

P C長大橋の構造形式における構造特性、耐震性および経済性について

A Study on the Structural, Earthquake Resistant and Economical Characteristics
of Prestressed Concrete Long Span Bridges大塚 久哲*, 若狭 忠雄**, 緒方 純二***, 矢葺 亘****, 竹村 太佐*****
Hisanori Otsuka, Tadao Wakasa, Junji Ogata, Wataru Yabuki, Daisuke Takemura

*工博, 九州大学大学院教授, 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

** 新構造技術(株), 本社技術本部 (〒136-0071 東京都江東区亀戸 1-420)

*** (株) エスイー, ソフト事業本部 (〒160-0023 東京都新宿区西新宿 6-3-1)

**** 九州大学大学院助手, 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

***** 九州大学大学院, 工学研究科建設システム工学専攻修士課程 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

In recent years, prestressed concrete (PC) bridges, including composite cable-stayed bridges, have been developing to be larger with longer spans. Among these bridges, extradosed bridges, whose structural type is between cantilever bridges and cable-stayed bridges, are constructing increasingly. It is important to make clear the structural, earthquake resistant and economical characteristics of extradosed bridges and cable-stayed bridges. In this study, comparisons of the structural and earthquake resistant characteristics between cable-stayed bridges and extradosed bridges are carried out with 2 cases of spans of 150m and 200m. Further, the preferable range of span is also studied.

Key Words: cable-stayed bridges, extradosed bridges, elasto-plastic seismic analysis
cost comparison, supporting condition, stress amplitude, suspended structure

1. はじめに

近年、複合斜張橋も含めプレストレストコンクリート橋は長大化の一途を辿っている。

この内、最近カンチレバー橋とPC斜張橋の中間的なエクストラードズド橋の採用が増えている。^{1)~3)} このエクストラードズド橋とPC斜張橋の構造特性、耐震性および経済性を明らかにすることは、両形式を経済的に選定する上で極めて重要であると思われる。

そこで、筆者らは、PC斜張橋とエクストラードズド橋において支間長 $L=150, 200\text{m}$ のケースについて、構造特性および耐震性について検討を行い、更に適用支間の範囲の検討を行なった。図-2に支間長 $L=150\text{m}$ の形状寸法を示す。なお、主塔に関してはPC斜張橋がH型柱、エクストラードズド橋は独立二本柱とした。

2. 構造特性

2. 1 プレストレスの考え方

長大カンチレバー橋において、桁高をできるだけ低くし、上部構造を軽量化し下部工への影響を小さくすることは、極めて重要なことである。更に、支間を長大化するためにコンクリート製の主塔 ($H=L/5$ 程度) からステーケーブルにより桁を吊る構造形式のPC斜張橋が誕生した。また、架設方法と耐震性能を考えると、最終的にPC斜張橋はマルチサスペンデット型式(フローティングオールフリー構造)が採用される。一方、航空障害、景観上の問題から主塔を高く出来ない条件下で、主桁を薄く軽くしたい場合は、偏心量を斜張橋の1/2程度に設定することが考えられ、エクストラードズド橋を Mathivat が提唱した。エクストラードズド橋のように主塔高が低い場合、鉛直成分が小さい

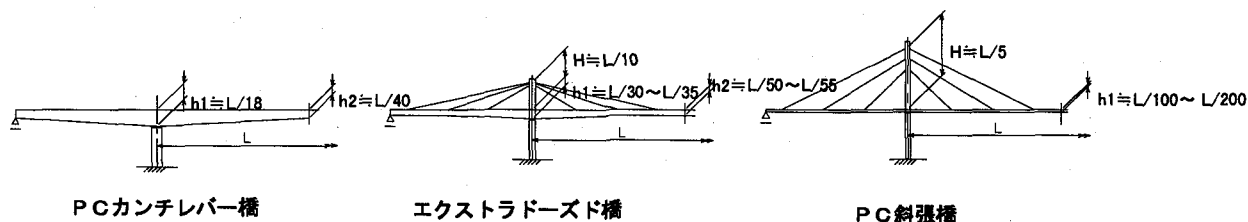


図-1 構造形式と桁高の関係

ため活荷重による斜材の応力変動は小さくなるが、逆に、主桁を吊る効果は少ない。したがって、図-1の様な桁高関係になる。各諸元および上部工に関する解析結果を表-1に示す。なお、斜材吊り間隔は、架設時と完成時の主桁の応力バランスより、ほぼ7mに決定したが、エクストラードード橋のL=150mの場合のみ、3.5mとなった。

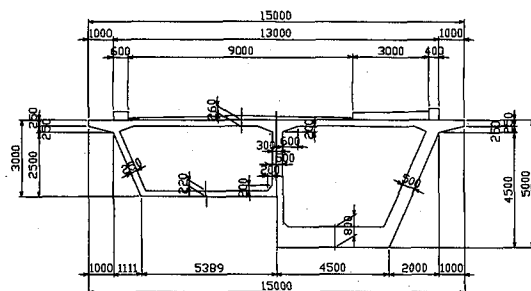
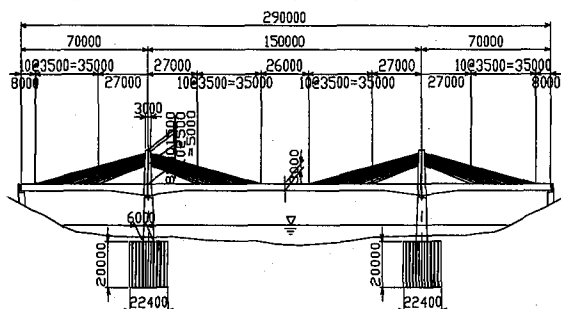


図-2 (a) 支間長 150mエクストラードード橋一般図

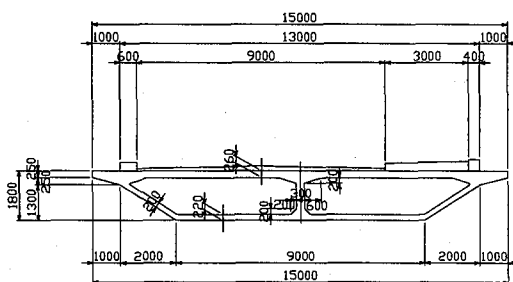
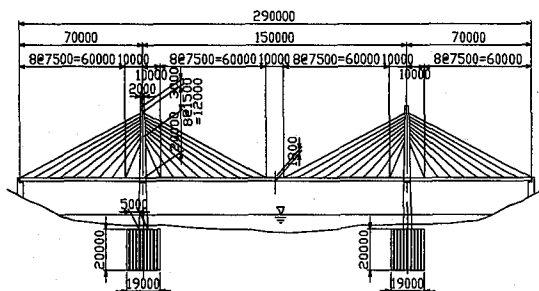


図-2 (b) 支間長 150mPC斜張橋一般図

表-1 構造諸元および応力度

			PC斜張橋		エクストラードード橋	
			L=150 m	L=200 m	L=150 m	L=200 m
桁高 (m)	支間中央部		1.8	2.0	3.0	4.0
	支点部		1.8	2.0	5.0	6.5
主塔高 (m)			35.0	45.0	15.0	19.0
斜材吊り間隔 (m)			7.5	7.5	3.5	7.0
主桁 合成応力度 (N/mm ²)	支間	上縁	3.3	3.5	6.2	11.7
	中央	下縁	0.0	-1.0	-0.9	-1.7
	支点	上縁	—	—	6.7	7.6
	付近	下縁	—	—	14.4	12.7
	支点	上縁	4.0	4.2	6.9	3.0
	断面	下縁	6.9	6.3	4.9	19.0
ケーブル	鉛直成分	0.89	~ 0.82	~ 0.30	~ 0.40	—
分力 *	水平成分	0.42	0.39	0.21	0.19	—
		0.49	~ 0.57	~ 0.95	~ 0.92	~
		0.91	0.92	0.97	0.98	—
鉛直分担率 (%) **		85	90	10	20	—
クリープ、乾燥収縮による斜材張力減少 量 (N/mm ²)		21	31	114	66	—

* 斜材張力を1.0とした場合の鉛直、水平方向の分担。

** 斜材の分担荷重/全載荷荷重 (%)。

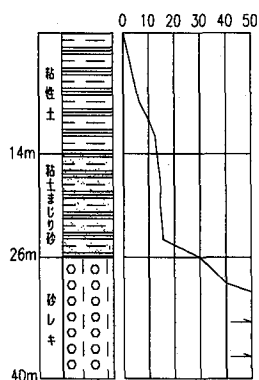


図-3 土質柱状図

表-2 斜材応力変動 (斜材番号は上段から1, 2...としている)

支間長150m エクストラードード橋 (連続型)		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11		
活荷重max 活荷重min 斜材の変動応力度 斜材応力度の制限値	N/mm ²	48	47	44	42	41	37	35	33	30	28	28		
	N/mm ²	-22	-20	-18	-16	-13	-11	-9	-6	-5	-4	-3		
	N/mm ²	70	67	62	58	54	48	44	39	35	32	29		
	N/mm ²				0.6σpu									
支間長200m エクストラードード橋 (連続型)		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9				
活荷重max 活荷重min 斜材の変動応力度 斜材応力度の制限値	N/mm ²	50	48	44	41	37	34	30	27					
	N/mm ²	-23	-20	-18	-12	-9	-6	-4	-3					
	N/mm ²	73	68	61	53	46	40	34	30					
	N/mm ²				0.6σpu									
支間長150m PC斜張橋 (サスペンデット型)		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9				
活荷重max 活荷重min 斜材の変動応力度 斜材応力度の制限値	N/mm ²	69	60	50	47	57	68	81	100	114				
	N/mm ²	-43	-26	-10	-2	-1	-5	-15	-23					
	N/mm ²	112	86	60	49	58	89	86	115	137				
	N/mm ²				0.4σpu									
支間長200m PC斜張橋 (サスペンデット型)		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11	S12	S13
活荷重max 活荷重min 斜材の変動応力度 斜材応力度の制限値	N/mm ²	59	61	60	52	49	52	56	58	68	70	106	120	123
	N/mm ²	-37	-32	-22	-11	-5	-3	-2	-1	-1	-5	-17	-32	-44
	N/mm ²	96	93	82	63	54	55	58	59	69	75	123	152	167
	N/mm ²				0.4σpu									

2. 2 圧縮特性

カンチレバー橋では、一般に中間支点の桁高が $L/18$ であり、支間中央桁高は $L/40$ 程度である。(図-1) 一方、コンクリートの圧縮応力度は σ_{ck} の $1/3$ 程度を許容している。また、PC斜張橋では、斜材の吊り効果による曲げモーメントの低下と共に、一般には、耐久性の問題から、圧縮応力 $3 \sim 7 \text{ N/mm}^2$ 程度のプレストレスが導入されている。一方、エクストラードズド橋では桁高が中間支点上で $L/35$ 、支間中央で $L/55$ 程度となるが、斜材の扁平性のため主桁への斜材水平分力(圧縮力)が作用して、コンクリートの圧縮応力を検討した結果、表-1に示すように $14 \sim 19 \text{ N/mm}^2$ と圧縮応力が卓越している。従って、主桁のコンクリート強度は 50 N/mm^2 以上に上げる必要がある。

2. 3 鉛直荷重分担率および応力振幅

斜材の鉛直分担率はエクストラードズド橋およびPC斜張橋の構造特性を表す指標として参考文献(3)などに提案されている。また、L活荷重載荷時の斜材応力度の変動は、斜材の疲労を検討する上での重要なパラメータである。

本検討結果によれば鉛直分担率は、表-1のごとくエクストラードズド橋で $\beta = 10 \sim 20\%$ 、斜張橋で $\beta = 85 \sim 90\%$ である。エクストラードズド橋のように主塔高が低い場合、斜材張力の鉛直成分が小さいため、主桁を吊る効果は少なくなることがわかる。

斜材の応力変動については、表-2に示すようにエクストラードズド橋で $\Delta \sigma_p = 30 \sim 75 \text{ N/mm}^2$ 、PC斜張橋で $\Delta \sigma_p = 50 \sim 170 \text{ N/mm}^2$ となっている。

また、エクストラードズド橋は最上段斜材、PC斜張橋は最下段斜材の応力変動が大きくなっている。これは、エクストラードズド橋では主塔部に近いほど主桁剛性が高く、PC斜張橋では最下段斜材が短く主桁が等断面あることから、それぞれの斜材の見かけ剛性が高くなっている部分であるためであると思われる。

2. 4 斜材応力度の制限値

本検討において斜材の制限値を選定するにあたり、日大型車両交通量を3000台と仮定し供用年数100年に対する大型車通行台数を算出し、これをL活荷重の内、P1荷重の回数に換算して、繰返し回数200万回に対する換算応力振幅を求めた。その結果はそれぞれ以下になる。

PC斜張橋(S13) $\sigma_{200} = 128 \text{ N/mm}^2$

エクストラードズド橋(S1) $\sigma_{200} = 38 \text{ N/mm}^2$

この応力振幅からPC鋼材の疲労強度の算出式⁽⁸⁾を用いて制限値を求めると、

PC斜張橋(S13) $\sigma_{pa} = 0.45 \sigma_{pu}$

エクストラードズド橋(S1) $\sigma_{pa} = 0.83 \sigma_{pu}$

となる。

実際の検討に用いた制限値は、PC鋼線の定着部付近での角折れや道示⁽⁶⁾に示されるPC鋼材の許容応力などを考

慮し、PC斜張橋で $\sigma_{pa} = 0.4 \sigma_{pu}$ 、エクストラードズド橋で $\sigma_{pa} = 0.6 \sigma_{pu}$ として検討をおこなった。

2. 5 クリープ、乾燥収縮による影響

クリープ、乾燥収縮による斜材ケーブルの引張力減少量は検討の結果、表-1に示すように斜張橋では $21 \sim 31 \text{ N/mm}^2$ 、エクストラードズド橋では $66 \sim 114 \text{ N/mm}^2$ とエクストラードズド橋の方が3倍以上に大きくなっている。これは、エクストラードズド橋の方が軸圧縮応力が大きいいため、斜材張力減少に与える影響が大きくなっているものと考えられる。

2. 6 架設時および設計荷重時の応力

エクストラードズド橋は架設時に斜材の引張力調整を行わないことが施工上の利点であるが、主桁の中間支点から斜材最下段付近の断面において、架設時に下縁で引張応力、完成時に下縁で圧縮応力がクリティカルとなる。一方、斜張橋の場合は、斜材の引張力調整が行なわれるが、架設時と完成時の応力状態を自由に調整できる。このことが、斜張橋の長支間化を可能にしている。

3. 動的非線形解析

3. 1 解析条件

解析手法は、主塔、主桁、橋脚の非線形性を考慮した時刻歴応答解析とした。数値解析手法としては、地震による強制振動の運動方程式を直接積分して構造物の応答を求める Newmark- β 法を用いた。また、 β は $\beta = 0.25$ とした。積分時間間隔は、非線形解析の解の収束性を考慮して 0.002 秒とした。

諸条件は道示⁷⁾に準拠して以下のように決めた。

(1) 地域区分…A地域とする。

(2) 地盤種別…岩盤(I種地盤)および弾性地盤(III種地盤)(図-3 土質柱状図参照)

(3) 入力波…タイプI、タイプIIそれぞれについて標準波3波。

(4) 減衰定数 主桁 3.0%

主塔 2.0%

橋脚 2.0%

ケーブル 2.5%

基礎 20.0%

(5) 橋脚付根断面の配筋要領…図-4に示す。

3. 2 解析結果

(1) 固有周期

表-3に支間 $L=150\text{m}$ および 200m のPC斜張橋とエクストラードズド橋の固有周期を、図-5、6にモード図を示している。表-3中、ラーメンとあるのは主塔・橋脚と主桁とが剛結された形式であり、固定、基礎とあるのは、基礎を固定とした場合と、基礎ばねを考慮した場合である。

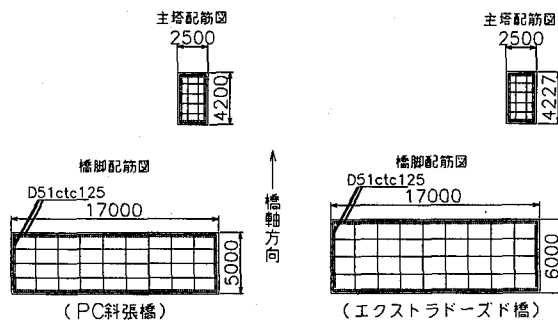


図-4 橋脚付根断面の配筋要領

表-3 固有周期表

支間	PC斜張橋					エクストラードスド橋								
	形式	モード次数	固有周期 (sec)	累積有効質量比(%) 橋軸方向 上下方向		形式	モード次数	固有周期 (sec)	累積有効質量比(%) 橋軸方向 上下方向					
150m	サスペンデッド	固定	1	2.47	52	0	ゴム支承	固定	1	1.76	0	7		
			2	1.66	52	6			2	1.51	62	7		
			3	1.03	63	6			3	0.82	62	7		
		基礎	4	0.78	63	31		4	0.54	62	23			
			5	0.71	63	31		5	0.42	62	23			
			1	2.54	51	0		1	1.76	0	7			
	ラーメン	固定	2	1.68	51	6	ラーメン	固定	2	1.53	59	7		
			3	1.04	61	6			3	0.82	60	7		
			4	0.78	61	31			4	0.54	60	23		
		基礎	5	0.71	61	31		基礎	5	0.42	60	34		
			1	1.47	0	9			1	1.06	0	13		
			2	0.95	11	9			2	0.53	12	13		
200m	サスペンデッド	固定	3	0.71	11	30	ゴム支承	固定	3	0.42	12	27		
			4	0.68	12	30			4	0.41	13	27		
			5	0.52	76	30			5	0.28	71	27		
		基礎	1	1.48	0	9		基礎	1	1.09	0	12		
			2	0.97	14	9			2	0.57	18	12		
			3	0.71	14	29			3	0.42	18	27		
	ラーメン	固定	4	0.68	16	29	ラーメン	固定	4	0.42	20	27		
			5	0.56	78	29			5	0.32	78	27		
			1	3.25	50	0			1	2.75	74	0		
		サスペンデッド	固定	2	1.77	50		3	ゴム支承	固定	2	2.38	74	8
				3	1.29	50		3			3	1.12	74	8
				4	1.16	61		3			4	1.12	74	8
基礎	5		0.97	61	3	基礎	5	0.77		74	27			
	1		3.35	50	0		1	2.79		72	0			
	2		1.80	50	3		2	2.38		72	8			
ラーメン	固定	3	1.30	50	3	ラーメン	固定	3	1.12	72	8			
		4	1.19	62	3			4	1.12	72	8			
		5	0.99	62	3			5	0.77	72	27			
	基礎	1	1.67	0	4		基礎	1	1.60	0	13			
		2	1.15	4	4			2	0.92	0	13			
		3	1.04	4	4			3	0.80	5	13			
200m	サスペンデッド	固定	4	0.97	4	4	ゴム支承	固定	4	0.83	5	30		
			5	0.97	4	4			基礎	5	0.59	5	30	
			1	1.67	0	4				1	1.61	0	12	
		基礎	2	1.29	0	4		基礎		2	1.13	0	12	
			3	1.17	10	4			3	0.86	22	12		
			4	0.99	10	4			4	0.83	22	29		
	ラーメン	固定	5	0.99	10	4	ラーメン	固定	5	0.60	26	29		
			1	1.67	0	4			基礎	1	1.61	0	12	
			2	1.15	4	4				2	0.92	0	13	
		基礎	3	1.04	4	4		基礎		3	0.80	5	13	
			4	0.97	4	4			4	0.83	5	30		
			5	0.97	4	4			5	0.59	5	30		

PC斜張橋（サスペンデッド型式）の場合、橋軸方向1次モードが卓越し、固有周期は $L=150m$ のとき約 2.5 秒、 $L=200m$ のとき約 3.3 秒と長周期となっている。両支間長のケースでも基礎バネの影響は小さい。

エクストラードスド橋は、ゴム沓の場合、2次モードが卓越し、橋軸方向モードになっており、固有周期は $L=150m$ のとき約 1.5 秒で比較的長周期となっているが、ラーメン型式の場合は、橋軸方向は2次と5次のモードが卓越し、固有周期は2次で 0.57 秒と小さい。また、基礎バネの影響は小さい。 $L=200m$ の場合も同様の傾向であるが多少長周期となっている。

PC斜張橋の場合、3径間ラーメン橋の採用はほとんどないが、固有値解析の結果はエクストラードスド橋と同じ傾向となっている。

(2) 非線形履歴

図-7に $L=150m$ 橋の橋脚基部における塑性ヒンジの $M-\phi$ 履歴を示す。計算結果は、表-4に示すようにタイプI、IIいずれの地震波に対しても応答回転角は終局回転角以下に収まっている。

(3) 主塔・橋脚における断面力応答

図-8に主塔・橋脚における曲げモーメント図を、図-9に主塔・橋脚におけるせん断力図を示し、それぞれの橋脚付根断面力を、表-5に示す。

i) $L=150m$ の場合について

橋軸方向において、地震波タイプI、IIの比較では、曲げモーメントについては、斜張橋のサスペンデッド型式の場合のみタイプIの方が大きく、他の場合はタイプIIの方が大きくなっている。これは、サスペンデッド構造の長周期による影響と考えられる。せん断力については、すべての場合タイプIIが大きくなっている。ゴム沓とラーメン型式の比較では、曲げモーメントについてはゴム沓の方が大きい、せん断力はラーメン型式の方が大きくなっている。岩盤と弾性支持の比較においては、曲げ、せん断力共に岩盤支持の方が大きくなっているがその差は小さい。

PC斜張橋（サスペンデッド型式）とエクストラードスド橋（ラーメン型式）との比較では、PC斜張橋の橋脚付根の曲げモーメントはエクストラードスド橋の 0.73~0.76 と小さくなっている。また、せん断力は 0.35~0.36 とPC斜張橋が小さく、工事費にかなり影響を与える事が判る。これは、サスペンデッド型式による構造減衰効果によるものと斜張橋の重量が軽いことによる影響と考えられる。

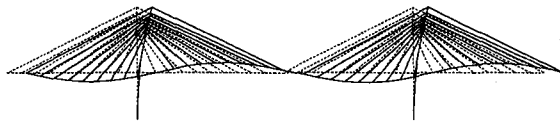
橋軸直角方向についてみると、PC斜張橋とエクストラードスド橋では曲げモーメントでは差がないが、せん断力はPC斜張橋が 0.72~0.77 と小さくなっている。

ii) $L=200m$ の場合について

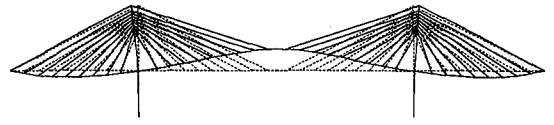
主塔、橋脚における断面力応答の比較において、タイプI、IIの比較では、サスペンデッド型式では曲げモーメントの差は小さく、せん断力はタイプIIが多少大きくなっている。

ゴム沓とラーメン型式の比較では曲げモーメントについてはゴム沓の方が大きい。せん断力はラーメン型式の方が多少大きく、岩盤と弾性地盤では差は少ない。

PC斜張橋（サスペンデッド型式）とエクストラードスド橋（ラーメン形式）の比較では、橋脚の曲げモーメントは、0.70~0.85 とPC斜張橋が小さく、せん断力は 0.25~0.30 とPC斜張橋が非常に小さい。橋軸直角方向については、PC斜張橋とエクストラードスド橋では、曲げモーメントはほとんど差がなく、せん断力は 0.78~0.85 とPC斜張橋の重量が軽いことの影響もあり、斜張橋が小さくなっている。

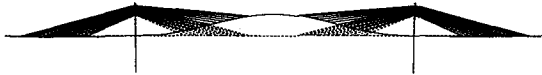


(a) 1次モード

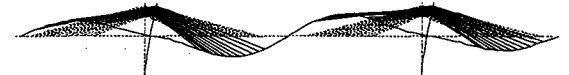


(b) 2次モード

図-5 PC斜張橋 (サスペンデット型式) モード図

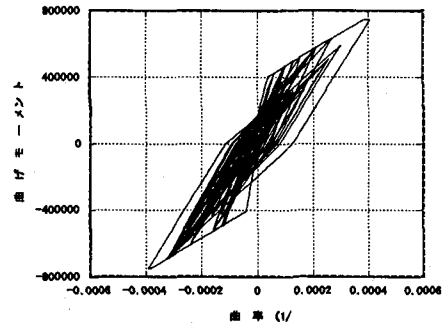
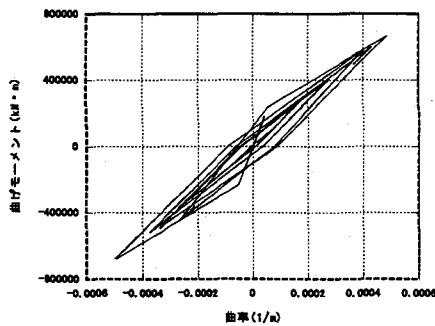


(a) 1次モード



(b) 2次モード

図-6 エキストラードズド橋 (ラーメン型式) モード図



(a) L=150m PC斜張橋 (サスペンデット型式、タイプII) (b) L=150m エキストラードズド橋 (ラーメン型式、タイプI)

図-7 橋脚付根断面 履歴曲線図

表-4 橋脚付根 塑性率表

(a) L=150mの場合

150m TYPE I		最大応答曲率	降伏曲率	塑性率
斜張橋	サスペンデット	0.001034	0.000495	2.08949
	ラーメン	0.000750	0.000495	1.51523
エキストラードズド橋	ゴム分散着	0.002089	0.000382	5.46859
	ラーメン	0.000473	0.000382	1.23798

150m TYPE II		最大応答曲率	降伏曲率	塑性率
斜張橋	サスペンデット	0.000456	0.000495	0.94143
	ラーメン	0.002051	0.000495	4.14263
エキストラードズド橋	ゴム分散着	0.002479	0.000382	6.48848
	ラーメン	0.000678	0.000382	1.76835

(b) L=200mの場合

200m TYPE I		最大応答曲率	降伏曲率	塑性率
斜張橋	サスペンデット	0.000434	0.000457	0.950
	ラーメン	0.000816	0.000457	1.348
エキストラードズド橋	ゴム分散着	0.001051	0.000377	2.788
	ラーメン	0.000289	0.000377	0.765

200m TYPE II		最大応答曲率	降伏曲率	塑性率
斜張橋	サスペンデット	0.000443	0.000457	0.970
	ラーメン	0.000918	0.000457	2.009
エキストラードズド橋	ゴム分散着	0.000206	0.000377	0.548
	ラーメン	0.000708	0.000377	1.873

表-5 橋脚付根断面力

(a) L=150m橋軸方向

項目	地震波	支承条件	PC斜張橋		エキストラードズド橋		比率	
			①サスペンデット	②連続(ゴム反力分散)	③ラーメン構造	④	①/②	①/④
曲げモーメント (kN・m)	タイプI	岩盤支持	734,880	932,550	906,570	0.79	0.81	
		弾性支持	733,190	908,540	906,470	0.81	0.81	
	タイプII	岩盤支持	697,140	948,700	920,720	0.73	0.78	
		弾性支持	691,420	937,790	925,430	0.74	0.75	
せん断力 (kN)	タイプI	岩盤支持	21,840	55,350	66,390	0.39	0.33	
		弾性支持	22,090	59,770	67,480	0.37	0.33	
	タイプII	岩盤支持	26,470	55,880	73,970	0.48	0.38	
		弾性支持	26,880	70,830	78,250	0.38	0.35	

(b) L=150m橋軸直角方向

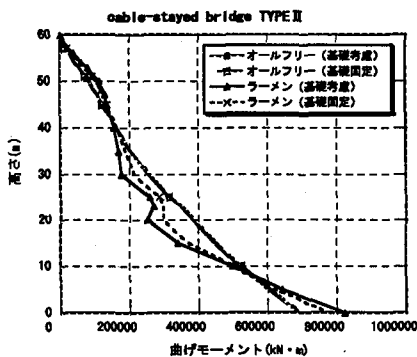
項目	地震波	支承条件	①PC斜張橋	②エキストラードズド	比率
			サスペンデット	ラーメン構造	
曲げモーメント (kN・m)	タイプI	岩盤支持	—	—	—
		弾性支持	875,120	980,880	0.911
	タイプII	岩盤支持	—	—	—
		弾性支持	1,089,100	1,245,030	0.875
せん断力 (kN)	タイプI	岩盤支持	—	—	—
		弾性支持	43,070	59,710	0.721
	タイプII	岩盤支持	—	—	—
		弾性支持	60,520	78,310	0.773

(c) L=200m橋軸方向

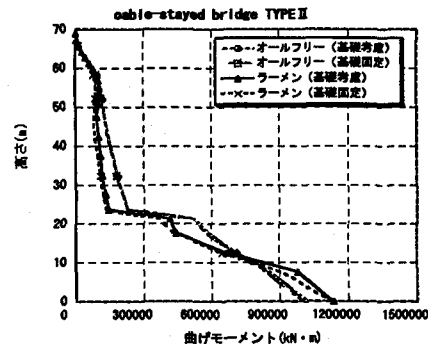
項目	地震波	支承条件	①PC斜張橋	②エキストラードズド	比率
			サスペンデット	ラーメン構造	
曲げモーメント (kN・m)	タイプI	岩盤支持	1,015,450	1,283,000	0.791
		弾性支持	1,036,190	1,197,870	0.865
	タイプII	岩盤支持	1,006,200	1,427,870	0.705
		弾性支持	1,027,280	1,428,700	0.719
せん断力 (kN)	タイプI	岩盤支持	29,880	100,340	0.288
		弾性支持	29,700	116,880	0.255
	タイプII	岩盤支持	39,980	127,480	0.314
		弾性支持	42,930	140,580	0.305

(d) L=200m橋軸直角方向

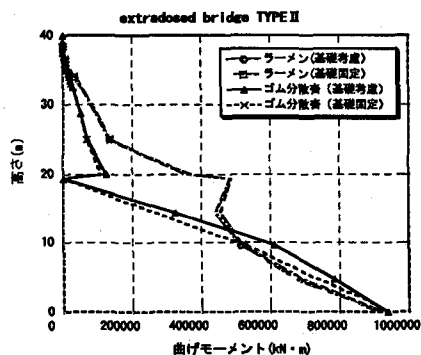
項目	地震波	支承条件	①PC斜張橋	②エキストラードズド	比率
			サスペンデット	ラーメン構造	
曲げモーメント (kN・m)	タイプI	岩盤支持	1,313,370	1,227,230	1.070
		弾性支持	1,339,470	1,344,170	0.997
	タイプII	岩盤支持	1,827,170	1,748,030	1.045
		弾性支持	1,869,330	1,801,870	1.037
せん断力 (kN)	タイプI	岩盤支持	59,580	88,080	0.681
		弾性支持	80,450	76,850	0.787
	タイプII	岩盤支持	82,290	100,290	0.821
		弾性支持	85,030	106,170	0.801



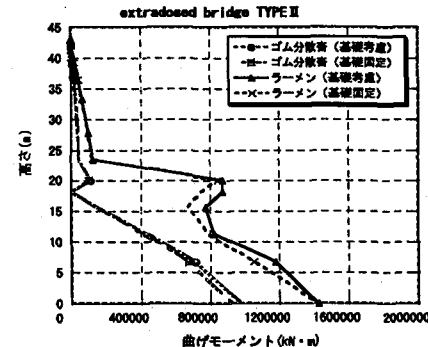
(a) L=150m PC斜張橋 (タイプII)



(b) L=200m PC斜張橋 (タイプII)

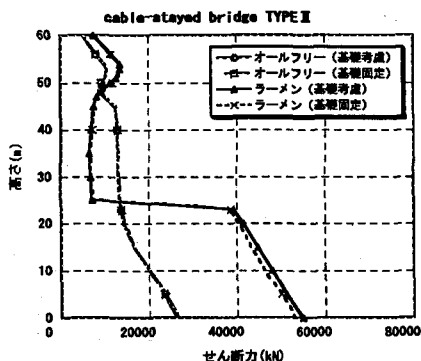


(c) L=150m エクストラードズド橋 (タイプII)

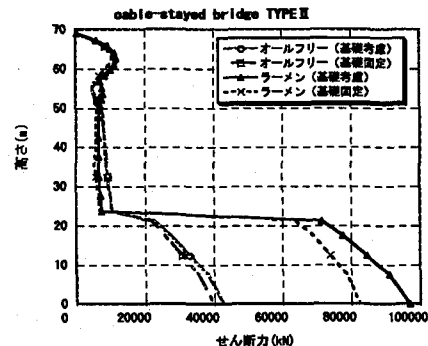


(d) L=200m エクストラードズド橋 (タイプII)

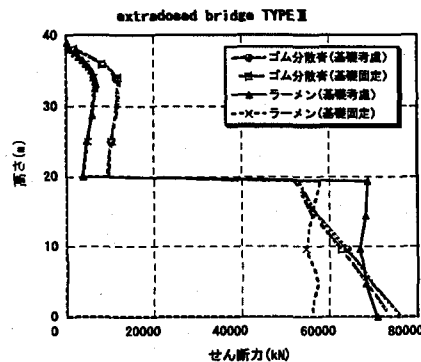
図-8 主塔・橋脚曲げモーメント図 (橋軸方向)



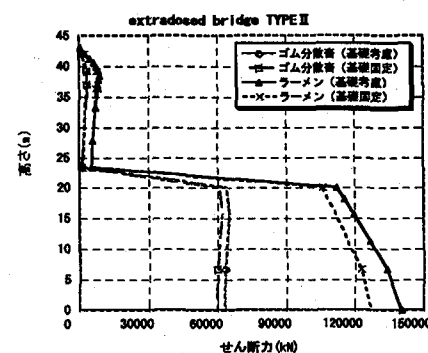
(a) L=150m PC斜張橋 (タイプII)



(b) L=200m PC斜張橋 (タイプII)



(c) L=150m エクストラードズド橋 (タイプII)



(d) L=200m エクストラードズド橋 (タイプII)

図-9 主塔・橋脚せん断力図 (橋軸方向)

(4) 基礎工

本橋では、弾性基礎の場合は、図-3の土質柱状図に基づき検討した鋼管矢板基礎の外形寸法(橋軸直角方向×橋軸方向×深さ)を表-6に示す。

橋軸直角方向では断面力の差は小さいが、橋軸方向の水平力の差が大きいため基礎の大きさに影響がでており、PC斜張橋とエクストラードズド橋では基礎工の体積比率はL=150m、200mの場合で0.78、0.70とPC斜張橋が小さくなった。

表-6 基礎工(鋼管矢板基礎) 寸法表 単位: m

	PC斜張橋 サスペンデッド構造	エクストラードズド橋 ラーメン構造
L=150m	22.4×19.0×20.0	24.2×22.4×20.0
L=200m	24.2×22.4×20.0	27.7×24.2×20.0

4. 数量比較

エクストラードズド橋およびPC斜張橋の実績を基にしたコンクリート、斜材重量の数量と、今回の試設計による数量をプロットしたものを図-10に示す。実績ではかなりのばらつきを示すが、本検討の場合ほぼ直線上にあることがわかる。

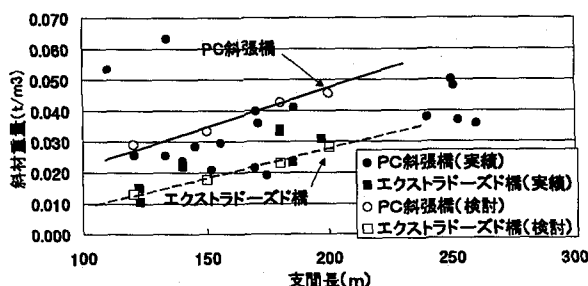
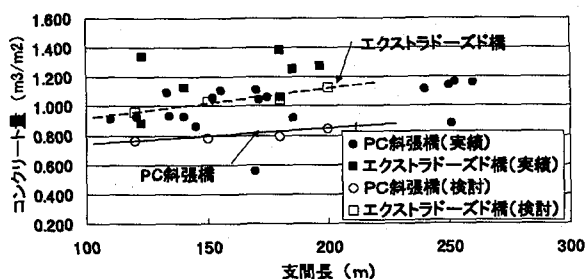


図-10 支間長と上部工数量の関係

5. 工事費比較

エクストラードズド橋およびPC斜張橋の上部工工事費の実績と今回の試設計による工事費をプロットしたものを図-11に示す。なお、工事費算定について、①斜材工費については特性からくる斜材定着体およびサドル等のグレードを考慮し、斜張橋の斜材工費を25%アップした。②架設費については、斜張橋の斜材調整の回数が多いことを考慮し、斜張橋の架設費を20%アップした。図より、エクストラードズド橋とPC斜張橋の経済支間の境は

L=150m程度となっていることが判る。また、L=150mの検討結果では、上部工のみの工事費比(PC斜張橋/エクストラードズド橋)でも、0.94とPC斜張橋が6%程度安価である。L=200mの場合は0.91とPC斜張橋が9%程度安価となった。さらに、橋脚、基礎工を含めた上下部工事費比(PC斜張橋/エクストラードズド橋)では、L=150mの場合、岩盤の直接基礎の場合0.86、弾性基礎(鋼管矢板基礎)の場合0.84と、橋脚と基礎工を含んだ工事費では、PC斜張橋が15%安価で、L=200mの場合にも同様になることが判った。

6. まとめ

エクストラードズド橋とPC斜張橋について支間L=150m~200mに対する構造的、耐震性、経済性等の検討を行った結果、次のようになった。

上部工の構造特性としては、

①鉛直分担率:

L=150~200mの場合エクストラードズド橋の鉛直分担率は10~20%となっており、斜張橋では85~90%となっており、エクストラードズド橋は水平導入力、斜張橋は鉛直力が卓越していることが判った。

②圧縮特性:

斜張橋は桁を吊る構造であるため軸力は 10N/mm^2 以下で小さいが、エクストラードズド橋は水平力を与える構造のため応力は $\sigma=14\sim19\text{N/mm}^2$ と大きくコンクリート強度を 50N/mm^2 以上に上げる必要があることが判った。

③応力振幅:

斜材の応力振幅は、エクストラードズド橋では $\sigma=30\sim75\text{N/mm}^2$ で、PC斜張橋では $50\sim170\text{N/mm}^2$ と大きくなっており、通常、許容値はそれぞれ $0.6\sigma_{pu}$ 、 $0.4\sigma_{pu}$ を採用しているが、疲労設計を試算すると許容値は上記の範囲より上げてよい場合があることが判った。

④耐震性:

耐震性についてはサスペンデッド型式はPC斜張橋にとって耐震上優れた構造であり、主桁位置での変位量は

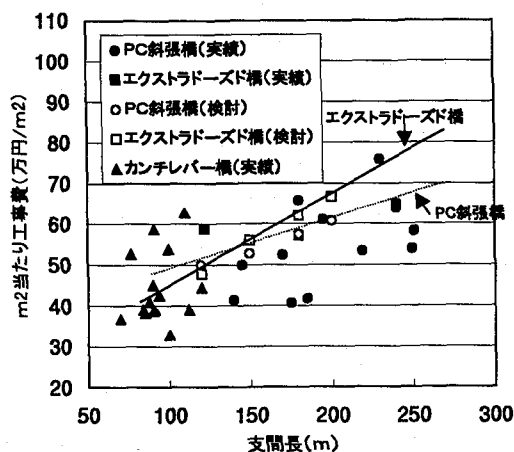


図-11 支間長上部工工事費の関係

大きくなるが、橋脚付根の断面力は小さくなり、経済的に有利な構造であることが判った。ラーメン構造は、地震時水平力による橋脚モーメントを主桁でも抵抗させるため、橋脚付け根モーメントは小さくなるが、サスペンデッドほど小さくならず、特にせん断力はPC斜張橋の重量が軽い影響もあり、3倍程度大きくなっている。また、ゴム沓の場合の断面力は、ラーメン構造の場合より多少大きくなっていることが判った。

⑥経済性：

経済性については、現場条件や架設法により異なるものであり、一義的には言えないがPC斜張橋とエクストラード橋の上部工の比較では、 $L=150\text{m}$ 程度が境となっており、 $L=200\text{m}$ では斜張橋が明らかに安価となった。また基礎構造を含めた工費は $L=150\text{m}$ および $L=200\text{m}$ 共に斜張橋が15%程度安価であることが判った。

以上、本検討では支間150m以上の領域ではPC斜張橋が有利であることが判った。また、エクストラード橋はスパン80~150m程度の領域で、カンチレバー橋と比較して桁高を大幅に低減できるため、景観性も含めて優れた構造形式であるといえる。

参考文献

- 1) 山崎 淳 ほか：大偏心ケーブルPC橋の構造特性「エクストラード」橋と他の「大偏心外ケー

ブルPC橋」，プレストレストコンクリート，vol 39，No.2，Mar. 1997, pp18- 29

- 2) 小宮正久：エクストラードPC道路橋の設計に関する一考察土木学会論文集 No. 516/VI-27，1995.6，pp.27-39，

- 3) 岡 米雄 ほか：エクストラード橋の構造特性に関する一考察，プレストレストコンクリート，vol 39，No.2，Mar. 1997, pp.53-58

- 4) 新井英雄：大容量PC鋼より線の曲げ配置部におけるフレッティング疲労特性 土木学会論文集 No. 627/v-44，1999. 8，pp.205-222，

- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編 平成8年度版

- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I,III 平成8年12月。

- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V，平成8年12月

- 8) 大塚久哲ほか：PC斜張橋の非線形地震応答に及ぼす軸力変動の影響，土木学会、構造工学論文集，vol. 45A，1999.3，pp.957- 966.

- 9) 大塚久哲ほか：地震国におけるPC長大橋の構造形式による経済合理性と構造合理性について，第56回土木学会年次学術講演会講演概要，2000.9 V-544

(2000年9月14日受付)