

塔高を中央径間長の 1/10 とした鋼製斜張橋の終局強度特性

Ultimate Strength Behaviors of Steel Cable-Stayed Bridges with Tower having Height of 1/10 of Center Span Length

秋本泰治* ・野上邦栄** ・山沢哲也*** ・森園 康之**** ・長井正嗣†

Yasuharu AKIMOTO, Kuniei NOGAMI, Tetsuya YAMASAWA, Yasuyuki MORIZONO and Masatsugu NAGAI

*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 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助手 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 (株) 長大 東京支社構造事業部 (〒 114-0013 東京都北区東田端 2-1-3)

†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 development of steel cable-stayed bridges suitable for constructing at urban area. The cable-stayed bridges with center span length of both 400-meter and 600-meter whose tower height was 1/10 of the center span length were designed. On the basis of the design, we studied on elasto-plastic behavior and ultimate strength of both cable-stayed bridges.

From this comparative study, it is presented, even if the height of tower reduced to about half of economical height, that the cable-stayed bridges have ultimate load factor β_u of 2.2 for 400m-spanned model and 1.9 for 600m-spanned model and are possible to design and also competitive.

Key Words : ultimate strength, steel, short tower, self-anchored, cable-stayed bridges

1. はじめに

これまでに竣工した世界の斜張橋において、3 径間以上の鋼製斜張橋の塔高(桁上)は、中央径間長の 1/8~1/3.4 の広範囲に分布しているが¹⁾、鋼製斜張橋の設計にあたっては、塔高と中央径間長の間には経済的に最適な比率が存在するとされ、標準的にはその比率として 1/5 を満たすように設計されてきた。一方、PC 橋の分野では、PC 桁橋の長スパン化を計る形式として、相対的に塔高の低い(中央径間長の約 1/10~1/15)エキストラドローズ橋が積極的に採用されており、スパン 80~150m の範囲で経済性が発揮できると言われている²⁾。また、スパンが 150m 以上では従来タイプの斜張橋が経済的であるとしている。すなわち、従来タイプの斜張橋と桁橋の適用スパンの中間領域をうめるタイプとして期待できるとされている。

しかし、都市内での長大吊形式橋梁の建設を考えた場合、地盤の状態が非常に悪いなどの条件から、より軽量の鋼製タイプが有利となり、またアンカレイジの設置困難といった条件が存在するため、鋼製斜張橋の建設が最も適していると考えられる。しかしながら、空港が近接している場合には、航空制限の問題、電波障害の問題、建築構造物(住宅を含む)が近接して風や日照などの自然環境の確保の問題などがあり、塔高をこれまでの最適高さ(経済的高さ)にできない可能性がある。このような制約条件下において、その建設実現を可能にするには、これまでの塔高を思い切って低くする必要がある。そこで、一つの代替案として最適

塔高の約半分とした、すなわち吊橋の塔高と同程度の低塔を有する鋼製斜張橋が考えられる。

このような背景に対し、著者らはこれまでに都市型の吊形式橋梁の開発を目的に、塔高を中央径間長の 1/10 とした主塔を有する中央径間長 400m および 600m の鋼製斜張橋(以後、1/10 モデルと呼称)を対象に試験設計を行なうとともに、この中央径間長において対抗できる可能性のある自定式吊橋の試験設計を行い、両橋梁の実現性について明らかにしている^{3),4)}。

本研究ではこの試験設計結果を基礎に、中央径間長 400m および 600m の鋼製斜張橋を対象に弾塑性有限変位解析を実行し、両橋の弾塑性挙動および終局強度を明らかにする。さらに、600m 斜張橋に対し、同じ中央径間長に対して中央径間長の 1/5 の最適塔高を持つ従来の斜張橋(以後、1/5 モデルと呼称)との比較検討を行い、塔高を低くしたことによる耐荷力挙動および終局強度特性の変化について検討を行なう。

2. 斜張橋の解析条件

2.1 基本条件

ここで対象とする橋梁は、試験設計された中央径間長 400m、側径間長 190m (スパン比 1/2.1)、および中央径間長 600m、側径間長 275m (スパン比 1/2.2) の鋼製斜張橋モデルである。両斜張橋の全体形状および主塔形状を図-1 に示す。400m モデルでは端支点から 60m の位置に、600m モデルでは端支点から 120m の位置に、それぞれ中間橋脚を 1 基ずつ設けている(図-3)。

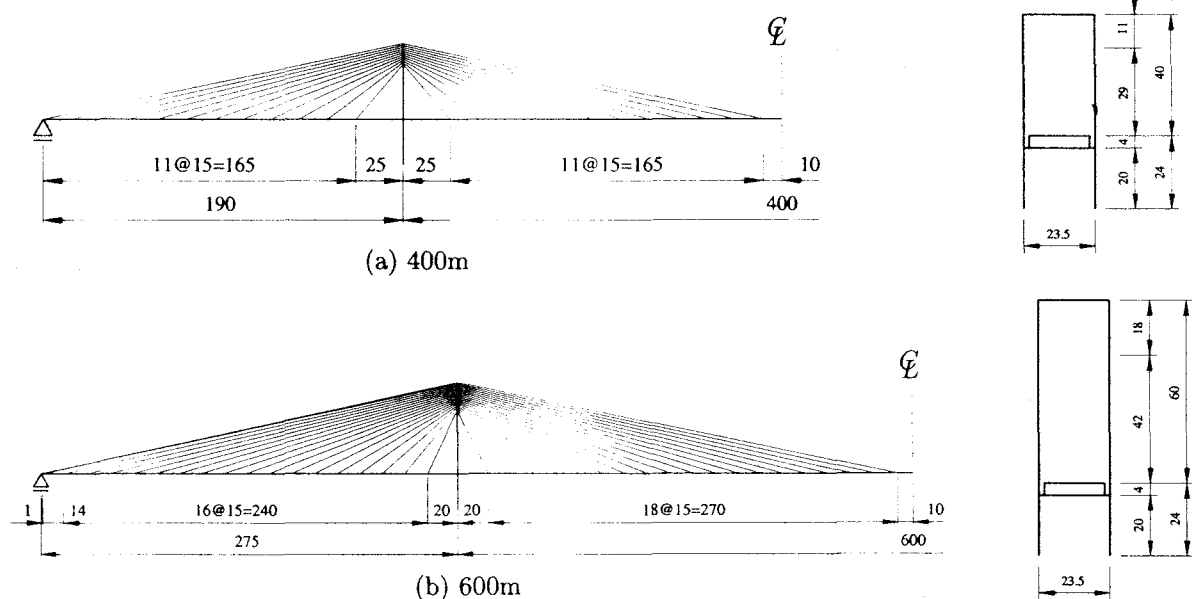


図-1 斜張橋全体形状および主塔形状 (m)

主塔形状は図に示すような2層ラーメン形状とし、主塔高は中央径間長の1/10、桁下空間を20mと仮定する。また、主塔位置の主桁支持は非剛結タイプとする。

両斜張橋モデルに共通の主桁および主塔断面を図-2に示す。主桁は、(a)に示す桁高2.5m、桁幅20mの1室箱型断面とし、全長等断面とした。上下フランジのリブはフランジ板厚に換算して評価するものとし、板厚はウェブが15mm、フランジがリブを8mmと仮定し、20mmとした。主塔は、(b)に示すような一室箱型断面とする。主桁と同様にリブを板厚に換算して評価し、板厚 t を40mm（リブ換算板厚10mm）とする。なお、塔柱断面は塔高全長にわたり等断面とした。

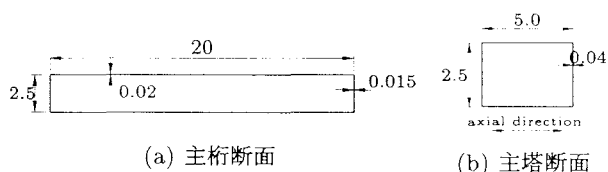


図-2 共通主桁・主塔断面 (m)

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で15m、塔で1m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⁵⁾。

主桁、主塔およびケーブルの断面諸元を表-1に示す。表中において、 B は桁幅(m)、 H は桁高(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)を意味する。なお、主塔では、表中 B は塔柱部材の橋軸直角方向長さ、 H は橋軸方向長さを意味する。両斜張橋の主桁および主塔の使用鋼種分布を図-3に、使用鋼材の諸元を表-2

に示す。試設計結果より、400mモデルでは主桁、主塔にSM400材およびSM490Y材を用い、600mモデルでは主桁にSM490Y材およびSM570材、主塔には全断面にSM490Y材を用いる⁶⁾。ケーブル鋼線には、ST1570を用いる。

弾塑性有限変位解析における主桁、主塔およびケーブルの構成則は、主桁、主塔部材を完全弾塑性型、ケーブル部材を $E_{st}/E = 0.06$ なるひずみ硬化係数 E_{st} を有するバイリニア型と仮定した。

表-1 断面諸元

	B (m)	H (m)	t (m)	A (m^2)	I_x (m^4)	I_y (m^4)	J (m^4)
主桁	20	2.5	0.02, 0.015	0.875	1.289	34.167	4.286
主塔	2.5	5.0	0.04	0.600	0.729	2.083	1.667
ケーブル	400m : $A_c = 0.0049 \sim 0.0162 m^2$, $d = 105 \sim 180 mm$ 600m : $A_c = 0.0058 \sim 0.0192 m^2$, $d = 110 \sim 195 mm$						

2.2 荷重条件

主桁の死荷重 w_G (kN/m) および主塔の死荷重 w_T は式(1)を用いて算出する。ここで1.4は割り増し係数で、ボルトや軸力に対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 (kN/ m^3)である。 A_G, A_T (m^2)は表-1に示す主桁および主塔の断面積である。68.6kN/mは舗装、地覆、高欄などの後死荷重を仮定している⁷⁾。

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

中央径間長400mおよび600m斜張橋の活荷重を、本州四国連絡橋公団の上部構造設計基準同解説⁸⁾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

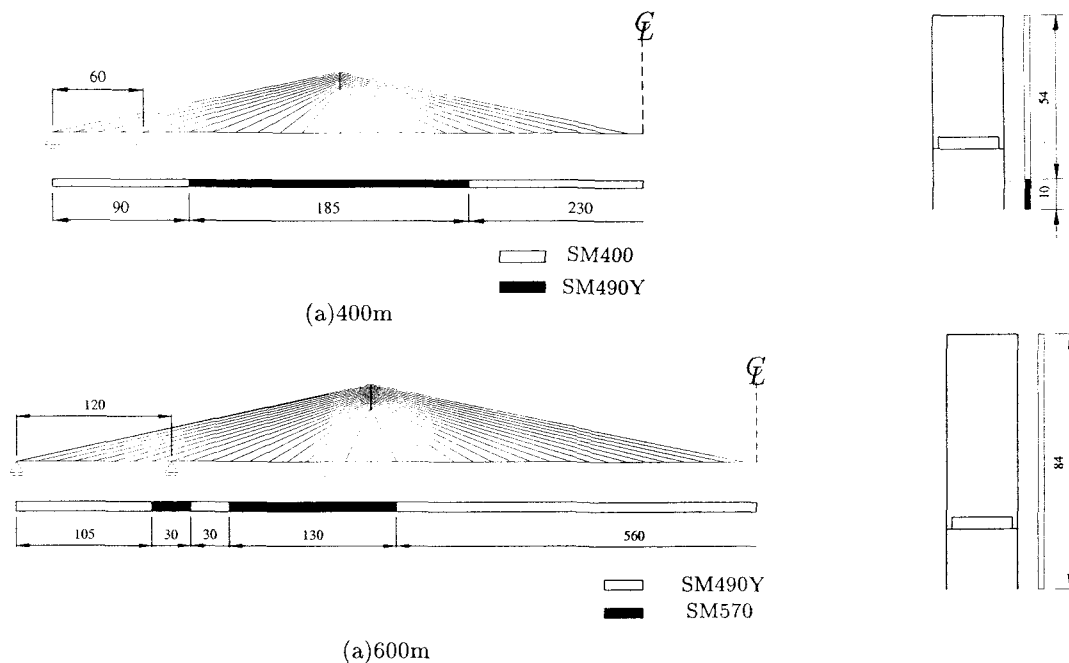


図-3 鋼種分布および中間橋脚設置位置 (m)

表-2 使用鋼材 [N/mm², %]

使用箇所	主桁, 主塔			ケーブル
鋼種	SM400	SM490Y	SM570	ST1770
基準降伏点 (σ_y)	235	355	450	1380
引張強度 (σ_u)	400	490	570	1770
降伏ひずみ (ϵ_y)	0.1	0.1	0.2	0.7
最大塑性ひずみ (ϵ_p)	-	-	-	4.0

表-3 死荷重と活荷重

	断面形状 (m)	死荷重 (kN/m)	活荷重 (kN/m)
桁	20.0×2.5	149.96	37.51 (400m) 35.45 (600m)
塔	2.5×5.0×0.04	64.62	-

全長にわたり一定で支間長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値、および活荷重値を表-3 に示す。

荷重載荷条件は、2種類の荷重条件を考慮した。すなわち、死荷重(D)とケーブルプレストレス(PS)のかかる初期状態に対し、① 死荷重と活荷重の和(D+L)を漸増増加させるケース $\alpha(D+L)$ と、② 活荷重(L)を漸増増加させるケース αL である。ここに、 α は荷重倍率である。また、①の荷重条件では、死荷重とケーブルプレストレスの初期状態からの全荷重倍率として新たに $\beta=\alpha+1$ を定義する。活荷重(L)の載荷位置に関する条件としては、図-4 に示すように、① 中央径間載荷、② 側径間&中央径間載荷、③ 全径間載荷の3条件を考慮することにより、対象モデルの挙動特性および終局強度特性の把握を行なう。

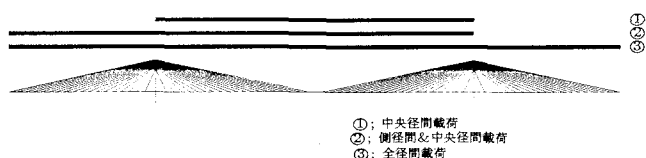


図-4 活荷重載荷条件

3. 1/10 モデルの終局強度特性

3.1 弾塑性挙動

中央径間長 400m および 600m 斜張橋に対して行なった弾塑性有限変位解析の結果より、両モデルの弾塑性挙動について検討を行なう。まず 600m モデルについて、荷重条件 ① で活荷重載荷条件を①中央径間載荷、②側径間 & 中央径間載荷、③全径間載荷と変化させたときの、弾塑性挙動を明らかにする。構造全体系の弾塑性挙動を明らかにするため、下記のような点に着目した。

- 支間中央鉛直変位
- 側径間最下端ケーブル定着部鉛直変位
- モデル左側主塔 (P1) 塔頂水平変位

主塔 (P1) は、活荷重条件②(片側側径間&中央径間載荷)において、活荷重が載荷される側径間側の主塔を表す。荷重倍率のピーク点を終局状態と考え、それに至るまでの挙動について考える。

図-5 は、600m モデルの (a) 支間中央、(b) 側径間最下端ケーブル定着部、(c) 主塔 P1 塔頂の荷重-変位挙動を示す。図-5(a) より、支間中央の鉛直変位がほぼ線形的に増加し、終局時付近 (主桁初期降伏発生後) に急激に非線形性が増し、終局を迎える。また、図-5(c) より、主塔塔頂においては水平変位が線形的に増加し、支間中央と同様、終局時付近で急激に非線形性を増す。

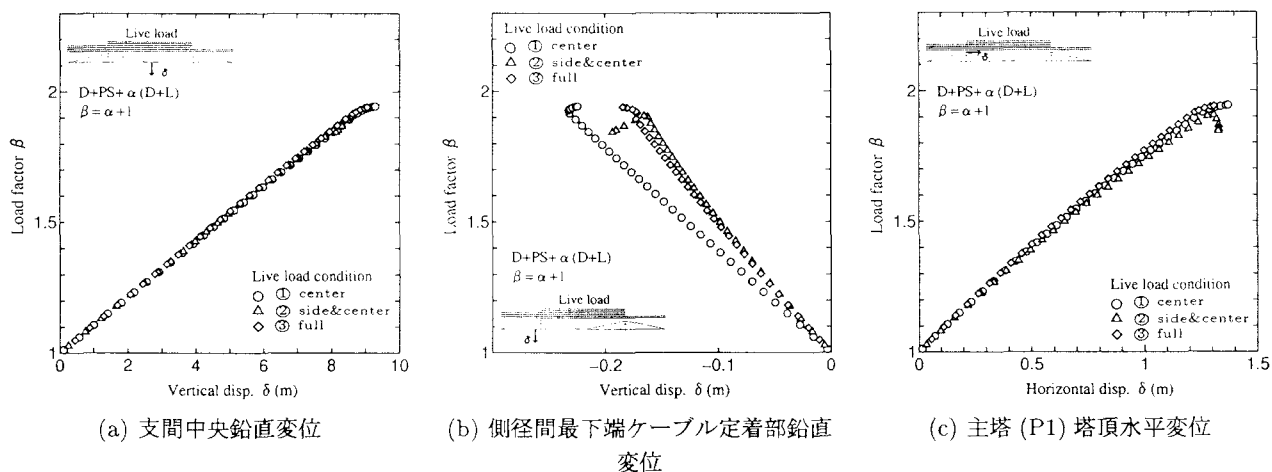


図-5 600m モデルの荷重-変位挙動

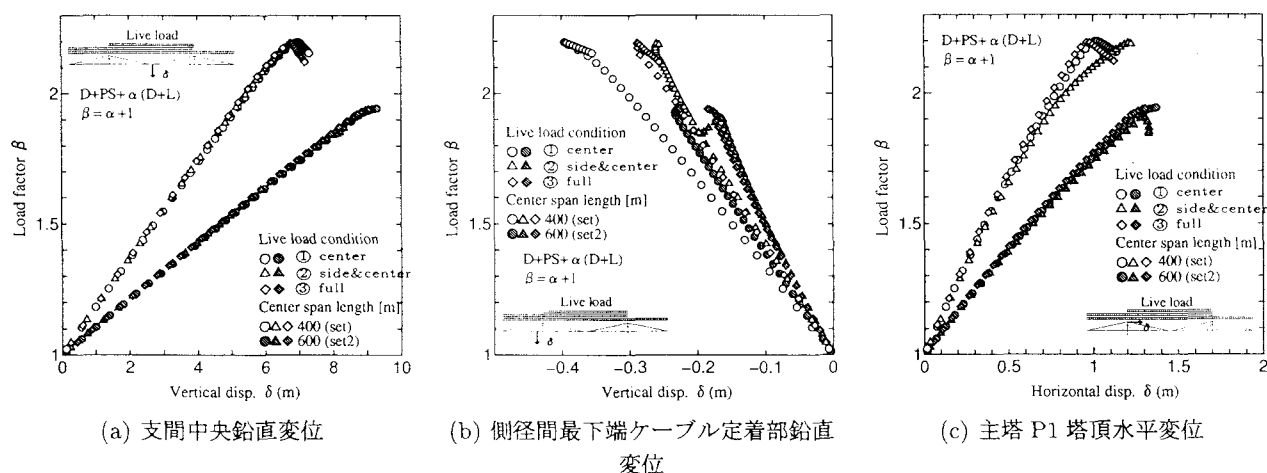


図-6 400m モデルと 600m モデルの弾塑性挙動比較

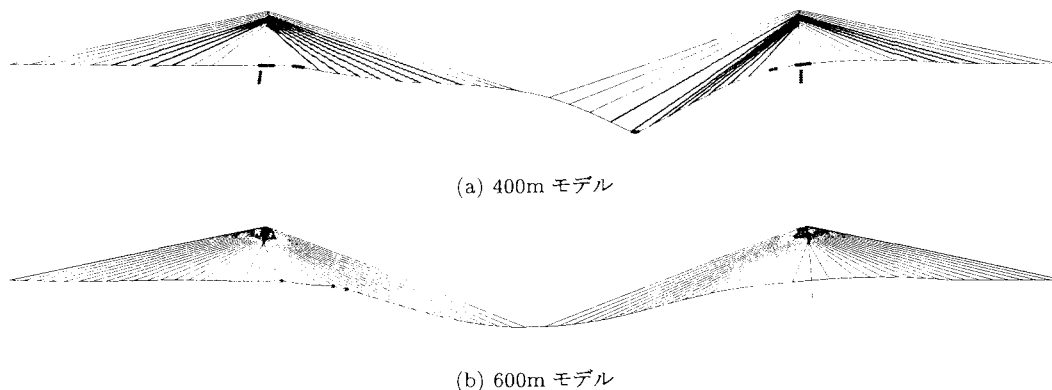
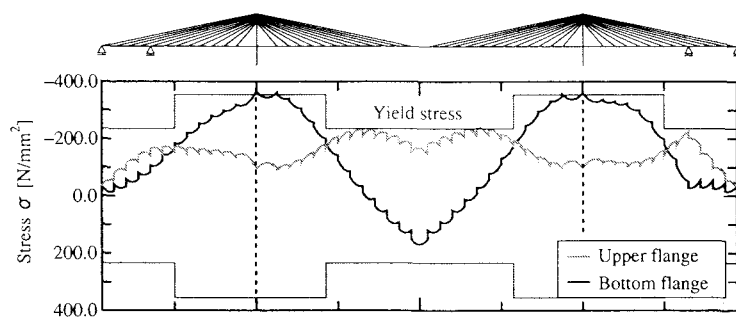


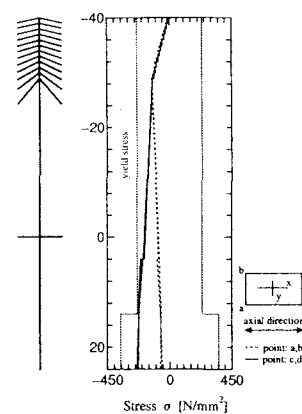
図-7 400m モデルと 600m モデルの終局時変位増分モード (活荷重: 側径間&中央径間載荷)

図-5(b) より, 全ての活荷重載荷条件において側径間には鉛直上向きの変位が終局状態間近までほぼ線形的に増加していき, 急激に非線形性が増した後, 終局状態へと至る. 図-7(b) に, 600m モデルの活荷重条件②(側径間&中央径間載荷)の終局時変位増分モードを示す. 図中の太線部は塑性した要素を表している. 中央径間の塑性進展, 鉛直方向の変位発生によって終局状態を迎えているのが分かる.

次に, 低塔を有する 400m および 600m 斜張橋において, 中央径間長が弾塑性挙動に与える影響についてまとめたのが図-6 である. 図中の記号の白抜きが 400m モデル, 中間色が 600m モデルを意味し, 形が活荷重条件を区別しており, ○, △および◇が各々①, ②および③の活荷重条件を表している. 図-6(a),(c) から明らかなように, 400m モデルに比べて 600m モデルの主桁鉛直変位および塔頂水平変位が大きい. 一方, 活荷重載荷条件の違いによる各モデルの弾塑性挙動に現れ

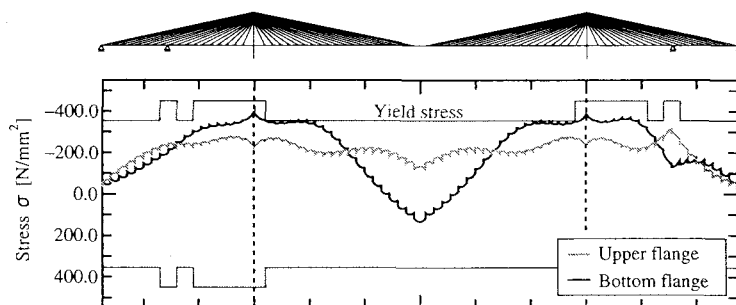


(a) 主桁

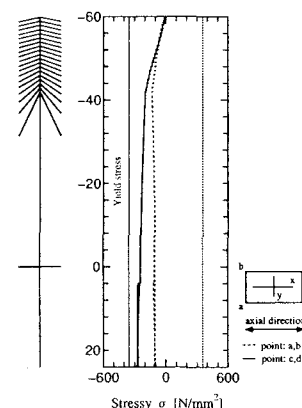


(b) 主塔 P1

図-8 400m モデル 終局時応力分布 (活荷重: 側径間&中央径間載荷)



(a) 主桁



(b) 主塔 P1

図-9 600m モデル 終局時応力分布 (活荷重: 側径間&中央径間載荷)

る変化は小さい。図-7(a),(b)の終局時変位増分モードにおいて、400mモデルではケーブルに広く塑性領域が発生しているのに対して、600mでは主桁のごくわずかな箇所にも塑性領域が発生し、終局を迎えている。

3.2 終局時応力分布

400mおよび600m斜張橋モデルの主桁、主塔の終局時応力分布について検討を行なう。図-8は、400mモデルの活荷重条件②(側径間&中央径間載荷)における主桁、主塔の応力分布である。図-8(a)において、2本の線は主桁の上フランジおよび下フランジにおける応力値を表している。また、2曲線の外側の細い直線は、各点の降伏応力値を結んだものである。いずれの活荷重載荷状態においても、塔位置およびその近傍の主桁から降伏が開始している。塔位置付近で鋼種を上げることにより、桁全体においてほぼ同時期に降伏を向かえる応力分布となった。側径間では中間橋脚を設置したことにより、中間橋脚位置で上フランジの応力が増加する。図-8(b)は主塔(P1)全体の応力分布形状を表している。図中に示すように、主塔の断面内にa~dの4点を設け、a,b点が桁端側、c,d点が支間中央側を表している。支間中央側のc,d点の応力を実線で、桁端側

に位置するa,b点の応力を点線で表す。図より、桁下の鋼種変更点で塑性開始点となっている。塔基部における終局時応力は、基部以外に配置している鋼材SM400の降伏応力値をわずかに超える値となっている。また、他の活荷重載荷条件においても同様な分布を示した。

図-9に、600mモデルの活荷重条件③における主桁、主塔の応力分布を示す。600mモデルでは、図-3からも明らかなように、主桁の塔位置付近から側径間寄り、そして中間橋脚設置位置の鋼材強度を上げている。図-9(a)より、主塔付近の中央径間側および側径間の主桁に塑性域が発生している。また、上フランジの応力と下フランジの応力が共に均衡した値を示していることから、主桁応力において軸力成分が卓越していることが分かる。図-9(b)より、主塔においては、降伏応力に達している部材はなく、600mモデルは主桁の大きな軸応力が支配的であった。

3.3 終局強度特性

次に、400mおよび600m斜張橋の初期降伏時強度および終局強度に関して検討する。なお、荷重条件②では、荷重倍率 α を用いてまとめている。

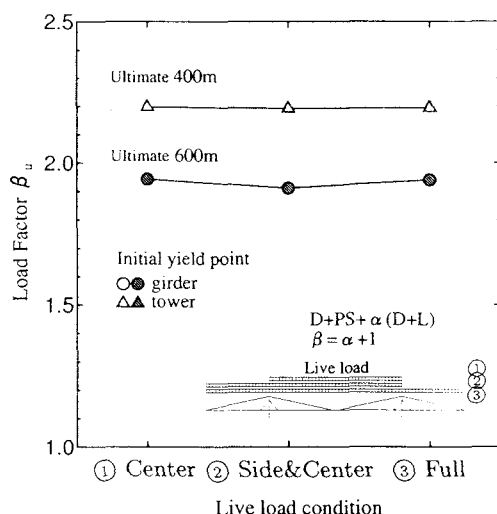


図-10 活荷重条件の終局時荷重倍率 β_u への影響 (荷重条件 ; $\alpha(D+L)$)

図-10 は、荷重条件 [1] での活荷重条件と終局荷重倍率 β_u の相関関係を示している。終局荷重倍率を示す記号の形が初期降伏位置を表し、○●が主桁、△が主塔で発生したことを表す。400m, 600m モデル共に活荷重条件の違いが終局荷重倍率 β_u に与える影響は小さく、400m モデルで $\beta_u=2.2$ 、600m で $\beta_u=1.9$ を有する。また、いずれの活荷重条件においても、初期降伏は、400m モデルで主塔、600m モデルで主桁に発生し、400m モデルでは、主塔の初期降伏後、ケーブル、主桁の降伏が順に発生し、終局状態を迎えた。それに対し、600m モデルでは主桁で初期降伏を向かえた直後、終局状態に至った。400m モデルと 600m モデルの終局強度に差が現れる主な要因は、図-8、図-9 に示される両モデルの終局時応力分布形状の違いであると考えられる。400m モデルでは塔基部、主塔位置の主桁、および中央径間主桁の数点でそれぞれ下フランジ、上フランジが降伏に達しているのに対し、600m モデルでは、主塔位置の主桁に降伏が広く発生している。また、400m モデルと 600m モデルで、塔付近の主桁の鋼種分布が異なることも要因の一つとして挙げられる。400m では主塔付近で広く鋼種を上げているのに対し、600m モデルでは鋼種を上げた領域が狭く、また側径間側に寄っているため、鋼種変更点付近から一気に塑性進展している。

図-11 は、荷重条件 [2] における活荷重条件と終局荷重倍率 α_u の相関関係を示している。活荷重条件に着目すると、両モデル共に活荷重③のとき最も大きな終局荷重倍率を示し、400m モデルで $\alpha_u=6.0$ 、600m モデルで $\alpha_u=5.0$ を有している。活荷重①、②では、400m モデル、600m モデル共に終局荷重倍率は大きく低減し、活荷重①のとき、荷重倍率が最も小さく、400m モデルで $\alpha_u=4.2$ 、600m モデルで $\alpha_u=3.7$ となった。初期降伏位置に着目すると、400m モデルで活荷重③のときに主塔で初期降伏が発生するが、両モデルの他の各ケースでは、主桁で初期降伏が発生する。

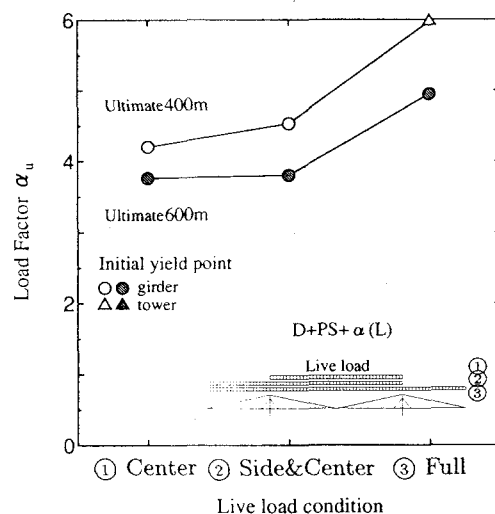


図-11 活荷重条件の終局時荷重倍率 α_u への影響 (荷重条件 ; $\alpha(L)$)

4. 1/10 モデルと 1/5 モデルの比較

4.1 1/5 モデルの諸元

600m 斜張橋の 1/10 モデルに焦点を当て、同一中央径間長で中央径間長の 1/5 の塔高を有する斜張橋との比較を行ない、塔高を低くしたことによる弾塑性挙動および終局強度特性への影響を検討する。

1/5 モデルの全体形状および主塔形状を図-12 に示す。径間割りは、中央径間長 600m、側径間長 280m で、桁上塔高は中央径間長の 1/5 の 120m である。このモデルの場合、活荷重たわみ制限⁶⁾が満足できることから中間橋脚は必要としない。

1/5 モデルの主桁断面は、図-13(a) に示すように 1/10 モデルと同様の一室箱型断面を用いる。桁高 H は、1/10 モデルと同様の 2.5m に加え、参考モデルとして、 $H=0.6m$ についても検討を行なう。桁高 $H=0.6m$ は、このモデルで理論上設計可能とされる最小桁高である。主塔は、図-13(b) に示す $5.0 \times 7.0m$ の一室箱型断面とし、塔断面の板厚を 0.04m とする。主桁および主塔の断面諸元を表-4 に示す。主桁において、表中 B は桁幅 (m)、 H は桁高 (m) を表す。主塔では、 B は塔柱部材の橋軸直角方向寸法 (m)、 H は橋軸方向寸法 (m) を表す。

使用鋼材は主桁、主塔ともに全断面 SM490Y とし、ケーブルには ST1570 ($\sigma_y=1160 \text{ N/mm}^2$) を用いる。主桁、主塔およびケーブル部材の構成則は、1/10 モデルと同じく、主塔、主桁に完全弾塑性、ケーブルにバイリニアを用いる。また、死荷重値および活荷重値を表-5 に示す。

4.2 弾塑性挙動

図-14 に、荷重条件 [1]、活荷重条件①、②、③における、1/10 モデルと 1/5 モデルの弾塑性挙動の比較結果を示す。各図中の 9 本の曲線は、それぞれ 1/10 モデルおよび桁高 $H=0.6, 2.5m$ の 1/5 モデルに対する活荷重条件①~③の結果を表す。色でモデルを区別し、白抜き記号が 1/10 モデル、灰色記号が 1/5 モデル ($H=0.6m$)、

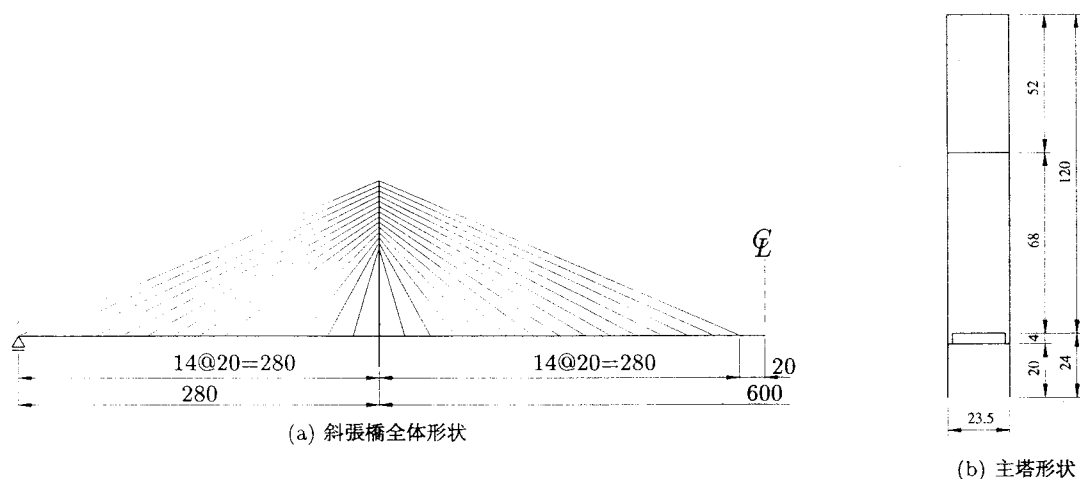


図-12 中央径間長の 1/5 の塔高を有する斜張橋モデル (m)

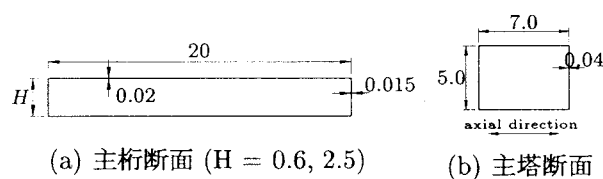


図-13 主桁・主塔断面 (m)

表-4 断面諸元

	B (m)	H (m)	t (m)	A_g (m^2)	I_x (m^4)	I_y (m^4)	J (m^4)
主桁	20	0.6	0.02,0.015	0.818	0.073	28.467	0.277
		2.5	0.02,0.015	0.875	1.289	34.167	4.286
主塔	5.0	7.0	0.04	0.960	4.333	7.187	8.167

表-5 死荷重と活荷重

	断面形状 (m)	死荷重 (kN/m)	活荷重 (kN/m)
桁	20.0×0.6	143.83	35.45
	20.0×2.5	149.96	
塔	5.0×7.0×0.04	103.39	

黒塗り記号が 1/5 モデル ($H=2.5m$) を表す。また、記号の形で活荷重条件を区別し、○、△および◇は各々①、②および③の活荷重条件を意味する。

図-14(a)において、1/10 モデルは荷重載荷直後から変位が単調増加していき、非線形性が顕著になった直後に終局状態を迎えている。それに対し、1/5 モデルは 1/10 モデルに比べて剛性が高く、主桁の塑性化が始まった後、非線形性を増しながら荷重倍率が上昇し、その後終局を迎えている。また、側径間の主桁に着目した図-14(b)より、1/5 モデルでは、活荷重①のみで側径間の持ちあがり現象が見られるのに対し、1/10 モデルではいずれの活荷重載荷条件においても側径間の鉛直上向き変位が発生する。これは、1/5 モデルでは側径間に中間橋脚を設置しておらず、1/10 モデルでは側径間の中央付近に設置しているためである。図-14(c)に示す主塔塔頂では、1/5、1/10 モデル共に弾性域において荷重倍率と水平変位の増加は比例関係にあるが、1/5 モデルでは、活荷重①の場合、終局間際に大きな変位が見られる。これは図-14(a)に示されるように、支間中央鉛直変位が終局状態で急増し、塔が中央径間側に倒れこんでいることを表している。

図-15 は、活荷重条件①における終局時変位増分モードを示す。1/10 モデルでは中間橋脚設置、1/5 モデル

ではなしという条件の違いが終局モードに表れている。(a) と (b) の終局倍率は各々 $\beta_u=1.94$, $\beta_u=1.85$, (c) で $\beta_u=2.26$ であるが、(c) の $H=2.5m$ の 1/5 モデルではケーブルおよび塔基部に広く塑性域が広がっており、(b) の $H=0.6m$ の 1/5 モデルにおいてはケーブルのみに塑性が生じている。それに対して (a) の 1/10 モデルは主桁およびケーブルに塑性化が進んでおり、塔高の違いが塑性域の進展状況に影響を及ぼしている。

4.3 終局時応力分布

1/10 モデルと 1/5 モデルの桁高 $H=2.5m$ に着目し、同桁高において塔高の違いが終局時応力分布に与える影響について検討する。

図-16、図-17 は、活荷重条件①中央径間載荷における、1/10 モデルおよび 1/5 モデルの主桁および主塔応力分布をまとめたものである。図-16 より、1/10 モデルにおいては、主塔位置を中心に広い範囲の主桁に同程度の軸応力が発生している。一方で、図-17 の 1/5 モデルでは主塔位置および側径間の主桁の一部に応力が集中している。主塔に着目すると、1/10 モデルでは主塔全域の応力は降伏に達していないが、1/5 モデルでは主塔に大きな曲げモーメントが発生しており、塔基部から塑性領域が進展している。

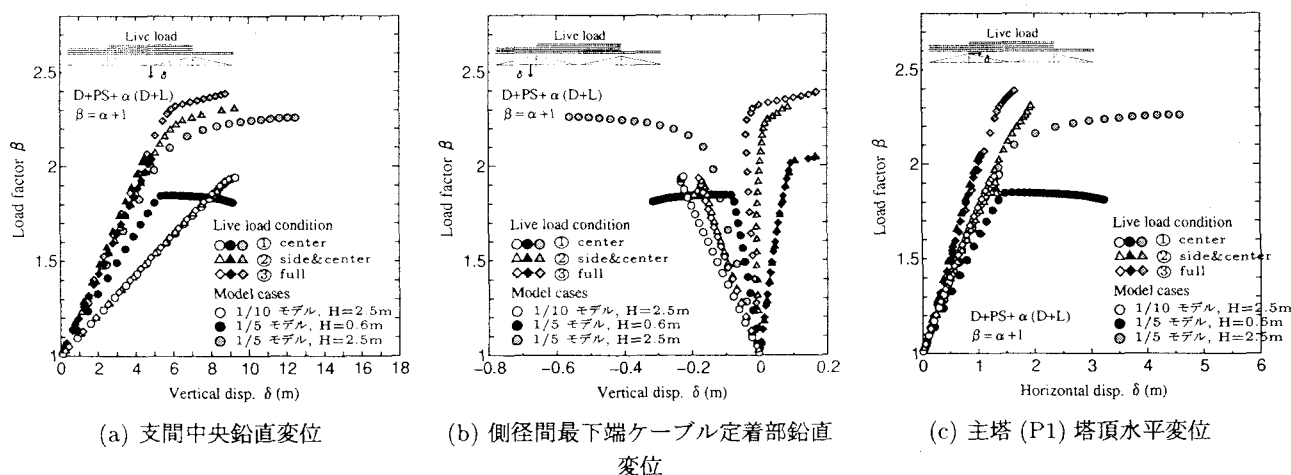


図-14 1/10 モデルと 1/5 モデルの弾塑性挙動比較

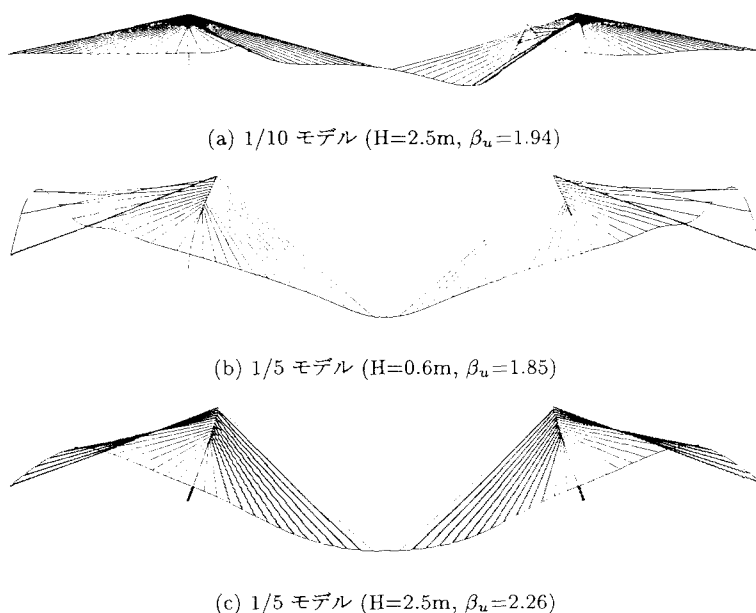


図-15 1/10 モデルと 1/5 モデルの終局時変位増分モード (活荷重：中央径間載荷)

4.4 終局強度特性

1/10 モデルと 1/5 モデルの終局時荷重倍率を比較し、主塔高が終局強度に与える影響について検討を行った。

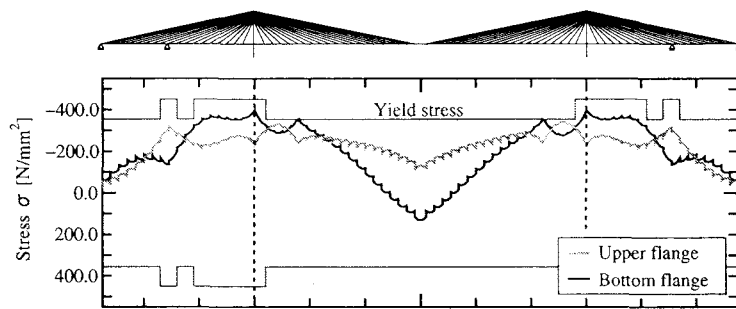
図-18 は、荷重条件 1 における 1/10 モデルと 1/5 モデルの活荷重載荷条件と終局時荷重倍率 β_u の関係を示している。図中の記号は、黒塗りが 1/5 モデル ($H=2.5\text{m}$)、中間色が 1/5 モデル (桁高 $H=0.6\text{m}$)、白抜きが 1/10 モデル ($H=2.5\text{m}$) を表す。また、終局時荷重倍率を表す記号の形で初期降伏の発生位置を表し、○が主桁、△が主塔、◇がケーブルで発生したことを表す。

終局時荷重倍率への活荷重載荷条件の影響に着目すると、活荷重条件①、②、③と変化させるに従い、1/5 モデル ($H=2.5\text{m}$) はほぼ線形的に荷重倍率が上昇するのに対し、1/10 モデルでは活荷重条件の違いが終局荷重倍率に与える影響は小さい。1/5 モデル ($H=2.5\text{m}$) の終局荷重倍率は、活荷重条件①のとき、 $\beta_u=2.2$ を有し

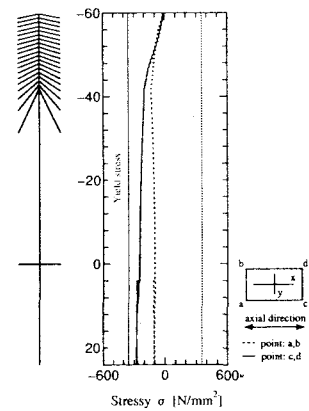
ており、1/10 モデルはいずれの活荷重条件においても $\beta_u=1.9$ を得た。初期降伏位置に着目すると、1/10 モデルはいずれの活荷重条件においても主桁で初期降伏が発生しているのに対し、1/5 モデル ($H=2.5\text{m}$) では常にケーブルで初期降伏が発生している。

次に、中間色の記号で表した 1/5 モデル ($H=0.6\text{m}$) との比較において、活荷重条件による違いはあるものの、1/10 モデルはおおよそ 1/5 モデルに近い終局荷重倍率 β_u を有している。1/5 モデルの終局荷重倍率は、活荷重条件①のとき $\beta_u=1.8$ 、活荷重条件②、③のとき $\beta_u=2.0$ 程度になった。活荷重①においては、1/5 モデルは側径間に中間橋脚を採用していないため、1/10 モデルの終局荷重倍率より低下している。

図-19 は、荷重条件 2 における 1/10 モデルと 1/5 モデルの終局時荷重倍率 α_u に活荷重条件の違いが与える影響を示す。1/5 モデル ($H=2.5\text{m}$) では、活荷重条件③のとき、7.0 程度を、②、③の場合、3.0~4.0 を有している。一方で、1/10 モデルでは、活荷重条件③の

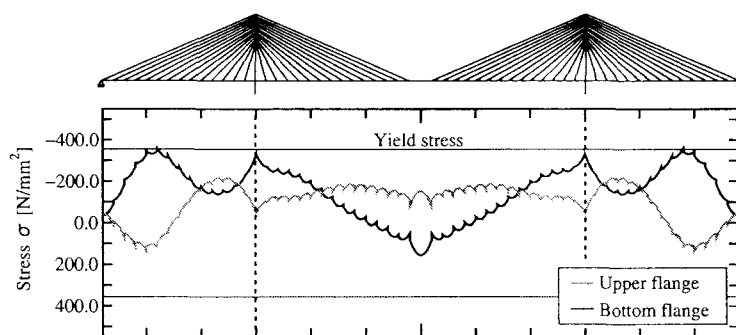


(a) 主桁

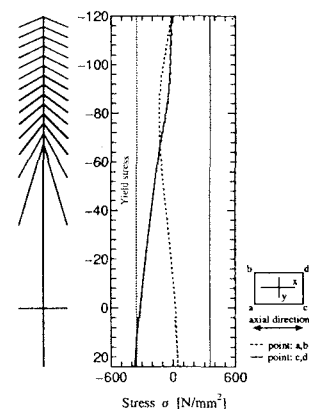


(b) 主塔 P1

図-16 1/10 モデル 終局時応力分布 (活荷重: 中央径間載荷, $\beta_u = 1.94$)



(a) 主桁



(b) 主塔 P1

図-17 1/5 モデル (H=2.5m) 終局時応力分布 (活荷重: 中央径間載荷, $\beta_u = 2.26$)

とき 5.0 程度, ①, ②のとき 4.0 程度を得た. 1/5 モデル (H=2.5m) と 1/10 モデルの両モデルともに, 活荷重条件③に比べ①, ②では終局荷重倍率 α_u が大きく低下するが, 1/5 モデル (2.5m) に比べ, 1/10 モデルではその割合が小さい. これは, 1/10 モデルが塔高を低くしていることおよび側径間に中間橋脚を設置していることに起因している. なお, 活荷重条件の荷重倍率への影響は荷重条件 [1] のときよりも顕著に表れている. 活荷重①, ②において, 1/10 モデルは 1/5 モデル (H=2.5m) と同等か, それ以上の終局荷重倍率 α_u を有している. また, 1/10 モデルの荷重倍率は 1/5 モデル (H=0.6m) と比較して, 活荷重条件③において同等の値を示しているが, 活荷重条件①, ②では 1/5 モデルを大きく上回っている. また, 1/5 モデル (H=0.6m) も 1/5 モデル (H=2.5m) と同様に, 側径間および主桁の変位によりケーブルから初期降伏が発生している.

5. 結論

本研究では, 都市型吊形式橋梁の開発を目的として, 中央径間長の 1/10 の塔高を有する 400m および 600m 斜張橋を対象に弾塑性有限変位解析を実行し, 弾塑性

挙動および終局強度特性の面から検討を行った. また, 600m 斜張橋に対し, 同一径間長で中央径間長の 1/5 の最適塔高を有する斜張橋との比較検討を行うことで, 塔高を低くしたことによる弾塑性挙動および終局強度特性への影響を検討した.

以下に, 本研究で得られた結果をまとめる.

1. 中央径間長の 1/10 の塔高を有する 400m および 600m 斜張橋の弾塑性挙動と終局強度特性を把握することができた. 荷重条件 α (D+L) において, 両モデル共に終局荷重付近で非線形性が顕著になり, その後の荷重, 変位の増加なしに終局状態に至る. 特に, 600m モデルは主塔位置主桁の塑性開始直後に終局状態を向かえた. また, 3 種の活荷重載荷条件が終局強度に与える影響は小さいことを明らかにした.
2. 中央径間長の 1/10 の塔高を有する 400m モデルの終局時荷重倍率は $\beta_u=2.2$ となり, 600m モデルでは $\beta_u=1.9$ を確保できることを明らかにした.
3. 中央径間長の 1/5 の主塔を有する斜張橋との比較検討を行なった結果, 同一桁高 2.5m を有する 1/5 モデルに比較して 1/10 モデルの終局時荷重倍率 β_u は, 荷重条件 [1] α (D+L) の場合で最大 18% 低

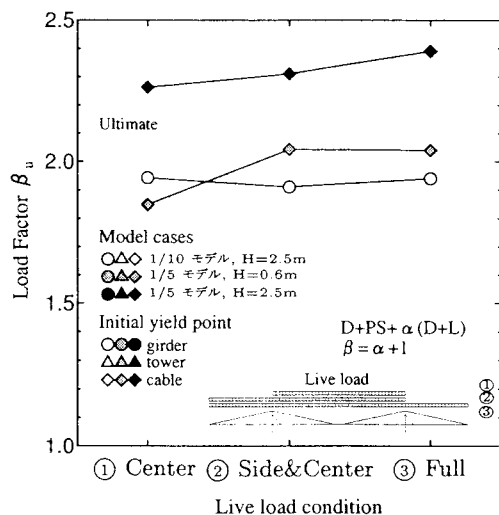


図-18 1/10 モデルと 1/5 モデルの終局時荷重倍率 β_u (荷重条件; $\alpha(D+L)$)

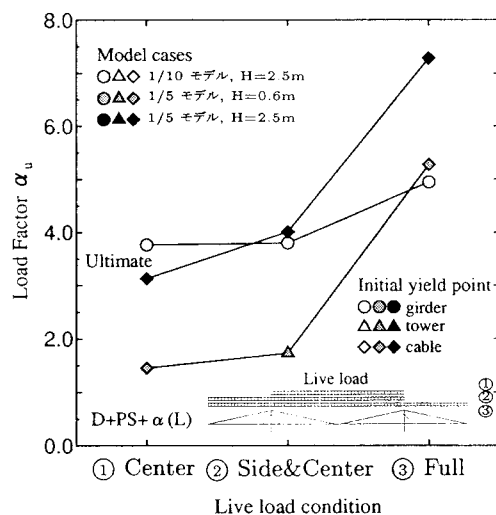


図-19 1/10 モデルと 1/5 モデルの終局時荷重倍率 α_u (荷重条件; $\alpha(L)$)

下する。しかし、弾塑性挙動に違いはあるものの最小でも $\beta_u=1.9$ の荷重倍率があること、さらにこの値は、桁高 0.6m を有する 1/5 モデルと同等の終局時荷重倍率があることから、中間橋脚の設置が前提条件とはなるものの、1/10 モデルの実現の可能性がある。

参考文献

- 1) 野上邦栄, 成田信之: 鋼斜張橋主塔の構造特性と座屈設計に関する実績調査研究, 構造工学論文集, Vol.38A, 1992.
- 2) 大塚久哲, 若狭忠雄, 緒方純二, 矢茸亘, 竹村太佐: PC 長大橋の構造形式における耐震性および経済性について, 構造工学論文集, Vol.47A, pp1269-1276, 2001.

- 3) 森園康之, 長井正嗣, 野上邦栄, 藤野陽三: 塔高を同一とした 600m 鋼斜張橋と自定式吊橋の試設計, 土木学会第 58 回年次学術講演会講演概要集, 2003.
- 4) 森園康之, 長井正嗣, 野上邦栄, 藤野陽三: 塔高を中央径間長の 1/10 とした鋼斜張橋の力学的特性と自定式吊橋との比較, 構造工学論文集, Vol.50A, 2004
- 5) 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, 鋼構造年次論文報告集, vol.2, 1994.
- 6) 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.
- 7) 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, 1994.
- 8) 本州四国連絡橋公団: 鋼上部構造設計基準・同解説, 1992.

(2004 年 9 月 17 日 受付)