中央径間長400mおよび600m鋼製斜張橋の低塔化が 終局強度特性に与える影響

Effect of Use of Short Tower on Ultimate Strength Behavior of Steel Cable-Stayed Bridges with the Center Span Length of Both 400m and 600m

_野上邦栄* ,気仙祐輔** ,山沢哲也*** ,森園 康之**** ,長井正嗣[†]

Kuniei Nogami, Yusuke Kesen, Tetsuya Yamasawa, Yasuyuki Morizono and Masatsugu Nagai

*工博,首都大学東京大学院准教授,都市環境科学研究科都市基盤環境工学専攻(〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1) **三井住友建設(株)東北支店新幹線七戸川作業所(〒039-2403 青森県上北郡東北町大字新舘字赤平 1-1) ***工修,首都大学東京大学院助手,都市環境科学研究科都市基盤環境工学専攻(〒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 ultimate strength of steel cable-stayed bridges with short tower which are suitable for constructing at the site near an airport in the urban area. The cable-stayed bridges with center span length of both 400-meter and 600-meter whose tower heights were 1/10 and 1/5 of the center span length were designed. Using the designed model, we studied 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 (1/5 of center span length), that the cable-stayed bridges have ultimate load factor β_u of 2.07~2.20 for 400m and 600m-spanned models and are expected to be competitive.

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

1. はじめに

これまで建設された鋼斜張橋の塔高(桁上)は,多少 のバラエテイはあっても,中央径間長のほぼ1/5程度 で,この数値が経済的に最適なものとされている^{1),2)}. 一方,PC橋の分野では,スパン100m前後の橋梁タイ プとして,中央径間長の1/10程度の塔高を有するエキ ストラドーズド橋の建設が多くみられるようになって いる³⁾.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,しかも経済 性が期待できるとされている.

さて,都市内湾岸部で長大橋が計画される場合,吊 形式橋梁の建設が検討の対象になる.わが国のように 地盤条件が非常に悪い場合,より軽量な鋼製タイプが 有利になると考えられる.また,アンカレッジを不要と できる斜張橋の建設が適していると考えられる.しか しながら,都市内湾岸部で,空港の近隣に建設が計画 される場合は,航空制限の問題が生じ,また建築構造 物(住居)が近接している場合は,風や日照などの自然 環境への配慮の問題が生じる.そのため,塔高をこれ までの1/5に比べて低く計画する必要が生じるが,こ れまでの知見^{1),2)}と照らし合わせれば,経済性の面で 劣るとの判断がなされ,計画段階で排除されることに なる.

しかしながら,スパンによっては,ほぼ最小板厚で 構成される鋼主桁の発生応力度が許容値に比べて十分 小さい場合もある.また,塔高を低くすれば,そのこと による重量減はもちろんのこと,風や地震による横荷 重に対して有利となる効果が得られる.一方で,ケー ブル重量は大きくなるとともに,鉛直荷重に抵抗する 効率が低下することによる桁断面力の増加,たわみの 増加が考えられる.しかし,これらは定性的な評価で あって,前者の場合低塔化によりケーブル断面積は増 加するものの,ケーブル長の減少によりケーブル断面積 は増 が常に大きくなるとは限らないなどから定量的な差異 についての検討,報告例が望まれる.このように,塔 高に制約を受ける場合でも,斜張橋の適用の可能性を 探っておくことは,昨今の強いコスト縮減要請のなか で,経済設計の検討にあたっての選択肢,メニューを 提供する上で有益と考える^{4),5)}.

著者らは,以上の目的を達成するため,中央径間長 400m および 600m を対象に,塔高(桁上)を中央径間 長の 1/5 とした鋼斜張橋(以後,1/5 モデルと呼ぶ)お よび 1/10 とした鋼斜張橋(以後,1/10 モデルと呼ぶ) の試設計を行い,中央径間長の 1/10 と主塔を極端に低 くした鋼斜張橋の適用性について明らかにしてきた⁴⁾

本研究ではこの試設計結果を受けて,都市型吊形式 橋梁の開発を目的として,桁上の塔高を最適値と言わ れている値の約半分(中央径間長の1/10)に低くした中 央径間長400mおよび600mの鋼斜張橋を対象に弾塑 性有限変位解析を実行し,両橋梁の弾塑性挙動と終局 強度を明らかにする.さらに,中央径間長の1/5の塔 高を持つ従来型の斜張橋との比較検討を行い,中央径 間長の1/10の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について検討を行う.

2. 中央径間長 400m および 600m 斜張橋

2.1 解析モデル

対象とする橋梁は,試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 である。両斜張橋の全体形状を図-1に示す.なお,桁 上の塔高を中央径間長の1/10にした400mモデルでは 図-2のように端支点から60mの位置に,600mモデル では端支点から120mの位置に,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.側径間に中間橋脚を設置しない 場合,主桁の最大たわみがたわみ制限の規定値を満足 しないこと,さらに主塔の曲げモーメントが大幅に増 大するため設計に困難を伴うことから設けている.ま た,その設置位置は桁端部からケーブル間隔15mの3, 4,8倍の位置に変化させた試設計を行い、最大たわみ の低減に最も効果的な位置として60m、120mを採用 した.

したがって,1/10 モデルでは中間橋脚を設けたこと により1/5 モデルと構造が異なることになるが,現行 設計基準を満足する最適な構造における終局強度特性 を比較する.



(b) 600m







主塔形状は図-3 に示すようなラーメン形状とし,桁 上塔高(H)は中央径間長の1/5 および1/10とし,桁 下空間は両橋梁とも同一の20mと仮定した.また,主 塔位置の主桁支持は非剛結タイプとする.

両斜張橋の主桁・主塔断面は,図-4 に示すような共 通断面を用いる.主桁は,(a)に示す桁高2.5m,桁幅 22m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-4 共通断面 (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15m、塔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⁶⁾,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⁴⁾.

試設計により得られた最終的な主桁,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(m²), I_x,I_y は各々 x,y軸回りの断面 2 次モーメント(m⁴),Jは St.Venant 定数(m⁴)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

表-1 断面諸元

	B (m)	Н (m)	t (m)	$A (m^2)$	I_x (m ⁴)	I_{y} (m ⁴)	J (m ⁴)
主桁	22	2.5	0.02, 0.015	0.955	1.414	44.568	4.776
主塔	2.5	5.0	0.04	0.600	0.729	2.083	1.667
ケーブル	$\begin{array}{l} 400\mathrm{m}: \ \mathrm{A}_{c}{=}0.0049{\sim}0.0162 \ \mathrm{m}^{2}, \ \mathrm{d}{=}105{\sim}180\mathrm{mm} \\ 600\mathrm{m}: \ \mathrm{A}_{c}{=}0.0058{\sim}0.0192 \ \mathrm{m}^{2}, \ \mathrm{d}{=}110{\sim}195 \ \mathrm{mm} \end{array}$						

	中央径間長 (L)	P央径間長 (L) m 400		0	600	
	塔高比(H/L)		1/10	1/5	1/10	1/5
	中間橋脚		有	無	有	無
主桁	断面寸法 (B×H)	m	22.0×2.5	同左	同左	同左
	板厚 (t_f, t_w)	mm	20, 15	同左	同左	同左
	++55		SM400,	CM 400	SM490Y,	SM400,
	刈 負		SM490Y	SM400	SM570	SM490Y
	断面積 (A)	m^2	0.874	同左	同左	同左
	曲げ剛性 (I)	m^4	1.267	同左	同左	同左
主塔	断面寸法 $(B_t \times H_t)$	m	2.5×5.0	同左	同左	同左
	板厚 (t_f, t_w)	mm	40,40	同左	同左	同左
	++66		SM400	SM400,	CM400X	SM490Y,
	が買			SM490Y	SM490Y	SM570
	断面積 (A_t)	m^2	0.594	同左	同左	同左
	曲げ剛性 (I_t)	m^4	2.024	同左	同左	同左
ケーブル	断面積 (A_c)	m^2	$0.0049 \sim$	$0.0049 \sim$	$0.0058 \sim$	$0.0047 \sim$
			0.0162	0.0109	0.0192	0.0109
	外径 (d)	mm	$110 \sim 195$	同左	同左	同左

表-2 400m および 600m 斜張橋の諸元



表-3 使用鋼材 [N/mm², %]

使用箇所		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		

する.

さらに,鋼斜張橋各構成要素の断面諸元および材質 をまとめたものが表-2である.両斜張橋の主桁と主塔 の使用鋼種分布,および使用鋼材の諸元を具体的に表し



図-6 桁および塔の鋼種分布 (600m)

たのが図−5,図−6 および表−3 である.400 m斜張橋の1/10 モデルは、塔位置主桁200m 区間に SM490Y 材
 を、その領域以外の主桁に SM400 材を、主塔に SM400 材を,1/5 モデルは逆に主桁に SM400 材を、主塔に SM400 材あよび SM490Y 材を用いる^{4),5),7)}.

一方,600 m斜張橋の場合,1/10 モデルでは塔位置
 主桁 325m 区間に SM570 材を,その領域以外の主桁
 に SM490Y 材を,主塔に SM490Y 材を用いる^{4),5),7)}.
 1/5 モデルは,主桁の上フランジ側に SM490Y 材を、



図-8 荷重倍率と支間中央鉛直変位の関係

下フランジ側に SM400 材を用い,主塔には SM490Y 材および SM570 材を採用する.なお,主塔の水平材は 400 mおよび 600m 斜張橋ともに弾性体と仮定してい る.ケーブル鋼線には,ST1770 を用いる.

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 は軸力に対抗 しないダイヤフラム,横リブ,対傾構などの重量を考 慮した割り増し係数である. 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 ⁸⁾.

$$\left. \begin{array}{l} w_G = 1.4A_G\gamma_s + 68.6\\ w_T = 1.4A_T\gamma_s \end{array} \right\}$$
(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⁹⁾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長を用いて算出するものと





図-10 600m 斜張橋の荷重-水平変位挙動

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-4 に示す.

荷重載荷条件は,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,死荷重と活 荷重の和 (D+L) を漸増増加させる.したがって, D+PS+ α (D+L) となる.ここに, α は荷重倍率であ る.また,初期状態のD+PSを1と考えることにより, 新たに全荷重倍率として $\beta=\alpha+1$ を定義する.

活荷重(L)の載荷位置は,図-7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.

2.3 構成則と残留応力

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,弾性係数 E に対し,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. また,主桁と主塔の初期不整として溶接型残留応力(圧 縮残留応力 $\sigma_{rc} = 0.3\sigma_y$ および引張残留応力 $\sigma_{rt} = \sigma_y$)の矩形分布を導入している.

3. 弾塑性挙動と終局時変形モード

まず,1/10 モデルと1/5 モデルを比較することで, 低塔化したことが弾塑性挙動に与える影響を検討する. 図-8は,支間中央の鉛直変位と荷重の関係を示している.(a)の400m斜張橋1/10 モデルの荷重-変位曲線から明らかなように400m斜張橋では,側径間に中間橋脚を設置したことにより活荷重載荷条件の違いによる弾塑性挙動への影響は見られない.一方,(b)の1/5 モデルでは中間橋脚がないため,載荷条件の違いによる挙動の違いが見られる.また,1/10 モデルの終局荷重



図-11 400m 斜張橋の桁および塔の終局時全体変位

倍率は 1/5 モデルに比較して約 4.3~8.3%程度低くなっている.

図-8(c)の600m斜張橋1/10モデルの荷重-変位曲 線は,(a)の400m斜張橋の挙動と同様に載荷条件の違 いが見られない.終局荷重に達した後は,荷重の増加 に伴い支間中央の主桁に引張軸力が生じるため変位が 減少する傾向を示した.また,1/10モデルの終局荷重 倍率は,活荷重条件③のとき以外,(d)の1/5モデル のそれより大きい.また,(d)における①および②の 荷重条件の荷重-変位曲線は,途中で計算が止まって いるような挙動を示しているが,この点は終局強度で あり,桁中央の鉛直変位で表示したためである.この 時,図-10から明らかなように桁端部や塔頂部の各水 平変位に着目にした荷重変位曲線は,限界点をとらえ ており、終局強度に達した後主塔の塑性化の進展によ り,急速に剛性を失う挙動が見られる.

また,図-9 および図-10 は,桁端部および塔頂部 の水平変位と荷重倍率の関係について 1/10 モデルと 1/5 モデルの曲線をまとめたものである.両図におい て,1/10 モデルの曲線はほぼ同様な傾向を示しており, 中間橋脚の設置により載荷条件の影響がないことがわ かる.一方,1/5 モデルでは 400m および 600m 斜張 橋ともに 1/10 モデルに比して主塔の変形挙動が載荷条 件により多少相違している.また,600m 斜張橋は①お よび②の荷重条件では,主塔の塑性変形の増大に伴い $\beta \approx 1.87$ の荷重倍率で主塔の崩壊により終局を迎えて いる.これは,後述する図-14の終局時変位増分モー ドからも明らかである.なお,両橋梁の1/10モデルと 1/5モデルの全体的な変形挙動は同様な傾向を示して いる.

次に,終局時の変形について検討する.図-11 および図-12 は,終局時における主桁および主塔の変形形状を示す.400m 斜張橋 1/10 モデルの主桁および主塔のたわみ変形は,活荷重載荷条件の違いによる変化は小さい.これは,側径間に中間橋脚を設置した効果が終局時まで影響していることを示している.1/5 モデルにおける主桁は,支間中央に大きなたわみが発生しており,活荷重条件①のとき側径間にも最大約2.40mのたわみが発生している.これは,中間橋脚を設けていないためである.主塔においては,活荷重条件①のとき,最大約2.72mと1/10 モデルの約2 倍の水平変位が発生している.

また,1/5 モデルにおいて,活荷重条件①より②の 方が中央支間で大きなたわみを生じているが,これは 活荷重条件②のケースの主桁の初期降伏が①のそれよ り早く発生し,その後の塑性進展および断面力分布な どの相違が影響したものである.なお,設計荷重時で は活荷重条件①の主桁たわみが大きくなることを確認



図-12 600m 斜張橋の桁および塔の終局時全体変位

済みである.

同様に 600m 斜張橋の図-12 において,1/10 モデル の主桁は,支間中央で最大約 10.9m の鉛直変位が大き く発生しているものの,主桁,主塔ともに,活荷重載 荷条件の違いによる変位量の変化は極めて小さい.一 方,1/5 モデルでは載荷条件の違いにより主桁の変形 モードが大きく異なる.活荷重条件①のとき,(b)の主 塔の変形モードから明らかなように中央径間側に大き く変位して終局を迎えるため,大きな変位が発生して いる.

また,1/5 モデルにおいて,活荷重条件②より全径 間満載の③の方が中央支間に大きなたわみを生じてい るのは,活荷重条件②の主塔の初期降伏が③のそれよ りかなり早く発生し,その後の荷重増加に伴い側径間 の桁に逆向きのたわみが増大し,それに引きづられる ように中央径間のたわみが減少したためである.なお, 設計荷重時では活荷重条件③の主桁たわみが最も小さ くなることを確認済みである.

最後に,400m および 600m 斜張橋の終局時とその前 の荷重段階との間の荷重増分モード形状を示したのが, 図-13 および図-14 である.図中の太線は,降伏域を 示している.400m 斜張橋 1/10 モデルは,活荷重載荷 ③の荷重条件において支間中央付近の変位が戻る傾向 が表れている.これは,鋼種変更点付近のケーブルの 塑性領域が進展し,終局に至ったためである.1/5 モ デルでは,いずれの活荷重条件においても,支間中央 付近に広く塑性領域が広がっている.活荷重条件①お よび②のとき側径間に塑性領域が広がっており,側径 間のケーブルの塑性領域が進展し,終局に至っている. また,塔基部の塑性も見られる.一方,活荷重条件③ のときは,支間中央付近のケーブルが塑性し,終局に 至っている.

600m 斜張橋の 1/10 モデルは,400m 斜張橋 1/10 モ デルと同様に,主桁および鋼種変更点付近のケーブル に塑性領域が広がったために支間中央付近の変位が戻 る傾向が表れている.また,いずれの活荷重載荷条件 においても,中央径間のケーブルの塑性が進展して終 局に至る.1/5 モデルの活荷重条件①および②は,塔 高が高いため,塔への負担が大きく,ケーブルが塑性 する前に,主塔の塑性崩壊により終局に至る.活荷重 条件③のときは,ケーブル全体および主塔に塑性領域 が広がり,進展し,終局に至っている.

4. 終局強度特性

ここでは,まず1/10モデルと1/5モデルの終局強度 に最も厳しい活荷重条件①に着目したときの応力分布 から,低塔化したことが終局強度に与える影響につい



図-14 600m 斜張橋の終局時変位増分モード

て明らかにする.さらに,構成要素の初期降伏と終局 荷重倍率の関係について比較・検討を行う.

図-15 および図-17 は 400m 斜張橋,図-16 および 図-18 は 600m 斜張橋の各主桁,主塔の応力度分布を 示す.各図中の (a),(b) はそれぞれ 1/10 モデルおよび 1/5 モデルの応力度分布を表している.なお,図中の4 本の応力線は,図-19 において,断面内における上フ ランジ中央部および角部の応力度 σ_{uc},σ_{ut} ,および下 フランジの応力度 σ_{lc},σ_{lt} の計4箇所の応力度を示し たものである.太線が下フランジ,細線が上フランジ を表し,また,細直線は主桁および主塔の降伏応力値 を結んだものである.このラインを超えることは,そ の部分の要素が降伏に達したことを意味する.

まず,400m 斜張橋の 1/10 モデルにおいて,主桁下 フランジの応力度は主塔位置を中心に広い範囲で降伏 が見られ,また支間中央付近では,上フランジ中央お よび下フランジの双方に塑性領域が進展している.1/5 モデルでは,上下フランジともに主塔位置,支間中央 で降伏が見られるのに加え,中間橋脚がないため,側 径間に広い範囲で降伏域が発生している.次に,図-17 の主塔の応力度分布を比較すると,分布形状は,ほぼ 同じような分布を示しており,桁下塔柱の圧縮側全域 が降伏しており,さらに桁上3/4位置付近も降伏して いる.1/5モデルの主塔は,1/10モデルに比して大き な応力度が発生している.

600m 斜張橋 1/10 モデルの主桁は,図-16 より上フ ランジにおいて鋼種変更点から支間中央にわたって,ほ ぼ全域で降伏が見られるのに対し,1/5 モデルでは,塔 位置主桁のみにしか降伏域が発生していない.しかし, 図-18 から明らかなように,1/10 モデルの主塔は基部 から塔高の約半分のところまで降伏するのに対して, 1/5 モデルは全域にわたり広い領域で降伏が見られる. 1/10 モデルと 1/5 モデルの塔高差が 400m 斜張橋のそ れに比して大きいため,1/10 モデルでは主桁の応力度







図-17 400m 斜張橋主塔の終局時応力分布



図-19 主桁断面内の応力位置

が厳しく,1/5 モデルでは主塔が厳しくなる傾向が顕 著に表れた.

したがって,終局強度に着目した場合,低塔化する ことにより主桁において広い領域で塑性領域が進展し ているのに対して,主塔では,発生する応力度が小さ くなることから鋼材強度を下げることが可能になる.

次に,1/10モデルと1/5モデルの各構成要素の初期 降伏状況と終局荷重倍率を比較し,中央径間長の1/10 を有する斜張橋の終局強度特性について検討する.

図-16 600m 斜張橋主桁の終局時応力分布 (中央径間載荷)



図-18 600m 斜張橋主塔の終局時応力分布

図-20(a)の400 m斜張橋,(b)の600 m斜張橋は, 各荷重条件に対する各構成要素の初期降伏状況および 終局強度と荷重倍率の関係を示す.各図中,黒抜きが 1/10 モデルを表し,白抜きが1/5 モデルを表している.

400 m斜張橋では,両モデルとも,いずれの活荷重載 荷条件においても,主桁 主塔 ケーブルの順で初期 降伏を迎え,終局に至る.1/10 モデルでは,荷重倍率 1.5 程度で主塔が初期降伏を迎えるのに対し,1/5 モデ ルでは,荷重倍率約2.0 で初期降伏を迎えている.しか し,1/10 モデルは終局荷重倍率が1/5 モデルに比較し て約10%低下するものの,約2.13~2.20 を有している.

次に,600m 斜張橋の 1/10 モデルは,400m 斜張橋 と同じ初期降伏を示すが,1/5 モデルは主塔に対して 厳しい活荷重条件①,②のとき,ケーブルは降伏せず, 主塔の降伏領域が進展するに伴い終局に至る.このと き 1/10 モデルの終局荷重倍率は 1/5 モデルに比べて



図-20 初期降伏と終局強度

10%ほど高くなる.一方,活荷重条件③のときは,両 モデルともに 400m 斜張橋と同じ傾向を示す.1/10 モ デルの終局荷重倍率は 2.07~2.09 を有するのに対して 1/5 モデルは,1.87~2.28 となった.

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, 桁上の塔高を最適値と言われている値の約半分に低く した400m および600m 斜張橋に対象に,弾塑性挙動 および終局強度特性の面から検討を行った.中央径間 長の1/5の塔高を有する従来の塔高を有する斜張橋と 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明らかにした. 以下に,本研究で得られた結果をまとめる.

- (1) 400m および 600m 斜張橋の弾塑性挙動および終 局時モード形状を把握することができた.両斜張 橋ともに,終局強度付近で急速に非線形性が増大 して終局状態に至る.
- (2) 600m 斜張橋 1/5 モデルの全径間満載は,両斜張橋ともに,主桁に初期降伏が発生し,続いてケーブル初期降伏直後,終局に至ることが確認できた.支間中央載荷時と側径間&支間中央載荷時は,ケーブルが降伏する前に主塔の塑性領域が進展して終局に至る.
- (3) 中央径間長の違いにより変位量には差があるものの,弾塑性挙動および終局強度への影響は小さく, 主桁,主塔およびケーブルの塑性領域の広がりは ほぼ同じであった.
- (4) 1/5 モデルから 1/10 モデルへの低塔化による終局
 荷重倍率は,400m 斜張橋で0.15~0.20 程度低下
 する.600m 斜張橋でその差は小さい.
- (5) 中央径間長の 1/10 の塔高を有する斜張橋は,中央 径間長 400m,600mのいずれにおいても,終局荷 重倍率 2.1 前後を有しており,終局強度に着目し た場合,低塔化による構造安全性は十分確保でき

ている.

なお,これまでの研究において,400m及び600m鋼 斜張橋では低塔化により側径間に中間橋脚を設置する 必要があるが、その経済性への影響はさほど大きくな いことが明らかにされている⁴⁾.

また,現在中央径間長200mを対象に箱型断面とエッジガーダー形式鋼斜張橋,および合成斜張橋の低塔化の可能性について検討している.これまでの試設計において低塔化が経済面に及ぼす影響はさほど大きくないことを明らかにしており¹⁰⁾,低塔斜張橋の適用の可能性は十分期待できる.なお,従来の塔高を有する中央径間長200m合成斜張橋は経済的に最も有利になることから,わが国における建設の実現が待たれる.

一方,低塔化によるエッジガーダー形式鋼斜張橋および合成斜張橋の終局強度特性,主塔のケープル定着部および施工性への影響などについては今後の検討課題である.

参考文献

- 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, pp167-180,1992.
- 2)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.
- 3)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,pp1269-127,2001
- 4) 森園康之,長井正嗣,野上邦栄,藤野陽三:塔高の低 い鋼斜張橋の試設計と適用性に関する比較考察,橋梁 と基礎, Vol.39, pp.49-53, 2005
- 5) 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, pp.781-789,2004
- 6) 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.

- 7) 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.
- 8)秋本泰治,野上邦栄,山沢哲也,森園康之,長井正嗣: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,構造工学論文集,Vol.51A,pp.107-116,2005.
- 9)本州四国連絡橋公団:鋼上部構造設計基準・同解説, 1992.
- 村上真也,野上邦栄,森園康之,長井正嗣:塔高を中央径間長の1/5 および1/10とした200m斜張橋の 試設計と適用性,土木学会年次講演概要集,第61回, I-159,2006.

(2006年9月11日受付)