

土木学会第1回年次学術講演會講演

(橋梁及一般構造物之部 No. 5)

只見線第2只見川鉄筋コンクリート拱橋設計に就て

(On the Design of Reinforced Concrete Arch Bridge of 60 Meter Span for the Railway Use.)

准員 二 松 慶 彦*

本拱橋は只見線小出起點 38 km 153 m の地點 (福島縣南會津郡伊北村地内) に於て只見川に架せられる單線鐵道橋であつて、本邦に於ける最大径間の鉄筋コンクリート無鈎拱橋である。

本拱橋の概略寸法を摘記すれば、径間 60 m, 拱矢 10 m, 幅員 4 m で、拱軸線は変垂曲線 (transformed catenary), 拱環寸法は拱頂點で 1.20 m, 起拱點で 2.70 m である。

拱橋型式は閉側式無鈎拱で拱軸線を変垂曲線に選んだのは本拱橋が鉄筋コンクリート拱橋として大径間のものであるから、その載荷状態を成可く計算の假定に近くしようと考えたからである。拱矢と径間の比は 1/6 で相當扁平であつて拱軸線は死荷重と活荷重の 1/2 とが全径間に載る場合の変垂曲線と

円とを比較したが、その差異は些少であつたので、死荷重に對する安全側を考へて前者を採用したのである。

拱幅員は通常現在の鐵道橋としての鉄筋コンクリート橋は 3.50 m となつてゐるが、径間が相當大なる上に橋梁上に半径 500 m の曲線線路がくる様になつてゐるので 4.00 m と定めたのである。

橋環寸法は本邦の鐵道橋に於ける鉄筋コンクリート拱橋の實例¹⁾を參照して、拱頂點に於て $d_c=1.20$ m, 起拱點に於て $d_s=2.70$ m と假定した。後に Desnoyer 氏公式

$$d_c = 0.15 + 0.176\sqrt{l}, \quad l: \text{径間 (m)}$$

で檢算すると $d_c=1.51$ m, 又大河戸博士論文“拱橋の設計に就て”記載の方法に依ると 1.28 m を得たので前の假定は稍少ないが、拱軸線の形が理想に近い點を考へてそのまま計算を進めたが結果は後述の様に全く危險のない程度になつた。なほ拱頂點の填充厚さは d_c に等しく 1.20 m を採つた。

圖-1.

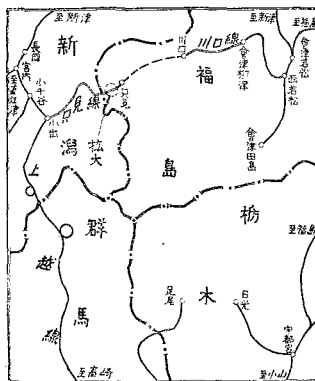


圖-2.

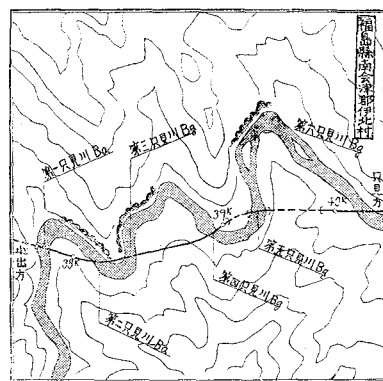
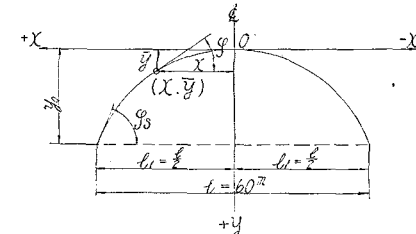


圖-3.



$$l = 60^m, \quad d_c = 1.2^m, \quad d_s = 2.7^m, \quad w_c = 19 \frac{1}{2}, \quad w_s = 97 \frac{1}{2}$$

* 鐵道技手 工学士 鐵道省建設局工事課勤務 (昭和 12 年 4 月 10 日講演)

(1) 表-8 參照

拱軸線公式は transformed catenary の Strassner 氏公式を用いた (図-3)。

$$\bar{y} = \frac{f}{g-1} (\cosh kz - 1), \quad \bar{y}: (m), \quad f: \text{拱矢} = 10.00 \text{ m}$$

$$g = \frac{w_s + \frac{p}{2}}{w_c + \frac{p}{2}}, \quad w_s: \text{起拱點に於ける單位長さにかゝる死荷重 (t/m)}$$

w_c : 拱頂點に於ける單位長さにかゝる死荷重 (t/m)

p : 活荷重強度 (t/m)

$$z = \frac{x}{l_1}, \quad l_1 = \frac{1}{2}l, \quad k = \cosh^{-1}g, \quad \therefore \text{拱軸線式 } \bar{y} = 3.20 (\cosh 2.0939 z - 1)$$

又拱軸線傾斜角の公式

$$\tan \varphi = \frac{fk}{l_1(g-1)} \sinh zk, \quad \therefore \text{傾斜角式 } \tan \varphi = 0.224 \sinh 2.0939 z$$

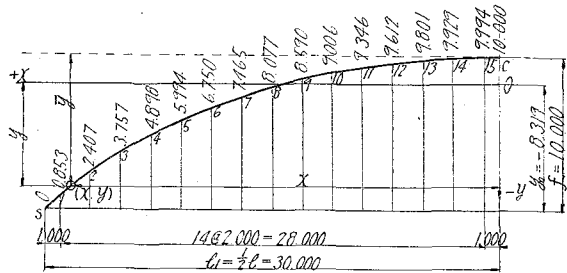
拱環寸法の変化は次式に従つた。

$$d_x = d_0 \sqrt[3]{\sec \varphi}, \quad d_0: \text{拱頂點より } x \text{ なる距離の拱環寸法 (cm)}$$

$$C = \frac{1}{\sqrt[3]{1-(1-m)z}}, \quad m = \frac{d_0^3}{d_s^3 \cos \varphi_s}, \quad \varphi_s: \text{起拱點の傾斜角}$$

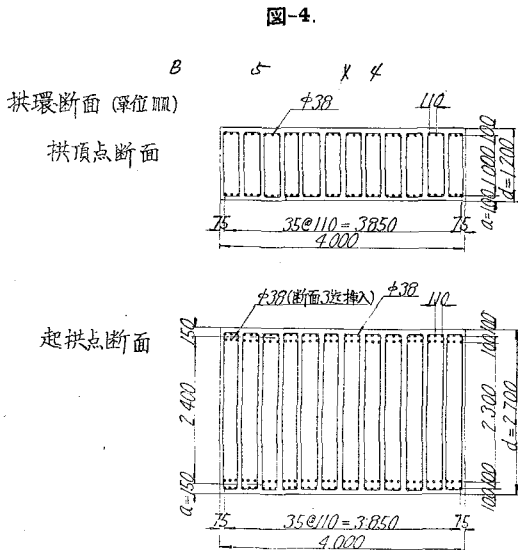
$$d_x = 120(1 - 0.8793z)^{-\frac{1}{3}} \sqrt[3]{\sec \varphi}$$

表-1.



標高	X m	Y m	Y' m	Cos φ	Sin φ	d cm
5	30.000	10.000	-8.319	0.7273	0.6507	270.0
1	29.000	9.147	-7.466	0.7680	0.6405	246.5
2	27.000	7.573	-5.912	0.8112	0.5847	216.8
3	25.000	6.243	-4.562	0.8495	0.5275	196.5
4	23.000	5.102	-3.421	0.8814	0.4724	181.9
5	21.000	4.106	-2.325	0.9213	0.4224	170.7
6	19.000	3.250	-1.565	0.9310	0.3650	161.2
7	17.000	2.535	-0.854	0.9488	0.3160	153.8
8	15.000	1.923	-0.242	0.9642	0.2652	147.3
9	13.000	1.410	0.271	0.9741	0.2260	142.0
10	11.000	0.994	0.687	0.9824	0.1867	137.5
11	9.000	0.654	1.027	0.9889	0.1483	133.5
12	7.000	0.388	1.273	0.9940	0.1107	129.7
13	5.000	0.199	1.482	0.9968	0.0797	126.6
14	3.000	0.071	1.610	0.9989	0.0469	123.8
15	1.000	0.006	1.675	0.9999	0.0150	121.1
C	0	0	1.681	1.0000	0	120.0

備考 右半(C~S)ハ X, Sin φ ハ負号
 $\varphi_s = 41^\circ 50'$



断面積 $A = bd + 2(n-1)As$
 慣性モーメント $I = \frac{1}{2}bd^3 + 2(n-1)As(\frac{d}{2} - a)^2$
 $b = 1^m$

以上より計算した $\bar{y}\varphi$ 即ち $\cos \varphi, \sin \varphi, d_v$ の値は表-1 の如くである。

断面寸法及鉄筋配置の概要を拱頂點と起拱點に就て示す(図-4)。

次に拱不静定応力の計算公式は次のものを用ひた(図-5)。

$$M_1 = -\frac{\sum M_0 w}{\sum w}$$

$$H = \frac{\sum M_0 w y - \sum N_0 \cos \varphi \frac{s}{A}}{\sum w y^2 + \sum \cos^2 \varphi \frac{s}{A}}, \quad \Gamma = \frac{\sum M_0 w x - \sum N_0 \sin \varphi \frac{s}{A}}{\sum w x^2 + \sum \sin^2 \varphi \frac{s}{A}}$$

M_1 : 彈性中心に於ける曲げモーメント

H : 彈性中心に於ける水平反力

Γ : 彈性中心に於ける垂直反力

s : 格點の受持つ拱環中心線の長さ

A : 格點に於ける拱環断面積(鉄筋を考慮す 図-4参照)

I : 格點に於ける拱環慣性モーメント(同上)

$$w = \frac{s}{I}$$

φ : 格點に於ける拱軸線の傾斜角,

x, y : 格點の彈性中心に對する坐標

M_0, N_0 : 拱を一端自由なる片持梁と考へたる時の格點に生ずる外力による曲げモーメント及軸推力

以上は著者が誘導したもので勿論剪力の影響は無視してあるが、軸推力の影響は考慮した。之は拱の形が相當扁平なること、拱環の寸法が大きいこと、荷重の方向が垂直のみならず水平の場合も含むこと等を考へたからである。通常な垂直荷重のみを考へるので H の式では上式分子の第 2 項、 Γ の式では分子分母共に第 2 項を省略してゐるが之に對する誤差は垂直載荷のときには H に於て相當認められるので、径間に比して拱矢や拱環寸法の大きいときに著しい。又水平載荷のときは V に関して同様のことが云へるのである。一般にこの誤差は小さいとも云へるのであるが、本設計に於ては安全側に計算することにした。尙第 2 項に關する計算の手数は第 1 項に比べて大して面倒ではない。不静定応力の計算値を表-2, 表-3 に示した。(表-1' 参考)

以上不静定応力を用ひて断面応力の計算式を作ると

曲げモーメント $M = M_0 + M_1 - H y - V z$

軸推力 $N = N_0 + H \cos \varphi + V \sin \varphi$

向心剪力 $S = S_0 + V \cos \varphi - H \sin \varphi$

となる。荷重は死荷重として下記の如きものをつた。

- 道床バラスト(枕木下面より 150 mm) 1 800 kg/m³
- 軌道重量(枕木を含む, バラストを含まず) 300 kg/m
- 鉄筋コンクリート 2 400 kg/m³
- 填充土砂 1 600 kg/m³

活荷重は KS-15 を用ひ従來の慣例に従ひ等布活荷重に換算した。之は安全側の見地より最大軸重 15t (1 軌道に對して) を軌道方向に 1.50 m, 軌道と直角に橋梁全幅員 4.00 m に分布するものと考へ、この荷重長を KS-15 の輪荷重長 32.7 m にとつた。

図-5.

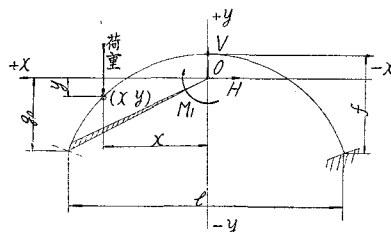
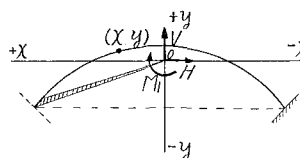


表-1'.

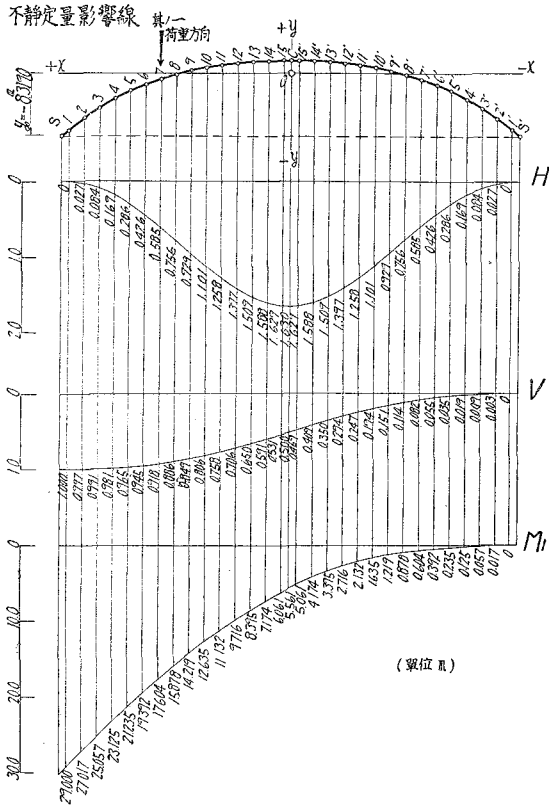


拱軸線數值表

格點	X cm	Y cm	cosφ	Sinφ
5	3 000.0	-831.9	0.7273	0.6509
7	2 900.0	-746.6	0.7680	0.6405
2	2 700.0	-591.2	0.8112	0.5849
3	2 500.0	-456.2	0.8495	0.5275
4	2 300.0	-342.1	0.8814	0.4724
5	2 100.0	-232.5	0.9213	0.4224
6	1 900.0	-156.5	0.9310	0.3650
7	1 700.0	-85.4	0.9488	0.3160
8	1 500.0	-24.2	0.9642	0.2652
9	1 300.0	27.1	0.9741	0.2260
10	1 100.0	68.7	0.9824	0.1867
11	900.0	102.7	0.9889	0.1463
12	700.0	129.3	0.9940	0.1093
13	500.0	148.2	0.9968	0.0797
14	300.0	161.0	0.9989	0.0469
15	100.0	167.5	0.9999	0.0150
0	0.0	167.5	1.0000	0.0000
15'	-100.0	167.5	0.9999	-0.0150
14'	-300.0	161.0	0.9989	-0.0469
13'	-500.0	148.2	0.9968	-0.0797
12'	-700.0	129.3	0.9940	-0.1093
11'	-900.0	102.7	0.9889	-0.1463
10'	-1 100.0	68.7	0.9824	-0.1867
9'	-1 300.0	27.1	0.9741	-0.2260
8'	-1 500.0	-24.2	0.9642	-0.2652
7'	-1 700.0	-85.4	0.9488	-0.3160
6'	-1 900.0	-156.5	0.9310	-0.3650
5'	-2 100.0	-232.5	0.9213	-0.4224
4'	-2 300.0	-342.1	0.8814	-0.4724
3'	-2 500.0	-456.2	0.8495	-0.5275
2'	-2 700.0	-591.2	0.8112	-0.5849
1'	-2 900.0	-746.6	0.7680	-0.6405
0'	-3 000.0	-831.9	0.7273	-0.6509

$$y_0 = 831.90$$

表-3.



活荷重強度 $p=2.50 \text{ t/m}^2$

なほこの等布活荷重の後には1軌道に 5 t/m のものが続くものと考えた。

(備考 S-15 に就ての考慮は荷重長小なる故採らず)

衝撃係数は鉄道省に於けるコンクリート構造物設計細目の暫定的の案に従ひ

$$i = \frac{1}{2} \frac{45}{45+L}, \quad L: \text{径間 (m)}$$

によつて計算した。

制動荷重は衝撃を含まざる活荷重の 20% が格點の各々に水平に働くものと考え、又地震荷重は橋梁方向に死荷重の 20% が格點に水平に働く場合を考へ橋梁に直角なる方向は風荷重と共に換算することにした。

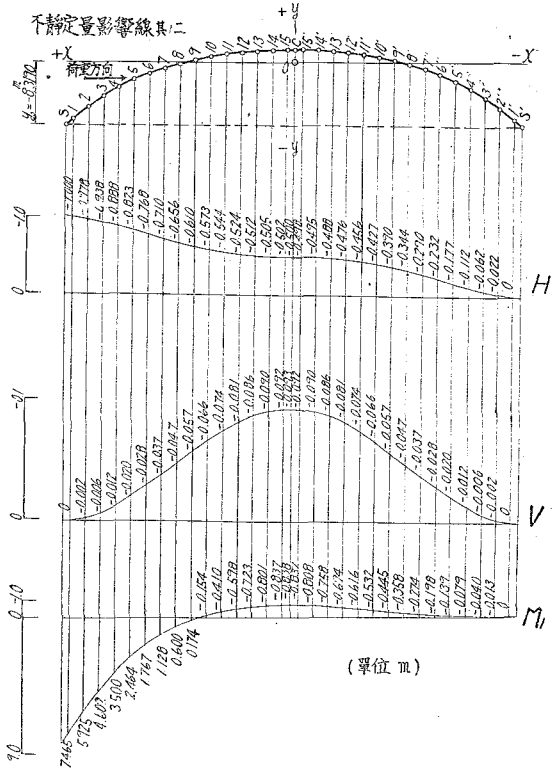
温度変化は土木學會示方書の規定により拱環厚さの大なることを考へて $\pm 10^\circ\text{C}$ と假定した。コンクリートの硬化収縮の影響は温度降下 -15°C に相當するものと考えた。

温度変化による応力は次の式によつた。

$$H_t = \pm \frac{e t E l}{\sum w y^2 + \sum \cos^2 \varphi \frac{s}{A}} \quad 1$$

H_t : 温度変化 $\pm t^\circ\text{C}$ に依る水平反力, e : 鉄筋コンクリートの収縮率

表-2.



1) 不静定応力公式参照

E : 鉄筋コンクリートの弾性係数, l : 径間

図-6.

曲げモーメント $M_t = -H_t y$,

軸推力 $N = H_t \cos \varphi$,

向心剪力 $S = -H_t \sin \varphi$,

以上による断面応力を図表にすると図-6の如くなる。各断面に於ける最大応力の荷重位置は影響線によつて求めた。格點に於ける断面のコンクリート及鉄筋の応力はすべて複鉄筋矩形断面が直圧力と曲げモーメントを同時にうける場合の計算をした。この最大値をまとめて表にしたものが表-4である。表中にある許容応力の増率は鉄道省建設局に於ける鉄筋コンクリート構造物設計細目暫定案の規定によるものである。次に許容応力の表を示す。

鉄筋の許容応力 1200 kg/cm²

コンクリートの許容圧応力

(拱環) 55 kg/cm²

同上 (その他) 40 kg/cm²

コンクリートの許容剪応力

4.5 kg/cm²

コンクリートの附着応力

5.5 kg/cm²

拱側壁の計算は之を繫壁に支へられた連続梁と考へ水平に幾つかの帯を假定して之により水平筋を挿入した。それで繫壁は連続梁の支點に於ける反力に相當する引張力をうけるので之に耐へるやうに作ったが構造上支點に於ける曲げモーメントに就ては斜筋を用いた。この際の荷重は填充土砂の圧力と活荷重の影響を土圧の公式によつて求めた。又一方繫壁の働かぬ時を考へて側壁を拱環に固定した片持梁としても安全なやうに最下端の厚さを定めた。もつとも径間中央より左右 15 m 位の部分は後の考へ方である。

以上拱環、側壁の配筋の概要は図-8(設計図)に示

格点應力圖表

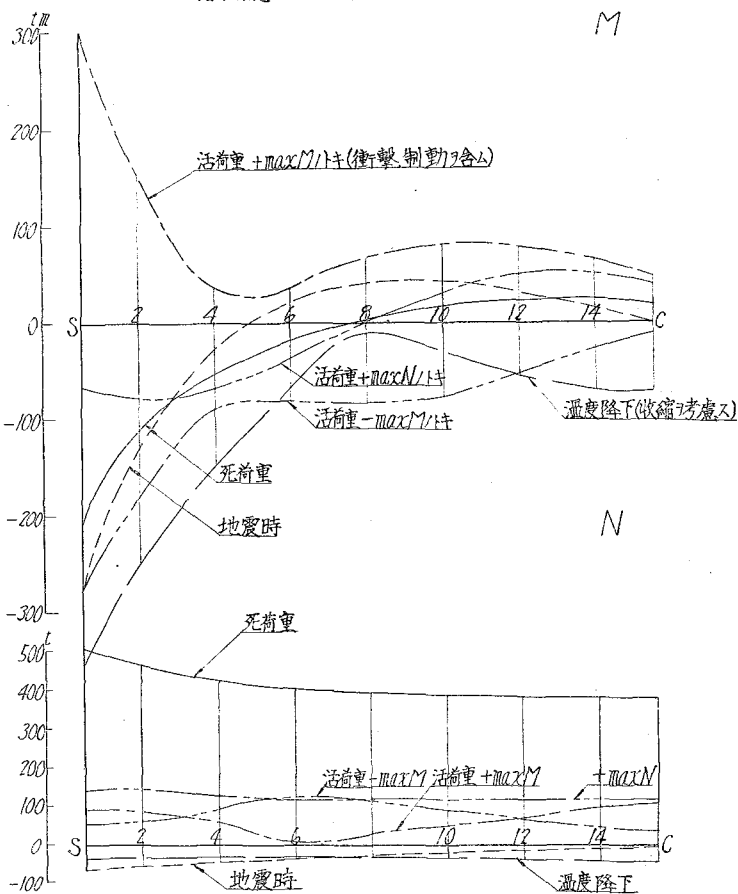


表-4. 最大応力表

断面	拱環重量による応力		死荷重による応力		活荷重による応力		活荷重+共-温度降下による最大応力	
	σ_c	σ_s	σ_c	σ_s	σ_c	σ_s	σ_c	σ_s
S	6.75	—	26.0	—	44.1	130.0	67.6	710.0
2	7.80	—	26.0	—	43.1	5.0	66.4	520.0
4	13.40	—	41.7	—	45.2	—	65.0	180.0
6	14.75	—	25.3	—	44.2	—	55.0	—
8	13.02	—	23.3	—	37.2	—	45.4	—
10	10.00	—	26.6	—	48.0	—	48.2	—
12	13.70	—	29.5	—	54.0	—	65.4	160.0
14	16.72	—	35.0	—	54.7	—	69.4	160.0
C	17.10	—	31.6	—	53.5	—	67.3	160.0
許容	$\sigma_{ca} = 55.0$	—	$\sigma_{ca} = 55.0$	—	$\sigma_{ca} = 55.0$	—	$\sigma_{ca} = 55.0$	—
鉄筋	$\sigma_{sa} = 1200.0$	—	$\sigma_{sa} = 1200.0$	—	$\sigma_{sa} = 1200.0$	—	$\sigma_{sa} = 1200.0$	—

注意: σ_c はコンクリート-圧応力, σ_s は鉄筋-引張応力を示す。
活荷重の衝撃, 影響, 制動荷重を含む... 載荷状態の最大応力, 與へルセリ記入。
温度, 影響は上昇降下, 中大, 比應力, 與へルセリ。
 σ_s は記入セリハ全断面最大應力の場合に。

してあるが主鉄筋は図-4にも示したやうに鉄筋断面積に比して橋梁幅員がせまいので径 38 mm のものを用ひ間隔を成可く大にするにつとめた。之がためその接手は熔接によることとし目下その強度に就き試験中である。

側壁の伸縮接合は径間中央の外、図の如く 2ヶ所に設けた。防水工はアスファルトフェルトにより厚さ 10 cm 程度に施工する筈である。

橋臺の安定は図式によつて求めたがその結果は図-5 の如くで何れも岩盤(粘板岩)の許容支持力 120 t/m² 以下で安全である。

此の拱橋の撓の計算の結果は表-6 に示した拱頂點に於ける撓は荷重時に 29.76 mm 温度降下 -10°C の時に 33.89 mm である。

最後にコンクリート容積と鉄筋重量を表示する。拱環の鉄筋量は 142 kg/m³ となつてゐる(表-7)。

参考迄に現在の鉄道橋としての鉄筋コンクリート拱橋の一覽表を次に示す(表-8)。

なほ架設方法は種々考究されたが官房研究所の鉄製拱架を利用して図-7 の如き方法を採用することに内定してゐるが實際の工事は長岡建設事務所の手により今秋若くは來春頃に施工される筈である。

本設計の工費その他は未だ精確なることが不明であり發表の時期でないが、經濟的見地よりは餘り感心したものではない。たゞ止むを得ざる建設上の理由より架設せるもので設計に於ても短時日になしたのであるから充分と云ふわけではない。その點諒とされたい。

表-5. 橋臺寸法 (幅員 5.00 m)

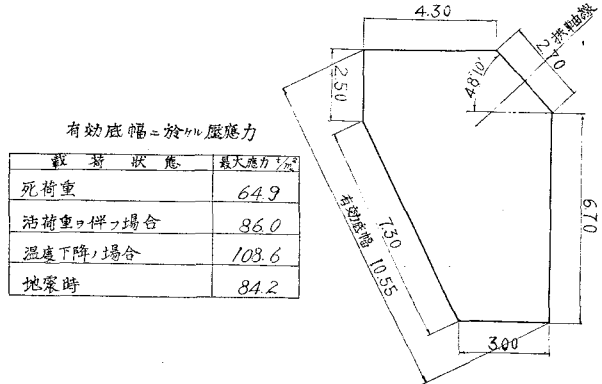


表-6. 死荷重による拱軸線変形量

格点	S	2	4	6	8	10	12	14	C
変形量	0	0.427	1.728	3.612	5.781	8.202	10.044	10.816	11.036

表-7. 第2只見川拱橋數量表

拱橋	コンクリート(㎡)	鉄筋(t)
橋台	416.600	6.733
拱環	421.320	61.539
側壁	318.277	36.717
只見方取付脇壁	108.333	10.114
小出方取付脇壁	322.266	27.327
計	1586.816	142.674

表-8. 本邦鉄道に於ける鉄筋コンクリート拱橋一覽表

橋名	型式	拱軸線長	径間	拱矢	幅員	拱環寸法	鉄筋量	備考
		ds	ds	ds	ds	ds	ds	
瀬川(直線)	開閉拱	45	90	35	76	155	38	直線
新田(直線)	開閉拱	40	95	38	90	200	55	曲線
新田(直線)	開閉拱	40	105	35	90	200	25	直線
元(直線)	全上	35	875	35	75	170	22	全上
元(直線)	全上	32	70	30	80	160	25	全上
元(直線)	開閉拱	25	70	35	76	120	22	全上
元(直線)	開閉拱	60	100	40	120	270	38	曲線

図-7. 第2只見川拱橋架設法参考略図

