

一部他定式および自定式超長大斜張橋の弾塑性挙動と耐荷力 に関するパラメトリックスタディー

A Parametric Study on Elasto-Plastic Behavior and Ultimate Strength of
Partially Earth-Anchored and Self-Anchored Cable-Stayed Bridges

野上邦栄* ・岩崎秀隆** ・秋本泰治*** ・長井正嗣****

Kunieo NOGAMI, Hidetaka IWASAKI, Yasuharu AKIMOTO and Masatsugu NAGAI

*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)

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

***工修 JFE エンジニアリング (株) 鋼構造事業部橋梁設計部 (〒 230-8611 神奈川県横浜市鶴見区末広町 2-1)

****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 presents the ultimate behavior and strength of super long span cable-stayed bridges based on a 3D elasto-plastic finite displacement analysis. A partially earth-anchored cable-stayed bridge model with a center span length of 1640-meters and a self-anchored cable-stayed bridge model with a center span length of 1400-meters are dealt with, and the girder depth, plate thickness of towers, existence of intermediate piers, live load conditions and residual stresses are chosen as parameters. From this comparative study, the following interesting results are obtained. (1) The differences of compressive residual stress distributions and girder depth have little effect on the ultimate strength. (2) The increase of stiffness of the tower and the existence of the intermediate pier makes the load-carrying capacity higher. (3) Partially earth-anchored cable-stayed bridge has almost the same strength capacity as self-anchored bridge and is effective to realize much longer cable-stayed bridge.

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

1. はじめに

近年、斜張橋の発展は目覚しく従来吊橋の領域と考えられていた支間長にまで長大化が進んでいる。現在、世界最長の鋼斜張橋として本州四国連絡橋公団の多々羅大橋 (890m) が完成しているが、中国では中央径間長 1088m の超長大斜張橋の建設計画が進められており、支間 1000m を越える日もそう遠くないと思われる。

現在、我が国において建設されている斜張橋は、図-1 に示すようなケーブル構造であり、一般に自定式斜張橋と呼ばれている。この構造形式は、主塔から張られているケーブルが全て主桁に定着されており、主桁と主塔はケーブル張力により軸圧縮力を受ける。したがって、支間が長大化するほど軸圧縮力は増大し、従来の斜張橋とは異なり桁が先に座屈することが考えられる。斜張橋主桁に作用する軸圧縮力は、橋全体の耐荷力を大きく左右することから、断面の大型化が避けられなくなる。したがって、斜張橋が長大橋領域で経済性を発揮し得るためには、主桁軸力の低減対策および断面の合理的な設計法の確立が重要となる¹⁾。

そこで、主桁軸力の低減対策として提案されたケーブルシステムに、一部他定式斜張橋^{2),3)}がある。この構造形式は、我が国でも本四架橋において検討されたものの実際に採用された実績はない⁴⁾。この構造形式は、図-2 のように側径間の上段のケーブルが主桁ではなく

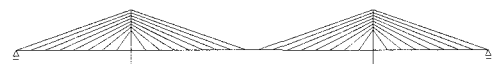


図-1 自定式斜張橋



図-2 一部他定式斜張橋

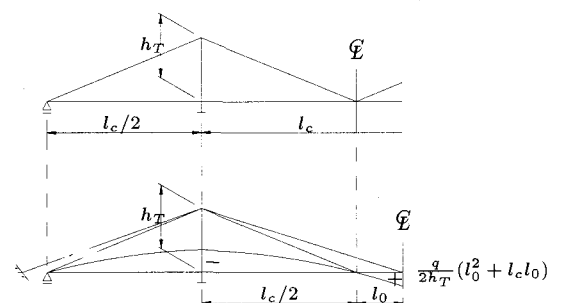


図-3 自定式・一部他定式斜張橋の主桁軸力

アースアンカーに定着されている。中央径間側のケーブルによって吊られている図-2 の色付きの領域が、他定区間であり、主桁に圧縮と引張軸力を発生させる力

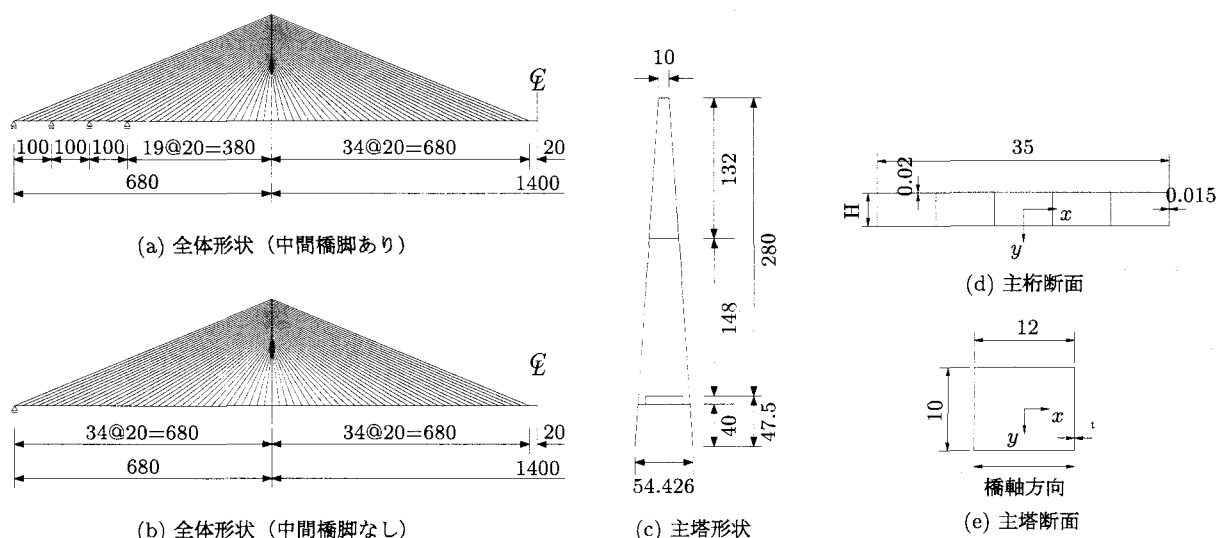


図-4 1400m 自定式モデル (m)

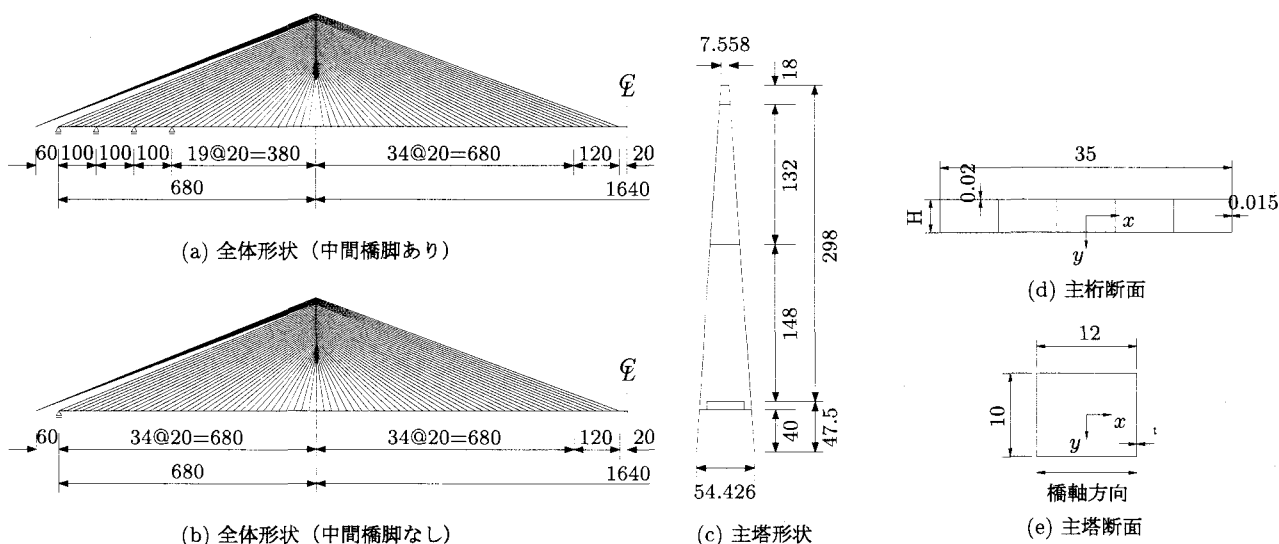


図-5 1640m 一部他定式モデル (m)

学的特性を持っている。

いま、主桁全長に等分布荷重 q を載荷した場合の両斜張橋主桁の軸力分布を表したのが図-3 である。自定式では、支間中央部において軸力がゼロとなっているのに対し、一部他定式では桁端部で軸力零となり、支間中央部で引張軸力 (+領域) が発生している。したがって、自定式斜張橋と同一径間を持つ一部他定式斜張橋は、支間中央部に発生した引張軸力の分だけ、塔位置・桁端部での圧縮軸力が低下できることになる。一方、一部他定式斜張橋の塔位置主桁に自定式斜張橋と同等の圧縮軸力を持たせるのであれば、これまでに著者の一人は、理論上自定式斜張橋の中央径間長の $\sqrt{2}$ 倍の長支間化が可能であると報告している^{5),6)}。しかし、これまで一部他定式斜張橋の弾塑性挙動およびその力学的特性に着目して検討した報告は少なく⁵⁾⁻¹⁰⁾、また自定式斜張橋と対比させて終局強度特性の面から検討した研究はない。

そこで、本研究では中央径間長 1640m の一部他定式

超長大斜張橋と中央径間長 1400m の自定式超長大斜張橋を対象として、両橋梁の弾塑性挙動および終局強度特性の比較検討を行い、より長大斜張橋の実現に向けた資料を提供することを目的とする。ここでは、これまでに開発した弾塑性有限変位解析法^{9),11),12)}により、塔剛性 (板厚)、桁剛性 (桁高)、中間橋脚の有無、荷重・荷重条件、および残留応力分布をパラメータにして耐荷力に着目したパラメトリックスタディーを行う。なお、中央径間長 1640m の一部他定式斜張橋は、中央径間長 1400m の自定式斜張橋に他定区間長 240m を加えたものであり、両モデルは桁の塔位置において同等の桁最大軸圧縮力が発生するという関係を持つ。

2. 斜張橋モデル

2.1 基本条件

本研究で対象とした解析モデルは、中央径間長 1400m、側径間長 680m の自定式斜張橋および中央径

表-1 主桁および主塔の断面諸元

	H, t (m)	A (m^2)	I_x (m^4)	I_y (m^4)	J (m^4)
主桁	3.0	1.670	3.353	181.504	7.109
	4.0	1.760	6.080	194.367	12.409
	5.0	1.850	9.688	207.229	19.052
主塔	0.04	1.760	30.667	40.320	52.364
	0.06	2.640	46.000	60.480	78.546
ケーブル	3.0	$5.310 \times 10^{-3} \sim 3.070 \times 10^{-2} (\text{m}^2)$			
	4.0	$5.502 \times 10^{-3} \sim 3.109 \times 10^{-2} (\text{m}^2)$			
	5.0	$5.695 \times 10^{-3} \sim 3.166 \times 10^{-2} (\text{m}^2)$			

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	

間長 1640m、側径間長 680m の一部他定式斜張橋である。中央径間長 1400m の自定式斜張橋を図-4 に示す。側径間長 680m は中央径間長の約 1/2 となるように設定した。なお、縦断勾配は考慮していない。また、側径間に 100m 間隔で 3 基の中間橋脚を設置した中間橋脚ありモデル (a) と設置しない中間橋脚なしモデル (b) を考慮する。主塔形状は (c) のような A 形塔とし、桁より上の塔の高さは支間の 1/5 とした 280m である。また、主塔と主桁の支持は非剛結タイプである。

主桁断面は、(d) に示す 5 セルの矩形断面からなり、全長等断面とした。補剛板については、板厚に換算して評価するものとし、板厚はウェブが 15mm、フランジが 20mm とした。フランジについては、リブを 8mm と仮定した。桁幅は 35m とし、桁高 H を 3、4、5m と変化させることによって桁の剛性を変えている。主塔断面は、(e) に示すような一室箱型断面とし、補剛板については主桁と同様に板厚に換算して評価する。その板厚は、40mm と 60mm の 2 ケースを考慮し、どちらもリブは 10mm と仮定した。なお、塔柱断面は塔高全長にわたり等断面である。

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、ケーブル定着間隔は桁 20m、塔では桁定着区間で 4m、他定区間で 3m とした。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を満足するように決定している^{1),5)}。

次に、中央径間長 1640m の一部他定式斜張橋を図-5 に示す。このモデルは、中央径間長 1400m 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力を 98MN と設定し⁶⁾、その値を超えないように決定した

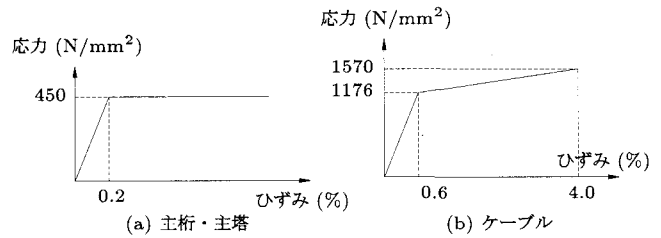


図-6 ケーブルの構成則

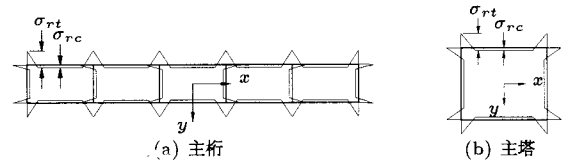


図-7 残留応力分布

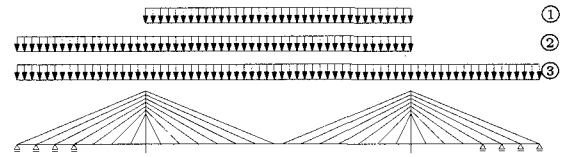


図-8 活荷重載荷状態

他定区間長 240m を加えたものである。それに伴い他定ケーブル定着区間分の 18m だけ塔の高さが中央径間長 1400m 自定式斜張橋より高く、主桁より上の塔高は 298m である。主桁、主塔およびケーブルの形状および断面は、中央径間長 1400m の自定式斜張橋と同一とし、また桁高 H を 3、4、5m に、主塔の板厚を 40mm、60mm に変化させて各々の剛性を変えけるとともに、中間橋脚ありモデル (a) と中間橋脚なしモデル (b) を考慮する。

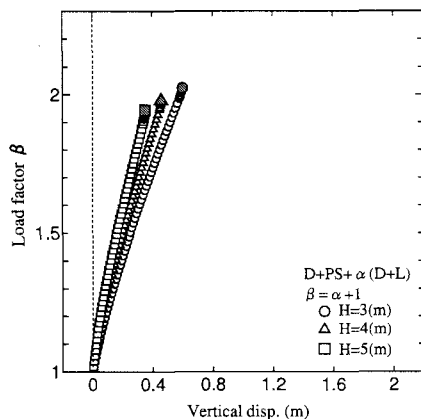
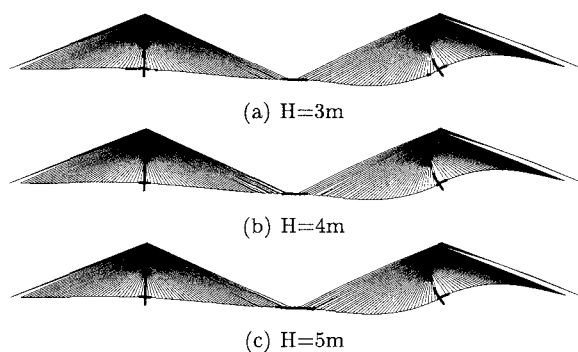
両形式斜張橋の主塔および主桁の鋼材には、基準降伏点 450N/mm^2 の SM570 を、ケーブルには引張強度 1570N/mm^2 の ST1570 を用いる^{13),14)}。得られた主桁、主塔およびケーブルの断面諸元を表-1 に示す。表中の H は桁高 (m)、 t は板厚 (m)、 A は断面積 (m^2)、 I_x, I_y は各々 x, y 軸回りの断面 2 次モーメント (m^4)、 J は St.Venant 定数 (m^4) を表わす。

なお、上述した両形式斜張橋の断面は、文献 1) に基づき風荷重に対する安全性を確認している。

2.2 荷重

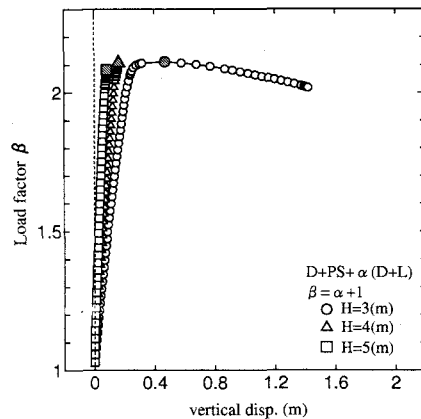
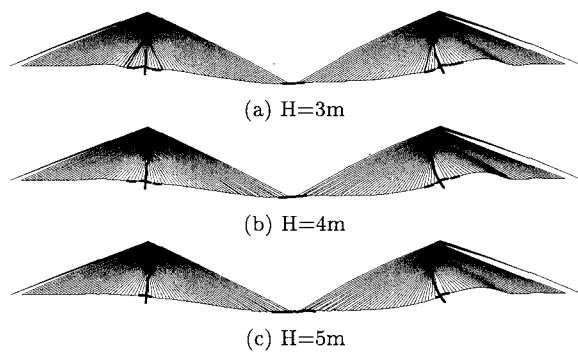
主桁の死荷重 $w_G (\text{kN/m})$ および主塔の死荷重 $w_T (\text{kN/m})$ は式 (1) を用いて算出する。ここで、1.4 は割り増し係数でボルトや軸力に抵抗しない補剛材などの部材を考慮した係数である。 γ_s は鋼材の単位体積重量で $76.93 (\text{kN/m}^3)$ である。 $A_G, A_T (\text{m}^2)$ は表-1 に与える主桁及び主塔の断面積である。68.6kN/m は舗装アスファルト、添加物などの後死荷重を仮定している⁵⁾。

$$\left. \begin{aligned} w_G &= 1.4 A_G \gamma_s + 68.6 \\ w_T &= 1.4 A_T \gamma_s \end{aligned} \right\} \quad (1)$$



(d) 荷重倍率と主桁鉛直変位の関係

図-9 桁高の終局挙動への影響 (中間橋脚なし)



(d) 荷重倍率と主桁鉛直変位の関係

図-10 桁高の終局挙動への影響 (中間橋脚あり)

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¹⁴⁾に示される等価 L 荷重を用いて算出する。ただし、活荷重は全長にわたり一定で支間 l_c を用いて算出するものとし、線荷重については考慮せずに等分布荷重のみを用いることにする。解析に用いる主桁と主塔の死荷重と活荷重の値は表-2 に示す。

2.3 残留応力と载荷条件

主桁、主塔およびケーブルに用いた鋼材の構成則を図-6 に示す。主桁および主塔は完全弾塑性体、ケーブルはバイリニア型弾塑性体と仮定している。

主桁および主塔には、残留応力を考慮し、その分布形状は、図-7 に示すような直線分布で理想化する。最大引張残留応力度は、降伏応力度 σ_y に達しているものとして $\sigma_{rt} = \sigma_y$ とし、圧縮残留応力度 σ_{rc} のみを解析パラメータとし、 $\sigma_{rc} = 0, -0.2\sigma_y, -0.4\sigma_y$ と変化させる。

荷重の载荷方法には、荷重 (D) と活荷重 (L) の組み合わせに対して種々の载荷方法があり、ここでは死荷重+プレストレス (PS) のかかる初期状態に対し、死荷重と活荷重の和 (D+L) を漸増载荷させる。よって $D+PS+\alpha(D+L)$ となる。 α は荷重倍率増分を表し、初期状態の $D+PS$ を 1 と考えると、荷重倍率 $\beta = \alpha + 1$ となる。

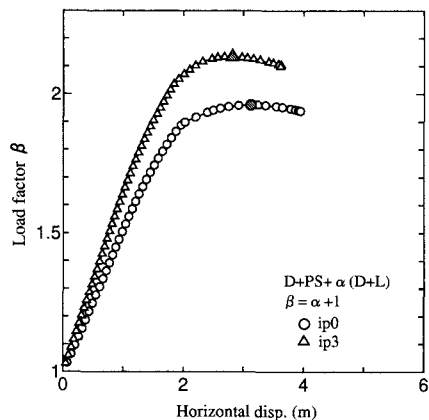
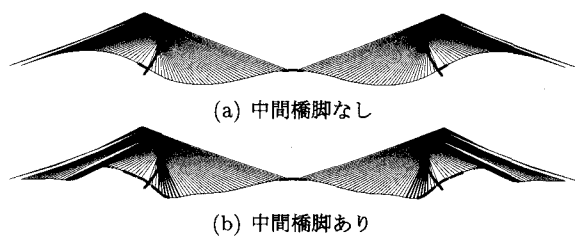
活荷重 L の载荷条件は、図-8 に示すように① 中央径間载荷、② 側径間 & 中央径間载荷、③ 全径間満載の 3 種類を考慮している。なお、弾塑性有限変位解析では、桁端部の軸方向変位を制御する変位増分法を用いて解析を行った。

3. 弾塑性挙動

中央径間長 1640m の一部他定式および中央径間長 1400m の自定式超長大斜張橋に対して弾塑性有限変位解析を実施し、得られた終局時 (最大強度に達した時) の変位増分モードおよび荷重-変位曲線から両斜張橋の弾塑性挙動を明らかにする。なお、変位増分モード図中の太線部は塑性化した領域を表す。また、荷重-変位曲線を表示する上で着目した位置およびその着目点変位 δ は、① 中央径間载荷では主塔における最下端ケーブル定着点の水平変位、② 側径間 & 中央径間载荷および ③ 全径間载荷では主桁左側の側径間の塔位置から 4 本目と 5 本目ケーブルの中間点の鉛直変位である。これは、① の载荷状態が主塔を、②、③ の载荷状態が主桁を支配するためである。以下では、圧縮残留応力度が $\sigma_{rc} = -0.2\sigma_y$ の場合について述べる。

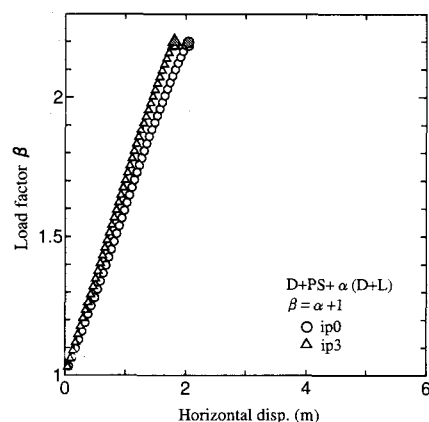
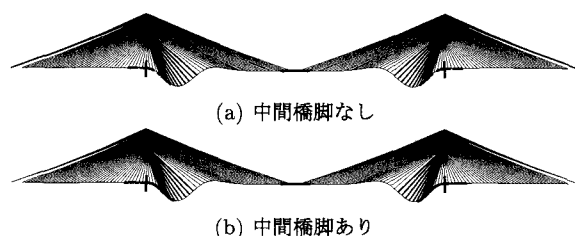
3.1 一部他定式斜張橋の挙動

まず、桁高が弾塑性挙動に与える影響について検討する。いま、偏載荷重条件②の基で、主塔の板厚が $t=0.04m$ の場合について解析した結果をまとめたのが図-9 および図-10 である。両図は、各々中間橋脚の有無に対して桁高を $H=3\sim 5m$ に変化させた場合の終局挙動を示している。(a)、(b)、(c) は各々桁高 $H=3m, 4m, 5m$ の場合の終局時変位増分モードを、(d) は各桁高の荷重-変位曲線を表している。(d) 図の横軸は、主桁の鉛直変位 δ 、縦軸は荷重倍率 β である。また、それぞれ格子線のかかっている点が終局限界点である。



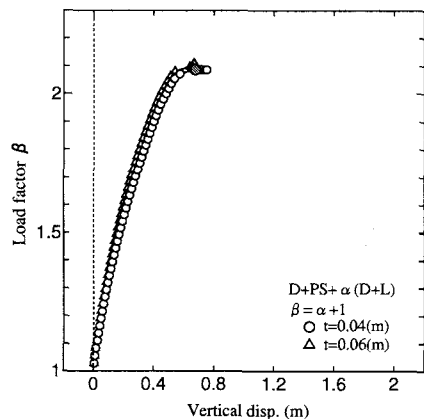
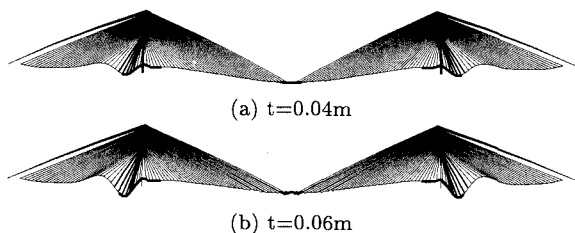
(c) 荷重倍率と塔最下端ケーブル定着部水平変位の関係

図-11 中間橋脚の有無の終局挙動への影響 ($t=0.04m$)



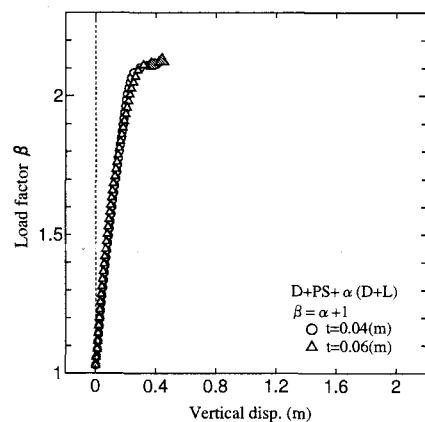
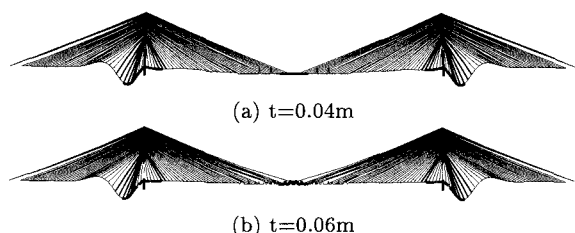
(c) 荷重倍率と塔最下端ケーブル定着部水平変位の関係

図-12 中間橋脚の有無の終局挙動への影響 ($t=0.06m$)



(c) 荷重倍率と桁着目点鉛直変位の関係

図-13 塔板厚の終局挙動への影響 (中間橋脚なし)

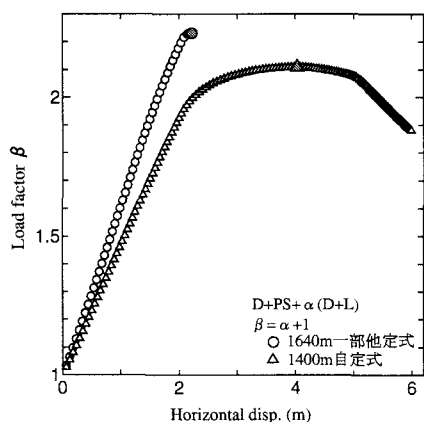
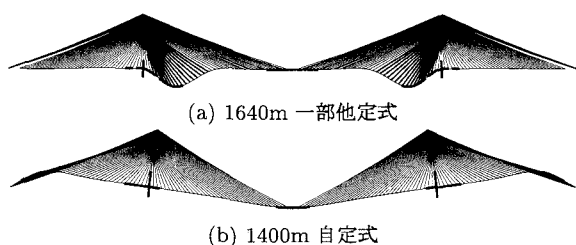


(c) 荷重倍率と桁着目点鉛直変位の関係

図-14 塔板厚の終局挙動への影響 (中間橋脚あり)

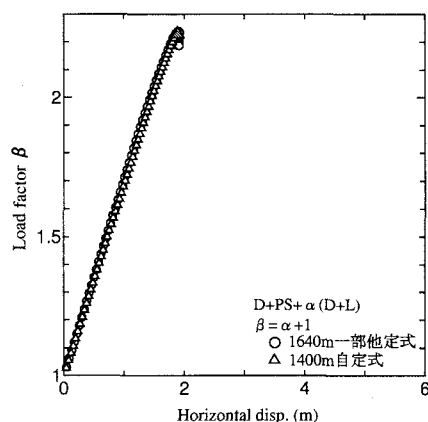
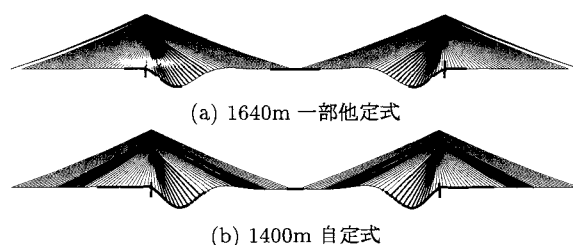
図-9の中間橋脚なしモデルの変位増分モードを見ると、桁高の違いによるモード形状、および塑性進展領域の違いはみられない。また、荷重-変位曲線は線形性を保ったまま終局状態を迎えている。さらに、終局強度は桁高が高くなるにしたがって低下している。これは、桁高の変化に対して同一塔断面を用いているため、主桁の死荷重が増加することになり、主塔に生じ

る応力が増大し、それに伴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主塔に支配されたためである。中間橋脚ありモデルの図-10では、桁高の違いによるモード形状の違いは現われないが、 $H=3m$ の場合、第5、6ケーブルに降伏領域が発生している。さらに、荷重-変位曲線に終局限界点が現われており、変位着目点位置付近が構



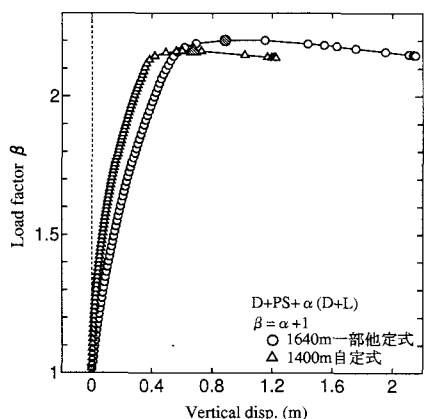
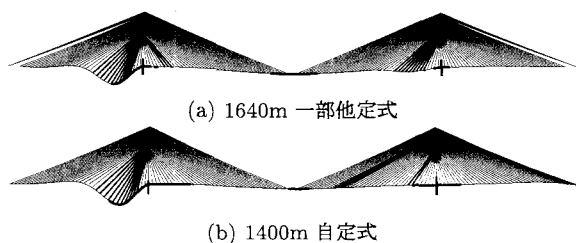
(c) 荷重倍率と塔最下端ケーブル定着部水平変位の関係

図-15 一部他定式斜張橋と自定式斜張橋の終局挙動比較
(中間橋脚なし, 荷重 ①)



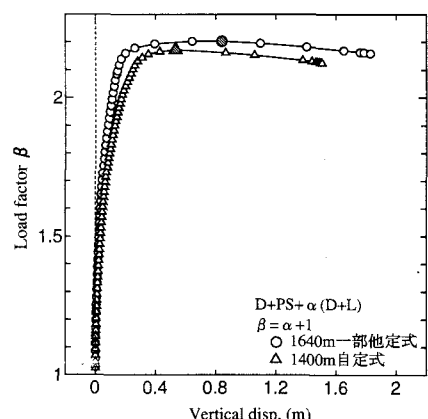
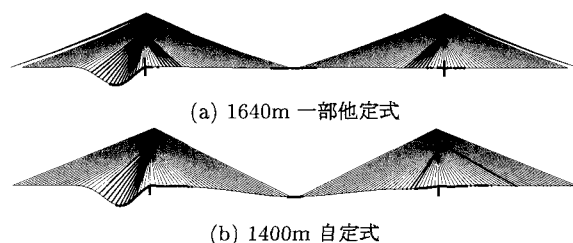
(c) 荷重倍率と塔最下端ケーブル定着部水平変位の関係

図-16 一部他定式斜張橋と自定式斜張橋の終局挙動比較
(中間橋脚あり, 荷重 ①)



(c) 荷重倍率と桁着目点鉛直変位の関係

図-17 一部他定式斜張橋と自定式斜張橋の終局挙動比較
(中間橋脚なし, 荷重 ②)



(c) 荷重倍率と桁着目点鉛直変位の関係

図-18 一部他定式斜張橋と自定式斜張橋の終局挙動比較
(中間橋脚あり, 荷重 ②)

造全体系の終局限界を支配していることがわかる。一方、桁高が高くなると中央径間中央の引張降伏領域の広がりが大きくなる。また、桁高の変化による終局強度に違いはほとんど見られないが、中間橋脚ありモデルの終局強度は中間橋脚なしモデルのそれに比べて上

昇している。

次に、中間橋脚の有無が弾塑性挙動に与える影響について、 $H=4\text{m}$ の中央径間載荷条件①のケースを取り上げて検討する。図-11 および図-12 は、各々主塔の板厚が $t=0.04\text{m}$ および $t=0.06\text{m}$ の場合である。(a) は

中間橋脚なしモデル、(b) は中間橋脚ありモデルの終局時変位増分モードを表す。(c) の荷重－変位曲線は、○が中間橋脚なしモデル (ip0)、△が中間橋脚ありモデル (ip3) を表している。横軸は、主塔最下段ケーブル定着部の水平変位に着目している。塔板厚 $t=0.04\text{m}$ では、塔剛性が低いため中間橋脚の有無に関わらず主塔が中央径間側に変形している。また、塑性領域は中間橋脚なしモデルの場合側径間の塔位置主桁に僅かに発生しているのに対して、中間橋脚ありモデルでは塔位置主桁の降伏領域が両径間側に広がっており、さらに中央径間側の数本の下段ケーブルにも降伏が発生している。また、中間橋脚の設置により終局強度の上昇が見られる。一方、主塔の板厚が $t=0.06\text{m}$ の場合、図-12 に示すように中間橋脚の有無にかかわらず、主塔の剛性が大きいこと主塔の変形は小さく、塔位置から桁の中央径間側に大きな半波の変形が発生し、その領域の主桁と数本のケーブルに塑性領域が見られる。主塔の最下端ケーブル定着部の着目点変位と荷重の関係は終局限界点までほぼ線形性を保ち続け、終局限界点に達した後はその経路を戻す曲線になっている。

最後に、図-13 および図-14 は、桁高を $H=3\text{m}$ 、全径間満載荷重条件③の条件において、塔の板厚を $t=0.04\text{m}$ と $t=0.06\text{m}$ に変化させた場合の挙動の変化を各々中間橋脚ありモデルと中間橋脚なしモデルに対して比較したものである。(c) 図の横軸は、主桁側径間の鉛直変位 δ である。

全径間満載荷重の場合、塔の剛性は変形モードおよび耐荷力に影響を及ぼさない。主塔の剛性に関わらず両側径間側の塔位置主桁に一波の変形モードが発生している。中間橋脚なしモデルの場合、主塔の板厚 $t=0.04\text{m}$ では側径間のケーブル、主塔および主塔近傍の主桁に塑性進展がみられる。一方主塔の板厚 $t=0.06\text{m}$ の場合主塔に降伏領域がみられない。次に、中間橋脚ありモデルの場合、中央径間側のケーブルにも塑性進展が見られる。また、構造全体系の耐荷力は主桁の終局強度に支配されている。なお、他の節の図からも分かるように、他の荷重条件①および②になると、塔の剛性の低下が耐荷力および変形モードに影響を及ぼしている。

3.2 一部他定式と自定式斜張橋の比較

次に、一部他定式と自定式斜張橋の弾塑性挙動について、終局時変位増分モード、荷重－変位曲線を用いて比較検討した。ここでは、桁高 $H=5\text{m}$ 、主塔板厚 $t=0.06\text{m}$ のモデルを取り上げる。図-15 および図-16 は、各々中央径間載荷条件①における中間橋脚なしモデルと中間橋脚ありモデルの終局挙動を示している。図中の終局時変位増分モードは、(a) が一部他定式、(b) が自定式斜張橋である。荷重－変位曲線は、○が一部他定式、△が自定式斜張橋を表している。

一部他定式と自定式斜張橋の変位増分モード形状の違いを比較してみると、中間橋脚なしモデルの場合、自定式斜張橋では全径間に渡って主桁が大きく波打つ形状になっている。また、主塔も中央径間側に変形している。一方、一部他定式斜張橋は主桁が塔位置近傍において中央径間側に半波モードに変形しており、側径間側の変形は見られない。自定式斜張橋では、主塔お

よび塔位置主桁に塑性領域が見られるが、一部他定式斜張橋ではさらに最下段ケーブルからかなりのケーブルに降伏が発生している。また、図-16 の中間橋脚ありモデルの場合、自定式と一部他定式斜張橋の変位増分モード形状はほぼ同様な傾向を示している。しかし、自定式斜張橋のケーブルおよび主桁の塑性領域の広がり、一部他定式斜張橋のそれらに比べて大きい。

(c) の主塔の水平変位に着目した荷重－変位曲線において、図-15 の中間橋脚なしモデルの場合、一部他定式斜張橋は初期降伏後も線形を保ち、終局間近に変位が急増して終局を迎えている。一方、自定式斜張橋は大きな変形が生じて強度限界点に達した後に終局状態を迎えている。これは、自定式の場合主塔の塑性域の拡大に伴う変形に支配されたためである。また、主塔の変形にともなう自定式斜張橋の終局時荷重倍率は、一部他定式斜張橋のそれに比べて小さい。図-16 の中間橋脚ありモデルの場合、両形式の荷重－変位曲線はほぼ一致している。どちらも終局限界点までほぼ線形を保ち、終局限界点に達した後その経路を戻す挙動を示している。

図-17 および図-18 は、各々偏載荷重②における中間橋脚なしモデルおよびありモデルの変位増分モードおよび荷重－変位曲線である。対象にした条件における一部他定式斜張橋の終局強度は、自定式斜張橋のそれより高い値を示しているがその差異は小さい。中間橋脚なしモデルの場合、急激な鉛直変位が発生する以前の領域では一部他定式斜張橋の方が、中間橋脚ありモデルの場合は自定式斜張橋の方がより大きな鉛直変位が発生している。

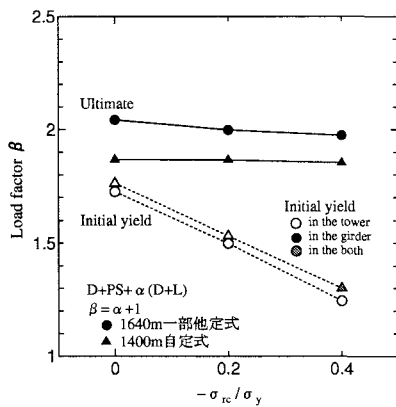
一部他定式と自定式斜張橋の間でモード形状に大きな差は見られない。両モデルともに左側側径間の主桁が波打った変形モードを示している。中間橋脚の有無に関わらず両モデルの左側側径間の主塔近傍の主桁やケーブルに塑性進展が見られるとともに、一部他定式斜張橋は中央径間側のケーブルにも降伏領域が発生している。一方、自定式斜張橋は主桁の中央径間側への塑性進展が一部他定式斜張橋に比べて大きい。

4. 終局強度特性

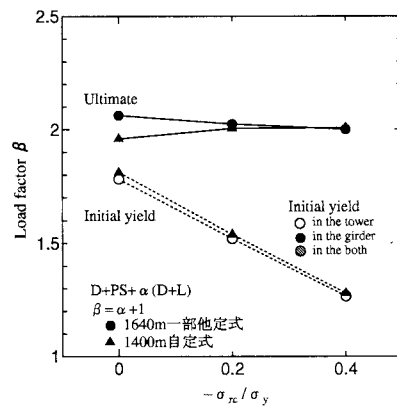
ここでは、3. の代表的斜張橋モデルに対する弾塑性挙動を踏まえて、圧縮残留応力度 σ_{rc} 、桁高 H 、塔板厚 t 、中間橋脚の有無、活荷重載荷条件の違いが一部他定式斜張橋及び自定式斜張橋の初期降伏時荷重倍率および終局時荷重倍率に与える影響を比較検討する。なお、以後の図中の記号表示は、丸印が 1640m 一部他定式、三角印が 1400m 自定式を表す。また、初期降伏時がどこで起こったかを色分け表示しており、白塗りが主塔、黒塗りが主桁、格子線塗りが主塔と主桁でほぼ同時に起こったことを表す。

4.1 残留応力の影響

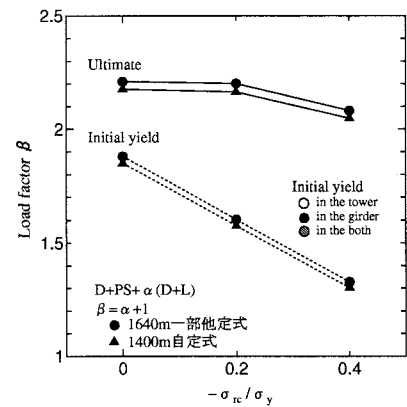
まず、桁高 $H=3\text{m}$ 、塔板厚 $t=0.04\text{m}$ の斜張橋を対象に、中間橋脚の有無、荷重条件①および②の違いに対して、圧縮残留応力度が初期降伏時荷重倍率および終局時荷重倍率に与える影響を比較する。図中の横軸は、



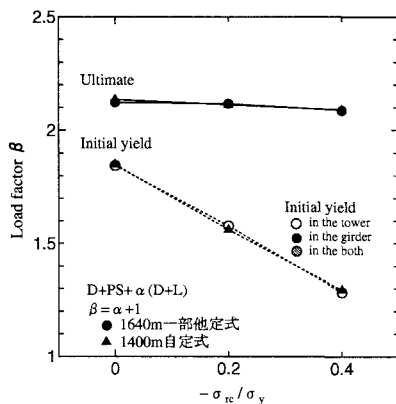
(1) 中間橋脚なし



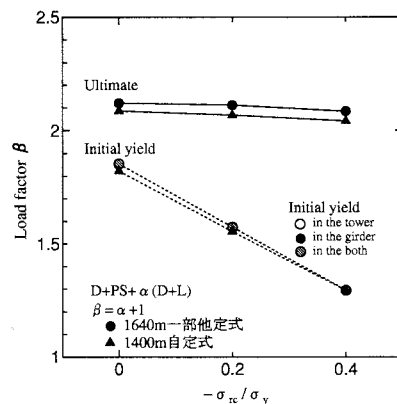
(1) 中間橋脚なし



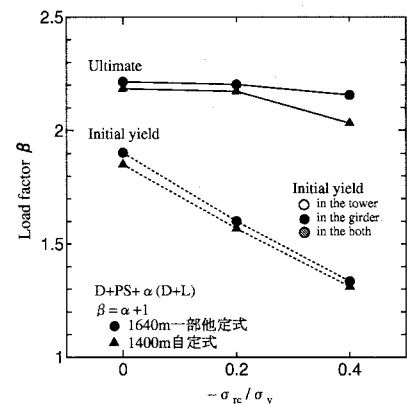
(1) 中間橋脚なし



(2) 中間橋脚あり



(2) 中間橋脚あり



(2) 中間橋脚あり

図-19 残留応力と荷重倍率の関係
H=3m, t=0.04m, 荷重①

図-20 残留応力と荷重倍率の関係
H=3m, t=0.04m, 荷重②

図-21 残留応力と荷重倍率の関係
H=5m, t=0.06m, 荷重②

圧縮残留応力度 σ_{rc} と降伏応力度 σ_y の比、縦軸は荷重倍率 β である。

図-19 および図-20 は、各々荷重①および②において (1) 中間橋脚なしモデルと (2) 中間橋脚ありモデルの場合についてまとめたものである。いずれの図においても残留応力が初期降伏時荷重倍率に与える影響は顕著であり、一部他定式・自定式斜張橋ともに残留応力が増加するに従い、初期降伏開始が比例して早まっている。しかも、その初期降伏は両形式ともほぼ同じ荷重倍率で発生している。残留応力なしの状態を基準にすると、初期降伏時の荷重倍率は残留応力度 $\sigma_{rc} = -0.4\sigma_y$ の場合の約 70% に低下している。

図-19 の荷重①において中間橋脚なしモデルの場合、一部他定式および自定式斜張橋ともに主塔が最初に降伏している。なお、 $\sigma_{rc} = -0.4\sigma_y$ の自定式斜張橋のみ主桁と主塔が同時に初期降伏している。一部他定式斜張橋の初期降伏は、自定式斜張橋のそれに比べてより低い荷重倍率で発生している。一方、中間橋脚ありモデルの一部他定式斜張橋は、主塔に、自定式斜張橋は、主桁に初期降伏がほぼ同一荷重倍率で発生している。圧縮残留応力度の増加による終局時荷重倍率の低下は小さい。中間橋脚なしモデルでは、一部他定式斜張橋の終局荷重倍率に比べて自定式の終局強度の低下が大きい。中間橋脚ありモデルの場合、両形式の終局荷重倍率は一致しており、その値は中間橋脚なしモデルのそれより増大している。

図-20 の偏載荷重②において、中間橋脚なしモデルでは初期降伏は自定式斜張橋では主桁に発生している。一方、一部他定式斜張橋は主塔に発生しているが、中間橋脚ありモデルでは初期降伏が主塔と主桁に移行している。終局時荷重倍率は、自定式斜張橋の方が低い値を示したが、一部他定式斜張橋との差は小さい。また、残留応力による終局強度の低下は小さい。

最後に、図-20 に比べて主塔および主桁の剛性が大きいモデル (H=5m, t=0.06m) についてまとめたのが図-21 である。初期降伏は、一部他定式および自定式斜張橋ともに主桁に発生している。また、中間橋脚の有無に関わらず、 $\sigma_{rc} = -0.4\sigma_y$ における終局強度は、残留応力の影響を受けて低下しているが、一部他定式斜張橋に中間橋脚が設置されることによりその低下は小さい。

残留応力度が終局強度に与える影響は全体的に小さいという結果を受けて、次節以降の検討では残留応力度 $\sigma_{rc} = -0.2\sigma_y$, $\sigma_{rt} = \sigma_y$ を対象にする。

4.2 活荷重載荷条件の影響

活荷重載荷条件が初期降伏時荷重倍率および終局時荷重倍率に与える影響を比較したのが図-22 である。これらの図は、塔板厚 $t=0.04$ m において、各々桁高 H=3m, 4m, 5m に対してまとめたものである。図中の横軸は荷重載荷条件、縦軸は荷重倍率 β である。

自定式および一部他定式斜張橋は、ともに載荷条件

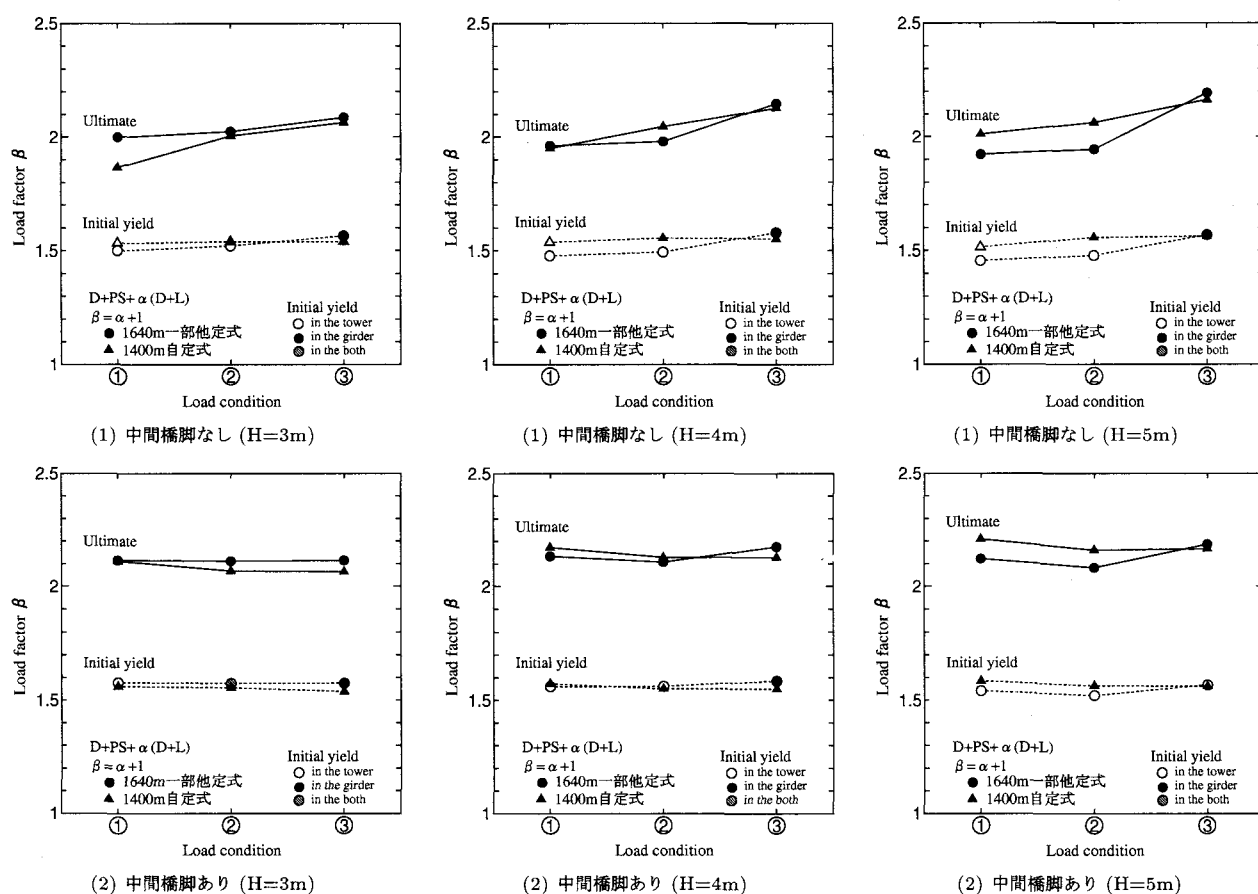


図-22 荷重条件と荷重倍率の関係

の違いによって初期降伏時の荷重倍率に大きな変化は現れていない。なお、 $H=4, 5\text{m}$ 、中間橋脚なしモデルの一部他定式斜張橋では、全径間満載荷重③の場合、初期降伏時の荷重倍率は、荷重①、②に比べて8%ほど大きな値となっている。これは、初期降伏が荷重①、②の場合は主塔に、荷重③の場合は主桁に発生するためであり、主塔の初期不整が構造全体の終局強度を支配する。また、自定式では荷重②においても主桁から初期降伏が発生している。中間橋脚ありモデルの場合、全桁高において荷重条件の違いによる初期降伏時の荷重倍率は、中間橋脚なしモデルの場合のそれらより多少増加している。荷重条件の影響も中間橋脚なしモデルの場合と同様な傾向を示しているが、自定式と一部他定式斜張橋との差はより小さくなっている。しかし、自定式斜張橋の初期降伏は全載荷条件ともに主桁に発生している。

次に、中間橋脚なしモデルの自定式斜張橋の終局強度は、荷重条件が①、②、③と変化するにしたがい線形的に増加しており、荷重①が終局限界を支配する載荷条件であることがわかる。一方、一部他定式斜張橋は荷重①、②でほぼ同じ終局荷重倍率、荷重③でより大きな終局荷重倍率が得られている。また、荷重①、②の終局時の荷重倍率は、桁高が増加するに従い若干低下している。これは、主塔が初期降伏し、その後の荷重の増加により塑性領域がより進展して、主塔の崩壊が構造全体の終局限界を支配したものである。中間橋脚ありモデルの場合、自定式斜張橋は全ケースで

載荷条件が①、②、③と変わるにしたがって荷重倍率が多少低下しており、荷重③が支配的条件となっている。 $H=3\text{m}$ 、荷重①の場合、自定式の終局強度は一部他定式より低い、その他の桁高では高い終局強度を得ており、桁高の増大により、その差は広がっている。荷重③では、自定式が全てのケースで低めの終局強度を示した。全体的に中間橋脚なしモデルより荷重倍率は増加している。

4.3 桁高の影響

図-23は、主塔の板厚 $t=0.04\text{m}$ の場合について、桁高が初期降伏時荷重倍率および終局時荷重倍率に与える影響を各々荷重条件①、②、③に対して比較したものである。図中の横軸は桁高 H 、縦軸は荷重倍率 β である。桁高が初期降伏時荷重倍率に与える影響は、非常に小さい。中間橋脚なしモデルは、両形式ともに桁高変化による初期降伏位置の変化は見られなかった。荷重①では両形式ともに主塔に、荷重②では一部他定式斜張橋が主塔に、自定式斜張橋が主桁に、荷重③では、両形式ともに主桁に初期降伏が発生している。

次に、中間橋脚なしモデルの荷重①と②の場合、桁高の増加と共に自定式斜張橋の終局強度は増加するのに対し、一部他定式斜張橋は減少していくという対照的な変化が見られた。したがって、これらのケースはいずれも桁高 3m では一部他定式斜張橋の終局強度が自定式斜張橋のそれを上回っているが、桁高 5m になると逆転している。これは、一部他定式斜張橋の場合、

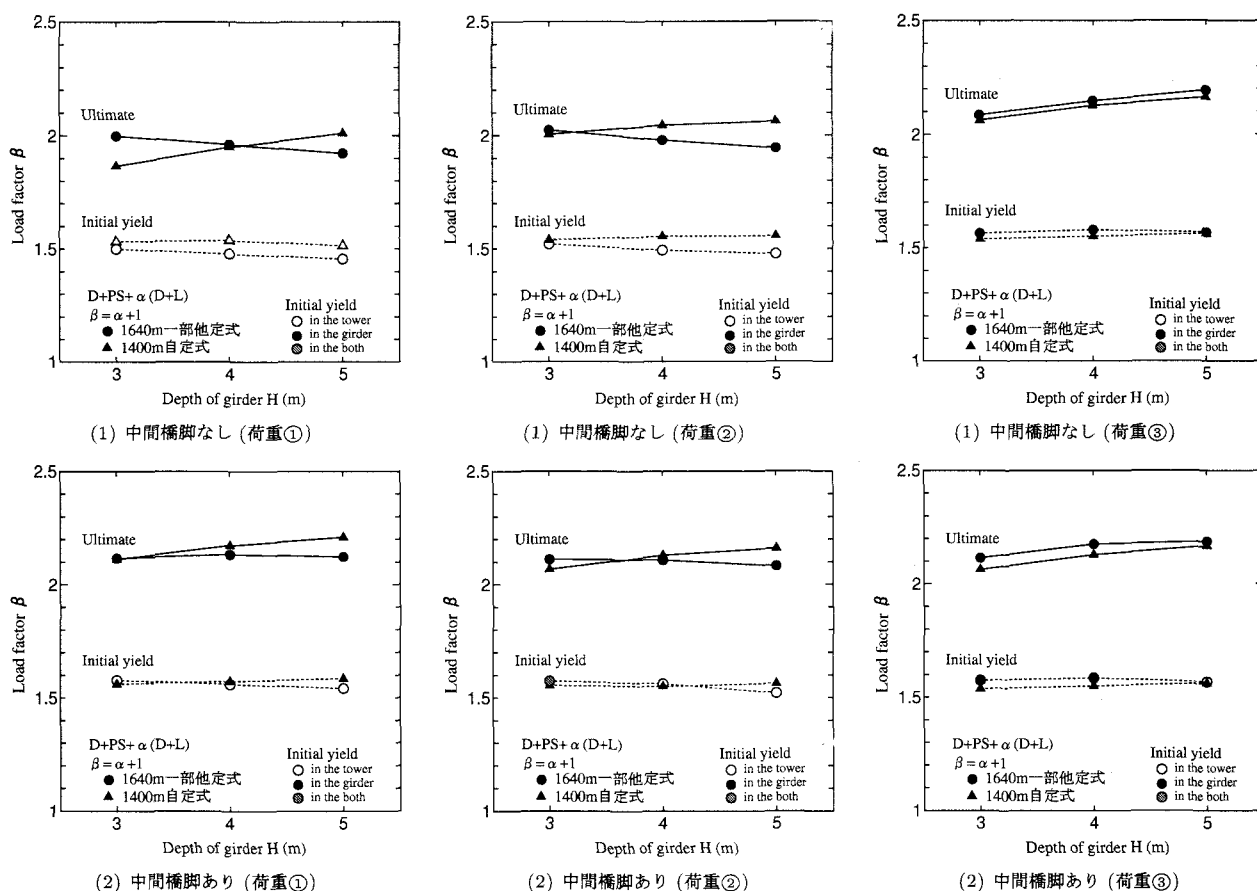


図-23 桁高と荷重倍率の関係

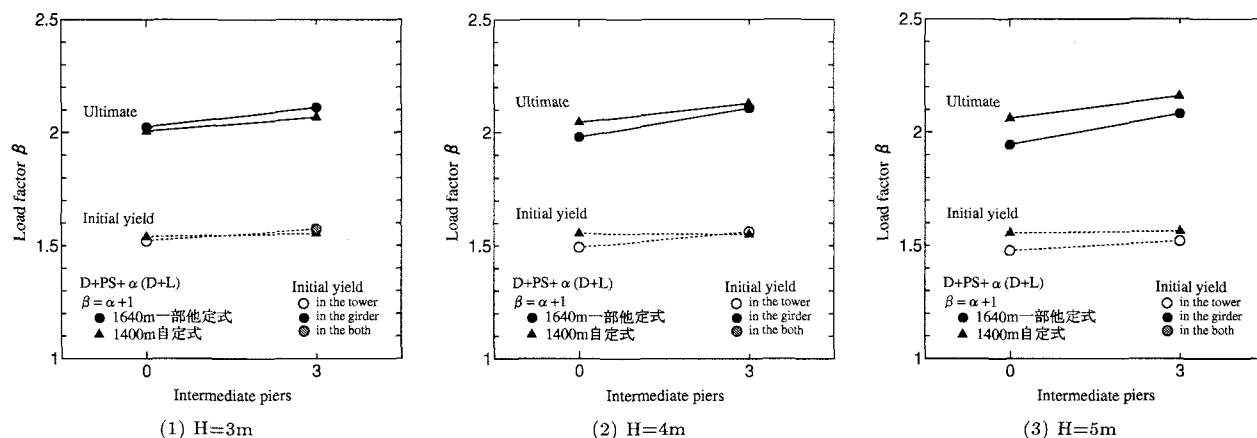


図-24 中間橋脚と荷重倍率の関係

桁高増加による桁自重増加量が大きくなり、終局強度への影響が大きくなったことが原因である。これらの一部他定式斜張橋は、いずれも塔から初期降伏が発生しており、塔が支配的であるためである。なお、荷重③では、両形式ともほぼ同様の終局挙動を示している。

図-23の荷重①および荷重②の中間橋脚ありモデルの場合、自定式斜張橋は中間橋脚なしモデルの場合と同様に桁高増加により終局強度が増加している。しかし、一部他定式斜張橋では桁高の終局強度への影響は見られない。また、中間橋脚なしモデルの終局荷重倍率に比べて桁高において上昇している。荷重③の場合、

中間橋脚の有無に関わらず両形式とも桁高が増加するにしたがい、直線的に終局強度が増加している。

なお、主塔の板厚を $t = 0.06$ m に増厚して塔剛性を増加させた場合の結果は紙面の制約から省略したが、前述した $t = 0.04$ m と異なり、全ての載荷条件に対して桁高を増加するにともない終局強度は漸増している結果が得られている。

4.4 中間橋脚の影響

偏載荷重②で、主塔の板厚が $t = 0.04$ m の場合において、中間橋脚の有無が終局挙動に与える影響を桁高

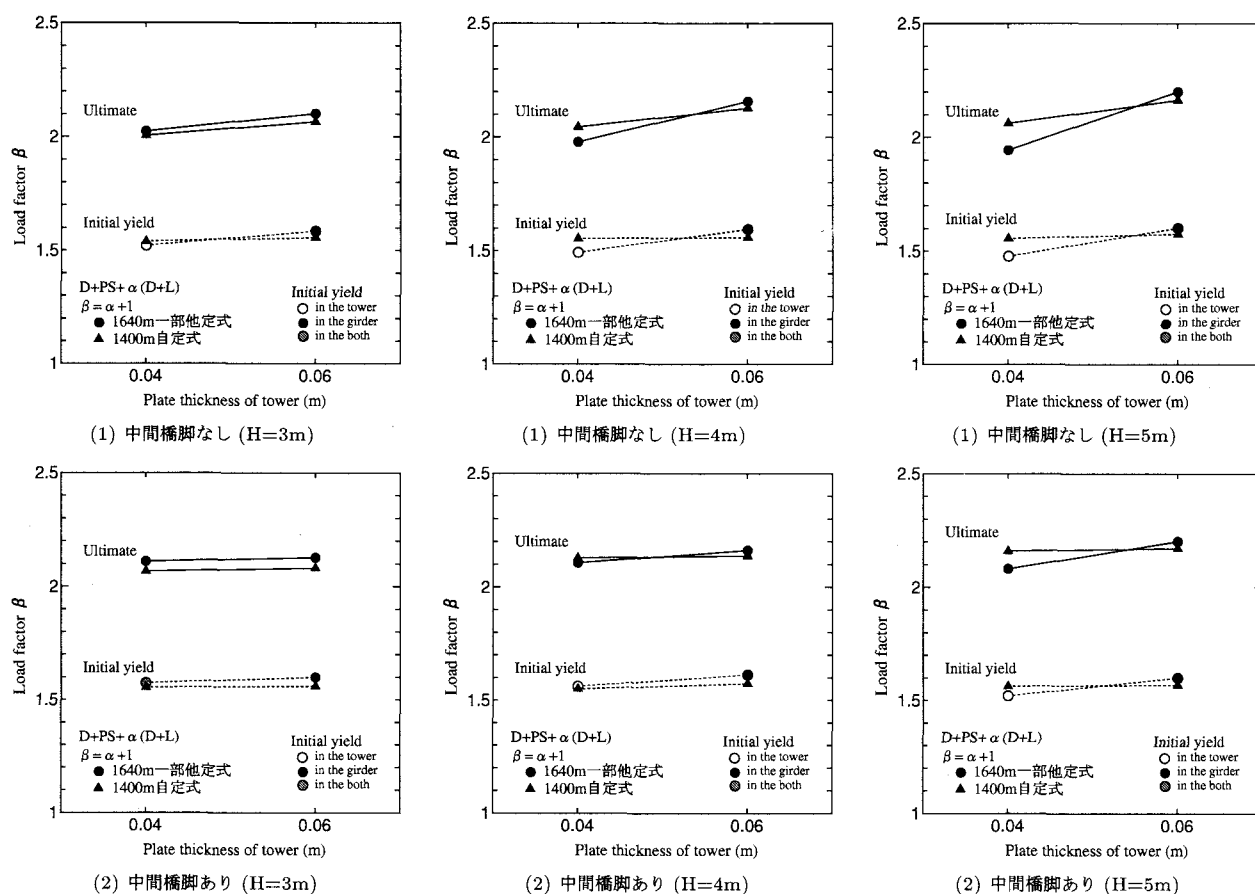


図-25 塔板厚と荷重倍率の関係

H=3、4、5m に対してまとめたのが図-24 である。図中の横軸に中間橋脚数あり(3本)、なし(0本)、縦軸に荷重倍率 β をとっている。

これらの図から明かなように、自定式斜張橋において中間橋脚の有無が初期降伏時荷重倍率に与える影響は小さい。一方、一部他定式斜張橋では中間橋脚を設置することにより増加している。H=3m の一部他定式斜張橋のみ中間橋脚を設置したことにより主塔から主塔と主桁に初期降伏位置が変化した以外、中間橋脚を設置したことによる両形式の初期降伏位置の変化は見られない。

一部他定式と自定式斜張橋共に中間橋脚を設置することによって終局強度が増している。図-24 を比較すると、桁高が増加するにしたがい、一部他定式の終局強度が低下しており、両形式の終局荷重倍率間の差異が拡大している。これに対して、紙面の関係で図を省略したが、塔板厚 $t=0.06\text{m}$ の場合、中間橋脚の設置による終局強度の変化は一部他定式および自定式斜張橋ともに見られない。

4.5 塔板厚の影響

最後に、図-25 は、荷重②において、主塔板厚が初期降伏時荷重倍率および終局時荷重倍率に与える影響を桁高 3m、4、5m について比較したものである。図中の横軸は塔板厚 t 、縦軸は荷重倍率 β である。

自定式斜張橋は、中間橋脚の有無に関わらず塔板厚が増すことによる初期降伏時荷重倍率への影響は非常

に小さい。一部他定式斜張橋は、中間橋脚の有無に関係なく、塔板厚が増加するにしたがい初期降伏荷重倍率が増加している。しかし、その増加率は小さい。また、一部他定式斜張橋の中間橋脚ありモデルの初期降伏荷重倍率は、中間橋脚なしモデルのそれより大きい。さらに、自定式斜張橋の初期降伏位置は、主塔板厚の増加により変化はなく、主桁に発生しているのに対して、一部他定式斜張橋では主塔から主桁へ移行している。

中間橋脚なしモデルは、両形式ともに中間橋脚ありモデルに比べて、主塔板厚の増加にともない終局強度の増加率が大い。その傾向は、桁高 H の増大にともない顕著になっている。もちろん、中間橋脚ありモデルの荷重倍率は、主塔板厚の変化に関わらず中間橋脚なしモデルのそれよりも大きい。

5. 結論

中央径間長 1400m の自定式斜張橋と中央径間長 1640m の一部他定式斜張橋の構造形式の違いによる弾塑性挙動、終局時モード形状および強度から終局強度特性について比較した結果をまとめると以下のようになる。

1. 対象とした自定式・一部他定式の両形式斜張橋の終局強度に与える残留応力の影響は小さい。しかし、塑性領域の進展には残留応力の影響が現れている。
2. 桁高 $H=3、4、5\text{m}$ の変化による弾塑性挙動および

終局時モード形状に相違は見られない。両形式とも終局強度は増加し、ほぼ同等の値を得た。

3. 塔板厚を $t=0.04, 0.06\text{m}$ と増加することにより、中央径間載荷①の条件では塔の弾塑性挙動に変化を与え、塔の非線形挙動を抑えることができた。その他の活荷重ケースでは、塔の剛性が桁の弾塑性挙動に与える影響は小さい。また、中央径間載荷、側径間 & 中央径間載荷においては終局時モード形状に変化が見られた。塔板厚増加により両形式とも終局強度は増大する。
4. 中間橋脚は、桁高・塔板厚などのパラメータの組み合わせにもよるが、弾塑性挙動および終局時モード形状に影響を与える。特に、中央径間載荷①の場合、中間橋脚の配置による両形式の終局強度特性は異なる。
5. 今回対象とした 1640m 一部他定式斜張橋は、中央径間載荷①以外の荷重条件では、1400m 自定式斜張橋と同等の終局強度を得た。

参考文献

- 1) 長井正嗣・浅野浩一・岸本節二・水上義彦：長大斜張橋の主桁断面選定に関する一考察，構造工学論文集，vol.39A, pp1075-1088, 1993.
- 2) N.J.Gimsing: Cable-Supported Bridge concept, John Willy & sons, 1993.
- 3) 藤野陽三・長井正嗣：吊形式橋梁の現状と将来，鋼構造論文集，Vol.1, 1994.
- 4) 本州四国連絡橋公団・海洋架橋調査会：多々羅大橋の橋梁計画検討委員会報告書，1991.
- 5) 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, pp635-642, 1994.
- 6) 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.
- 7) 金子 傑・中山武志・向山辰夫・岩城達思・竹川佐泳子：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, pp.113-124, 1995.
- 8) 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, pp325-332, 1996.
- 9) 岩崎秀隆・野上邦栄・長井正嗣：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，構造工学論文集，Vol.48A, pp.77-86, 2002.
- 10) 秋本泰治・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に与える残留応力の影響，土木学会関東支部研究発表会講演概要集，2002.
- 11) 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, 1998.
- 12) 謝 旭：長大斜張橋の複合非線形性と安定性に関する解析的研究，埼玉大学理工学研究科後期博士課程学位論文，1996.
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編，II 鋼橋編，丸善，2002
- 14) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説，1989.

(2003 年 9 月 12 日 受付)