

大偏心ケーブルPC橋の特徴とその設計

小宮 正久*¹

まえがき

通常の外ケーブルは、桁高の範囲内（箱桁の内部空間など）に配置されるため外ケーブルの偏心量は制限される。この外ケーブルをより効果的に利用するため、偏向部¹⁾（デヴィエータともいう）を桁外に突き出して外ケーブルの偏心量を大きくとったPC橋を大偏心ケーブルPC橋といている。大偏心ケーブルには、正の曲げ挙動を改良することを目的としたものと負の曲げ挙動を改良することを目的としたものの2種類がある（図-1参照）。前者は、施工性、地形、景観などの制約から偏心量（偏向部の突出量）の大きさが制限されるのに対し、後者は比較的自由に偏心量を選ぶことができる。

大偏心ケーブルとしては、後者が一般的である。ところで外ケーブルを用いたPC橋は、主桁と外ケーブルの機能分担の組合せにより次の3種類に大別されるものと考えられる。

1) 主桁依存形

供用および終局の両状態に必要な機能を主

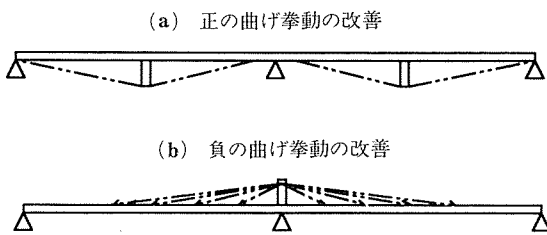
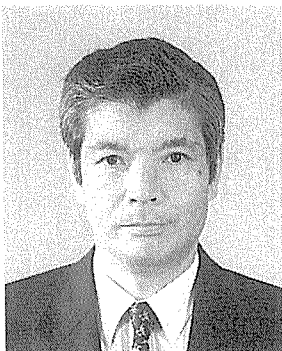


図-1 大偏心ケーブルの配置形態と目的



* Masahisa KOMIYA
(株)日本構造橋梁研究所

として主桁に依存する形式で、外ケーブルは、主に供用状態の挙動を改善するために用いられる。終局時における外ケーブルの張力増加の小さい一般の外ケーブル橋や突出量の小さい大偏心ケーブル橋がこの区分に属する。

2) 主桁・ケーブル協同形

供用および終局の両状態に必要な機能を主桁と外ケーブルの両者により確保する形式である。ある範囲の突出量を有する大偏心ケーブル橋がこの区分に属し、エクストラドーズド橋^{2),3)}が代表的な例である。

3) ケーブル依存形

供用および終局の両状態に必要な機能を主としてケーブルの支持機能により確保する形式であり、斜張橋がこの形式に属する。

本特集号は、上記の区分における1)の一部（桁外に偏向部を突出させた形式）と2)を対象としているが、1)は一般の外ケーブル方式のPC橋の挙動と大差ないものと考えられる。したがって、ここでは2)のエクストラドーズド橋について示すこととする。

エクストラドーズド橋は、中間支점에設置した塔状の偏向部（以下塔という）を介して外ケーブルを配置したPC橋であり、形態的には、非常に低い塔を有する斜張橋に似ている。一般に、カンチレバー架設される内ケーブル方式のPC桁橋における負の曲げモーメントに対するPC鋼材量は、全PC鋼材量の60~70%を占めている。エクストラドーズド橋は、この負の曲げモーメントに対するPC鋼材量を大幅に低減できるので、特にカンチレバー架設される場合に利点が発揮される。

エクストラドーズド橋の実績を表-1に示す。表中に示すとおりエクストラドーズド橋には、外ケーブルをコンクリートで被覆する形式（以下斜張版橋という）と被覆しない形式（以下斜張外ケーブル橋という）がある。斜張版橋は、斜張版の剛性が大きいので、主桁の変形や外ケーブルの応力変動が小さい、外ケーブルの耐久性が高いため交換の必要がない、風対策が不要であるなどの利点はあるが被覆コンクリートのひびわれの制御が難し

表-1 エクストラードズドPC橋^{(1),(5),(6),(7)}の実績

方式	橋名	橋種	最大支間(m)	施工法	施工年度	国名
斜張	第2M _{ain} 橋取付橋	併	33.3	支保工	1972	ドイツ
	Ganter橋	道	174.0	カンチレバー	1980	スイス
張版	Barton Creek橋	道	100.0	カンチレバー	1986	米国
	Rhone橋	道	143.0	カンチレバー	1990	スイス
斜張外ケーブル	名取川橋	鉄	108.2	支保工	施工中	日本
	小田原港橋	道	122.0	カンチレバー	1994	日本
	屋代南及び北橋	鉄	105.0	カンチレバー	1996	日本
	蟹沢大橋	道	180.0	カンチレバー	施工中	日本
	衝原橋	道	185.0	カンチレバー	施工中	日本
	奥山橋	道	140.0	カンチレバー	施工中	日本
	第2 Mactan 橋	道	185.0	カンチレバー	施工中	フィリピン
	士狩大橋	道	140.0	カンチレバー	施工中	日本
	木曾川橋	道・複	275.0	カンチレバー	計画中	日本
	揖斐川橋	道・複	270.0	カンチレバー	計画中	日本

注) 道;道路橋, 鉄;鉄道橋, 併;道路・鉄道併用橋
複; PC・鋼複合橋

い、自重が重く耐震上不利になる、適用支間が限られる、終局時には、斜張外ケーブル橋と異なり、斜張版の剛性低下の影響が大きい、非線形解析の必要があるなどの問題がある。ともあれ、両形式について触れるのは、紙数に限りもあり不可能なので、ここではエクストラードズド橋としては斜張版橋よりも一般的な斜張外ケーブル橋について、その特徴、構造計画および設計について示す。

1. 特徴

斜張外ケーブル橋の特徴は、構造特性、施工性、経済性、景観特性などにおいて、PC桁橋（以下桁橋）とPC斜張橋（以下斜張橋）の中間的な性状を備えている点にある。表-2は一例として、支間が74.0 m+122.0 m+74.0 mの橋梁について、3形式の桁高、塔高およびこれらの各寸法と中央支間長の比を比較したものであるが、これらの数字にもこのことがよく表れている。

このような桁橋と斜張橋の中間的な性状を有する斜張外ケーブル橋の特徴を100 m~200 mの支間を対象として桁橋と斜張橋との比較においてまとめると次のとおり

表-2 桁橋、斜張外ケーブル橋および斜張橋の構造諸元比較

	桁高(m)		塔高(m)
	中間支点	径間部	
桁橋	7.0~7.5 (1/18~1/16)	3.0~3.5 (1/40~1/35)	-
斜張外ケーブル橋	3.5 (1/35)	2.2 (1/55)	9.0~10.0 (1/13~1/12)
斜張橋	1.5~1.2 (1/80~1/100)		25.0~30.0 (1/5~1/4)

注) ()内は、中央支間(122.0 m)に対する比を表す。

である。

- 1) 斜張外ケーブル橋の桁高は、ほぼ斜張橋の2倍、桁橋の1/2程度の低すぎも高すぎもしない手頃な高さである。したがって、型枠の組立て解体、鋼材の組立て、コンクリート打設などの作業が容易であり、桁橋や斜張橋よりも施工性に勝っている。
- 2) 斜張橋は、斜張外ケーブル橋の1/2程度の桁高のため、桁の剛性が極めて小さくなり非常にたわみやすくなる。したがって施工中はもとより供用開始後においてもたわみの管理が必要であり、場合によっては斜吊りケーブル（以下斜材⁸⁾という）を再緊張して計画高を調整する必要があるなど、斜張外ケーブル橋にくらべ施工、維持管理が面倒である。さらに、たわみやすいために、4径間以上の多径間連続構造は、たわみを所要の値以下におさえるための特殊な工夫が必要となり、3径間以下の構造が一般的である。一方斜張外ケーブル橋の主桁は、適度な剛性を有しており、たわみ管理も斜張橋ほど面倒ではなく、列車荷重に対するたわみが厳しく制限される鉄道橋や、4径間以上の多径間構造も比較的容易に計画できる。中央支間長105 mの4径間連続構造である屋代南橋（北陸新幹線）や5径間連続構造の木曾川橋（支間長：275 m）および6径間連続構造の揖斐川橋（支間長：270 m とともに第2名神高速道路）などが、その好例といえる。ただし、多径間化を行う場合には、主桁と橋脚を剛結するなどし、主桁中間支点に生ずる回転角を低減する工夫が必要である。
- 3) 斜張外ケーブル橋は、塔を備えているため、平凡な形態の桁橋よりもシンボリックな景観を造り出せる。また、主桁はスレンダーであり塔高も低い、威圧感のない親しみのある景観の長大橋となる。さらに、航空管制上塔高が問題となるような場合にも採用しやすいなど、桁橋や斜張橋ほど立地条件に影響されない。反面雄大な景観が要求されるような場合にあっては、桁橋や、斜張橋に較べボリューム感に欠けるため採用されにくい。
- 4) 表-3に示すように活荷重により生ずる斜張外ケーブルの応力振幅は、フルプレストレスの桁橋のケーブルと大差ないため、高い疲労強度が要求される斜張橋の斜材の様な特殊で高価な定着具は不要であり、通常の外ケーブル用の定着具でよい。また、ケーブルの許容引張力も通常のPC緊張材と同一レベルとすることができる。このため斜張外ケーブルは、長さも短く、サグも小さいこともあり、斜材よりも振動しにくい。斜張外ケーブルは、一度緊張定着すれば引張力の再調整は不要であり、施工中何回

表-3 PC鋼材応力度変動幅の一例

	支間構成 (m)	種 別	$\Delta\sigma_p$ (kgf/mm ²)
桁橋 (フルプレストレス)	62+100+120+84	桁内ケーブル	0.9~2.9
斜張外ケーブル橋	74+122+74	桁内ケーブル	1.1~1.4
		斜張外ケーブル	1.5~3.8
斜張橋	92.5+185+92.5	斜材	4.4~12.6

も引張力を調整する必要がある斜材よりも施工が容易で、定着具も簡易化できる。

以上に示したように斜張外ケーブルは、斜材よりも、振動特性、経済性、施工性などにおいて優れていることが明らかである。

- 5) 2面配置の斜張外ケーブル橋は、断面形状に制約を受けやすいので、一般に経済性の順位は、桁橋と斜張橋の間にある。しかしながら、交差条件により桁高を低くする方が有利となる場合、桁高が制限される場合、上部工の軽量化を図ることが有利となる地質条件の悪い場合などの制約条件がある場合には、斜張外ケーブル橋は桁橋よりも経済的に有利になる。

斜張外ケーブルの一面配置が可能な場合には、主桁断面の軽量化、塔の形状の簡易化が容易なため、桁橋よりも経済的な設計が可能である。

以上に示したように、斜張外ケーブル橋は、斜張橋のみでは、構造特性、経済性、施工性、景観などの面において、桁橋に匹敵するバランスのとれた計画がなかなか困難であった100m~200m程度の支間においてその特徴が発揮される。斜張外ケーブル橋は、桁橋や斜張橋に代わり得る可能性を備えたコンクリート橋の新しい形式であるといえることができる。

2. 計 画

2.1 概 要

図-2に示す小田原ブルーウェイブリッジを参考にした構造系を基本モデルとした構造特性の検討結果に基づいて斜張外ケーブル橋の主要構造諸元（塔高、斜張外ケーブルの定着間隔、主桁および塔の断面剛性など）を

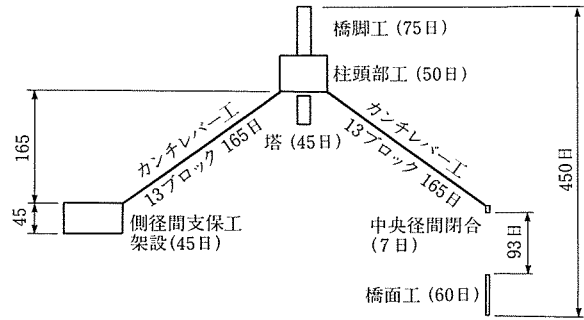


図-3 施工工程

選定する場合の基本的な事項について示す^{9),10)}。

構造特性の検討における主要な仮定条件は、次のとおりである。

- 1) 活荷重は、TL-20とする。
- 2) 線形解析における施工性はカンチレバー架設とし、工程は図-3とする。
- 3) コンクリートのクリープ、乾燥収縮は、道路橋示方書・同解説、Ⅲコンクリート橋編による。
- 4) 全死荷重には、内ケーブルおよびクリープ、乾燥収縮による不静定力を含める。また、斜張外ケーブルには、初期引張力を含む。

2.2 構造諸元の選定

(1) 塔 高

塔高を選定するための条件としては、施工性、景観などいくつかの要因が考えられるが、ここでは主桁および斜張外ケーブルの断面力が最小となる条件を満たす塔高について示す。塔高と主桁曲げモーメントの関係は図-4のとおりであり、この図から次のことがいえる。

- 1) 設計荷重作用時 ($\Sigma D+L$) の曲げモーメントは塔高が増すにつれて減少し、塔高17.5m ($\sim L_2/7$, ただし、 L_2 : 中央支間長, 図-2参照) でほぼ一定値に収束する。
- 2) 塔高が15.3m以下であれば、中間支点の設計活荷重作用時の曲げモーメントは、常に架設時の曲げモーメントを上廻り、中間支点の断面は設計活荷重作用時で決定される。

この2つの条件から、主桁の曲げに関しては、塔高は

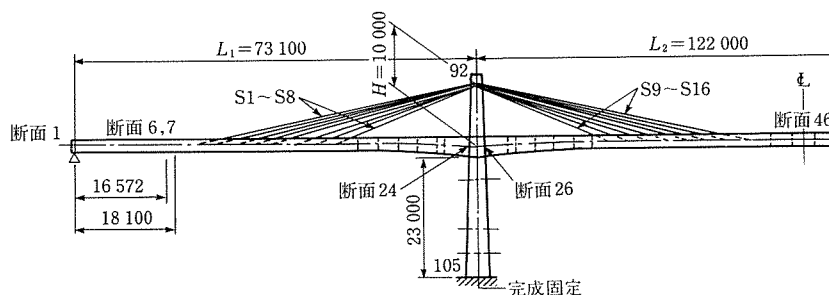


図-2 基本モデル

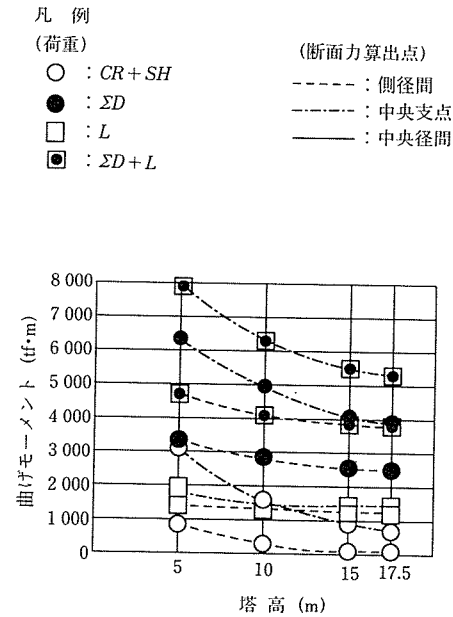
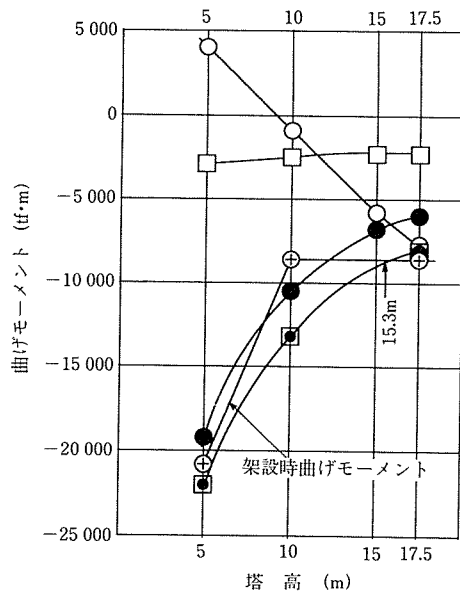


図-4 塔高と主桁曲げモーメントの関係

高い方が有利であり、中間支点における架設時と設計活荷重作用時の曲げモーメントが、ほぼ等しくなる15m ($\approx L_2/8$)程度が適当であると判断される。

一方表-4に示すように斜張外ケーブルの引張力は、塔高の増加に伴ないクリープ、乾燥収縮(CR+SH)によって急激に減少する。このため、塔高増による他の荷重による引張力の増加が打消され、設計活荷重作用時の引張力は減少し、斜張外ケーブルの材料を減らすことが可能になる。

表-4 活荷重による斜張外ケーブル引張力 (tf) および応力度変動幅

番 ケ ー ブ ル	塔高 (m)	CR+SH	後死 荷重 (D_2)	全死 荷重 (ΣD)	活 荷 重 (L)			$\Sigma D+L$
					posi.	neg.	応力変動幅	
S ₁	5	1	5	384	5	0	0.9~0	389
	10	-14	8	368	8	-1	1.5~-0.2	376
	15	-32	11	350	10	-1	1.9~-0.2	361
	17.5	-94	11	344	11	-1	2.1~-0.2	356
S ₇	5	6	9	492	9	0	1.7~0	501
	10	-37	14	406	13	0	2.5~0	420
	15	-74	16	306	16	0	2.8~0	322
	17.5	-143	16	267	15	0	2.8~0	283
S ₁₀	5	-7	14	479	13	-1	2.5~-0.2	493
	10	-26	19	404	18	-2	3.4~-0.4	423
	15	-52	19	321	18	-1	3.4~-0.2	339
	17.5	-144	19	287	19	-1	3.4~-0.2	305
S ₁₆	5	-11	10	350	11	-2	2.1~-0.4	362
	10	-34	15	326	16	-3	3.0~-0.6	342
	15	-53	17	307	18	-4	3.4~-0.8	325
	17.5	-97	17	300	19	-5	3.6~-0.9	319

また塔高が5mの場合側径間部の斜張外ケーブルの引張力は、クリープ、乾燥収縮によって増加している。このようなケーブルのリラクセーション挙動には、PC鋼材に与えられた当初の伸びがクリープ、乾燥収縮によって減少しながら生ずることを前提としている現行のリラクセーション規定を適用できない。

これらのことを考慮すると、斜張外ケーブルに関しては、塔高は7m ($\approx L_2/17$)以上で、かつ高くする方が有利になる。

塔高を高くすると設計活荷重作用時の主桁の曲げモーメントおよび斜張外ケーブルの引張力が減少し有利になる。しかしながら、塔高には、主桁の曲げモーメントに関して上限値が存在するため15m ($\approx L_2/8$)程度の塔高が適当であるといえる。

したがって、実際の斜張外ケーブル橋の塔高は、各種の立地条件に応じて中央支間長の1/12~1/8の範囲で適当な高さを選べば十分であると判断される。

この範囲であれば、塔とケーブル(主桁の曲げに対する内ケーブルも含む)のコストの差を10%以内に収めることができる。(図-5参照)

(2) 斜張外ケーブルの定着位置

斜張外ケーブルの定着位置(図-6に示すb区間の位置を示す距離a,以下定着位置という)を選定するための目安を得るために、基本モデルの定着位置($a/L_2=0.20$)を全体的に塔から5m遠ざけたケース($a/L_2=0.24$)と逆に7.5m近づけたケース($a/L_2=0.14$)について比較検討する。

表-5に示すように定着位置を橋脚から離すにつれて主桁の正の曲げモーメントが減少し、負の曲げモーメン

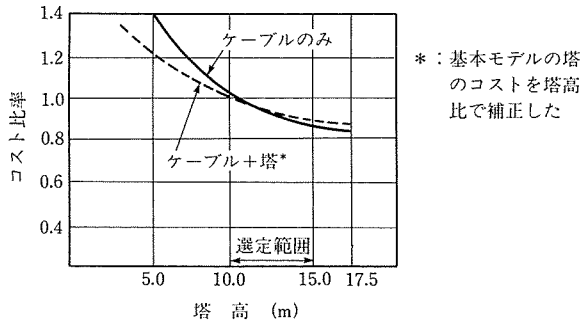


図-5 塔高とケーブルコストの関係

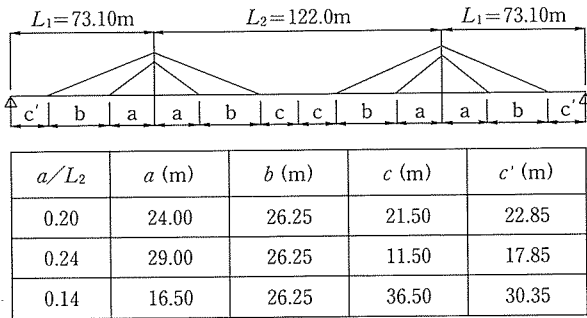


図-6 比較検討モデル

トが増加する。斜張外ケーブルを配置する目的は、中間支点の負の曲げモーメントの低減を図るためであり、カンチレバー架設の場合は、負の曲げモーメントが小さくなるほど経済的になるから、主桁の曲げに関する定着位置は、 $a/L_2=0.14$ が適当である。

定着位置と斜張外ケーブル引張力の関係を表-6に示す。この場合は定着位置を塔から遠ざけるにつれて、斜張外ケーブルが水平に近づくため引張力が減少し、斜張外ケーブルを減らすことが可能になる。

主桁の曲げに関して有利であった $a/L_2=0.14$ の場合は、コンクリートのクリープ、乾燥収縮により一部のケーブルの引張力が増加する。前項に述べたように、このようなケーブルはリラクセーション挙動に関し問題があ

表-6 定着位置と斜張外ケーブル軸力

斜張外ケーブル	a/L_2	CR+SH	後死荷重 (D_2)	(ΣD)	活荷重			$\Sigma D+L$
					posi.	neg.	応力変動	
S ₁	0.14	5	11	465	11	-1	2.1~-0.2	476
	0.20	-14	8	368	8	-1	1.5~-0.2	376
	0.24	-24	7	339	7	-1	1.3~-0.2	346
S ₂	0.14	0	12	488	12	0	2.3~ 0	500*
	0.20	-15	9	402	9	0	1.7~ 0	411
	0.24	-21	8	344	8	-1	1.5~-0.2	352
S ₅	0.14	-33	14	441	14	0	2.7~ 0	455
	0.20	-25	12	412	12	0	2.3~ 0	424*
	0.24	-15	11	382	11	0	2.1~ 0	393
S ₇	0.14	-62	14	394	13	0	2.5~ 0	407
	0.20	-37	14	406	13	0	2.5~ 0	420
	0.24	-17	13	368	13	0	2.5~ 0	411*
S ₈	0.14	-75	13	361	12	0	2.3~ 0	373
	0.20	-42	14	388	14	0	2.7~ 0	402
	0.24	-17	14	391	14	0	2.7~ 0	405
S ₉	0.14	-47	16	388	14	0	2.7~ 0	402
	0.20	-24	19	396	17	-1	3.2~-0.2	414
	0.24	-8	19	389	18	-2	3.4~-0.4	407**
S ₁₀	0.14	-42	18	410	16	-1	3.0~-0.2	427
	0.20	-26	19	404	18	-2	3.4~-0.4	423**
	0.24	-14	19	389	18	-2	3.4~-0.4	407
S ₁₄	0.14	-14	20	448	21	-3	4.0~-0.6	469
	0.20	-28	18	367	18	-3	3.4~-0.6	385
	0.24	-31	18	322	16	-3	3.0~-0.6	338
S ₁₅	0.14	-10	20	456	20	-3	3.8~-0.6	476**
	0.20	-31	16	363	17	-3	3.2~-0.6	380
	0.24	-36	14	313	15	-3	2.8~-0.6	329
S ₁₆	0.14	-9	19	354	19	-4	3.6~-0.8	374
	0.20	-34	15	326	16	-3	3.0~-0.6	342
	0.24	-41	13	313	14	-3	2.7~-0.6	327

注) 1. 単位：応力変動…kgf/mm², その他…tf
2. *, ** ; 最大引張力

り好ましいとはいえない。この様に適切な定着位置は、主桁の曲げと斜張外ケーブルの引張力では相反する結果

表-5 定着位置と主桁曲げモーメント (tf・m)

断面位置	a/L_2	桁自重 (D_1)	斜張外ケーブルプレストレス	CR+SH	後死荷重 (D_2)	全死荷重 (ΣD)	活荷重 (L)	$\Sigma D+L$
側径間	0.14	1 522	0	508	778	3 057	1 189	4 247
	0.20	1 541	0	278	814	2 780	1 284	4 064
	0.24	1 546	0	173	662	2 698	1 032	3 871
中間支点	0.14	-28 828	26 579	317	-2 168	-6 267	-2 337	-8 604
	0.20	-32 031	27 527	-841	-2 378	-10 457	-2 551	-13 008
	0.24	-34 834	27 166	-703	-2 517	-13 910	-2 686	-16 597
中央径間	0.14	670	0	2 828	1 434	5 819	1 673	7 493
	0.20	668	0	1 576	1 310	4 789	1 554	6 288
	0.24	671	0	1 101	1 250	4 092	1 495	5 587

表-7 定着位置と斜張外ケーブルの軸力

種別	a/L_2	0.14 (⊙7.5)	0.20 (基本モデル)	0.24 (⊕5.0)
	桁内ケーブル		0.32	0.39
斜張外ケーブル		0.69	0.61	0.57
合計		1.01	1.00	1.02

になる。表-7は、ケーブルの概算コストの比をまとめたものであるが、各定着位置間に有意の差は見られない。

これらの結果から、定着位置は、主桁と斜張外ケーブルの挙動のそれぞれに有利な $a/L_2=0.14$ と $a/L_2=0.24$ の平均的な値である $a/L_2=0.20$ を基準として選定すれば十分であると判断される。

(3) 主桁の剛性

主桁に曲げひびわれが発生すると主桁の曲げ剛性（以下主桁剛性という）が均等に50%程度に低下することは十分に考えられる¹¹⁾。しかしながら図-7に示すように、主桁剛性が当初剛性の50%に低下しても、主桁の曲げモーメントは、数パーセント程度減少するのみであり実用的には主桁の剛性低下の影響を無視しても全く問題ない。したがって、斜張外ケーブルの定着位置が $a/L_2=0.20$ 程度の場合の桁高は、基本モデルと同様中間支点上で $L_2/35$ 程度、径間部で $L_2/55$ 程度に設定すれば十分であるといえる。

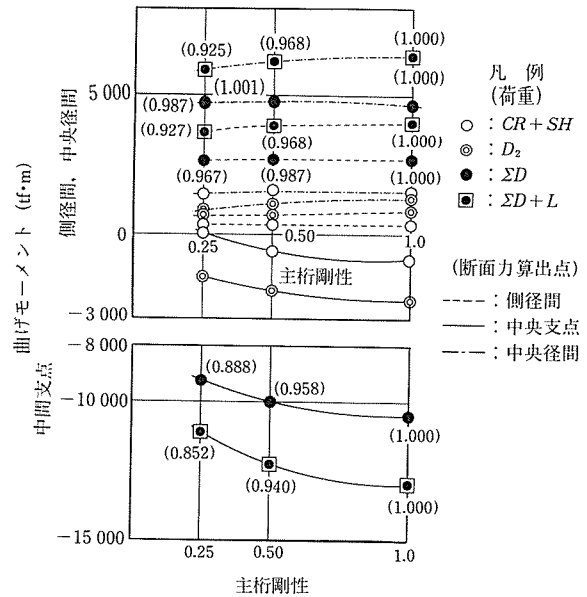


図-7 主桁剛性変化と主桁曲げモーメントの関係

表-8に示すように、斜張外ケーブルの引張力は主桁剛性が当初剛性の50%に低下した場合でも5%以下の増減が生ずるのみであり、斜張外ケーブルの供用状態の検討に主桁剛性の変動の影響は考慮する必要がない。このように斜張外ケーブル橋の主桁の曲げモーメントおよび斜張外ケーブルの引張力は主桁剛性の変化に敏感でないので、主桁をPPC構造（ひびわれの発生を許すPC構造）とすることも十分可能である。

表-8 主桁剛性変化と斜張外ケーブル引張力

斜張外ケーブル	主桁剛性	CR+SH	後死荷重 (D_2)	全死荷重 (ΣD)	活荷重 (L)			$\Sigma D+L$ (最大張力)
					posi.	neg.	応力変動	
①	1.0	-14	8	368	8	-1	1.5~-0.2	376 (1 000)
	0.5	-11	13	374	13	-1	2.5~-0.2	388 (1 032)
	0.25	-1	20	384	21	-1	4.0~-0.2	405 (1 077)
⑤	1.0	-25	12	412	12	0	2.3~ 0	424 (1 000)
	0.5	-21	20	424	20	0	3.8~ 0	445 (1 049)
	0.25	-15	31	443	31	0	5.9~ 0	475 (1 120)
⑧	1.0	-42	14	388	14	0	2.7~ 0	402 (1 000)
	0.5	-52	23	369	23	0	4.4~ 0	393 (0 978)
	0.25	-60	35	343	35	0	6.6~ 0	379 (0 943)
⑩	1.0	-26	19	404	18	-2	3.4~-0.4	423 (1 000)
	0.5	-18	30	407	28	-2	5.3~-0.4	435 (1 028)
	0.25	2	42	419	38	-2	7.2~-0.4	457 (1 080)
⑭	1.0	-28	18	367	18	-3	3.4~-0.6	385 (1 000)
	0.5	-26	28	367	28	-4	5.3~-0.8	396 (1 029)
	0.25	-15	40	374	39	-5	7.4~-0.9	414 (1 075)
⑯	1.0	-34	15	326	16	-3	3.0~-0.6	342 (1 000)
	0.5	-37	24	309	25	-5	4.7~-0.9	335 (0 980)
	0.25	-37	35	290	36	-6	6.8~-1.1	326 (0 953)

単位：応力変動…kgf/mm², その他…tf

一方、表-9 に示すように主桁のたわみ、特にクリープ、乾燥収縮によるたわみは、主桁剛性の低下に非常に敏感である。

クリープ・乾燥収縮によるたわみの増加率は、主桁剛性の低下率を大幅に上回っている。これに対し、後死荷重 (D_2) や活荷重 (L) によるたわみの増加率は、主桁剛性の低下率を下回っている。このことから、主桁の剛性低下が予想される PC 構造 (PPC 構造は除く) の場合、活荷重によるたわみ度などの供用状態の検討においては剛性低下の影響を無視してもよいが、クリープたわみが大きな要因を占める上げ越し計画には考慮すべきであるといえる。

(4) 塔の剛性

表-10 および表-11 に示すように塔の曲げ剛性が均等に低下しても構造挙動は、ほとんど変化しない。したがって、塔の断面形状は、構造的な条件以外の景観、施工性などの条件に応じて自由に選定することができる。

3. 斜張外ケーブルの設計

3.1 許容引張応力度

斜張外ケーブルの許容引張応力度は、斜張外ケーブルの剛性のみならず構造系全体の剛性を決めることになるので、この構造を設計する場合の最必要のファクターの一つである。

許容引張応力度は、供用状態においては疲労の生じないように、また終局状態においては破断の生じぬように決めなければならない。疲労には、活荷重などの変動荷重による軸疲労と風による振動によってケーブルの固定部に生ずる曲げ疲労などがある。軸疲労は疲労の生じないように変動荷重作用時の引張応力度を制限することで制御できる。一方、風による振動によって生ずる曲げ疲労は非常に短時間で疲労寿命に達するため設計手法によらず、直接制震装置によって制御するのが最も効果的である。

軸疲労の検討には、疲労を生じさせるほど頻繁に載荷される変動荷重の大きさと設計耐用期間中にその変動荷重が繰返し載荷される回数 (疲労寿命) を定めることが必要である。

供用状態の検討に用いる荷重に関する調査報告書には、文献 12) および 13) などがある。ここでは、これらの文献に従い疲労検用活荷重を設計活荷重の 50% と

表-9 主桁剛性変化と主桁のたわみ (mm)

位置	主桁剛性	CR+SH	後死荷重 (D_2)	活荷重 (L)
中央径間	1.0	54	45	45
	0.5	124	72	69
	0.25	265	107	105

表-10 塔の剛性変化と主桁の曲げモーメント (tf・m), たわみ (mm)

種別	位置	塔剛性	CR+SH	後死荷重 (D_2)	全死荷重 (ΣD)	活荷重 (L)	$\Sigma D+L$
曲げモーメント	側径間	1.0	278	814	2 792	1 284	4 064
		0.5	298	814	2 792	1 284	4 076
		0.25	314	814	2 805	1 286	4 091
	中間支点	1.0	-841	-2 378	-10 457	-2 551	-13 008
		0.5	-1 003	-2 380	-10 724	-2 553	-13 277
		0.25	-1 150	-2 388	-11 026	-2 559	-13 585
中央径間	1.0	1 576	1 310	4 789	1 554	6 344	
	0.5	1 577	1 325	4 781	1 564	6 345	
	0.25	1 596	1 333	4 783	1 577	6 360	
たわみ	中央径間	1.0	54	45		44	
		0.5	54	46		44	
		0.25	54	46		45	

表-11 塔の剛性変化と斜張外ケーブルの軸力 (tf)

ケーブル外	塔剛性	CR+SH	後死荷重 (D_2)	全死荷重 (ΣD)	活荷重 (L)		$\Sigma D+L$ (最大張力)
					pois.	neg.	
①	1.0	-14	8	368	8	-1	376
	0.5	-16	8	366	8	-1	374
	0.25	-17	8	364	9	-1	373
⑧	1.0	-42	14	388	14	0	402
	0.5	-47	14	381	14	0	395
	0.25	-53	14	372	15	0	387
⑨	1.0	-24	19	396	17	-1	414
	0.5	-22	19	399	17	-1	416
	0.25	-25	18	400	16	-1	416
⑩	1.0	-34	15	326	16	-3	342
	0.5	-32	15	328	16	-3	344
	0.25	-32	15	329	16	-3	345

仮定すると、応力変動幅の最大値は、表-4 より 2.3 kgf/mm² となる。この応力変動幅を疲労強度とする疲労寿命を (1)⁴⁾ 式により算定すると表-12 に示すとおりである。

$$N^k = 280 \frac{10^{ar}}{f_{prd}} \left(1 - \frac{\sigma_{PP}}{f_{pud}} \right) / \gamma_s \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 N : 疲労寿命

f_{prd} : PC 鋼より線の設計疲労強度 (=22.6 N/mm²)

σ_{PP} : 永久荷重による PC 鋼材の応力度 (≈

表-12 引張応力度の制限値と疲労寿命の計算例

$f_{püm}$	N
0.6 f_{pud}	3.5 × 10 ⁹
0.7 f_{pud}	7.7 × 10 ⁸
0.8 f_{pud}	39.2 × 10 ⁷

$$f_{plim} \text{ N/mm}^2$$

f_{plim} : 引張応力度の制限値 (N/mm²)

f_{pu} : 設計引張強度 (N/mm²)

$\alpha_r=1.14, k=0.19, \gamma_s=1.05$

設計活荷重の50%に相当する活荷重が設計耐用期間中にこれほど多数回繰返し载荷されることはあり得ないので、通常の斜張外ケーブル橋の供用状態にあっては、活荷重による軸疲労の問題はないと結論される。一方、図-8は、図-2に示す基本モデルにおいて複合非線形解析(4.項参照)を実施した場合の終局時における斜張外ケーブルの引張力の増加量を示したものである。中央径間部の一部の斜張外ケーブル(S-10~S-15)は、応力-ひずみ曲線から求めた弾性限界を超えるものの、破断に対しては十分な余裕を有している。基本モデルの斜張外ケーブルの許容引張応力度は通常の内ケーブルと同様、破断強度の60%である。したがって、斜張外ケーブルの許容引張応力度を内ケーブルと同じ値としても斜張外ケーブルの破断が主桁の終局状態に先行して生ずることはないと判断される。以上の検討結果を総合すると通常のプロポーションの斜張外ケーブル橋においては、斜張外ケーブルの許容引張応力度は、内ケーブルと同一値として問題はないといえる。

3.2 リラクゼーションの取扱い

表-4に示すように、クリープ、乾燥収縮による斜張外ケーブルの引張力の変化は、後死荷重や活荷重よりも大きい。また、塔高によって大きく変化する。したがって、斜張外ケーブルの見掛けのリラクゼーション率は、式(2)¹⁴⁾のようなクリープ、乾燥収縮の影響を考慮し

得る方法により定めるべきである。

$$\gamma = \gamma_0 (1 - 2 \cdot \Delta\sigma_{pcs} / \sigma_{pl}) \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 γ_0 : 初期引張応力度に応じた純リラクゼーション率

$\Delta\sigma_{pcs}$: クリープ、乾燥収縮により斜張外ケーブルに生ずる応力度

σ_{pl} : 緊張直後の斜張外ケーブルの引張応力度

3.3 架設時における引張力の調整

基本モデルにおける斜張外ケーブル引張力の経時変化を表-13に示す。ほとんどの斜張外ケーブルの任意の時間における引張力は、初期引張力(表中の最上段の値)を超えていない。したがって、斜張外ケーブルは斜張橋の斜材のように架設中何回も引張力の調整を行う必要はなく、通常の内ケーブルと同様緊張・定着作業は、一度で十分である。

3.4 塔頂部固定法

塔と桁の間に斜めに張り渡されたケーブルの塔頂部における固定方法としては、図-9に示す分離固定方式と貫通固定方式の2つの方法がある。これらの方式はさらに保護管、使用ケーブルの耐久性によって橋梁の耐用期間中交換しない形式と、保護管の耐久性が失われた場合交換する形式に分類される。交換しない場合には、損傷に強い、耐久性に優れる材料を使用し、綿密な維持管理を行う必要があるため、塔頂固定方式としては、交換可能な形式が一般的である。

分離固定方式は、斜張橋で一般的に行われている定着方法であり、斜張外ケーブル橋でこの方式をとる場合には、通常の内ケーブルまたは、外ケーブル用の定着具

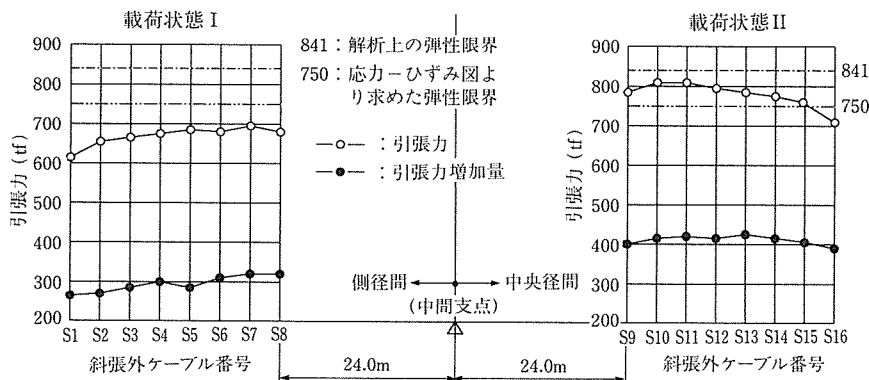


図-8 終局時における斜張外ケーブルの引張力および引張力の増加量

表-13 不静定プレストレスを考慮する場合と無視する場合の検討結果

不静定プレストレスの取り扱い	側 径 間			中 央 径 間		
	荷重係数	曲げモーメント (tf・m)	たわみ (mm)	荷重係数	曲げモーメント (tf・m)	たわみ (mm)
考 慮	1.85	8 126	534	1.85	13 532	1 543
無 視	1.85	8 137	574	1.85	13 558	1 474

(図-10 参照) を用いることができる。この方式の場合、定着具の配置、再緊張、ケーブルの交換などのスペースを確保するために塔高を高くしたり、塔の幅を広げたりする必要がある。ただ、交換せずには側で緊張するようにすれば、スペース ΔS (図-11 参照) は、小さく出来るので、貫通固定方式とほとんど同様な配置も可能である。

貫通固定方式は、ケーブル間のコンクリートの耐荷力の範囲で、ケーブル間隔をつめることができるので、ケーブルの引張力を最も有効に利用することができる。交換可能とする場合は、交換時の作業スペースを確保するために、ケーブルを千鳥に配置するなどの工夫が必要である。

この方式においてケーブルを交換しない場合には単一の保護管が、また交換可能とする場合には、内管と外管の2本の保護管よりなる構造が用いられる。これらの保護管の材料には、グラウト材と化学反応を生ずるような材料を用いてはならない。(例、アルミ管とセメントグ

ラウト) またケーブルとの接触により電食を生ずるような異種金属も用いてはならない。

貫通固定部は、次の条件を満足する構造としなければならない。

- 1) 保護管は、斜張外ケーブルの腹圧力による支圧力、張力差による引張力に対し十分な耐荷力を有していること。
- 2) 斜張外ケーブルが保護管内で滑動しないこと。
 - ・グラウト前…保護管と斜張外ケーブルの摩擦抵抗力 \geq 張力差
 - ・グラウト後…グラウトの付着能力 \geq 張力差
- 3) 保護管周辺コンクリートの耐荷力が十分であること(斜張外ケーブルの腹圧力による支圧力および割裂力などに対し十分な耐荷力を有すること)。
- 4) 交換可能とする場合には、張力差に対し内管と外管が滑動を生じないように強固に固定されていること。

図-12 に貫通固定方式の事例を示す。

3.5 斜張外ケーブルの防錆法

斜張外ケーブルの防錆法としては、斜張橋の現場製作ケーブルと同様の防錆法であるケーブルを保護管で覆い、ケーブルと保護管の間にグラウト材を充填する方法が、一般的に用いられる。

ケーブルを腐食要因から隔離する役目を持つ一次防食材としての保護管には、鋼管、ステンレス管、アルミニウム管、PE管、FRP管などが用いられている。ステンレス管を用いる場合には電食を防ぐためにケーブル

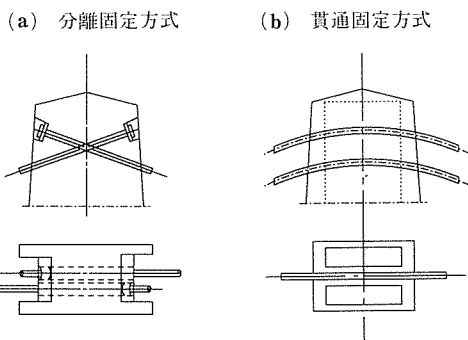


図-9 斜張外ケーブルの塔頂固定法

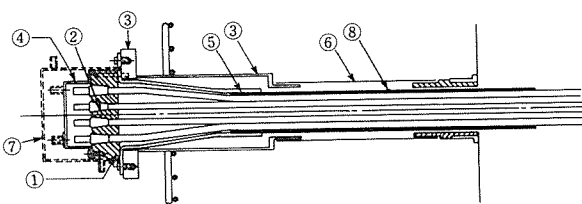


図-10 交換可能な外ケーブルの定着具の一例

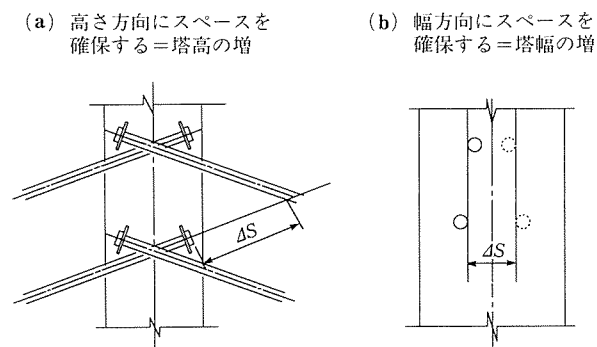


図-11 分離固定方式の塔頂部固定法

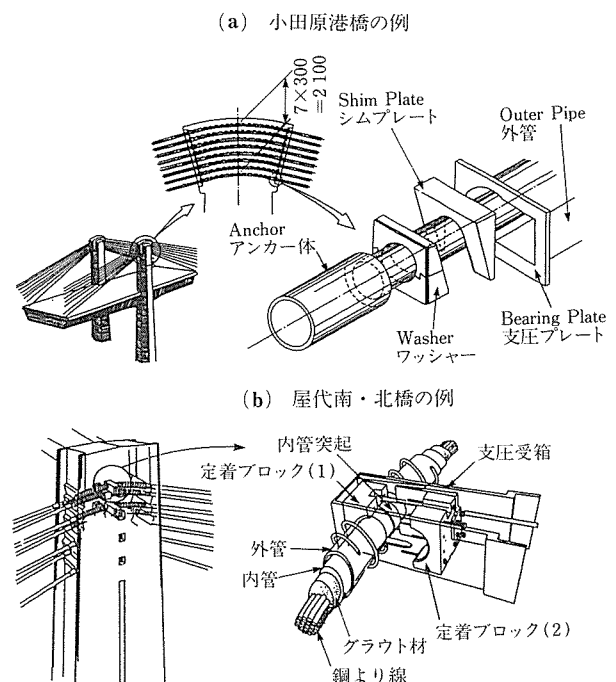


図-12 貫通固定方式の事例

とステンレス管が接触しないように絶縁方法を工夫する必要がある。

また、アルミニウムは、セメントと反応し水素ガスが発生するため、ケーブルが脆性破壊する危険があるので、アルミニウム管を用いる場合には、セメント以外のグラウト材を用いなければならない。

2次防食材としての役目を持つグラウト材には、セメントミルク、樹脂グリース、パラフィン、ポリウレタンなどの各種充填材が使用されている。

実績、施工性、経済性などから、現状では保護管としてPE管またはFRP管を用い、セメントミルクをグラウトする方法が最も一般的である。海浜部など、特に厳しい腐食性環境にあつては、グラウト前のケーブルの防食とグラウト後の耐久性を向上させるために、エポキシ樹脂をコーティングしたり、亜鉛メッキを施したケーブルが用いられることもある。いずれの防錆法を用いるにせよ、斜張外ケーブルの耐久性は、一次防食材としての保護管の耐久性によって決まる。したがって半永久的な耐久性を持つ保護管がない現状では、斜張外ケーブルは、交換可能な構造とするのが望ましい。

3.6 斜張外ケーブルの振動対策

斜張外ケーブルの風、自動車などによる振動の発生を、解析的手法により予測することは極めて困難である。また振動は、非常に専門的な問題でもあるので、ここでは、特に風による振動の発生を斜張外ケーブルの固有振動数や文献に示されている図表などを用いて予測する平易な方法について示すことにする。本項に示した方法により振動の発生する可能性があるかと判断された場合には、振動発生時に0.05程度の構造減衰を付加できるような制振装置が取り付けられるように、事前に計画しておくことが望ましい。

なお、斜張外ケーブルの n 次の固有振動数 ($f_{s,n}$) は、式(3)により求められる。

$$f_{s,n} = \frac{n}{2L} \cdot \sqrt{\frac{T}{M}} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 L : 斜張外ケーブル長 (m)

T : 斜張外ケーブルの引張力 (tf)

M : 斜張外ケーブルの単位長さ当りの重量 (tf)

(1) 渦励振

渦励振は、比較的低風速の領域で発生する規則性の強い振動であり、本形式と類似性の高い斜張橋において問題となった例はないことから、渦励振は、発生しにくいと考えられる。

渦励振については、発現風速 ($U_{cr,n}$) を式(4)によって算出し、発生の可能性を判断すればよい。

$$U_{cr,n} = f_{s,n} \cdot D / S \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 $f_{s,n}$: 固有振動数

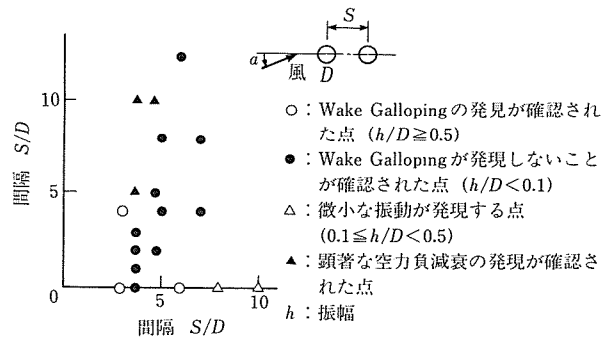


図-13 ウェイクギャロッピングの発現領域¹⁵⁾

D : 気流直角方向部材幅 (m)

S : ストローハル数 (例: 円形断面… 0.165)

(2) レインバイブレーション

レインバイブレーションは、ケーブルに付着した雨滴がケーブル表面を流下する際に、ケーブルの断面形状を振動の生じ易い形状に変化させるために生ずる振動現象であるとされており、次のようなことが確認されている。

- 1) 表面が滑らかで雨滴の付着によって断面形状が変化する場合に生じやすい。
- 2) 雨滴が吹き払われなためケーブル表面に水路が形成される、6~18 m/secの風速域で生ずる限定振動である。
- 3) ケーブルの固有振動数が3 Hz以下のケーブルに発生している。

上記の条件を満たす斜張外ケーブルには、レインバイブレーションの発生が予想されるので、制振装置の設置を検討することが望ましい。

(3) ウェイクギャロッピング

ウェイクギャロッピングは、近接並列配置のケーブルにおいて、上流側ケーブルが引き起こす気流が下流側ケーブルの不安定振動を誘発する現象である。したがって、一面に複数本のケーブルを並列配置する場合には、図-13などを参考にしてケーブルの配置間隔を決めるのがよい。

4. 終局状態における構造特性

ここでは非線形解析によって、この構造の供用から終局状態に至るより正確な挙動を推定する。あわせてより簡便な解析法などについて考察する。非線形解析は、複合非線形解析とし、以下の条件のもとに行う。

- 1) 解析モデルは、基本モデルとする (図-2 参照)。
- 2) コンクリートおよび鋼材の応力-ひずみ曲線は、標準示方書¹⁴⁾の規定による。
- 3) 荷重としては、自重、後死荷重および活荷重を考

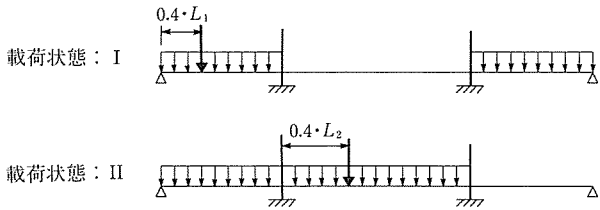


図-14 解析に用いる活荷重の荷重状

慮し、すべて完成系に荷重する。また、活荷重としては、図-14に示す2ケースの荷重状態を考慮する。

- 4) 内ケーブルおよび斜張外ケーブルによるプレストレス力の基準値は、ケーブルの初期引張力とクリープ、乾燥収縮による軸力の合計とする。
- 5) 荷重は、1つの断面が曲げ圧縮破壊するまで死荷重と活荷重を同一比率で増加させる。

4.1 基本モデルの終局挙動

基本モデルの非線形挙動についての解析結果を、図-15～図-18に示す。これらの結果から、基本モデルの終局挙動について以下の事項を読みとることができる。

- 1) 図-15および図-16は、荷重状態IおよびIIにおいて最初に破壊する断面（荷重状態Iについては、図-2に示す断面6、荷重状態IIについては、断面46の荷重係数—曲げモーメント関係を示している。主桁の破壊は、ともに以下の荷重組合せ状態で生じたが十分な耐力を有しており、現行の道路橋設計示方書の規定による設計結果は、妥当であるといえる。

$$1.85 \times (\Sigma D + L_{< \frac{1}{2}}) + P_{IN} + P_{EX} \dots \dots \dots (5)$$

ここに、 ΣD ：全死荷重

$L_{< \frac{1}{2}}$ ：荷重状態IまたはIIの活荷重

P_{IN} ：内ケーブルによるプレストレス力

P_{EX} ：斜張外ケーブルによるプレストレス力

なお、本項においては、この荷重組合せのことを破壊時という。

- 2) 図-15および図-16に示す荷重係数—曲げモーメント関係は、モーメント再分配が生ずることを明確に示しており、剛性が一様に低下するとした線形解析結果とは明らかに異なっている。したがって、終局限界状態の断面力などの算出を、弾性剛性より低減した部材の剛性を用いて線形解析により求めるといような近似計算法¹⁴⁾は、不相当であるといえる。
- 3) 図-15および図-16には、不静定プレストレス力を無視した場合の解もあわせて示してある。また、不静定プレストレス力を考慮する場合と無視した場

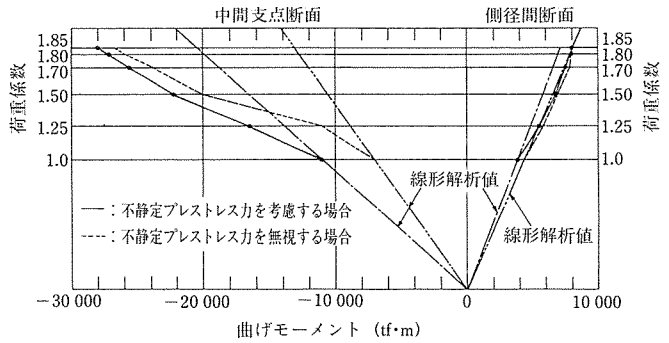


図-15 荷重係数—曲げモーメント関係（側径間）

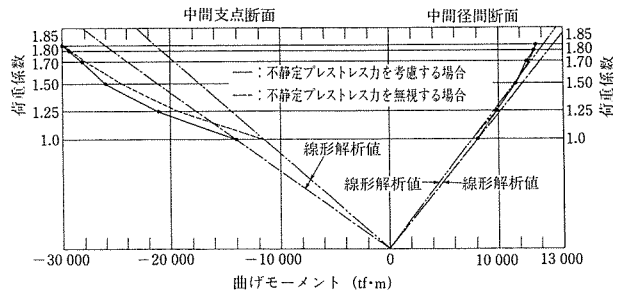


図-16 荷重係数—曲げモーメント関係（中央径間）

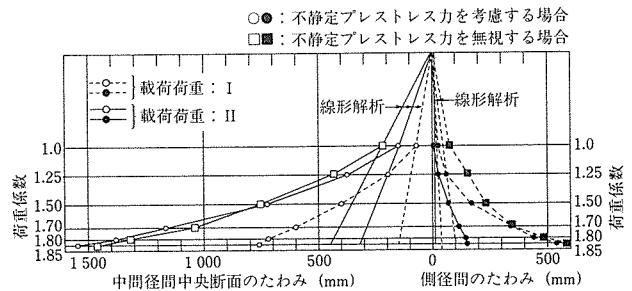


図-17 荷重係数—たわみ関係

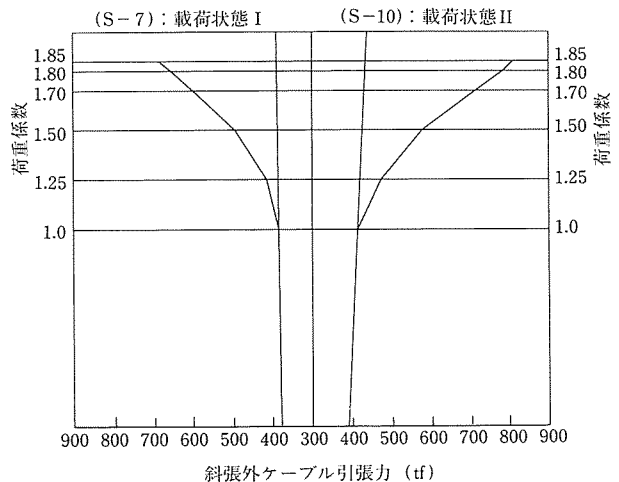


図-18 荷重係数—斜張外ケーブル引張力関係

合の破壊時の荷重係数、曲げモーメントを表-13に示す。これらの結果から不静定プレストレス力は、構造系の破壊には無関係であることが明らかである。

- 4) 図-17は、破壊に至るまでの側径間および中央径

間における最大たわみの変化を示している。この結果からも 2) 項の結論は、妥当であるといえる。また表-13 に不静定プレストレス力を考慮する場合と無視する場合の結果を示すが、たわみに関しては、不静定プレストレス力を考慮する場合と無視する場合ではわずかな差（約 5%）が生じている。

- 5) 主桁と斜張外ケーブルの、載荷状態Ⅱにおける供用時と破壊時における荷重分担率は、表-14 に示すとおりであり、主桁の荷重分担率は、破壊時においてわずか（約 2.4%）ではあるが増加している。破壊時においては、主桁の剛性が低下し、斜張外ケーブルの負担率が増加することが予想されたが、逆の結果となった。この理由は破壊が径間部で生じたため、主桁の中間支点部が十分な剛性を保持していたためと思われる。

4.2 塔高の変化が終局挙動におよぼす影響

基本モデルの塔高のみを 5 m, 10 m (基本モデル), 15 m および 17.5 m と変化させた構造の終局挙動について検討する

載荷状態Ⅱについての解析結果を、表-15 に示す。

表-15 から、次の事項を読み取ることができる。

- 1) 塔高を増すことにより、斜張外ケーブルの荷重負担率が増すため、主桁の破壊時荷重係数 (γ_u) は増加する。すなわち、主桁の耐荷力が増加する。
- 2) 塔高が増し、斜張外ケーブルの負担率が増しても、斜張外ケーブル引張力の最大値と平均値は、基本モデルの値と大差なく、斜張外ケーブルの断面積を増す必要はない。
- 3) 塔高を増すと構造系全体の剛性が増加するため相対的にたわみは減少する。

以上に示すように、塔高を増すことにより構造系の終局時の挙動をよりよく改善することが可能であり、塔高は高くする方が有利である。ただしエクストラドーズド橋の特性は、斜張橋とは異なり、荷重を負担する主部材

は主桁であり、斜張外ケーブルは、主部材の挙動を改善するための補助部材であるという点にある。したがって、表-15 の荷重負担率から、17.5 m (中央スパン長の 1/7) 程度の塔高が、エクストラドーズド橋の定義の限界であると考えられる。

あ と が き

大偏心 PC ケーブルという用語からは、供用状態の挙動を改善するために偏心量を大きくとった PC ケーブルという一義的ニュアンスしか感じとれず飽き足らなさを感じる。Extradose の dose には「…に改良のための要素を添加する」¹⁸⁾ という意味があり、エクストラドーズドケーブルは、単に偏心量を大きくとったケーブルではないことを示唆している。事実本文中にも示したように塔高を高くする（大偏心にする）ことによって供用状態、終局状態とも、構造挙動は、格段に改善され桁橋と斜張橋の利点を兼ね備えた構造となる。

もしも、今後エクストラドーズド橋を大偏心 PC ケーブル橋という用語に統一しようとするならば、あわせて以上に述べた意味も十分に理解されることが望まれる。

本文は、PC 橋に限って述べたため、その適用支間を 100 m ~ 200 m としているが、複合橋とすることにより、さらなる長支間が達成可能である。斜張外ケーブル一面配置の木曾川橋の実績（総幅員：33 m, 最大支間：275 m）を考慮すると 300 m 程度の支間長は可能と思われる。

また、斜張外ケーブルは、PC 橋のみならず、鋼橋にも十分適用可能である。例えば、この形式を鋼合成桁に適用し、斜張外ケーブルによるプレストレス力の軸力成分をコンクリート床版で、曲げ成分を鋼桁部で負担することによって負モーメント領域のコンクリート床版のひびわれ問題が解消され、斜張外ケーブルの荷重分担効果と合成効果による鋼重の低減が達成される。さらに鋼斜張外ケーブル橋は、中央支間 500 m においても構造的、経済的に成立するとの報告¹⁹⁾もある。

このように、斜張外ケーブル橋は、コンクリート、鋼および複合橋のすべてに応用可能な構造であり、今後、桁橋と斜張橋のかなりの分野がこの構造で置き換えられることが予想される。斜張外ケーブル橋の普及に、本文

表-14 主桁と斜張外ケーブルの荷重負担率

	供用時	破壊時
主 桁	0.579	0.593
斜張外ケーブル	0.421	0.407

表-15 塔高の変化と破壊時挙動

塔 高 (m)	破壊時荷重係数 (γ_u)	荷 重 負 担 率		斜張外ケーブル引張力 (tf)		$\frac{\delta_u^{*2}}{\gamma_u}$
		主 桁	斜張外ケーブル	最 大 値	平 均 値	
5	1.50	0.665	0.335	727	645	1 013
10*1	1.85	0.593	0.407	808	777	834
15	2.07	0.556	0.444	800	779	640
17.5	2.18	0.540	0.460	807	781	567

がいささかなりとも役立てば幸甚である。

参 考 文 献

- 1) (財)高速道路調査会, 橋梁研究委員会: PC 橋の新しい構造事例に関する研究報告書 (外ケーブルの有用性と適用に関する調査検討), p. 10, 1993
- 2) J. Mathivat : Recent Development in Prestressed Concrete Bridges, *FIP notes*, pp. 15~21, 1988
- 3) 猪股俊司: Extradosed Prestressing の利用プレストレストコンクリート, Vol. 31, No. 1, pp. 72~74, 1989
- 4) (財)高速道路調査会: PC 橋の新しい構造事例に関する研究報告書, 1990
- 5) 小野寺勇, 今泉安雄, 春日昭夫, 岡本裕昭: エクストラード PC 橋の計画と設計 (西湘バイパス小田原港橋) プレストレストコンクリート, Vol. 35, No. 3, pp. 49~58, 1993
- 6) Umberto Gugliemetti : Swiss Autoroute N 9-Bridges over the Rhone at Riddes, *FIP notes*, pp. 8~12, 1990
- 7) K. Kreher 他: *Der Bau der 2. Mainbrücke der Farbwerke Hoechst AG*, Dyckerhoff & Widmann, 1970
- 8) 石橋忠良, 田中茂義, 板井栄次, 山村正人: PC 斜張橋コンクリート工学, Vol. 30, No. 3, pp. 12~41, 1992
- 9) 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, pp. 27~39, 1995
- 10) 小宮正久: PC 構造の供用時及び終局時の挙動解析に関する基礎的研究, pp. 167~205
- 11) 土木学会: コンクリートライブラリー 第 48 号, コンクリート構造の限界状態設計試案, p. 28, p. 29, 1981
- 12) 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室: 橋梁活荷重の信頼性解析, 土木研究所資料第 1865 号, p. 39, p. 66, p. 70, 1982
- 13) 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室: 限界状態設計法における設計活荷重に関する検討Ⅱ, 土木研究所資料第 2700 号, p. 49, 1989
- 14) 土木学会: コンクリート標準示方書 [平成 8 年制定] 設計編, pp. 35~36, pp. 38~39, pp. 23~24, pp. 36~37, p. 50
- 15) 横山功一, 日下部毅明: 斜張ケーブルの風による振動と対策, 橋梁と基礎, Vol. 23, No. 8, pp. 75~84, 1989
- 16) 土木学会: コンクリート技術シリーズ, プレストレストコンクリート構造の現況と設計方法の動向, pp. 60~58, 1998
- 17) 山縣敬二, 松井保幸: PC エクストラード橋の特性に関する考察, 高速道路と自動車, 第 38 巻, 第 7 号, pp. 30~37, 1995
- 18) 研究者: KENKYUSHA 'NEW ENGLISH-JAPANESE DICTIONARY, p. 517, 1960
- 19) 金子 傑, 深沢泰晴, 杉山俊幸, 向山辰夫, 岩城達思: 中央スパン 500 m 規模の自定式吊形式橋梁に関する提案, 土木学会論文集, NO 528/VI-29, pp. 179~189, 1995

【1996 年 12 月 27 日受付】