



室蘭工業大学

学術資源アーカイブ

Muroran Institute of Technology Academic Resources Archive



両端固定ヒンジ支承を有する変断面合成箱桁橋の設計試案とその力学的特性について

メタデータ	言語: jpn 出版者: 室蘭工業大学 公開日: 2014-07-14 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 中村, 作太郎 メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/10258/3531

両端固定ヒンジ支承を有する変断面合成箱桁橋の 設計試案とその力学的特性について

中村作太郎

On the Tentative Design and Mechanical Property of the Composite Box Girder Bridge with Variable Cross Section and Both Hinge-Fixed Supports

Sakutaro Nakamura

Abstract

The present writer tentatively designed a composite box girder bridge with the variable cross sections and both the hinge-fixed supports for the purpose of increasing the structural economy, the lateral stability, and the quakeproof.

He calculated the axial force, the deflection, the bending moment, and the stress intensity by applying the digital computer, and investigated carefully on the theoretical property of its structural mechanics.

I. 緒 言

従来、単径間の鋼桁橋及び合成桁橋などにおける支承構造は、一端固定ヒンジ支承、他端可動ヒンジ支承とするのが常道とされている。すなわち、単純桁型式のみが昔から用いられて来ている。

その理由は、不静定構造の桁橋とすれば温度変化及び支承部の不等沈下などの影響を受け、不測の不静定応力を生じて種々支障を来す恐れがあるとしたものである。

しかし、単純桁橋はその支承部の構造からみて必ずしもあらゆる場合に最適であるとはいえないと思う。静荷重に対してはよいとしても、動的荷重すなわち地震荷重・風荷重・衝撃荷重その他に対する安定問題については、もっと吟味研究を要するものと思う。

現に各地における地震による被害状況をみても、単純桁橋の受けた被害がかなり多いようであり、検討を要する問題であると思う。

本研究は、上述の観点に基づき、桁の横安定度と耐震性を良好ならしめる目的で、両端を固定ヒンジ支承とせる変断面合成箱桁橋を採用し、その力学的特性について吟味研究したものである。

著者は先に鋼床板を有する変断面鋼箱桁橋の設計試案とその力学的特性¹⁾ならびに変断面

鋼桁模型の基礎的実験²⁾について研究発表を行ない、その力学的経済性及び横安定性の優れている点を明らかならしめたが、今回は合成箱桁橋に変断面を採用し、しかも両端を固定ヒンジ支承として、その力学的経済性と横安定度ならびに耐震・耐風性を更に増加しようと考え、従来全く用いられたことのない試案設計を試みた。

支間は単径間の合成箱桁橋として適当と思われる 50 m (桁橋としての中級) を採用し、有効幅員 9.0 m の道路橋として設計を試み、電子計算機 (本学所有 FACOM 231) を利用してその力学的特性³⁾ を吟味研究し、同形の両端単純桁橋と比較検討した。

II. 設計試案

1. 設計条件

支間：50 m，有効幅員：9 m (車道・歩道共)，橋種：一等道路橋，形式：上路式活荷重合成箱桁橋 (変断面)，支承条件：両端固定ヒンジ支承，荷重：T-20 及び L-20，橋面勾配：横断 2% 拋物線，床版：鉄筋コンクリート床版 ($\sigma_{28}=200 \text{ kg/cm}^2$ ，ただし合成箱桁とした場合 $\sigma_{28}=280 \text{ kg/cm}^2$ ，支圧 $\sigma_{28}=250 \text{ kg/cm}^2$)，舗装：アスファルト舗装 5.0 cm 及び防水層 0.5 cm，鋼材の種類：SS 41 及び SM 50；SS 41 の許容応力度： $\sigma_{ca}=1,300 \text{ kg/cm}^2$ ， $\sigma_{ta}=1,400 \text{ kg/cm}^2$ ；SM 50 の許容応力度： $\sigma_{ca}=1,800 \text{ kg/cm}^2$ ， $\sigma_{ta}=1,900 \text{ kg/cm}^2$

2. 設計概要

図-1 及び 図-2 は、著者の設計試案になる両端固定ヒンジ支承を有する変断面合成箱桁橋の一般側面図及び横断面図の概略を示したものである。

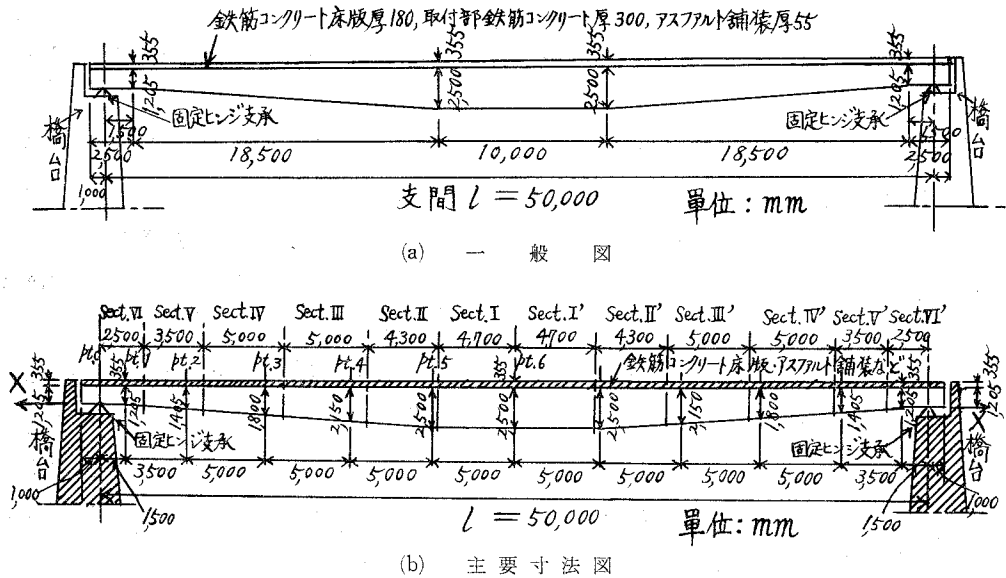


図-1 両端固定ヒンジ支承を有する変断面合成箱桁橋の一般側面図

設計に当っては、普通の単純変断面合成箱桁橋の計算法に準じて、床版・縦桁・支材・主桁・ずれ止め・腹板の補剛・たわみ・沓の順に、一通りの計算を行ない、特に主桁の両端固定ヒンジ支承による軸力の力学的各影響について吟味・追求した。

A. 床版

死荷重は一般部で 547 kg/m²、片持部で 835 kg/cm²、地覆 216 kg/m、高欄 60 kg/m とし、活荷重は T-20 (後輪 P=8.0 t)、高欄推力を床版の中立軸上 1 m に 250 kg/m で作用するものとし、衝撃係数は $i=20/(50+l)$ を用い、一般部で $i=0.375$ 、片持部で 0.395 としして計算した。床版の厚さ 18 cm となり、一般部では $\sigma_c=68.25 \text{ kg/cm}^2 < 70 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_s=1,361.6 \text{ kg/cm}^2 < 1,400$

kg/cm²、片持部では $\sigma_c=45.2 \text{ kg/cm}^2 < 70 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_s=1,191 \text{ kg/cm}^2 < 1,400 \text{ kg/cm}^2$ となった。

B. 縦桁

縦桁の計算は等径間連続桁 ($l=5.556 \text{ m}$) として計算し、死荷重は 1.848 t/m、活荷重 P=18.656 t、衝撃係数 $i=0.360$ として、曲げモーメント及び反力を計算し、断面決定を行なった。

SM 50 級の鋼材を使用し、許容応力には $\sigma_{ta}=1,900 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_{ca}=1,800-1.1(l/b)^2$ を用い、1-Flg. pl. 210×13, 1-Web pl. 550×8, 1-Flg. pl. 210×12 よりなる I 形断面を使用した。

上縁圧縮応力度 $\sigma_c=1,759 < 1,800 \text{ kg/cm}^2$ 、下縁引張応力度 $\sigma_t=1,861 < 1,900 \text{ kg/cm}^2$ 、上縁引張応力度 $\sigma_t=1,208 < 1,900 \text{ kg/cm}^2$ 、下縁圧縮応力度 $\sigma_c=1,277 < 1,759 \text{ kg/cm}^2$ 。

C. 支材

縦桁最大反力 $R=40.878 \text{ t}$ 、部材力 $S=30.577 \text{ t}$ を求め、部材断面を SS 41 鋼材で、1-pl. 200×12, 1-pl. 120×12 と定め、 $F_{ca}=32.909 \text{ t} > 30.577 \text{ t}$ なることを検照した。

また上フランジ間対材の計算及び縦桁を連続桁と仮定した場合の検討も行なった。

D. 主桁

主桁は鋼材重量・床版重量に対しては非合成とし、防水層・舗装・高欄の一部の重量及び活荷重に対しては合成箱桁として働くように設計した。

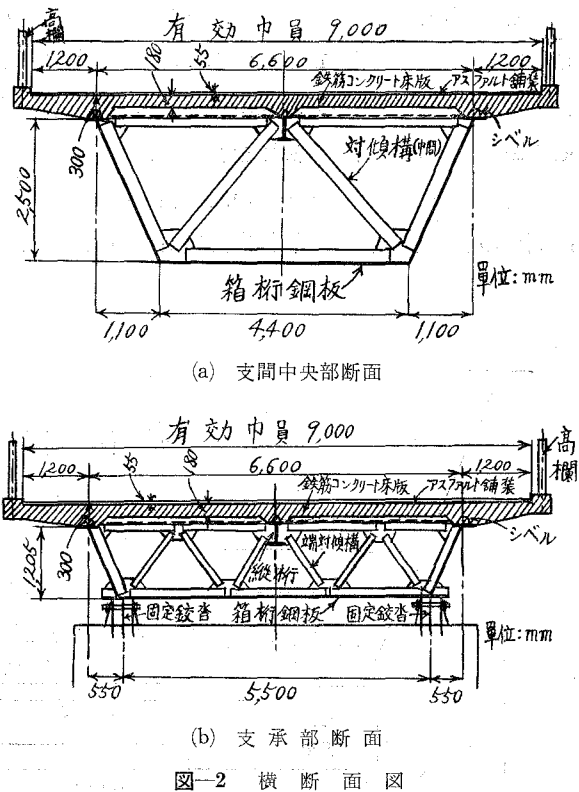


図-2 横断面図

合成前の荷重としては、床版・縦桁上ハンチの重量、鋼材重量の合計 6.650 t/m、合成後の荷重としては、死荷重の合計 1.297 t/m、活荷重は衝撃係数 $i=0.20$ とみて、衝撃荷重を加えた合計 point load $P=50.220$ t、uniform load $p=3.504$ t/m を用い、曲げモーメント・反力・せん断力を求め、断面の決定を行なった。

合成されるコンクリートの断面積合計 $A_c=23,066$ cm²、鋼材は SM 50 級とし断面は上突縁開放の逆梯形箱桁とし橋軸方向に断面の変化する変断面とする。(図-3 参照)

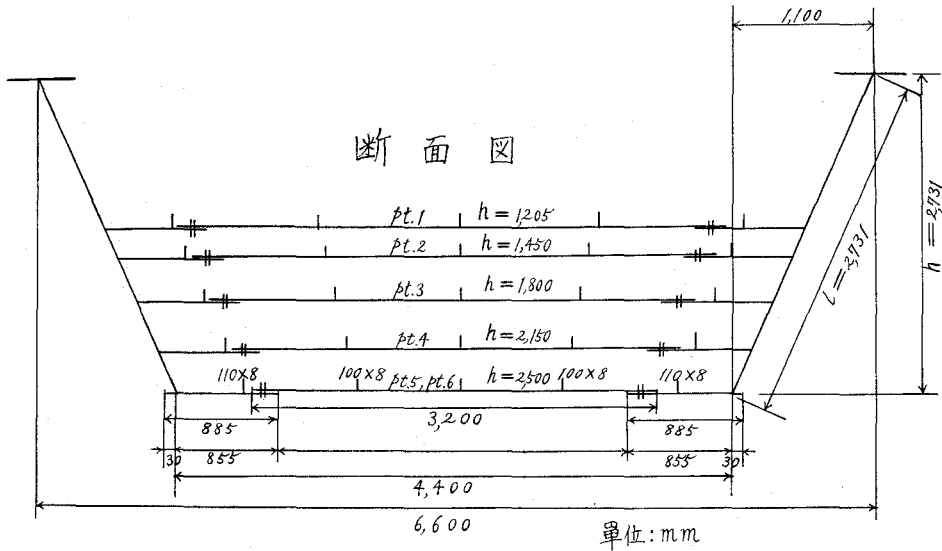


図-3 逆梯形鋼箱桁(上突縁開放)断面図

a) 断面 I

2-Flg. pl. 630×32, 2-Web pls. 2,731×10, 1-Flg. pl. 3,200×9 (有効 3,100), 2-Ribs 100×8, 2-Flg. pls. 885×29 (有効 835), 2-Ribs 110×8 断面積合計 $A=1,746.3$ cm²

合成前の断面応力度 $\sigma_c=1,582$ kg/cm², $\sigma_t=1,012$ kg/cm²

合成断面の合成応力度 $\sigma_c=1,582+171=1,753$ kg/cm² < 1,800 kg/cm²

$\sigma_t=1,012+829=1,841$ kg/cm² < 1,900 kg/cm²

コンクリートの硬化乾燥収縮による応力

$$\sigma_c = -226 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_t = 31 \text{ kg/cm}^2$$

コンクリートの温度差による応力

$$\sigma_c = \pm 205 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_t = \pm 27 \text{ kg/cm}^2$$

b) 断面 II

2-Flg. pls. 630×32, 2-Web pls. 2,731×10, 1-Flg. pl. 3,200 (有効 3,100)×9, 2-Ribs 100×8, 2-Flg. pls. 885 (有効 835)×26, 2-Ribs 110×8 断面積合計 $A=1,696.2$ cm²

合成前の断面応力度 $\sigma_c = 1,558 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_t = 1,023 \text{ kg/cm}^2$

合成断面の合成応力度 $\sigma_c = 1,558 + 163 = 1,721 \text{ kg/cm}^2 < 1,800 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_t = 1,023 + 838 = 1,861 \text{ kg/cm}^2 < 1,900 \text{ kg/cm}^2$

コンクリートの硬化乾燥収縮による応力

$\sigma_c = -226 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_t = 33 \text{ kg/cm}^2$

コンクリートの温度差による応力

$\sigma_c = \pm 205 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_t = \pm 30 \text{ kg/cm}^2$

c) 断面 III

2-Flg. pls. 630×32 , 2-Web pls. $2,348 \times 10$, 1-Flg. pl. $3,510$ (有効 $3,410$) $\times 9$, 2-Ribs 100×8 , 2-Flg. pls. 885 (有効 835) $\times 26$, 2-Ribs 110×8 断面積合計 $A = 1,647.5 \text{ cm}^2$

合成前の断面応力度 $\sigma_c = 1,603 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_t = 994 \text{ kg/cm}^2$

合成断面の合成応力度 $\sigma_c = 1,603 + 159 = 1,762 \text{ kg/cm}^2 < 1,800 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_t = 994 + 833 = 1,827 \text{ kg/cm}^2 < 1,900 \text{ kg/cm}^2$

コンクリートの硬化乾燥収縮による応力

$\sigma_c = -226 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_t = 30 \text{ kg/cm}^2$

コンクリートの温度差による応力

$\sigma_c = \pm 200 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_t = \pm 28 \text{ kg/cm}^2$

d) 断面 IV

2-Flg. pls. 630×29 , 2-Web pls. $1,966 \times 10$, 1-Flg. pl. $3,800$ (有効 $3,700$) $\times 9$, 2-Ribs 100×8 , 2-Flg. pls. 885 (有効 835) $\times 20$, 2-Ribs 断面積合計 $A = 1,459.2 \text{ kg/cm}^2$

合成前の断面応力度 $\sigma_c = 1,638 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_t = 1,032 \text{ kg/cm}^2$

合成断面の合成応力度 $\sigma_c = 1,638 + 122 = 1,760 \text{ kg/cm}^2 < 1,800 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_t = 1,032 + 832 = 1,864 \text{ kg/cm}^2 < 1,900 \text{ kg/cm}^2$

コンクリートの硬化乾燥収縮による応力

$\sigma_c = -226 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_t = 33 \text{ kg/cm}^2$

コンクリートの温度差による応力

$\sigma_c = \pm 195 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_t = \pm 28 \text{ kg/cm}^2$

e) 断面 V

2-Flg. pls. 630×29 , 2-Web pls. $1,584 \times 10$, 1-Flg. pl. $4,120$ (有効 $4,020$) $\times 9$, 2-Ribs 100×8 , 2-Flg. pls. 885 (有効 835) $\times 17$, 2-Ribs 110×8 断面積合計 $A = 1,369.7 \text{ kg/cm}^2$

合成前の断面応力度 $\sigma_c = 1,192 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_t = 746 \text{ kg/cm}^2$

合成断面の合成応力度 $\sigma_c = 1,192 + 69 = 1,261 \text{ kg/cm}^2 < 1,800 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_t = 746 + 594 = 1,340 \text{ kg/cm}^2 < 1,900 \text{ kg/cm}^2$

コンクリートの硬化乾燥収縮による応力

$$\sigma_c = -229 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_t = 34 \text{ kg/cm}^2$$

コンクリートの温度差による応力

$$\sigma_c = \pm 195 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_t = \pm 29 \text{ kg/cm}^2$$

f) 断面 VI

2-Flg. pls. 400×21, 2-Web. pls. 1,316×10, 1-Flg. pl. 4,340 (有効 4,240)×9, 2-Ribs 100×8, 2-Flg. pls. 885 (有効 835)×13, 2-Ribs 110×8 断面積合計 $A=1,072.5 \text{ cm}^2$

合成前の断面応力度 $\sigma_c = 575 \text{ kg/cm}^2, \sigma_t = 230 \text{ kg/cm}^2$

合成断面の合成応力度 $\sigma_c = 575 + 12 = 587 \text{ kg/cm}^2 < 1,800 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_t = 230 + 164 = 394 \text{ kg/cm}^2 < 1,900 \text{ kg/cm}^2$$

コンクリートの硬化乾燥収縮による応力

$$\sigma_c = -271 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_t = 35 \text{ kg/cm}^2$$

コンクリートの温度差による応力

$$\sigma_c = \pm 206 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_t = 26 \text{ kg/cm}^2$$

上述の断面 I~断面 VI において、その許容応力度の算定は、乾燥収縮による応力の場合は、上・下フランジに対し、それぞれ 15% 及び 5% 割増し、更に温度差応力加算の場合は、それぞれに対し 30% 及び 20% 割増して求める。

上フランジの場合

主荷重: $\sigma_{ca} = 1,800 \text{ kg/cm}^2$, 主荷重+硬化乾燥: $\sigma_{ca} = 2,070 \text{ kg/cm}^2$, 主荷重+温度差+硬化乾燥: $\sigma_{ca} = 2,340 \text{ kg/cm}^2$

下フランジの場合

主荷重: $\sigma_{ca} = 1,900 \text{ kg/cm}^2$, 主荷重+硬化乾燥: $\sigma_{ca} = 1,995 \text{ kg/cm}^2$, 主荷重+温度差+硬化乾燥: $\sigma_{ca} = 2,280 \text{ kg/cm}^2$

上述の通りの許容応力度となり、各断面におけるそれぞれの合成応力度が何れもその許容範囲内に納まるので安全である。

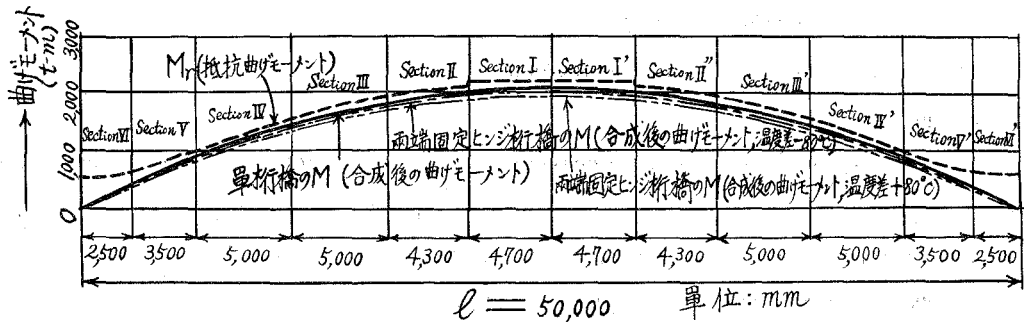


図-4 合成後の追加曲げモーメント図

図-4 は合成後に追加される曲げモーメント及び抵抗曲げモーメントのダイアグラムである。

E. ずれ止め

ジベル1個の耐荷力 type A: $D=34.799$ t, type B: $D=14.652$ t

床版と鋼桁の接触面に働く単位長当りせん断力

pt. 0: $\tau=939$ kg/cm, pt. 2: $\tau=630$ kg/cm, pt. 3: $\tau=412$ kg/cm,

pt. 4: $\tau=259$ kg/cm, pt. 5: $\tau=172$ kg/cm

温度差による単位長当りせん断力 $\tau=176$ kg/cm

乾燥収縮によるせん断力は主荷重によるせん断力と方向反対のため考慮しないこととする。

ずれ止めの間隔 pt. 0: $p=D/\tau=31.2$ cm, pt. 2: $p=55.2$ cm, pt. 3: $p=35.5$ cm, pt 4: $p=56.5$ cm, pt. 5: $p=85.1$ cm となり, 実施間隔はそれぞれ, 30 cm, 50 cm, 33 cm, 50 cm, 50 cm と決定した。

その他, ずれ止めの最大間隔・最小間隔, ジベルに生ずる応力度, 溶接部の検査, ずれ止め付近のコンクリートのせん断応力度などの計算を行なった。

F. 腹鉄の補剛

a) 支点付近のせん断応力度

合成前及び合成後のせん断流の計算を行ない, その合計として次の計算値を得た。

上フランジ: 合成前 243.6 kg/cm, 合成後 2.9 kg/cm, 合計せん断流 246.5 kg/cm

ウェツブ: 合成前 763.4 kg/cm, 合成後 573.1 kg/cm, 合計せん断流 1,336.5 kg/cm

下フランジ: 合成前 720.0 kg/cm, 合成後 349.8 kg/cm, 合計せん断流 1,069.8 kg/cm

せん断応力度 上フランジ: $\tau=117.3$ kg/cm², ウェツブ: $\tau=1,336.5$ kg/cm², 下フランジ: $\tau=822.9$ kg/cm²

ジベルのせん断応力度 $\tau=q/t_e=435.8$ kg/cm²

コンクリート床版のせん断応力度 $\tau=(q/t)(G_c/G_s)=6.5$ kg/cm² > 10 kg/cm²

b) 端補剛材の応力度

SS-41 鋼材を用い, 片側補剛材の受け持つ軸力 $P=183.7$ t に対し, 1-pl. 240×10, 1-pl. 300×25, 1-pl. 300×22, 断面積合計 165.0 cm² とした。

$$\sigma_c = P/A = 1,113 \text{ kg/cm}^2 < 1,199 \text{ kg/cm}^2$$

c) 中間補剛材の検査

所要断面二次モーメント $I=598$ cm⁴ なる故, 1-pl. 150×9 を用い, $A=13.5$ cm², $I_x=1,012$ cm⁴ なる故, $I_x > I$ となり安全。

d) 支点付近せん断力による腹鉄の座屈に対する検査

補剛材の剛度の検査に始まり, 腹鉄の座屈に対する安全率 $\nu=\tau_k/\tau=4.2 > 1.35$

e) 支間中央付近の曲げモーメントに対する検査

水平補剛材の所要断面二次モーメント I の計算を行ない、使用断面 1-pl. 100×9、断面積 $A=9.0 \text{ cm}^2$, $I_x=306 \text{ cm}^4 > 243.5 \text{ cm}^4$

また、最上部の局部座屈に対する検査を行ない、 $\sigma_{ykt} = 3,434.4 \text{ kg/cm}^2 > 2,280 \text{ kg/cm}^2$ (SM 50)

G. た わ み

合成前の荷重によるたわみ $\delta_1=10.57 \text{ cm}$

合成後の荷重によるたわみ

死荷重によるたわみ $\delta_2=0.68 \text{ cm}$, 活荷重によるたわみ (衝撃荷重を含まぬ) $\delta_3=2.45 \text{ cm}$

たわみ剛度の検査 $\delta_3/l=1/2,041 < 1/600$

死・活荷重合計たわみ (衝撃荷重を含まぬ) $\delta=\delta_1+\delta_2+\delta_3=13.70 \text{ cm}$

これに対し、両端単純支持の場合は、 $\delta_1=20.30 \text{ cm}$, $\delta_2=1.3 \text{ cm}$, $\delta_3=4.7 \text{ cm}$ となり、 $\delta=\delta_1+\delta_2+\delta_3=26.30 \text{ cm}$ で、両端固定ヒンジ支承の場合よりもかなりたわみは大となる。

なお、沓その他の設計については、全く新しい研究問題として残し、ここでは省略する。ただし、一通りの概略計算を行ない、その可能性については検照したことを付する。

3. 設計上の問題点

設計上の問題としては、両端共固定ヒンジ支承を有する全く新しい型式の橋梁であるので、その支承部特に新しい沓の開発にかかっていると思う。

特に横安定性と耐震性の増大を一つの目的としているのであるから、風力と地震力の動的荷重に対し充分強剛なる沓及び支承部の構造としなければならない。

また両端の拘束により生ずる温度差応力によっても絶対破壊することのないような沓・支承部及び各部の構造としなければならないことは勿論であり、更に詳細設計について吟味検討を重ねる必要があると考える。

従来このような観点から設計・製作された沓・支承部の構造は全くないので、理論計算では不明な現象を実物実験などにより充分吟味研究し、万全の構造としなければならない。

この意味からいって、支承部及び沓の設計については、別個に研究を重ねて行くべきものとする。

III. 力学的特性について

1. 両端固定ヒンジ桁の理論解式^{3)~5)}

図-5は両端固定ヒンジ桁に垂直等分布荷重が満載された場合を示したもので、桁の各繊維は伸長しなくてはならない。各繊維に伸長現象が生ずれば、力学上当然軸張力が発生することになる。

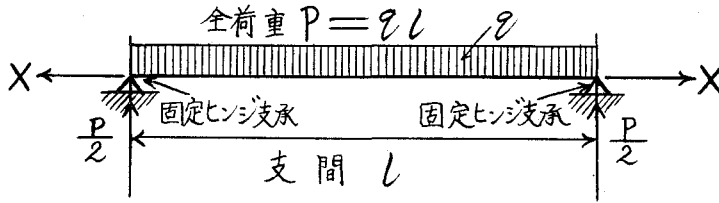


図-5 等分布満載荷重を受ける両端固定ヒンジ桁の図

いま桁に生ずる軸張力を一定とし、水平反力と等しく X とする。

桁の左支点よりの距離に生ずる曲げモーメント M は

$$M = \frac{Px}{2} - \frac{qx^2}{2} - Xy \quad (1)$$

桁の基本微分方程式に代入すれば

$$\frac{d^2y}{dx^2} - \frac{X}{KI}y + \frac{1}{KI}\left(\frac{Px}{2} - \frac{qx^2}{2}\right) = 0 \quad (2)$$

いま、軸張力 X を一定とすれば、 K は x に無関係となり、(2) の解は次式の通りになる。

$$y = C_1 e^{mx} + C_2 e^{-mx} + \frac{Px}{2X} - \frac{qx^2}{2X} - \frac{qKI}{X^2} \quad (3)$$

ここに $m = \sqrt{\frac{X}{KI}}$, $q = \frac{P}{l}$

この式に含まれる二つの積分定数 C_1, C_2 は $x=0$ に対して $y=0$, $x=l/2$ に対しては $dy/dx=0$ なる条件より決定される。この二つの条件より、 C_1, C_2 が求まる。

$$C_1 = \frac{qKI}{2X^2 \cosh \omega} (\cosh \omega - \sinh \omega), \quad C_2 = \frac{qKI}{2X^2 \cosh \omega} (\cosh \omega + \sinh \omega)$$

ここに $\omega = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{X}{KI}}$

しかしながら、 $K = E(1 + X/EA)$ で与えられ、 X/EA が 1 に比べて微量であるから、 K の代りに E を用いても差支えないと考え、

$$\omega = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{X}{EI}} \quad (4)$$

C_1, C_2 を (3) 式に代入し、

$$y = \frac{P}{2X} \left(x - \frac{x^2}{l} - \frac{l}{2\omega^2} \right) + \frac{Pl \cosh\left(\frac{2x\omega}{l} - \omega\right)}{4\omega^2 X \cosh \omega} \quad (5)$$

桁の中央部では、

$$y = \frac{Pl}{4X} \left\{ \frac{1}{2} - \frac{1}{\omega^2} \left(1 - \frac{1}{\cosh \omega} \right) \right\} \quad \text{ただし} \quad \omega = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{X}{EI}} \quad (6)$$

この式を2回微分して変形し、桁の基本微分方程式より曲げモーメント M の表式は次の通りとなる。

$$M = \frac{Pl}{4\omega^2} \left\{ 1 - \frac{\cosh\left(\frac{2x\omega}{l} - \omega\right)}{\cosh\omega} \right\} \quad (7)$$

中央部では、

$$M = \frac{Pl}{4\omega^2} \left(1 - \frac{1}{\cosh\omega} \right) \quad (8)$$

上述の(5)~(8)式の中には、 ω 及び X を含んでいる。 ω は X の函数であり、 X は荷重によって桁の両端に誘導せられるものであるから未知量である。

そこで荷重によって誘導せられる X さえ決定出来れば、(5)~(8)式によりたわみ y 及び曲げモーメント M が計算出来る。

軸張力 X は伸長した長さ $\Delta l = Xl/EA$ と dy/dx の微小なものに対する近似式 $\Delta l = \int_0^{l/2} (dy/dx)^2 dx$ より、次式により誘導せられる。

$$\int_0^{l/2} \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx - \frac{Xl}{EA} = 0 \quad (9)$$

(6)式より $(dy/dx)^2$ を求めて(9)式に代入すれば、 X に関する次のような函数方程式が得られるから、これによって軸張力 X を求めることが出来る。

$$\frac{P^2}{96\omega^2 \cosh^2 \omega} \left(6 + 24 \cosh^2 \omega - 4\omega^2 \cosh^2 \omega - \frac{15 \sinh 2\omega}{\omega} \right) + \frac{X^3}{EA} = 0 \quad (10)$$

$$\text{ここに } \omega = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{X}{EI}} \quad (11)$$

(11)式より $X = 4\omega^2 EI/l^2$ を求め、(10)式に代入し整理すると次式を得る。

$$\left. \begin{aligned} & \frac{6 + 24 \cosh^2 \omega - 4\omega^2 \cosh^2 \omega - \frac{15 \sinh 2\omega}{\omega}}{\omega^6 \cosh^2 \omega} = - \frac{6,144 E^2 I^3}{A q^2 l^3} \\ \text{ただし } & q = \frac{P}{l} \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

(12)式より軸力 X を求めることは、かなり手数を要するので、 ω は普通の桁では相当小さいことに留意し、 $\sinh \omega = \omega + \omega^3/3 + \omega^5/5 + \dots$, $\cosh \omega = 1 + \omega^2/2 + \omega^4/4 + \dots$ とし、これを(12)式に代入し微小項を省略すると次のような X の近似式が得られるから、この近似式⁵⁾を用いて計算することも出来る。

$$X = \frac{17A(ql)^2 l^4}{8 EI^2} \quad (13)$$

2. 軸力・たわみ・曲げモーメントの計算

A. 軸力の計算 (厳密及び近似計算)

死荷重: 主桁鋼材重量 $q_1 = 1.376$ t/m, 縦桁重量 $q_2 = 0.076$ t/m, 上フランジ間対材重量 $q_3 = 0.0395$ t/m, 支材重量 $q_4 = 0.0396$ t/m, 補剛材その他重量 $q_5 = 0.050$ t/m, 鉄筋コンクリート床版重量 $q_6 = 5.536$ t/m, 防水層及び舗装重量 $q_7 = 1.035$ t/m, 高欄重量 $q_8 = 0.060$ t/m, 合計 $q_d = q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8 = 8.213$ t/m

活荷重: point load $q_P = 1.004$ t/m, uniform load $q_p = 3.504$ t/m, 合計 $q_l = q_P + q_p = 4.508$ t/m

死・活荷重合計: $q = q_d + q_l = 12.721$ t/m

断面積: pt. 1 の $A_1 = 0.4368$ m², pt. 2 の $A_2 = 0.4665$ m², pt. 3 の $A_3 = 0.4754$ m², pt. 4 の $A_4 = 0.4943$ m², pt. 5 の $A_5 = 0.4991$ m², pt. 6 の $A_6 = 0.5041$ m², 平均値 $A = 0.4794$ m² (合成断面の断面積でコンクリートは鋼に換算)

断面二次モーメント: pt. 1 の $I_1 = 0.1161$ m⁴, pt. 2 の $I_2 = 0.1726$ m⁴, pt. 3 の $I_3 = 0.2636$ m⁴, pt. 4 の $I_4 = 0.3973$ m⁴, pt. 5 の $I_5 = 0.5219$ m⁴, 平均値 $I = 0.3360$ m⁴ (合成断面の断面二次モーメントでコンクリートは鋼に換算)

(12) 式の右辺の平均値: $-6,144E^2I^3/Aq^2l^2 = -33.9168$

(12) 式の左辺 $f(\omega) = (6 + 24 \cosh^2 \omega - 4\omega^2 \cosh^2 \omega - 15 \sinh 2\omega/\omega)/\omega^6 \cosh^2 \omega$ を電子計算機 FACOM 231 (室蘭工業大学所有) を利用して計算させた。

(12) の函数方程式における ω の値が小さくなって来ると、僅かの誤差も著しく影響することがわかったので、FACOM 231 の特長を活かし、有効数字 45 桁の計算により $f(\omega)$ を求めた。 $\omega = 0 \sim 1.0$ の範囲の $f(\omega)$ 曲線を示せば、図-6 の通りである。

図-6 において、 $f(\omega) = -33.9168$ の点を探し求めれば、その時の $\omega = 0.112$ が得られる。

そこで、軸力 $X = 4\omega^2 EI/l^2 = 141.62$ t となる。また (13) 式により近似値を求めれば次の通りである。

近似式 (13)

$$X = 17A(q_l)^2 l^2 / 8 EI^2 = 215.57 \text{ t}$$

B. たわみ・曲げモーメントの計算

(厳密及び近似計算)

a) 厳密計算

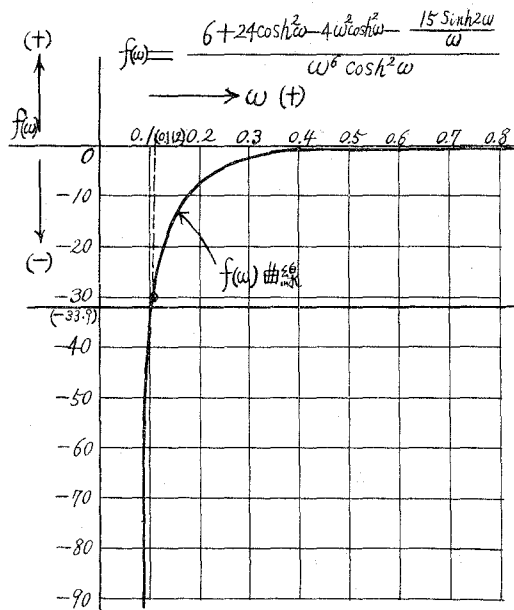


図-6 $f(\omega)$ 曲線 ($\omega = 0 \sim 0.8$ 間)

$\omega=0.112$, 軸力 $X=141.62$ t とし, (6) 式を用いて中央点の合成たわみを計算する。

$$y = \frac{Pl}{4X} \left\{ \frac{1}{2} - \frac{1}{\omega^2} \left(1 - \frac{1}{\cosh \omega} \right) \right\} = 13.70 \text{ cm (合成前・合成後の合計)}$$

なお, 合成前のたわみ $y_1=10.57$ cm, 合成後の追加たわみ $y_2=3.13$ cm となる。

次に中央点の曲げモーメントを (8) 式により計算する。

$$\text{合成前・合成後の合成曲げモーメント } M = \frac{Pl}{4\omega^2} \left(1 - \frac{1}{\cosh \omega} \right) = 3,954.770 \text{ t-m}$$

$$\text{合成前 } M_1 = 1,953.894 \text{ t-m, 合成後の追加 } M_2 = 2,000.876 \text{ t-m}$$

b) 近似計算

$\omega=0.138$, 軸力 $X=215.57$ t とし, (6) 式を用いて中央点の合成たわみを計算する。

$$y = \frac{Pl}{4X} \left\{ \frac{1}{2} - \frac{1}{\omega^2} \left(1 - \frac{1}{\cosh \omega} \right) \right\} = 14.54 \text{ cm (合成前・合成後の合計)}$$

なお, 合成前のたわみ $y_1=11.22$ cm, 合成後のたわみ $y_2=3.32$ cm となる。

次に中央点の曲げモーメントを (8) 式により計算する。

$$\text{合成前・合成後の合成曲げモーメント } M = \frac{Pl}{4\omega^2} \left(1 - \frac{1}{\cosh \omega} \right) = 3,944.08 \text{ t-m}$$

$$\text{合成前 } M_1 = 1,948.616 \text{ t-m, 合成後の追加 } M_2 = 1,995.464 \text{ t-m}$$

表-1 軸力 (X)・中央点たわみ ($y_{l/2}$)・中央点曲げモーメント ($M_{l/2}$) の比較表

橋種	単純変断面合成箱桁橋	本橋 (両端固定ヒンジ変断面合成箱桁橋)			
支承条件	一端固定ヒンジ, 他端可動ヒンジ支承	両端固定ヒンジ支承			
計算方法	単純桁の計算 (手回し計算機)	両端固定ヒンジ桁の厳密計算			近似計算
		温度無視	温度考慮 (+80°C, -80°C)		温度無視
		(12)式, 電算機 (45桁)	最大引張り考慮	最大圧縮力考慮	(13)式, 手回し計算機
ω	—	0.112	荷重のみ 0.112	荷重のみ 0.112	0.138
X (t)	0	+141.62	荷重 +141.62 温度 (-80°C) +2,840.00 合計 +2,981.62	荷重 +141.62 温度 (+80°C) -2,840.00 合計 -2,698.38	+215.57
$y_{l/2}$ (cm)	合成前 20.3 合成後 6.0 合計 26.3	合成前 10.57 合成後 3.13 合計 13.70	合成前 9.94 合成後 2.95 合計 12.89	合成前 11.01 合成後 3.26 合計 14.27	合成前 11.22 合成後 3.32 合計 14.54
$M_{l/2}$ (t-m)	合成前 2,078.125 合成後 2,128.063 合計 4,206.188	合成前 1,953.894 合成後 2,000.876 合計 3,954.770	合成前 1,890.678 合成後 1,936.292 合計 3,826.970	合成前 2,017.049 合成後 2,065.521 合計 4,082.570	合成前 1,948.616 合成後 1,995.464 合計 3,944.080

(註) X: 軸力, $y_{l/2}$: 支間中央点のたわみ, $M_{l/2}$: 支間中央点の曲げモーメント

3. 力学的吟味・検討

上述の計算結果を単純桁型式としての変断面合成箱桁橋の場合と比較吟味したほか、両端固定ヒンジ支承のため生ずる温度差応力⁶⁾の計算も試み、多角的な力学的吟味・検討を行なった。表-1は一端固定ヒンジ、他端可動ヒンジ支承を有する単純桁橋と両端固定ヒンジ支承を有する本橋との軸力 X 、中央点のたわみ $y_{l/2}$ 、中央点の曲げモーメント $M_{l/2}$ などに関する比較・吟味の結果を示した表である。

また、架設時期により生ずる温度差歪と両支点の水平拘束が原因で、桁には温度差軸力が発生する。いまこの影響により発生する局部温度差応力度及び温度合成応力度を特に計算すれ

表-2 架設時期による温度差軸力により生ずる局部温度差応力度及び温度合成応力度

架設時期	材 種	温 度 差	温度による歪・応力		局部温度差応力度 σ_t (kg/cm ²)			許 容 応 力 度 σ_{al} (kg/cm ²)	温度合成 応 力 度 σ (kg/cm ²)	割増許容 応 力 度 $1.150\sigma_{al}$ (kg/cm ²)
			与歪	拘束応力	支承面	シベル 接合面	自由 境界面			
1~2月	コンクリート	+30°C (上昇)	伸び	圧縮応力	—	- 24	0	- 100	-115.4	- 115
	鋼 SM 50	+80°C (上昇)	伸び	圧縮応力	-2,016	- 403	0	-1,800	-2,209	-2,070
3~4月	コンクリート	+20°C (上昇)	伸び	圧縮応力	—	-14.4	0	- 100	- 95.3	- 115
		-10°C (下降)	縮み	引張応力	—	+ 7.2	0	+ 15	—	+17.25
	鋼 SM 50	+60°C (上昇)	伸び	圧縮応力	-1,512	- 302	0	-1,800	-2,055	-2,070
		-30°C (下降)	縮み	引張応力	+ 756	+ 151	0	+1,900	+1,919	+2,185
5~6月	コンクリート	+15°C (上昇)	伸び	圧縮応力	—	-10.8	0	- 100	- 75.3	- 115
		-15°C (下降)	縮み	引張応力	—	+10.8	0	+ 15	—	+17.25
	鋼 SM 50	+40°C (上昇)	伸び	圧縮応力	-1,008	- 202	0	-1,800	-1,901	-2,070
		-40°C (下降)	縮み	引張応力	+1,008	+ 202	0	+1,900	+1,983	+2,185
7~8月	コンクリート	-30°C (下降)	縮み	引張応力	—	+ 24	0	+ 15	—	+17.25
	鋼 SM 50	-80°C (下降)	縮み	引張応力	+2,016	+ 403	0	+1,900	+2,237	+2,185
9~10月	コンクリート	-15°C (下降)	縮み	引張応力	—	+10.8	0	+ 15	—	+17.25
		+15°C (上昇)	伸び	圧縮応力	—	-10.8	0	- 100	- 75.3	- 115
	鋼 SM 50	-40°C (下降)	縮み	引張応力	-1,008	+ 202	0	+1,900	+1,983	+2,185
		+40°C (上昇)	伸び	圧縮応力	-1,008	- 202	0	-1,800	-1,901	-2,070
11~12月	コンクリート	-10°C (下降)	縮み	引張応力	—	+ 7.2	0	+ 15	—	+17.25
		+20°C (上昇)	伸び	圧縮応力	—	-14.2	0	- 100	- 95.3	- 115
	鋼 SM 50	-30°C (下降)	縮み	引張応力	+1,512	+ 302	0	+1,900	+1,919	+2,185
		+60°C (上昇)	伸び	圧縮応力	- 756	- 151	0	-1,800	-2,055	-2,070

ば、表-2の結果が得られる。また、表中に示した局部的温度差応力度を求めるのに必要なグラフを示せば、図-7の通りとなる。

表-1を見ればわかる通り、両端固定ヒンジ変断面合成箱桁橋における支間中央点のたわみ及び曲げモーメントとも、同支間同形の単純変断面合成箱桁橋の場合に比べ、かなり小さくなるので力学的経済性において有利である。

問題となるのは架設時期による温度差応力及び合成応力度であるが、表-2を見ればわかる通り、5~6月または9~10月に架設すれば充分安全であるし、3~4月または11~12月に架設しても一応安全圏内にある。

1~2月の架設では、鋼材の引張応力度において幾分許容応力度を超過することとなる。7~8月の架設の場合においては、鋼材の圧縮応力度とコンクリートの引張応力度が許容応力度⁶⁾を幾分超過することがわかった。

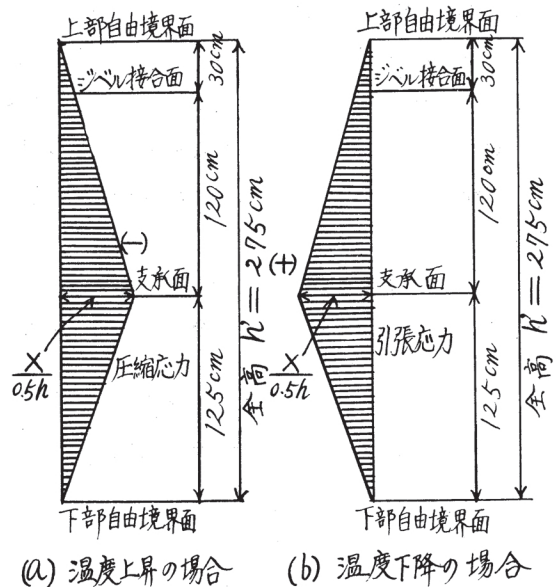


図-7 拘束による温度差軸応力の現象推定図

IV. 結 言

両端固定ヒンジ支承を有する変断面合成箱桁橋の軸張力の計算においては、有効数字45桁に指定の電子計算機(FACOM 231)による厳密計算結果は、 $\omega=0.112$ 、 $X=141.62$ tとなったが、近似計算式による手廻し計算機の結果は、 $\omega=0.138$ 、 $X=215.57$ tとなった。また、支間中央点のたわみ及び曲げモーメントは、同支間同形の単純変断面合成箱桁橋の場合に比べ、軸張力にもなう水平反力の影響によりかなり減少するので、力学的経済性が得られ有利である。

次に、温度差の影響であるが、これにもなう軸力を考慮しても力学的経済性においては、単純桁型式の場合よりもかなり有利になるようである。

ただ、架設時期によっては、局部的な温度差応力度が許容応力度を超過したり、温度合成応力度が割増許容応力度を超過したりする場合があるので注意を要する。

これは、SM 50の代りにSM 53とかSM 58を使用すれば問題は解決するが、それよりも架設時期を例えば、5~6月あるいは、9~10月に指定すれば充分安全であると思う。

しかし、温度差による応力現象は理論計算通りになるかどうか疑問であるし、非常に複雑な現象がともなう場合もあり得るので、両端固定ヒンジ桁の温度差応力の実験的研究が今後の

研究課題として是非とも必要であると思う。その他、沓及び支承部の新しい構造開発が今後の研究問題として登場するであろう。

本研究は理論計算のみによって両端固定ヒンジ支承を有する変断面合成箱桁橋の実現可能性を概略的に確かめたものであるが、幾分でも今後におけるこの方面の研究の役に立てば誠に幸いである。

なお、本研究の計算に当っては、室蘭工業大学土木工学科卒業生樋口勝年君のご協力を得たことならびに、本学電子計算機室牧栄一氏と数学研究室紀国谷芳雄先生のご援助を得たことを付し、心から謝意を表する次第である。

(昭 46. 5. 15 受理)

文 献

- 1) Sakutaro Nakamura: the Memoirs of the Muroran Institute of Technology, 4-3, 337 (1964)
- 2) 中村作太郎・志村政雄: 室蘭工業大学研究報告(理工編), 6-3, 179 (1969).
- 3) 中村作太郎: 土木学会第 23 回年次学術講演会概要集, I-82, 237 (1968).
- 4) 鷹部屋福平: 高級桁梁論, 212 (1929), 岩波書店.
- 5) 酒井忠明: 構造力学, 87 (1970), 技報堂.
- 6) 橋 善雄: 橋梁工学, 1 (1968), 共立出版社.