

(11) 十勝大橋 (P C 斜張橋) の構造特性について

北海道開発コンサルタント 〇中田 泰広
 北海道開発局 関根 武雄
 北海道開発局 太田 竹雄
 北海道開発コンサルタント 正会員 山口 光男

1. はじめに

現十勝大橋は昭和16年に架けられた橋長 369m, 幅員18.0mの9径間鉄筋コンクリートゲルバー桁で、半世紀にわたって十勝のシンボルとして人びとに親しまれてきた名橋である。しかし、昭和55年に策定された十勝川改修工事実施基本計画に基づく計画高水流量の変更に伴う木野側引堤事業に関連して、現十勝大橋の架換が必要となった。新橋架換案における上部工型式は、橋長 501m, 支間割 124.1m+251.0m+124.1mの3径間連続P C斜張橋とし、下部工はニューマチックケーソン工法による直接基礎とした。本橋は、支間が道路橋示方書適用範囲の200mを越えることと総幅が32.8mの広幅員で1面吊構造であることから、立体要素を用いたFEM解析を行ってその構造特性を把握し、上部工設計に取り入れた。本文は、その解析結果と上部工設計の基本方針について報告するものである。

2. 基本構造

- 橋 格 1等橋 (TL-20)
- 橋 長 501.0m
- 支間長 124.1m + 251.0m + 124.1m
- 幅 員 全幅 32.8m
有効幅員 32.0m (車道8.5m×2, 歩道4.5m×2, 中央分離帯6.0m)
- 構造型式 3径間連続プレストレストコンクリート斜張橋
- 主桁 4室P C箱桁
- 主塔 R C独立1本柱
- 斜材 セミハープ型1面吊り (16段)
- 支持条件 主桁 橋軸方向はすべて可動で、橋軸直角方向はすべて固定
- 主塔 橋脚と剛結構造

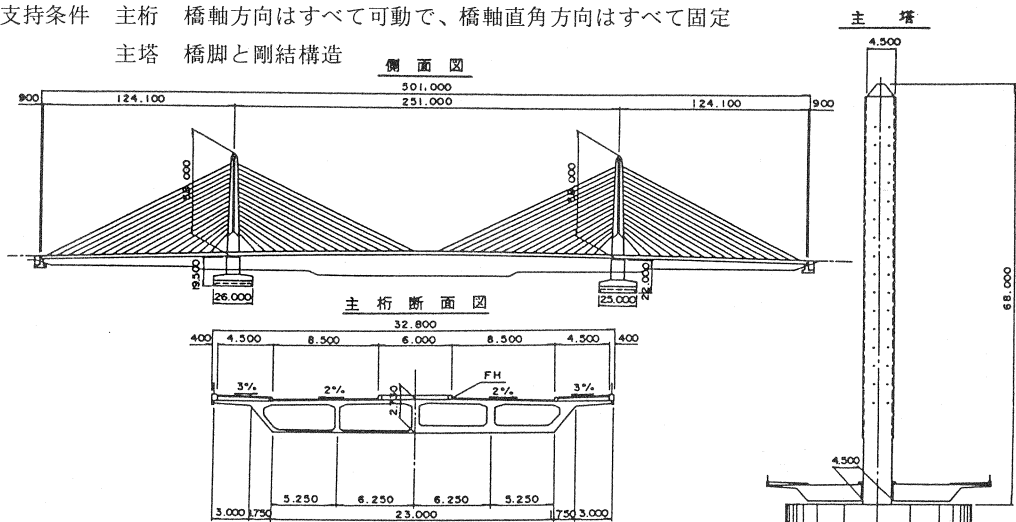
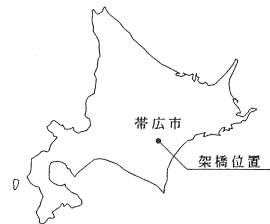


図-1 一般図

3. 上部工設計の基本方針

3-1 主桁, 横桁の設計

主桁および横桁の設計は原則として2次元解析により行うものであるが、本橋は広幅員の1面吊り構造であり、構造の3次元的挙動をどの様に取り入れるかが問題となるため、3次元立体板モデルによるFEM解析を行い、部材間の応力伝達について架設系と完成系の検討を行った(図-2)。

(a) 斜材張力による主桁内有効軸力分布

図-3に単位斜材張力(P=500tf)による主桁内有効軸力分布図を示す。完成系では着目斜材(CB30)から3斜材手前で全断面で均等な応力状態となっており、この応力度は2次元解析より求めた値とほぼ等しくなっていることがわかる。したがって、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から3斜材手前の位置とした。また、定着位置からのプレストレス力の広がり角度は $\beta = 37^{\circ}18'$ となり、これは道示Ⅲに示されている $\beta = 33^{\circ}40'$ とほぼ一致することがわかる。

架設系では全断面で均等な応力状態となる断面は完成系とほぼ同じ位置であるが、床版張出し部に斜材張力による曲げ及び軸応力が有効に伝達されないため、張出し部にも軸方向のプレストレスを導入する等の対策を行うこととした。

(b) 主桁ウェブのせん断力分担比

斜材が中央ウェブ近傍に定着された1面吊り構造であるため、2次元解析によってせん断力の設計を行う場合には3次元的な応力の流れを把握し、各ウェブのせん断力分担比を確認する必要がある。

2次元解析で算出されたせん断力の分担比はウェブ厚の比として中央ウェブ 0.237、中ウェブ 0.166、外ウェブ 0.216となる。一方、図-4に示す3次元板モデル解析結果から算出された死荷重時、活荷重時の最

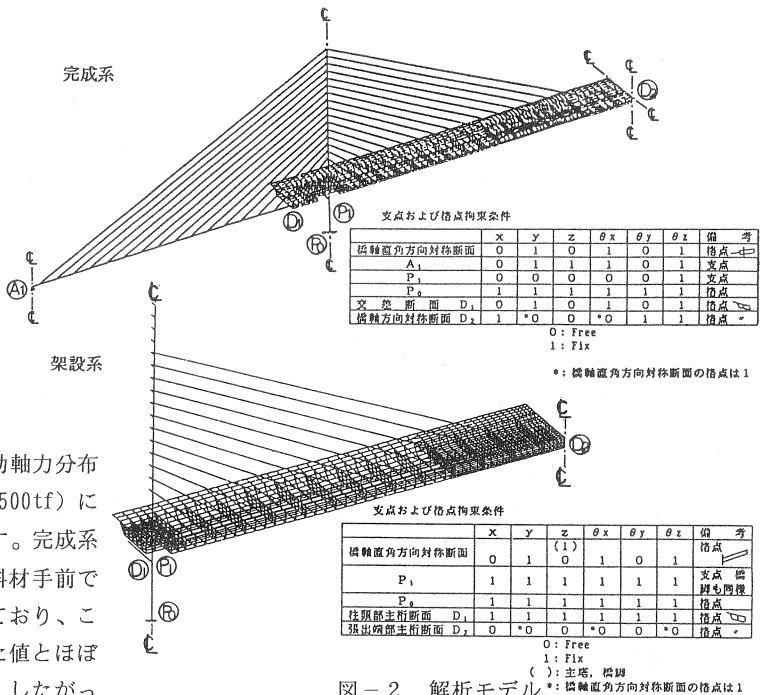


図-2 解析モデル

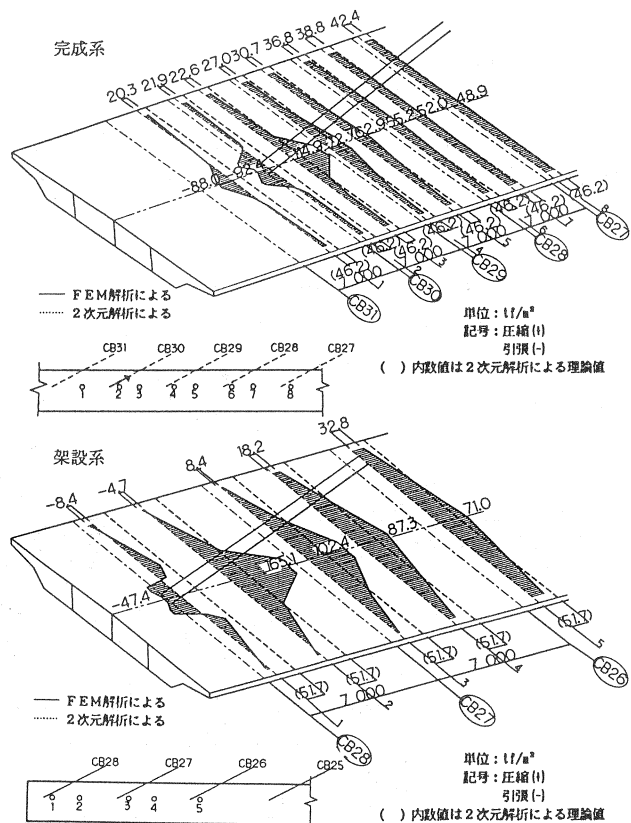


図-3 斜材張力による床版内軸力分布図

大分担比は、中央ウェブ 0.380、中ウェブ 0.253、外ウェブ 0.159であるため、これら算出された分担比から2次元解析と3次元板モデル解析の比を求めると以下ようになる。

$$\text{中央ウェブ } K1 = \frac{0.380}{0.237} = 1.60$$

$$\text{中ウェブ } K2 = \frac{0.253}{0.166} = 1.52$$

$$\text{外ウェブ } K3 = \frac{0.159}{0.216} = 0.73$$

以上より、設計においては2次元解析で算出したせん断力に、中央ウェブと中ウェブについては1.60、外ウェブについては1.00の割増係数を乗じて作用せん断力として算出するものとした。

(c) 床版の曲げ応力度分布

活荷重載荷時について解析した結果を図-5に示す。着目する斜材位置断面において、斜材定着部近傍では軸力分布の影響があるためバラツキはあるものの横断方向の曲げ応力度はほぼ均等に分布している。これは、斜材定着横桁が7.0m間隔で配置されているために横方向の剛性が幅員にもかかわらず非常に大きくなっているためと考えられる。

このことより曲げ応力度は、2次元解析の値をそのまま用いても良いものとした。

(d) 横桁の有効幅

図-6に斜材を考慮した上床版の橋軸直角方向曲げによる応力度を示す。この図から、斜材吊り点付近に応力が集中していることがわかる。

各断面の橋軸方向の分布状態において、道示Ⅲに従い片側有効幅λを算出すると、B断面において

$$b \lambda 1 = 2 \lambda + b w o = 5.4 \text{ m となる}$$

(図-7)。

一方、道示Ⅲの次式によって算出される有効幅は、 $b \lambda 2 = 7.0 \text{ m}$ となる。

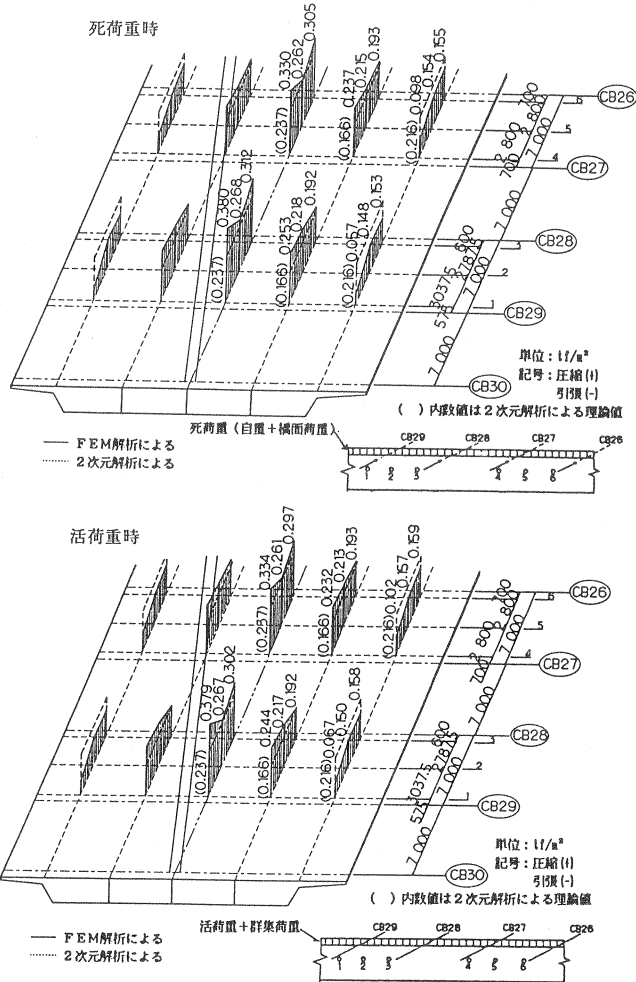


図-4 主桁ウェブのせん断力分担率図

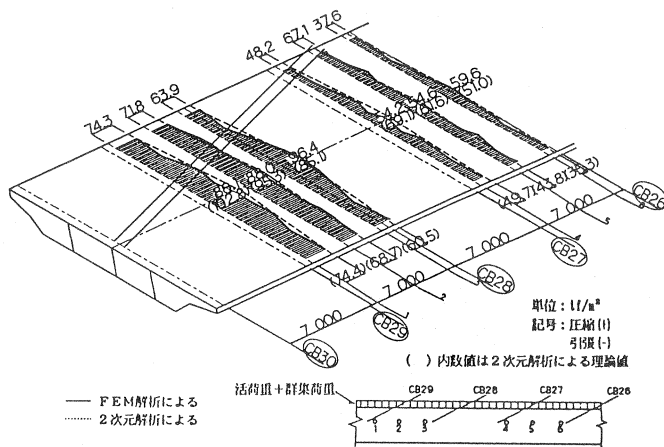


図-5 橋軸方向曲げ応力度分布図

$$\lambda = \frac{n-1}{6} (\ell b + b_w) + b_s$$

$$b \lambda^2 = 2 \lambda + b_w$$

λ ; 片側有効幅 b_w ; 横桁厚

b_w ; 主桁厚 ℓb ; 主桁の純間隔

b_s ; ハンチ部の有効幅

したがって、本橋の横桁設計においては、道示Ⅲに示されている有効幅を用いた設計以外にFEM解析によって求められた有効幅を用いた応力度の照査を行うこととした。

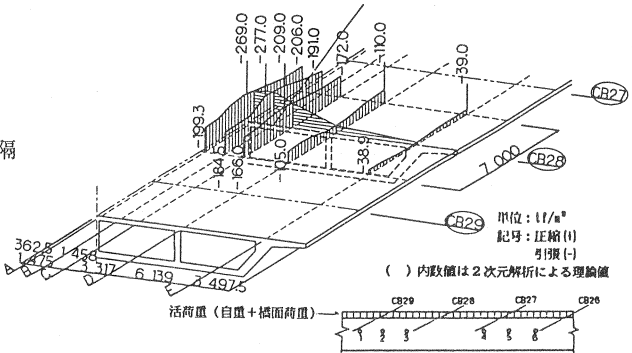


図-6 橋軸直角方向曲げ応力度分布

3-2 斜材定着部の設計

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、以下に示す項目について床版・ウェブ・横桁をソリッドモデル(図-8)とした弾性立体FEM解析を行い、PC鋼材あるいは鉄筋により補強する方法を検討することとした。

(a) 床版の押し抜きせん断

設計荷重時で床版に発生するせん断応力度は5.0kgf/cm²程度であり、押し抜きせん断応力度の許容値11.0kgf/cm² ($\sigma_{c,k} = 400\text{kgf/cm}^2$) に対して十分安全であることを確認した。

(b) 定着部の局部応力

定着部背面の床版に生じる引張応力度は解析の結果、図-9に示す位置に引張応力が発生することがわかった。A部では死荷重作用時で $\sigma_{t,max} = 38\text{kgf/cm}^2$ の引張応力が発生している(図-10)。これに対し、完成系・架設系の応力状態を検討し、鉄筋による補強を行った(D22-125ピッチ)。また、B部においては定着突起と横桁の接合部に発生している $\sigma_z = 20\text{kgf/cm}^2$ 以上の鉛直方向引張応力(図-11の図中斜線部)に対してはせん断鋼棒により補強することとした。

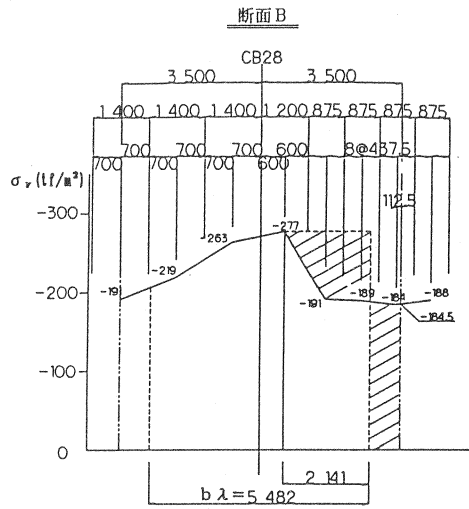


図-7 有効幅の算出

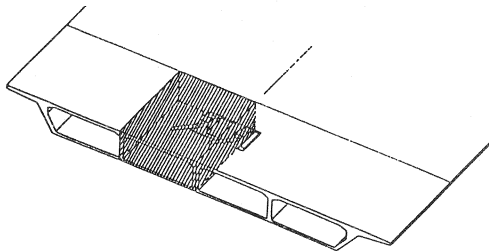
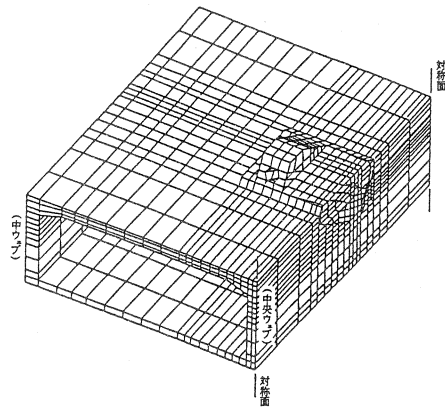


図-8 斜材定着部ソリッドモデル



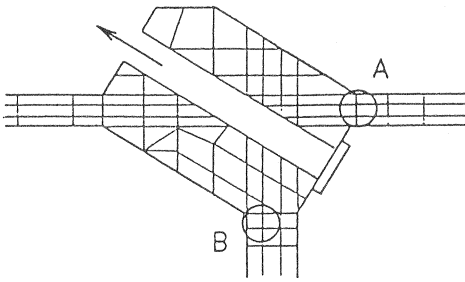


図-9

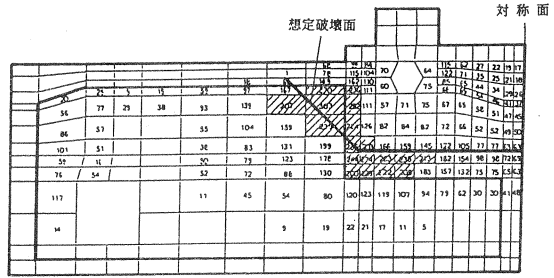


図-11

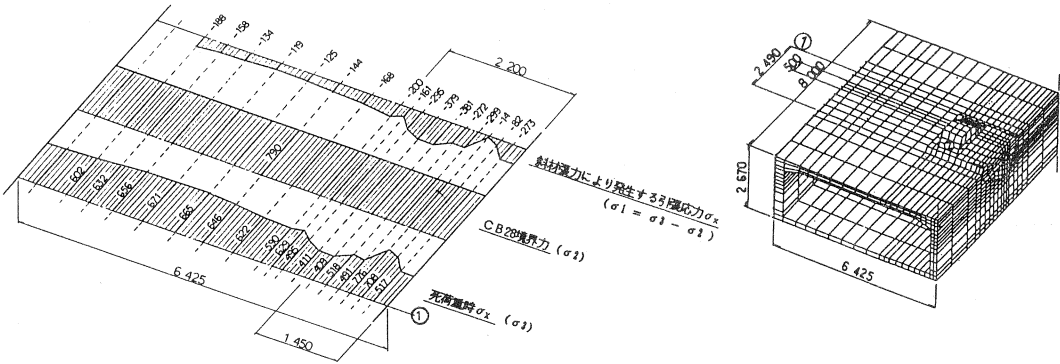


図-10 斜材定着部背面の床版に作用する軸方向引張応力度

(c) 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-12に示す。定着突起付近には局部的に応力の乱れはあるものの、定着部→横桁→ウェブの応力伝達はスムーズであるといえる。

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_{yz})
- 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に対しては横桁横筋の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。

(d) 定着部の耐力照査

定着突起と横桁の接合部には前述したように $\sigma_z = 20 \text{ kgf/cm}^2$ 以上の引張応力が発生しており、これはコンクリート標準示方書による設計引張強度 $f_{td} = 0.5f'_{ck}{}^{2/3} / \gamma_c = 20 \text{ kgf/cm}^2$ ($f'_{ck} = 400 \text{ kgf/cm}^2$, $\gamma_c = 1.3$) に相当することより、定着突起付根に沿ったせん断破壊面が想定されるため(図-11)、定着部の耐力算定式を次式のように想定し、補強方法を検討した。

$$V = V_{pd} + V_{sd} + V_{ped}$$

V_{pd} : 鉛直鋼棒の負担分

V_{sd} : 鉛直鉄筋の負担分

V_{ped} : 横桁横筋の逆せん断力

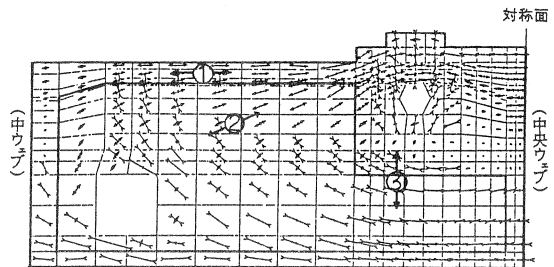


図-12 定着部横桁の主応力図

想定破壊面にP C鋼棒φ32(SBPR930/1180)を10本、D19(SD345)を26本配置するとして耐力想定式より算出すれば、斜材の平均鉛直力 P_u に対し定着部の耐力は $\gamma = 1.2P_u$ となる。しかし、斜材定着部の補強方法をFEM解析結果より想定することの妥当性及終局耐力および破壊メカニズムを確認することは困難であることから、斜材張力の鉛直成分が最も大きい斜材定着部に着目した模型実験を行うこととした。

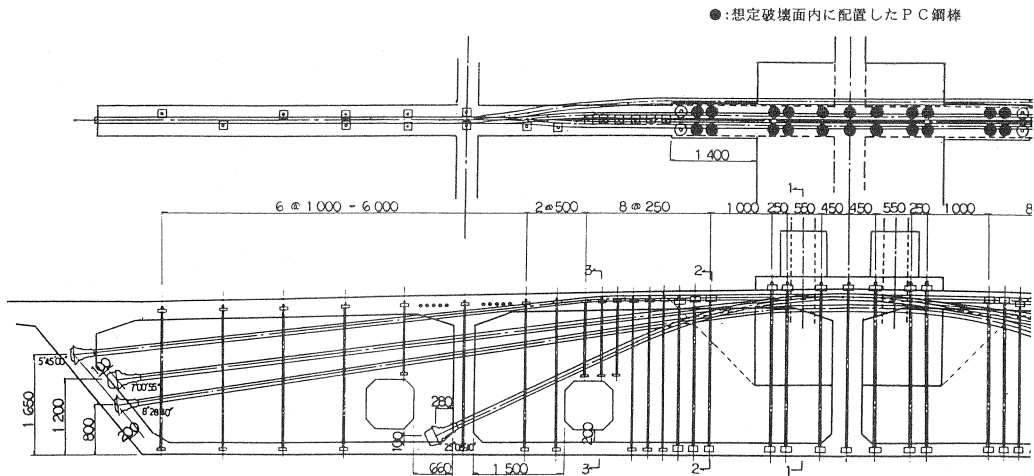


図-13 横桁の鋼材配置図

4. おわりに

本橋の上部工設計を行うにあたり、立体要素を用いたFEM解析による検討結果を踏まえて設計に取り入れた基本方針について要約すれば以下のようになる。

- (1) 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斜材手前とする。
- (2) 主桁ウェブに作用するせん断力は、中ウェブと中央ウェブについては1.6、外ウェブについては1.0の割増係数を乗じて算出する。
- (3) 斜材定着部横桁の設計における有効幅は、道示の規定による他、FEM解析により得られた有効幅を用いることとする。
- (4) 斜材張力による引張応力が発生する定着突起と横桁の接合部において、FEM解析結果よりせん断破壊面を想定し耐力算定を行うとともに補強方法を検討する。
- (5) 主桁斜材定着部の破壊形状および破壊メカニズムを把握し、耐力を確認するために模型実験を行うこととする。

最後に、本橋の設計、施工に関する技術的問題の解決を図るため設置された「十勝大橋設計・施工検討委員会」(委員長; 藤田 北大教授)において、多大な御尽力と御指導を頂いた委員、幹事の方々に深く感謝する次第である。