

逆ランガー桁橋のたわみおよび応力計算について

徳島大学工学部 工博 星 治雄
KK 三井造船 正員 安芸佳夫
徳島大学工学部 ○横田健一

§ 概要

この報告は 昨年度行なった逆ランガー桁橋(蔭谷橋)の応力測定の結果,その実在応力と慣用計算による設計応力との間にながりの相違が認められた点に注目して逆ランガー桁橋の設計方法に一検討を加えたものである。

実在応力と慣用計算法による設計応力との間の相違の原因としては,

- 1) 逆ランガー桁橋においては拱肋の格突は完全なヒンジと仮定されているが,実際にはガゼットにより鋸で連結されているので完全なヒンジとなっていない。
- 2) 慣用計算法において補剛桁の曲げモーメントを求める際 拱肋の曲げモーメントが無視されている。
- 3) 拱肋を2ヒンシアーチとして拱肋の水平反力を求めるとき,実際には断面が $I=I_0 \sec \alpha$ $F=F_0 \sec \alpha$ により変化しないにもかかわらず変化する場合の式を用いている。

が考えられる。

そこで本報告では現実に忠実な解析を行うため拱肋を単なる軸力部材と考えず 曲げ剛性をもつ部材(逆ローゼ桁と同じ計算法となるので以下逆ローゼ桁橋という)と考えてその場合の解析結果と,逆ランガー桁橋として理論通りに計算した場合 ならびに 慣用計算法による場合の結果とを比較して検討 および 応力がどのように変化するかを考究した。

- 数値計算としては
- i) 補剛桁断面が一定の逆ローゼ桁橋(case I)
 - ii) 補剛桁断面が一定の逆ランガー桁橋(case II)
 - iii) 補剛桁断面が変化する逆ローゼ桁橋(case III)
 - iv) 補剛桁断面が変化する逆ランガー桁橋(case IV)
 - v) 補剛桁断面が変化する逆ランガー桁橋の慣用計算法(case V)

について行なった。

§ 断面形状および寸法

形状は蔭谷橋をモデルとして
逆ローゼ桁橋を例にとって示
すと図-1の通りである

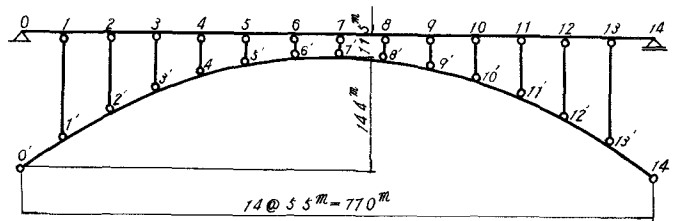


図-1

断面は 補剛材に対し case I, case II の場合は図-2 , case III, case IV, case V の場合については
格間 0~1, 6~8, 13~14 を図-3(a), 格間 1~5, 9~13 を図-3(b) 格間 5~6, 8~9
を 図-3(c) の断面を用いた。

拱肋に対し case I, case II の場合は図-4 の断面を用い $I_{\cos \alpha_k} = I_c$ $F_{\cos \alpha_k} = F_c$ にした
 かって理想的に変化するものとし, case III, case IV case V の場合は格間 0~1',
 1~14' を図-5, 格間 14~19 を図-4 の断面を用いた。

支柱に対し各 case とも図-6 の断面を用いた。

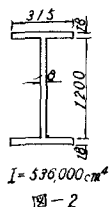
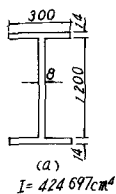
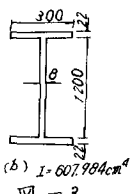


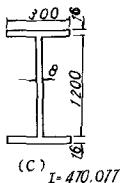
図-2



(a) I = 424,697 cm^4



(b) I = 607,984 cm^4



(c) I = 470,077 cm^4

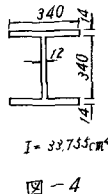


図-4

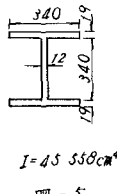


図-5

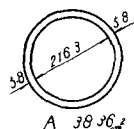


図-6

5 計算結果

計算方法としては 逆ローセ桁橋の場合, 支柱の軸力を予静定量に送り, 静定構造物である
 単純梁と 1 次の予静定構造物である 2 ヒンシアーチとを切り離し, 支柱の変形を無視して 19
 元の弾性方程式をたて, その弾性方程式を電子計算機を用いて解き, 予静定量 X を求めたわみ
 および補剛材 の応力の影響係数を算出したが計算結果は次の通りである。

i) 撓み

表-1 は格梁 2, 3, 4, 9, 10, 11 に $P=1$ を
 載荷した場合の case I の case II に対する百
 分率である。これより正の撓みは逆ランカ
 桁橋のすか大きく中央で約 20% の差があ
 り 負の撓みは支点近くで逆ランカー橋の
 すか大きい中央にゆくと逆となる。

ii) 応力

表-2 は格梁 3, 4, 6, 7 に P が載荷された
 場合の補剛材 0~1, 3~4, 6~7 部材 につい
 て case III の case IV に対する応力の百分率
 case III の case IV に対する応力の百分率を示
 したものである。

表-1

10^7
EI (cm⁴/g)

格梁	2	3	4	9	10	11
δ_1	I	27.3	27.5	21.6	-20.3	-22.2
	II	29.2	29.3	23.6	-20.7	-22.8
	I/II	93.5	93.2	91.3	99.0	97.4
δ_2	I	43.7	49.2	40.7	-36.0	-39.9
	II	49.3	53.2	44.6	-36.7	-41.0
	I/II	92.7	92.1	91.3	98.1	97.2
δ_3	I	49.2	39.9	33.8	-44.1	-50.2
	II	53.4	63.0	39.2	-44.6	-51.3
	I/II	92.1	92.2	90.9	98.9	97.9
δ_4	I	40.7	53.8	56.1	-43.4	-51.3
	II	44.6	59.2	62.0	-49.0	-52.1
	I/II	105.4	90.9	90.9	88.0	98.5
δ_5	I	25.1	36.4	43.4	-32.7	-43.0
	II	28.3	41.0	49.0	-31.8	-42.9
	I/II	88.7	88.8	88.6	102.8	100.2
δ_6	I	6.5	13.3	21.3	-15.1	-26.0
	II	8.8	16.8	23.8	-12.9	-24.6
	I/II	73.8	79.2	82.6	117.0	104.4
δ_7	I	-11.3	-10.0	-3.5	6.3	-3.5
	II	-10.2	-8.1	-0.7	10.3	-0.7
	I/II	110.8	122.9	500	61.2	500

部材	P=1 が格梁 3 に載荷された場合					P=1 が格梁 4 に載荷された場合				
	case III	case IV	case V	case III	case IV	case III	case IV	case V	case III	case IV
0~1	49.2	32.6	31.3	93.5	95.9	21.7	23.2	22.5	93.5	96.4
3~4	126.7	83.4	130.9	151.9	96.8	117.7	122.3	120.6	91.3	92.6
6~7	-25.7	-30.0	-34.8	85.7	73.9	19.6	30.8	28.0	63.6	70.0
部材	P=1 が格梁 6 に載荷された場合					P=1 が格梁 7 に載荷された場合				
	case III	case IV	case V	case III	case IV	case III	case IV	case V	case III	case IV
0~1	-21.2	-23.2	-21.4	91.4	99.1	-34.6	-37.7	-35.2	91.8	98.3
3~4	37.9	-7.8	11.7	323.9	-29.6	-41.7	-37.5	71.0	78.9	78.9
6~7	41.7	120.5	127.5	34.6	32.7	71.4	110.5	119.5	64.6	59.7

以上は計算結果の一部を記してあるが 計算方法および蔭谷橋の実在応力との対比等について
 の詳細は当日発表する