

## 外ケーブルを用いた連続合成トラス橋の設計

DESIGN OF A CONTINUOUS COMPOSITE TRUSS GIRDER BRIDGE  
STIFFENED WITH EXTERNAL CABLES

岩澤 弘和\*, 小室 光治\*\*, 唐木 正史\*\*, 高野 寛\*\*\*, 長井 正嗣\*\*\*\*  
Hirokazu IWASAWA, Mitsuharu KOMURO, Masashi KARAKI,  
Satoshi TAKANO and Masatsugu NAGAI

\*新潟県土木部道路建設課 (〒950-8701 新潟市新光町 4 番地)

\*\*新構造技術(株)北陸支店 (〒951-8067 新潟市本町通 7 番町 1153 番地)

\*\*\*工修 新構造技術(株)北陸支店 (〒951-8067 新潟市本町通 7 番町 1153 番地)

\*\*\*\*工博 長岡技術科学大学 工学部 環境・建設系 (〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町 1603-1)

This paper describes design of a continuous composite truss girder bridge with a simple transverse stiffening system and stiffened with external cables. In the design of composite slab (concrete slab + upper steel chord), the stress resultant is calculated using a 2D frame model and, based on a 3D finite element analysis using solid & shell elements, the evaluating procedure of the stress is proposed, in which the concept of the effective width and stress concentration factor are employed. External cables are installed in order to avoid the tensile stress in the concrete slab at intermediate supports and to reduce the stress resultant. The way of the arrangement of the studs are also explained through the results of a 3D finite element analysis using solid & shell elements. Finally, it is presented, based on a 3D finite element analysis using shell and beam elements, that intermediate cross bracing members and lateral bracing members have little influence on global structural behavior under torsional and transverse loadings.

*Key Words: composite truss girder bridge, external cable, stud, simple stiffening system*

## 1. まえがき

近年, 橋梁分野においては, 構造および施工の合理化, 省力化を行いコスト縮減の達成を目的に活発な検討が行われている。対応策の一つとして, 鋼とコンクリートの異種材料の, それぞれの特長を活かした複合構造(混合および合成構造)の採用が注目されている。

このような状況の中, 橋梁形式としては, 合成 2 主 I 桁<sup>1)</sup>, 合成開断面箱桁(架設時は上床版を持たない開断面構造で, 床版と合成後箱閉断面を構成する構造), 合成狭小箱桁橋<sup>2)</sup>がこれまで提案, 施工されている。このうち, 特に, 合成 2 主 I 桁橋の建設は極めて活発な状況にある。一方, コンクリート床版を有するトラス桁に目を向けると, その例は少なく, 我が国の道路橋では, これまで単純合成トラス橋の一例が報告<sup>3)</sup>されているのみで, 連続合成構造の採用や構造系のシンプル化への取り組みが遅れている状況にあると言える。また, 外ケーブルを用いてプレストレスを導入し, 断面力を改善したり, あわせて中間支点部の引張応力を低減するといった対応は, 鋼・コンクリート合成橋梁の中では少ないのが実情である。

さて新潟県で建設予定の小白倉橋には外ケーブルを有

する合成トラス橋を採用することになった。しかしながら, 先に述べたように, このタイプの橋梁は実績に乏しいことから, その設計手法が確立されておらず, 建設に向けて手法を早急に確立する必要があった。具体的な設計手法の内容の詳細は以後の文中に譲るが, 本文では, 小白倉橋の詳細設計で検討し, 採用した設計手法について記述するもので, 連続合成トラス橋の今後の設計のために有益な情報となるものと考え。

## 2. 構造の特徴

対象とした合成トラス橋の概念図を図-1 に示す。本橋の設計の基本的な考えは以下の通りである。

- ① 合成構造とし, 従来, 床組構造として用いられていた縦桁, 横桁を省略する。最近建設例が多くなっている合成 2 主 I 桁橋と対比させると, 合成 2 主トラス橋と言える。
- ② 床版スパンが合成 2 主 I 桁橋と同様に長くなることから, 床版には橋軸直角方向にプレストレスを導入した PC 床版 (PRC 設計) を用いる。
- ③ 中間支点上に発生する橋軸方向の床版引張応力に対して, 外ケーブルによるプレストレスを導入し, ひび割

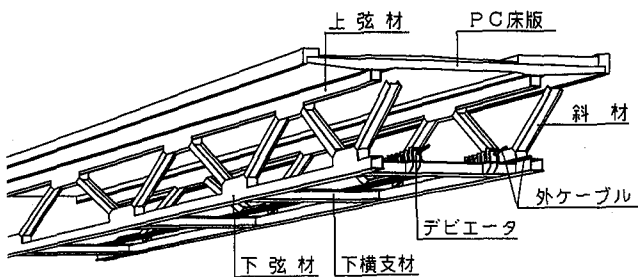


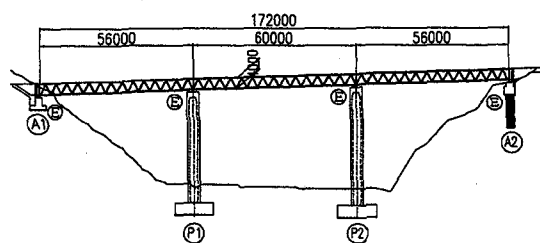
図-1 合成トラス橋の概念図

れの発生を許さない構造とする。ただし、T 荷重との組み合わせ状態ではひび割れ幅制限値内とする。

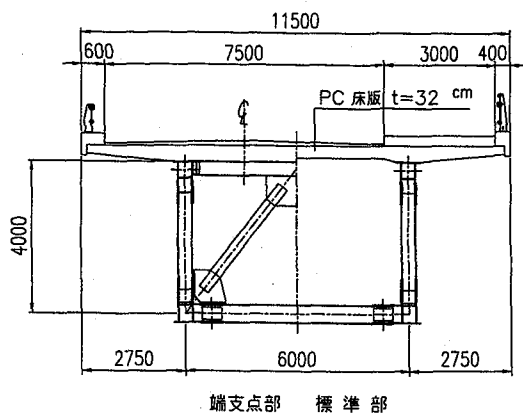
- ④ 中間支点部に鉛直材を設けないワーレントラストタイプとし、外観上すっきりとした側面形状とする。
- ⑤ 横方向力は床版を介して端または中間支点部に伝達されるものとし、横構を設けない。
- ⑥ 偏載荷重に対して、断面でみた箱フレームで抵抗できるものとし、中間対傾構を設けない。

以上、極めてシンプルな構造とする点に本橋の特徴があり、外ケーブルによる断面力改善やひび割れの防止対策をあわせて行うことを考えると、本邦初の構造と言える。

本橋の一般図を図-2に示す。スパンは56.0m+60.0m+56.0mの3径間連続合成トラス橋で主構の高さ(床版下面から下弦材中心までの距離)は4m、床版はスパン6mのPC床版である。



側面図



断面図

図-2 対象橋梁の一般図

主な構造諸元をまとめると以下ようになる。

|           |                                  |
|-----------|----------------------------------|
| ・構造形式     | : 3径間連続合成トラス橋                    |
| ・スパン割     | : 56.0m + 60.0m + 56.0m          |
| ・幅員       | : 7.50m (車道), 3.00m (歩道)         |
| ・主構高さ     | : 4.0m                           |
| ・トラス格点間距離 | : 4.0m                           |
| ・床版厚      | : 320mm                          |
| ・主要材料     |                                  |
| コンクリート    | $\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$    |
| 鉄筋        | SD295A                           |
| 鋼材        | SMA400W, SMA490W, SMA570W        |
| P C 鋼材    |                                  |
| 外ケーブル     | SWPR7B 19S12.7<br>SWPR7B 19S15.2 |
| 横締め       | SWPR19 1S21.8<br>(プレグラウト鋼材)      |

### 3. 床版の設計曲げモーメント

#### 3-1 主筋方向の設計曲げモーメント

##### 3-1-1 死荷重設計曲げモーメント

この合成2主構構造の主筋方向の死荷重曲げモーメントの算出には、道路橋示方書<sup>9)</sup>(以下、道示と呼ぶ)の算定式が直接適用できないことが指摘されている。ここでは、文献5)を参照し、図-3に示す2つの構造系を用いて検討を行った。横締めPC鋼材量は、支間部の正曲げモーメントが卓越する図-3モデル(a)で決定し、モデル(b)で発生応力度が曲げひび割れ限界内であることを照査している。最近になって、合成2主1桁橋を対象に、FEM 立体解析をベースとした主筋方向の死荷重曲げモーメントの精度良い算定式が提案されている<sup>9)</sup>。今後は、トラス橋を対象とした死荷重曲げモーメント算定法の開発が望まれる。

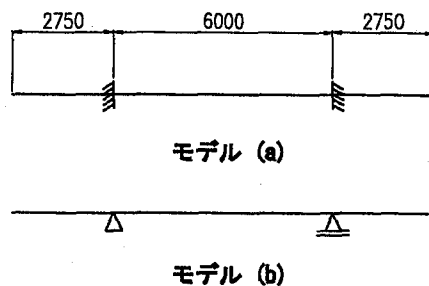


図-3 主筋方向の床版曲げモーメント算出用梁モデル

##### 3-1-2 T 荷重による設計曲げモーメント

T 荷重による床版の設計曲げモーメントは、支持けたが大きな不等沈下を起こさない場合、道示<sup>9)</sup>に準じて算出している。本橋は、床組構造である縦桁、横桁を省略して上弦材と合成した床版(以後、本文では合成床版と言う)を格点支持する構造であるため、道示<sup>9)</sup>の適用が可能であるか問題となる。そこで、図-4に示す立体FEM解析を用いて、道示<sup>9)</sup>に規定する設計曲げモーメントとの比較、検討を行った。

(1) 解析モデルと荷重

解析モデルは、長さ 24m 分 (6 パネル) を対象とし、全橋員モデルとした。床版は厚み方向を 3 層に分割したソリッド要素で、また、鋼板はシェル要素でモデル化した。全節点数は 35195、全要素数は 31160 である。T 荷重の載荷状態を図-5 に示す。車道側の主構に着目して載荷したケースを Case-1, 2 とし、支間中央着目を Case-3, 4、また、歩道側着目を Case-5, 6 とした。ここで、橋軸方向の載荷位置は、奇数ケースを格点部、偶数ケースを格間部としている。支持条件としては、下弦材格点部下面位置の鉛直方向を支持している。

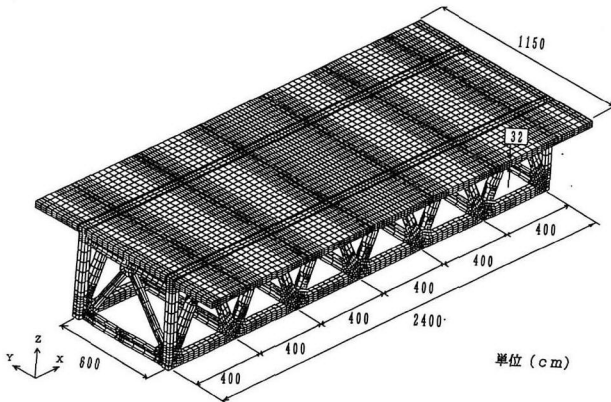


図-4 立体 FEM モデル (ソリッド, シェル要素)

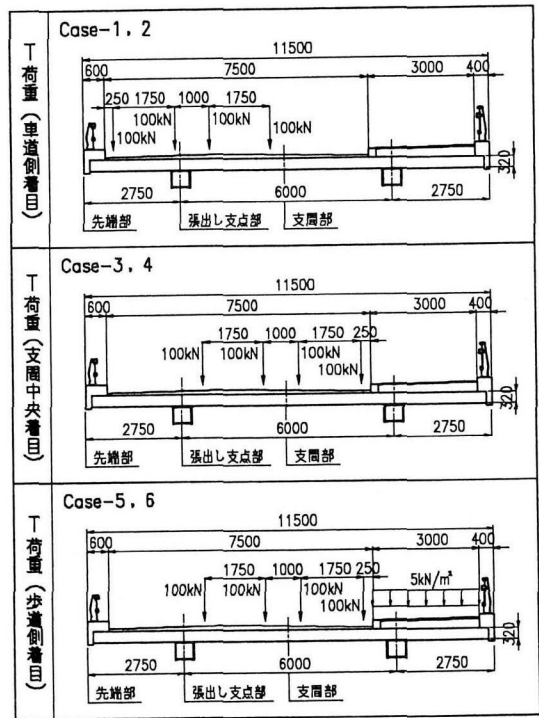


図-5 T 荷重載荷位置図

(2) 解析結果

表-1 に主筋方向の T 荷重の設計曲げモーメントを示す。支間部の床版の支間は、道示<sup>4)</sup>で規定する支持げたの中

心間隔とする。張出し支点部の支間は、上弦材上フランジの突出幅の 1/2 から T 荷重の載荷位置までの距離としている。また、道示式<sup>4)</sup>で算定される設計曲げモーメントは、衝撃および理論値に対して 10~20% の余裕を見込んだ値であるため、FEM 解析値に衝撃係数 0.4 と余裕量 20% を考慮して道示式<sup>4)</sup>と比較する。表より、支間部の設計曲げモーメントは、道示<sup>4)</sup>の設計曲げモーメントに比べ FEM 解析値が 64~62% となった。この差異は、道示式が単純版の算定式であるためと考えられる。

張出し支点部では、格点部が道示式に対し FEM 解析値が 67%、格間部は 39% となった。この理由は、斜材に結合された格点部と格間部では上弦材のたわみが異なるためである。

以上の結果より、主筋方向の設計曲げモーメントは、安全側となる道示式を適用することとした。

表-1 主筋方向の T 荷重による設計曲げモーメント

| 着目部        |             | FEM          | 道示 (kN・m/m)  |                                                      |
|------------|-------------|--------------|--------------|------------------------------------------------------|
| 支間部        | 格点部 (Case3) | 60.9 (0.64)  | 95.0 (1.00)  | $M=(0.12L+0.07)P$<br>割増係数=1.202<br>$L=6.00\text{ m}$ |
|            | 格間部 (Case4) | 59.0 (0.62)  |              |                                                      |
| 張出し<br>支点部 | 格点部 (Case1) | -51.2 (0.67) | -77.0 (1.00) | $M=-(0.6L-0.22)P$<br>割増係数=1.000<br>$L=1.65\text{ m}$ |
|            | 格間部 (Case2) | -30.3 (0.39) |              |                                                      |

3-2 配力筋方向の設計曲げモーメント

配力筋方向の設計曲げモーメントは、床組構造と主構構造に分けて算出し、上弦材位置においては床組構造と主構構造の重ね合わせを行った。ここでは、床組構造のみを扱い、主構構造は 4 節で説明する。

3-2-1 床組構造の設計曲げモーメント

床組構造の T 荷重による曲げモーメントの分布を図-6 に示す。設計曲げモーメントは、図-4 に示す立体 FEM 解析値と道示式<sup>4)</sup>の算定値の比較から検討を行っている。

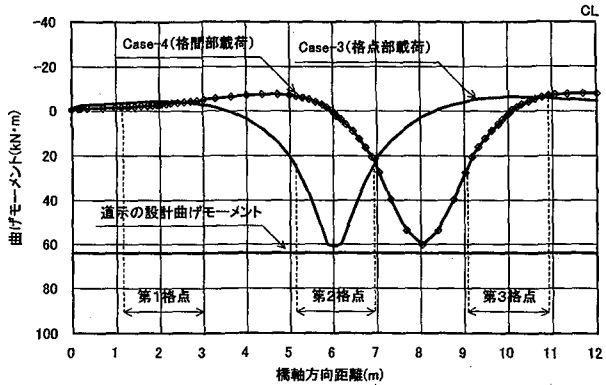
(1) T 荷重による設計曲げモーメント

表-2 に配力筋方向の T 荷重の設計曲げモーメント分布を示す。

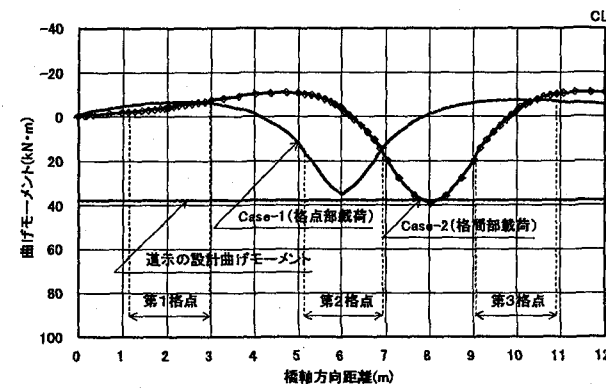
支間部の曲げモーメントは、道示<sup>4)</sup>に比べ格点部、格間部それぞれ 95%、98% となった。また、張出し先端部では、格点部、格間部それぞれ道示<sup>4)</sup>に比べ 94~104% となった。この格点部と格間部の差異は支持けたのたわみの影響によるもので、格点部に比べ格間部の変形量の方が大きいためである。

以上の結果から、配力筋方向の設計曲げモーメントは、張出し先端部の格間部において道示式<sup>4)</sup>に 10% 割増しを行い、その他では安全側となる道示式<sup>4)</sup>を適用することとした。また、トラス桁は腹板形式と異なり床版を格点で

剛に支持する構造となるため、上弦材位置で連続桁としての曲げモーメントが生じる。この曲げモーメントは、平面骨組解析値を使用し、応力の算定は4節に記述する有効幅を用いて設計を行っている。



(a) 支間部の曲げモーメント



(b) 先端部の曲げモーメント

図-6 配力筋方向のT荷重による曲げモーメント分布

表-2 配力筋方向のT荷重による設計曲げモーメント

| 着目部 |             | FEM         | 道示 (kN・m/m) |                                        |
|-----|-------------|-------------|-------------|----------------------------------------|
| 支間部 | 格点部 (Case3) | 60.8 (0.95) | (1.00)      | $M=(0.10L+0.04)P$<br>$L=6.00\text{ m}$ |
|     | 格間部 (Case4) | 62.6 (0.98) |             |                                        |
| 先端部 | 格点部 (Case1) | 35.4 (0.94) | (1.00)      | $M=(0.15L+0.13)P$<br>$L=1.65\text{ m}$ |
|     | 格間部 (Case2) | 39.3 (1.04) |             |                                        |

#### 4. 主構造の設計

##### 4-1 構造解析モデルと断面力

設計用断面力を算出するための解析モデルとして、図-7に示す平面骨組モデルを用いた。床版と上弦材を分離したモデルで両者を剛な棒部材で結合し、平面保持の仮定を成立させている。このようなモデルを用いたのは、4-4に紹介するが、コンクリート床版の乾燥収縮、クリープの影響を考慮するためである。なお、合成床版の応力は、

図-8に示すように床版、上弦材でそれぞれ独立に求める軸力と曲げモーメントをコンクリート、上弦材からなる合成断面図心に対して一組の軸力、曲げモーメントに合成して計算している。

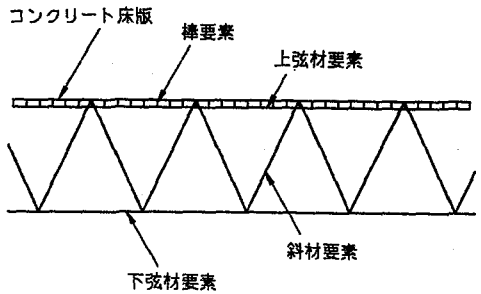


図-7 断面力、変位を求める平面骨組モデル

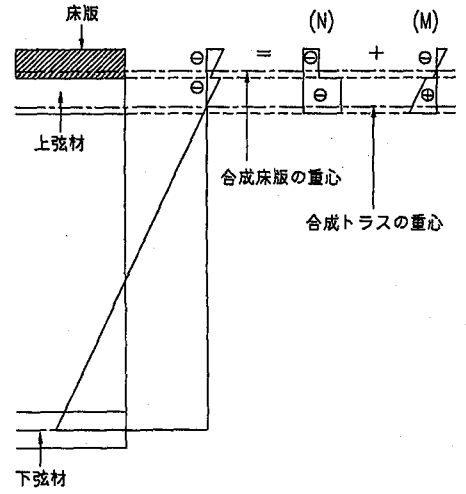


図-8 合成床版の応力

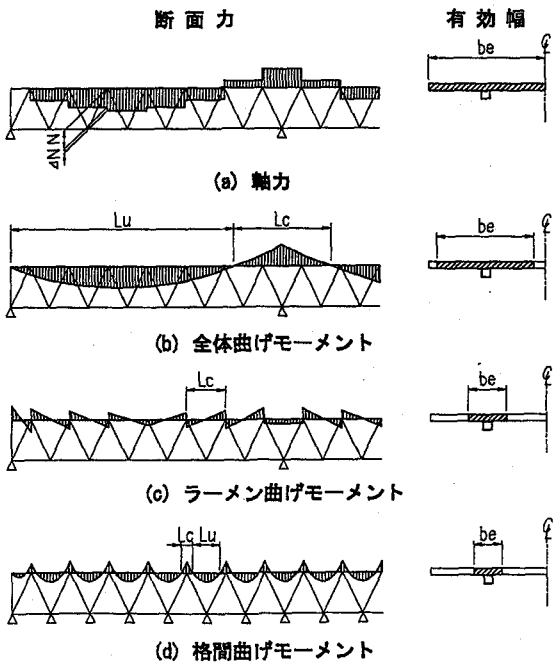


図-9 合成床版の断面力と有効幅

図-9に示すように本橋では、荷重による断面力を軸力、全体曲げ、格点剛構造に起因するラーメン曲げ、および格間曲げの成分に分解し、各断面力によって生じる応力集中を応力集中係数や有効幅を用いて考慮し設計を行っている。なお、本文では、斜材と下弦材の軸力や曲げモーメントは省略している。

### 4-2 軸力による応力評価

図-9(a)に軸力分布を示すが、格点部では斜材から床版に導入される $\Delta N$ なる集中力が作用し、この集中力が床版にどのように分布していくかを把握し、設計に反映させることが本橋の設計上の問題となる。そこで、図-4と同じFEMモデルを用いて検討することとした。

#### (1) 荷重と支持条件

荷重は、等分布活荷重 $p=3.50\text{kN/m}^2$ の荷重を想定し、床版曲げを除去するため、合計荷重を上弦材上面の床版上に載荷した。なお、別途、上記等分布荷重を床版全面に載荷する計算を行っているが、その結果、本解析結果に版曲げ作用による応力が加算されていることを確認している。支持条件としては、桁端部の下弦材下で鉛直方向を支持している。

#### (2) 解析結果と応力集中係数

まず、図-10に床版断面内の垂直応力分布を示す。着目点は、第1格点の軸力増加側のガセット端（スパン中央寄り）である。なお、表示の応力は合成床版の重心位置での値である。図より、予想される通り、上弦材位置での応力が大きくなっていることがわかる。また、上弦材から離れるにしたがって、減少の割合が少なくなり一定値に近づく傾向にある。この傾向は他の格点部でも同様であった。

また、図-11に同じく断面内の重心位置での橋軸方向の垂直応力分布を示す。この値は図-10に示す断面内最大応力をプロットしたものである。なお、左支点から第1格点間で引張応力が生じているが、これは、後ほど説明するラーメン曲げの影響で、本モデルではこの区間にのみ生じていた。図より、格点位置で応力集中が生じていることがわかる。

さて、この応力集中を平面骨組みモデル解析で評価する方法として、有効幅の概念を用いる方法が考えられるが、ここでは、以下の評価方法を考えた。

$$\sigma = (N/Ac) + \alpha(\Delta N/Ac) = \bar{\sigma} + \alpha \Delta \sigma$$

ここで、 $\sigma$ は最大垂直応力度、 $N$ は軸力増加分を除いた軸力、 $\bar{\sigma}$ はその際の応力、 $\Delta N$ は軸力増加分（格点部を挟む軸力差、図-9(a)参照）、 $\Delta \sigma$ は増加軸力による平均応力、 $Ac$ は床版断面積、 $\alpha$ は応力集中係数である。

応力集中係数 $\alpha$ は、

$$\alpha = (\sigma - \bar{\sigma}) / \Delta \sigma$$

より求まるが、各格点での算出結果を表-3に示す。

表より、支点から離れたスパン中央部の格点3では、 $\alpha=2.42$ と大きな値となったが、中央部は $\Delta N$ が小さい（スパン中央の斜材軸力が小さいため）ことから、第1、2格点の数値を参照して、本橋では $\alpha=2.0$ とした。

なお、鋼桁（上弦材ガセット）部は、上記の応力集中は考慮せず、道示<sup>4</sup>に準じて設計することとした。

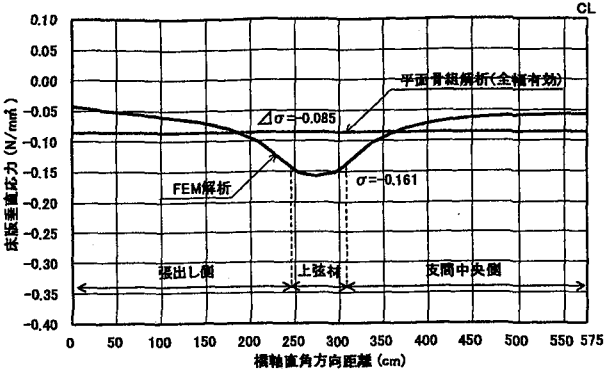


図-10 第1格点の垂直応力分布

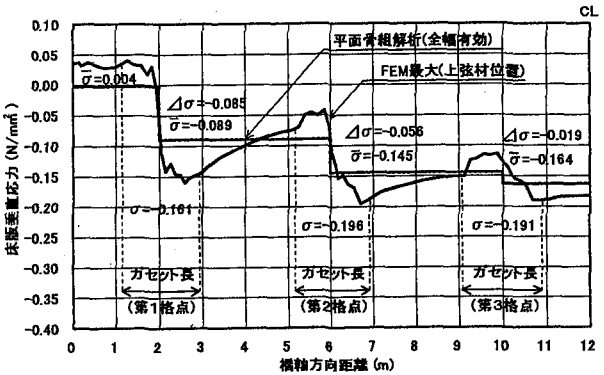


図-11 橋軸方向の垂直応力分布

表-3 応力集中係数

|             |                                              | 第1格点   | 第2格点   | 第3格点   |
|-------------|----------------------------------------------|--------|--------|--------|
| ガセット<br>右端部 | $\sigma - \bar{\sigma}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | -0.157 | -0.107 | -0.046 |
|             | $\Delta \sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )         | -0.085 | -0.056 | -0.019 |
|             | $\alpha$                                     | 1.85   | 1.91   | 2.42   |

### 4-3 有効幅を用いた全体曲げ、ラーメン曲げ、格点曲げによる応力

図-9(b)(c)(d)に全体曲げモーメント、ラーメン曲げモーメント、格間曲げモーメントとあわせて等価支間長を示した。この等価支間長を用いて有効幅を算出し、応力計算を行った。なお、4-1の構造解析モデルでは全幅有効として剛性を算出している。

今回の設計の考え方の妥当性、すなわち有効幅を用いる設計の妥当性を検討するため、図-4のFEMモデルを用いて応力計算を行った結果と比較する。図-12が各曲げモーメントによる曲げ応力を足し合わせた結果であるが、有効

幅を用いた本設計手法では、格点部の負の応力（上縁引張応力）がかなり大きくなっていることがわかる。この原因は、格間曲げによる応力評価に大きな差異が生じたためである（図-13 参照）。そこで、格間曲げは、道示<sup>9)</sup>の支点上のモーメント評価の考え方をういて格点部の上縁引張応力の低減を行うこととした。格点部はガセットで幅広く支持されていることからこの考えを適用した。この場合の低減長  $a$  は、図-4 に示した FEM 解析の結果より、ガセットプレートの上弦材下面からの突出長の  $1/2$  と斜材の図心軸との交点間の長さとした。また、低減長の分布荷重  $q$  は、格点間距離  $4\text{m}$  の分担する等分布荷重とした（図-13 参照）。

図-14 の曲げ応力を格点部の上縁応力の低減を行った設計曲げ応力を表-4 に示す。設計手法による格点部の上縁引張応力が FEM 解析結果と比較的良好一致を示していることがわかる。圧縮応力については、本手法による応力が

35%程度大きく評価するが、圧縮側であることからこのまま設計することとした。この差異も格間曲げ応力の評価に起因するもので（図-13 参照）、将来、この応力の補正係数を考案することも課題となる。

表-4 上縁曲げ応力 (N/mm<sup>2</sup>)

| 着目点  | 平面骨組解析値 | F E M 解析値 | 設計曲げ (低減考慮) |
|------|---------|-----------|-------------|
| 第2格点 | 0.15    | 0.04      | 0.05        |
| 第3格点 | 0.11    | 0.01      | 0.01        |

以上、有効幅に基づく合成床版の設計手法を提案、紹介したが、実用上利用できるものと考ええる。なお、斜材、下弦材については、これまでの設計と変わるところがないことから省略している。

#### 4-4 乾燥収縮、クリープによる応力

本橋では、床版を上弦材と結合し、格点支持することによって乾燥収縮、クリープによる応力が発生することがわかってい。この応力は、図-7 の平面骨組解析モデルで断面力を算出し、4-2、4-3 に記述した方法に従い計算している。なお、図-7 のモデル化であるが、コンクリート床版のクリープ現象に対し、鋼部材の拘束による影響を考慮するため床版、上弦材を別部材とした。また、この2つの部材は、スタッドをモデル化した剛な棒部材で結合し、平面保持の仮定を成立させる。解析条件は、乾燥収縮度、クリープ係数を道示<sup>9)</sup>に準じ、環境条件を 70%、部材の仮想厚さを  $469\text{mm}$  とし、早強コンクリートを使用することとした。また、材齢はコンクリートの打設日から 30000 ( $t=\infty$ ) 日まで施工順序ごと経時変化を考慮した。結果を図-15~17 に示すが、死荷重は乾燥収縮、クリープを除いたもので、供用開始予定日は床版打設から 155 日経過まで、終了時は  $t=\infty$  までとしている。

図より中間支点上で乾燥収縮、クリープが大きくなっていることがわかる。6 節で詳しく説明するが、外ケーブルによるプレストレス量を大きくすると乾燥収縮、クリープによる応力移行も大きくなるため、このことを考慮してプレストレスを決定する必要がある。

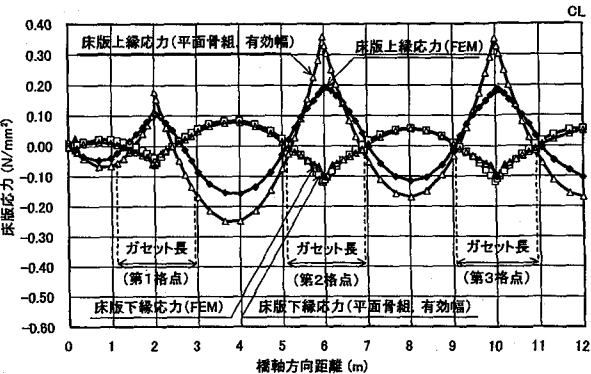


図-12 格間曲げの応力図

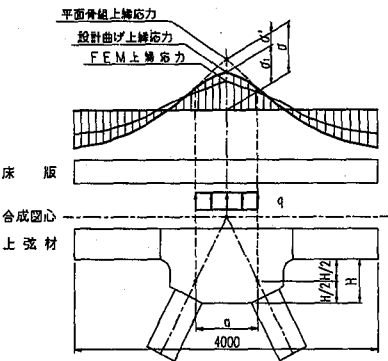


図-13 格間曲げの低減

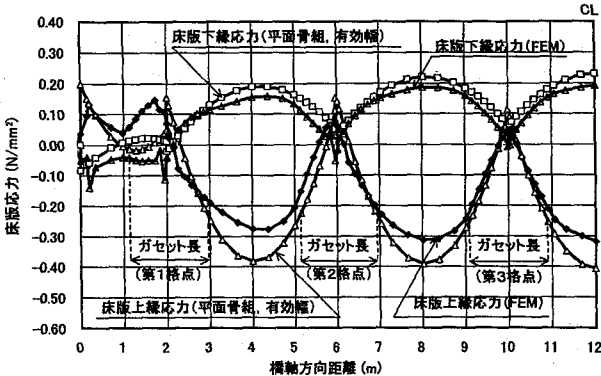


図-14 曲げ応力図

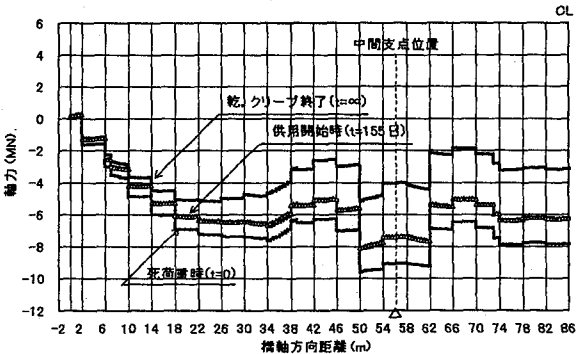


図-15 乾燥収縮、クリープによる軸力

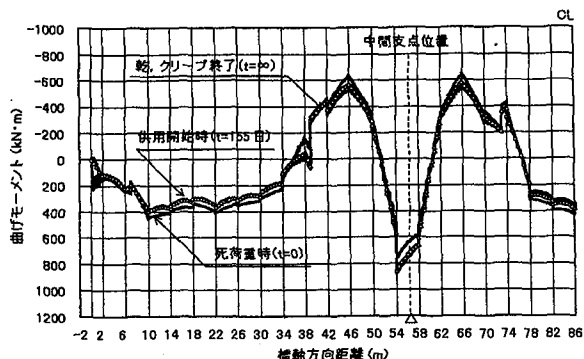


図-16 乾燥収縮, クリープによる曲げモーメント

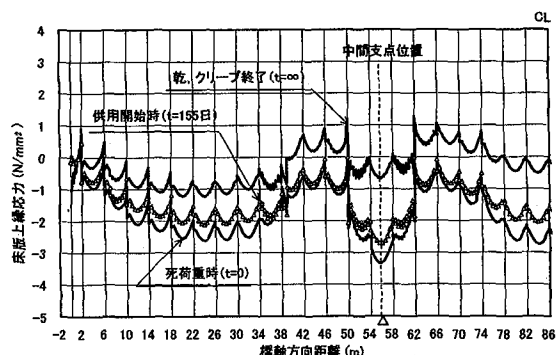


図-17 乾燥収縮, クリープによる合成応力度(床版上縁)

## 5. スタッドの設計

床版と上弦材を結合するシャーコネクターとして本橋では頭付きスタッドを使用した。格点部に生じる軸力差  $\Delta N$  を受け持つ本数を道示<sup>9)</sup>の考え方(強度, 配置制限)に基づき決定した。考慮する荷重は, 死・活荷重にプレストレスおよび温度差や乾燥収縮, クリープの影響とした。温度差は, 合成桁の床版と上弦材の相対的な温度差を10度とし, それぞれの値の大きくなる組み合わせで照査を行った。このスタッドの配置領域(橋軸方向)はガセットの区間である。しかしながら, スタッドの配置の影響による格点近傍の床版の応力集中が明確ではない。そこで, 図-18に示すFEM解析モデルを用いて検討することとした。

### 5-1 解析モデル

解析モデルは床版を下から見たもので, 床版を3層のソリッド要素で, また鋼板をシェル要素でモデル化している。全節点数は11248, 全要素数は9846である。なお, この解析の時点では, 上弦材は開断面であった。また, ハンチは設けていない。図中に荷重条件と境界条件を示す。荷重は設計上最大の軸力差が生じるケースを対象に, 斜材軸力として1085.6kNを導入した。境界条件として, 橋軸方向は圧縮側のみ固定とした。なお, 剛体変位が生じないように対処している。

解析ケースとして, 床版と上弦材を全面結合したケース(Case-1と呼ぶ)と, ガセット部の範囲のみ床版と上弦材を結合するケース(Case-2と呼ぶ)の2ケースを選んだ。後者は格間にスタッドを設けない状態を想定している。

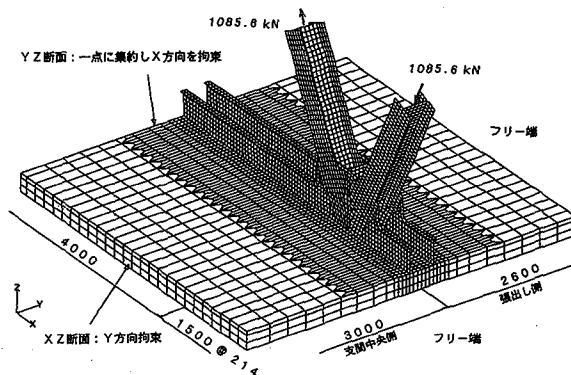


図-18 立体FEMモデル(ソリッド, シェル要素)

### 5-2 解析結果と応力集中係数

図-19に床版断面内の垂直応力分布を示す。着目点はガセット端部の応力で, 曲げによる成分は取り除いている。図より, 上弦材位置で応力が大きくなり, 上弦材から離れるにしたがって小さくなるのがわかる。また, 上弦材の腹板位置において最大応力が生じ, Case-1では $-0.11 \text{ N/mm}^2$ となる。応力分布は, 格点から約1.5m離れたとはぼ一定に近づき, 格点から4m離れた端部では破線に示す応力分布になっている。図中の応力を平均すると $-0.06 \text{ N/mm}^2$ で, ガセット端部の最大応力の比較から, 応力集中の度合いとしては $-0.11/-0.06=1.83$ が得られる。この値は異なるモデルから得られたものであるが, 先に説明した応力集中係数 $\alpha=2.0$ の設定は安全側となる。

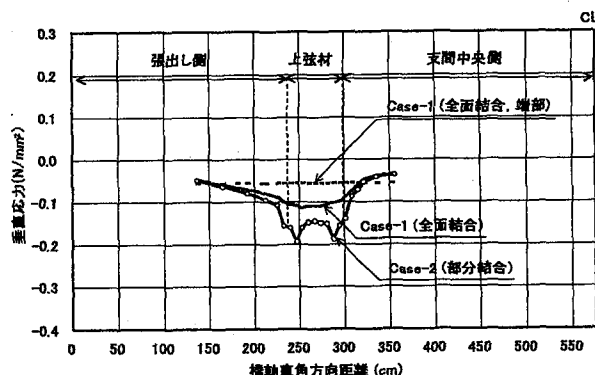


図-19 応力集中箇所の圧縮応力分布

また, 図-20に橋軸方向の垂直応力分布を示す。この値は, 図-19に示す上弦材腹板位置の最大応力をプロットしたものである。Case-1とCase-2の結果を比べると, Case-1では応力の伝達がスムーズであるのに対し, Case-2の結果はガセット端部において応力集中が大きくなっている。この理由としては, Case-1では床版と上弦材が一体となって変形しているためで, Case-2ではガセットの範囲のみ結合としているためである。これより, ガセットの範囲以外にもスタッドを配置した方が望ましいと言える。

以上のことを考慮して, 本橋ではφ22のスタッドを格点部(ガセット区間)に最大67本配置し, 格間部におい

でもスタッド配置が好ましいことから、橋軸方向に500mm ピッチ（直角方向6本）で配置することとした。また、スタッドの引抜力については文献7）を参照し、十分小さい力であることを確認している。

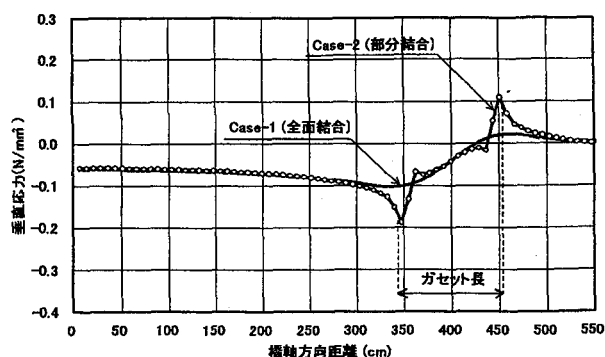


図-20 橋軸方向の応力分布

## 6. 外ケーブルの設計

図-21 に外ケーブルの配置を示す。外ケーブルは引張強度 348kN の 19S12.7 (SWPR7B) を 4 本、引張強度 496kN の 19S15.2 (SWPR7B) を 2 本の合計 6 本を配置した。

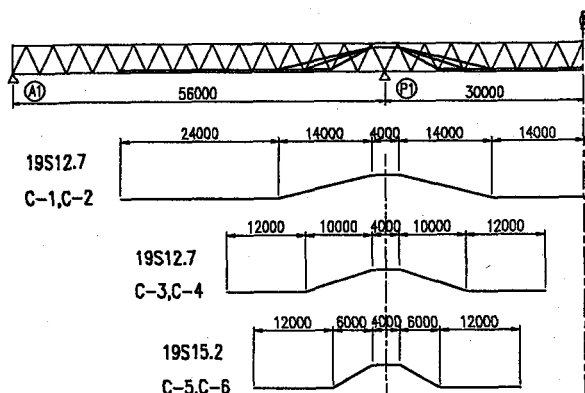


図-21 外ケーブルの配置

外ケーブルを用いた目的は断面力の改善と、図より理解できるように、中間支点部床版に圧縮軸力を導入し、負曲げによる引張応力を軽減することである。断面力の改善効果により、主構高は 4m となった。外ケーブルを使用しない場合は約 6m の主構高が必要となる。中間支点での引張応力に関しては、外ケーブルを用いることによって、死荷重+L 荷重時でひび割れを許さない設計が可能となり、耐久性の向上に貢献できるものと考え。なお、中間支点部での引張応力を打ち消すには、できるだけ大きなプレストレスを導入すれば良いことになるが、一方で、クリープ応力が大きくなって、導入した圧縮軸力が減少することになる。したがって、設計ではこの点にも十分注意して導入力を決める必要がある。ちなみに本橋では、プレストレス導入力は、クリープによる圧縮応力の低下とあわせて活荷重時の張力増加を考慮して決定している。

また、本橋は鋼トラス橋であり、コンクリート橋に比べ繰返し荷重による変形が生じやすい構造であることから、この変形によるケーブルの応力振幅を照査し、最大で疲労強度の 47%(0.53Mpa)であることを確認している。

図-22, 23 にケーブルの偏向部と定着部の構造詳細図を示す。これらに取り付く水平材には、当然ケーブルから導入される力による曲げモーメントやねじれモーメントが作用する。部材寸法はこれらの断面力も考慮して決定している。図-22 の偏向部は鉛直分力が作用するため鉛直方向の補剛材を設けているが、図-23 の場合は水平力のため補剛材を必要としない。

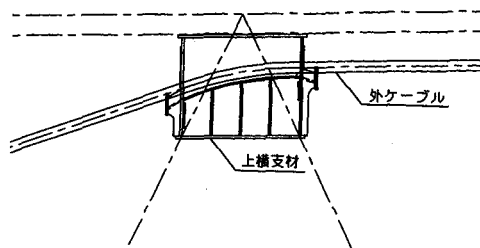


図-22 外ケーブル偏向部構造詳細

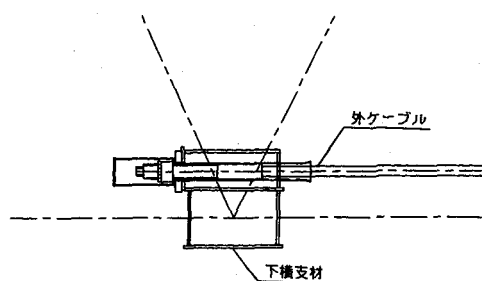


図-23 外ケーブル定着部構造詳細

## 7. 荷重の組合わせとひび割れ制御設計

### 7-1 床版厚

床版厚は道示<sup>9)</sup>に準じて、

$$tc=(4L+11)\times 0.9=315(\text{mm})$$

よりスパン中央部を決定し、床版厚は 320mm とした。なお、スパン L として今回は 6m を用いた。今後、上弦材のねじれ剛性を評価することによって、スパン L の取り方の検討が必要と考えられるが、今回は安全側の考えから弦材中心間隔をスパンとした。

### 7-2 主筋方向の設計

床版の基本的な設計方針は PRC 設計である。すなわち、死荷重時、死荷重+T 荷重時でそれぞれ、引張りを許容しないおよび、ひび割れを許容しない設計で、また衝突荷重の組み合わせでは許容ひび割れ幅以内とする。この場合の許容ひび割れ幅は、コンクリート標準示方書<sup>8)</sup>に規定される特に厳しい腐食性環境の条件を適用した。なお、本橋の

架橋地点は離岸距離 20km 以上で山間部にあり、耐候性鋼材の使用は可能な地域であるが、床版の耐久性に対する配慮から、前述の環境条件を適用することとした。

7-3 配力筋方向の設計

配力筋方向の設計は第4節で説明したように、断面力を軸力、全体曲げ、格点剛結構造に起因するラーメン曲げ、および格間曲げの成分に分解し、各断面力による応力集中を応力集中係数や有効幅を用いて考慮し設計を行っている。したがって、各断面力の成分において、各有効断面で応力を算出し足し合わせている。有効幅以外はRC構造として設計した（図-24 参照）。

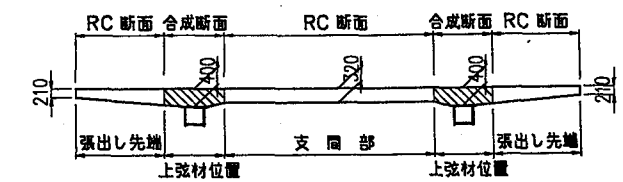


図-24 配力筋方向設計断面

上弦材近傍位置での合成断面は、外ケーブルによるひび割れ制御を行っていることからPRC構造として設計した。また、応力は床組構造と主構構造に分けて算出し、重ね合わせを行う。このときの制限値は、主構の設計（L 荷重載荷）ではひび割れ発生限界とし、床組の設計（T 荷重載荷）および主構作用と床版作用の重ね合わせでは許容ひび割れ幅以内とした。

また、本橋は合成桁であるため、床版施工時の断面力は床版コンクリートの打設に伴い随時合成されることを考慮して算出している。

なお、終局荷重時については、道示<sup>4)</sup>の合成桁の規定に準じて荷重の割増しを行い照査した。

8. 横構の省略

8-1 構造解析モデルと荷重

本橋では横構は省略した形式となっている。ここでは、その根拠となる計算について説明する。

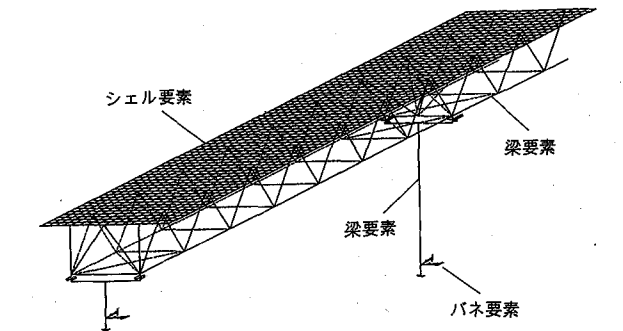


図-25 立体 FEM モデル（シェル，梁要素）

解析モデルは、図-25 に示す床版にシェル要素、その他の部材に梁要素を用いてモデル化している。床版と上弦材（梁要素）はスタッド位置において剛部材で結合している。また、支承および基礎構造は、バネ要素でモデル化している。作用横荷重は地震荷重（風荷重に比べて大きい）でその大きさは、震度  $kh=0.16$  相当である。

8-2 解析結果と構造の選定

図-26 に横構の配置状況を示すが、横構なし、横構を支点位置から 1 パネル、2 パネル設置した構造をそれぞれ Case-0, 1, 2 とする。

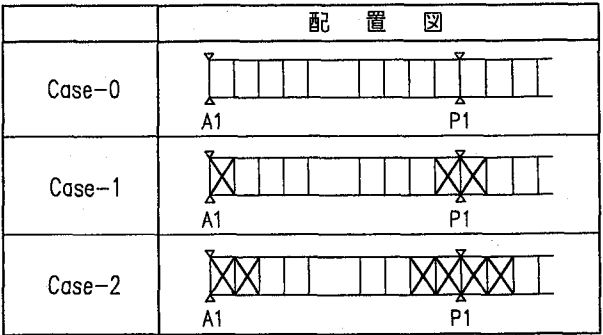


図-26 横構配置図

表-5 に端および中間支点位置の対傾構の斜材軸力の変化を示す。なお、支点位置の対傾構はV字形状で、水平荷重の作用方向は、歩道側から車道側とした。表より、まず Case-1, 2 の差異は極めて小さいことがわかる。また、Case-0 と比べると、横構なしの場合の軸力が端支点で 6% 程度大きくなっているが差異は小さいと言える。この理由は、既に知られているように、横力のほとんどが床版を介して支点位置の対傾構に流れるためである。

以上より、本橋では横構を省略することとした。なお、架設時については、別途安定性の面から横構の必要性について検討を行うこととしている。

表-5 対傾構軸力 (kN)

| 着目点           | Case-0 | Case-1 | Case-2 |
|---------------|--------|--------|--------|
| 端支点部（車道側）     | 1594   | 1511   | 1501   |
| //（歩道側）       | -1592  | -1509  | -1499  |
| 中間支点部（A1側，車道） | 383    | 352    | 350    |
| //（A1側，歩道）    | -248   | -243   | -241   |
| //（P1側，車道）    | 372    | 360    | 359    |
| //（P1側，歩道）    | -243   | -257   | -257   |

9. 中間対傾構の省略

9-1 構造解析モデルと荷重

本橋では中間対傾構を全て省略した構造となっている。ここでは、偏載荷重を作用させてその妥当性を検討する。解析モデルは図-25 と同じモデルで、荷重の載荷方法とし

ては図-27に示すL荷重を考える。断面に向かって左の車道側にL荷重を載荷させたケースをCase-1, 2とし、断面右の歩道側にL荷重および群集荷重を載荷させたケースをCase-3, 4とする。ここで、奇数ケースは両側径間に、偶数ケースは中央径間に荷重を作用させた場合である。

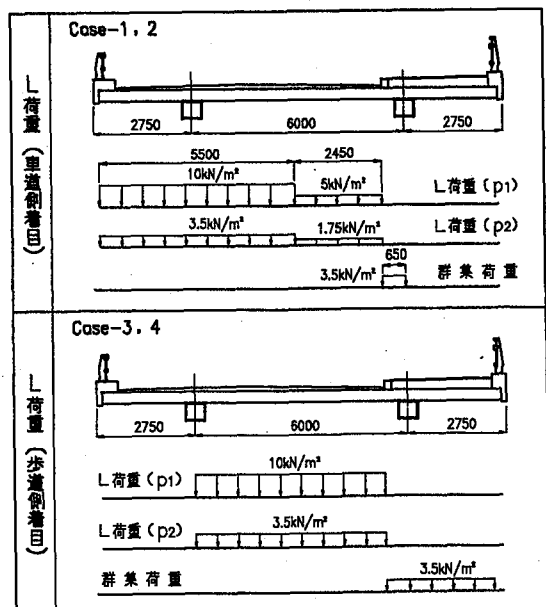


図-27 L荷重載荷図

## 9-2 解析結果

図-28に斜材と下横支材の面外曲げモーメント分布を示す。Case-1, 2の荷重載荷において最大の断面力が生じたのはCase-1の側径間載荷で、生じた箇所は中間支点の近傍である。その断面力分布を図-28(a)に示すが、このときの斜材の最大応力は $5.61\text{N/mm}^2$ で、許容応力 $210\text{N/mm}^2$ に比べて3%弱と小さい。

Case-3, 4の荷重載荷で最大断面力が生じたのはCase-3の側径間載荷で、その断面力分布を図-28(b)に示す。この断面力分布はスパン方向にほぼ一定であった。斜材の最大応力は $10\text{N/mm}^2$ で、許容応力の約5%であった。以上の結果より、活荷重偏載荷による応力の増加がわずかであったため、中間対傾構の省略は可能と考えた。

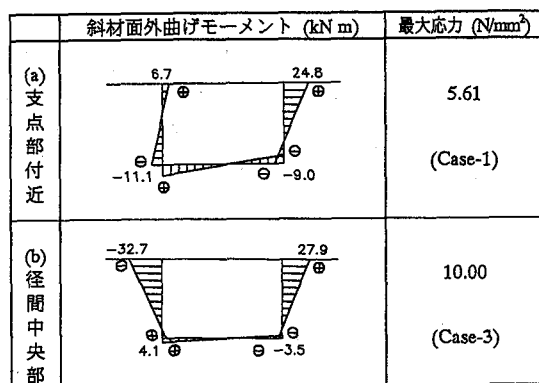


図-28 横断面変形と断面力

## 10. まとめと今後の課題

以上、我が国でも例のない外ケーブルを使用した連続合成トラス橋の構造の特徴を紹介するとともに、具体的な設計手法の提案を行った。その要点を整理すると以下のとおりである。

- (1) 主構造の設計にあたり、FEM立体解析をベースに、有効幅の概念と応力集中係数を導入することで、2次元骨組解析モデルに基づく設計法の提案を行った。
- (2) 床版断面力をFEM立体解析により明らかにするとともに、道示算定式との差異を明らかにした。
- (3) 横荷重や偏載荷重時の挙動をFEM立体解析より明らかにするとともに、中間対傾構や横構の省略が可能となることを明らかにした。

本橋のスパンは60mと大きくないが、最初の試みであることからこのスパンクラスでの適用に踏み切った。今後の課題としては、より長いスパンへの適用の検討が挙げられる。また、技術課題として、1)床組構造における設計曲げモーメントの算定式の確立、2)広幅員橋梁での本手法の適用性に関する検討、3)中間支点でひび割れを許す設計(ひび割れ制御設計)の導入、4)限界状態設計法の導入等が挙げられる。

**謝辞:** 本検討にあたり、ご指導を賜った、本橋の技術検討委員会(委員長、依田照彦早稲田大学教授)の委員各位に深く感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 田村陽司, 川尻克利, 大垣賀津雄, 作川孝一: PC床版連続合成2主桁橋「千島の沢川橋」の設計, 橋梁と基礎, Vol.32, No.9, pp.18-22, 1998
- 2) 志村勉, 辻角学, 宮森雅之, 依田照彦: 狭小箱桁橋におけるコスト縮減効果の試算と最適箱幅に関する検討, 土木学会論文集, No.637/VI-45, pp.43-52, 1999
- 3) 福田武雄: 合成トラスについて-新潟県中宿橋の設計-, 土木技術, pp.24-30, 1956
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説I共通編, II鋼橋編, IIIコンクリート橋編, 1996
- 5) 日本道路公団: 設計要領第二集, 1998
- 6) 坂本純男, 中園明広, 稲葉尚文, 長井正嗣, 星埜正明: 2主桁橋梁の床版死荷重曲げモーメントに関する計算モデルの提案, 第2回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp.287-292, 2000
- 7) 坂井藤一, 八部順一, 大垣賀津雄, 橋本靖智: 合成2主桁橋の横桁配置に関する研究, 橋梁と基礎, Vol.31, No.3, pp.31-38, 1997
- 8) 土木学会: コンクリート標準示方書, 1996

(2001年9月14日受付)