

超長大一部他定式斜張橋の終局強度に与える構造パラメータの影響

The effect of structural parameters on the ultimate strength of super long-span
partially earth-anchored cable-stayed bridges

岩崎秀隆*, 野上邦栄**, 長井正嗣***

Hidetaka Iwasaki, Kuniei Nogami, Masatsugu Nagai

*工修 東京都立大学大学院 工学研究科土木工学専攻 博士課程 (〒 192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

**工博 東京都立大学大学院助教授 工学研究科土木工学専攻 (〒 192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

***工博 長岡技術科学大学教授 工学部環境・建設系 (〒 940-2188 新潟県長岡市上富岡 1603-1)

This paper describes the ultimate behavior and strength of steel super long-span partially earth-anchored cable-stayed bridges based on 3D elasto-plastic finite displacement analysis. Using 1640-meter span partially earth-anchored cable-stayed bridges, girder depths, thicknesses of towers, intermediate piers, the residual stress and live load conditions are chosen as parameters. The elasto-plastic behavior and the ultimate strength are made clear for structural parameters. Characteristics of the ultimate strength and behavior for partially earth-anchored cable stayed bridge is presented.

Key Words : partially earth-anchored cable-stayed bridges, elasto-plastic finite displacement analysis, ultimate strength

キーワード : 一部他定式斜張橋, 弾塑性有限変位解析, 終局強度

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座屈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必要があ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可能性があると考えられる。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²⁾。一部他定式斜張橋は、側径間のケーブルの一部をアンカーへ定着することにより、主桁の支間中央部に引張軸力を生じさせ、その引張軸力に相応する大きさ分の軸圧縮力の低減を可能にする形式である。文献 3) には、支間 1000m 規模の一部他定式斜張橋の構造特性を検討した結果として、自定式斜張橋と比較して、部材断面力の低減が可能で構造的にも経済的にも優れていること、橋全体の剛性の確保が容易で十分な安全性を有していること等の研究成果が報告されている。これらのことから、一部他定式斜張橋は、支間 1000 ~ 2000m クラスの斜張橋にとって魅力的な形式と言える。

現在、斜張橋において重要な課題の 1 つである構造全体系における終局状態の解明に対して、幾何学的非線形と材料非線形を同時に考慮した弾塑性有限変位解析を用いた検討が盛んに行なわれている^{4)~10)}。しかしながら、一部他定式斜張橋の終局強度や挙動に対して

検討した例は少なく^{11),12)}、十分明らかになっていない。そこで本研究では、一部他定式斜張橋の終局強度に影響を与える要因の把握を目的として、支間 1640m の一部他定式斜張橋を対象に、面内剛性の影響として、桁高、塔断面の板厚、中間橋脚の有無を、また、初期不整の影響として残留応力の有無を、さらに、活荷重の載荷状態をパラメータとして、弾塑性有限変位解析^{4),5)}を行ない、一部他定式斜張橋の終局強度特性を明らかにする。

2. 斜張橋モデル

2.1 基本条件

解析対象とした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。斜張橋モデルは、支間 1400m、側径間 680m の自定式斜張橋を基本に、前死荷重による支間中央の引張軸力(引込み力)を 98MN と設定し¹⁾、その値を越えないように他定区間長を 240m と決定した。

塔は A 形とし桁より上の塔の高さは、基本とする自定式斜張橋の支間 1400m の 1/5 である 280m に他定区間のケーブル定着長 18m を加えた 298m とした。ケーブル形式はマルチファンタイプを用いて 2 面吊とし、ケーブルの定着間隔は桁で 20m、塔は他定区間については 3m、それ以外は 4m とする。

図-1 に斜張橋モデルの形状とその主桁、主塔の断面を示す。なお、図-1(a) は中間橋脚を設置していない中間橋脚なしのモデルを示し、図-1(b) は側径間に中間橋脚を 100m 間隔で 3 基(全橋 6 基)設置した中間橋脚あ

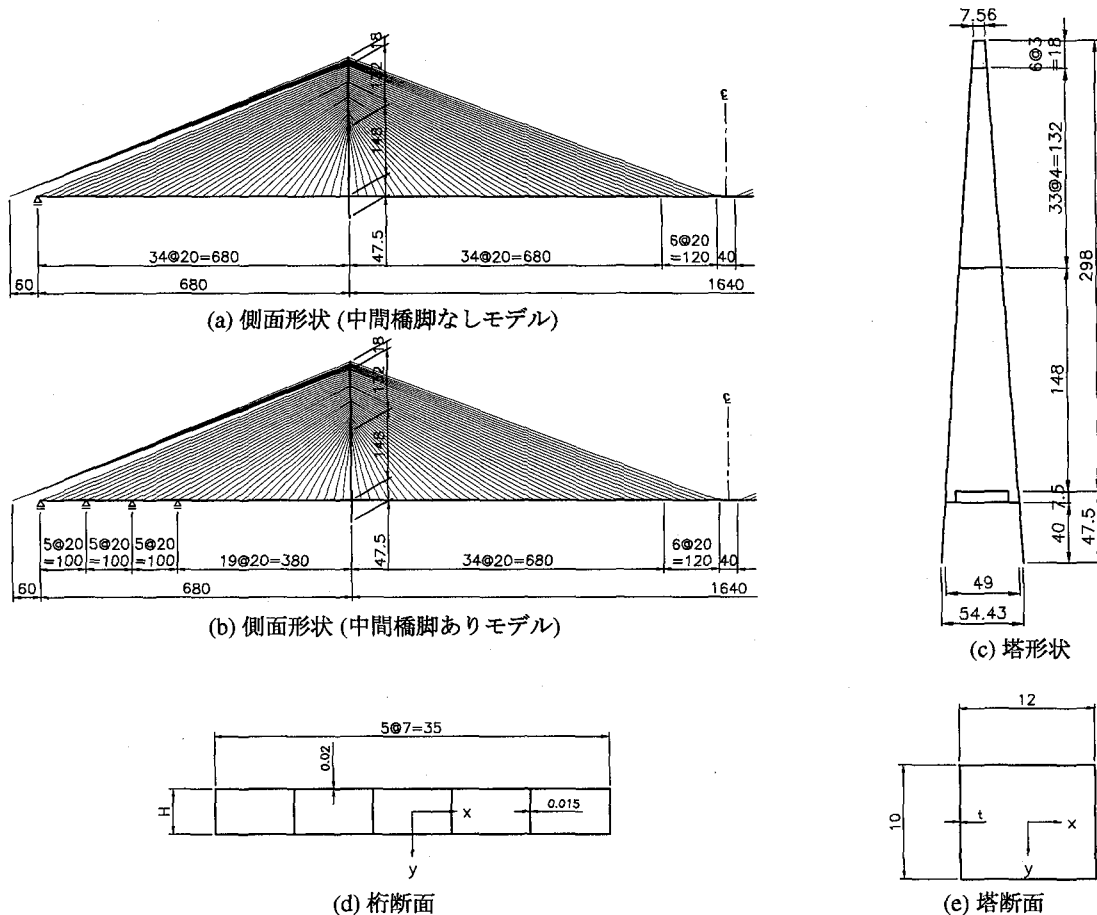


図-1 一部他定式斜張橋モデル (単位:m)

りのモデルである。

2.2 断面諸元

主桁は、図-1(d)に示す5セルの矩形断面を用いる。補剛材については板厚に換算して評価するものとし、板厚はウェブが0.015m、フランジは0.02mとした。なお、フランジについては、リブを0.008mと仮定する。そのため、フランジ厚は最小板厚相当の12mmとなる。桁幅は35mで、桁高は $H = 3, 4, 5$ mと変化させる。主塔は図-1(e)のような箱形断面とし、補剛材については主桁と同様に板厚に換算して評価するものとして、板厚(t)を0.04mと0.06mの2ケース変化させて検討した。なお、どちらもリブは0.01mと仮定した。桁と塔の断面諸元をまとめると表-1となる。表中、 H は桁高、 t は塔断面の板厚、 A は断面積、 I_x, I_y は各々 x, y 軸回りの断面2次モーメント、 J はSt. Venant定数を表す。なお、St. Venant定数についてはリブを無視して算出している。桁と塔に用いる鋼材には、SM570($\sigma_y = 450\text{N/mm}^2$)を用いた。なお、桁と塔ともに断面変化のない一様断面としてモデル化し、同様に、鋼種の変更を行わず全て同一の鋼材とする。また、塔の断面は桁高に関わらず共通である。主桁、主塔の断面については、2.3節で述べる活荷重に対して有限変位解析を行い塔基部と塔

位置の桁に生じる応力が許容応力度を満すことを確認した。

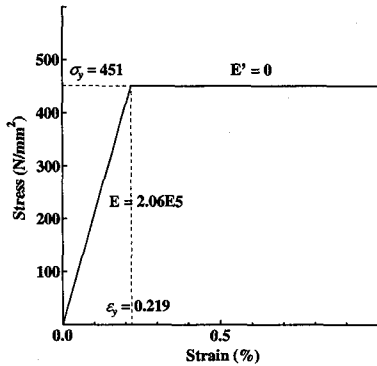
ケーブルには引張強さ 1570N/mm^2 のST1570を用いた。ケーブル断面積は、死荷重時のケーブル張力をケーブル定着点を支点とする連続桁に死荷重が作用するものとして得られる支点反力から求め、活荷重の大きさをその25%と仮定し、得られたケーブル応力度が許容引張応力度($\sigma_{ta} = 628\text{N/mm}^2$)を満足するように決定している。表-1にケーブル断面積を示す。

表-1 桁、塔とケーブルの断面諸元

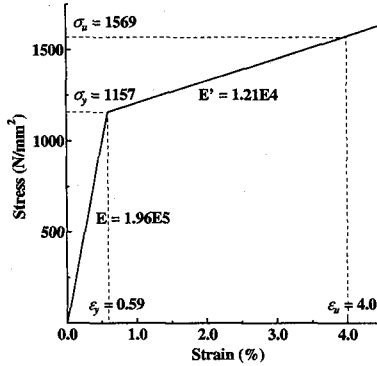
	H, t (m)	A (m^2)	I_x (m^4)	I_y (m^4)	J (m^4)
桁	3	1.670	3.353	181.504	7.109
	4	1.760	6.080	194.367	12.409
	5	1.850	9.688	207.229	19.052
塔	0.04	1.760	30.667	40.320	52.364
	0.06	2.640	46.000	60.480	65.455
ケーブル	3	$5.310 \times 10^{-3} \sim 3.070 \times 10^{-2} (\text{m}^2)$			
	4	$5.502 \times 10^{-3} \sim 3.109 \times 10^{-2} (\text{m}^2)$			
	5	$5.695 \times 10^{-3} \sim 3.166 \times 10^{-2} (\text{m}^2)$			

表-2 死荷重と活荷重

	H, t (m)	死荷重 (kN/m)	活荷重 (kN/m)
桁	3	248.6	43.7
	4	258.3	
	5	268.0	
塔	0.04	189.7	
	0.06	284.5	



(a) 桁と塔



(b) ケーブル

図-2 応力-ひずみ曲線

2.3 死荷重と活荷重

主桁の死荷重強度 w_G および主塔の死荷重強度 w_T は、各々

$$\begin{aligned} w_G &= 1.4AG\gamma_s + 68.6 \\ w_T &= 1.4AT\gamma_s \end{aligned} \quad (1)$$

を用いて算出する。ここに、1.4は軸力に抵抗しないダイヤフラム、横リブ、対傾構等の重量を見込むために仮定した割り増し係数、 γ_s は鋼材の単位体積重量で76.93 kN/m³である。68.6 kN/mは舗装のアスファルトなどの後死荷重を仮定している^{1),6),19)}。活荷重は、本州四国連絡橋公団の上部構造設計基準・同解説¹³⁾に示される等価L荷重を用いて算出する。事前検討において線荷重を考慮しても終局強度に大きな差が見られなかったため線荷重については考慮していない。解析に用いる主桁と主塔の死荷重と活荷重をまとめたのが表-2である。

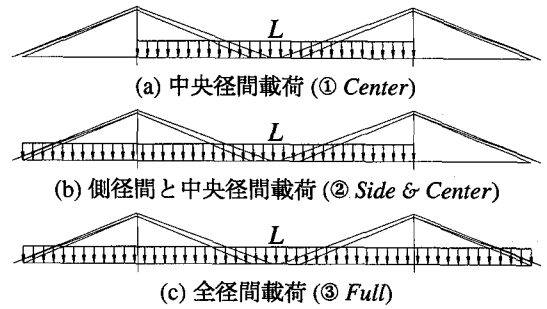
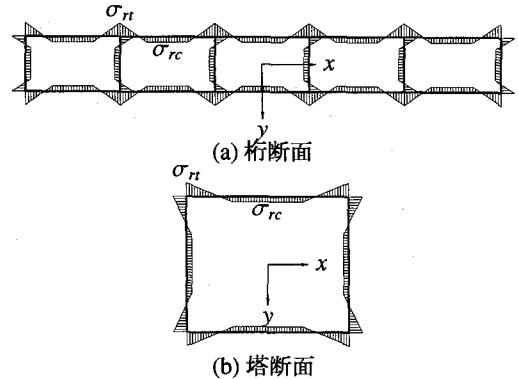


図-3 活荷重の載荷ケース



$$\sigma_{nt} = \sigma_y, \sigma_{rc} = 0.4\sigma_y$$

図-4 残留応力分布

2.4 弾塑性有限変位解析

本論文では、一部他定式斜張橋の耐荷力を評価する手法として弾塑性有限変位解析法^{4),5)}を用いる。

解析モデルは、桁と塔を3次元はり要素、ケーブルに4節点を持つ3次元ケーブル要素¹⁴⁾を用いて立体骨組構造としてモデル化した。応力-ひずみ関係には、桁と塔に完全弾塑性型を、ケーブルにはパイリニア型を採用する。解析に適用した桁と塔、ケーブルの応力-ひずみ曲線を図-2に示す。図中、 σ_y は降伏応力、 ϵ_y は降伏ひずみ、 σ_u は引張強さ、 ϵ_u は破断ひずみ、 E はヤング係数、 E' はひずみ硬化係数を示している。図-2(b)のケーブルの応力-ひずみ曲線は、降伏応力(σ_y)を1157 N/mm²、引張強さ(σ_u)を1569 N/mm²、破断伸び(ϵ_u)を4.0%として決定した。なお、これらは、道路橋示方書¹⁵⁾に示される規格値の下限を採用している。

荷重の載荷方法は、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。なお、荷重載荷時のケーブルプレストレスの扱いについては、これまで種々の検討^{6),8),16)}が行なわれている。しかしながら、著者らの研究⁶⁾においてプレストレスを考慮するか否かが終局強度に与える影響が比較的小さいこと、さらにプレストレスを考慮しない場合が安全側な取り扱いとなることが明らかにされている。そのためここでは、荷重増分においてプレストレスを考慮していない。また、増

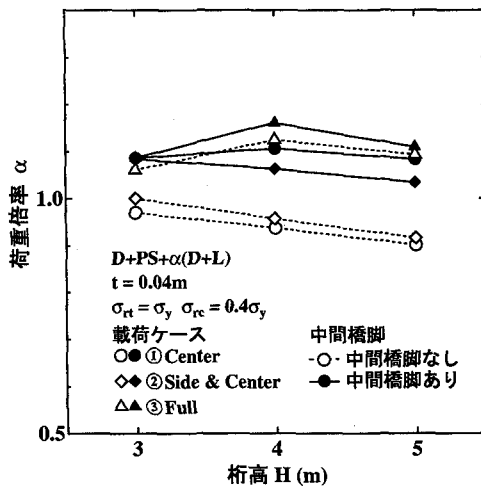
表-3 終局時の荷重倍率 α_u

(a) 塔断面の板厚 $t = 0.04$ m

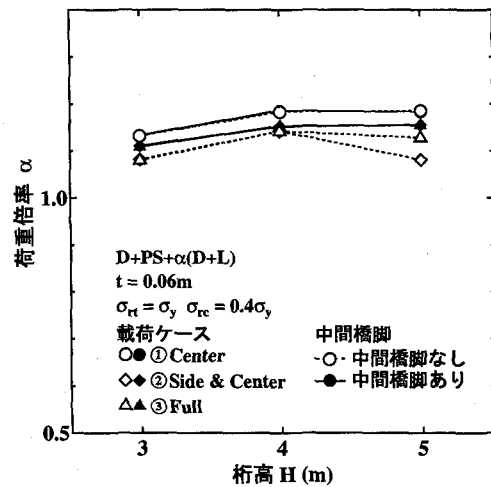
荷重ケース	残留応力なし						残留応力あり					
	中間橋脚なし			中間橋脚あり			中間橋脚なし			中間橋脚あり		
	桁高 3 m	4	5	3	4	5	3	4	5	3	4	5
① Center	1.04	0.99	0.96	1.12	1.16	1.16	0.97	0.94	0.90	1.09	1.11	1.08
② Side & Center	1.06	1.01	0.98	1.12	1.16	1.15	1.00	0.96	0.92	1.08	1.06	1.03
③ Full	1.10	1.16	1.22	1.12	1.18	1.21	1.06	1.12	1.09	1.09	1.16	1.11

(b) 塔断面の板厚 $t = 0.06$ m

荷重ケース	残留応力なし						残留応力あり					
	中間橋脚なし			中間橋脚あり			中間橋脚なし			中間橋脚あり		
	桁高 3 m	4	5	3	4	5	3	4	5	3	4	5
① Center	1.17	1.21	1.24	1.16	1.21	1.24	1.13	1.18	1.19	1.13	1.19	1.18
② Side & Center	1.11	1.16	1.21	1.13	1.16	1.21	1.08	1.14	1.08	1.11	1.15	1.16
③ Full	1.11	1.17	1.21	1.13	1.17	1.21	1.08	1.14	1.13	1.11	1.15	1.15



(a) 塔断面の板厚 $t = 0.04$ m



(b) 塔断面の板厚 $t = 0.06$ m

図-5 終局時の荷重倍率と桁高の関係

分荷重に死荷重を含めるか否かについても議論のある所であるが、死荷重を含める場合、含めない場合共に報告されており、明確な規定は存在しない。そのため、今回の検討では著者らの既存の検討との整合性を考え、死荷重についても増分荷重に含めることにした。活荷重の荷重ケースは、塔もしくは構造全体系へ影響を与える代表的な荷重状態として図-3の3種類を対象とした。具体的には、活荷重を中央径間のみに載荷した中央径間載荷 (① Center)、一方の側径間と中央径間に載荷した側径間と中央径間載荷 (② Side & Center) 全径間に載荷した全径間載荷 (③ Full) の3種類を考慮した。

初期不整が一部他定式斜張橋の耐力に与える影響を検討するために、残留応力を桁と塔に導入した。残留応力は、道路橋示方書¹⁵⁾における柱の基準耐力曲線を参照し引張側 (σ_{rt}) に降伏応力 (σ_y) を、圧縮側は降伏応力の0.4倍 ($0.4\sigma_y$) とした。図-4に解析に用いた残留応力分布を示す。一方、残留応力の他に鋼部材の耐力に影響を与える要因として初期たわみが挙げられる。しかしながら、斜張橋の耐力解析への初期た

わみの導入法には、座屈固有値解析の座屈モードを用いた検討^{8),17)}や弾塑性有限変位解析の終局状態における弾塑性座屈モードを用いた検討¹⁰⁾などがあり、必ずしも明確でない。そのため、本研究では初期たわみについては考慮しなかった。また、局部座屈についても考慮していない。

3. 終局強度と挙動

3.1 終局強度

ここでは、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を行ない得られた終局強度の結果を示す。本研究では、終局強度に影響を与える要因として、面内剛性としての桁高、塔断面の板厚、中間橋脚の有無、初期不整としての残留応力、さらに、活荷重の荷重状態をパラメータとした。

表-3に弾塑性有限変位解析によって得られた終局時の荷重倍率 α_u を示す。ここで、荷重倍率 α 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

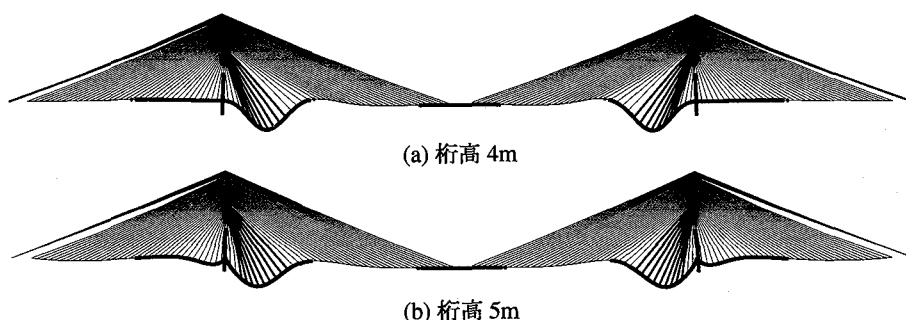


図-6 終局変位増分モード

に対して死荷重と活荷重の和 ($D+L$) を漸増载荷することによって得られた値であり、 $D+PS+\alpha(D+L)$ である。つまり、 $\alpha=0$ が死荷重とケーブルプレストレスが作用した状態に対応する。 α に 1 を加えた荷重倍率、すなわち、初期状態における死荷重とケーブルプレストレスを考慮した荷重倍率として $\beta=\alpha+1$ を定義する。また、終局時の荷重倍率を β_u と表現する。

終局時の荷重倍率が最も低い値となるのは、表-3(a) の塔断面の板厚が 0.04m の場合、残留応力なしでは、中間橋脚なし、桁高 5m、活荷重の载荷ケース① Center の場合で $\alpha_u=0.96, \beta_u=1.96$ となっている。また、残留応力ありでは、中間橋脚なし、桁高 5m、载荷ケース① Center の場合で $\alpha_u=0.90, \beta_u=1.90$ である。また、このケースが解析を実行した中で最も低い荷重倍率となった。しかしながら、終局時の荷重倍率は $\beta_u=1.90$ であり、面内耐荷力の観点から捉えれば、一部他定式斜張橋によって支間 1500m を越える斜張橋の可能性は十分にある。一方、表-3(b) の塔断面の板厚が 0.06m の場合は、残留応力を考慮しない残留応力なしにおいては、中間橋脚なし、载荷ケース② Side & Center、③ Full の荷重倍率が最小で $\alpha_u=1.11, \beta_u=2.11$ である。また、残留応力ありの場合では、中間橋脚なし、载荷ケース② Side & Center、③ Full で $\alpha_u=1.08, \beta_u=2.08$ が最小である。これらは、塔断面の板厚 $t=0.04m$ よりも大きな値となっている。

図-5に残留応力を考慮した場合の終局時の荷重倍率 α_u と桁高の関係を示す。図は、横軸に桁高を、縦軸は終局時の荷重倍率 α_u を表している。また、記号の形状は活荷重の载荷ケースを、記号の色と線種は中間橋脚の有無を示している。

図-5(a)を見ると、桁高の増加により一旦荷重倍率が増加するが、さらに桁高を増加させると逆に荷重倍率が減少するタイプと桁高を増加させるほど荷重倍率が減少するタイプの 2 種類に分類できる。それらを荷重ケース別に見れば、中間橋脚なしの場合は、载荷ケース③ Full で一旦荷重倍率が上昇し、それ以外の载荷ケースである② Side & Center、③ Full は桁高を増加させても荷重倍率が増加しない。桁高の増加に対して荷重倍率が減少する理由は、本研究では、桁高の変化に対しても同一の塔断面を用いているため、桁の死荷重が増

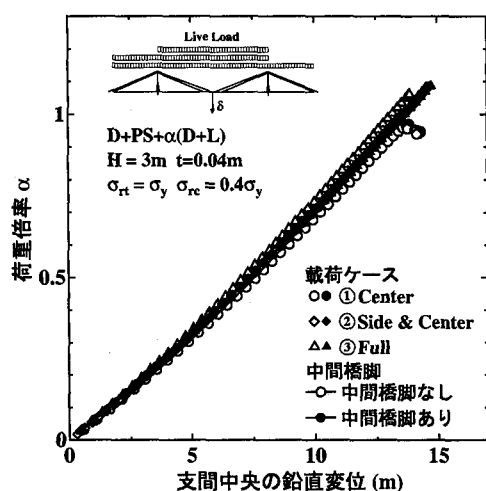
加することによって塔に生じる応力が増大し、それに伴ない初期降伏の発生が早まるとともに塑性化の進展が顕著となり、構造全体系の耐荷力が塔に支配されるためである。図-5(b)では、桁高の増加に対して荷重倍率も増加する傾向が支配的であるが、载荷ケースによっては、桁高 4m から 5m では横ばい、もしくは、減少に転じている。塔断面の板厚を 0.04m から 0.06m へ増加させることによって塔の剛性が増大し、桁高 3m から 4m への増加では、構造全体系の耐荷力が塔から塔と桁が複合的に塑性化を生じる構造へと変化することによって荷重倍率が増加する。一方、4m から 5m への桁高の増加によって、今度は塔位置の桁でのみ顕著に塑性化が進展するため、荷重倍率が増加しなくなる。

図-6に塔断面の板厚 0.06m、载荷ケース④ Center、桁高 4.5m での終局変位増分モードを示す。なお、終局変位増分モードとは、実際の変形形状を表わしている訳ではなく、終局に至る時の変位の増分をモード図として示したものである。この図より、終局付近での橋全体の挙動を判断することが可能である。太線が降伏した部材を示している。図-6(a)、6(b)を比較すると、桁高 4m では塔位置の桁は直線であるのに対して、桁高 5m では、塔位置の桁で折れたモードを生じている。このことから、桁高 4m と比較して桁高 5m では塔位置の桁の塑性進展が顕著でより塑性ヒンジに近い状態であることがわかる。

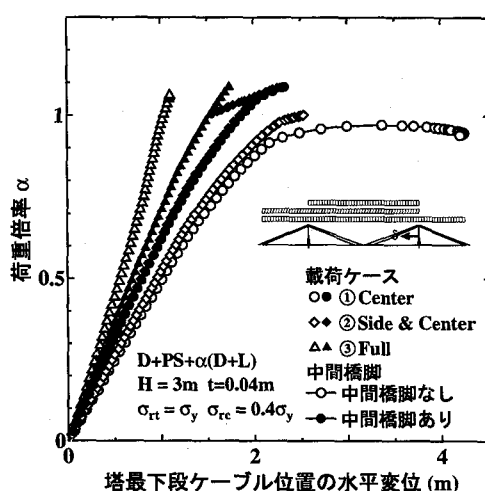
载荷ケースと荷重倍率について着目すると、図-5(a)では、载荷ケースは③ Full が最大なのに対して、図-5(b)では、① Center の荷重倍率が最も大きい。つまり、塔に対する影響が顕著である一方、桁に対する影響が小さい载荷状態である① Center において低い荷重倍率を示す塔断面の板厚が 0.04m 場合は、終局強度が塔に支配されている構造系であり、一方、高い荷重倍率を示す塔断面の板厚が 0.06m の場合は、桁支配と言うことができる。

3.2 終局挙動

ここでは、支間 1640m の一部他定式斜張橋の終局挙動として桁高 3m の場合について支間中央の鉛直変位と塔の最下段ケーブル位置の水平変位に着目し荷重変位曲線を示す。

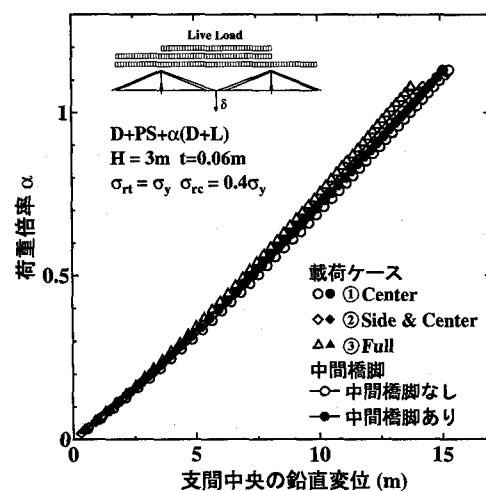


(a) 支間中央の鉛直変位

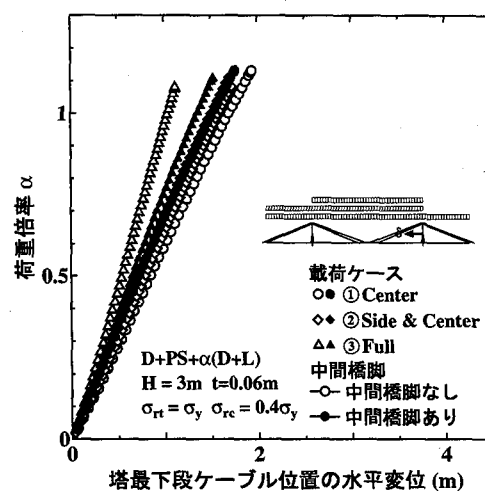


(b) 最下段ケーブル位置の水平変位

図-7 荷重変位曲線 (桁高 3m, 塔断面の板厚 $t = 0.04$ m)



(a) 支間中央の鉛直変位



(b) 最下段ケーブル位置の水平変位

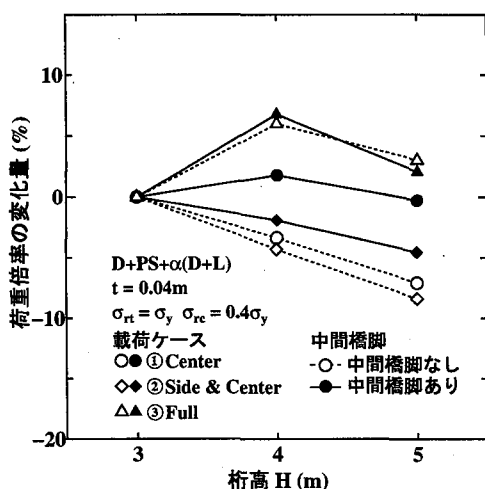
図-8 荷重変位曲線 (桁高 3m, 塔断面の板厚 $t = 0.06$ m)

図-7に、塔断面の板厚が0.04mの場合の着目点の荷重変位曲線を、図-8に、塔断面の板厚が0.06mの場合を示す。図-7(a)は塔断面板厚が0.04mで支間中央の鉛直変位に対する荷重変位曲線である。図の横軸は変位を、縦軸は荷重倍率を表している。また、記号の形状は載荷ケースを記号の色は中間橋脚の有無を示している。図から、変位は荷重の増加に従ってほぼ直線的に増加し、ほぼ線形の挙動と言える。また、支間中央には引張軸力が生じるため、荷重の増加に従い変位が減少する傾向が見られる。中間橋脚の有無、活荷重の載荷ケースともに影響は小さくほぼ同じ曲線となっている。図-7(b)は塔の最下段ケーブル位置の水平変位に対する荷重変位曲線である。図から、初め変位は荷重の増加に従ってほぼ直線的に増加していくが、 $\alpha = 0.7$ 付近から中間橋脚の有無に関わらず載荷ケース① Center、② Side & Centerで非線形の影響が顕著に現われ傾きが小さくなり、最終的に変位のみが増加する挙動を生じて終局を迎える。このことから、載荷ケース① Center、

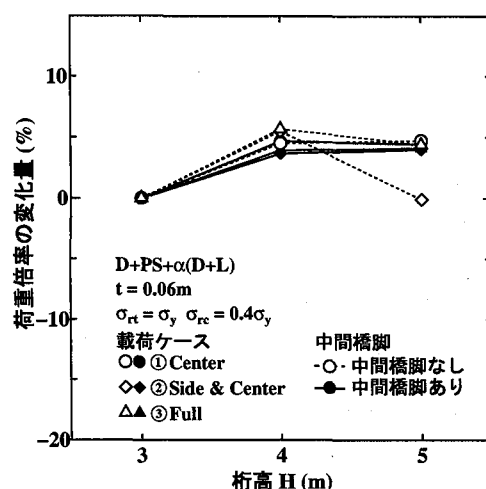
② Side & Centerでは構造全体系の耐荷力に塔の挙動が大きな影響を与えていることがわかる。一方、③ Fullでは荷重変位曲線はほぼ直線であり、塔の影響は小さい。

塔断面の板厚が0.06mの場合、支間中央の鉛直変位に対する荷重変位曲線は、ほぼ線形の挙動である。図-8(b)の塔の最下段ケーブル位置の水平変位に対する荷重変位曲線は、ほぼ直線であり、塔断面の板厚が0.04mの場合と比較して構造全体系の耐荷力に対する塔の影響は小さいことがわかる。

図-7(b),8(b)の塔の最下段ケーブル位置の水平変位に対する荷重変位曲線で荷重がピークに達してから低下する挙動、すなわち終局状態が明確でないものについては、桁が構造全体系の耐荷力に大きな影響を与えている場合であり、桁から適切な着目点を選択することによって終局状態の明確な荷重変位曲線を得ることができる。しかしながら、適切な着目点は解析条件によって大きく異なっている。そのため、桁の荷重変位曲線として代表的な支間中央の変位を示すことにした。



(a) 塔断面の板厚 $t = 0.04\text{ m}$



(b) 塔断面の板厚 $t = 0.06\text{ m}$

図-9 荷重倍率の変化量と桁高の関係

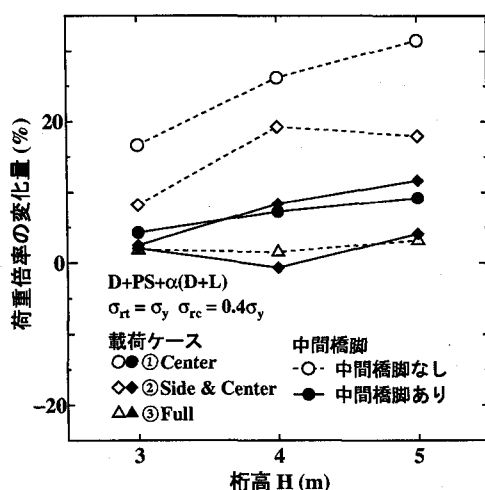


図-10 荷重倍率の変化量と塔断面板厚の関係

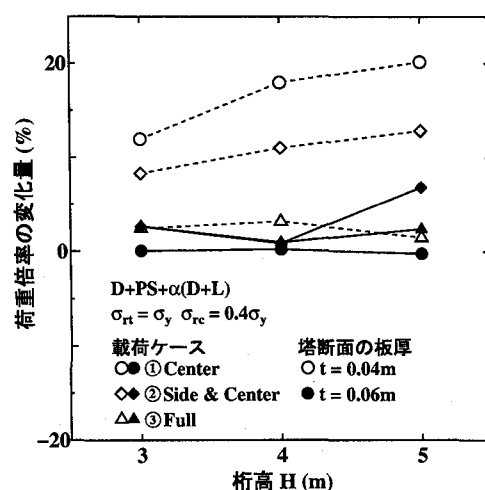


図-11 荷重倍率の変化量と中間橋脚の関係

4. 終局強度に与える構造パラメータの影響

4.1 桁高の影響

主桁の終局強度に最も大きな影響を与える桁高をパラメータとし、桁高と終局強度との関係について検討を加える。

図-9に荷重倍率の変化量と桁高の関係を示す。図は、横軸に桁高を、縦軸には桁高3mの荷重倍率を基準にして桁高4.5mの荷重倍率の変化量を示した。すなわち、縦軸は、桁高3mに対して終局強度がどの程度増減したのかを示している。縦軸である荷重倍率の変化量が正の場合は、桁高3mに対して荷重倍率が増加したこと、負の場合は減少したことを示す。

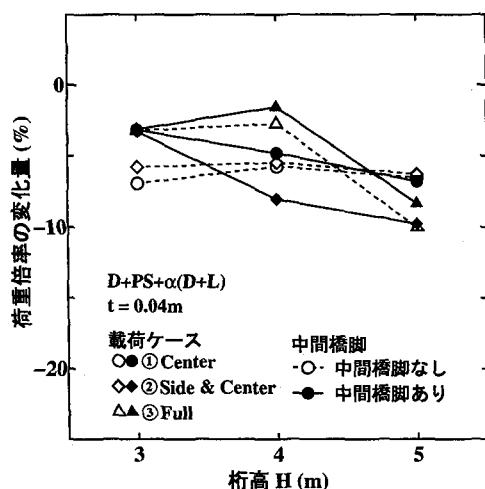
図-9から荷重倍率に対する桁高の影響として次のことが言える。桁高を1m増加させたことに対する荷重倍率の増加は、最大でも6%程度であり、経済性の観点からは、桁高は低い方が望ましく、面内耐力力に対しては、桁高を高くする積極的な理由は見当たらない。桁

と塔の剛性バランスには注意を必要とし、桁高の増加に伴ない載荷ケースによっては終局強度が減少することがある。桁高の増加よりも塔の剛性の増加による面内剛性の向上の方が終局強度の面からは望ましく、活荷重載荷状態の影響も小さい。

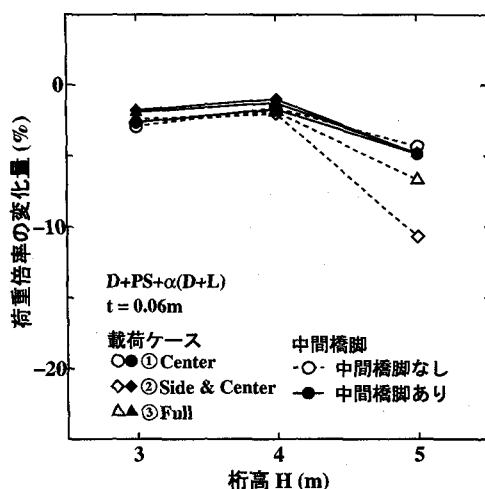
4.2 塔断面の板厚と中間橋脚の影響

面内剛性が終局強度に与える影響を把握するために塔断面の板厚と中間橋脚をパラメータとした解析を行った。ここでは、塔断面の板厚の変化と中間橋脚の有無が終局強度に与える影響について検討を加える。

図-10に荷重倍率の変化量と塔断面板厚の関係を示す。図は、横軸に桁高を、縦軸には塔断面の板厚が0.04mの場合の荷重倍率を基準にして0.06mの荷重倍率の変化量を示した。つまり、縦軸は塔断面板厚を0.04mから0.06mに増厚し面内剛性を大きくした場合に終局強度がどの程度増減するのかを示している。図中、記号の形状は活荷重の載荷ケースを、記号の色と線種は中



(a) 塔断面の板厚 $t = 0.04$ m



(b) 塔断面の板厚 $t = 0.06$ m

図-12 荷重倍率の変化量と残留応力の関係

間橋脚の有無を示している。

中間橋脚なしの場合、図中では点線かつ白記号に着目すれば、桁高 3m では最大 15% 程度荷重倍率が増加することがわかる。載荷ケースの中では① Center (○記号) が最大で 15% 程度、次に② Side & Center (◇記号) で 8% 程度、最も変化量が小さいのは③ Full (△記号) で、数% である。このことから、塔に顕著な影響を与える載荷条件である① Center、② Side & Center ほど終局強度の増加が著しく、塔断面板厚の増加に伴う面内剛性向上が終局強度に寄与していることがわかる。また、桁高が増加するにつれて、荷重倍率の変化量は大きくなり、桁高 5m の① Center (○記号) で最大 30% 程度増加する。一方、図中では実線かつ黒記号で示される中間橋脚ありの場合は、中間橋脚なしの場合と比較して変化量は小さく、桁高 3m の① Center (●記号) で最大 5% 程度である。これは、中間橋脚の設置に伴う面内剛性の向上によって、耐力力が塔に支配される状況から桁が支配的な状況へ変化するためである。そのため、塔断面板厚の増加により面内剛性を増加させたとしても、すでに桁の塑性化によって終局強度が支配されるという状況であるためその効果は小さい。

図-11 に荷重倍率の変化量と中間橋脚の関係を示す。図は、横軸に桁高を縦軸には、中間橋脚を設置しない状態から側径間に中間橋脚を 3 基 (全橋 6 基) 設置した状態での荷重倍率の変化量を示した。つまり、縦軸は中間橋脚を設置したことによって終局強度がどの程度増減するのかを示している。図中、記号の形状は活荷重の載荷ケースを、記号の色と線種は塔断面板厚を示している。

点線かつ白記号で示される塔断面板厚が 0.04m の場合、中間橋脚の設置によって桁高 3m で① Center (○記号) の場合 10% 程度荷重倍率が増加している。一方、塔の剛性を増加させた塔断面板厚が 0.06m の場合は、

桁高 3m で最大でも数% の増加 (◆、▲記号) となっている。荷重倍率の変化量は、図-10 の塔断面板厚をパラメータとした場合と同一の傾向を示し、面内剛性の低い塔断面板厚が 0.04m の場合ほど、載荷ケース① Center、② Side & Center の塔に対する影響が大きい載荷条件の荷重倍率の増加が顕著となっている。

これらのことから、塔断面を増厚し面内剛性を高めること、もしくは、中間橋脚を設置することによって面内剛性を向上させることは、一部他定式斜張橋の終局強度の向上に対して十分な効果を持っていることがわかる。

4.3 残留応力の影響

部材の耐力力に影響を与える要因のひとつに残留応力が挙げられる。ここでは、残留応力が一部他定式斜張橋の終局強度に与える影響を把握するために桁と塔に残留応力を考慮した場合と無視した場合の終局時の荷重倍率を比較検討を加える。

図-12 に荷重倍率の変化量と残留応力の関係を示す。図は、横軸に桁高を縦軸には、残留応力を考慮しない場合を基準に考慮した場合の荷重倍率の変化量を示した。つまり、縦軸は残留応力の有無によって終局強度がどの程度増加、もしくは減少するのかを示している。縦軸の値が正の場合は、耐力力が増加したことを、負の場合は減少したことを表わす。図中、記号の形状は活荷重の載荷ケースを、記号の色と線種は中間橋脚の有無を示している。

残留応力の考慮による終局強度の低下は、最大で 10% 程度あることがわかる。しかしながら、経済性の観点から桁高は低いほうが望ましく、桁高を 3m に限定すれば、塔断面板厚が 0.04m で、中間橋脚なしの場合は、最大 7% 程度であるが、中間橋脚ありの場合では、載荷ケースに関わらず 3% 程度とかなり小さい。また、

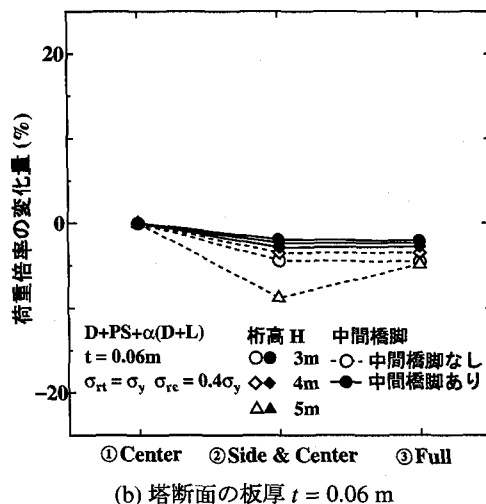
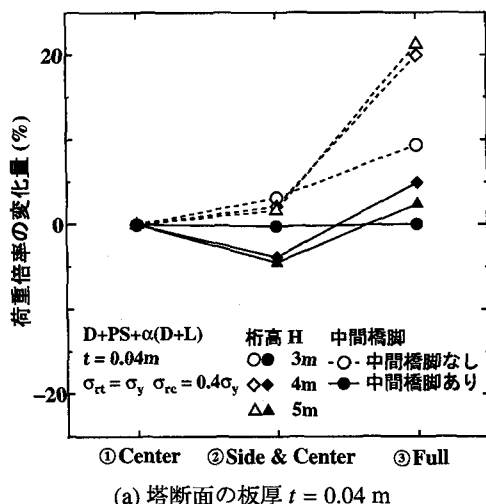


図-13 荷重倍率の変化量と荷重載荷ケース

図-12(b)の塔断面板厚が0.06mの場合、中間橋脚の有無に関わらず終局強度の低下は3%程度である。さらに本研究では、残留応力として引張側に σ_y 、圧縮側には $0.4\sigma_y$ を考慮した。しかしながら、圧縮残留応力は既存の検討^(8),18)では、 $\sigma_{rc} = 0.2$ 程度であることから、終局強度の低下は、さらに小さくなる。このため、図-4の残留応力の分布形状と補剛材を伴った実構造物との分布形状の差異について問題は残るとしても、一部他定式斜張橋を対象とした弾塑性有限変位解析を行なう上で、残留応力は重要な要因ではないと言える。

4.4 荷重載荷ケースの影響

ここでは、一部他定式斜張橋の終局強度に活荷重の載荷状態が与える影響を把握するために図-2の活荷重載荷ケースの変化による荷重倍率を比較し検討を加える。

図-13に荷重倍率の変化量と載荷ケースとの関係を示す。図は、横軸に載荷ケースを、縦軸に桁高に応じた荷重倍率の変化量を示した。荷重倍率の変化量は、各桁高の載荷ケース①Centerの終局時の荷重倍率を基準に載荷ケースの変化によって荷重倍率がどう変化するかを示している。縦軸の値が正の場合は、載荷ケース①Centerよりも荷重倍率が大きく耐荷力が増加したことを、負の場合は減少したことを表わす。図中、記号の形状は桁高を、記号の色と線種は中間橋脚の有無を示している。

図-13(a)の塔断面の板厚が0.04mの場合について見ると、中間橋脚なしでは、載荷ケース①Centerが最も小さい値である。桁高3mで最も大きな荷重倍率を与える載荷ケース③Fullと比較して10%程度の差となる。一方、中間橋脚ありでは、載荷ケース②Side & Centerが最も小さい値となる。図-13(b)の塔の板厚が0.06mの場合は、載荷ケース②Side & Centerで最も小さい値となり、中間橋脚なし、桁高5mで10%程度の差を生じるが、その他の桁高では5%以内に収まっている。特

に、中間橋脚あり桁高3mでは数%である。

今回対象とした活荷重載荷ケースは3ケースと限定されている。しかしながら、桁高3mで死荷重が活荷重の約6倍程度の値であり、死荷重と活荷重を共に増分させる場合、終局強度に対しては死荷重の影響が支配的で活荷重の影響はさほど大きくないと考えられる。このことから、中間橋脚を設置し、桁高3m程度の一部他定式斜張橋では、活荷重の載荷状態が終局強度に与える影響は小さいと言える。

5. まとめ

一部他定式斜張橋の終局強度に影響を与える要因の把握を目的として、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を行い、終局強度特性について検討を行った。得られた結果をまとめると以下のようなになる。

1. 終局時の荷重倍率が最も低い値となった条件は、塔断面の板厚が0.04m、残留応力を考慮、中間橋脚を設置しない、桁高5m、載荷ケース①Centerの場合であり、その値は $\alpha_u = 0.90, \beta_u = 1.90$ である。しかしながら、終局時の荷重倍率は $\beta_u = 1.90$ であり、面内耐荷力の観点から捉えれば、一部他定式斜張橋によって支間1500mを越える斜張橋の可能性は十分にある。
2. 桁高の終局強度に対する影響としては、桁高を1m増加させたことに対する荷重倍率の増加は、最大でも6%程度であり、経済性の観点からは、桁高は低い方が望ましく、面内耐荷力に対しては、桁高を高くする積極的な理由は見当たらない。
3. 塔の板厚を0.04mから0.06mに変化させ塔剛性を大きくした影響としては、特に、中間橋脚を設置しない場合に終局強度の向上が顕著であり、桁高3mでは最大15%程度荷重倍率が増加する。また、

桁高が増加するにつれて、荷重倍率の変化量は大きくなり、桁高5mでは最大30%程度増加する。一方、中間橋脚を設置したモデルでは、設置しないモデルと比較して荷重倍率の変化量は小さく、桁高3mで最大5%程度である。

4. 中間橋脚の有無による影響としては、塔断面の板厚が0.04mの場合、中間橋脚の設置によって桁高3mで最大10%程度荷重倍率が増加する。一方、塔の剛性を高めた塔断面の板厚が0.06mの場合には、数%しか増加しない。
5. 塔断面を増厚し面内剛性を高めること、もしくは、中間橋脚を設置することによって面内剛性を向上させることは、一部他定式斜張橋の終局強度の向上に対して十分な効果を持っている。
6. 残留応力の考慮による影響としては、終局強度の低下は、桁高3mでは7%程度、最大で10%程度である。しかし、中間橋脚を設置するか、塔の剛性を増加させることによって低下量は数%となる。残留応力として、圧縮側に $0.4\sigma_y$ という大きめの値を用いたことを考慮すれば、さらに終局強度の低下は小さくなる。このため、一部他定式斜張橋を対象とした弾塑性有限変位解析を行なう上で、終局強度の観点から残留応力は、重要な要因ではないと言える。
7. 荷重載荷ケースの影響としては、中間橋脚を設置していないモデルでは、桁高3mで載荷ケース間の終局強度の差は最大10%程度となる。一方、中間橋脚を設置したモデルでは、桁高3mで数%である。このため、中間橋脚を設置し、桁高3m程度の一部他定式斜張橋では、活荷重の載荷状態が終局強度に与える影響は小さい。

あとがき

今回の検討では局部座屈を考慮していない。しかしながら、実際の断面では局部座屈の発生によって局部座屈を考慮しない場合より終局強度が低下すると考えられる。より精度の高い終局強度の算出のためには局部座屈を考慮する必要がある。今後の検討課題といえる。また、今回対象とした支間1600mクラスの橋梁としては現在十分実績のある吊橋が存在する。そのため、一部他定式斜張橋の実現のためには吊橋との経済性比較を含め多くの課題が残されており、今後の検討が必要である。

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) N. J. Gimsing: Cable Supported Bridges Concept and Design Second Edition, John Wiley & Sons, 1998.
- 3) 金子傑, 中山武志, 向山辰夫, 岩城達思, 竹川佐詠子: 部分アースアンカー式斜張橋の長大橋への適用性, 土木学会論文集, No.510/VI-26, 113-124, 1995.
- 4) 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.
- 5) 謝旭, 長井正嗣, 山口宏樹: ケーブルの塑性化を考慮した長大斜張橋の終局挙動に関する考察, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.229-236, 1998.
- 6) 長井正嗣, 謝旭, 山口宏樹, 野上邦栄, 新井田勇二: 斜張橋主桁の終局挙動・強度特性の解明と安定照査に関する一考察, 土木学会論文集, No.647/I-51, pp.253-265, 2000.
- 7) 長井正嗣, 坂根秀和, 謝旭, 山口宏樹, 野上邦栄, 藤野陽三: 長大斜張橋のケーブル安全率設定が静的、動的不安定挙動に与える影響に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.151-160, 2000.
- 8) 田中克宏, 北田俊行: 鋼橋構造物の耐荷力算定のための弾塑性有限変位解析について, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.125-136, 2001.
- 9) 野口二郎, 北田俊行, 引口学: 鋼斜張橋の部材安全率と橋梁全体の終局強度との関係, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.137-146, 2001.
- 10) 田中克宏, 北田俊行: 弾塑性有限変位解析によるニールセン・ローゼ橋および斜張橋の耐荷力照査法について, 鋼構造論文集, Vol.8 No.30, pp.39-49, 2001.
- 11) 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.
- 12) 岩崎秀隆, 野上邦栄, 長井正嗣: 一部他定式斜張橋の終局強度特性に関する検討, 第28回関東支部技術研究発表会講演概要集, pp.82-83, 2001.
- 13) 本州四国連絡橋公団: 上部構造設計基準・同解説, 1989.
- 14) 謝旭, 伊藤学, 山口宏樹: Updated Lagrangian手法による柔ケーブルの非線形解析, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.427-434, 1995.
- 15) 日本道路協会: 道路橋示方書, 同解説, I 共通編, II 鋼橋編, 1996.
- 16) 北田俊行, 野口二郎, 丹生光則, 狩野正人: 斜張橋の耐荷力解析におけるプレストレスの取扱いに関する一考察, 構造工学における数値解析シンポジウム論文集, Vol.18, pp.371-376, 1994.
- 17) 中村一史, 前田研一, 紺野誠, 師山裕, 林正: 長大斜張橋の分岐座屈特性に及ぼす初期たわみの影響と荷重条件, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.229-240, 2000.
- 18) 本州四国連絡橋公団: 鋼上部構造委員会報告書, 1993.
- 19) 長井正嗣, 井澤衛, 中村宏: 斜張橋の基本計画設計法, 森北出版, 1997.

(2001年9月14日受付)