

II-21 ランガー系橋梁の設計上より観た力学的諸問題について

室蘭工業大学 正員 中村作太郎

最近、ランガー系橋梁が盛んに架設せられるようになったが、これはランガー系橋梁の輕快性と經濟性に見るべきところがある事に起因していると思う。然し、ランガー系橋梁は、現在、二次応力を考慮しない設計法によっているため計算は簡單であるが、力学的にいつて、稍、嚴密性を欠いているし、設計上に於ても種々考慮の余地があるといわねばならない。著者はランガー系橋梁の合理的な設計法を見出すため、6種のランガー系橋梁と3種の類似他型式の橋梁の研究設計と5種の既設ランガー系橋梁の設計参考資料などを基として、ランガー系橋梁の設計上より観た力学的諸問題について吟味、検討して見た。即ち、研究問題を列記すれば次の如くである。

- (1) ランガー桁橋、ローゼ桁橋、タイド・アーチ橋、フィレンデール桁橋の比較研究
- (2) ランガー系橋梁の撓みに関する研究
- (3) ランガー系橋梁の振動についての研究
- (4) プレストレスト・ランガー桁橋の力学的研究

(1) ランガー桁橋、ローゼ桁橋、タイド・アーチ橋、フィレンデール桁橋の比較研究*

図-1のような支間57.60m、主樑中心間隔8.80m

の複線式鉄道橋(KS-18)を設計するに當り、ランガー桁橋、ローゼ桁橋、タイド・アーチ橋、フィレンデール桁橋の4種について比較設計を行い、その優劣について吟味検討した。即ち、応力解法と計算、假定断面に作

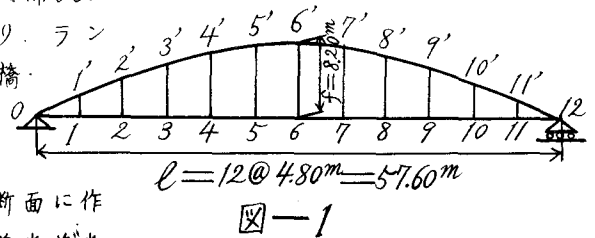


表-1 部材の最大応力度(kg/cm²)比較表

部材	橋種	ローゼ桁橋		タイド・アーチ橋		ランガー桁橋		フィレンデール桁橋	
		σ_{max}	σ_{al}	σ_{max}	σ_{al}	σ_{max}	σ_{al}	σ_{max}	σ_{al}
上弦材	0~1'	-769.52	-1171	-792.65	-1171	-529.52	-1165	-1140.00	-1170
	1'~2'	-724.70	"	-770.98	"	-594.46	"	-1072.00	"
	2'~3'	-743.70	"	-759.68	"	-594.46	"	-1086.00	"
	3'~4'	-715.00	"	-791.93	"	-593.44	"	-1145.00	"
	4'~5'	-663.80	"	-1043.20	"	-600.88	"	-1052.00	"
	5'~6'	-664.10	"	-983.06	"	-595.58	"	-935.00	"
下弦材	0~1	+912.35	+1300	+895.00	+1300	+735.40	+1300	+1140.00	+1300
	1~2	+1142.34	"	"	"	+671.70	"	+1072.00	"
	2~3	+1105.18	"	"	"	+838.60	"	+1086.00	"
	3~4	+870.28	"	"	"	+1012.30	"	+1145.00	"
	4~5	+847.04	"	"	"	+919.20	"	+1052.00	"
	5~6	+1028.67	"	"	"	+1025.70	"	+985.00	"
垂直材	1'~1	+953.63	+1300	+1069.00	+1300	+733.00	+1300	+592.00	+1300
	2'~2	+321.13	"	"	"	"	"	+666.00	"
	3'~3	+949.94	"	"	"	"	"	+722.00	"
	4'~4	+942.82	"	"	"	"	"	+788.00	"
	5'~5	+949.35	"	"	"	"	"	+791.00	"
	6'~6	+902.08	"	"	"	"	"	+798.00	"

註 σ_{max} : 最大応力度(kg/cm²) σ_{al} : 許容応力度(kg/cm²) (+): 引張応力度(kg/cm²)
(-): 圧縮応力度(kg/cm²)

表-1 は部材の最大応力度の比較を示したもので、タイド・アーチ橋の下弦材(繫材)、ランガー桁橋の上弦材(拱肋)の応力のとり方が、ローゼ桁橋、フィレンデール桁橋に比べ稍小さいように感ずるが、ローゼ桁橋やフィレンデール桁橋では所謂二次応力なるものを最初から一次応力として計算に入れているのであるし、タイド・アーチやランガー桁では二次応力を

考慮していないから二次応力を考慮すればこれより幾分最大応力度も増加すると考えられる。死荷重及び活荷重による最大撓みはそれぞれ、フイレンドール桁橋 6.84 cm、ローゼ桁橋 8.00 cm、タイド・アーチ橋 8.20 cm、ランガ一桁橋 8.70 cm となるが活荷重のみによる撓み d_0 と支間 l との比 $\frac{d_0}{l}$ は鋼鉄道橋設計書案(昭和 30 年 8 月)の撓み規定 $\frac{1}{1200}$ 以内になつていゝから一応安全であるがランガ一桁橋の場合はぎりぎりの線にあるため撓みに関しては慎重な吟味と検討が必要と思われる。また、各種の型式のレンズ形不静定桁橋(図一、表一参照)につきその自重總噸数を示すと表一2の如くなる。

表一2 各種橋梁の自重總噸数 (t)

橋の型式	ローゼ桁	ランガ一桁	タイド・アーチ	フイレンドール桁
鋼材重量	280.0	305.0	310.5	316.5

この表から明かなように、ローゼ桁橋が最も自重が軽く経済的なものの如く、次いでランガ一桁橋、タイド・アーチ橋、フイレンドール桁橋の順となつてゐる。これは部材の最大応力度のとり方によつて多少異つて来ると考えられるので、このような比較設計を更に数多くやつて見たならばより正確な比率が得られる事と思う。

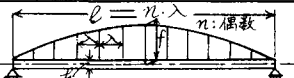
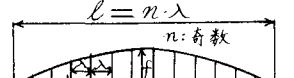
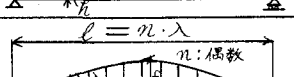
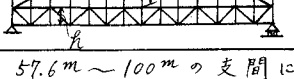
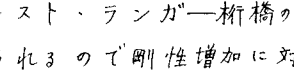
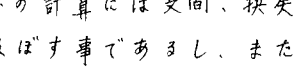
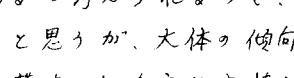
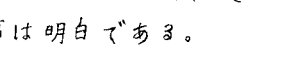
*) 中村作太郎、木崎美英雄：数種のレンズ形曲弦不静定構桁橋の設計比較について

土木学会北海道支部技術資料第15号，1959

(2) ランガ一系橋梁の撓みに関する研究

ランガ一系橋梁は上述の如く撓みが多少共、他の類似形の橋梁に比べ大きくなる傾向にあるので本研究設計による6種のランガ一構桁橋と数種の既設ランガ一橋について撓みを比較検討すれば表一3の如くなる。

表一3 ランガ一系橋梁の最大撓み比較表

名称	種別	支間 (m)	拱矢 (m)	補剛構桁高 (m)	有効幅員 (m) (主構桁間隔は主構桁間隔)	格間数 (m)	荷重種別	最大撓み (cm)	ランガ一型式の図形
研究設計(1)	ランガ一桁	57.6 ^m	8.20 ^m	2.45 ^m	8.8 ^m (主構桁間隔)	12	鉄道KS-18(複線)	8.70 ^{cm}	
研究設計(2)	ランガ一桁	100 ^m	15.938 ^m	2.02 ^m	7.5 ^m	20	道路1種荷重	6.10 ^{cm}	
研究設計(3)	ランガ一桁	78.0 ^m	11.929 ^m	1.70 ^m	6.0 ^m	13	道路2種荷重	8.20 ^{cm}	
研究設計(4)	プレストランガ一桁	78.0 ^m	11.929 ^m	1.50 ^m	6.0 ^m	13	道路2種荷重	8.20 ^{cm}	
研究設計(5)	プレストランガ一桁	90.0 ^m	13.00 ^m	2.01 ^m	7.0 ^m	15	道路1種荷重	12.10 ^{cm} (主構桁間隔は主構桁間隔)	
研究設計(6)	ランガ一構	57.4 ^m	8.50 ^m	3.50 ^m	9.0 ^m	14	道路1種荷重	6.02 ^{cm}	
幌別橋 ²⁾	ランガ一構	64.0 ^m	8.00 ^m	3.00 ^m	7.5 ^m	16	道路1種荷重	6.87 ^{cm}	
群馬大橋 ³⁾	ランガ一構	69.0 ^m	8.50 ^m	3.50 ^m	13.0 ^m (主構桁間隔は主構桁間隔)	12	道路1種荷重	7.30 ^{cm}	

表により明かな如く、ランガ一系橋梁の撓みは概して大きく、57.6m~100mの支間に対して最大撓みが6.10cm~12.10cmに渡つてゐる。尤も、プレストレスト・ランガ一桁橋の場合は、プレストレストの影響を受け、撓みが著しく緩和減少させられるので剛性増加に対しプレストレストは非常に効果があると云う事が出来る。勿論、撓みの計算には支間、拱矢、補剛構桁高、格間数、荷重の種別その他、色々の factor が影響を及ぼす事であるし、また、ランガ一系橋梁の撓み算定公式それ自身に研究の余地も多分にあると考えられるので、この表に示した計算結果を比較するだけで結論する事は早計であると思うが、大体の傾向を云えば、トラス型式のランガ一橋の方がガ一ダ一型式のランガ一橋よりも1割程度撓みが小さく、また、鉄道橋の方が道路橋よりも遙かに撓みが大きい事は明白である。

(3). ランガ—系橋梁の振動についての研究

表—3 に示した研究設計(6)のランガ—構橋について振動計算を行い、既設のランガ—構橋の場合と比較吟味して見れば表—4 のようになる。

表—4. 各種ランガ—構橋の振動に関する比較表

名称	諸 数 値				基礎微分方程式による計算値(γ)					エネルギー式による計算値(γ, T)					実 測 値		備 考
	ℓ	h	f	λ	一般の場合	腹材の腹形無視	腹材腹形の考慮 直置材腹形無視	直置材の 4等分点を考慮	直置材の 1等分点を無視	各連平均値	全平均値						
舟橋 ¹⁾	58.1 ^m	2.0 ^m	7.5 ^m	4.15 ^m	$\gamma=18.87\text{sec}^{-1}$ $T=0.333\text{sec}$	$\gamma=19.38\text{sec}^{-1}$ $T=0.324\text{sec}$	$\gamma=19.57\text{sec}^{-1}$ $T=0.321\text{sec}$	$\gamma=19.19\text{sec}^{-1}$ $T=0.327\text{sec}$	$\gamma=19.54\text{sec}^{-1}$ $T=0.322\text{sec}$	$T=0.350\text{sec}$ $T=0.357\text{sec}$ $T=0.349\text{sec}$ $T=0.350\text{sec}$ $T=0.348\text{sec}$	$T=0.357\text{sec}$	記号の説明 ℓ : 支間 (m)					
犀川橋 ¹⁾	60.2 ^m	1.85 ^m	7.0 ^m	4.3 ^m	$\gamma=18.22\text{sec}^{-1}$ $T=0.345\text{sec}$	$\gamma=18.89\text{sec}^{-1}$ $T=0.333\text{sec}$	$\gamma=19.37\text{sec}^{-1}$ $T=0.324\text{sec}$					h : 補剛橋高 (m)					
												f : 拱矢 (m)					
幌別橋 ²⁾	64.0 ^m	3.0 ^m	8.0 ^m	4.0 ^m				$\gamma=19.543\text{sec}^{-1}$ $T=0.322\text{sec}$		$T=0.31\sim0.323\text{sec}$ $T=0.31\sim0.33\text{sec}$	$T=0.319\text{sec}$	λ : 格間長 (m)					
												γ : 固有円振動数 (sec^{-1})					
												T : 固有振動周期 (sec)					
研究設計(6)	57.4 ^m	3.5 ^m	8.5 ^m	4.1 ^m	$\gamma=22.953\text{sec}^{-1}$ $T=0.273\text{sec}$	$\gamma=24.366\text{sec}^{-1}$ $T=0.257\text{sec}$	$\gamma=25.571\text{sec}^{-1}$ $T=0.245\text{sec}$	$\gamma=24.700\text{sec}^{-1}$ $T=0.252\text{sec}$	$\gamma=25.863\text{sec}^{-1}$ $T=0.243\text{sec}$			表—3 参照の事					

表—4 によれば、本研究設計(6)の結果即ちその固有振動周期 T 及び固有円振動数 γ がそれぞれ、 $T=0.243\sim0.273\text{sec}$ 、 $\gamma=22.953\sim25.863\text{sec}^{-1}$ で、舟橋、犀川橋、幌別橋などに比べ、固有振動周期が多少、小さく、固有円振動数は逆に幾分多くなっている。これは、 ℓ 、 h 、 f 、 λ のほか部材断面積その他色々の factor によって影響を與えられるが中でも支向 ℓ による影響は特に大きいと云える。ローゼ桁橋やニ鉸拱橋の振動状況は、ランガ—橋よりも稍緩慢であり、鎌瀬橋³⁾(ローゼ桁橋)では $T=0.427\text{sec}$ (実測では 0.380sec)、大正橋⁴⁾(ニ鉸拱橋)では $T=0.405\sim0.535\text{sec}$ の実測値となっている。また、同支間程度の單構橋では、 $T=0.20\sim0.25\text{sec}$ 程度である。また ランガ—桁橋³⁾とランガ—構橋では、固有振動周期に左程の差がないように思われる。

(4). プレストレスト・ランガ—桁橋の力学的研究

ランガ—桁の補剛桁は下フランジ応力に比較して上フランジ応力が著しく小さくなり、自ら不對称断面を使用する事になり 対称断面に比べ多少不經濟になる。更に最大応力に合せて許容応力一杯の断面を使用した場合は、断面の中立軸が力線(主軸)と偏心、変動し、応力状態は良好でない。それで、補剛桁に何らかの形で負の曲げモーメント(上に引張を生ずる)を導入し、上、下フランジの応力を等しい値に近づけ、同時に桁全長に渡って生ずる最大応力が略等しい値となるように配慮し、出来れば桁全長に渡って対称断面を使用する工夫をする事が望ましい。補剛桁に負の曲げモーメントを導入する方法としては、

- 拱肋に直接ジャッキを挿入するか、または、直接ワイヤー、ロープ等にて水平に引張り、拱肋に圧縮応力を導入する方法、
- 吊材にターン・バツクル等を挿入し、吊材の長さを調整する方法
- 補剛桁に豫め上向きの反りをつけ、負の曲げモーメントを生ぜしめた状態で拱肋、吊材を取付け方法、
- 補剛桁が両側に跳出部を有する場合には、c)と同じ状態即ち上向きの反りを跳出部

より来る死荷重により生ぜしめる方法

(e). その他の方法 (例えば、箱形補剛桁の内部にピアノ線を挿入する方法など)

が考えられる。そこで、プレストレスト・ランガー桁橋の研究問題として、支間 78.0m と 90.0m の橋梁即ち 研究設計(4)、研究設計(5) (表-3 参照)について力学的吟味を行つて見る。この二つのランガー桁橋にプレストレストを導入するには、(a)の方法を用い、研究設計(4)に於ては、プレストレスト $H_p = 9.0\text{t}$ 、研究設計(5)に於ては、プレストレスト $H_p = 17.5\text{t}$ を導入する事により補剛桁の応力のバランスをとつたのである。その結果、補剛桁の断面は可なり節約出来たがその代り、拱肋と吊材の応力が多少増えるから総合的に見ると鋼重が平均約 10% 程度節約出来る結果となつた。またこのような方法で応力調整を行う際極端に正確な製作・假組、架設を行い、これらの不正確さによつて生ずる不明確な応力を避ける必要があり、また水平力を加えるための装置はもとより所定の応力調整が行われているかどうかの測定も絶対必要だと考える。また、最初に製作する際の反りによつて生ずるプレストレストの値も厳密に計算する必要があり、この点から云うと、(c)の方法は非常に都合がよいと思われる。また、この方法によれば、設計計算の際、全体としての部材の変形による応力を厳密に計算する事が出来、反りの量によつて補剛桁の応力のバランスをとる事が可能であり優れていると思う。

(結言) プレストレストを與えたランガー桁橋は補剛桁の断面を減少出来るけれども、拱肋と吊材の断面を増す結果となるから、ローゼ桁橋に近づいて行く傾向にあり、これは理論上からも妥當の事と考えられ、(1)の比較研究の結果と照し合せて見ると、最も經濟断面を有し、応力調整上の嚴密性も失わず、撓みや振動に対しても剛性を増加する上に極めて効果のある合理的なランガー橋として、図-2 の如き、プレストレスト・ローゼ式ランガー桁橋を推奨する次第である。但し、この際、補剛桁の反り量 δ と補剛桁断面と拱肋断面の比を如何にとるべきかは、力学的經濟性の理論と相俟つて、補剛桁の力学上の平衡が得られるように定める必要があるし、また、現在、ランガー系橋梁の計算に無視している二次的応力や三次的応力をも考慮する必要性に迫られて来ていると云える。

以上の研究は、著者が昭和30年度より昭和34年度に至る

5ヶ年間に渡つて室蘭工業大学土木工学科卒業生、柿木

新一、小池成一、田中芳信、船橋哲、生駒武、丸子

昌彦、最上竹治、木崎其美雄、井藤昭夫、笠井謙一

、竹中勝好、白鳥隆一、田口幸紀、松崎禎介、三本

松順一、沖崎充等諸君の橋梁工学に関する卒業論文11編

の結果を吟味検討し、更に参考文献1)、2)、3)、4)、5)、6)、7)、8)を参考資料として研究取纏めたものであり、以上の卒業生諸君の労力に対し感謝すると共に、参考文献の著者に対し、厚く謝意を表明致します。また、常に御高言を頂いた北大工学部、今俊三教授、酒井忠明教授に深謝すると共に、学生に絶えず卒業論文の資料を提供して下さいた北海道開発局長猪瀬寧雄氏他各局橋梁関係の諸氏に対し厚く御礼申し上げます。

参考文献 1) 谷崎三三 著 鋼橋：ランガー橋の振動に関する研究(土木研究所報告第83号の3、1952) 2) 堀江謙三 著 ランガー橋設計法、1955 3) 山崎徳三 ランガー桁の固有振動について土木学会第44回年次学術講演会概要、1957 4) 小西一郎 著 金田道路橋の振動性状について、土木学会第47回年次学術講演会概要、1953 5) 井井敦 著 鋼橋(四)、1956 6) 今俊三 著 Ballanced Langer Girderの固有振動について土木学会第47回年次学術講演会講演概要、1957 7) 渡辺昇 著 ランガー橋の簡易計算法と標準設計のための断面寸法(土木研究所報告第24号の3、1957) 8) 原田千三 著 橋梁振動論、1942

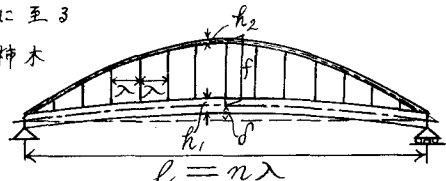


図-2