

十勝大橋の設計・施工

葛西 泰弘^{*1}・神山 繁^{*2}・葛西 章^{*3}・池田 隆^{*4}・佐藤 忠宏^{*5}

まえがき

十勝大橋は、一般国道 241 号の道路橋として架換え中の 3 径間連続 PC 斜張橋であり、中央径間 251 m、総幅員 32.8 m、塔高 68 m を有し、PC 斜張橋としては国内最大級の規模を誇る。本橋は、景観性や冬季の車道への落雪防止などから長大 PC 斜張橋としては実績の少ない独立 1 本柱形式の主塔を有する 1 面吊り構造としたことより、設計、施工上解決すべき多くの課題をかかえていた。このため「十勝大橋設計・施工検討委員会」（委員長：藤田嘉夫北海道大学教授）が設置された。

本報告は、同委員会で策定された「十勝大橋設計基準」に基づいて実施された詳細設計と施工の概要について紹介するものである。

1. 構造概要

道路規格：第 4 種 1 級（都市部）幹線 B 地域
 橋 種：プレストレストコンクリート道路橋
 橋 格：1 等橋 (TL-20)
 構造形式：3 径間連続 PC 斜張橋
 橋 長：501.0 m
 支間割り：124.1+251.0+124.1 m
 幅 員：総幅員 32.8 m
 有効幅員 車道 8.5 m×2、歩道 4.5 m×2
 勾 配：縦断 2.5%，横断 2.0%
 主 桁：4 室箱桁断面 PC 構造
 主 塔：独立 1 本柱形式 RC 構造
 斜 材：1 面吊りハープ型（16 段、総数 128 本）

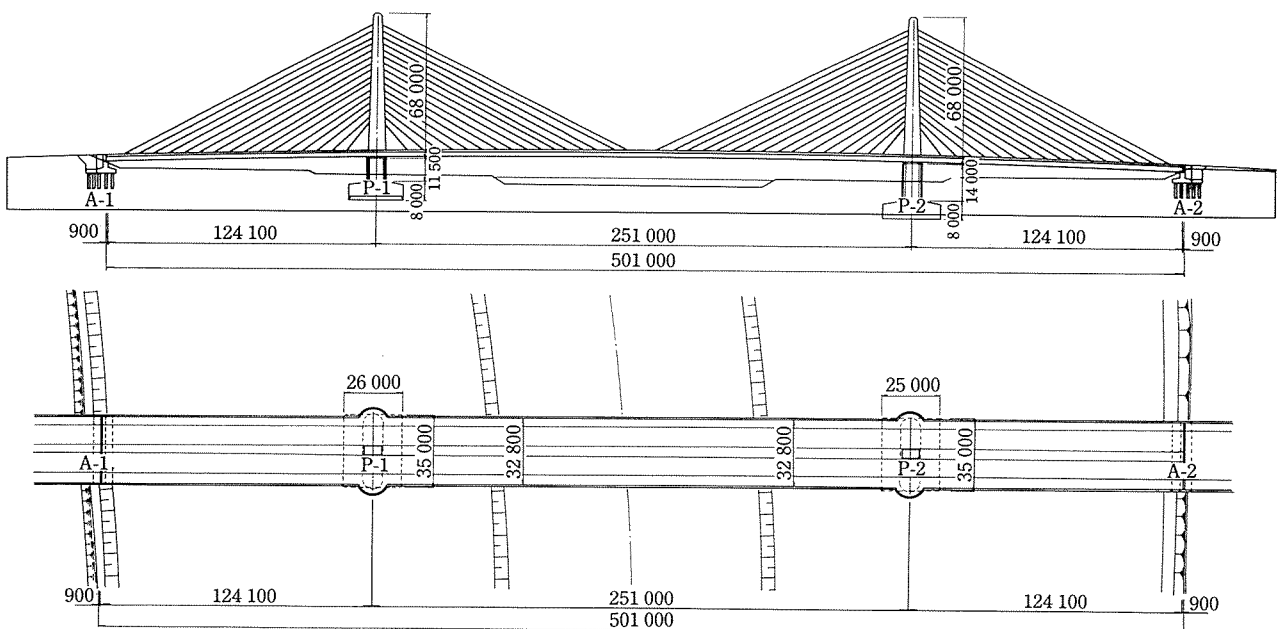


図-1 構造一般図

*1 Yasuhiro KASAI：北海道開発局 帯広開発建設部帯広道路事務所第 1 工事課 課長

*2 Shigeru KAMIYAMA：北海道開発局 帯広開発建設部帯広道路事務所第 1 工事課

*3 Akira KASAI：北海道開発コンサルタント(株) 橋梁部 参事

*4 Takashi IKEDA：鹿島・日本高圧・ドーピー共同企業体 工事課長

*5 Tadahiro SATO：鹿島・日本高圧・ドーピー共同企業体

◇工事報告◇

支持条件：橋脚～主塔；剛結結合
 橋脚～主桁；橋軸方向自由
 軸直角方向固定
 橋台～主桁；橋軸方向自由
 軸直角方向固定

図-1 に構造一般図を示す。

2. 設 計

2.1 設計基準の内容

「十勝大橋設計・施工検討委員会」において審議された内容をもとに作成された「十勝大橋設計基準」は以下の章で構成されている。

- 第1章 総則
- 第2章 上部工設計編
- 第3章 耐震設計編
- 第4章 耐風設計編

ここでは主に第2章 上部工設計編および第3章 耐震設計編の内容について報告するものである。

2.2 上部構造設計

2.2.1 基本方針

- 1) 主桁、主塔、斜材等の断面力は、道路橋示方書に従い平面骨組としてモデル化した微小変形理論により算出することを基本とした。
- 2) 広幅員の一面吊り構造であることから構造の3次元の挙動を設計にとり入れるために3次元立体板モデル

表-1 部材間応力伝達の検討項目

検討項目	検討内容
斜材張力による有効軸力分布	斜材張力による主桁のプレストレス効果を検討し、全断面に均等に軸力が伝達される位置を求める。
ウェブの荷重分担率	4室箱桁構造を中央部で吊ることから各ウェブのせん断力の分担率を求める。
床版の曲げ応力分布	主桁方向の曲げ応力分布を2次元解析と比較する。
横桁の有効幅	一面吊り構造の横桁の有効幅を求める。

デルによる FEM 解析を行い部材間の応力伝達について検討するものとした。検討項目を表-1 に、解析モデルを図-2 に示す。

- 3) 主桁斜材定着部は、斜材から大きな引張力を受ける部分であり、横桁を介して主桁を支える重要な部分である。特に本橋は、定着部近傍にウェブのある複雑な構造となっていることから、斜材張力によってこれらの部分に生ずるせん断応力や局部応力に対して床版・ウェブ・横桁をソリッドモデルとした立体 FEM 解析により検討を行い、PC 鋼材および鉄筋による補強の検討を行うものとした。検討項目を表-2 に、解析モデルを図-3 に示す。

表-2 主桁斜材定着部の検討項目

検討項目	検討内容
床版の押抜きせん断分布	定着部近傍の上床版のせん断応力分布を求める。
定着部局部応力	定着部近傍の床版及び横桁隅角部に発生する引張応力を求める。
横桁・ウェブの応力伝達	定着部近傍の横桁・ウェブの主応力分布と引張応力分布を求め、せん断破壊面を想定する。

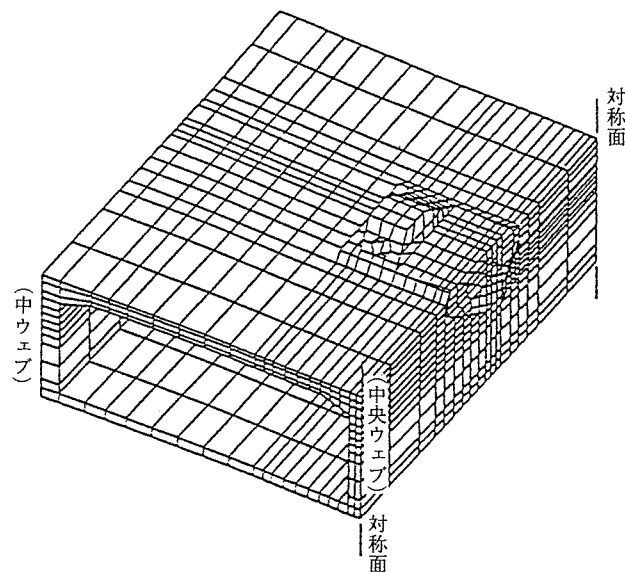


図-3 解析モデル

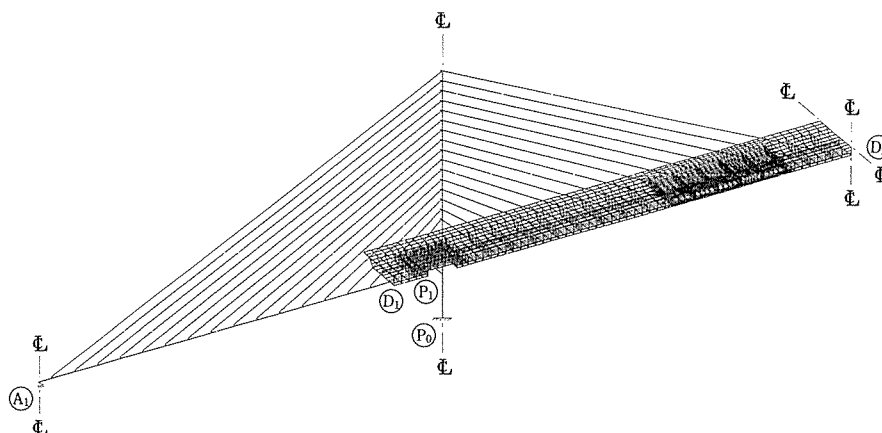


図-2 解析モデル

4) 主桁斜材定着部は構造解析により破壊形式および破壊メカニズムを推定することは困難であることから模型実験により、解析の妥当性と終局耐力の確認を行うものとした。

2.2.2 応力伝達メカニズムの照査

(1) 斜材張力による主桁内有効軸力分布

図-4に完成系および架設系の軸方向圧縮応力度の分布を示す。

完成系では、着目斜材から3斜材手前で全断面に均等な応力状態となっていることから、設計においては主桁断面に均等に軸力が伝達される位置は、着目する斜材位置から3斜材手前とした。斜材定着位置からのプレストレス力の広がり $\beta=37^\circ 18'$ となっており、道路橋示方書Ⅲに示される $\beta=33^\circ 40'$ とほぼ一致している。

また、架設系においても完成系と同じ傾向になっているが、架設系の張出し床版への応力の伝達が非常に悪い

ため、張出し床版部にもPC鋼棒を配置しプレストレスを導入する等の対策を行うこととした。

(2) 主桁ウェブのせん断力分担率

本橋は4室箱桁で、斜材が中央ウェブ近傍に定着された一面吊り構造となっている。このため梁理論により、せん断力の設計を行ううえで各ウェブに対するせん断力の分担比を考慮することとした。

全せん断力を1.0とした場合の、梁理論で算出されたせん断力の分担比と3次元板モデル解析結果から算出された最大分担比および両者の比率を表-3に示す。

表-3 ウェブのせん断力分担率

	梁理論 K_1	FEM K_2	比率 K_2/K_1	割増率
中央ウェブ	0.237	0.380	1.60	1.60
中ウェブ	0.166	0.253	1.52	
外ウェブ	0.216	0.159	0.73	1.00

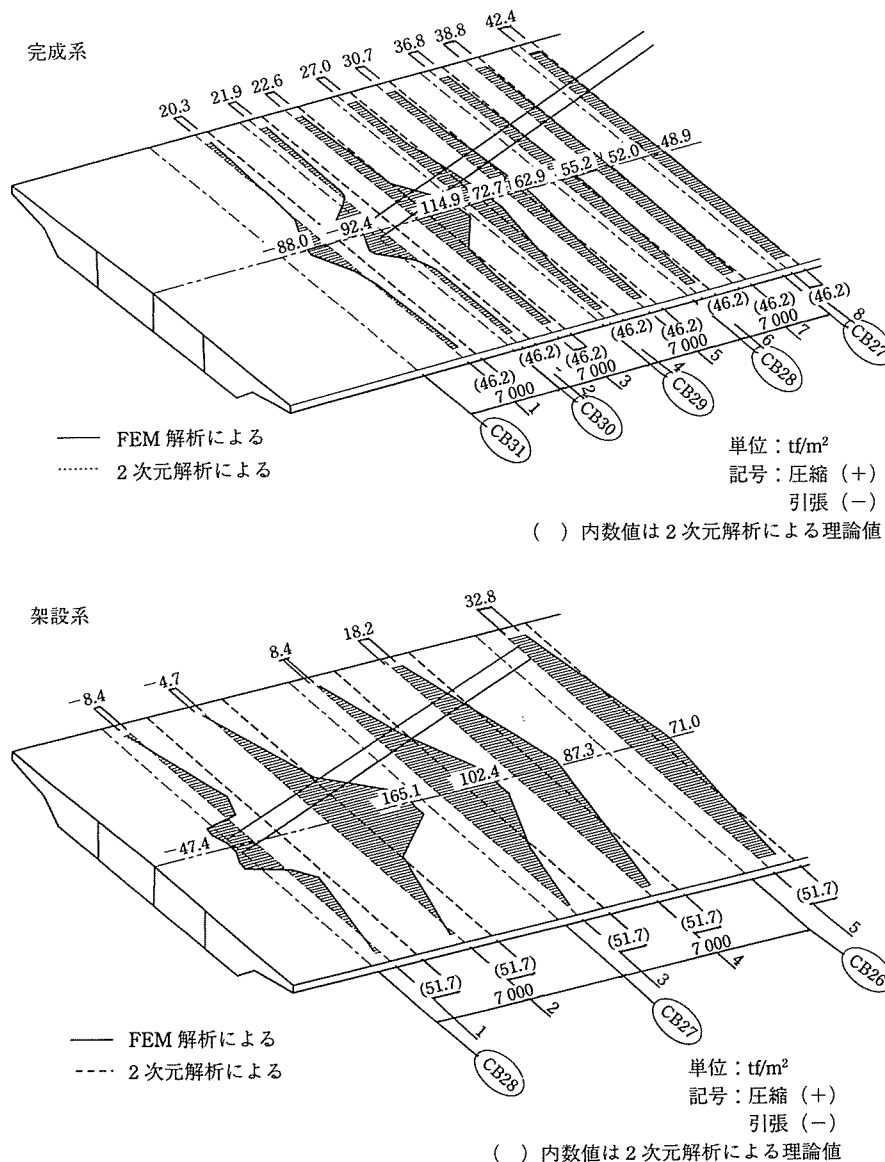


図-4 斜材張力による軸方向圧縮応力度分布

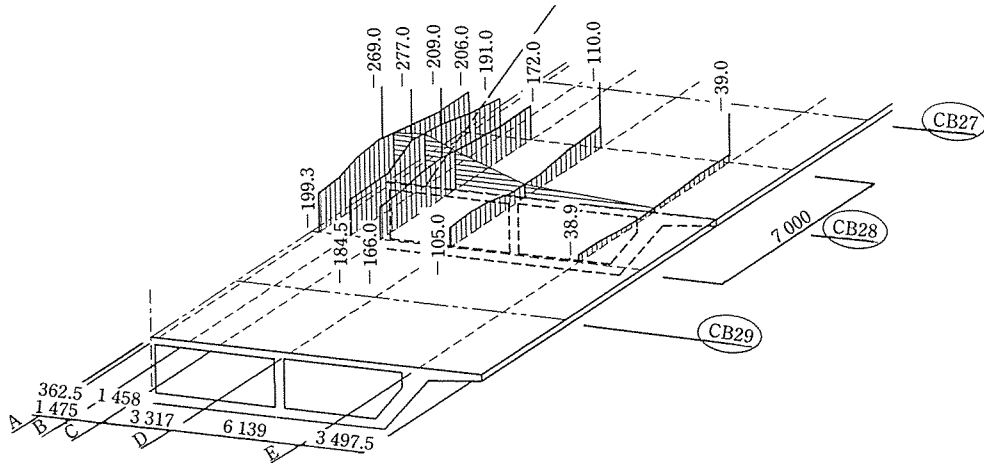


図-5 上床版の横方向の曲げ応力度分布

この結果から、設計においてはせん断力の割増し率として以下の係数を設定した。

中央ウェブ・中ウェブ $k=1.60$

外ウェブ $k=1.00$

(3) 横桁の有効幅

斜材定着部横桁の設計における有効幅は、道路橋示方書の規定によるほか、FEM解析により得られた有効幅を用いて応力度の照査を行うものとした。図-5に上床版の横方向の曲げ応力度分布を示す。これより求めた有効幅は5.40 m となったため、設計においては以下の2ケースの有効幅を用いた。

1) 道示による有効幅 $B=7.00$ m

2) FEM解析による有効幅 $B=5.40$ m

2.2.3 主桁斜材定着部の局部応力

(1) 主桁斜材定着部の局部応力

主桁斜材定着部は、斜材の張力により図-6に示す位置に引張応力が発生するため、PC鋼材および鉄筋によって補強を行うものとした。

A部の引張力に対しては橋軸方向に鉄筋による補強を行い、B部の引張力に対しては横桁内の鉛直鋼棒で補

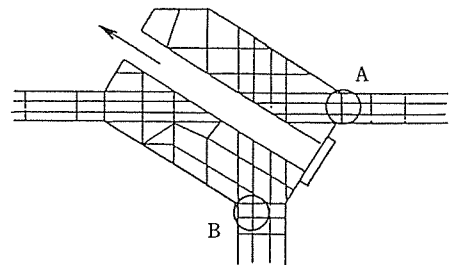


図-6 定着部の引張応力度発生位置

強を行った。

(2) 横桁・ウェブの応力伝達

定着部横桁に生じる引張応力の解析結果を図-7に示す。横桁に生じる引張応力を大別すれば、

① 上床版に生ずる橋軸直角方向引張応力 (σ_y)

② 定着位置より斜めに生ずる引張応力 (σ_{y2})

③ 定着位置近傍に生ずる鉛直引張応力 (σ_z)

となる。したがって、①・②に対しては横桁横締めPC鋼材を配置し、③に対してはせん断鋼棒を配置して補強設計を行うこととした。斜材定着横桁鋼材配置を図-8に示す。

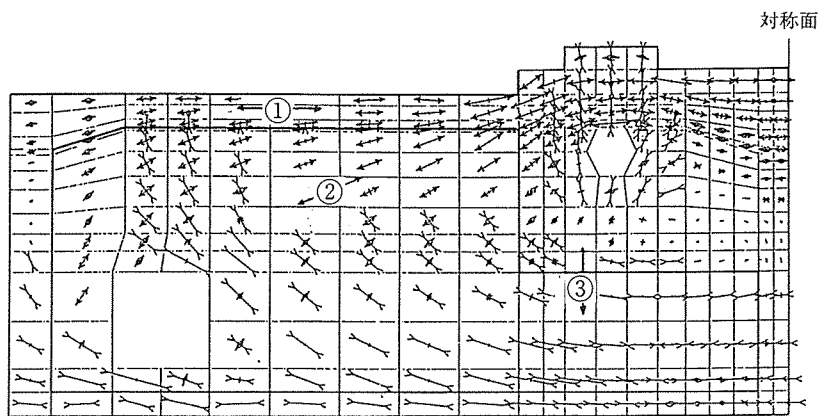


図-7 定着部横桁の主応力図

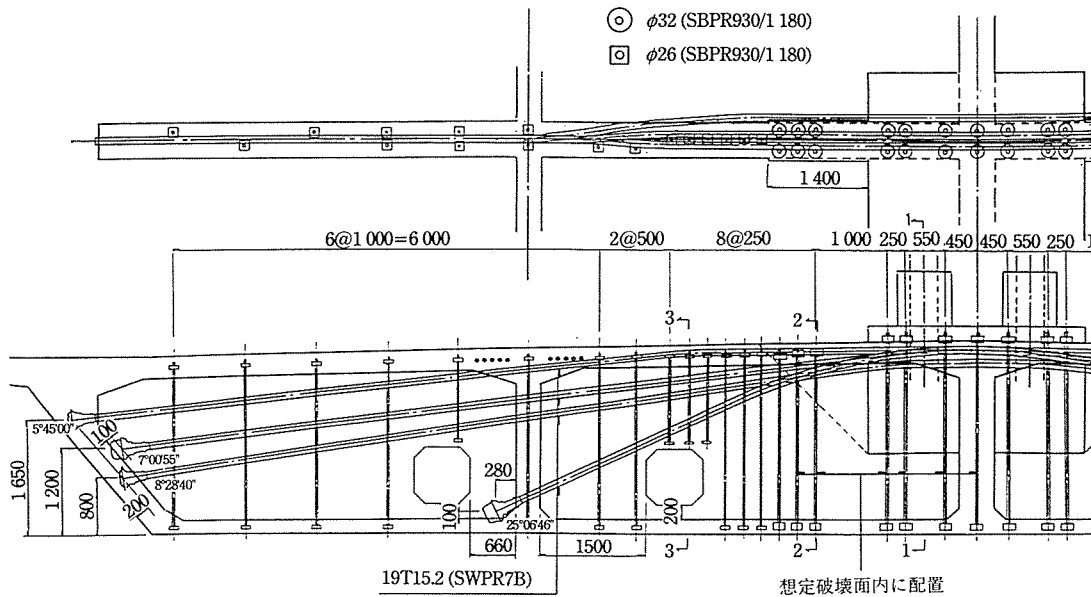


図-8 鋼材配置図

2.3 耐震設計

2.3.1 耐震設計の基本方針

PC斜張橋は基本固有周期が長く減衰定数が小さいことや、特性の異なる複数の構造要素からなる高次不静定構造であることから、その動的特性は複雑である。さらに本橋の架橋位置は北海道でも有数の地震発生頻度の高い地域である。

耐震設計の基本方針として比較的生じる可能性の高い地震に対しては構造物としての橋の健全性が損なわれず、希に起こる大きな地震に対しても落橋などに至らないことを目的として、以下に示す2段階の照査方法を用いることとした。

- 1) 建設地点において供用期間中に相当高い確率で発生する地震に対して、構造物の各部材が所要の耐力を保持し、かつ過大な変形を生じないことを確認する(L₁過程)。
- 2) 建設地点において希に発生する可能性のある大地震を想定し、主塔が所要の耐力と塑性変形性能を保持していることを確認する(L₂過程)。

2.3.2 解析手法

耐震設計における入力地震動、解析手法、照査方法を表-4に示す。

2.3.3 固有値解析結果

本橋の固有値解析結果を表-5に、モード図を図-9に

表-4 耐震設計の解析手法

照査過程	入力地震動	解析手法	照査事項
L ₁ 過程	設計震度 L ₁ 過程応答スペクトル 1968年十勝沖地震強震記録	震度法 応答スペクトル法 弾性時刻歴応答解析法	各断面の応力と耐力
L ₂ 過程	L ₂ 過程応答スペクトル適合地震波	弾塑性時刻歴応答解析法	主塔各断面の耐力と部材の変形性能

表-5 固有値解析結果

モード 次数	橋 軸 方 向					直 角 方 向					
	固有周期 T(sec)	刺激係数		有効質量比		モード 次数	固有周期 T(sec)	刺激係数		有効質量比	
		橋軸方向	鉛直方向	橋軸方向	鉛直方向			直角方向	直角方向		
1	3.665	0.817	0.005	0.247	0.000	1	1.541	3.191	0.143		
2	2.898	0.008	0.499	0.000	0.062	2	1.518	0.811	0.009		
3	1.681	1.185	-0.043	0.304	0.001	3	1.231	-0.015	0.000		
4	1.442	0.068	1.191	0.001	0.428	4	1.074	1.302	0.168		
5	1.206	0.015	0.001	0.000	0.000	5	0.656	-0.055	0.003		
6	0.954	0.001	0.900	0.000	0.200	6	0.652	-0.034	0.005		
7	0.726	-0.533	0.010	0.052	0.000	7	0.625	-0.060	0.003		
8	0.651	0.003	0.273	0.000	0.018	8	0.589	-0.761	0.073		
9	0.584	0.007	0.000	0.000	0.000	9	0.549	-2.043	0.467		
10	0.470	-0.158	-0.188	0.004	0.014	10	0.415	0.032	0.007		

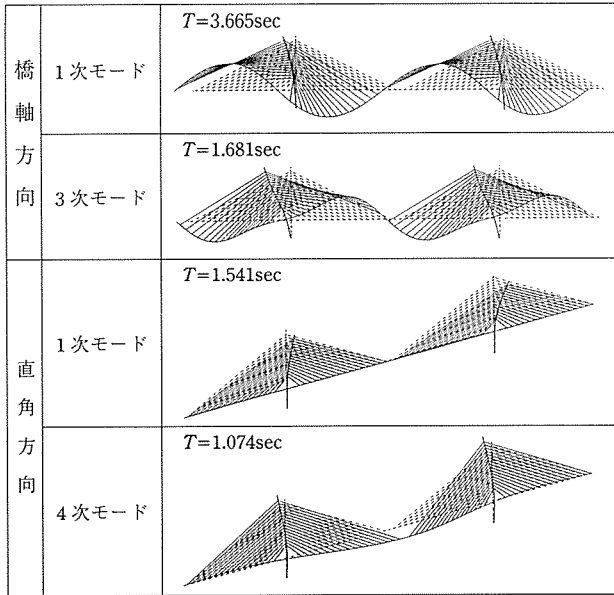


図-9 モード図

示す。

2.3.4 入力地震動

(1) 震度法

固有値解析結果に示すように振動特性として橋軸方向では1次と3次モード、橋軸直角方向では1次と4次モードが他のモードに比較して大きな応答を与えている。

したがって、本橋では主桁・主塔の振動に表-6に示すモードが応答に大きく影響するものとして、それぞれの固有周期に対応する震度を求め、これを設計水平震度とした。

表-6 卓越振動モードと設計水平震度

	主 塔	主 桁
橋 軸 方 向	3次モード $T_3=1.68 \text{ sec}$ $K_h=0.21$	1次モード $T_1=3.67 \text{ sec}$ $K_h=0.13$
橋 軸 直 角 方 向	1次モード $T_1=1.54 \text{ sec}$ $K_h=0.22$	4次モード $T_3=1.07 \text{ sec}$ $K_h=0.25$

(2) 応答スペクトル法

L_1 過程における動的解析には、過去に発生した地震のスペクトルを比較したうえで、道路橋示方書Vに示された加速度応答スペクトル曲線(Ⅱ種地震)を用いることとした。

図-10に「1968年十勝沖地震」のスペクトルを示すが、本橋の応答値に大きな影響を与えるモードは1秒~3.6秒であり、設計に用いたスペクトルはこの長周期部分では過去に発生した地震のスペクトルを上回っていることがわかる。

また、「1968年十勝沖地震」(千代田大橋地盤上)の

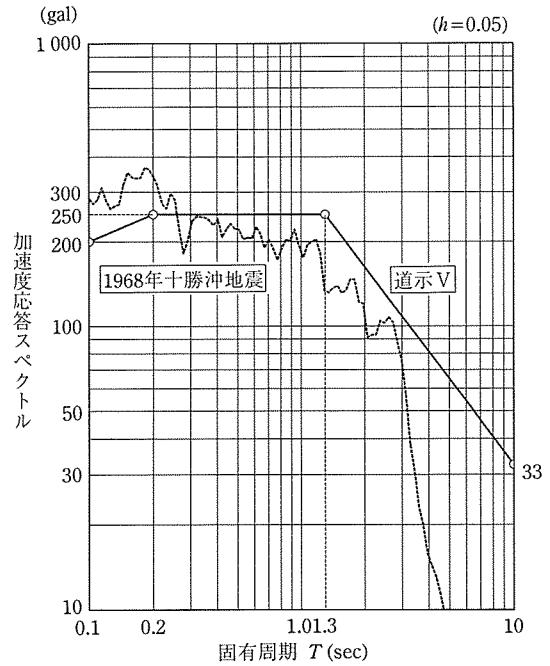


図-10 L_1 過程 加速度応答スペクトル曲線

記録波を用いて、弾性時刻歴応答解析を行った結果、道示Vに示す応答スペクトル曲線を用いておけばすべての応答値が安全側となることも確認されている。

(3) L_2 過程入力地震動

L_2 過程の照査の目的は、設計で想定した以上の巨大地震時においても、構造物に十分な粘りを持たせることによって、橋梁全体の崩壊を防ぐような設計を行うことである。特に本橋のように高軸力を受ける独立1本柱の主塔の地震時における動的挙動の評価が耐震設計上の重要な課題となる。

L_2 過程における地震動は、道示Vに示される地震時

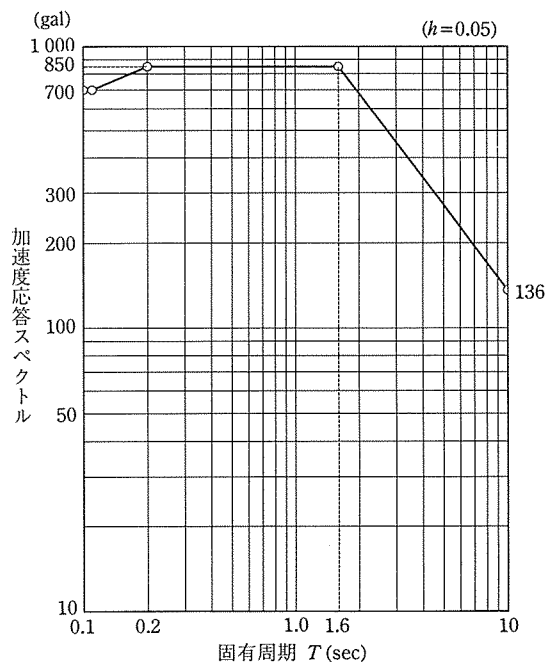


図-11 L_2 過程加速度応答スペクトル曲線

保有水平耐力の照査に用いる地震動の強さ（Ⅱ種地盤で $0.85 G$ ）を想定した加速度応答スペクトル曲線（図-11）とし、 $T=1.6 \text{ sec}$ 以上の長周期領域については工学的判断に基づき L_1 過程の動的解析に使用する加速度応答スペクトル曲線と同様の勾配で加速度を引き下げることとした。

また、入力地震動の加速度波形は道示 V に示される修正板島橋記録をもとに上記応答スペクトル曲線に適合させた波を作成した。

2.3.5 L_1 過程の解析結果

設計荷重時および終局荷重時の照査に用いた橋軸方向、橋軸直角方向の応答値を図-12 に示す。

また、「1968 年十勝沖地震」（千代田大橋地盤上）の記録波を用いて弾性時刻歴応答解析を行った結果を参考として示す。

2.3.6 L_2 過程の解析結果

(1) 断面力応答値

図-13 に主塔の橋軸方向、橋軸直角方向の応答値を示す。 L_2 過程の入力地震動のもとでは主塔のほぼ全域にひびわれが生じているが、いずれの方向とも主塔基部が降伏域をわずかに超えた応答にとどまっている。

(2) 主塔の変形性能照査

弾塑性応答解析による主塔部材の変形性能照査における限界値の設定については、道示 V の「鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査」において、橋脚天端における鉄筋降伏時水平変異 δ_y から終局時変位 δ_u に至る範囲の $2/3$ 程度の値を限界値としているが、本橋の主塔部材の重要度や震災後の補修の難易度を考慮して別途限界値を定めることとし、本橋の限界値は主塔部材の曲率 (ϕ) および天端の変位 (δ) が降伏域を超え

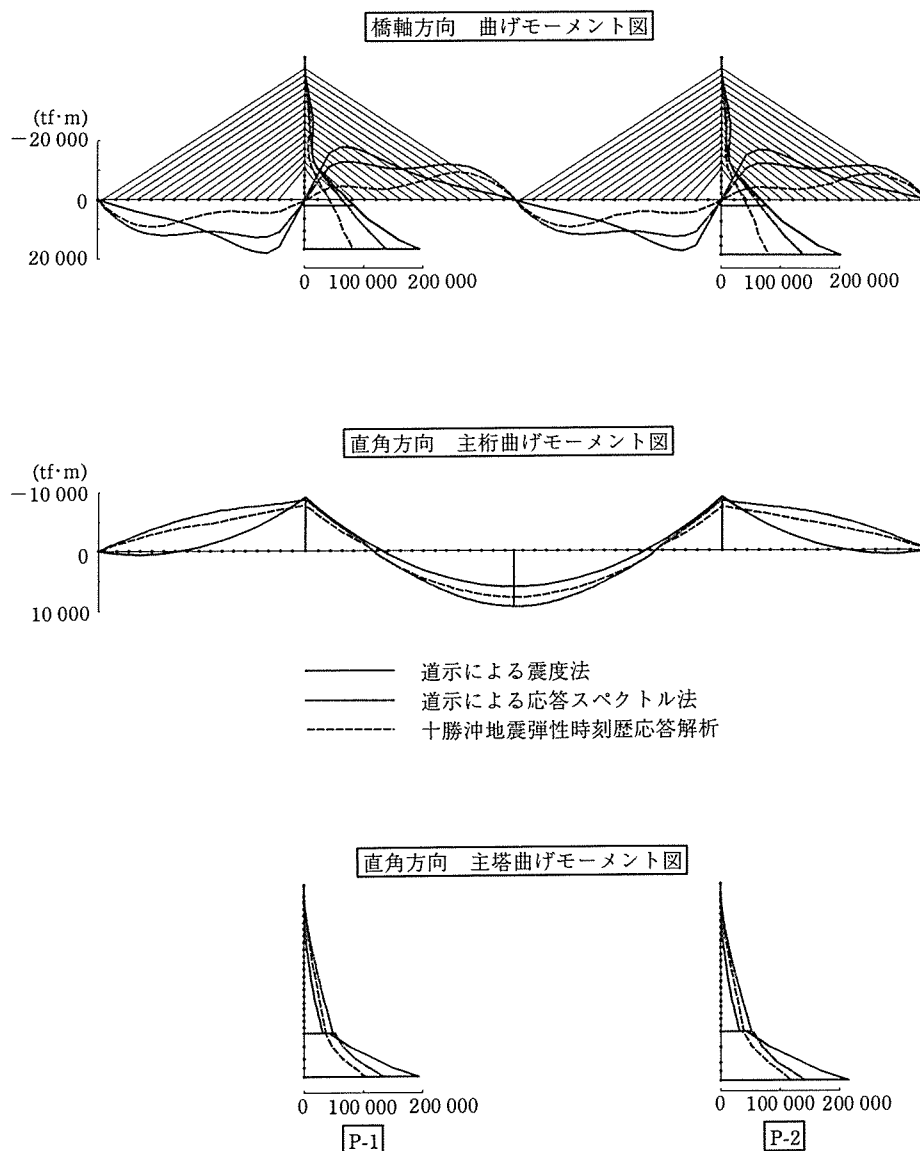


図-12 L_1 過程曲げモーメント応答値

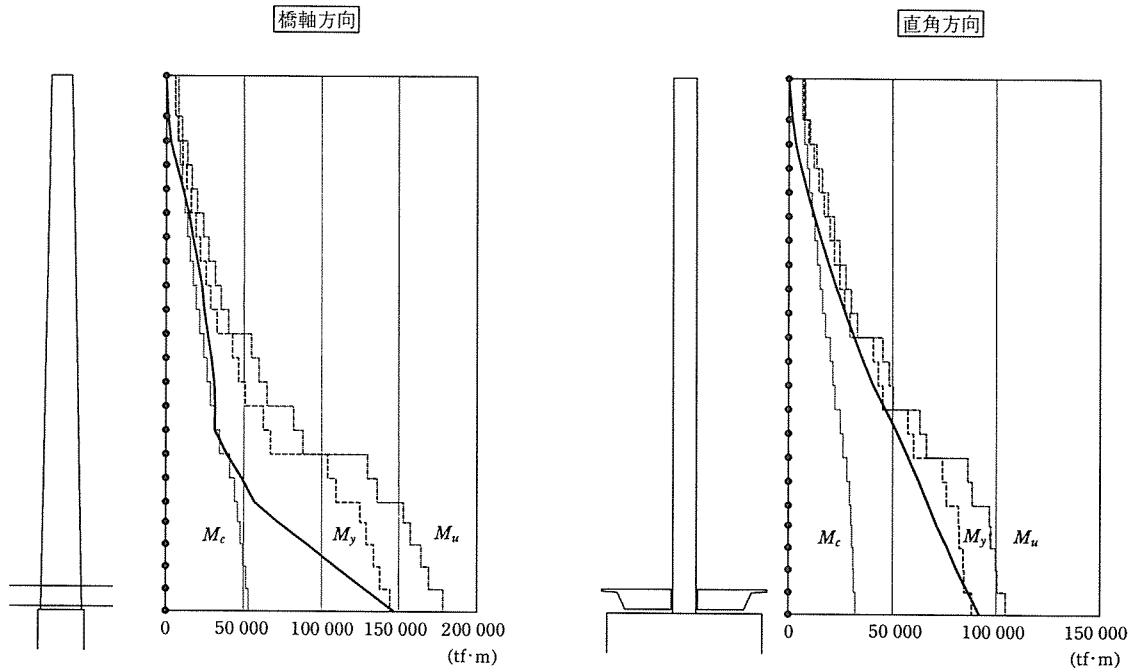


図-13 L_2 過程主塔曲げモーメント応答値

たとしても、極力軽微な損傷の範囲にとどまる限界値として降伏点近傍とした。

主塔基部の $M-\phi$ 図を図-14 に示し、橋軸直角方向の $P-\delta$ 図を図-15 に示す。いずれも設定した限界値の範囲内であることがわかる。

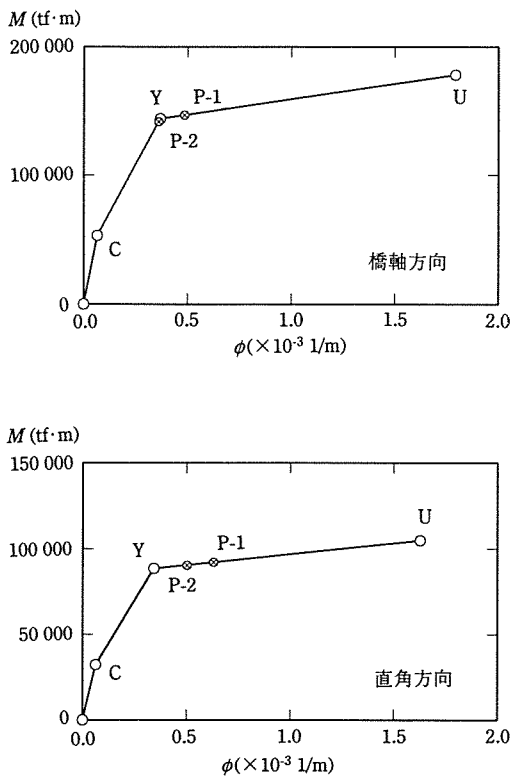


図-14 主塔基部 $M-\phi$ 図

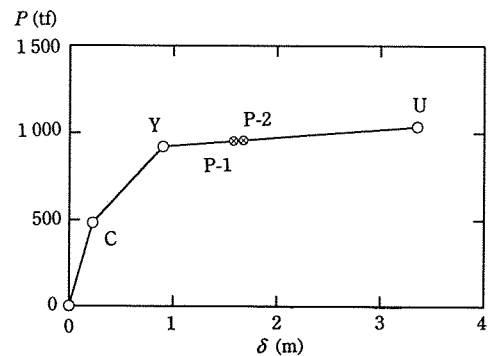


図-15 主塔 $P-\delta$ 図

3. 施 工

本橋は、一面吊り構造としては初めて4室箱桁断面の主桁が採用され、センターウェブを挟んで斜材が定着されること、大容量現場製作ケーブルが採用され、130 m を超える長さの斜材ケーブルを現場で製作、架設したこと、また5フレームを有する広幅員のワーゲンを使用したことなどに特徴がある。本項では、本橋上部工の施工について概説するとともに、実施した技術検討について報告する。

3.1 主塔の施工

主塔は塔高 68 m の独立 1 本柱形式で、断面形状は充実矩形断面となっている。施工は 1 ロットあたり 2~4 m に分割し、全 21 ロットを総足場工法で施工した。鉄筋は、主塔基部で主筋 D 51 が最大 4 段 (etc 150) 配置されており、組立ては帯鉄筋も含めすべてガス圧接で実施した。型枠には大型のステンレスフォームを使用

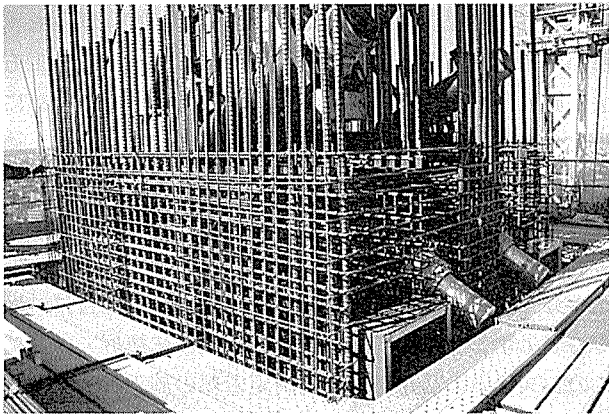


写真-1 主塔の施工状況

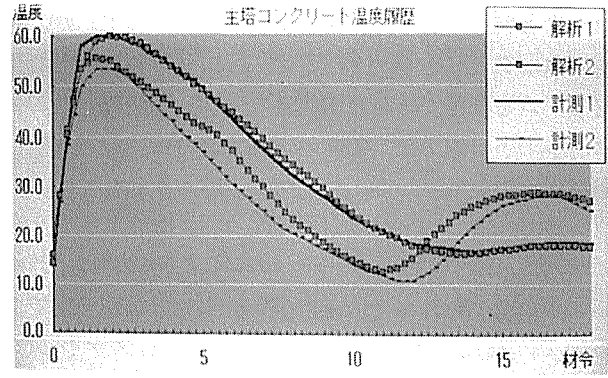


図-16 主塔コンクリート温度履歴

し、組立て～脱型の合理化を図った。コンクリートは 500 kgf/cm^2 の高強度コンクリートであり、高性能 AE 減水剤の使用により単位セメント量を低減 (380 kg/m^3) するとともに、必要なワーカビリティを確保した。打設はポンプ車打設として塔頂まで圧送した。打設量は $20 \text{ m}^3/\text{h}$ であった。写真-1 に主塔の施工状況を示す。

また、施工初期段階から温度、応力を実測し、温度解

析パラメータを逆解析により求めることにより、ひびわれ制御鉄筋の低減を図った(図-16)。

3.2 主桁の施工

本橋の主桁は一面吊り構造としては非常に広幅員な 4 室箱桁構造となっている。図-17 に主桁断面図を示す。PC 鋼材は、主方向に PC 鋼棒 $\phi 32$ 、鉛直方向に PC 鋼棒 $\phi 32, \phi 26$ 、および横方向に PC 鋼線 $12 \phi 8$ 、(床版)、PC 鋼より線 19 K 15 (横桁) が配置されている。主桁

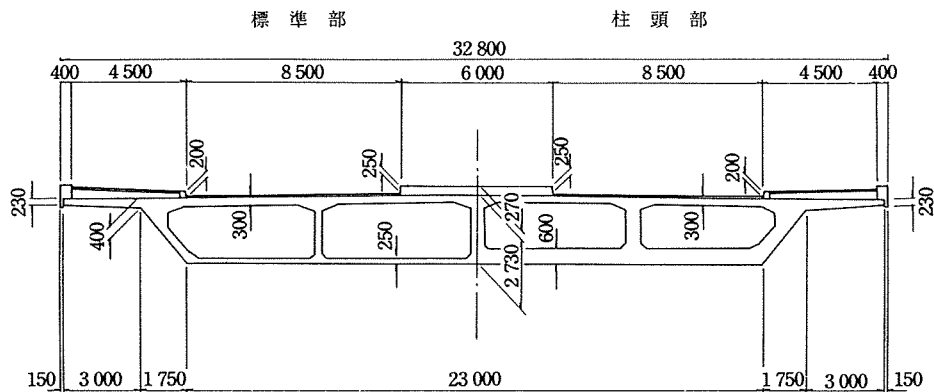


図-17 主桁断面図

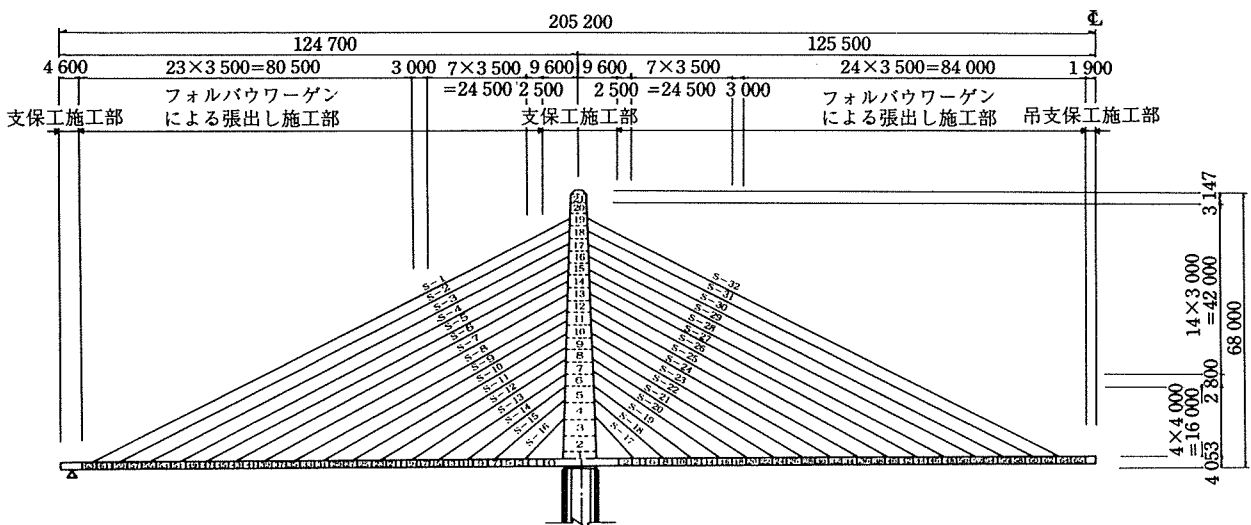


図-18 主桁ブロック割図

◇工事報告◇

の張出し架設部は、1ブロックあたり3.5 m ずつ標準ブロックと斜材定着ブロックを交互に張出し施工した。施工ブロック割りを図-18 に示す。張出し架設には一般型フレームを5基連結した広幅員ワーゲンを使用した。また、本工事は通年施工で計画されているため、厳寒期における施工を考慮して、ワーゲン全体を断熱材で囲み、コンクリートファーンズ (75 000 kcal/h/台) 最大9台で給熱し、寒中コンクリートへの対策、および作業性を確保した。主桁外型枠は主桁が等桁高で形状が一定であるので、転用回数、強度、美観を考慮しステンレスフォームを大パネル化して使用した。内型枠は斜材定着ブロックについては木製とし、標準ブロックについてはメタルフォームをパネル化して使用した。

PC 斜張橋の斜材定着部は非常に多くの補強鋼材や補強鉄筋が配置されており、本橋のように一面吊り構造で、しかもウェブを跨ぐ場合は特に複雑である。同じ作業が繰り返される張出し施工において、この部位の施工

の合理化は工程短縮の要点であり、また品質管理上も重要なポイントであることから、本橋においては、施工方法、施工順序、また各部の干渉についての検討のために3次元CADによる鋼材配置検討システムを開発し、適用した。本システムでは、入り組んだ配筋や鋼材をあらゆる角度から立体視することができ、また画面上で型枠、鉄筋、PC 鋼材の組立てを再現することができ、さらにかぶり、鉄筋のラップ、曲げ半径などの構造細目についても表示するので、各部の取合いが確実に把握できた。このシステムの活用により斜材定着部の施工は、当初より順調に行うことができた。図-19、写真-2 に活用例を示す。

本橋では側径間連結部を支保工施工する際に、張出し架設部の先端を仮固定する際のウェイトとして、主桁箱桁内部に水を溜める水バラスト工法を採用した。この工法により、従来設置していたカウンターウェイトコンクリート、緊結用 PC 鋼材等が不要となったほか、これらの解体工事による騒音や産業廃棄物の発生を減らすことができた。図-20、写真-3 に主桁の固定工を示す。

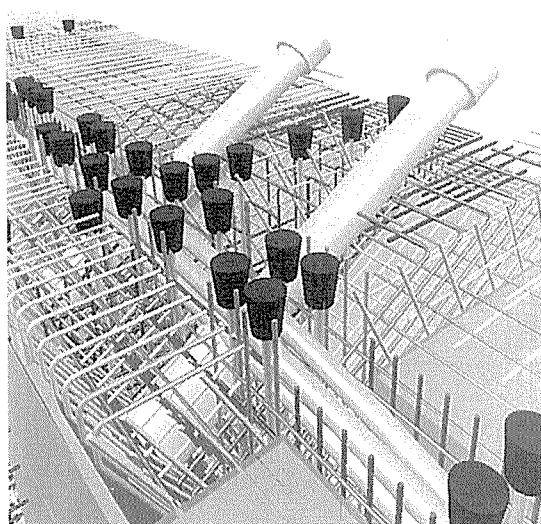


図-19 CADによりシミュレーションされた斜材定着部

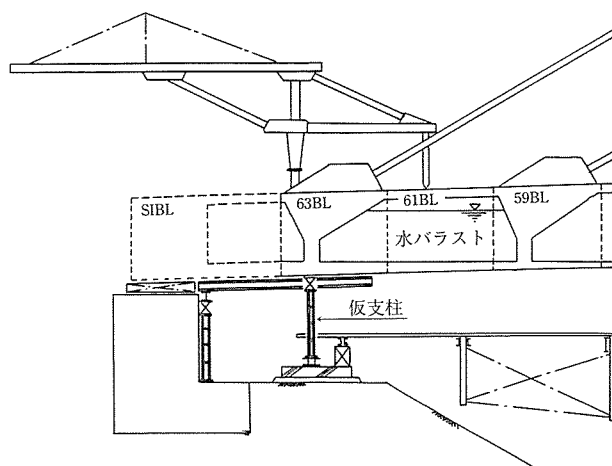


図-20 主桁の固定工図

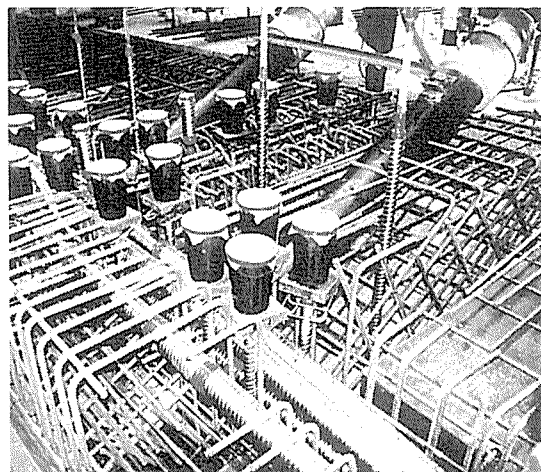


写真-2 実施工における斜材定着部

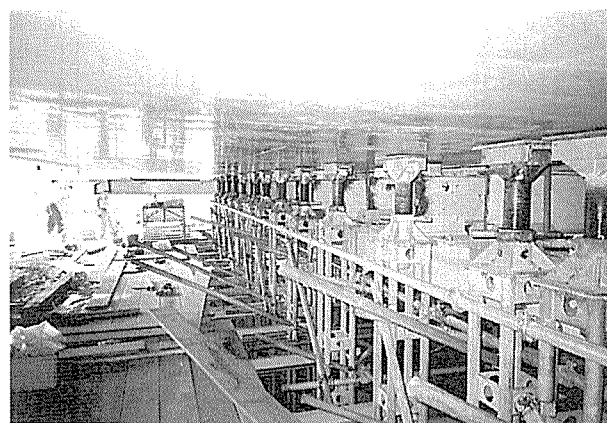


写真-3 主桁の固定部 (仮支柱)

3.3 斜材の施工

3.3.1 斜材架設

斜材は現場製作タイプであり、ケーブル1本は15.2mmのPC鋼より線61本（一部55本）で組み立てられる。斜材保護管にはPE管を使用し、景観を考慮して外縁のケーブル3段については現場製作タイプの斜材としては初めて着色PE管を採用した。緊張作業、および張力調整はすべて主塔側にて2台のジャッキにより各段につき上流、下流側ケーブルごとに行った。図-21に施工手順を示す。

3.3.2 緊張管理

斜材張力は、温度変化や不確定な荷重などの影響を常に受けているが、これらを正確に補正して斜材調整力に反映させることは、精度的に限界がある。また、これまでに緊張中の温度変化による影響は比較的小さく管理誤差範囲で吸収できることが分かってきたので、本橋においてはこれらの不確定要素を無視して斜材調整力は施工時設計における増分張力を導入する方法を採用した。緊張管理は、ケーブルのサグ、および弾性変形を考慮した

緊張計算に応じた伸び～圧力管理を実施した。圧力はポンプに圧力変換器を設置し、デジタル表示させることで測定精度を高めた。伸び量はスケールにて直接計測したが、増分管理を基本とした斜材張力調整時においては、既に導入されている張力を正確に知る必要があるため、支圧板とリングナットの間にはデジタル変位計（写真-4）を設置し、ポンプの加圧に対するリングナットの挙動を

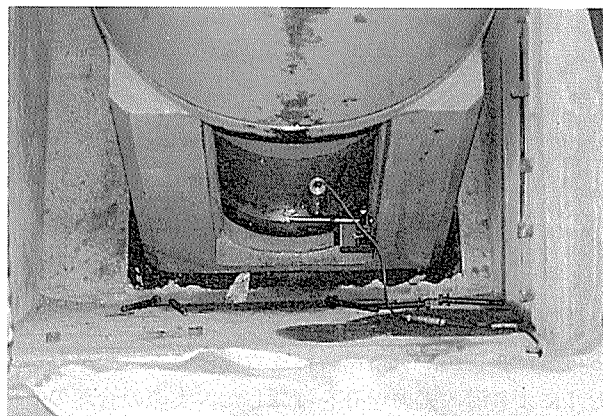


写真-4 デジタル変位計

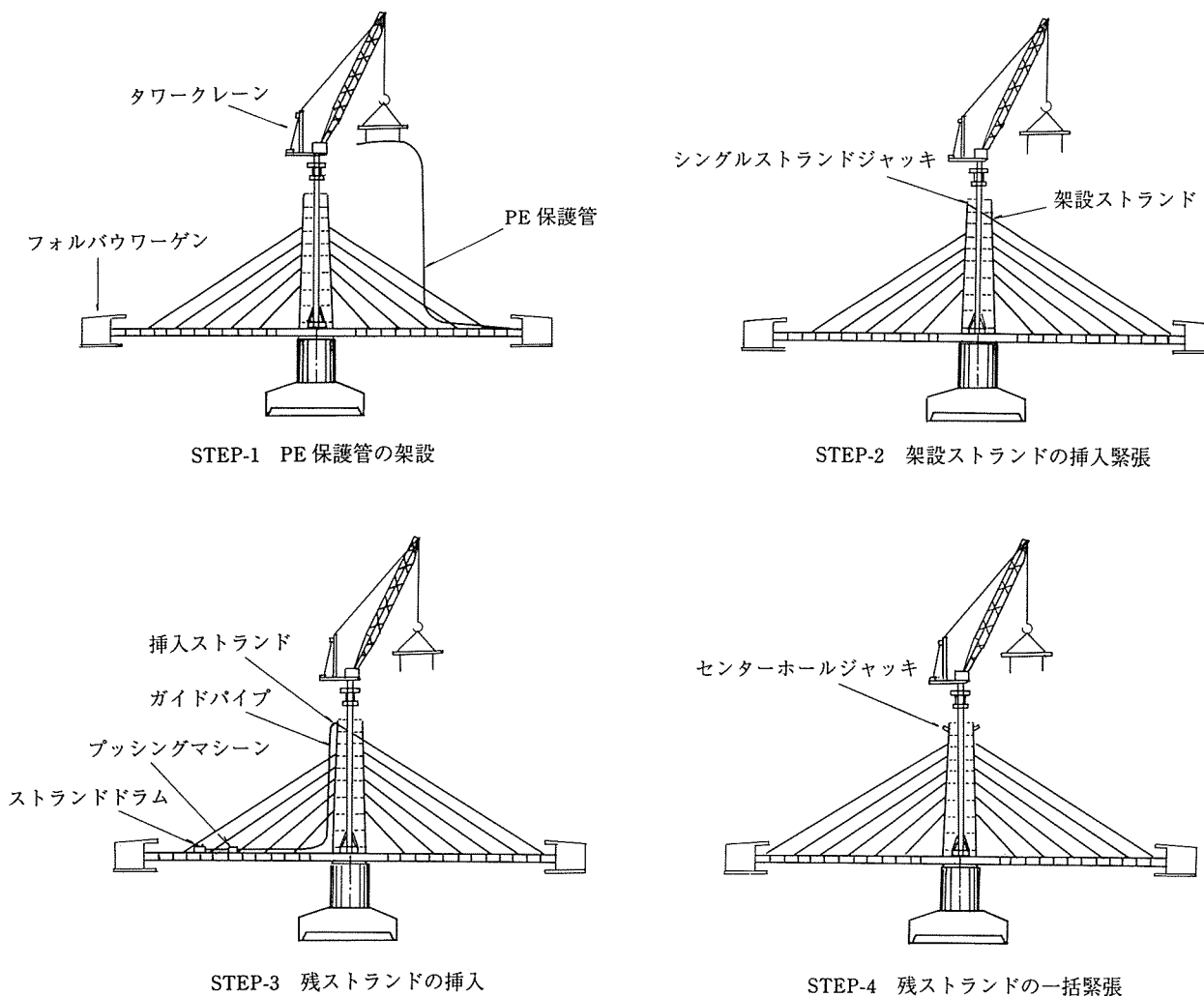


図-21 斜材ケーブルの施工手順

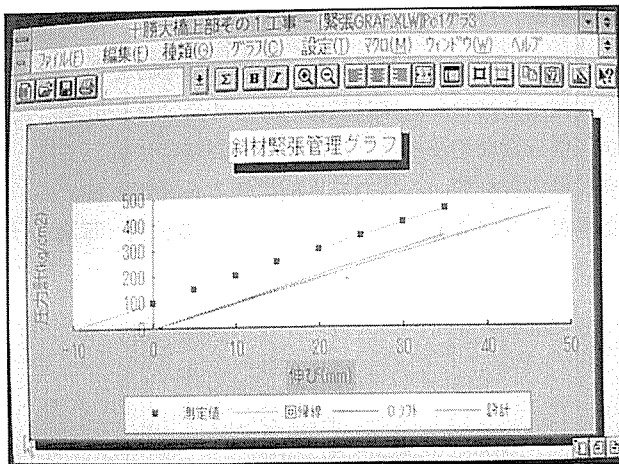


写真-5 斜材緊張管理グラフ

監視する方法を併用した。実作業においては、伸び～圧力をポンプ圧 30～50 kgf/cm² ごとに測定し、パソコン上の管理グラフで見掛けの弾性係数を設計と比較しながら行った。また、主桁側斜材定着体にセットしたロードセルにより導入張力増分を確認した。実際の管理の一例を写真-5 に示す。伸び～圧力相関は設計値に良く一致し、見掛けの弾性係数の管理が精度の高い上げ越し管理につながる事が確認できた。また、デジタル変位計による初期張力の測定については、管理グラフの δ - p 切片により求める方法と良く整合しており、グラフの作成が困難な微小調整時における適用性が確認できた。

また、斜材に設置しているロードセルは、グラウト後には計測不能となるので、振動法による張力測定を実施したが、測定精度は実用上問題ないことが確認できた。

3.4 上げ越し管理

3.4.1 概要

主桁の線形確保のために、施工中に考慮すべきことは、斜材張力管理と張出し施工時における型枠のセット方法である。斜材張力の管理手法については増分管理(前述)を実施し、型枠のセット高さについては、設計設置量を回転分(主桁の傾斜による上げ越し量)と鉛直分(主桁の設計における折れ量)に分け、前者については実測値を使用し、これに後者を加算してセット量とした。上げ越し誤差については、基本的に斜材張力調整で対処するものとし、型枠セット量は前述のように主桁なりに施工するものとした。

3.4.2 温度計測

PC斜張橋における主桁の線形管理については、温度の影響を無視できない。特に斜材温度に対して主桁が敏感に反応するため、この補正の精度が施工管理上の重要な要素となる。本橋の施工管理における温度に関する施工時影響線は、主桁の床版温度差、および斜材温度(共に中央径間側、および側径間側)としており、これにし

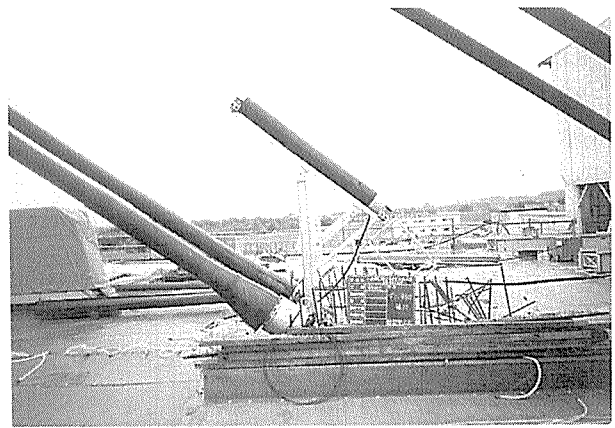


写真-6 温度計測用ダミーケーブル

たがって、施工中から主桁内には熱電対を設置し、斜材温度に対しては、長さ 2 m 程度のケーブル模型(写真-6)を製作し、熱電対により内部のストランド温度を測定した。

3.4.3 レベル測量

施工中の主桁の変位をモニターする目的で、レーザーレベル、および電子スタッフを設置して主桁変位の自動計測を実施した。レーザーレベルは橋脚上に設置し(写真-7)、電子スタッフは冬期間の積雪や結氷を考慮して、主桁の張出し部の下側に吊り下げるように設置した

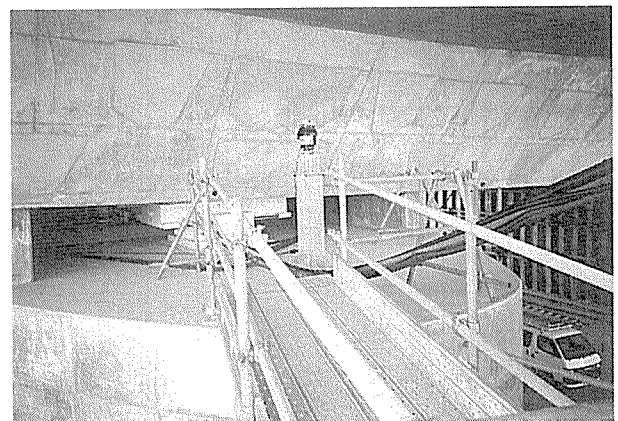


写真-7 レーザーレベル

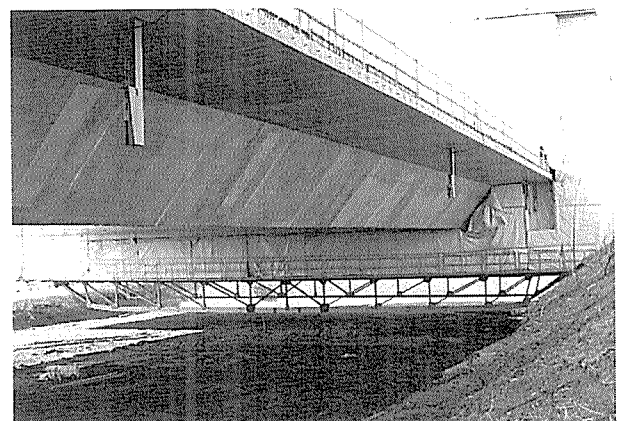


写真-8 電子スタッフ

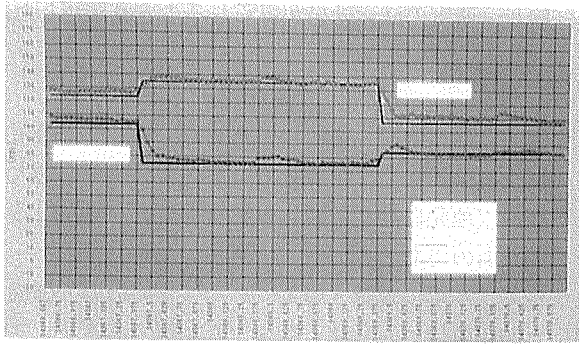


図-22 レベル管理

(写真-8)。また、主桁の縦断勾配を考慮しレベルはレーザー照射角度が可変型のものを使用した。測定は1時間ごとに行うように設定し、前述の温度測定結果より随時補正を行った。図-22に計測結果を示す。測定精度は非常に高く、温度の影響についても施工管理上問題ないレベルまで補正できることが確認できた。

3.5 技術検討

3.5.1 地震観測

本橋は、橋体各部に強震計を設置し、地震観測を行っている。強震計設置位置を図-23に示す。施工中から現在に至るまでに、既に大小含めて十数回の地震を経験しており、世界でも例の少ない、張出し施工中のPC斜張橋の振動波形が収録できた。

3.5.2 橋体振動試験

本橋では、施工中の最大張出し状態において振動試験を実施し、得られた振動波形より固有振動数および減衰定数の確認を行っている。起振方法は橋面上のトラックの後輪を段差から落下させる方法を採用した。主桁完成後に実施する予定の振動試験と、地震観測で得られたデータを合わせて、今後のPC斜張橋の耐震設計上、貴重な

データとなると考えられる。

3.5.3 ケーブル制振対策

斜材ケーブルは、風や主桁との共振などにより振動が生じることがあり、ケーブルの疲労、あるいは使用者の心理的不安など、問題となる事例が報告されている。しかし、ケーブル振動のメカニズムは様々な要因があり、設計時点でケーブルの振動の発生の有無を正確に予測することは困難である。したがって、本橋においては、施工中より斜材ケーブルについての風応答観測を行い、振動の発生の有無、発生する振動の性質を把握するとともに制振装置の開発を並行して実施した。観測は、風向、風速と雨量、およびケーブルの振動変位振幅について行い、ケーブルについてはグラウトの有無が質量、振動数などの振動特性に大きく影響するため、施工中の斜材のうち張力変動の小さいものを選んでグラウトを施した。制振工については、寒冷地での使用を考慮して温度依存性が小さく、対微小振幅特性に優れたオイルダンパーを開発した。また、実橋において試作ダンパー(写真-9)

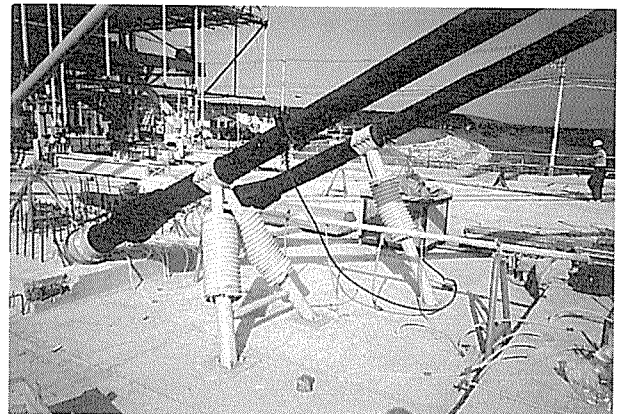


写真-9 斜材制振工(試作品)

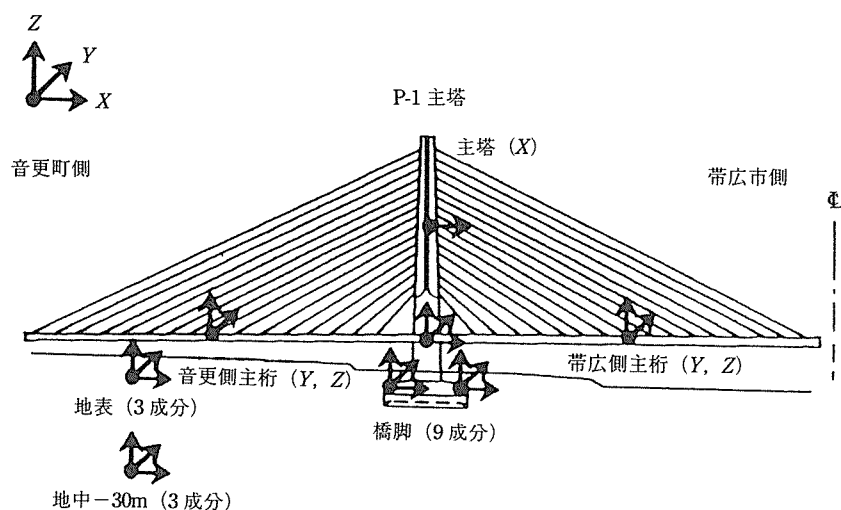


図-23 強震計設置位置図

◇工事報告◇



写真-10 工事全景(1994年12月)

を試験し、所定の減衰効果が得られることを確認した。

あとがき

十勝大橋は、橋面工を残して完成し、雄大な十勝川の水面にその優美な姿を現わしている。本橋が現十勝大橋と同様に、地元に誇りと親しみを持って語り継がれることを願うものである。

最後に、本橋の設計・施工にあたって御指導・御協力頂いた関係各位に対し深く感謝する次第である。

【1995年1月31日受付】