鋼斜張橋とエクストラドーズド橋のケーブル安全率の比較

Comparison of Cable Safety Factors of Steel Cable-Stayed Bridges and Extradosed Bridges

中村俊一* 藤井政美 **

Shun-ichi NAKAMURA M

Masami FUJII

*Ph.D. 東海大学 工学部 土木工学科 教授(〒259-1292 平塚市北金目 1117) **トピー工業㈱ 鉄構事業部 技術部(〒441-8510 愛知県豊橋市明海町1番地)

At present safety factors are differently specified for steel cable-stayed bridges and extradosed bridges; 2.5 for steel cable-stayed bridges and 1.67 for extradosed bridges. Parametric studies were conducted for both bridge types with the same center span of 205m using cable safety factors as parameters. Both the ultimate and fatigue strengths of stays were evaluated for different cable safety factors. For steel cable-stayed bridges, the ultimate strength of stays are critical than the fatigue strength, and the safety factor of 2.5 is necessary to satisfy the required ultimate strength. For extradosed bridges, the ultimate strength of stays are also critical than the fatigue strength, and the safety factor of 2.1 to 2.8 is necessary depending on the load factors.

Key Words: cable safety factors, steel cable-stayed bridges, extradosed bridges

1.はじめに

鋼斜張橋ケーブルを設計する場合,道路橋示方書(以下,道示) にしたがって引張強度に対する安全率を 2.5 としている. PC斜張橋ケーブルを設計する場合 も道示 にしたがって同様に安全率を2.5 としている. 一方,エクストラドーズド橋(以下,ED橋)の場合に は,斜材を桁外ケーブルとして扱い,道示 の外ケー ブル構造に準じて許容値を0.6 f_{Pu}(f_{Pu}:引張強度),す なわちケーブルの引張強度に対する安全率として 1.67 を採用している.

また,文献1)ではPC斜張橋とED橋の両者を明確 に区分しないで,活荷重により斜材に発生する変動応 力に応じて,斜材の安全率を0.4f_{Pu}~0.6f_{pu}の間で設 定することを提案している.これは,配置される斜材 の位置により変動応力の大きさが斜材ごとに異なるた め,疲労限界状態に対して変動応力の大きさに応じて 許容値を設定し,斜材ごとの安全度のバラツキを合理 的に小さくすることを意図している.しかし,仮に部 分的に斜材が破断しても構造全体の崩壊にはつながら ないため,斜材の終局限界状態の検討を一般に省略し てよいとしている.

このように,鋼斜張橋とED橋では鋼構造とPC構 造という違いはあるものの,両者のケーブル(斜材)は 力学的には同じ機能である部材でありながら,現状で はケーブル安全率の設定方法が異なっている. 本研究では,鋼斜張橋とED橋の両者に適用可能な 中規模橋をモデルとして試設計を行い,ケーブル安全 率をパラメーターとして,ケーブル部材に関する終局 限界状態および疲労限界状態を照査する.そして両形 式橋の結果を比較することにより,鋼斜張橋とED橋 のケーブル安全率について統一的に考察する.

2.ケーブル安全率の検討方法

本研究では,限界状態設計法に基づき鋼斜張橋とE D橋の終局および疲労限界状態に対するケーブルの安 全性について検討する.以下に検討方法の概要につい て示す.

2.1 終局限界状態の検討方法

文献 2)では,吊り形式橋梁を対象とした橋梁ケーブ ルの終局限界状態に関する設計法を提案している.本 検討では,この設計法に基づいて鋼斜張橋とED橋の 終局限界状態に対するケーブル安全率を照査するもの とし,以下にこの設計法の概要について示す.

(1) 照査基本式

(_i P _i)	Nu	(1)
$N_u = F_u A_n$		(2)
ここに、		

1	ケーブルの種類	平行線ケーブル :1.05 スパイラルケーブル:1.10 ストランドケーブル:1.15
2	ケーブルの施工	<u>CFRCケーフル :1.20</u> 工場製作:1.00,現場製作:1.05
3	ケーブルの防食	工場防食:1.00,現場防食:1.10
4	ケーブルの形状	直線 :1.00,曲線 :1.20

表-1 ケーブル設計基準強度に関する安全係数

;:終局限界に対する荷重係数

P_i:設計荷重

N_u:ケーブルの設計強度

F₁:設計基準強度

A_n: ケーブルの設計断面積

(2)終局設計荷重

終局限界状態に対するケーブルの設計荷重は次式と する.

鋼斜張橋:

1 (D	+ PS) +	2(L+I)	(3.a)
ED橋	:		

 $_{1}(D + PS) + _{2}(L + I) + _{3}D$ (3.b) $\Xi \Xi I C$,

D: 死荷重 PS: ケーブルプレストレス

D : D, PS 以外の永久荷重

L:活荷重 I:衝撃

また, 1および 2は式(1)に示す荷重係数であり,文献2)においては 1=1.3, 2=2.5を採用している.本検討では,これに加えて 1=1.7, 2=1.7とした設計荷重についても検討する.これら2つの組み合わせの荷重係数は,道示 に示される終局荷重作用時の照査式の係数に相当する.なお,ED橋の場合,式(3.a)に示す設計荷重の他に桁内ケーブルプレストレスやクリープ・乾燥収縮などの永久荷重(D)が作用するが,これらの荷重係数は 3=1.0として付加した式(3.b)を採用する.

(3)設計基準強度

設計基準強度は,3種類の素線の降伏相当強度の最 小値として定義した降伏相当強度に対して,ケーブル の種類,施工法,防食,形状を考慮した安全係数を用 いて設定する.すなわち,ケーブルの素線の降伏強度 を次のように定義する^{2),6)}.

F_y = min (F₁, F₂, F₃) (4) ここに, F_y: ケーブル素線の降伏相当強度 F₁: 0.2%残留ひずみに対する耐力 F₂: 0.7%全伸びに相当する耐力 F₃: 0.85F₁(F₁は素線の引張強度) そして,ケーブルの設計基準強度は次式とする. F_u = F_y / (1 2 3 4) (5) ここに,

F_u: ケーブルの設計基準強度

また, 1~ 4は表-1に示すケーブルの種類,施工法, 防食法および形状に関する安全係数である.これらの 係数は道示IIおよび文献6)を参考に設定した.

2.2 疲労限界状態の検討方法

ケーブルの疲労限界状態については,鋼斜張橋およびED橋ともに文献3)により照査する.具体的には, 疲労設計活荷重は道示のT荷重とし,これに変動応 力の補正に影響する活荷重補正係数,衝撃係数,構造 解析係数,後述する車線位置補正係数を考慮した疲労 設計活荷重強度を設定する.この活荷重によるケーブ ルの変動応力は,検討モデルのケーブル影響線を利用 して,各車線ごとに荷重載荷して得られた断面力から 算出する.そして,式(6)に示すように,この変動応力 が文献3)に示される一定振幅応力の打ち切り限界以 下であることを,疲労限界状態の基本照査式とする. 一定振幅応力の打ち切り限界値についてはケーブルの 平均応力の影響を考慮するが,文献3)にはケーブル部 材に関する平均応力の影響値C_Rが示されていないた め,文献4)に示される式(7)を採用した.

 $C_{R} = (1 - R) / (1 - 0.9R)$ (6) $C_{z} = C_{z}$

max:各車線ごとの疲労設計活荷重により
ケーブルに生じる最大応力範囲
。。:ケーブルの一定振幅応力に対する
応力範囲の打ち切り限界
C。:ケーブルの平均応力の影響値

R:応力比(= 最小応力度/最大応力度)

3.鋼斜張橋のケーブル安全率の検討結果

3.1 検討モデル

試設計橋は,支間長100.0m+205.0m+100.0m,主塔高 さ44.0m,ケーブルの配置はマルチケーブル形式(片側 8段×2面吊り)とした.本研究では鋼斜張橋とED橋 の比較を目的としているため,両形式に適用可能な中 規模の橋梁を想定した.幅員については対面交通2車 線からなる幅員構成(有効幅員=7.0m)を設定し,主桁形 式は鋼床版箱桁(1-B0X),主塔形状は2本柱形式(H形)



図-1 鋼斜張橋:検討モデル

表-2 鋼斜張橋:構造諸元と荷重条件

プロポーション	支間長;100.0m+205.0m+100.0m, 主塔高さ;44.0m
ケーブル配置	マルチケーブル形式(ファン型),片側8段×2面吊り
部材諸元	ヤング係数 ;主桁,主塔:E=2.00×10 ⁵ N/mm ²
	ケーブル :E=1.95×10 ⁵ N/mm ²
	主桁断面 ;A=0.330m ² ,I=0.384m ⁴ 主塔断面 ;A=0.446m ² ,I=0.282m ⁴
	; A=0.383m ² , I=0.463m ⁴ ; A=0.556m ² , I=0.552m ⁴
	; A=0.351m ² , I=0.414m ⁴ ; A=0.922m ² , I=1.302m ⁴
	ケーブル断面 ; A =0.003502m²/面 ; A =0.002348m²/面
	;A=0.002117m ² /面 ;A=0.001424m ² /面
支点条件	主桁橋軸方向;A1:MOV P1:FIX P2:FIX A2:MOV
	主塔回転 ; P1:FIX P2:FIX
荷重	主桁鋼重 ; 45kN/m
	主塔鋼重 ; 70kN/m/塔
	橋面荷重 ;28.0kN/m(舗装,地覆,高欄を考慮)
	ケーブル自重(1面分); 286N/m, 194N/m, 175N/m, 119N/m
	B 活荷重 ; p ₁ 荷重は10.0kN/m ²
	;p ₂ 荷重の主載荷(側径間は3.30kN/m ² ,中央径間は3.00kN/m ²)
	; 衝撃(ケーブルの衝撃係数は全てi=0.133とした)

の鋼製箱断面とした.

本モデルは平面骨組モデルとし,断面力は線形解析 により算出し,架設系の影響やケーブルのサグによる ヤング係数の低減は考慮していない.試設計において, モデル橋のケーブル断面は,常時荷重による最大断面 力の引張強度に対する安全率が2.50 程度となるよう に設定した.その結果,本検討モデルにおける各ケー ブルの安全率は2.41~2.63 となっている.PS につい ては,死荷重完成系で主桁曲げモーメントをできるだ け均等化し,主塔基部曲げモーメントを生じさせない という条件で設定している.鋼斜張橋の検討モデル, 構造諸元と荷重条件を図-1,表-2に示す.また,検討 モデルで設定した主桁,主塔の断面形状を図-2に示す. ケーブルはプレファブ型(工場製作)の準平行線ケー ブルとし,ケーブルの設計基準強度Fuは次のように設 定した.まず,引張強度はF,=1570 N/mm²(素線径7mm の亜鉛メッキ鋼線)として,降伏相当強度は 0.7%全伸 びに相当する F_y =1160N/mm²となる.そして,設計基準 強度を決定するための安全係数は,₁=1.05(準平行線 ケーブル),₂=1.00(工場製作),₃=1.00(工場防食), ₄=1.00(直線)となり,これらを考慮すると設計基準 強度は F_u =1105 N/mm²となる.

3.2 終局限界状態の検討結果

表-3 にケーブルC1~C16 の常時断面力と終局設計荷 重式(3.a)に基づく終局断面力(,P,)を示す.荷重 係数 ,=1.3 と _=2.5 の場合をCASE-Aとし, ,=1.7 と _=1.7 の場合をCASE-Bとしている.そして,表-3 の終局断面力に対する終局限界状態の照査結果を,ケ ーブル安全率 (=引張強度/設計荷重)が 2.20, 2.30, 2.40, 2.50 の4ケースの場合について表-4 に示す. ここで,ケーブルの設計強度 N_uは式(2)により算出







主塔	種別	部材断面	材質		
	コニンパ	2-FLG.PL 2000 × 22			
14C 750	1119	6-RIB.PL 190×19	CHAOOV		
的间	脂垢	2-WEB.PL 2000 × 22	304901		
	版机	6-RIB.PL 190 × 19			
	7=>/2	2-FLG.PL 2500 × 22			
	1119	8-RIB.PL 190×19	SM490Y		
	脂垢	2-WEB.PL 2500 × 22			
	加 反17X	8-RIB.PL 190×19			
	フニンジ	2-FLG.PL 3000 × 28			
断面	,,,,,	10-RIB.PL 250 × 25	CH400V		
	脂垢	2-WEB.PL 3000 × 28	314901		
	n云 们又	10-RIB.PL 250 × 25			

図-2 鋼斜張橋: 主桁と主塔の断面形状

表-3 鋼斜張橋:ケーブルの常時断面力と終局断面力

ケ _フ゛II	引張強度	基準強度	常時の断面力(kN)				CASE-A		CASE-B			
ソーノル	F _t	Fu	DUDS	1.1	D	終局時の断面力(kN) 終局時の断面力(kN)						
田口	(N/mm^2)	(N/mm^2)	DTFS	LŦI	Гi	1.3(D+PS)	2.5(L+I)	(_i P _i)	1.7(D+PS)	1.7(L+I)	(_i P _i)	
C1			1657	623	2280	2154	1556	3710	2817	1058	3875	
C2			676	208	884	878	520	1398	1148	354	1502	
C3			660	191	851	858	476	1334	1122	324	1446	
C4			978	320	1298	1271	800	2071	1662	544	2206	
C5			606	244	850	788	610	1398	1030	415	1445	
C6			593	271	864	770	678	1448	1007	461	1468	
C7			579	308	887	753	770	1523	984	524	1508	
C8	1570	1105	570	316	886	740	790	1530	968	537	1505	
C9	1570	1105	569	303	872	740	758	1497	967	515	1482	
C10			583	307	890	758	768	1525	991	522	1513	
C11			598	296	894	777	739	1516	1017	502	1519	
C12			611	278	889	794	695	1489	1038	473	1510	
C13			986	434	1419	1281	1084	2365	1675	737	2412	
C14			665	251	915	864	626	1490	1130	426	1556	
C15			680	235	915	884	586	1470	1156	399	1555	
C16			1668	540	2207	2168	1349	3517	2835	917	3752	

しているが,この時のケーブル設計断面積A_nは,ケー ブル切断荷重T_u(表-3 に示す常時断面力×各安全率)をケーブル引張強度F₁で除した値としている.こ の理由は,検討モデルではケーブル断面を常時荷重に 対して安全率2.5程度で設定しており,各安全率 に 対して決定されるケーブル断面を算出するためである. 表-4より,CASE-Aの場合には,安全率 が2.30で

は一部のケーブルのみが照査式(1)を満足し,安全率 が2.40 ではほとんどのケーブルが照査式(1)を満足し, 最終的には が2.50 のケースで全てのケーブル設計 強度が終局断面力を上回ることがわかる.また,CASE-B の場合には, が2.50 未満では照査式(1)をどのケー ブルも満足しておらず, CASE-A と同様に全てのケーブ ル設計強度は が 2.50 で終局断面力を上回る結果と なった.なお,ケーブル断面力は表-3 に示す値を用い ているため が 2.50 以外のケースでは断面力を修正 する必要がある.しかし, が2.20 の場合ですらその 誤差は2%程度以下であり,その影響は小さいと判断し た.

3.3 疲労限界状態の検討結果

検討モデルに載荷する活荷重強度は,表-5 に示すように疲労設計活荷重(T荷重: 200 kN)に活荷重補正係

表-4 鋼斜張橋:終局限界状態の照査結果

ケーブル	安全率	切断荷重	設計断面積	設計強度	CAS	E-A	CAS	E-B	安全率	切断荷重	設計断面積	設計強度	CAS	E-A	CASI	Е-В
番号		T _u (kN)	$A_n(mm^2)$	$N_{u}(kN)$		判定		判定		T _u (kN)	$A_n(mm^2)$	N _u (kN)		判定		判定
C1		5015	3194	3530	0.951	OUT	0.911	OUT		5243	3339	3690	0.995	OUT	0.952	OUT
C2		1944	1238	1368	0.978	OUT	0.911	OUT		2032	1294	1430	1.023	OK	0.952	OUT
C3		1871	1192	1317	0.987	OUT	0.911	TUO		1956	1246	1377	1.032	OK	0.952	OUT
C4		2855	1818	2009	0.970	OUT	0.911	OUT		2984	1901	2100	1.014	OK	0.952	OUT
C5		1870	1191	1316	0.942	OUT	0.911	TUO		1955	1245	1376	0.984	OUT	0.952	OUT
C6		1900	1210	1337	0.924	OUT	0.911	OUT		1986	1265	1398	0.966	OUT	0.952	OUT
C7		1951	1243	1373	0.902	OUT	0.911	TUO		2040	1299	1436	0.943	OUT	0.952	OUT
C8	2 20	1948	1241	1371	0.896	OUT	0.911	OUT	2 20	2037	1297	1433	0.937	OUT	0.952	OUT
C9	2.20	1918	1222	1350	0.902	OUT	0.911	OUT	2.30	2006	1277	1412	0.943	OUT	0.952	OUT
C10		1958	1247	1378	0.903	OUT	0.911	OUT		2047	1304	1441	0.944	OUT	0.952	OUT
C11		1966	1252	1384	0.913	OUT	0.911	OUT		2055	1309	1446	0.954	OUT	0.952	OUT
C12		1955	1245	1376	0.924	OUT	0.911	OUT		2044	1302	1438	0.966	OUT	0.952	OUT
C13		3122	1988	2197	0.929	OUT	0.911	OUT		3264	2079	2297	0.971	OUT	0.952	OUT
C14		2013	1282	1417	0.951	OUT	0.911	OUT		2105	1340	1481	0.994	OUT	0.952	OUT
C15		2012	1281	1416	0.963	OUT	0.911	OUT		2103	1340	1480	1.007	OK	0.952	OUT
C16		4855	3093	3417	0.972	OUT	0.911	OUT		5076	3233	3573	1.016	OK	0.952	OUT
C1		5471	3485	3850	1.038	OK	0.994	OUT		5699	3630	4011	1.081	OK	1.035	OK
C2		2120	1351	1492	1.067	OK	0.994	OUT		2209	1407	1555	1.112	OK	1.035	OK
C3		2041	1300	1437	1.077	OK	0.994	OUT		2126	1354	1497	1.122	OK	1.035	OK
C4		3114	1983	2192	1.058	OK	0.994	OUT		3244	2066	2283	1.103	OK	1.035	OK
C5		2040	1299	1436	1.027	OK	0.994	OUT		2125	1354	1496	1.070	OK	1.035	OK
C6		2072	1320	1459	1.007	OK	0.994	OUT		2159	1375	1519	1.049	OK	1.035	OK
C7		2129	1356	1498	0.984	OUT	0.994	OUT		2218	1412	1561	1.025	OK	1.035	OK
C8	2 40	2125	1354	1496	0.977	OUT	0.994	OUT	2 50	2214	1410	1558	1.018	OK	1.035	OK
C9	2.40	2093	1333	1473	0.984	OUT	0.994	OUT	2.00	2180	1389	1534	1.025	OK	1.035	OK
C10		2136	1361	1503	0.986	OUT	0.994	OUT		2225	1417	1566	1.027	OK	1.035	OK
C11		2144	1366	1509	0.995	OUT	0.994	OUT		2234	1423	1572	1.037	OK	1.035	OK
C12		2132	1358	1501	1.008	OK	0.994	OUT		2221	1415	1563	1.050	OK	1.035	OK
C13		3406	2169	2397	1.014	OK	0.994	OUT		3548	2260	2497	1.056	OK	1.035	OK
C14		2196	1399	1546	1.037	OK	0.994	OUT		2288	1457	1610	1.080	OK	1.035	OK
C15		2195	1398	1545	1.051	OK	0.994	OUT		2286	1456	1609	1.094	OK	1.035	OK
C16		5297	3374	3728	1.060	OK	0.994	OUT		5518	3514	3883	1.104	OK	1.035	OK

注) = N_u/ (_i P_i). (_i P_i)の値は表-3を参照.

表-5	疲労設計活荷重強度と車線位置補正係数
18-0	波力政时沿的重法及C手添位且開止协致

疲労設計活荷重	T 荷重とする(P=200kN).
	$T = T_1 \times T_2 = 3.00 \times 1.00 = 3.00$
	・最大縦距を有する影響線の基線長:L _{B1}
泛荷重補正係数	・ T 荷重補正係数: _{T1}
伯内主而正协致	_{T1} = log(L _{B1}) + 1.50 ただし , 2.00 _{T1} 3.00
	本モデルのケーブル部材の場合,全てのケーブルで _™ =3.00となる.
	・同時載荷係数: _{T2} = 1.00(正負交番)
	i _f = 10/(50+支間長) = 10/(50+100.0) = 0.067
四手示双	衝撃係数算出時の支間長は,側径間長を使用.
構造解析係数	_a = 1.00とする.
載荷迁荷電쓻度	$P_f = P \times T \times (1+i_f) \times a = 200 \text{kN} \times 3.00 \times (1+0.067) \times 1.00$
戰,1月7日1月至1五反	= 640.2kN
車線位置によ	道路中心位置(k _f =1.0)を基準として,これに対する各車線中央位置に応じて
る断面力の補	補正係数を設定する.
· 補正係数:k _f	車線-1:k _f = 5600/4100 = 1.366,車線-2:k _f = 2600/4100 = 0.634

数(3.0),衝撃係数(0.067),構造解析係数(1.0)を考慮して 640.2 kNとした(表-5 参照).

この荷重強度と検討モデルのケーブル影響線から活荷重による断面力および振幅応力を算出した.疲労設計活荷重は各車線-1,2の中央に載荷するが,検討モデルが平面モデルであることから,ここでは車線位置によるケーブル断面力の補正係数k_iを導入し,活荷重の載荷車線位置による影響を考慮した.振幅応力を算出するときのケーブル断面積は,終局限界状態の検討におけるケーブル安全率を =2.20とした場合の設計断面積Anとした.ケーブルの疲労強度等級は,文献3)より平行線ケーブル(新定着法)として,K1等級(一定

振幅応力打ち切り限界: ce=270 N/mm²)を採用した.

ケーブル C1,C8,C9,C16 の影響線および疲労限界状 態の照査結果を図-3,表-6に示す.本検討では,終局 限界の検討で安全率 を2.20 で設定したケーブル断 面積で振幅応力を算出したが,疲労設計活荷重に対す るケーブルの発生応力は,一定振幅応力の打ち切り限 界値以下であり,照査式(6)を満足した.すなわち,今 回の検討した4つの安全率 (2.20,2.30,2.40,2.50) のうち最も低い値に対しても,疲労限界は満足される ことが理解できた.なお,図-3 の影響線は が2.50 での構造計算に基づいているため,他の に対しては 誤差が生ずる.しかし,3.2で述べたようにその値は



図-3 鋼斜張橋:ケーブルの影響線

ケーブル畨号		C	1	C	C8		9	C16		
載荷	載荷車線		2	1	2	1	2	1	2	
載荷活荷重	€強度(kN)	640	.2	640	640.2		640.2		640.2	
車線位置補	i正係数:k _f	1.366	0.634	1.366	0.634	1.366	0.634	1.366	0.634	
	start	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
ケーブル	第1ピーク	-98.9	-45.9	132.5	61.5	-46.2	-21.4	57.5	26.7	
断面力	第2ピーク	192.4	89.3	-46.2	-21.5	125.2	58.1	-19.1	-8.9	
(kN)/本	第3ピーク	-25.5	-11.8	2.0	0.9	-0.3	-0.2	164.2	76.2	
	第4ピーク	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.4	-0.6	-32.7	-15.2	
	end	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
断面積	ቼ(mm²)	31	3194		1241		1222		93	
	start	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
	第1ピーク	-31.0	-14.4	106.8	49.6	-37.8	-17.5	18.6	8.6	
ケーブル	第2ピーク	60.2	28.0	-37.3	-17.3	102.5	47.6	-6.2	-2.9	
応力度	第3ピーク	-8.0	-3.7	1.6	0.8	-0.3	-0.1	53.1	24.6	
(N/mm^2)	第4ピーク	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.1	-0.5	-10.6	-4.9	
	end	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
	MAX	60.2	28.0	106.8	49.6	102.5	47.6	53.1	24.6	
	MIN	-31.0	-14.4	-37.3	-17.3	-37.8	-17.5	-10.6	-4.9	
max		91.2	42.3	144.0	66.9	140.3	65.1	63.7	29.5	
се		27	0	27	270		270		70	
R		0.843	0.923	0.745	0.869	0.753	0.873	0.893	0.948	
C _R		0.651	0.456	0.774	0.602	0.766	0.592	0.546	0.356	
: _{ce} • C _R		175.9	123.2	208.9	162.6	206.9	159.9	147.5	96.1	
判定	/	0.52	0.34	0.69	0.41	0.68	0.41	0.43	0.31	
1 JAE	, ,		OK				OK	OK	OK	

表-6 鋼斜張橋:疲労限界状態の照査結果

小さく,かつ疲労限界にも余裕があるため問題はない.

4.エクストラドーズド橋のケーブル安全率の検討結果

4.1 検討モデル

試設計橋は,支間長100.0m+205.0m+100.0m,幅員構 成は2車線(有効幅員=7.0m)と鋼斜張橋モデルと同様 である.主塔の高さは上段・中段部が22.0m,下段部 は24.5m(P1),23.5m(P2)とし,上段・中段部は2本柱 形式,下段部は1本中形式とした.主桁は1箱桁形式 であり,ケーブルの配置はファン形式で片側11段×2 面吊りとした.ケーブルのPSについては,ケーブル張 力が許容引張力のほぼ上限値(0.6 f_{PU},すなわち,P C鋼より線の引張強度 f_{PU}=1882N/mm²に対して安全率 1.67)になるように設定した.ED橋の検討モデル,構 造諸元と荷重条件を図-4,表-7に示す.また,検討モ デルで設定した主桁と主塔の断面形状を図-5に示す.

主桁の桁高は径間部で5.0m,主塔部で7.5mに変化 する形状とした.主桁の上床版厚は側径間部:400mm, 中央径間部:280mm,下床版厚は側径間部:350mm,主塔 部:750mm,中央径間部:250mm,腹板厚は支点部:600mm, 側径間部:450mm,中央径間部:350mmに設定した.また, 主桁の内ケーブルを上床版および下床版に対して図-4 に示すように配置した.鋼斜張橋と同様に,検討モデ ルは平面骨組モデルとし,断面力は線形解析により算 出し,ケーブルのサグによるヤング係数の低減は考慮 していない.

なお,試設計では,橋脚施工 脚頭部施工 主塔施 工 斜材緊張 最大張り出し施工 側径間閉合 中央 径間閉合という架設順序によるステップ解析を行い, 架設系で残留する断面力を死荷重完成系に考慮してい る.



図-4 エクストラドーズド橋:検討モデル

プロポーション	支間長;100.0m+205.0m+100.0m, 主塔高さ;46.5m(P1),45.5m(P2)
ケーブル配置	ファン形式 , 片側11段×2面吊り
部材諸元	ヤング係数 ; 主桁 : E=3.10×10 ⁴ N/mm ²
	; 主塔(上・中段部): E =3.10×10 ⁴ N/mm ²
	; 主塔(下段部) : E=2.80×10 ⁴ N/mm ²
	; ケーブル : E =2.00 × 10 ⁵ N/mm ²
	主桁断面 ;側径間部 :A=12.84m ² ,I=42.06m ⁴
	; 中央径間部:A=10.63m ² ,I=34.62m ⁴ ニニでは、代表的な部材諸元の
	主塔断面 ;塔上部 : A=12.77m ² , I=10.86m ⁴ ひとては, に役的な即初間九の
	;塔下部 : A=14.18m ² , I=14.84m ⁴
	;脚部 :A=30.35m ² ,I=47.56m ⁴
	ケーブル断面;A=0.002636m ² /面 (SWPR7B 19S15.2)
支点条件	主桁橋軸方向;A1:MOV P1:剛結 P2:剛結 A2:MOV
	主塔脚部 ; P1:FIX P2:FIX
荷重	主桁重量 ; 360kN/m(平均)
	主塔重量 ;塔部:343kN/m/塔(平均),脚部:860kN/m/塔(平均)
	橋面荷重 ;28.0kN/m(舗装,地覆,高欄を考慮)
	ケーブル自重(1面分);375N/m
	B 活荷重 ; p ₁ 荷重は10.0kN/m ²
	; p ₂ 荷重の主載荷(側径間は3.30kN/m ² ,中央径間は3.00kN/m ²)
	; 衝撃(ケーブルの衝撃係数は全てi=0.080とした)

表-7 エクストラドーズド橋:構造諸元と荷重条件

ケーブルは,非亜鉛メッキの素線を7本よりにした PC鋼より線(19S15.2,SWPR7B)であり,このストラン ドを現場にて集束した後にグラウト充填を行う,現場 施工型グラウトタイプとした.ケーブルの設計基準強 度Fuは,鋼線メーカーへのヒアリングを基にして次の ように設定した.まず,ケーブルの素線の引張強度は F₁=2000 N/mm²とし,降伏相当強度は0.2%残留伸びに 対応するF₂=1700 N/mm²とした.そして設計基準強度 を決定するための安全係数については, $_1$ =1.10 (P C鋼より線), $_2$ =1.05(現場製作), $_3$ =1.10 (現場防 食), $_4$ =1.00 (直線)として,これらを考慮すると設 計基準強度はFu=1338 N/mm²となる.なお,素線に亜 鉛メッキをした場合としない場合では防食性に差異が あり,本来ならこれも考慮すべきであると思われる.

4.2 終局限界状態の検討結果

表-8 にケーブルC1 ~ C22 の常時断面力と終局設計荷 重式(3.b)に基づく終局断面力(, P,)を示す. D に考慮した荷重は,架設荷重,桁内ケーブルプレ ストレス,クリープおよび乾燥収縮である.荷重係数 が,=1.3 と _2=2.5 の場合をCASE-Aとし, ,=1.7 と _2=1.7 の場合をCASE-Bとしており, _3は両者ともに 1.0 とした.そして,表-8 の終局断面力に対する終局 限界状態の照査結果として,ケーブル安全率 が 1.67,1.90,2.10,2.80 の4ケースの場合を表-9 に示す. ここでも,ケーブル設計強度Nuについては鋼斜張橋で の検討と同じ要領で算出している.

本検討モデルの場合, CASE-A に対しては =2.10の ときに全てのケーブルが照査式(1)を満足する.また, CASE-B に対しては =2.80のときに全てのケーブルが 照査式(1)を満足する結果となった.

4.3 疲労限界状態の検討結果

検討モデルに載荷する活荷重強度は,鋼斜張橋モデ ルと同じく 640.2 kNであり,同様に活荷重の車線位置 の影響による補正係数k_iを考慮してケーブル断面力を 算出した(表-5 を参照).振幅応力を算出するときのケ ーブル断面積は,終局限界状態の検討においてケーブ ル安全率を =1.67 とした場合の設計断面積A_nとした. ケーブルの疲労強度等級は,文献 3)ではPC鋼より線 の疲労強度等級が示されていないため,同文献のケー ブル定着部(ロープ亜鉛鋳込み)に対応するK3等級 (一定振幅応力の打ち切り限界 _{ce}=148 N/mm²)相当と した.

ケーブル C1,C11,C12,C22 の影響線および疲労限界 状態の照査結果を図-4 および表-7 に示す.本研究では, 終局限界の検討で安全率 を 1.67 で設定したケーブ ル断面積で振幅応力を算出したが,疲労設計活荷重に 対するケーブルの最大振幅応力は,一定振幅応力の打 ち切り限界値以下であり,照査式(6)を満足した.すな



図-5 エクストラドーズド橋: 主桁と主塔の断面形状

わち,今回の検討した安全率 の4ケースのうち最も 低い値に対しても,疲労限界を満足することが理解で きた.なお,ED橋の場合は鋼斜張橋に比べて疲労設 計荷重による応力変動は小さいが,ケーブル応力に占 める死荷重比率が大きく平均応力が高いことから,平 均応力の影響値C_gは小さくなり,一定振幅応力の打ち 切り限界が大きく低下している.

5.まとめ

本研究では,中央支間長が200m程度の鋼斜張橋とエ クストラドーズド橋について,両者の検討モデルを設 定し,ケーブル部材に関する終局および疲労限界状 態の安全性の検討を行った.以下に,本検討で得たケ ーブル安全率に関する知見を述べる.

1) 鋼斜張橋モデルの場合,終局限界状態の検討では, ケーブル安全率を =2.50 としたときに CASE-A(死荷 重に対する荷重係数 1.3,活荷重に対する荷重係数 2.5)および CASE-B(死荷重と活荷重の両者の終局設 計荷重に対する荷重係数 1.7)に対し照査式を満足し

ケ _ブⅡ	引張強度	基準強度		常時の断	面力(kN)			CAS	E-A		CASE-B				
9-7 1/	F _t	F _u (N/mm ²)	D+PS	1.1	D '	Ρi		終局時のと	所面力(kN)		終局時の断面力(kN)				
田与	(N/mm ²)			LTI	D		1.3(D+PS)	2.5(L+I)	1.0(D')	(_i P _i)	1.7(D+PS)	1.7(L+I)	1.0(D')	(_i P _i)	
C1			3104	37	-166	2975	4035	91	-166	3961	5276	62	-166	5173	
C2		0 1338	3121	37	-184	2974	4057	91	-184	3965	5305	62	-184	5183	
C3			3138	38	-203	2973	4079	94	-203	3971	5335	64	-203	5196	
C4			3158	39	-224	2973	4105	96	-224	3978	5369	65	-224	5211	
C5			3181	40	-248	2973	4135	99	-248	3987	5407	67	-248	5227	
C6			3204	41	-272	2973	4165	101	-272	3994	5447	69	-272	5244	
C7	1		3228	42	-297	2973	4196	104	-297	4004	5487	71	-297	5261	
C8			3253	42	-324	2972	4229	105	-324	4011	5530	71	- 324	5278	
C9			3277	43	-347	2974	4260	108	-347	4022	5571	73	-347	5298	
C10			3299	43	-369	2973	4289	108	-369	4028	5608	73	- 369	5312	
C11	2000		3320	43	-389	2974	4315	106	- 389	4033	5643	72	-389	5327	
C12	2000		3151	47	-238	2960	4096	116	-238	3975	5357	79	-238	5198	
C13			3182	55	-278	2959	4136	138	-278	3996	5409	94	-278	5224	
C14			3210	62	-314	2958	4172	155	-314	4014	5456	105	-314	5248	
C15			3237	67	-346	2957	4207	166	-346	4027	5502	113	- 346	5269	
C16				3262	69	-374	2957	4241	173	-374	4040	5545	117	-374	5289
C17			3288	70	-401	2957	4274	174	-401	4048	5589	118	-401	5306	
C18			3316	69	-428	2957	4310	173	-428	4056	5636	117	-428	5326	
C19			3341	68	-451	2957	4343	169	-451	4061	5679	115	-451	5343	
C20			3363	66	-471	2958	4371	164	-471	4065	5716	111	-471	5357	
C21			3383	62	-489	2957	4398	155	-489	4065	5751	105	-489	5368	
C22			3398	59	-498	2959	4417	148	-498	4067	5776	100	-498	5378	

表-8 エクストラドーズド橋:ケーブルの常時断面力と終局断面力

表-9 エクストラドーズド橋:終局限界状態の照査結果

ケープル	安全率	切断荷重	設計断面積	設計強度	CASE-A		CASE-B		安全率	切断荷重 設計断面積		設計強度	度 CASE-A		CASE-B	
番号		T _u (kN)	$A_n(mm^2)$	$N_u(kN)$		判定		判定		T _u (kN)	$A_n(mm^2)$	$N_u(kN)$		判定		判定
C1		4967	2484	3323	0.839	OUT	0.642	OUT	-	5652	2826	3781	0.955	OUT	0.731	OUT
C2		4966	2483	3322	0.838	OUT	0.641	OUT		5650	2825	3780	0.953	OUT	0.729	OUT
C3		4965	2482	3322	0.837	OUT	0.639	OUT		5649	2824	3779	0.952	OUT	0.727	OUT
C4		4965	2482	3322	0.835	OUT	0.637	OUT		5649	2824	3779	0.950	OUT	0.725	OUT
C5		4964	2482	3321	0.833	OUT	0.635	OUT		5648	2824	3778	0.948	OUT	0.723	OUT
C6		4964	2482	3321	0.831	OUT	0.633	OUT		5648	2824	3778	0.946	OUT	0.721	OUT
C7		4964	2482	3321	0.830	OUT	0.631	OUT		5648	2824	3778	0.944	OUT	0.718	OUT
C8		4962	2481	3320	0.828	OUT	0.629	OUT		5646	2823	3777	0.942	OUT	0.716	OUT
C9		4966	2483	3322	0.826	OUT	0.627	OUT		5650	2825	3780	0.940	OUT	0.713	OUT
C10		4965	2482	3322	0.825	OUT	0.625	OUT		5649	2824	3779	0.938	OUT	0.711	OUT
C11		4966	2483	3322	0.824	OUT	0.624	OUT	1.90	5650	2825	3780	0.937	OUT	0.710	OUT
C12	1.67	4943	2472	3307	0.832	OUT	0.636	OUT		5624	2812	3762	0.947	OUT	0.724	OUT
C13		4941	2470	3305	0.827	OUT	0.633	OUT		5621	2811	3761	0.941	OUT	0.720	OUT
C14		4940	2470	3305	0.823	OUT	0.630	OUT		5620	2810	3760	0.937	OUT	0.716	OUT
C15		4938	2469	3304	0.820	OUT	0.627	OUT		5618	2809	3759	0.933	OUT	0.713	OUT
C16		4938	2469	3304	0.818	OUT	0.625	OUT	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	5618	2809	3759	0.930	OUT	0.711	OUT
C17		4937	2469	3303	0.816	OUT	0.622	OUT		5617	2809	3758	0.928	OUT	0.708	OUT
C18		4938	2469	3304	0.815	OUT	0.620	OUT		5618	2809	3759	0.927	OUT	0.706	OUT
C19		4938	2469	3304	0.814	OUT	0.618	OUT		5618	2809	3759	0.926	OUT	0.704	OUT
C20		4939	2470	3304	0.813	OUT	0.617	OUT		5619	2810	3759	0.925	OUT	0.702	OUT
C21		4937	2469	3303	0.813	OUT	0.615	OUT		5617	2809	3758	0.925	OUT	0.700	OUT
C22		4941	2470	3305	0.813	OUT	0.615	OUT		5621	2811	3761	0.925	OUT	0.699	OUT
C1		6246	3123	4179	1.055	OK	0.808	OUT	2.80	8329	4164	5572	1.407	OK	1.077	OK
C2		6244	3122	4177	1.054	OK	0.806	OUT		8326	4163	5570	1.405	OK	1.075	OK
C3		6243	3122	4177	1.052	OK	0.804	OUT		8324	4162	5569	1.403	OK	1.072	OK
C4		6243	3122	4177	1.050	OK	0.802	OUT		8324	4162	5569	1.400	OK	1.069	OK
C5		6242	3121	4176	1.048	OK	0.799	OUT		8323	4162	5568	1.397	OK	1.065	OK
C6		6242	3121	4176	1.046	OK	0.796	OUT		8323	4162	5568	1.394	OK	1.062	OK
C7		6242	3121	4176	1.043	OK	0.794	OUT		8323	4162	5568	1.391	OK	1.058	OK
C8		6240	3120	4175	1.041	OK	0.791	OUT		8320	4160	5566	1.388	OK	1.055	OK
C9		6244	3122	4177	1.039	OK	0.789	OUT		8326	4163	5570	1.385	OK	1.051	OK
C10		6243	3122	4177	1.037	OK	0.786	OUT		8324	4162	5569	1.383	OK	1.048	OK
C11	2.10	6244	3122	4177	1.036	OK	0.784	OUT		8326	4163	5570	1.381	OK	1.046	OK
C12		6216	3108	4159	1.046	OK	0.800	OUT		8288	4144	5545	1.395	OK	1.067	OK
C13		6213	3106	4156	1.040	OK	0.796	OUT		8284	4142	5542	1.387	OK	1.061	OK
C14		6212	3106	4156	1.035	OK	0.792	OUT		8282	4141	5541	1.381	OK	1.056	OK
C15		6210	3105	4154	1.032	OK	0.788	OUT		8280	4140	5539	1.375	OK	1.051	OK
C16		6210	3105	4154	1.028	OK	0.786	OUT		8280	4140	5539	1.371	OK	1.047	OK
<u> </u>		6209	3104	4154	1.026	UK	0.783	001		8278	4139	5538	1.368	UK	1.044	UK
C18		6210	3105	4154	1.024	<u>UK</u>	0.780	001		8280	4140	5539	1.366	UK	1.040	UK OK
C19		6210	3105	4154	1.023	<u>UK</u>	0.778	001		8280	4140	5539	1.364	UK	1.037	UK OK
020		6211	3105	4155	1.022	UK	0.776	001		8281	4141	5540	1.303	UK	1.034	UK
021		6209	3104	4154	1.022	UK	0.774			8278	4139	5538	1.363	UK	1.032	UK
022		6213	3106	4156	1.022	UK	0.773	001		8284	4142	5542	1.363	UK	1.030	UK

注) = N_u/ (_i P_i). (_i P_i)の値は表-8を参照.

C1ケーブル

C11ケーブル



図-6 エクストラドーズド橋:ケーブル張力の影響線

ケーブ	ル番号	C	1	C	1	C	12	C22		
載荷	車線	1	2	1	2	1	2	1	2	
載荷活荷重	重強度(kN)	640).2	640).2	640).2	640.2		
車線位置補	甫正係数:k _f	1.366	0.634	1.366	0.634	1.366	0.634	1.366	0.634	
	start	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
ケーブル	第1ピーク	0.46	0.21	10.88	5.05	3.01	1.40	6.92	3.21	
断面力	第2ヒ [゚] ーク	-3.96	-1.84	-0.03	-0.01	-0.09	-0.04	-2.47	-1.14	
(kN)/本	第3ピーク	12.29	5.70	8.74	4.06	15.70	7.29	17.98	8.35	
	第4ピーク	-1.12	-0.52	-0.36	-0.17	-0.10	-0.05	-2.85	-1.32	
	第5ヒ [°] -ク	1.92	0.89	0.00	0.00	0.31	0.14	0.00	0.00	
	end	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
断面積	責(mm²)	24	84	24	83	24	72	2470		
	start	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	第1ピーク	0.19	0.09	4.38	2.03	1.22	0.57	2.80	1.30	
	第2ピーク	-1.60	-0.74	-0.01	-0.01	-0.04	-0.02	-1.00	-0.46	
ケーブル	第3ピーク	4.95	2.30	3.52	1.63	6.35	2.95	7.28	3.38	
応力度	第4ヒ [°] −ク	-0.45	-0.21	-0.14	-0.07	-0.04	-0.02	-1.16	-0.54	
(N/mm^2)	第5ピーク	0.77	0.36	0.00	0.00	0.12	0.06	0.00	0.00	
	end	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	MAX	4.95	2.30	4.38	2.03	6.35	2.95	7.28	3.38	
	MIN	-1.60	-0.74	-0.14	-0.07	-0.04	-0.02	-1.16	-0.54	
:	max	6.54	3.04	4.53	2.10	6.39	2.97	8.43	3.91	
	се	148		148		148		14	18	
F	۲	0.9945	0.9974	0.9962	0.9982	0.9946	0.9975	0.9929	0.9967	
C	R	0.0525	0.0250	0.0369	0.0175	0.0514	0.0246	0.0671	0.0323	
: _{ce} • C _R		7.77	3.71	5.46	2.59	7.61	3.63	9.93	4.78	
判定	1	0.84	0.82	0.83	0.81	0.84	0.82	0.85	0.82	
判正	/	0K	0K	0K	OK	0K	0K	0K	OK	

表-10 エクストラドーズド橋:疲労限界状態の照査結果

た.また,疲労限界状態の検討では,安全率を2.50 程度で試設計したケーブルに対しても,安全率が =2.20 で照査式を満足した.したがって,本検討モデ ルと同規模の準平行線ケーブルを用いた鋼斜張橋の場 合,ケーブルの安全率は疲労限界よりも終局限界に対 して決定され,安全率としては現行の =2.50 程度を 確保する必要があった.

2) エクストラドーズド橋モデルの場合,終局限界状態の検討では CASE-A を満足するケーブル安全率 は 2.10, CASE-B を満足するケーブル安全率 は 2.80 となる.また,疲労限界状態の検討では安全率を =1.67

でも照査式を満足した.したがって,本検討モデルと 同規模橋の場合,ケーブルの安全率は疲労限界よりも 終局限界で決定され(ただし,ケーブルの疲労強度がK 3等級相当以上の場合),安全率としては現行の =1.67よりも大きな2.10から2.80程度を確保する必 要があった.

3) 本検討で示したように,死荷重と活荷重の比率が大幅に違っている場合には現行設計法と限界状態設計法 で異なった結果になる.したがって,合理的な設計を 目指すためには,荷重係数の設定に配慮が必要である と考えられる. 4)本研究では、鋼斜張橋ケーブルとエクスドラドーズ ド橋ケーブル(斜材)の比較を目的としているため、 最も一般的な中央スパン 205mの中規模の橋梁を想定 した.したがって、これより小規模あるいは大規模の 橋梁に対しては、別途、検討が必要である.また、よ り詳細な終局限界状態の検討には、部材が塑性化した 場合も考慮する必要がある.さらに、今回は常時荷重 のみを対象としたが、地震荷重などの偶発荷重に対す る終局限界状態も考慮する必要がある.そのためには、 材料非線形や幾何学的非線形を考慮した精度の高い解 析による検証も必要と考えられる.これらに関しては 今後の課題とし、研究を続行する予定である.

本研究は鋼橋技術研究会の吊形式橋梁研究部会で実施したものである.検討に協力いただいた部会員とくに中田宏司氏(元㈱日本構造橋梁研究所)に謝意を表する.

参考文献

- (社)プレストレストコンクリート技術協会: PC 斜張橋・エクストラドーズド橋設計施工規準(案), 平成 12 年 11 月.
- 2) 中村俊一:橋梁ケーブルの限界状態設計法に関する一提案,構造工学論文集,Vol.47A,pp.1247-1254, 2001.
- (社)日本道路協会:鋼道路橋の疲労設計指針,平 成14年3月.
- (社)日本鋼構造協会:鋼構造物の疲労設計指針・ 同解説,1993年4月.
- 5) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 共通 編, 鋼橋編, コンクリート橋編,平成14年3 月.
- (社)土木学会:鋼構造物設計指針,PART A 一般構 造物,平成9年5月.

(2006年9月11日受付)