659	1.377	0.1035
ねじり剛性係数 $J(\text{m}^4)$	0.0130		0.1637	

2) コンクリート特性値

設計基準強度 $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$
 弾性係数 $E_c = 3.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
 せん断弾性係数 $G = 0.43 \cdot E_c$
 $= 1.505 \times 10^6 \text{ t/m}^2$

〔架設時〕

許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ck} = 180 \text{ kg/cm}^2$

許容曲げ引張応力度 $\sigma_{ca}' = 25 \text{ \text{ ''}}$

3) 横座屈に対する検討

(A) 設計支間を架設支間とした場合

i) “プレストレストコンクリート” による方法

a. 桁端が回転に対して完全固定とした場合

$$P_{cr} = \frac{m_f \sqrt{B \cdot C}}{L^3}$$

$$B = 3.5 \times 10^6 \times 0.0659 = 2.307 \times 10^5 \text{ t} \cdot \text{m}^2$$

$$C = 1.505 \times 10^6 \times 0.0130 = 0.196 \times 10^5 \text{ \text{ ''}}$$

$$m_f = 28.3$$

$$\therefore P_{cr} = \frac{28.3 \times \sqrt{2.307 \times 10^5 \times 0.196 \times 10^5}}{50^3}$$

$$= 15.2 \text{ t/m}$$

$$F = \frac{P_{cr}}{P}$$

$$P = 2.5 \times 1.0179 = 2.545$$

$$\therefore F_f = \frac{15.2}{2.545} = 5.97 > 4.0$$

ゆえに安全である。

b. 桁端が回転に対して弾性拘束を受ける場合

$$R_x = \frac{P \cdot L_L \cdot e}{2}$$

L_L : 桁長

$$e = y_0 + H$$

バネ定数

$$\frac{L \cdot R_x}{2 \cdot C}$$

支承条件による係数

m は 図-5.26 より求

める。

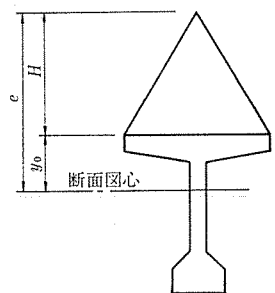


図-5.25

桁 高 H	R_x	$\frac{L \cdot R_x}{2C}$	m	安全率 $F = F_f \frac{m}{m_f}$
0	76.3	0.097	6.4	1.4
1	140.9	0.180	8.8	1.9
2	205.6	0.262	10.5	2.2
3	270.2	0.345	12.0	2.5
4	334.9	0.427	12.8	2.7
5	399.5	0.510	13.7	2.9
10	722.7	0.922	16.7	3.5

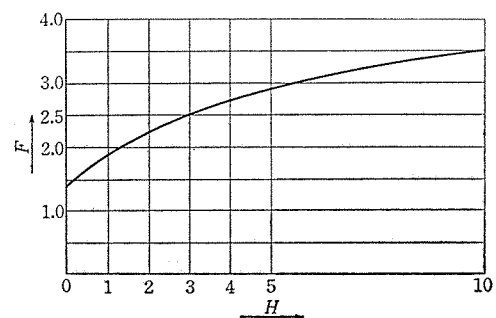


図-5.26

図-5.26 より許容安全率を 2.5 以上に確保するためには吊り高 (H) を 3 m 以上にする必要がある。

ii) “PCI ジャーナル” による方法

$$\begin{aligned} 4y &= \frac{5Pl^4}{384E \cdot I_y} \\ &= \frac{5 \times 2.545 \times 50^4}{384 \times 3.5 \times 10^6 \times 0.0659} = 0.898 \text{ m} \end{aligned}$$

$$F = \frac{y_0}{4y}$$

$$F = \frac{1.180}{0.898} = 1.31 < 2.0$$

ただし、 y_0 の項が $e = (y_0 + H)$ となっており、本式では $H = 0$ とした。

(B) 架設支間を設計支間の 0.9l にした場合

i) “プレストレストコンクリート” による方法

a. 桁端が回転に対して完全固定とした場合

$$\begin{aligned} P_{cr} &= \frac{28.3 \times \sqrt{2.307 \times 10^5 \times 0.196 \times 10^5}}{45^3} \\ &= 20.9 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$F_f = \frac{20.9}{2.545} = 8.2 > 4.0$$

b. 桁端が回転に対して弾性的拘束を受ける場合

この場合は、図-5.27 に示すようになる。

H	R_x	$\frac{L \cdot R_x}{2C}$	m	F
0	76.3	0.088	6.1	1.8
1	140.9	0.162	8.4	2.4
2	205.6	0.236	10.0	2.9
3	270.2	0.310	11.3	3.3

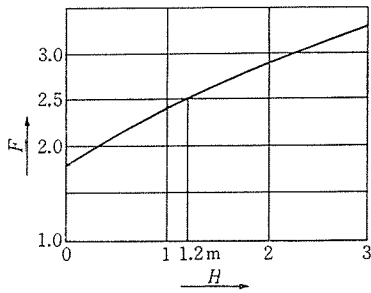


図-5.27

許容安全率は 2.5 以上であるから、吊り高 (H) は 1.2 m 以上とればよいので、普通の架設法をとる場合、十分安全率を確保できる。

ゆえに桁上縁から軸直角に対する回転軸まで 1.2 m 以上の吊り金具を使用して架設する。

ii) PCI ジャーナルによる方法

$$\begin{aligned} 4y &= \frac{P \cdot L^2}{384 \cdot E \cdot I_y} \cdot (5L^2 - 24L'^2) \\ &= \frac{2.545 \times 45^2}{384 \times 3.5 \times 10^6 \times 0.0659} \\ &\quad \times (5 \times 45^2 - 24 \times 2.5^2) \\ &= 0.580 \text{ m} \end{aligned}$$

$$F = \frac{1.18}{0.580} = 2.03 > 2.0$$

ゆえに架設支間を設計支間の 0.9l にした場合、座屈に対して安全である。

ただし、架設時に 0.9l の支間で桁を移動する場合は、各々の荷重による桁応力度の検討は行いが、ここでは省略する。

5.3.2 押し出し中の主桁断面力を減ずる方法

押し出し工法で桁を架設する場合、架設時に桁に発生する断面力が完成後に生ずる断面力より大きくなる可能性がある。したがって、押し出し工法で架設する橋梁の経済化を考えるときに、架設時の断面力をいかにして減ずることができるかということが主眼となる。以下に架設時断面力を減ずる方法を述べる。

(1) 架設支間を短くする方法

- 1) 支間長の長い径間内に仮支柱を設けて架設支間を短くする。
- 2) 3 径間の橋梁で中央径間が長い場合や多径間連続で 1 径間だけ径間長が大きい場合、その径間の両側で製作ヤードをつくり、桁を両側から押し出して長径間の中央で連結する。この方法により、押し出し中の片持ち断面力の減少がはかれる (図-5.28)。

(2) 架設中桁重量を減ずる方法

- 1) 架設時の桁自重を減らすために、上床版の一部を打設せずに押し出し、押し出し終了後にプレキャスト床版を架設する (図-5.29)。

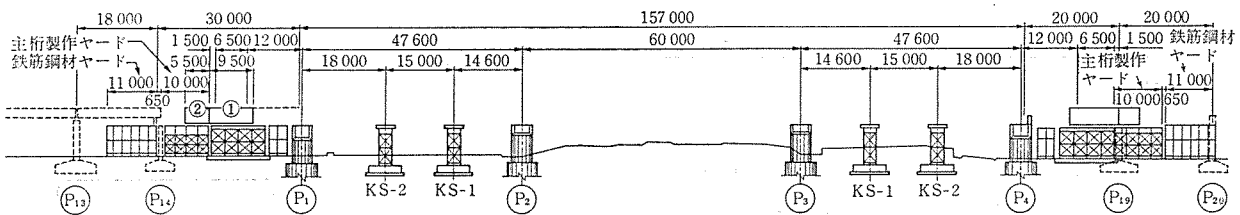
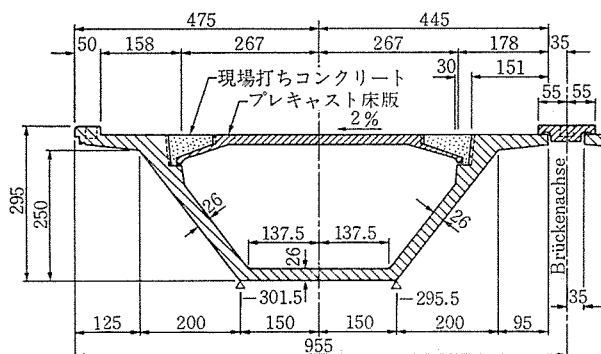
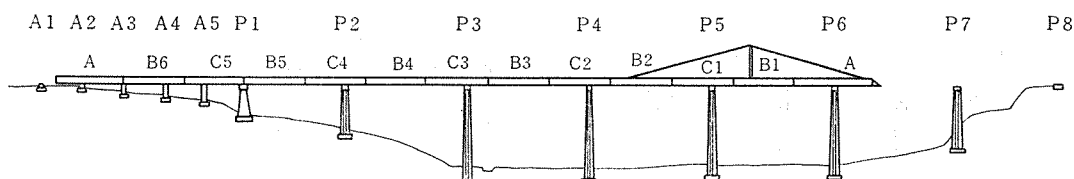


図-5.28 東北新幹線御山橋梁



図—5.29 Semorile 橋 (押し出し工法)



図—5.30 Bolvre 橋

2) 上記と同様の方法で押し出し終了後、床版部を現場打ちする。

3) 押し出し架設中の先端片持ち部の断面力を減少させるため、押し出し先端部付近の床版の一部を後打ちする。

(3) 架設機械を用いる方法

1) 桁上にタワーを立て、その天端より吊るした斜材によって押し出し先端部を吊り上げ (ピロン工法)、押し出し中の片持ち部断面力を減らす (図—5.30)。

2) 上記の方法に手延べ桁をも併用する。

以上述べた方法のほかに、架設用 PC 鋼材 (1 次鋼材) の一部もしくは全部をアウト鋼材にして架設後転用したり、桁内に配置してある PC 鋼材のうち完成時に不必要な部分の応力を解放することにより、押し出し工法の経済化をはかることも考えられる。

5.3.3 移動支保工の重量を押さえる方法

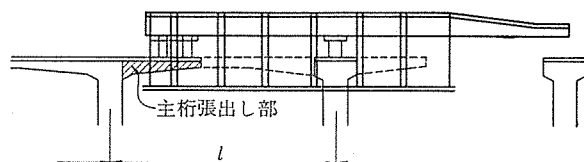
我が国での移動支保工による橋梁架設の実績は 35 m 程度までであるが、諸外国の例では昭和 54 年度調査報告にある Gruyere 湖高架橋 (最大スパン約 60 m) や、西ドイツの Sichertal 橋 (最大スパン 45 m) などの中規模径間橋梁架設に用いられている。

移動支保工の施工スパンを延ばすことは、支保工桁の耐力を増さなければならず移動支保工重量の増加を招くことになる。この対応策を以下に述べる。

(1) 架設支間を短くする方法

1) 橋脚部からの主桁張出しを長くして、打設時に支保工桁に発生する断面力を押さえる (図—5.31)。

2) 仮支柱を設けて架設支間を短くする。



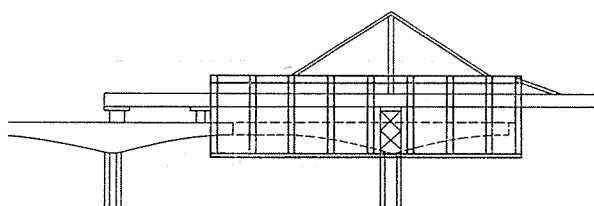
図—5.31

(2) 支保工載荷荷重を減ずる方法

1) 押し出し工法の場合と同様に、上床版の一部をプレキャストもしくは現場打ちにより後から施工する。

(3) 架設機械を改良する方法

1) ピロン柱を設置し、その天端から支保工桁に斜め張りを行って補強する (図—5.32)。



図—5.32

5.4 施工に対する考察

5.4.1 T, I 桁について

1) プレキャスト PC 桁の横座屈安全率を満足するための補強法、あるいは横座屈のおそれのある桁の架設法について前述のとおり種々考えがあるが、総括すると次のようである。

報 告

- i) 架設補強法
 - ・ H鋼等鋼材を PC 桁に沿って取り付けの方法
 - ・ PC 鋼材を桁上面に張る方法
 - ii) 架 設 法
 - ・ 吊り支間を短くする方法
 - ・ PC 桁をガーダーで吊ったまま横移動する場合
 - ・ 主桁を 2 本つなぎにして同時移動する場合
- 2) H鋼等鋼材を PC 桁側面に沿って取り付けの方法は鋼材の重量もかなり大きくなり、かつ取扱い、組立て、解体手間もかなり多く、一般的に PC 鋼材を張る方法がすぐれるものと思われる。
- 3) PC 鋼材を張る方法は、PC 鋼材が片側 1 本ずつの場合は桁上面に、また 2 本以上の場合は桁面に張るのがよい。PC 鋼材を張る方法は 3 つの形式が提案されているが、検討の結果は平行に張る方法が一番有効である。
- 4) 通常の場合、吊り支間 0.9l 程度に短くすることは設計計算上問題はないので、この方法で横座屈安全率を確保できる。
- 5) 以上、各工法とも一長一短がある。最適な架設法を選定するには現場の諸条件、経済性等橋梁ごとに違いがあり、いちがいに優劣を述べることはできないが、一つの目安として下記の表を示す。

表—5.4 架設工法別比較表

	補強法 および 架設法	補 強 法		架設法 (吊り支間は 0.9l とする)			
		H形鋼等	PC鋼材	ガーダー 共横移動	2本横つな ぎ横移動	仮支柱	トラック クレーン
河川上	一連	△	○	○	○	—	—
	多連	△	○	○	○	—	—
陸 上	一連	△	○	○	○	○	△
	多連	△	○	○	○	△	△
道 路 上		△	○	○	○	○	△
鉄 道 上		△	○	○	○	—	—

注) ○印：現場条件により施工可能なもの
 △印：現場条件を十分考慮し、入念な施工を行えば施工可能なもの。ただし経済性からみて一般的でない。
 —印：河川上を例にとれば渇水期ならば施工可能な場合もあるが一般的ではない。

5.4.2 押出し工法

- 1) 押出し工法では、架設時断面力が完成時のそれを上まわることが多く、架設時断面力をいかに減ずるかが主眼となる。この対応策を列挙すると以下のようになる。

- ・ 架設スパンを短くする
 - 仮支柱を設ける
 - 両側から押し出す

- ・ 架設時荷重を減ずる (床版後打ちを行う)
 - プレキャスト床版
 - プレキャスト板使用
 - 現場打ち
 - 床版の一部 (押し出し先端部) を後打ち
- ・ 架設機械を用いる
 - 手延べ桁
 - ピロン
 - 手延べ桁+ピロン
- ・ その他
 - 一次鋼材の転用
 - 応力解放

- 2) 押し出し工法の安全性については特に注目されており、鉄道や道路の直上を横断するような立地条件に多く採用されている。

5.4.3 移動支保工

- 1) 移動支保工の施工スパンを延ばすことは、移動支保工重量の増加を招くことになる。この対応策を以下に列挙する。

- ・ 架設スパンを短くする
 - 橋脚部からの主桁の張出しを長くする
 - 仮支柱を設ける
- ・ 架設荷重を減ずる (床版後打ちを行う)
 - プレキャスト床版
 - プレキャスト版使用
 - 現場打ち
- ・ 架設機械を改良する—ピロン等により斜め吊りを行う

- 2) 移動支保工による施工実績は、我が国では 35 m 程度であるが、諸外国では 60 m 程度のものが施工されている。

- 3) 施工延長を延ばして全体工事費に対する移動支保工の費用の比率を減ずることも考えられる。

6. 研究成果のまとめ

本調査研究は昭和 53 年度から 3 年間継続して行われ、53 年度は、そのアプローチとして架設能力、施工実績および文献調査を行い、54 年度には具体的に試設計を行って中規模径間 PC 橋における設計・施工上の問題点を抽出した。55 年度は 2 年間の研究成果をもとに実用的、経済的な方策の再検討を行った。

その結果、過去において PC 橋の施工実績が比較的小なかつた中規模径間橋の分野でも、プレキャスト桁で支間 55 m 程度、押し出し工法で 60 m 程度までは技術的にも経済的にも十分適用できるとの結論を得た。さらに、移動支保工でも架設支間を大きくすることは架設機械の大型化をとまなうが十分可能であると推定される。

なお、今回は取り上げていないが、前記支間程度であ

ればプレキャストブロック工法についても現場条件、工事規模を考慮した場合には十分有効な工法であることが推定できる。

以上、3年間の調査研究をふまえ、今後の課題としては次のことがあげられる。

- 1) プレキャスト T, I 桁の横座屈に対する桁の補強法と架設法について検討した比較表を本文に示してあるが、各方法とも一長一短があるので、実際にこれらの方法を用いる場合は橋梁架設地点の現場条件等を十分考慮し、各方法の選定について検討する必要がある。
- 2) 押出し工法、移動支保工について経済化のための架設方法の提案を行っているが、これらの方法がどの程度の経済効果等があるのか今後の研究課題である。
- 3) 今回はふれていないが、多主桁スラブについて中規模径間に適した断面形状の選定、設計方法の再検討等今後の課題であろう。
- 4) 設計荷重作用時に、鋼材腐食に対して有害でない範囲の制限されたひびわれ幅を許容するⅢ種設計法

(土木学会：プレストレストコンクリート標準示方書、昭和 53 年度) は、フルプレストレス、パースシャルプレストレス (Ⅰ種, Ⅱ種) による設計法に比較して経済的となることは一般に知られており、今後、Ⅲ種設計法の導入が望まれる。

- 5) 積算方法、プレストレストコンクリートの施工管理の単純化。

本調査研究では、表-4.1 に示した各工法、種別についての主要材料比較表をまとめているが、概算工費比較については省略することとした。これは、地域特性によって、架設工法等が限定され、工法それぞれの経済比較は意味をもたぬこと、材料、労務単価、積算方法が地域によって異なり、誤解を招きやすいことから取りやめたものであり、実施にあたっての経済性の検討の必要性があることはいままでもない。

また、地域、環境条件に左右されない、品質、寸法精度の高い構造部材を製作することが必要であり、そのため、製造設備の充実、作業の単純化、検査システムの確立等がさらに検討すべき課題である。

1981 年版 FIP 購読予約受付について

世界の PC の現状を知るためには FIP Notes が最も適当な資料と考えられます。数に制限がありますのでお早目に下記要領にてお申し込み下さい。予約価格は 4,800 円に改定されました。

- 1) 内 容：ロンドンに事務局を置く FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte の略) は、PC 技術普及発展のための国際交流機関で、その組織下にある各種委員会の活動状況や世界各国の技術水準を知るにふさわしい工事写真、報告、論文のほか各種国際会議の予定等が掲載されています。本協会が我が国唯一の加盟団体です。
- 2) 発 行：隔月刊 (年 6 回)
- 3) 体 裁：A 4 判の英文、頁数 12~16 (表紙除く)
- 4) 価 格：年間 (6 冊分) 4,800 円 (送料手数料共)
- 5) 申 込：希望者は「ハガキ」に必要部数、送付先、(〒)、氏名、所属会社名記入のうえ協会事務局 (電 03-261-9151) へ、送金は三井銀行銀店支店 (普通預金) 920-790。新規に申し込まれる方は、至急御連絡下さい。

会 員 増 加 に つ い て お 願 い

会員の数はその協会活動に反映するもので、増加すればそれだけ多くの便益が保証されています。現在の会員数は 2600 余名ですが、まだまだ開拓すべき分野が残されています。お知合いの方を一人でも多くご紹介下さい。事務局へお申し出下されば入会申込書をすぐお送りいたします。