

無意根大橋架設工事について

正員 竹 中 勝 好*
 正員 津 田 賢 次**
 正員 ○進 藤 義 郎***

§1 ま え が き

無意根大橋は、図-1に示すように五径間連続線箱桁橋で、北海道開発局札幌開発建設部において、工事中の橋梁である。今年度鋼橋脚、上部箱桁架設工事を完了し、明年度床版、舗装を施工して完成の見込みである。ここでは、設計上特に考慮した点、並びに架設工事について報告する。

§2 設計の概要

2-1 上部構造（五径間連続線箱桁）

上部構造は曲率 140,000 m の曲線橋のため振り剛性の大きな箱桁を用い、走行上並びに地震時の全体安定の上から五径間連続桁とした。

主桁の計算は小松理論¹⁾により、 EI , EJ , EC_w を有するものとして、電子計算機 (FACOM 128) により設計したが、

曲げ振りモーメントは支点上の不静定曲げ振りモーメントは求められるが、中間部は、 $\sinh \alpha \Phi$ の関数が含まれるので本橋のように $\alpha \Phi = 90 \sim 120$ となると電算の容量の関係

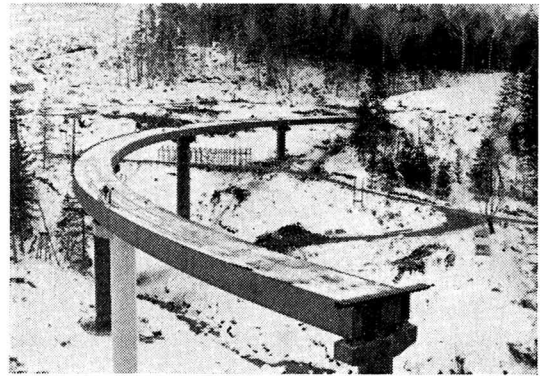


写真-1

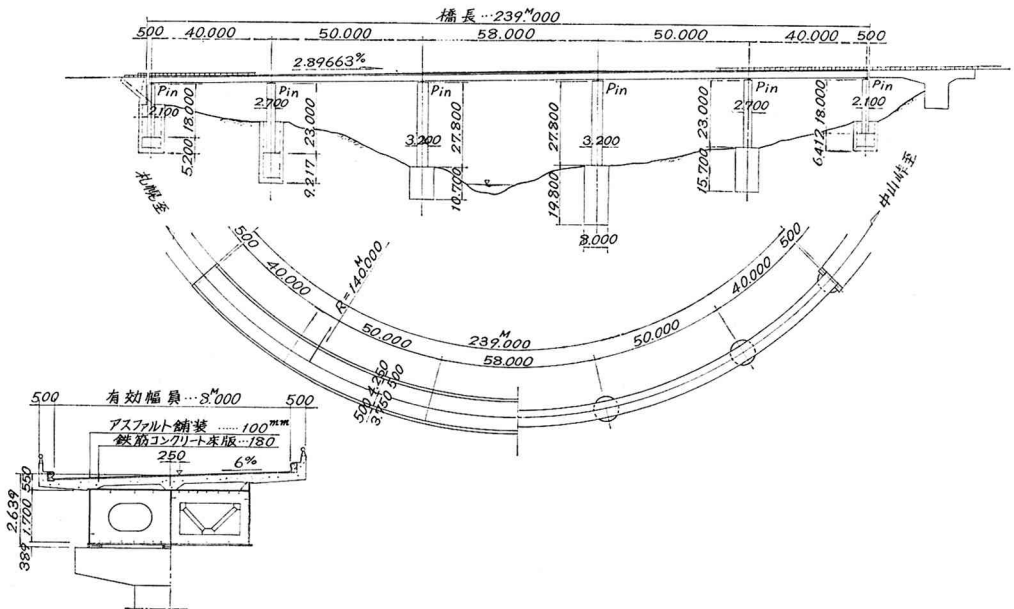


図-1

* 北海道開発局道路計画課 開発専門官

** 北海道開発コンサルタント K.K. 取締役社長

*** 北海道開発コンサルタント K.K. 橋梁課技師

から計算不能となった。調査の結果 $\alpha\phi=50\sim60$ 以上となると、 $\sinh \alpha\phi$ が無限大と見做されて、事実上 $C_w=0$ と考えて良い。最終的には本橋では、 $C_w=0$ とした Fickel²⁾ の理論にもついた渡辺理論³⁾ を用いて電算 (HIPAC 103) により設計⁴⁾ をまとめた。なお小松理論により支点上の曲げ振り応力を求めたが、約 100 kg/cm^2 程度となった。一般に中間部はこれが 50 kg/cm^2 程に下ることが判っているので⁵⁾、これを設計に反映した。

2-2 下部構造 (井筒、鋼製円形橋脚)

架橋地点の支持地盤 (変巧安山岩) は $10\sim20 \text{ m}$ と深く、温泉地帯であるので、表面にさらすと風化し、粘土化しやすい。直接基礎で Open Cut すると、地すべりの危険性がある。支持地盤までの表土は礫混り土砂のため、杭基礎は問題が残るなどの理由から井筒基礎を採用した。

次に橋脚躯体は、円形の鋼製橋脚とした。これは地震時の上部荷重を分散するのを主眼としたが、コンクリートの場合は変位が少ないので一方向可動柵を用いて温度応力を除去したとしても、解除した方向にオイルダンパーなどを用いて、地震時対策を考える必要があり、さらに橋台のみを剛性のある構造とし、橋脚を柔性構造とすると、橋脚の横方向抵抗力が主桁の剛性に比較し小さいので、地震力の大半は橋台に吸収されるようになる。

この場合上部構造は両橋台で支持され、橋脚で弾性支持されたアーチとしての作用をうける。

このような理由で橋台も柔性構造とし、方向性のない鋼管を用いた。

各橋脚は高さがそれぞれ異なるので、径及び板厚で調整し、さらに井筒の中に入れて高さを取るなど、バネ常数の均一化を計った。

オイルダンパーなど保守の必要あるものは管理上問題があるので、主桁と脚の結合は Pin 構造とし、温度応力を橋脚で考慮した。

橋脚に入る温度応力は橋脚の剛性に比例して大きくなるので、径の大小に無関係に作用合計応力はほとんど差のないことが判った。

橋脚の基本径は、地震時変位を少なくすること並びに輸送及び製作上から決めたが、地震時最大変位は 8 cm となった。

鋼橋脚の常時、温度変化時及び地震時における挙動を数値的に示すと次のようになる。橋脚に作用する外力は、活荷重、死荷重による反力、縦断勾配による水平力、上部構造からの振りモーメント、並びに温度変化による水平力が常時に作用し、地震時水平力が短期に作用する。

1) 温度変化時

温度変化による水平力は主桁の歪が微少なので無視すると図-2に示すように支間中央を起点として各橋脚を結んだ線上にそって主桁は体膨張するので、橋脚にはバネ常数

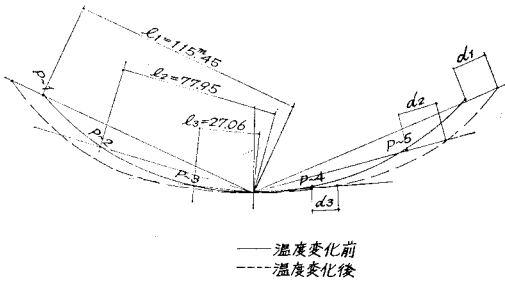


図-2

に応じた水平力が作用する。

温度差は $\pm 40^\circ\text{C}$ とし、線膨張係数は 1.2×10^{-5} とした。各橋脚のバネ常数、温度変化時の水平力は表-1のとおりとなり、さらに温度応力は、最も危険な橋脚-1において $\sigma_t = 1.030 \text{ kg/cm}^2$ となった。

表-1

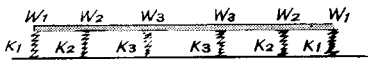
	P-1&6	P-2&5	P-3&4
橋脚高 H (m)	18.000	23.000	27.800
直径 D	2.100	2.700	3.200
バネ常数 K (t/cm)	8.6207	8.8106	8.3264
曲げ剛性 EI (kg-cm ²)	1.676×10^{13}	3.574×10^{13}	5.964×10^{13}
接線長 l (m)	115.45	77.95	27.06
伸び d (cm)	5.54	3.74	1.30
水平力 H_t (t)	47.76	32.95	10.82
応力 σ_t (kg/cm ²)	1,030	544	154

2) 地震時

実際の設計は $K_u=0.15$ を用い静的に解析したが、動的解析によってこれを検討してみた⁶⁾。

ここでは最も簡単な方法で検討する方法を述べる。橋脚を図-3に示すようなバネにおきかえてバネ常数 K を有する一質点系とし、正弦波による強制振動から変位を求める。

振動系-1



振動系-2

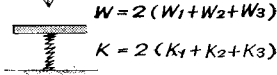


図-3

バネ常数 $C = 2(K_1 + K_2 + K_3)$

質量 $M = \frac{2}{g} (W_1 + W_2 + W_3)$

一質点系の振動なので固有振動周期は

$$C = 2 \times (8.6207 + 8.8106 + 8.3264) = 51.5154 \text{ t/cm}$$

$$W_1 = 217.780 \text{ t}$$

$$W_2 = 490.005 \text{ t}$$

$$W_3 = 588.006 \text{ t}$$

$$M = \frac{2}{980} (217,780 + 490,005 + 588,006) \\ = 2,644.6 \text{ kg-sec}^2/\text{cm}$$

$$\therefore T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{C}} = 2\pi\sqrt{\frac{2,644.6}{51.5154 \times 10^3}} = 1.4229 \text{ sec}$$

振幅 a_0 、周期 T_0 なる正弦波の地震動を受けた場合の一質点の強制振動では、質点の最大振幅は fa_0 で、この f は固有振動周期を T とすれば、

$$f = \frac{\varphi^2}{\varphi^2 - 1} \quad \text{但し } \varphi = \frac{T_0}{T} \text{ となる}$$

$T_0 = 0.3 \sim 0.7$ 秒の地震動に対し f を求めると、表-2 のようになる。

表-2

T_0	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
φ	0.2108	0.2811	0.3514	0.4217	0.4920
φ^2	0.0444	0.0790	0.1235	0.1778	0.2421
$\varphi^2 - 1$	0.9556	0.9210	0.8765	0.8222	0.7579
f	0.0465	0.0858	0.1409	0.2162	0.3194

各橋脚上端の下端に対する最大弾性変位は $(fa_0 - a_0)$ であるので、次に $K_H = 0.15$ で最も危険と思われる周期 $0.3 \sim 0.7$ 秒に対応する振幅 a_0 を求め、変位 $(fa_0 - a_0)$ を求めると表-3 のとおりとなる。

地震動の水平震度 K 、周期 T と振幅 a_0 の関係は

$$K = \frac{a_0 \cdot n^2}{g} = \frac{4\pi^2 \cdot a_0}{gT_0^2} \text{ となり}$$

$$a_0 = \frac{K \cdot g T_0^2}{4\pi^2} = \frac{0.15 \times 980 T_0^2}{4 \times 3.14^2} = 3.7273 T_0^2 \text{ となる}$$

表-3

T_0	T_0^2	a_0	f	fa_0	$fa_0 - a_0$
0.3	0.09	0.3355	-0.0465	-0.0156	-0.3511
0.4	0.16	0.5964	-0.0858	-0.0512	-0.6476
0.5	0.25	0.9318	-0.1409	-0.1313	-1.0631
0.6	0.36	1.3418	-0.2162	-0.2901	-1.6319
0.7	0.49	1.8264	-0.3194	-0.5834	-2.4098

この $(fa_0 - a_0)$ なる最大弾性変位は、各橋脚に共通の値である。

表-3 から最大変位は 2.4 cm であり、設計時の変位 8.0 cm と比較するとはるかに少なく問題とならないことが判った。

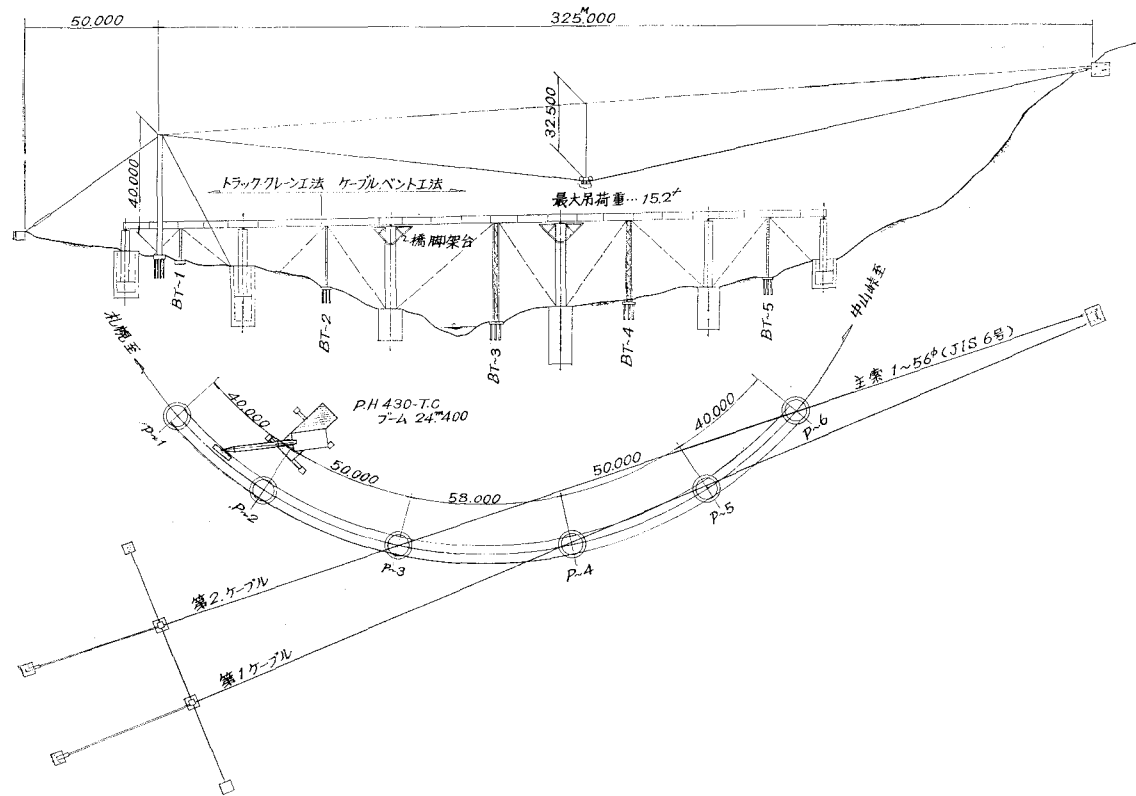


図-4

表-4

種 類	構 成	作 用 力	容 量	安 全 率
主 索	2 @ 56φ (6×37)×400 m	54.0 t	156.0 t	2.88
吊 索	2 @ 18φ (6×37)×400 m	3.9	16.2	4.13
運 搬 索	2 @ 18φ (6×37)×800 m	3.5	16.2	4.68
鉄 塔	2 基 4-L 150×150×12×40,000 m	52.9	90.4	1.71
ベント架台	4-L 150×150×12×18,000 m	57.1	160.0	2.80
"	4-L 150×150×12×33,500 m	66.2	108.6	1.64
"	4-L 100×100×10×26,000 m	57.1	97.1	1.70
"	4-L 100×100×10×20,000 m	45.7	55.7	1.22
橋 脚 架 台	2 基 H-Beam 300×300×10×15	14.1 t-m	15.6 t-m	1.11
ア ン カ ー ブ ロ ッ ク	コンクリート 33.2m ³ (2 基)	V=35.5 H=52.0	87.23 87.23	2.46 1.19
"	コンクリート 80.0m ³ (1 基)	H=52.0	139.3	2.68

§3 架 設 工 事

3-1 架 設 方 法

本橋は架設位置の地形並びに工事期間などの条件から、ケーブル式架設法及び足場式架設法を併用して架設したが一部トラッククレーンを使用した (図-4 参照)。

なお、参考のため使用器材並びにその安全率などを表-4 にまとめた。

3-2 段取り及び架設工

架設順序に従って項目ごとに特記事項を説明する。なお、鋼橋脚並びに上部箱桁の架設順序は、図-6 のとおりとした。

1) ケーブルのアンカー、鉄塔基礎、及びベント架台基礎工

鉄塔及びベント基礎は、支持地盤が前述のように、表土が深いので木杭 (150φ×3,600) を用いたコンクリート基礎とし、上載荷重に充分耐えうようにした。

ケーブルのアンカーは、起点側では 66.4 m³、終点側では 80.0 m³ のコンクリート量を用いた。なお、終点側アンカーのコンクリート打設ではインクラインを用いた。

2) 鉄塔建方、キャリヤー設置、ベント架台建方

キャリヤーケーブル用鉄塔 (40,000 m) 2 基をせり上げ工法により建方完了後、ケーブルを張渡すが、曲線橋のため 1 本のキャリヤーケーブルによる架設は困難なので、図-4 に示すように、2 本のケーブルを第 1 ケーブルは橋脚 4～5 間、第 2 ケーブルは橋脚間 3～6 を結ぶ線上に配置した。なお、ケーブル中心よりはずれている部分は、横引又は両ケーブルによる相吊とした。

ベント架台は地上で組立キャリヤーケーブルを利用し、各径間の中央に建込み控索で、それぞれ固定し転倒を防いだ。

3) 橋脚のアンカーフレーム設置

井筒にあらかじめ直交座標をマークし、これと本体のマークを合致させながら据付た。据付後コンクリート打設による変位を考慮し鋼材 (アングル、鉄筋) を用い井筒と強固に固定した。

4) 鋼橋脚架設工 (図-5 参照)

アンカーフレームの調整ナットを所定の高さに据付け、橋脚 1-Block を架設した。ここで再度高低と傾斜を調査し、順次ブロックを継ぎたして行った。橋脚に傾斜が生じた場合、控索により調整した。

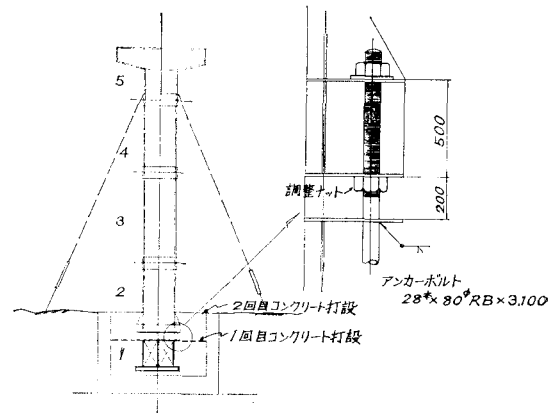


図-6

5) 橋脚架台の設置 (図-4 参照)

中央径間は河床敷のため支間中央にベント架台を建込むことができず、支間が大きくなるので、橋脚 3 及び 4 に架台を取付、支間の短縮を計った。

架台は地上で組立て、橋脚添接部のりベットホールを利用し、橋脚頭部に取付けた。

6) 上部箱桁架設工

箱桁は 5 径間連続桁、橋長 239,000 m と大きいため、製

作誤差、測量誤差、温度変化による主桁の体膨張などによる誤差を少なくするため、橋梁の中心部から振り分け架設した。橋脚-4上から開始G-4、G-5、G-3、G-2、G-1、の順で架設し、箱桁添接部の部分的な調整は、1-Span 架設ごとに又キャンパーの調整は、3-Span 完了後行なった。

なお、1-Box 内の取付順序は部材の変形を防ぐため、中桁を最初に次に曲線内桁、外桁の順序とした。

3-3 架設の問題点

1) 杓の据付

架設時期が8月1日～9月30日と平均気温が30℃～35℃前後となり、直斜日光を受ける箱桁は50℃程度まで温度上昇し、体膨張が著るしく、杓の据付は朝夕の平均温度

20℃ (箱桁仮組時温度) の時に行なった。

2) 鉸鉸の順序

橋脚の鉸鉸は、上部構造の兼ね合いを考えて、橋脚間の主桁が架設され、杓が固定された後行なった。

そのため前項と同様に高温時に温度差による曲げ応力のない状態を考え、平均温度時に鉸鉸した。主桁の鉸鉸は、3-Span 架設し、キャンパー調整後とした。

3) 閉合断面を有する構造物の塗装

鋼管、箱桁のように閉合断面は鉸鉸を完了すると、空気の流通が悪く、内外の温度差により内部鋼板面に結露が生じ、塗装困難となるので、架設後仮締状態で塗装し、鉸鉸完了後は補修のみとするのが良い。

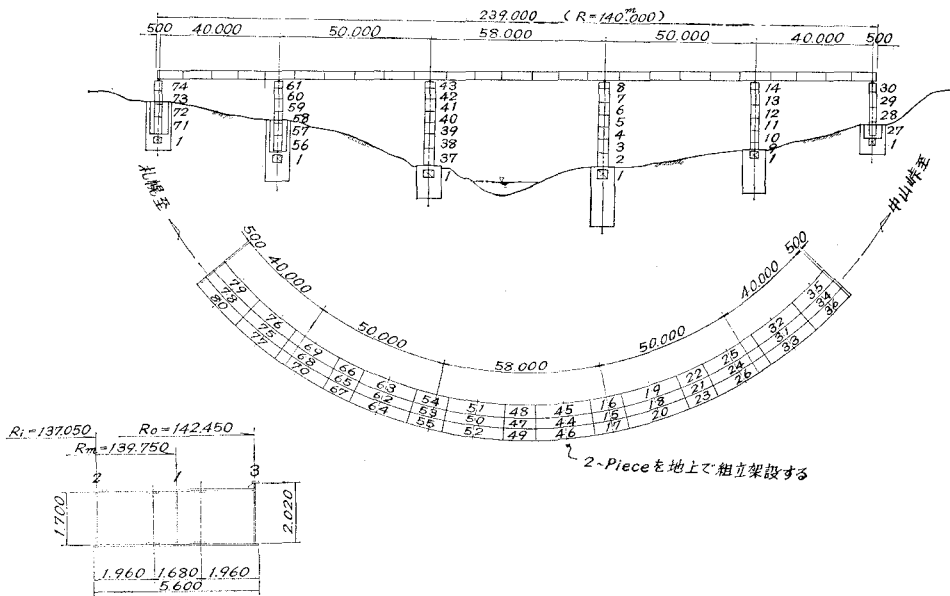


図-6

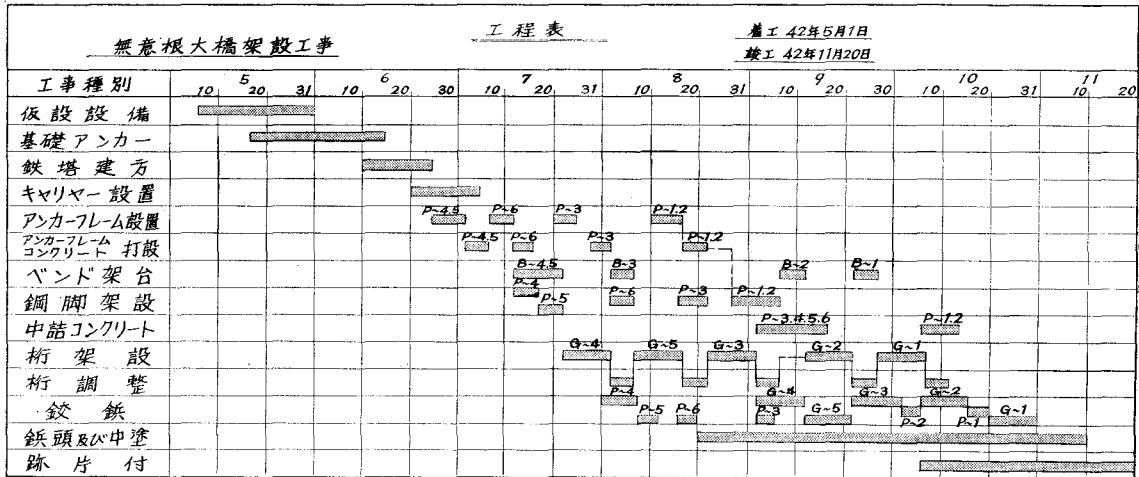


図-7

3-4 架 設 工 期

架設工事は、5月初旬から11月下旬までであったが、9月下旬から雨天が多く、又11月に入り積雪のため、鉋鉋、塗装が困難であった。

工事工程管理は、最近土木工事に使用されつつあるPERT法により工事をネットワーク化して行ったが、実際には本工事では、ネットワークによる指示は、架設方法の変更や雨天などの諸条件のためにできなかった。

これら諸条件を考慮し、プログラムを開発し、工程管理をより合理的にすべく検討中である。なお、PERT法による数値計算は電算 IBM 1130 を使用した。

参 考 文 献

- 1) 小松定夫：“曲線橋の理論と設計”
- 2) H. H. Fickel：“Analysis of Curved Girders”
- 3) 渡辺・稼農：“曲線格子桁の解析と計算”。工学研究, 1965年6, 7, 8, 9, 10月号。工学研究, 1966年2, 3, 4, 5月号。
- 4) 竹中・津田：“五径間連続曲線桁のプログラミングについて”。北海道支部, 技術資料23号。
- 5) 瀬谷：“三径間連続曲線箱桁設計計算簡易化について”。北海道支部, 技術資料20号。
- 6) 青木・大島・酒井：“五径間連続曲線桁橋の近似的振動解析の計算例”。北海道支部, 技術資料23号。