

(I - 43) 一部他定式斜張橋の終局強度特性に関する検討

東京都立大学大学院 学生員 岩崎 秀隆
東京都立大学大学院 正 員 野上 邦栄
長岡技術科学大学 正 員 長井 正嗣

1. はじめに

斜張橋の塔と桁はケーブル張力により軸圧縮力を受ける。とりわけ支間の長大化に伴ない塔や桁に生じる軸圧縮力が増大し断面の大型化が避けられなくなる。特に、支間 1000m を超える自定式斜張橋では桁に対する静的安定性を確保するために車線数に関係なく桁幅を広くし、かつ桁高も高くすることが指摘されている¹⁾。そのため、主桁の鋼重に着目すれば自定式斜張橋は他の吊形式橋梁に対して競争力を失うと考えられる。それに対して、主桁に生じる軸圧縮力を低減し自定式に対して長支間化を可能とする形式として一部他定式が提案されている¹⁾。しかしながら、一部他定式斜張橋の終局強度や挙動に対する検討は少なく²⁾、十分明らかになっていないとは言えない。そこで本論文では、支間 1640m の一部他定式斜張橋を対象に弾塑性有限変位解析³⁾を行い、一部他定式斜張橋の面内荷重に対する終局強度や挙動について検討を行なう。

2. 斜張橋モデル

解析対象とした斜張橋とその主桁、主塔の断面を図-1 に示す。斜張橋モデルは支間 1640m、側径間 680m の一部他定式斜張橋である。なお、240m の他定区間長については架設工法を自定式と同じ張出し架設を想定し前死荷重による支間中央の引張軸力(引込み力)を 98MN と仮定して算出した¹⁾。桁から上の塔の高さは他定区間ケーブル定着長 18m を含む 298m である。また、側径間には 100m 間隔で中間橋脚を配置する。主桁断面は桁幅 35m の 5 セル、主塔断面は 1 セルの矩形断面とした。桁高は $H = 3.0, 4.0, 5.0\text{m}$ と変化させ、桁高が終局強度に与える影響を考慮する。なお、桁高の変化に関わらず主塔断面は同一とした。板厚はリブを含む換算板厚とし、主桁はデッキ、フランジを 20mm、ウェブを 15mm、主塔は 40mm と仮定した。主桁、主塔の材質には基準降伏点 450N/mm^2 の SM570 を、ケーブルには引張強さ 1570N/mm^2 の ST1570 を用いた。また、応力-ひずみ関係は SM570 に完全弾塑性を、ST1570 にはバイリニアを仮定する。荷重条件は死荷重 (D) とケーブルプレストレス (PS) が作用する初期状態に対して死荷重と活荷重の和 (D+L) を漸増載荷する。従って、荷重倍率を α として $D + PS + \alpha(D + L)$ となる。また、活荷重の載荷状態は、中央径間のみに載荷する ① 中央径間載荷 (Center)、一方の側径間と中央径間に載荷する ② 側径間+中央径間載荷 (Side & Center)、全径間に載荷する ③ 全径間載荷 (Full) の 3 種類を考慮し活荷重の載荷状態が終局強度に与える影響について検討を行う。断面諸元と荷重の値を表-1 に示す。なお、残留応力と初期たわみについては考慮していない。

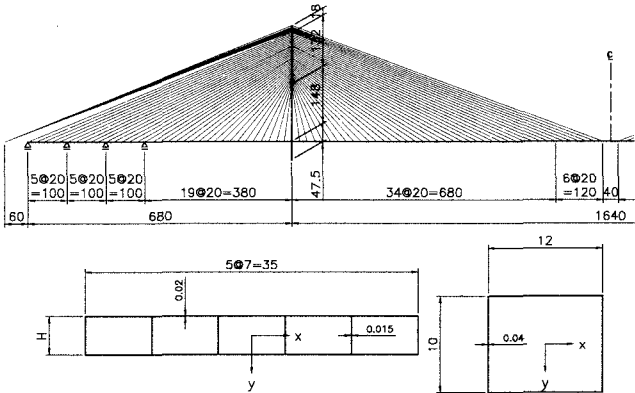


図-1 斜張橋モデルと主桁・主塔断面

表-1 断面諸元と荷重

	H (m)	A (m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)
桁	3.0	1.670	3.353	181.504
	4.0	1.760	6.080	194.367
	5.0	1.850	9.688	207.229
塔		1.760	30.667	40.320

J (m ⁴)	D (kN/m)	L (kN/m)
7.109	248.6	43.7
12.409	258.3	
19.052	268.0	
52.364	189.7	

3. 解析結果

表-2 に桁高と活荷重載荷状態を変化させた場合の初期降伏時と終局状態における荷重倍率を示す。なお、 α_i は初期降伏時を α_u は終局状態での荷重倍率を表す。また、図-2 はそれらの関係を表している。図の横軸は桁高を縦軸は荷重倍

キーワード: 一部他定式斜張橋, 終局強度, 弾塑性有限変位解析
連絡先: 〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1 TEL. (0426)77-1111 FAX. (0426)77-2772

率 α を示す。活荷重載荷状態は線の種類で表し、実線が① 中央径間載荷を点線が② 側径間+ 中央径間載荷を一点鎖線が③ 全径間載荷を示す。以後、活荷重の載荷状態については①、②、③ の丸付数字のみで表す。さらに、初期降伏時の記号はその種類によって初期降伏がどこで生じたのかを示している。白抜き記号は初期降伏が塔の部材で、黒塗り記号は桁である。桁高 3m での終局時の荷重倍率は $\alpha_u = 1.12$ であり、初期状態における荷重倍率を 1.0 とすれば、荷重倍率として 2.1 程度が確保できることになる。次に、桁高と終局状態での荷重倍率 α_u の変化に着目すると、③ では桁高 3m で $\alpha_u = 1.12$ 、桁高 5m で $\alpha_u = 1.21$ と桁高 3m を基準に 8% 程度増加するのに対して①や②では 3% 程度の増加に留まっている。また、③では桁高の増加に伴ない α_u も増加するが、①、②では 4m から 5m へ桁高を増加させても α_u に変化がない。一方、初期降伏時の荷重倍率 α_i は桁高の増加に対して③はほぼ同じ値を示し、①と②では減少する。ここで、初期降伏を生じた部材について着目すると、①、②では白抜き記号つまり塔(基部)で初期降伏を生じるのに対して③では黒塗り記号の桁(塔位置)であることがわかる。このことから、①、②では③よりも活荷重により塔基部に生じる曲げモーメントの影響が顕著であるため、斜張橋全体の耐荷力が塔断面に支配される状態にあるといえる。

図-3 に桁高 3m の場合の荷重-変位曲線を示す。図は横軸に桁端部の橋軸方向変位を縦軸に荷重倍率を取っている。図から、荷重の増加に従って直線的に増加し初期降伏後に傾きの変化が生じるのがわかる。しかし、全体的に直線に近く幾何学的非線形性の影響は小さいことがわかる。また、3 種類の曲線は同様の経路を描き活荷重載荷状態が変位へ与える影響も大きくないことがわかる。図-4, 5 にそれぞれ塔位置の桁と塔基部の軸力と曲げモーメントの相関曲線を示す。なお、桁高は 3m である。図中 N, M はそれぞれ作用軸力と曲げモーメント、 N_Y, M_P はそれぞれ断面の降伏軸力と全塑性モーメントである。図-4, 5 共に曲線は $N/N_Y = 0.4$ 付近が基点であり完全な軸力支配であることがわかる。また、荷重の増加に従って直線的に増加し、初期降伏後は曲げモーメントが減少する方向へ急激に向きを変え相関曲線上を移動し終局状態となる。塔位置の桁を示す図-4 では直線部の傾きが 45° に近く軸力だけでなく曲げモーメントの発生も顕著なのに対して図-5 の塔基部は傾きが大きく軸力が支配的である。一方、活荷重の載荷状態による変化は塔位置の桁では小さく、塔基部で①、②の方が③のよりも直線部の傾きが小さく曲げモーメントの影響が強いことがわかる。

4. まとめ

以上の結果から、限定された面内荷重に関する検討ではあるが、桁高 3m で荷重倍率 2.1 程度が確保でき、面内耐荷力の観点から支間 1600m クラスの斜張橋に対する可能性が示せた。また、側径間に中間橋脚を配置した一部他定式斜張橋の幾何学的非線形性は小さく、活荷重の載荷状態による影響も顕著ではないといえる。

参考文献

- 1) 長井正嗣, 水上義彦, 森園康之, 藤野陽三: 自定, 一部他定式を用いた斜張橋の長大化の可能性に関する一考察, 鋼構造年次論文報告集, Vol.2, pp.635-642, 1994.
- 2) 謝旭, 山口宏樹, 長井正嗣: 自定, 一部他定式長大斜張橋の弾塑性終局挙動に関する考察, 鋼構造年次論文報告集, Vol.4, pp.325-332, 1996.
- 3) 謝旭, 長井正嗣, 山口宏樹: 長大斜張橋の終局強度解析と挙動に関する一考察, 土木学会論文集, No.598/I-44, pp.171-181, 1998.

表-2 初期降伏と終局状態の荷重倍率

Live load	桁高 H (m)					
	H = 3m		H = 4m		H = 5m	
	α_i	α_u	α_i	α_u	α_i	α_u
① Center	0.84	1.12	0.83	1.16	0.81	1.16
② Side & Center	0.85	1.12	0.82	1.16	0.80	1.15
③ Full	0.85	1.12	0.87	1.18	0.86	1.21

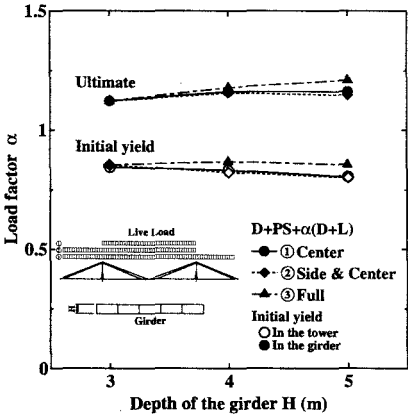


図-2 桁高 H と荷重倍率 α

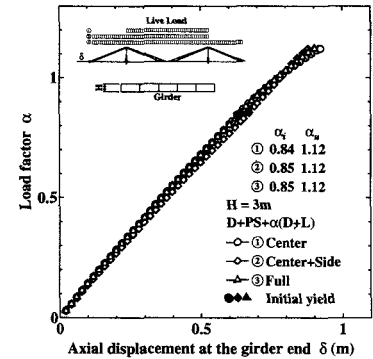


図-3 桁端部橋軸方向変位の荷重-変位曲線

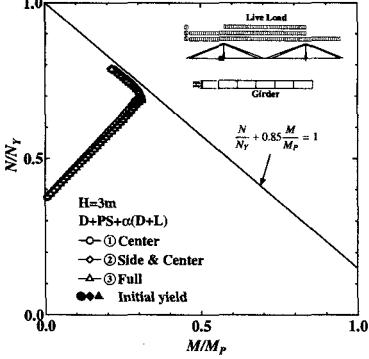


図-4 塔位置桁断面力の相関曲線

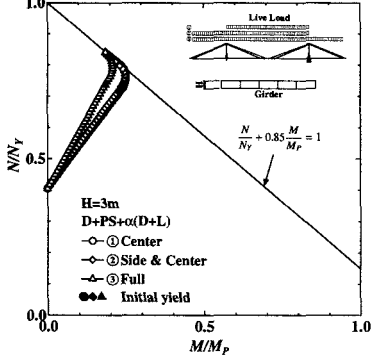


図-5 塔基部断面力の相関曲線