

## ミュンヘン大橋の計画と設計

西	保	孝	司*
稻	葉	一	成**
花	田	真	吉***
山	口	光	男†
石	井	祐	二††

### 1. まえがき

ミュンヘン大橋は札幌市の豊平区から南区を經由し、中央区へ至る南回りの外環状的都市計画道路『福住桑園通り』の豊平川に架設される2径間連続PC斜張橋である。

本橋は、1987年の事業着手が札幌市の姉妹都市「ミュンヘン」(西ドイツ)との友好15周年に当たり、これを記念して『ミュンヘン大橋』と名づけられた我が国では数少ない外国の都市名のついた橋梁である。

PC斜張橋は近年国内において長大化が進み、設計施工上の技術向上が図られているが、まだその施工実績は少ない。本橋は1:0.6という非対称支間で、かつ広幅員で斜角( $\theta=76^\circ$ )を有している橋梁であるために札幌市では技術検討委員会(委員長:藤田嘉夫北大教授)を設置し様々な角度からこれら特殊問題にたいする検討を行った。また、当委員会ではミュンヘン大橋が札幌市の新たなシンボルとなることより景観についても数多く検

討を行った。本文では主に上部工の設計上の問題について委員会終了後の追加検討項目も含めてその概要を報告するものである。

### 2. 計画概要

#### 2.1 設計条件

橋種:プレストレストコンクリート道路橋  
 構造形式:上部工 2径間連続PC斜張橋  
 下部工 直接基礎(橋脚はニューマチックケーソン工法により施工)

橋格:1等橋, TL-20

橋長:171.7m

支間:106.9m+63.2m

幅員:28.60m(有効幅員22.0m, 車道2@8.0m, 歩道2@3.0m)

道路規格:4種2級

縦断勾配:0.40% 直線

横断勾配:車道2%, 歩道2%

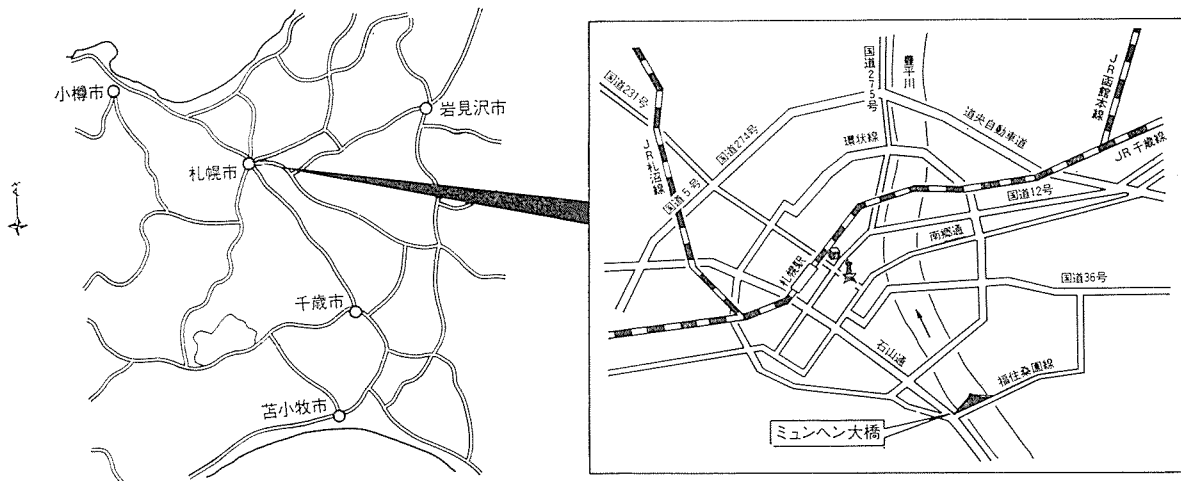
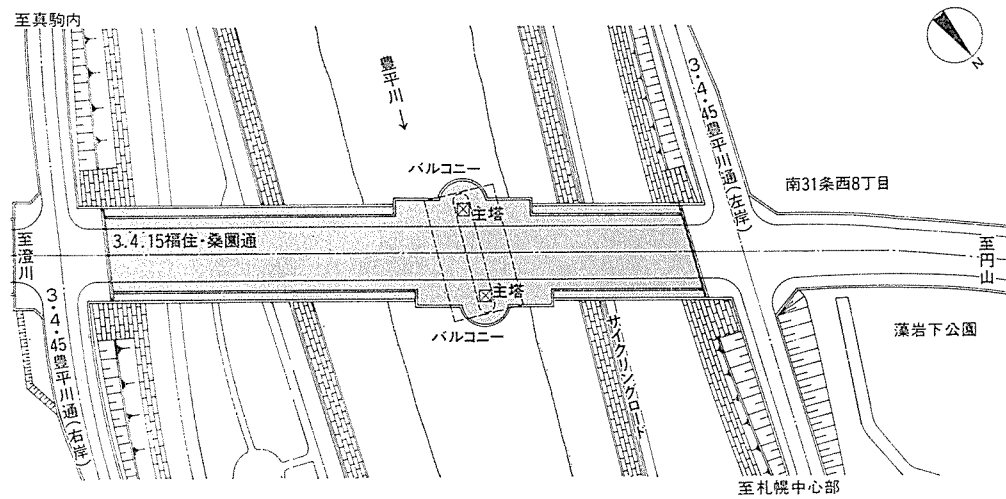


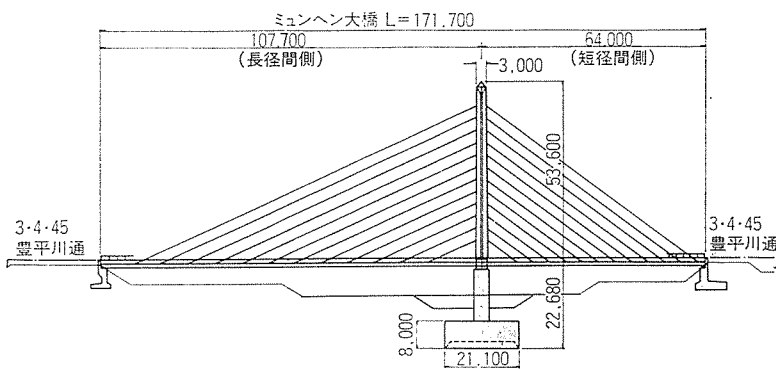
図-1 架橋位置図

\* Takasi NISIHO:札幌市建設局土木部街路建設課工事一係  
 \*\* Kazunari INABA:札幌市建設局土木部街路建設課工事一係  
 \*\*\* Sinkiti HANADA:北海道開発コンサルタント(株)橋梁部副技師長  
 † Mituo YAMAGUTI:北海道開発コンサルタント(株)橋梁部参事  
 †† Yuzi ISII:住友建設(株)北海道支店

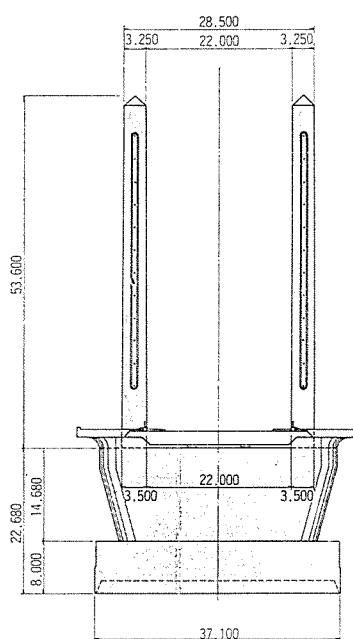
平面図



側面図



主塔断面図



主桁一般断面図

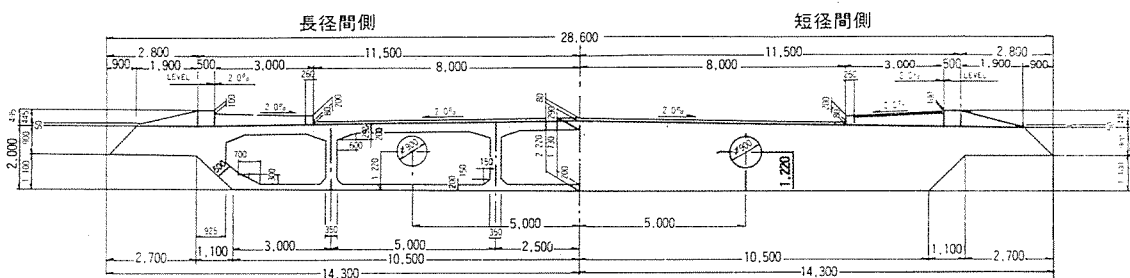


図-2 橋梁一般図



写真—1 施工中全景（現況）

平面線形：直線

斜 角：84°00'（右岸），76°00'（橋脚），72°45'（左岸）

架橋位置および橋梁一般図を 図—1，図—2 に示す。

### 2.2 主要材料

主要材料を 表—1 に示す。

表—1 主要材料

種 別	規 格	摘 要
コンクリート	$\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$	主 桁 主 塔 地 覆
	$\sigma_{ck}=500 \text{ kg/cm}^2$	
	$\sigma_{ck}=210 \text{ kg/cm}^2$	
鉄 筋	SD-30	
PC 鋼 材	SBPR 95/120 $\phi$ 32	主桁（主鋼棒） 主桁（せん断鋼棒）
	SBPR 95/120 $\phi$ 26	
斜材ケーブル	SWPR 7B $\phi$ 15.2	

### 3. 基本構造形式の決定

PC 斜張橋は構造形式の選択の自由度が極めて高く、主桁断面、塔形状、斜材の張り方および支点条件等の組合せが種々考えられる。これらの組合せは力学的視点か

らのアプローチが一般的であるが、本橋の場合は都市景観との調和をとりながら札幌のシンボルとなる橋梁とするために景観的視点も十分に加味して決定した。手法としては 表—2 に示す各条件を 組み合わせたイラストパースを作成し、検討を行った。参考として、主桁断面と斜材角度を変えた場合のイラストパースを 図—3 に示す。

その結果、基本形状を次のように決定した。

基本形状 について 審議の結果、 次のように 決定された。

(1) 主桁断面……主桁一体タイプ

(決定理由) 景観を考えた場合、斜張橋そのものがシンプルさを特徴としていることより主桁も外観がシンプルな方が良い。

(2) 主塔形状……2本独立柱

(決定理由) 斜橋であるために円形では、梁が斜めにとりつくためにねじれて見えること、また落雪等管理面での問題もあると考えられるので、基本的に2本独立柱とした。主塔形状は下端で 3.5×3.5m の大きさが必要で上方へ 1/200 のテーパを付け、鉛直性を強調する。

(3) 斜材配列と斜材角度……ハープ形で 25 度

(決定理由) 斜材配列は斜橋であるために2面吊りのファン形は、錯綜した感じとなるので、背景を分断せず静的な美しさのあるハープ形とした。また、斜材角度は、背景がフラットであるので垂直の線を強調したコントラストを塔の高さに求めるため、比較的柔らかい印象を持たせる 25 度とする。

(4) 斜材間隔……7.5 m

(決定理由) 景観的に、1 定着個所当り 1 斜材で斜材間隔をできるだけ飛ばすことと施工上の観点より 7.5 m とする。

表—2 イラストパース作成の組合せ

条件 ケース	主 桁 断 面	桁 高 (m)	主塔形状	斜材配列	斜材角度 (°)	斜材間隔 (m)	塔突出高 (m)	支点条件
No. 1	主桁一体 パース	H=2.0	2本独立	ハープ	25	7.5	6.0	剛 結
2	主桁一体 パース	H=2.0	門 形	ハープ	25	7.5	6.0	剛 結
3	主桁一体 パース	H=2.0	2本独立	ファン	25	7.5	6.0	剛 結
4	主桁一体 パース	H=2.0	2本独立	ハープ	20	7.5	6.0	剛 結
5	主桁一体 パース	H=2.0	2本独立	ハープ	30	7.5	6.0	剛 結
6	主桁一体 パース	H=2.0	2本独立	ハープ	25	7.5	3.0	剛 結
7	主桁一体 パース	H=2.0	2本独立	ハープ	25	7.5	9.0	剛 結
8	主桁一体 パース	H=2.3	2本独立	ハープ	25	11.0	6.0	剛 結
9	主桁一体 パース	H=1.8	2本独立	ハープ	25	5.0	6.0	剛 結
10	ブラケットタイプ	H=2.0	2本独立	ハープ	25	7.5	6.0	剛 結
11	主桁一体 パース	H=2.0	2本独立	ハープ	25	7.5	6.0	固 定 沓
12	主桁一体 パース	H=2.0	2本独立	ファン	25	7.5	6.0	固 定 沓
13	主桁一体 パース	H=2.3	2本独立	ハープ	25	11.0	6.0	固 定 沓

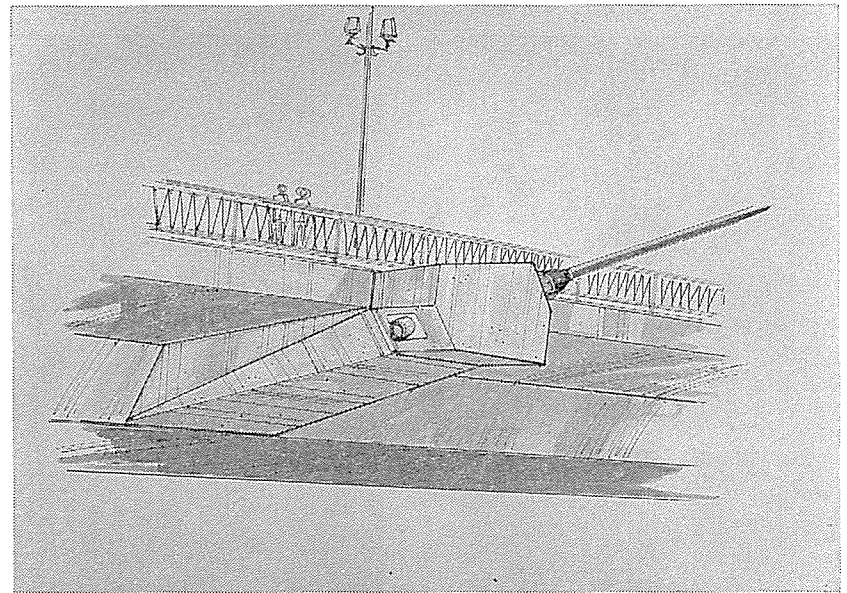
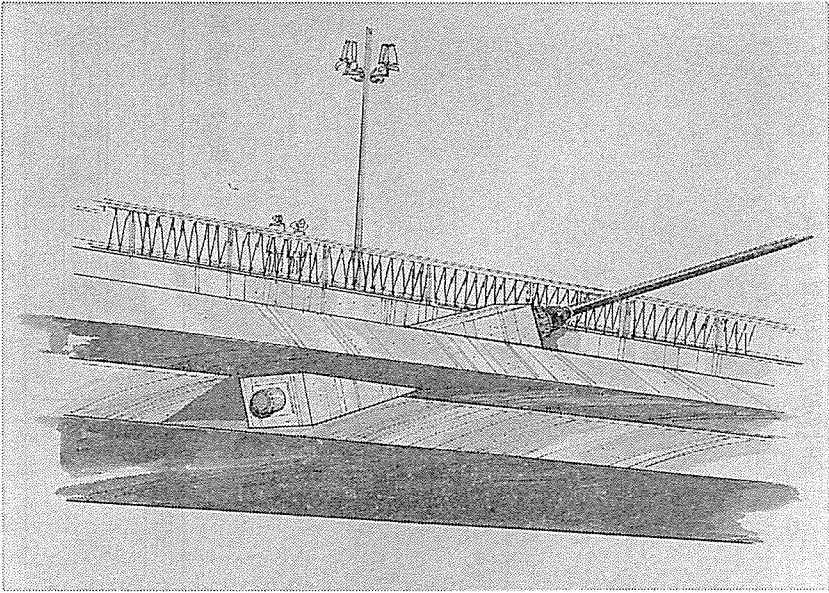
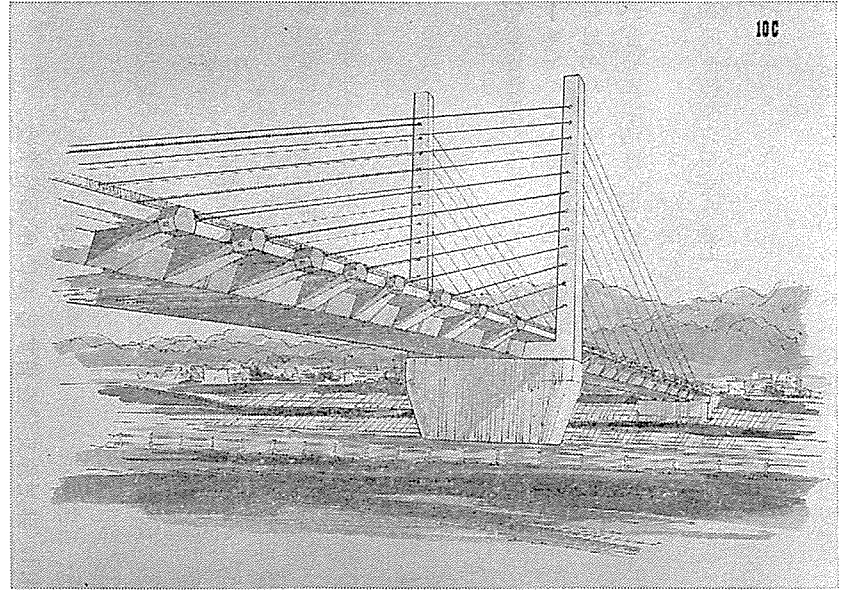
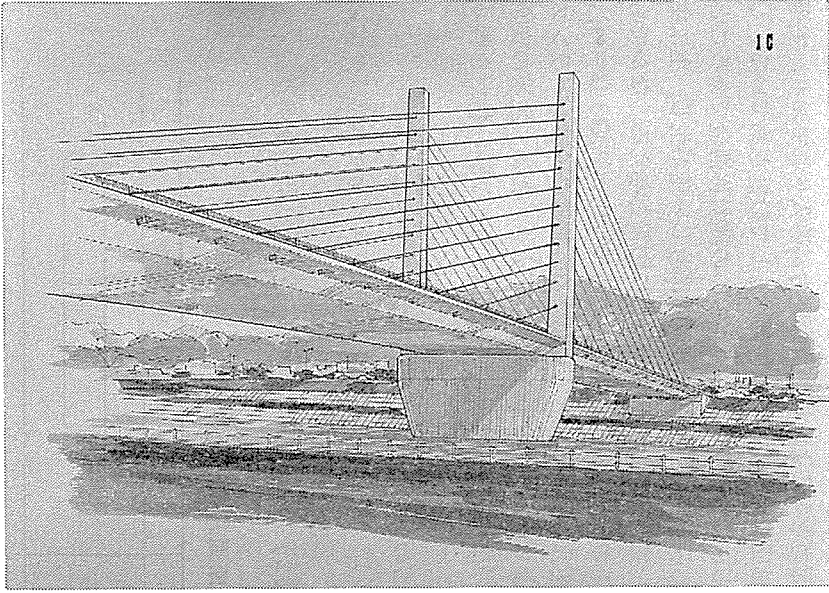
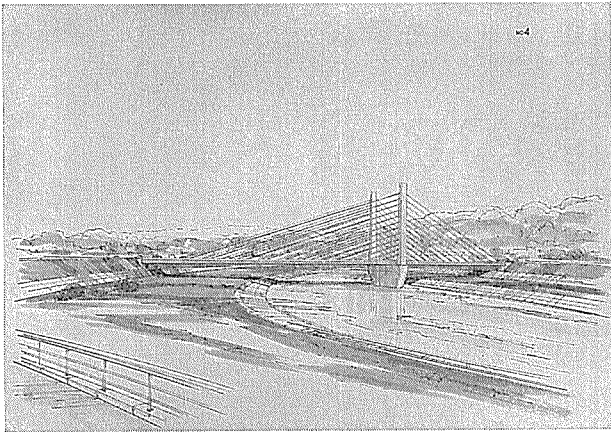
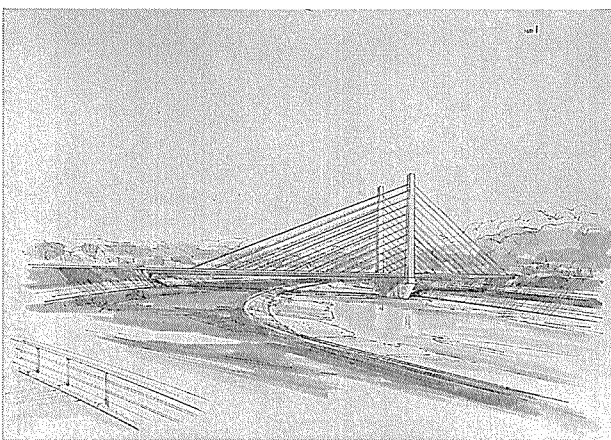


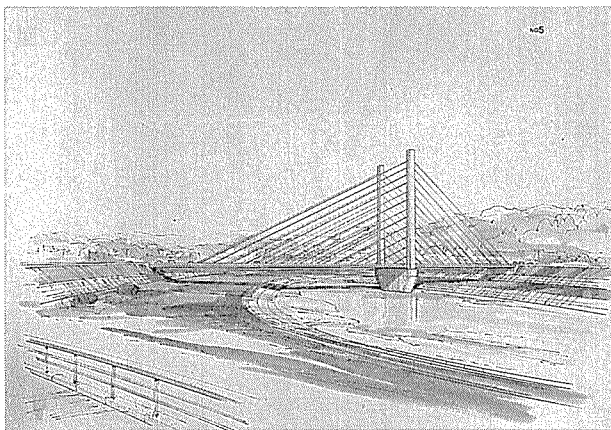
图-3 (a) 主桁断面



斜材角度 長径間側  $\theta=20^\circ$



斜材角度 長径間側  $\theta=25^\circ$



斜材角度 長径間側  $\theta=30^\circ$

図-3 (b)

(5) 主塔突出高……6 m

(決定理由) 主塔のデザインとの関係もあるが、6 m 程度が良い。

(6) その他

(a) 支点条件……主塔と下部が剛結で固定支承を置く連続桁形式

(決定理由) 通常の連続桁形式で、構造解析が明快となり、景観的にも支承を置くことによって主桁ラインが通り、橋というイメージがもたらされる支承を置く連続桁形式とする。

#### 4. 構造特性

本橋の構造は斜張橋としてはあまり例のない非対称スパンで、かつ  $76^\circ$  の斜角を有した比較的広幅員の構造であることから、次の点に着目して検討を行った。

- ① 非対称支間を有する PC 斜張橋構造
- ② 斜角を有する PC 斜張橋構造
- ③ 広幅員の 2 面吊り構造の斜材張力による応力分布
- ④ 斜材ケーブル定着突版の応力分布
- ⑤ 突版のせん断挙動に対する検討

##### 4.1 非対称支間を有する PC 斜張橋構造

2 径間の PC 斜張橋では一般的に対称構造とする場合が多く、主桁は斜材定着点を支点とした多径間連続桁の断面力となるように斜材調整力が導入されており、主塔は軸圧縮力が支配的な柱部材として設計されている。しかし、本橋は支間比が  $1:0.6$  の非対称構造であることから長径間・短径間の死荷重に著しい差が生じ、主に主塔、主桁の断面力、支点反力に影響を与える。なかでも主塔の断面力は架設時、完成時 ( $t=0$ )、完成時 ( $t=\infty$ )、活荷重載荷時に大きく変動する。特にこのアンバランスによる曲げモーメントの影響が大きいため、主塔の安全性の確保ができることを主眼におきながら検討を行った。

このアンバランスを解消する方法として、

- (1) 短径間側にカウンターウェイトを入れてバランスをとる方法
- (2) 短径間側を中実断面としてカウンターウェイト

表-3 短径間側の断面諸値

短径間側断面	CASE-1 箱桁断面	CASE-2 中実断面
断面図		
断面常数	$A=21.554\text{m}^2$ $I=11.234\text{m}^4$	$A=50.388\text{m}^2$ $I=18.389\text{m}^4$



効果を期待するとともに剛性を高める方法

(3) 斜材調整力による方法

が考えられるが、(3)の斜材調整力だけによる方法には限界があるため(1)、(2)の2ケースに対して検討を行った(表-3参照)。

(1) 主桁・主塔のたわみ・曲げ性状

ケース1の長径間と短径間の剛比が1:1に対して、ケース2では剛比が1:1.64であり短径間に定着桁としての機能をもたせた案で、主眼としている主塔付根の活荷重による曲げモーメントの振幅が8.4%軽減される。また活荷重によるたわみや斜材張力の応力振幅に対しても有利となる。図-4に活荷重によるたわみ、表-4~6に主要点のたわみ、曲げモーメント、斜材張力の

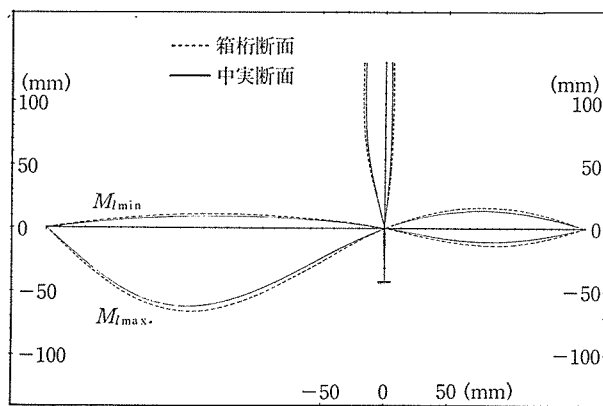


図-4 活荷重によるたわみ

表-4 活荷重によるたわみ

	単位 (mm)	
	CASE-1	CASE-2
長径間側主桁	-66.1	-62.2
短径間側主桁	16.2	13.7
主塔天端	-17.4	-15.7

表-5 活荷重による曲げモーメント

		単位 (t·m)	
		CASE-1	CASE-2
長径間側主桁	MAX	3 224	3 096
	MIN	-354	-295
短径間側主桁	MAX	1 762	1 977
	MIN	-1 426	-1 735
主塔付根	MAX	2 901	2 559
	MIN	-6 957	-6 471

表-6 活荷重による斜材の応力振幅

		単位 (kg/mm <sup>2</sup> )	
		CASE-1	CASE-2
長径間側	S <sub>1</sub>	2.1	1.7
	S <sub>12</sub>	7.8	6.8
短径間側	S <sub>13</sub>	7.0	5.4
	S <sub>24</sub>	4.6	2.7

応力振幅を示す。

(2) 支点反力

本橋のような支間比では短径間側の橋台支点到負反力が発生するが、ウェイトバランスが支配的で死荷重、活荷重はほとんど両者の差はなく剛比の影響はない。

表-7 短径間側橋台支点反力 単位 (t)

	死荷重による反力	ケーブル張力による反力	活荷重による反力	
			最大	最小
箱桁断面	1 539	-2 869	201	-163
中実断面	1 558	-3 148	209	-177

(3) 斜材調整力

本橋の場合のような非対称支間では主塔に死荷重によるアンバランスモーメントが生じ、さらにクリープ・乾燥収縮、活荷重により図-5に示すような曲げモーメントとなる。

このため斜材調整力によりこれを打ち消す必要がある。そこで主塔付根の曲げモーメントに着目して24本の斜材に単位の張力を導入してその発生効率をもとめた。図-6にその影響図を示す。斜材張力を同一とした場合CASE-2の中実断面の方が主塔に正の曲げモーメントを有効に発生させることができ、約15%CASE-1の箱桁断面より有利となった。

図-7にCASE-1とCASE-2の主塔の曲げモーメントを、表-8に主塔付根の応力度を示すが、明らかにCASE-2の方が有利である(ただしクリープ・乾燥収縮

表-8 主塔付根の応力度

		CASE-1 (箱桁断面)	CASE-2 (中実断面)
死荷重時		$\sigma_c = 1 061 \text{ t/m}^2$	$\sigma_c = 990 \text{ t/m}^2$
設計荷重時	活荷重 max	$\sigma_c = 865 \text{ t/m}^2$	$\sigma_c = 1 176 \text{ t/m}^2$
	活荷重 min	$\sigma_c = 1 565 \text{ t/m}^2$	$\sigma_c = 1 162 \text{ t/m}^2$

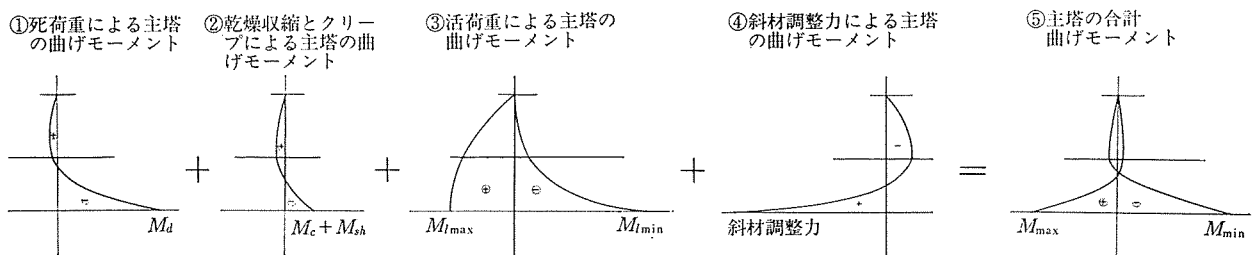


図-5

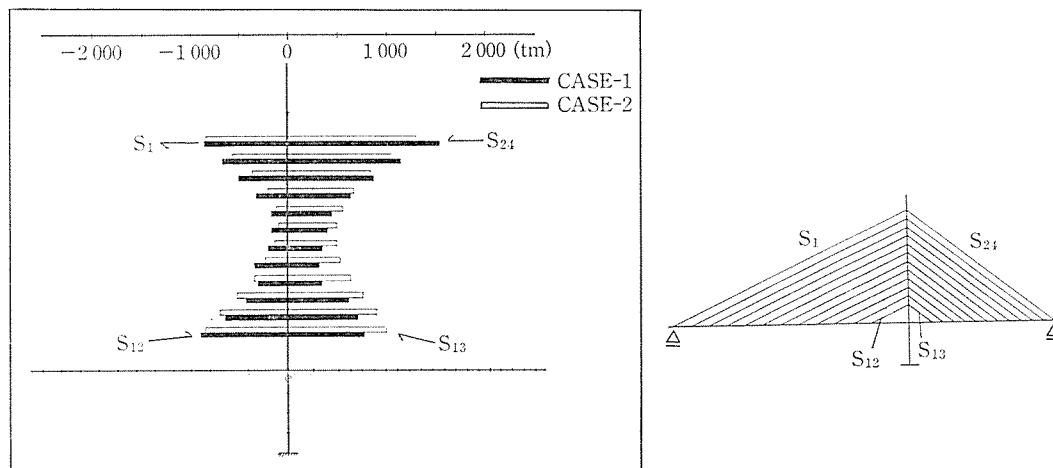


図-6 斜材張力による主塔付根の曲げモーメントの影響値

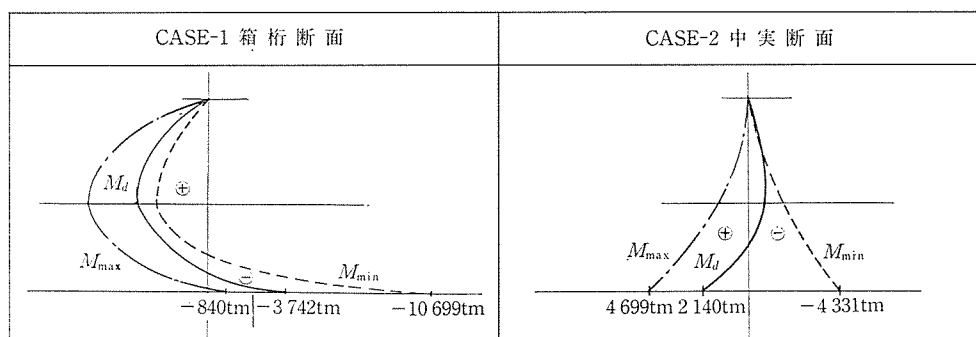


図-7 主塔の曲げモーメント

は両者とも傾向は同じであるため考慮していない)。

(4) 結 論

本橋のように非対称支間を有する斜張橋では、荷重によるアンバランスが主塔に曲げモーメントとなって作用するため、斜材調整力は主桁の断面力の改善ばかりでなく主塔に対してもこのアンバランスを解消するように導入されなければならない。

短径間側の主桁断面構造として箱桁断面+カウンターウェイトと中実断面の2ケースで構造特性を比較した結果、次のことがわかった。

- ① 斜材調整力の導入特性では中実断面とした方が主塔に有利な曲げモーメントを発生させることが可能である。
- ② 活荷重による主塔の曲げモーメント、主桁のたわみ、斜材の応力振幅について中実断面の方が小さい。
- ③ 施工性では中実断面の方が張出し施工時に一度にコンクリート打設が可能である。
- ④ 中実断面は主桁内鋼棒によるプレストレスが分散するため箱桁断面に比べて鋼材量が増える。

以上より、本橋においては主桁内鋼材量は多少増えるものの特に主塔断面に有利な短径間側中実断面を採用し

た。

4.2 斜角を有する PC 斜張橋の構造特性

河川条件から 76° の斜角を有しているため、特に主桁・主塔・斜材に発生する断面力特性について検討を行った。解析は 2 次元平面モデルにより決定した斜材張力を 3 次元立体モデル (直橋モデル, 斜橋モデル) に導入して発生した各断面力を比較した。

図-8, 図-9 に主桁, 主塔の曲げモーメントを, 表-9 に斜材張力を示す。

PC 斜張橋の主桁・主塔・斜材に発生する断面力は斜材に導入される張力調整量により決定されるが, 表-9 に示す各斜材の死荷重ケーブル張力の総量は各解析モデルとも同じ傾向にあり, 発生する主桁の曲げモーメント

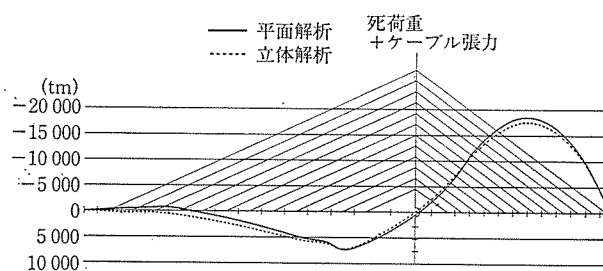


図-8 死荷重による主桁の曲げモーメント

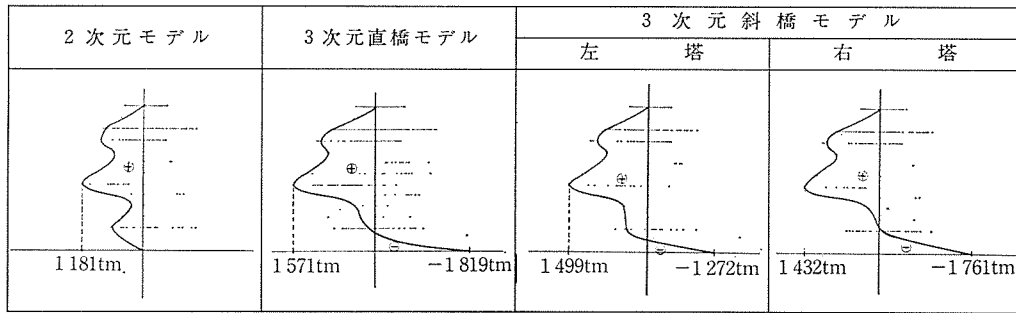


図-9 主塔の曲げモーメント

表-9 斜材張力

ケーブル No.	2次元モデル			3次元モデル								
				直橋			斜橋					
							左塔			右塔		
	死荷重+ケーブル張力 (t)	ケーブル力 (t)	死荷重 (t)	死荷重+ケーブル張力 (t)	ケーブル力 (t)	死荷重 (t)	死荷重+ケーブル張力 (t)	ケーブル力 (t)	死荷重 (t)	死荷重+ケーブル張力 (t)	ケーブル力 (t)	死荷重 (t)
①	612	628	-16	605	615	-10	606	641	-35	606	592	14
④	807	470	337	807	453	354	805	476	329	811	441	370
⑧	791	247	544	801	136	665	796	111	685	805	170	635
⑫	706	348	358	719	320	399	726	230	496	702	398	304
⑬	635	451	184	598	430	168	602	513	89	602	361	241
⑰	622	218	404	611	282	329	615	310	305	614	271	343
⑳	788	469	319	786	464	322	786	472	314	789	466	323
㉔	810	620	190	820	613	207	816	619	197	819	604	215

も同様な結果を得た。

また、主塔に発生する断面力についても高軸力の柱部材であるため、図-9 に示す曲げモーメントの範囲では応力度の差は殆どないといえる。したがって詳細設計では斜橋の影響は考慮せず、2次元平面モデルで主桁・主塔・斜材の断面力を求めても問題ないことがわかった。

しかし、施工段階における斜材調整力については表-9 に示すように左塔側、右塔側の死荷重および斜材ケーブル張力によるそれぞれの張力の比率が異なっており、施工時の張力調整については左塔、右塔の張力特性を十分考慮する必要があると思われる。

### 4.3 広幅員の2面吊り構造の主桁内軸力分布

斜張橋は斜材ケーブルの張力の水平分力により主桁に軸力が作用し、プレストレス効果を有効に利用する設計が可能である。しかし、本橋のように広幅員を有する箱桁断面は、軸力分布の伝達範囲が明確でない。図-10 に示すモデルを用いて全体 FEM 解析を行い、詳細設計へ向けて設計方法の検討を行った。

解析は長径間側の最上段斜材と2段目斜材に張力を導入し架設時と完成時について行った。完成時では最上段斜材張力による軸力は主桁上側でほぼ 45° の分布となっており 15m あたりから均等になっている。また、第2斜材張力による軸力は主桁上側でほぼ 60° の分布となっており、7.5m 付近(斜材間隔)から均等になっている。また、架設時では A-1,2 側が自由端であるため伝

達状態が良く、上床版ではほぼ 60° の分布となっている(最上段および第2斜材とも同じ傾向)。

以上のことより最上段斜材では架設時に張力を導入した方が完成時より伝達分布角度が大きくなる(架設時約 60°、完成時約 45°) 短い距離で主桁全断面に働いている。また、第2斜材では架設時が完成時よりわずかに大きい、両者にほとんど差がない。これは、第1斜材が完成時には端支点の影響があり、伝達分布角度が約 45° と小さくなっていると考えられる。第2斜材より下段側の斜材は端支点の影響がみられなくなり、主桁への伝達角度は 60° となり、着目斜材より1つ手前の定着位置で主桁全面に作用すると考えられる。したがって2次元解析により主桁の応力度照査を行う場合には、1つ手前の斜材定着位置から有効に作用することを考慮して行うのが良いと考える。なお、斜材張力による主桁軸力は約 10

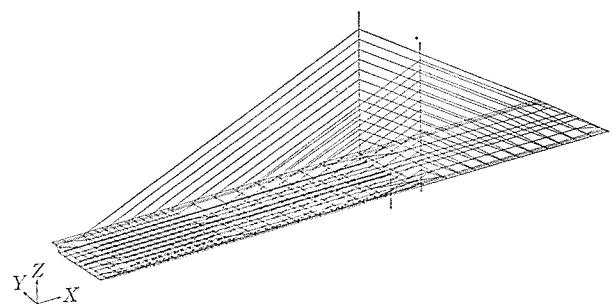
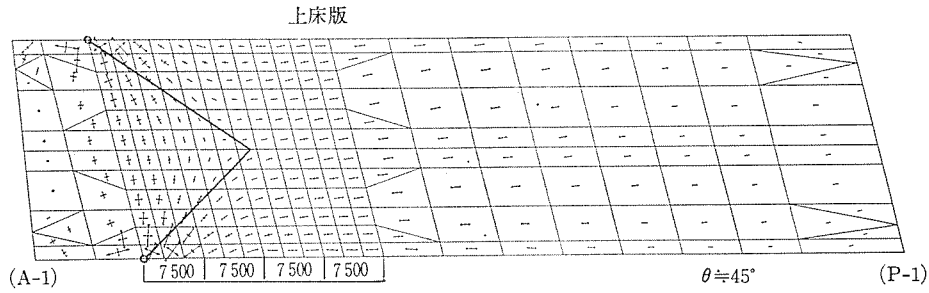
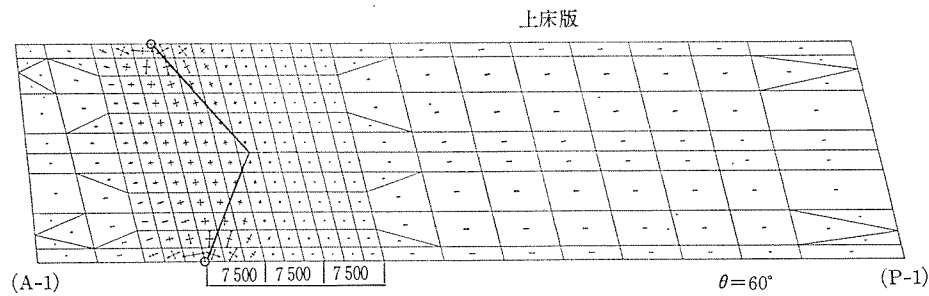


図-10 解析モデル

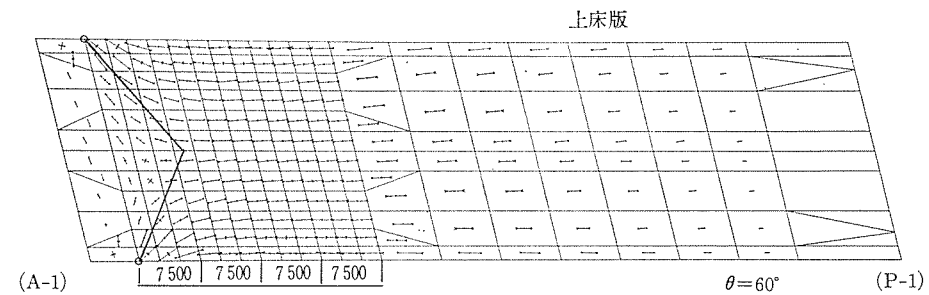




図—11 完成時最上段斜材の張力による伝達挙動図



図—12 完成時 2 段目斜材の張力による伝達挙動図



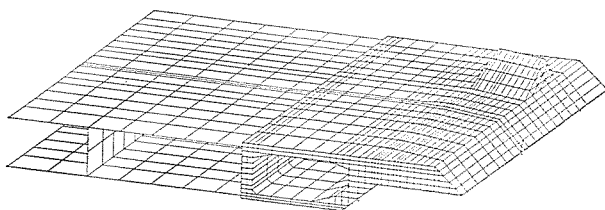
図—13 架設時最上段斜材張力による伝達挙動図

kg/cm<sup>2</sup> であった。

#### 4.4 斜材ケーブル定着突版の設計

斜材ケーブル定着突版の部材厚が主桁断面に比べて薄い構造になっており、接合部には大きな断面力が作用し、定着部近傍には局部応力が作用する。このため完成系 3 次元モデルの活荷重載荷時の計算結果を境界力として作用させ、図—14 に示す立体 FEM 解析により突版全体の設計と局部応力による補強鉄筋について検討した。

##### (1) 突版の曲げに対する設計



図—14 解析モデル

突版付け根には斜材張力による鉛直分力により曲げモーメントが生ずるため、図—15 に示したフローにより設計を行った。

##### (a) 突版の有効幅

突版に生ずる曲げモーメントは横桁の PC 鋼材 (12 T 15.2~10 本) を突版端部まで伸ばして定着することにより対応したが、その有効幅については図—16 に示すように橋軸方向に無限の突版に部分集中荷重を作用させた場合と 3 次元解析により求められた突版上縁の圧縮応力分布からそれぞれ有効幅を求め、無限の突版における有効幅  $B=2.80$  により設計荷重時および終局荷重時の設計を行った。表—10 に突版付根の引張応力を示す。同表より有効幅を規定した梁理論で計算した方が安全側になることがわかる。

表—10

有効幅 $B=2.80$ m での引張応力度	859 t/m <sup>2</sup>
3 次元解析による最大引張応力度	669 t/m <sup>2</sup>

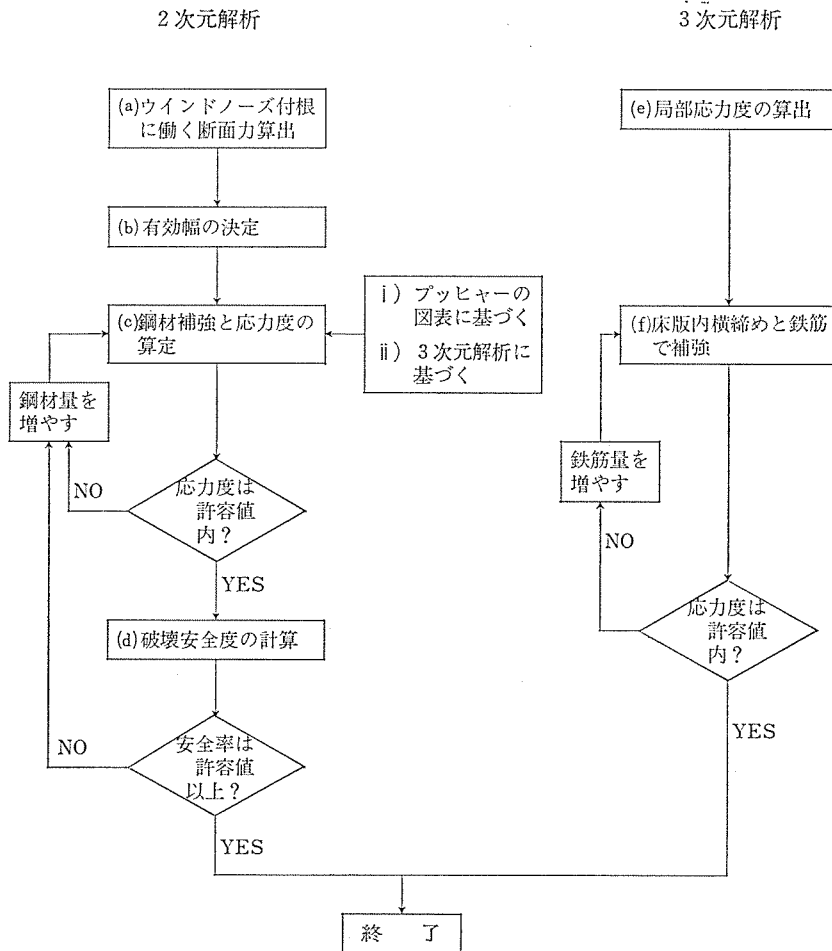


図-15 設計フロー

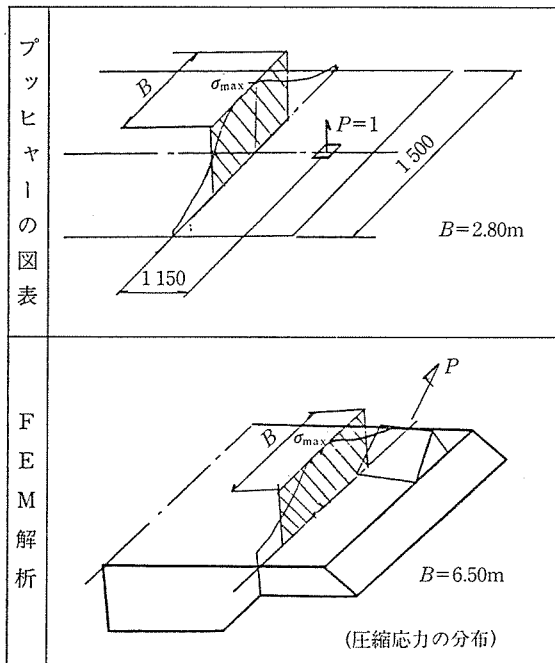


図-16 突版の有効幅

(b) 有効幅以外に生ずる引張応力に対する補強  
3次元解析によれば、斜材間隔 7.50 m の突版下縁に

引張応力が生じているため (図-17 参照)、この引張力総量に対して床版横締め用鋼材と鉄筋で補強するとともに、コンクリート標準示方書の限界状態設計法により部材耐力を照査した。補強図を 図-18 に示す。

(2) 突版のせん断に対する設計

突版を有する断面形状は PC 斜張橋に特有のもので、その実績は比較的多い。これら突版を有する断面では斜材張力作用点から突版付け根までの距離と桁高の比が一般的に小さく、いままでこのせん断挙動が明確でなかった。今、仮に突版付け根から荷重作用点までをせん断スパンとした場合、そのせん断スパン比が  $a/h=1.3$  となり、ディープビームに似た挙動を示すという報告もあり、またコンクリート標準示方書ではスターラップの効果もあまり期待できないとしている。このため本橋では角田らりの行った実験を基に突版の設計を行った。すなわち 図-19 に示すように、本橋のような高さの急変する部材で下から荷重が作用する場合には、有効なせん断スパンは見掛けのせん断スパン  $a$  に主桁の有効高さを加えた長さとするのが妥当であり、ディープビームの範囲からはずれ、通常の梁として扱っても良いとしているこ

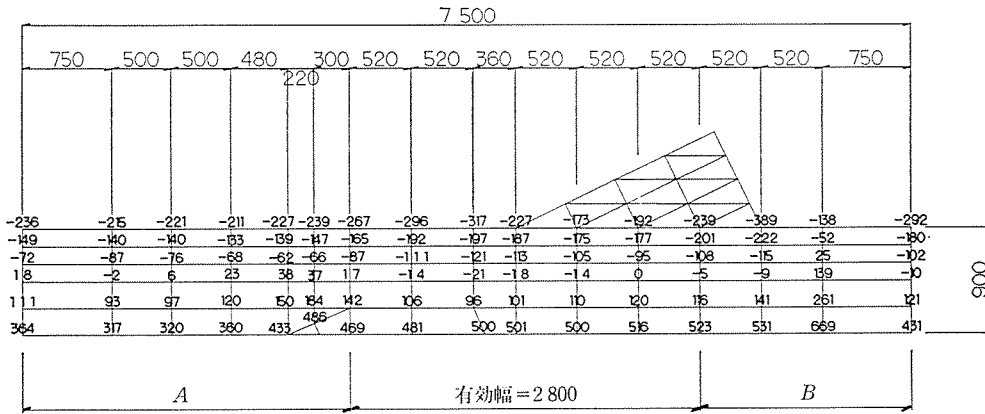


図-17 3次元解析による突版の応力分布

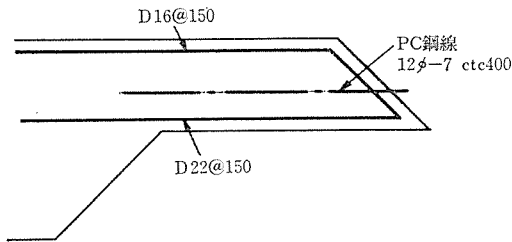


図-18 突版補強図

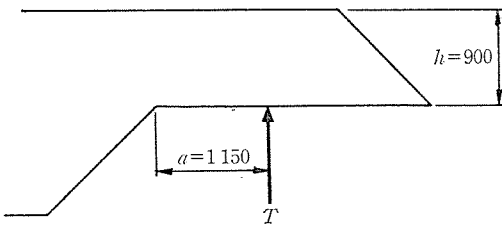


図-19

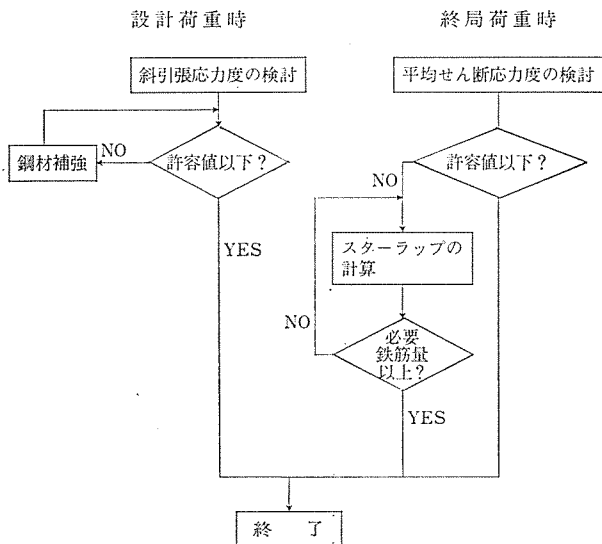


図-20 設計フロー

とから、図-20 に示すフロー値により設計した。

(3) 突版の局部応力に対する補強

突版の斜材定着部近傍には斜材の張力が支圧板を介し

てコンクリート面に作用するため、FEM 解析により応力分布を確認し、引張応力が生じている部分に鉄筋で補強した。

図-21 のうち  $\sigma_x$  が定着部背面に生ずる隅角部引張応力、 $\sigma_y$  が割裂応力、 $\sigma_z$  が突版付根に生ずるせん断応力である。これらの引張応力については図-22 に示す補強鉄筋を配置した。また、 $\sigma_y$  の引張応力図より突版付根付近に比較的大きな引張応力が集中して作用したため、詳細設計においては破線で示すような断面形状に変更した。

5. 架設系構造解析

独立2本柱形式の主塔は橋脚と同様に76°の斜角を有しており、そのため左右の主桁片持ち梁施工のブロック形状も平面的に鋭角部で76°の平行四辺形としている。特殊な形状での斜張構造の片持ち梁架設に対し、架設時の応力検討、斜材張力、上げ越し量など施工するうえで必要な基本的データを得るため架設系の解析が必要であ

表-11 斜材3本モデルでの単位温度による斜材張力

		3次元骨組① (t)	FEM ② (t)	①/②×100 (%)	
左	塔	S <sub>10</sub>	156.7	157.8	99.3
		S <sub>15</sub>	200.8	206.0	97.5
右	塔	S <sub>10</sub>	160.5	166.4	96.5
		S <sub>15</sub>	196.7	197.4	99.6

表-12 斜材5本モデルでの単位温度による斜材張力

		3次元骨組① (t)	FEM ② (t)	①/②×100 (%)	
左	塔	S <sub>9</sub>	165.5	163.9	101.0
		S <sub>12</sub>	189.4	190.4	99.5
		S <sub>13</sub>	233.9	236.3	99.0
		S <sub>17</sub>	197.2	199.0	99.1
右	塔	S <sub>9</sub>	168.4	170.4	98.8
		S <sub>12</sub>	191.1	193.8	98.6
		S <sub>13</sub>	232.9	232.8	100.0
		S <sub>17</sub>	194.6	193.6	100.5

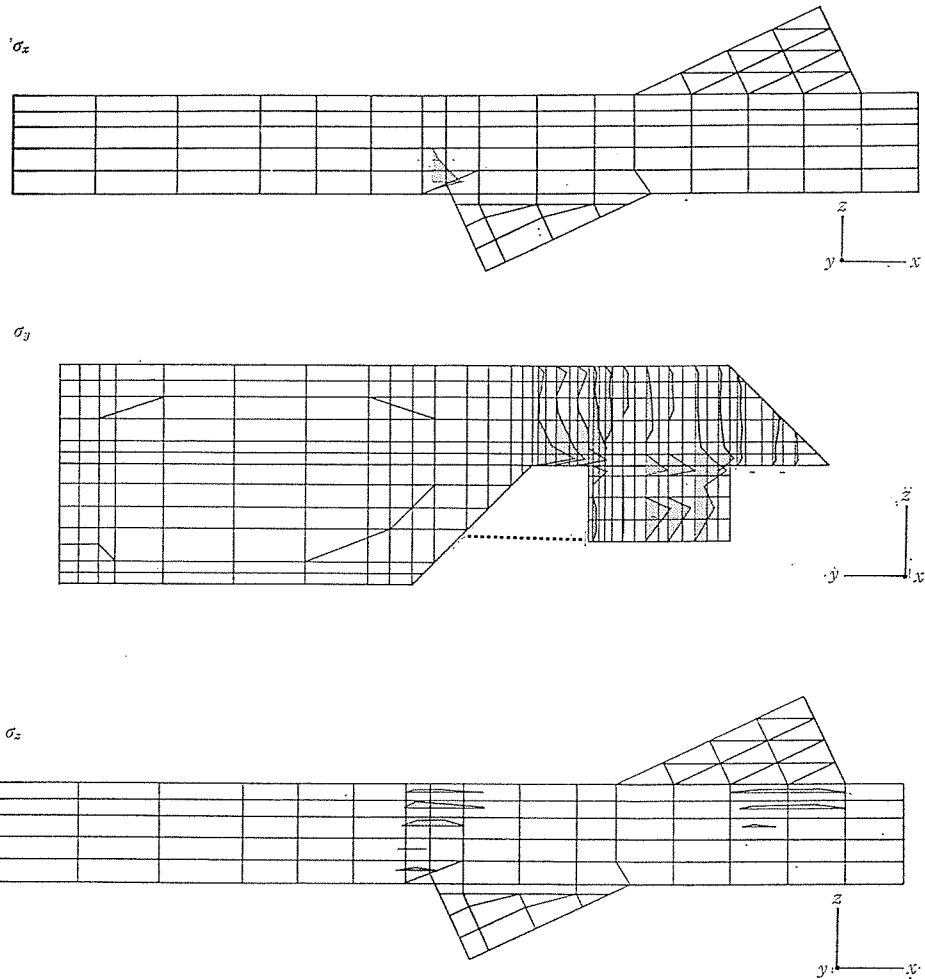


図-21 引張応力分布

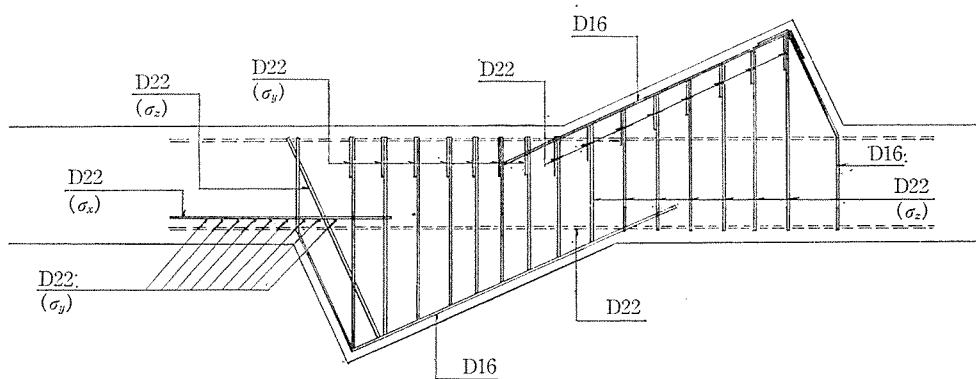
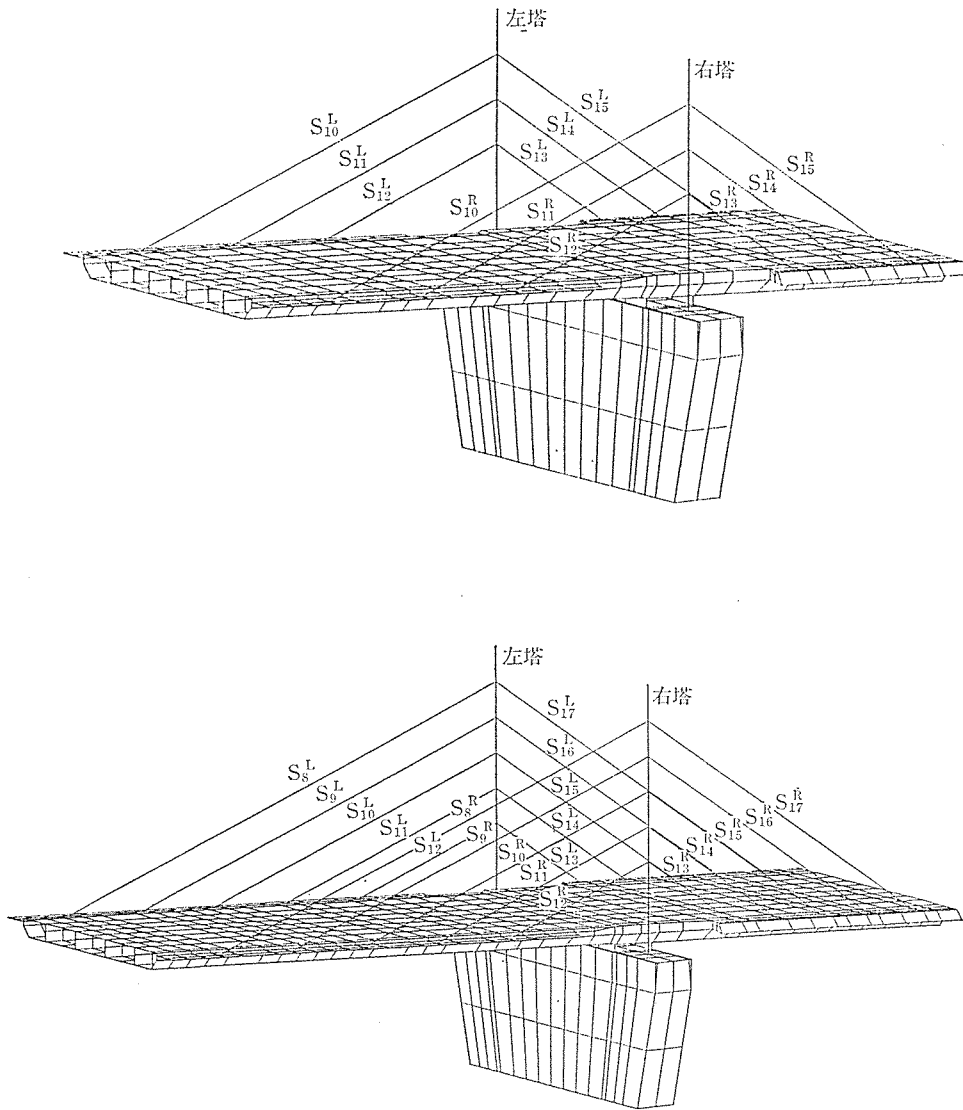


図-22 補強鉄筋図

る。

架設系の解析に関して、4.2 斜角を有する PC 斜張橋の構造特性で述べているように、左塔側・右塔側の死荷重および斜材ケーブル緊張による張力の比率が異なっているため、架設作業のステップに沿って、個々の荷重による応力状態を正確にトレースする必要のある架設系の解析は、2次元骨組での解析では評価ができないと考えられる。

4.2 では完成構造を立体 FEM と 2次元骨組モデルとで比較し、完成構造での 2次元骨組解析の妥当性を検討しているが、架設系でも同様の思想に基づき立体 FEM 解析と 3次元骨組解析を比較し、3次元骨組解析の妥当性を確認した。図-23 に示す斜材 3本状態と斜材 5本状態モデルを設定し、その各々について比較した結果を表-11, 12 に示している。表の値は各々の斜材に単位温度 (-100°) を作用させたときにその斜材に生



図—23 斜材3本モデルおよび斜材5本モデル

じる張力を示している。斜材3本状態で鈍角部の斜材張力には両解析の差が3.5%生じているが、斜材5本状態ではその差が1%前後となっている。変位などについても比較した結果、3次元骨組解析が十分な妥当性をもっていることが確認された。

あ と が き

本橋は、非対称支間および広幅員さらに斜角を持った張出し架設等、設計段階において数々の難問を抱えたが、技術検討委員会において審議を重ねることにより種々の問題を克服することができた。

現在本橋は、張出し架設も最盛期にさしかかり雄大な姿を現わしつつあり、今後札幌市の新しいシンボルとして平成3年秋の完成を目指して順調に作業が進められて

いる。

最後に多大の御指導を頂いた各委員の方々に誌面をかりて謝意を申し上げる次第である。

参 考 文 献

- 1) 児玉豊治, 角田興史雄:「鉄筋コンクリートディープビームのせん断補強効果について」土木学会北海道支部, 平成元年2月
- 2) 札幌市建設局土木部街路建設課:「仮称 南31条大橋 技術検討委員会」, 昭和63年3月
- 3) (社) 日本道路協会:「道路橋示方書・同解説 I (共通編), III (コンクリート橋編), IV (下部構造編), V (耐震設計編)」, 昭和53年1月, 昭和55年1月
- 4) (財) 海洋架橋調査会:「PC斜張橋に関する調査研究報告書」, 昭和56年3月

【1990年7月18日受付】