

碓氷橋 (PC斜張橋) の設計について

城戸 正行*1・飯束 義夫*2・田中 司朗*3・大塚 一雄*4・北国 秀一*5

1. まえがき

碓氷橋は、日本道路公団東京第二建設局管内の上信越自動車道のうち、松井田インターチェンジ～碓氷インターチェンジ間に建設される橋長 1 267 m の橋梁である。本橋は上信越高原国立公園と妙義荒船佐久高原国立公園に隣接し、JR 信越本線、一級河川霧積川、一般国道 18 号および一級河川碓氷川を横過するが、このうち JR 信越本線および霧積川を跨ぐ部分が橋長 222 m の 2 径間連続 PC 斜張橋となっている。

本斜張橋は、高速道路橋として建設される我が国初めての本格的な一面吊りの PC 斜張橋であり、構造上多くの特徴があげられる。本論文は PC 斜張橋の構造とその設計について述べるものである。

2. 工事概要

本橋の工事概要は以下のとおりである。

工 事 名：上信越自動車道碓氷橋東 (PC 上部工) 工事

工 事 箇 所：群馬県碓氷郡松井田町

橋 種：プレストレストコンクリート道路橋

橋 格：第 1 種第 3 級 B (1 等橋 TL-20, TT-43)

橋 梁 形 式：2 径間連続 PC 斜張橋

橋長・支間割：222 m (2×110.2 m)

有 効 幅 員：2×8.5 m

平 面 線 形： $R=1\ 600\ m$

勾 配：縦断 2.039 %，横断 2.0 %

基 礎 形 式：主塔部 ニューマチックケーソン基礎
両端部 直接基礎，深礎杭基礎

橋 脚：2 室中空断面 (SRC 構造)

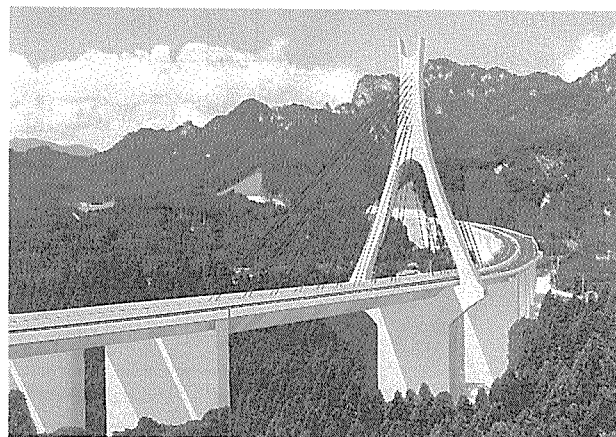


写真-1 完成予想写真

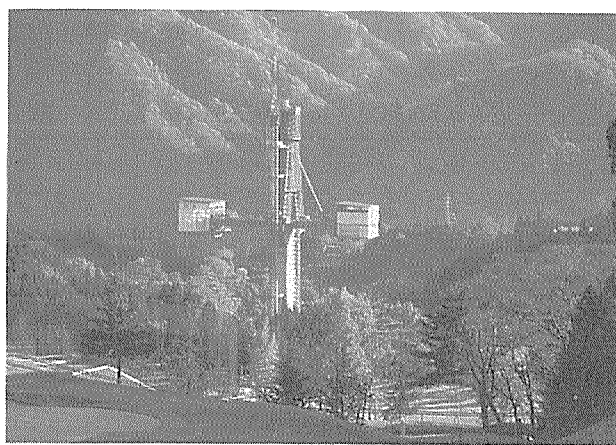


写真-2 施工写真

主 塔：逆 Y 形 (SRC 構造)，主塔高 113 m
主 桁：3 室箱桁断面 (PC 構造)，桁高 2.5 m
斜 材：ファン形，一面吊り
工 期：平成元年 6 月～平成 4 年 6 月
主要工事数量：表-1 に示す

*1 Masayuki KIDO：日本道路公団東京第二建設局富岡工事事務所工事長

*2 Yoshio IIZUKA：日本道路公団試験所コンクリート試験室主任 (前：東京第二建設局構造技術課)

*3 Shiro TANAKA：碓氷橋東 (PC 上部工) 工事 (株) ビーエス・鹿島建設(株)共同企業体副所長

*4 Kazuo OHTSUKA：碓氷橋東 (PC 上部工) 工事 (株) ビーエス・鹿島建設(株)共同企業体設計主任

*5 Shuichi KITAKUNI：鹿島建設(株)土木設計本部副主査

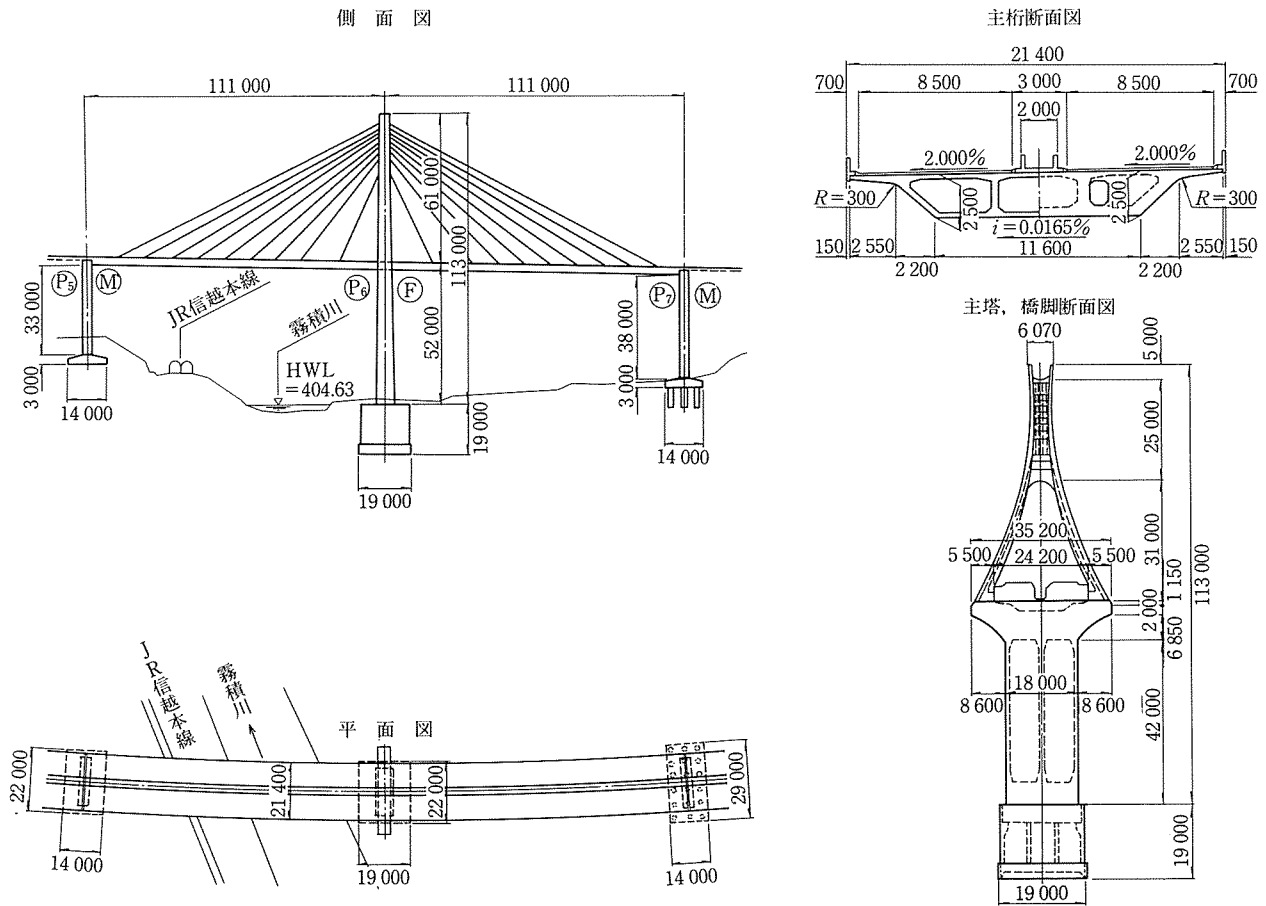


図-1 碓氷橋全体一般図

表-1 主要工事数量

箇所	種別	仕様	単位	数量	備考
主桁	コンクリート	$\sigma_{ck}=400 \text{ kgf/cm}^2$	m ³	3 730	橋体工
	コンクリート	$\sigma_{ck}=240 \text{ kgf/cm}^2$	m ³	360	橋面工
主桁	PC 鋼材	SBPR 95/120 ほか	tf	280	
	鉄筋	SD 35	tf	760	
主塔	コンクリート	$\sigma_{ck}=350 \text{ kgf/cm}^2$	m ³	1 260	
	PC 鋼材	SBPR 95/120	tf	1	
	鉄筋	SD 35	tf	180	
	鉄骨	SM 50 Y, SS 41 ほか	tf	90	
斜材ケーブル		New PWS $\phi 7$	tf	192	
橋脚・主部	コンクリート	$\sigma_{ck}=400 \text{ kgf/cm}^2$	m ³	440	
	コンクリート	$\sigma_{ck}=350 \text{ kgf/cm}^2$	m ³	1 000	
	コンクリート	$\sigma_{ck}=300 \text{ kgf/cm}^2$	m ³	1 760	
	PC 鋼材	SWPR 7 A 19 T 15.2 ほか	tf	40	
鉄筋	SD 35	tf	480		
鉄骨	SM 50 Y, SS 41 ほか	tf	170		

3. 構造概要

本 PC 斜張橋は斜材・主塔・主桁・主塔受梁部の 4 つの構造部材から構成されているが、以下にそれぞれの基本構造の選定経緯および特徴について述べる。

3.1 斜材

斜材の吊り面数は、中央分離帯を拡幅する必要がある

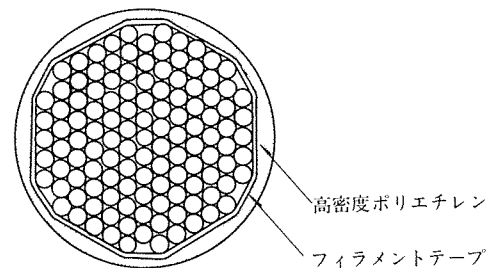


図-2 斜材ケーブル断面図

ものの、2面吊りとした場合より経済性に優れていることなどから1面吊り形式を採用した。斜材の吊点間隔は架設時応力度および経済性から10mを標準とし、また、配置形状は逆Y形主塔であるため、ファン形とした。斜材ケーブルはダブルケーブル方式を採用しており、ポリエチレン管で被覆されたノングラウトタイプの工場製作ケーブル(New PWSI 工法)を使用している。ケーブル1本当りの容量は7 ϕ 163($P_u=1\ 003 \text{ tf}$)~7 ϕ 241($P_u=1\ 484 \text{ tf}$)であり、緊張作業は桁高2.5mであるため主桁内の緊張スペースを確保することが困難であること、および作業性から塔側で行うこととした。

3.2 主塔

主塔形状としては斜材が一面吊りであることから、逆Y形、独立1本柱が考えられたが、中央分離帯を小さ

くでき耐震性にも優れている逆 Y 形とした。橋脚を含む主塔高さは 113 m であり、景観性に配慮し各部に曲線形状を採用している。主塔内には航空障害灯・避雷針等の維持管理のための管理用通路（直径 800 mm）が設けられている。本橋は SRC 構造を採用しているが、これは、斜材定着体、型枠、鉄筋を精度良く配置すること、および全体のじん性を高める意味で鉄骨を使用している。

3.3 主 桁

主桁の支持形式は、対称 2 径間連続 PC 斜張橋の特性が生かせること、および支承が必要ないことから、中間支点部では剛結方式を採用した。主桁断面形状は、桁自重の軽減、幅員、ねじり剛性の確保を考慮して 3 室箱桁断面とし、また桁高は完成系および架設系の応力度を検討し 2.5 m（等桁高）とした。斜材は一面吊り形式であるため、ケーブル定着は主桁内に斜材定着部横桁を設け中間ボックス内で行っている。

3.4 主塔受梁部

主塔からの応力を橋脚に伝達する主塔受梁部はマッシュンなコーベル構造となっており、基本的には PC 構造として設計している。なお受梁部下面は景観上の配慮から円曲線が採用されている。

4. 設 計

4.1 設計条件

4.1.1 荷 重

活 荷 重：TL-20, TT-43

衝 撃 係 数： $i=10/(25+L)$ (L ：支間長)

震 度： $k_H=0.18$ （橋軸方向）

0.23（橋軸直角方向）

温 度 変 化：年変化 $\pm 15^\circ\text{C}$ ，

日変化 床版・主塔 $+5^\circ\text{C}$

コンクリートと斜材 $\pm 15^\circ\text{C}$

クリープ係数：基本クリープ係数 $\phi_0=2.0$

乾 燥 収 縮：基本乾燥収縮ひずみ $\varepsilon_{s_0}=25 \times 10^{-5}$

終局荷重作用時の荷重組合せ：

$$\textcircled{1} \quad 1.3 D+2.5 (L+I)+1.0 (S+PS+SH)$$

$$\textcircled{2} \quad 1.0 D+2.5 (L+I)+1.0 (S+PS+SH)$$

$$\textcircled{3} \quad 1.7 (D+L+I)+1.0 (S+PS+PH)$$

$$\textcircled{4} \quad 1.3 (D+EQ)+1.0 (S+PS+SH)$$

$$\textcircled{5} \quad 1.0 D+1.3 EQ+1.0 (S+PS+SH)$$

ここで、

D ：死荷重+死荷重によるクリープの影響

SH ：乾燥収縮の影響

L ：活荷重

I ：衝撃

S ：斜材調整力+斜材調整力によるクリー

プの影響

PS ：プレストレス力による不静定力+プレ
ストレス力によるクリープの影響

EQ ：地震の影響

4.1.2 使用材料

① コンクリート

$\sigma_{ck}=400 \text{ kgf/cm}^2$ 主桁、主塔受梁部上部

$\sigma_{ck}=350 \text{ kgf/cm}^2$ 主塔、主塔受梁部一般部

$\sigma_{ck}=300 \text{ kgf/cm}^2$ 橋脚

② 鉄 筋

SD 35

③ PC 鋼材

SBPR 95/120 $\phi 32$ 主桁縦締め、主桁・横桁・主
塔受梁部鉛直締め、主塔横締め

SWPR 7 A 19 T 15.2 斜材定着部横桁横締め・主
塔受梁部横桁横締め

SWPR 1 12 $\phi 7$ 床版横締め

SWPR 7 A 12 T 12.4 端支点横桁横締め

④ 斜材ケーブル

SWRS 82 B (JIS G 3502), $\phi 7$ (亜鉛メッキ)

引張強度の規格値 $\sigma_u=160 \text{ kgf/mm}^2$

4.1.3 許容応力度

許容応力度は「道路橋示方書・コンクリート橋編（昭和 55 年）」に従うことを基本とし、規定にない項目については別途定めた。これに関しては 4.2 で述べる。

4.2 設計の基本方針

本橋の設計に際し配慮した点をまとめると以下のとおりである。

- 1) コンクリートのクリープ・乾燥収縮による断面力は、各部材ごとの材令差を考慮して算出した。また応力度の照査はクリープ・乾燥収縮による移行が 1/2 終了した時点とすべて終了した時点で行った。
- 2) コンクリートの弾性係数は現地での実績を調査し、「土木学会コンクリート標準示方書」の値を採用した。
- 3) 活荷重のうち TT-43 荷重については、軸重を実載荷し、影響線解析により断面力を算出した。
- 4) コンクリートと斜材の温度差は、斜材ケーブルがロングラウトタイプであり外気温の影響を強く受けるので、過去の施工実績および現地付近の気象観測データをもとに $\pm 15^\circ\text{C}$ と設定した。
- 5) 斜材張力の許容値は施工時 $0.6 P_u$ （従荷重時含む）、設計荷重作用時 $0.4 P_u$ とした。なお $0.6 P_u$ の状態で、定着部の補強に関する実験、ねじ定着部の静的引張試験および曲げ疲労試験を実施し、ケーブルおよび定着体の安全性を確認している。
- 6) 地震に対する照査は、静的解析のほかに応答スペ

◇工事報告◇

クトル法による動的解析を実施した。減衰定数は上部構造 3 %, 下部構造 5 %, 基礎 10 % とし, 地震動は宮城県沖地震における開北橋の地震波を採用した。

- 7) 主塔等の RC 部材の鉄筋引張応力度の目標値は, 有害なひびわれが生じないように死荷重時 1 000 kgf/cm² 程度とした。斜材定着部付近等の局部応力に対する補強については, 特に健全性を確保する必要のある箇所であるため, 活荷重時で 1 000 kgf/cm² 程度を目標とした。
- 8) 施工時の主桁応力度は, 温度変化, 施工中の PC 鋼材応力度減少, 斜材張力調整量(斜材張力の 5 % 程度の余裕を確保)を考慮した荷重状態で許容引張応力度 -25 kgf/cm² に抑えるものとした。

4.3 解析

橋軸方向・直角方向とも平面骨組構造解析により断面力を算出した(図-3 参照)。ただし, 本橋では図-4 に示すように架設手順が複雑であるため, 任意の構造系の変化と部材材令差を考慮したクリープ解析に対応可能な電算プログラムを使用した。

活荷重および平面線形によるねじりの影響は, 立体骨組構造解析により断面力を算定した。なお, 局部応力が問題となる箇所については FEM 解析を実施している。

4.4 設計結果

4.4.1 主桁の設計

施工時の主桁応力度は 4.2 の 5), 8) の条件設定に基づ

き照査した。また, 温度変化については施工時・完成時とも 4.1.1 に示す値の最も不利な組合せの状態での応力照査を実施した。主桁 PC 鋼棒 (SBPR 95/120 φ32) 本数は, 中間支点断面で上縁側 144 本, 中間断面で上縁側 64 本, 下縁側 88 本となっている。

本橋は広幅員の一面吊り PC 斜張橋であることから, 斜材張力の主桁への伝達状態および各ウェブのせん断力の分担割合を把握する必要がある。また桁高 2.5 m と低く斜ウェブであること, および大型特殊ワーゲンを使用していることから, 施工時のウェブの斜引張応力度についても照査する必要がある。このため, 主桁のうち半橋分ないし一定区間を取り出した折板理論による三次元 FEM 解析を, 架設系および完成系について実施した(図-5 参照)。

本解析の結果をまとめると以下のとおりである。

- 1) 斜材張力のうち鉛直分力は定着部横桁付近で直ちに有効となり, 水平分力は手前側の斜材吊点付近で均一に分布することが明確となった。
- 2) 外ウェブ(斜ウェブ)および内ウェブに作用するせん断力について検討した結果, ウェブせん断力の分担比は以下のとおりとなった(図-6 参照)。

- ① 死荷重時 外ウェブ 124 %, 内ウェブ 76 %
- ② 活荷重(偏載)時 外ウェブ 123 %, 内ウェブ 77 %

外ウェブのスターラップの配置はねじりモーメント

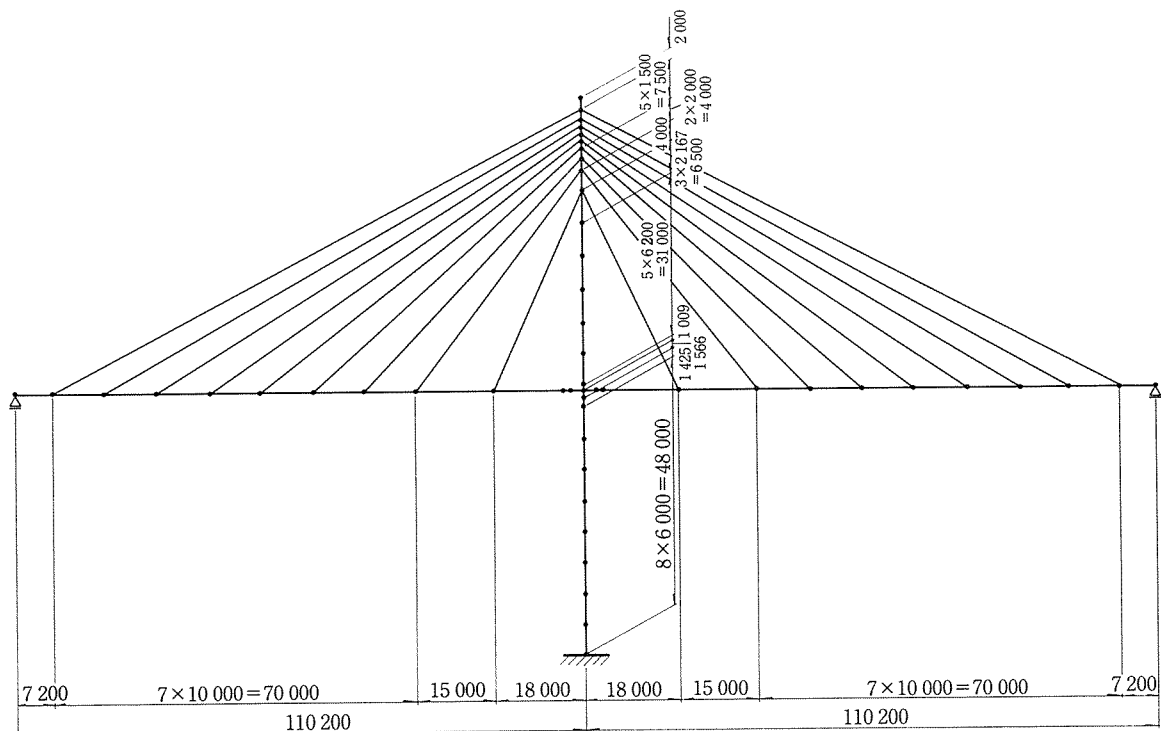


図-3 平面骨組構造解析モデル図

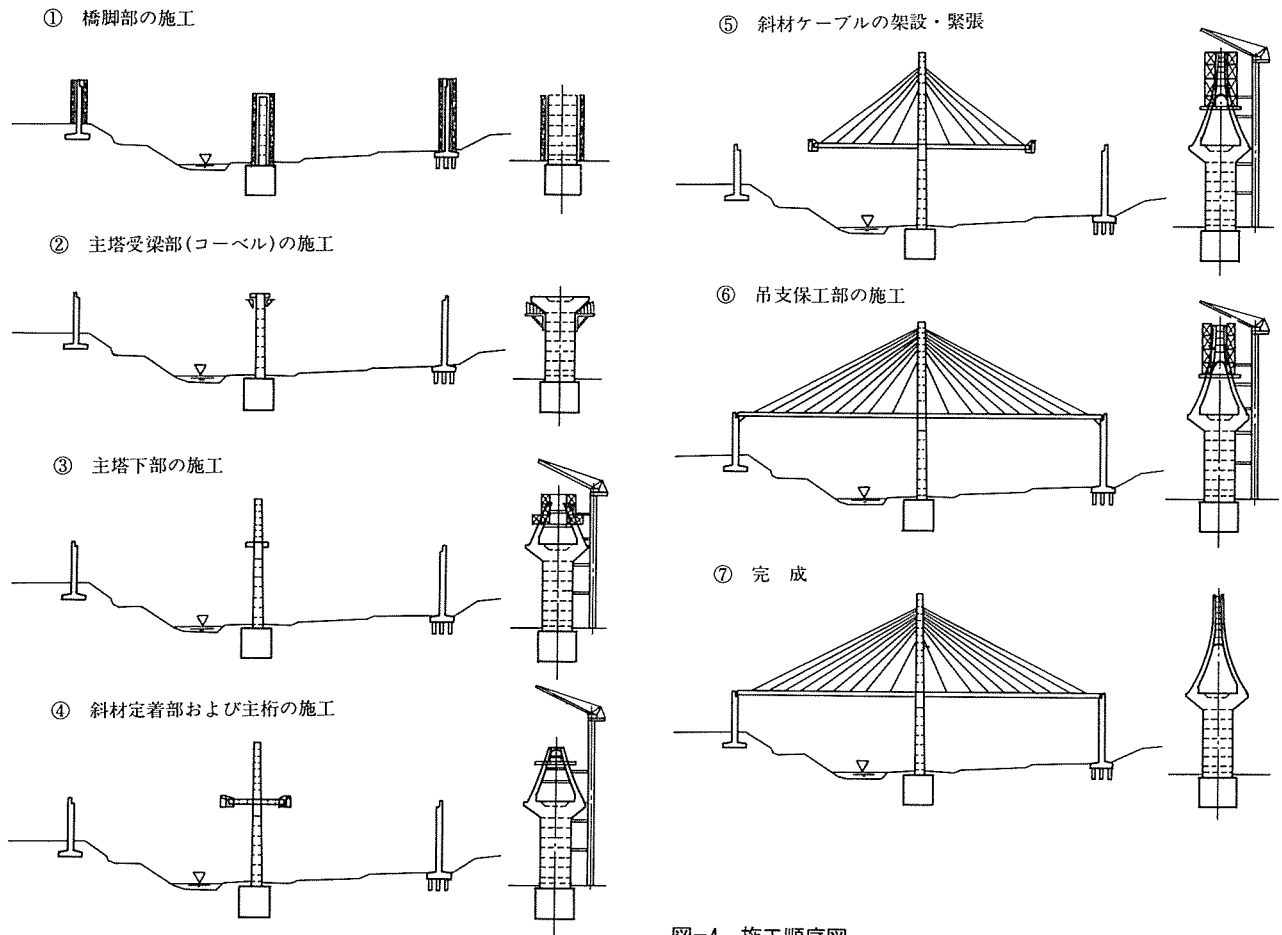


図-4 施工順序図

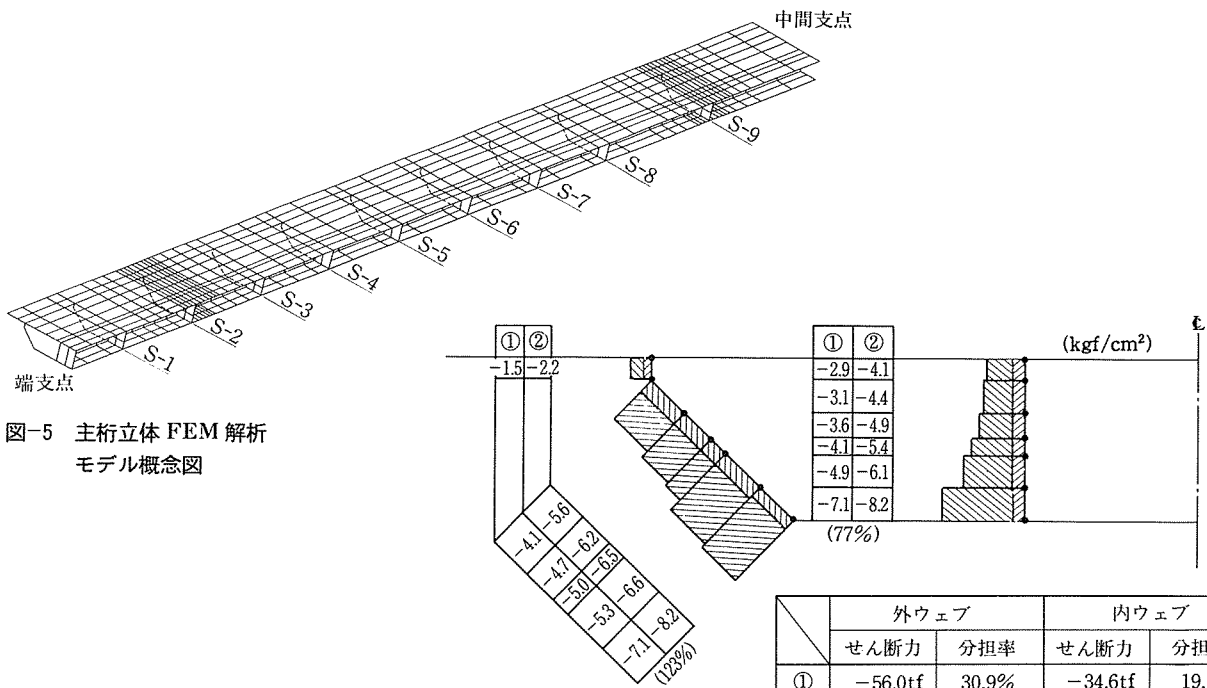
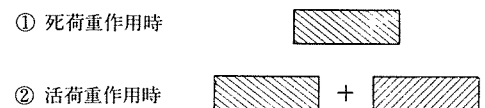


図-5 主桁立体 FEM 解析
モデル概念図

図-6 ウェブせん断応力度分布・せん断力の分担率



◇工事報告◇

と横方向の曲げモーメントに必要な鉄筋量の和で決定しており、分担比の違いにより鉄筋量の増とはなかった。

- 3) 施工時において外ウェブには張出し架設部先端に最大 40 kgf/cm^2 程度の斜引張応力度がワーゲン・コンクリート荷重により生じており、このうちせん断力により発生する斜引張応力度が7割、外ウェブの曲げによる斜引張応力度は3割であった。また、内ウェブにも上記荷重のほかに斜材張力によって局部的に 35 kgf/cm^2 程度の斜引張応力度が生じた。このため、完成時にはせん断鋼棒 (SBPR 95/120, $\phi 32$) ピッチが 1.0 m 以上でも良いものが、施工時には $0.5 \sim 1.0 \text{ m}$ 程度で配置する必要が生じた。

4.4.2 主塔の設計

主塔は橋軸方向については地震時、直角方向については活荷重時で断面決定している。また逆 Y 形主塔となっているため、図-4 に示すように架設中の曲げ応力度を低減する目的で2段のストラットを用いて施工しており、その場合の鉄筋引張応力度が 1000 kgf/cm^2 以内となるように D 38 ctc 150 が配置されている。なお、これは完成時には圧縮鉄筋として機能している。

主塔における斜材定着は図-7 に示すように片側の斜材が逆側の斜材をはさみ込むようになされており、これにより発生する曲げ応力度は FEM 解析により検討した。ここで発生する引張応力度に対し鉄筋補強することは鉄筋量が多くなり、また斜材鋼管等とのとり合いもあり配置が不可能であるためプレストレス力で対処することとした。この結果、斜材の最上段定着位置では SBPR 95/120, $\phi 32$ を6本配置した。

主塔分岐部に関しては骨組構造解析によっては応力の流れが把握できないため、主塔下端までをモデル化した平面 FEM 解析を実施した。解析結果は図-8 に示すように各荷重時とも圧縮状態となっており、景観性から定まった分岐部曲線形状が構造的にもアーチ効果により理

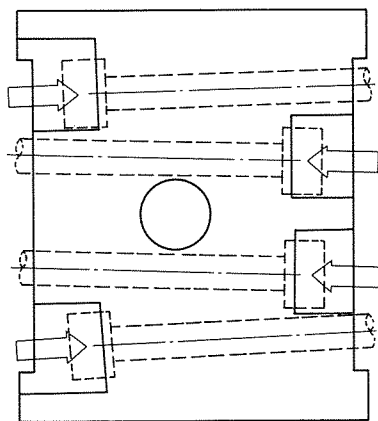


図-7 主塔斜材定着部平面図

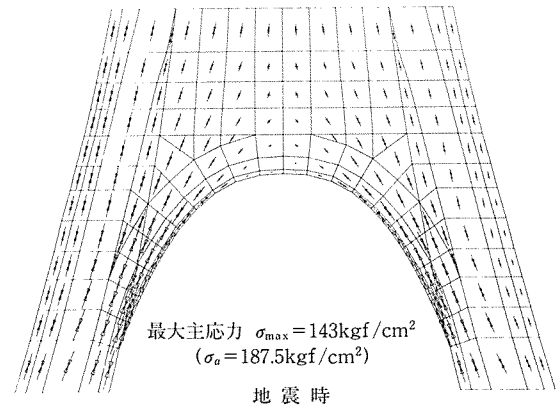


図-8 主塔分岐部主応力図

想的であることが解明された。

このほかに主塔に関しては、斜材定着部近傍の局部応力、管理用通路設置に伴う局部応力、主塔基部管理用通路入口設置に伴う局部応力についてソリッド要素による三次元 FEM 解析を実施し、局部的な鉄筋補強を行った。

4.4.3 主塔受梁部の設計

主塔受梁部は道路橋示方書コンクリート橋編により PC 棒部材ならびにコーベル部材としての設計を実施した。コーベル部材としての設計では設計荷重作用時に生じる水平材の引張力はプレストレス力によりとらせるものとし、PC 鋼材は SWPR 7 A 19 T 15.2 を 40 本配置した。

コーベル部材のせん断力に対する検討は道路橋示方書に規定されていないので、土木学会「コンクリート標準示方書」により行うことを基本とした。しかし本示方書は RC コーベルの設計を対象としているため、既往の実験成果^{1),2)}等を参考に以下の項目をせん断耐力の検討の際に考慮した。

- 1) 軸方向緊張材の有効引張力のせん断力に平行な成分 V_{ped} を考慮する。
- 2) 鉄筋比 P_w は PC 鋼材量を含めた値とする。
- 3) 軸方向プレストレス力によるデコンプレッション効果は棒部材における場合の $1/2$ を考慮する。

主塔受梁部下縁圧縮応力の中空橋脚への伝達、主塔基部の断面欠損に伴う受け梁への荷重の偏載荷等の影響を把握するため、ソリッド要素による三次元立体 FEM 解析を実施した。その主応力図を図-9 に示すが、中空橋脚への応力伝達はスムーズになされており局部応力の問題はみられなかった。受梁部上面ではある程度の応力の集中がみられるものの、コーベル全体として見れば応力の均一化はなされていた。また管理用通路入口付近の局部応力 (主塔部) に関しては部分的に圧縮応力度が許容値を超える箇所があるが、FEM 解析はコンクリート断面としての応力であり、鉄筋を換算すれば応力度は問題

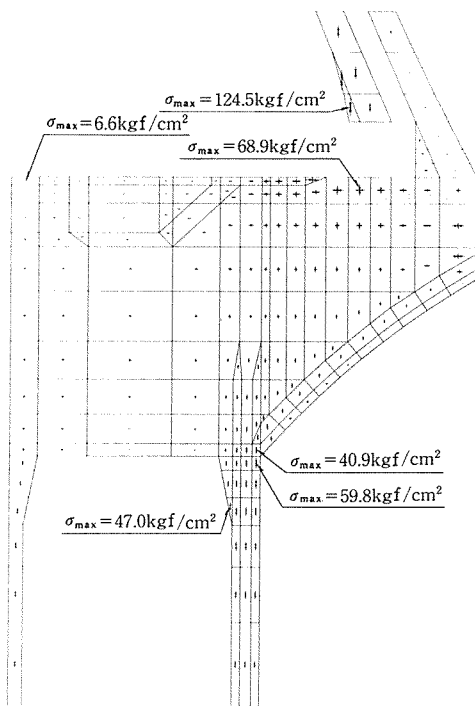


図-9 主塔受梁部主応力図(活荷重時)

のないレベルとなった。

4.4.4 斜材の設計

斜材容量は基本的には施工時に決定されており、その際には温度変化と地震が同時に作用した場合にも許容張力以内になること、また施工管理用の斜材調整に対応できるように5%程度の張力の余裕を確保することに留意

して設計を行った。なお、活荷重による斜材の変動応力度は、最大で6.3 kgf/mm²であり、鋼橋でのNew PWS ケーブルでの実績と比較してもかなり小さい値であり、疲労耐力は十分確保されていると考えられた。

4.4.5 斜材定着部横桁の設計

斜材定着部横桁の構造を図-10に示す。

簡易法による設計では、斜材張力の鉛直方向分力に対し鉛直補強鋼材の検討、水平方向分力に対しては四辺固定版としての曲げとせん断の検討をそれぞれ行った。また横桁の曲げモーメントおよびせん断力に対しては、斜材張力の鉛直方向分力が斜材定着部横桁の有効幅内に等分布荷重で作用するとして、斜材吊点を固定端とした片持梁で検討した。横桁の曲げモーメントに対する補強はSWPR 7 A 19 T 15.2によるものとし、横桁1箇所当り2~6本配置した。

押抜きせん断力に対する検討は、土木学会「コンクリート標準示方書」および参考文献3)に基づいて行った。設計押抜きせん断力(P_{gd})は、斜材が降伏する0.7%耐力(118 kgf/mm²)である $0.74 \cdot P_u \sin \theta$ とした。ここに P_u は斜材の引張強度、 θ は斜材と桁のなす角度である。また設計押抜きせん断耐力(V_{pgd})は次式により算出した。

$$V_{pgd} = V_{pcd} + V_{psd} + V_{ped}$$

ここに、

V_{pcd} : コンクリートの負担する設計押抜きせん断耐力

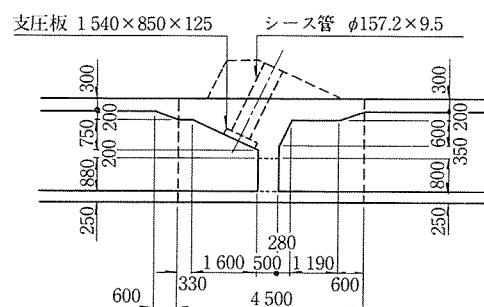
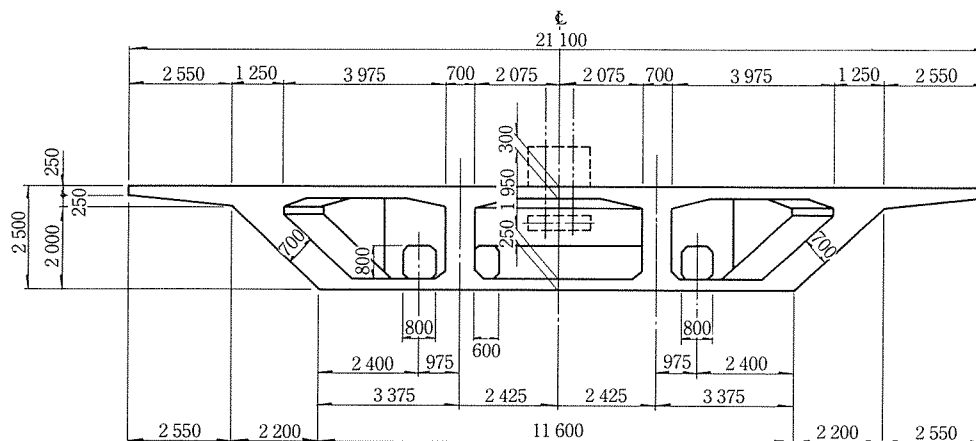


図-10 斜材定着部横桁構造図

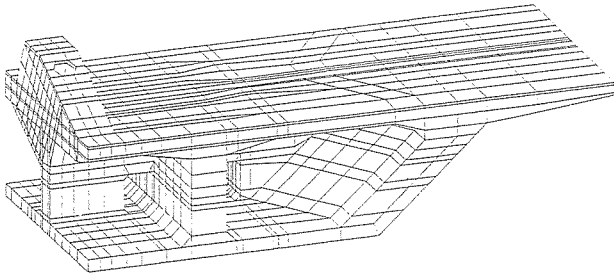


図-11 斜材定着部横桁立体 FEM 解析メッシュ割図

V_{psd} : 押抜きせん断補強鋼材により受け持たれる設計押抜きせん断耐力

V_{ped} : 横桁横締め PC 鋼材の有効引張力のせん断力に平行な成分の負担分

斜材張力の鉛直成分が最大（施工時常時 1 600 tf）となる斜材定着部に関して、図-11 に示すモデルでソリッド要素による三次元 FEM 解析を実施した。これは斜材張力の主桁への伝達性状、横桁およびその近傍の局所的な曲げおよびせん断応力度を把握し、鋼材による補強の効果と簡易法による設計の妥当性を確認することを目的としたものである。本解析結果から一般的には簡易法によれば安全であることを確認できたが、斜材張力の鉛直成分により上床版が押し上げられ、斜材定着部付近の限られた範囲で床版に 30~50 kgf/cm² 程度の引張応力の発生が見られたため引張鋼材補強を行った。

また斜材定着部は、破壊モードや破壊耐力が十分把握されていないため、実橋の1/4縮尺の全断面モデルにより、実橋の応力状態を極力再現した複合応力状態下での模型実験を実施した。その状況を写真-3, 4 に示すが、破壊モードは斜材定着部突起周辺部が押し抜けるモードであり、耐力は斜材の規格降伏強度 P_y の 2.0 倍であった。計算耐力は 2.1 倍で両者が良く対応しており、簡易法による設計を適用すれば耐力が推定できることが判明した。

5. あとがき

本橋は平成 5 年 3 月の供用開始をめざし、現在上部工の施工を鋭意進めているところである。

本文では碓氷橋（PC 斜張橋）のプレストレストコンクリート構造を中心に報告したが、斜材定着部模型実験の詳細、主塔の長柱安定性解析、動的解析、耐風安定性

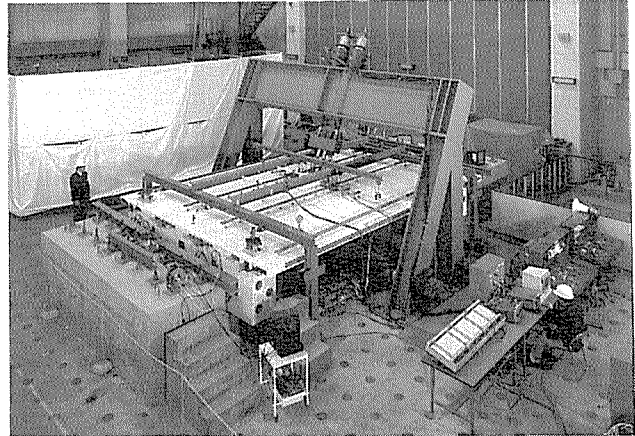


写真-3 斜材定着部模型実験荷重状況

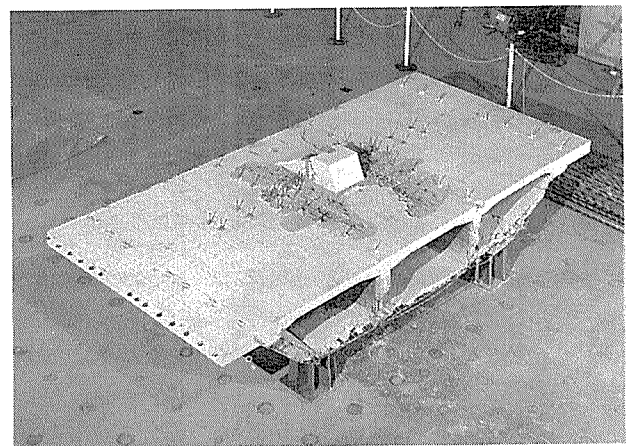


写真-4 斜材定着部模型実験破壊状況

解析等については別の機会に報告したいと考えている。

最後に本橋の設計にあたり、貴重な御指導を頂いた碓氷橋（PC 斜張橋）上部工施工検討委員会の各位に誌面を借りて深く感謝する次第である。

参考文献

- 1) 村山八洲雄, ほか: 変断面 PC コーベル部材のせん断耐力特性, コンクリート工学年次論文報告集 10-3, 1988
- 2) 村山八洲雄, ほか: 変断面 PC コーベルの耐力算定法について, 鹿島建設技術研究所年報第 35 号, 昭和 62 年 6 月
- 3) 石橋忠良, 高木芳光, 大庭光商: 青森大橋 (PC 斜張橋) の設計概要と斜材定着部実験, プレストレストコンクリート, Vol. 30, No. 4, 1988 年 7 月

【1991 年 9 月 28 日受付】