

大偏心外ケーブルPC橋と他形式橋梁の構造特性の比較

住友建設(株) 技術研究所 正会員 ○梅津 健司
 同 上 正会員 藤田 学
 同 上 平良 仁一
 日本大学 理工学部 正会員 山崎 淳

1. はじめに

エクストラードズド橋は、主桁の上側に大偏心させた外ケーブルを有し、そのプレストレス静定モーメント($=P \cdot e$)は、死荷重や活荷重により主桁に生じる負の曲げモーメントに対する補強に対応している構造と見なすことができる。一方、張弦梁構造は、主桁の下側に大偏心させた外ケーブルを有し、そのプレストレス静定モーメントは正曲げに対する補強に対応している。筆者らは、エクストラードズド橋と張弦梁の両者の構造を採り入れた大偏心外ケーブル橋について、その構造特性を検討してきた^{1),2)}。本稿では、PC箱桁道路橋の桁橋、エクストラードズド橋、大偏心外ケーブル橋、斜張橋の各種構造形式について、中央支間長125mの3径間連続ラーメンの試設計モデルを作成し、設計検討および材料非線形性を考慮した終局荷重時のシミュレーション解析を行った。それらによって得た各構造形式橋梁の構造特性および数量比較結果について報告する。

2. 試設計橋の諸元

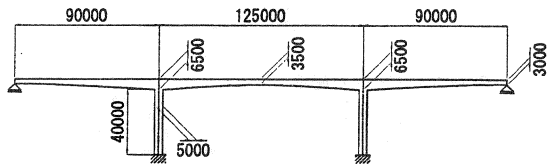
試設計を行った4つの橋梁の構造寸法を図-1, 2に示す。

(1) 支間割

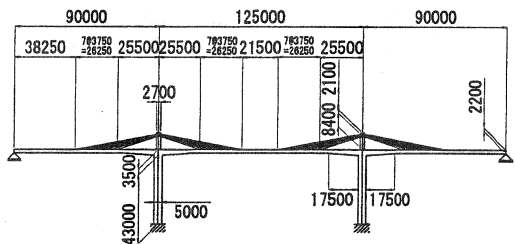
エクストラードズド橋は、桁橋と斜張橋の中間領域の支間長に適し、中央支間100~200mに優位性を有する橋梁形式と言われている。世界初のエクストラードズド橋である小田原ブルーウェイブリッジ(3径間連続ラーメン形式、支間割: 73.1+122.0+73.1(m))を参考に、試設計橋は中央支間125mの3径間連続ラーメンとした。

また、側径間長は、桁橋において中間橋脚頭部に生じる死荷重時アンバランスモーメントを最小にする支間長を選定した結果、90mとした。ただし、斜張橋の側径間長は、90mとした場合バランスが悪いことを考慮し、中央径間長の半分である62.5mとした。

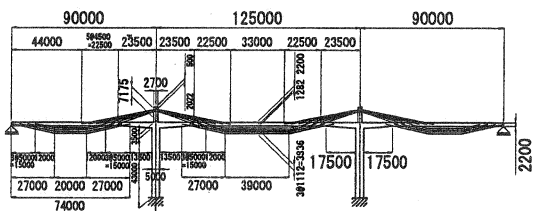
桁橋



エクストラードズド橋



大偏心外ケーブル橋



斜張橋

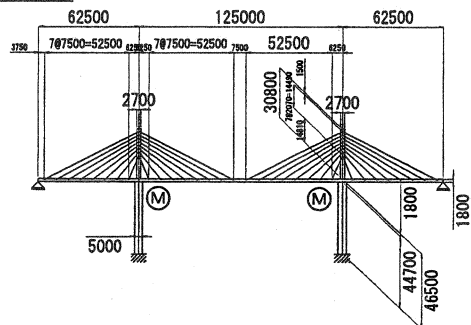


図-1 試設計橋の構造寸法

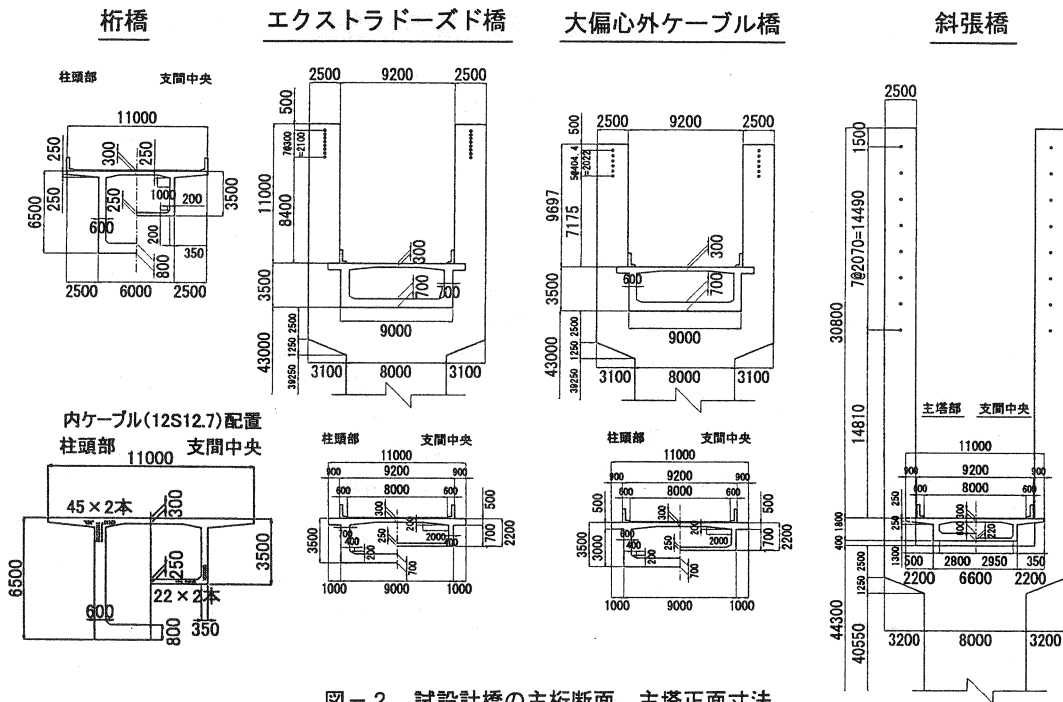


図-2 試設計橋の主桁断面、主塔正面寸法

(2) 桁高

いずれの橋梁も、供用荷重時の主要断面の圧縮縁における合成応力度（死荷重+活荷重+衝撃+プレストレス）が 12N/mm^2 程度となることを目安に、箱桁の桁高を設定した。

(3) 外ケーブル角度

エキストラードズド橋の桁上の外ケーブル角度は、最上段 12.4° 、最下段 20.0° とした。この角度は、これまで建設されたエキストラードズド橋の外ケーブル角度にほぼ添ったものである。

大偏心外ケーブル橋の桁上の外ケーブル角度も、最上段はエキストラードズド橋と同じく 12.4° とした。桁上の外ケーブル、桁下の外ケーブルは互いに主桁における供用荷重（死荷重+活荷重+衝撃）時曲げモーメントの交番点を越えた位置で定着し、かつ、なるべくコンコダント配置とした。本橋の側径間と中央径間では、供用荷重による曲げモーメントの最大値がほぼ等しいので、桁下ケーブルの偏心量は両径間で等しくした。桁下に設けるストラットは、鋼製とするかコンクリート製とするかは、本検討では特定しない。

(4) 部材の鉄筋配置

主桁の橋軸方向には、PC部材に標準的なD13またはD16c/c300mm程度の鉄筋を縁辺付近に配置した。

主塔や橋脚には、地震時の検討によって必要とされた鉄筋量を配置した。

3. 試設計結果

3.1 供用荷重時における主桁の曲げに対する検討

供用荷重（死荷重+活荷重+衝撃）によって主桁に生じる曲げモーメントの分布を図-3に示す。ただし、斜張系の橋梁（エキストラードズド橋、大偏心外ケーブル橋、斜張橋）では、外ケーブルまたは斜材のプレストレス静定力+不静定力を含めたものである。

内ケーブル、外ケーブル、斜材のPC鋼材は、完成系の供用荷重時における主桁の合成応力度が許容値を満足するための必要量を設定したもので、架設時の必要量は考慮していない。斜張系の橋梁では、供用荷重時の曲げ引張応力度に対する補強として、初めに外ケーブルまたは斜材を配置し、それによる静定プレスト

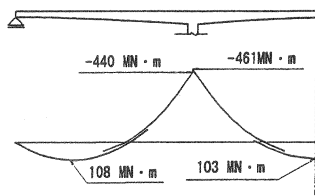
表-1 PC鋼材の諸数値

	使用鋼材種類	設計条件			設計結果	
		死荷重時 応力度	供用荷重時 許容応力度	ケーブル 段数	ケーブル1本当た りの構成 ※1	活荷重による 応力振幅 ※2
桁橋	内ケーブル 12S12.7 SWPR7B	932 N/mm ² (=0.5 σ _{pu})	0.6 σ _{pu}	-	12S12.7	23 N/mm ²
エクストラ ドーズ橋	外ケーブル S15.2 SWPR7B	932 N/mm ² (=0.5 σ _{pu})	0.6 σ _{pu}	8	24S15.2	43 N/mm ²
大偏心外 ケーブル橋	外ケーブル S15.2 SWPR7B	932 N/mm ² (=0.5 σ _{pu})	0.6 σ _{pu}	桁上:6 桁下:4	桁上: 24S15.2 桁下: 22S15.2	桁上:43 N/mm ² 桁下:59 N/mm ²
斜張橋	斜材 S15.2 SWPR7B	566 N/mm ² (=0.3 σ _{pu})	0.4 σ _{pu}	8	12S15.2 ~ 23S15.2	155 N/mm ²

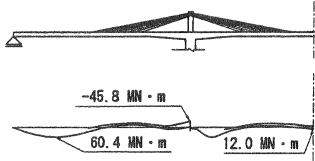
注: ※1) 2面吊り斜ケーブルにおける1面1段当たりの構成を示す。

※2) (L 荷重 (B 活荷重) + 衝撃) を影響線載荷し、求めた (最大応力-最小応力)。

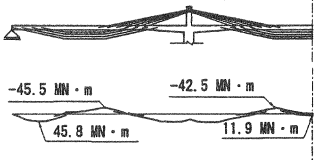
桁橋



エクストラドーズ橋



大偏心外ケーブル橋



斜張橋

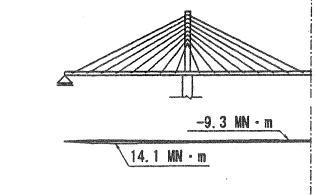


表-2 上部構造コンクリート体積

		f _{ck} (N/mm ²)	桁橋	エクストラ ドーズ橋	大偏心外 ケーブル橋	斜張橋
主桁	両側径間	40	1806	1613	1613	960
	中央径間	40	1353	1224	1224	964
主塔		40	-	297	262	-
		50	-	-	-	832
計			3159	3134	3099	2756

表-3 主方向PC鋼材量

		桁橋	エクストラ ドーズ橋	大偏心外 ケーブル橋	斜張橋
両側 径間	内ケーブル	90	33	12	10
	外ケーブル(桁上)	-	34	23	-
	外ケーブル(桁下)	-	-	24	-
	斜材	-	-	-	27
小計	90	67	59	37	
中央 径間	内ケーブル	75	14	5	15
	外ケーブル(桁上)	-	34	23	-
	外ケーブル(桁下)	-	-	16	-
	斜材	-	-	-	27
小計	75	48	44	42	
計	165	115	103	79	

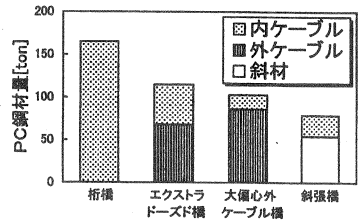
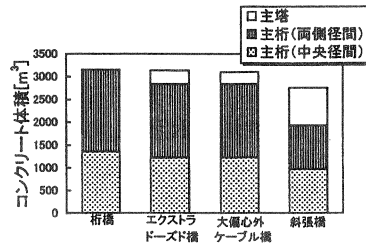


図-3 主桁の供用荷重時曲げモーメント 図-4 上部構造コンクリート体積の内訳 図-5 主方向PC鋼材量の内訳

レスおよび不静定プレストレスを算出した。それと供用荷重による応力度を組み合わせた値が、許容応力度を満足しない場合、内ケーブルを配置した。

斜張橋は、橋体完成時から経年後までのクリープ・乾燥収縮による断面力の移行量をクリープ係数1.6、乾燥収縮度150 μとして全体構造系の解析により求め、橋梁完成直後およびクリープ終了時において、部材の応力度が許容値内に納まるように設計した。

PC鋼材の設計条件および設計結果を表-1に、設計結果による上部構造(主桁、主塔)のコンクリート体積、主方向PC鋼材量を表-2、3、図-4、5に示す。表-2より、桁橋、エクストラドーズ橋、大偏心外ケーブル橋の上部構造(主桁、主塔)のコンクリート体積は、3099~3159m³の範囲にあり、大きな差異は見られなかった。

表-3より、PC鋼材量を比較すると、エクストラドーズ橋および大偏心外ケーブル橋(103~115ton)は、桁橋(165ton)に比べ、3割以上少なかった。これより、エクストラドーズ橋および大偏心外ケーブル

橋は、大偏心配置した外ケーブルによって、主桁に効率良くプレストレスを与えている構造であると考えられる。また、大偏心外ケーブル橋はエクストラードズド橋に比べ、(外ケーブル量/内ケーブル量)の比率が大きく、主桁の曲げモーメント補強に関して外ケーブルが効果的に配置されていると言える。

表-3において中央径間のPC鋼材量に着目すると、斜張橋が最も少なく、次いで大偏心外ケーブル橋、エクストラードズド橋、桁橋の順になっている。斜張橋は、供用荷

重時における斜材の許容応力度 ($0.4\sigma_{pu}$) が他橋梁 ($0.6\sigma_{pu}$) に比べ低く設定されているにも関わらず、PC鋼材量が最も少ないのは、主桁重量が軽いことが要因であると推察される。

3.2 下部構造の設計

中間橋脚および直接基礎の設計結果を表-4に示す。表には、以下の項目を示した。

- ①橋脚下端の地震時断面力 (水平震度を0.20とした地震慣性力を静的に載荷し、それにより橋脚下端に生じる断面力を死荷重時断面力と組み合わせたもの)
- ②許容応力度 (コンクリート $\sigma_{ca}=12N/mm^2$ 、鉄筋 $\sigma_{sa}=300N/mm^2$) を満足する橋脚下端断面の鉄筋配置
- ③安定計算において最大地盤反力度 (常時600kN/m²、地震時900kN/m²) を満足する基礎(フーチング)寸法

表-4より、中間橋脚の下部構造において必要な基礎寸法と橋脚配筋量を比較すると、斜張橋が最も大きく、次いでエクストラードズド橋、大偏心外ケーブル橋、桁橋の順であった。

表-4 中間橋脚の鉛直方向鉄筋配置、直接基礎寸法

	橋脚下端 地震時断面力 ($kh=0.20$ 時)	橋脚下端 鉛直方向 鉄筋配置	直接基礎
桁橋	$N = 60.2 MN$ $S = 14.7 MN \cdot m$ $M = 3.61 GN \cdot m$		正面図: 8000x19000 側面図: 5000x17000
エクストラードズド橋	$N = 64.7 MN$ $S = 15.3 MN \cdot m$ $M = 4.47 GN \cdot m$		正面図: 8000x20000 側面図: 5000x18000
大偏心外ケーブル橋	$N = 63.1 MN$ $S = 14.7 MN \cdot m$ $M = 4.39 GN \cdot m$		正面図: 8000x20000 側面図: 5000x18000
斜張橋	$N = 66.0 MN$ $S = 13.6 MN \cdot m$ $M = 6.46 GN \cdot m$		正面図: 8000x24000 側面図: 5000x20000

4. 終局曲げ挙動の解析

4.1 非線形解析の概要

斜張系の橋梁について、材料非線形性を考慮した終局時の解析を、荷重増分法およびファイバーモデルを用いた変位法2次元骨組プログラム"Say-NAP"³⁾により行った。入力に用いたコンクリート、PC鋼材、鉄筋の応力度-ひずみ関係を図-6に示す。

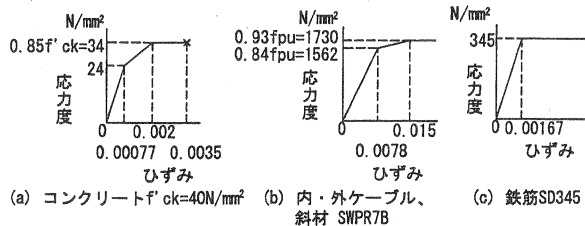


図-6 材料の応力度-ひずみ関係

荷重増分法における初期ステップは、エクストラードズド橋および大偏心外ケーブル橋では、内・外ケーブルによるプレストレスを考慮した死荷重時、斜張橋では、斜材張力を考慮した死荷重時とした。解析は、死荷重D (=自重+橋面荷重) と活荷重Lおよび衝撃Iに乗じた荷重係数 α を静的に一樣に漸増させ、供用荷重時から曲げ破壊に至るまでを追跡した。

活荷重および衝撃の載荷形態は、主桁の支間Mmax. 断面または中間支点断面の曲げモーメントが大きくなる複数の種類とした。いずれの解析結果も、曲げ破壊した部材は主桁の中間支点断面に隣接する部材であっ

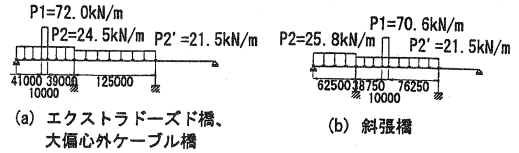
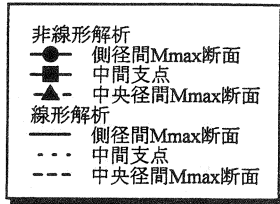


図-7 活荷重および衝撃の載荷形態

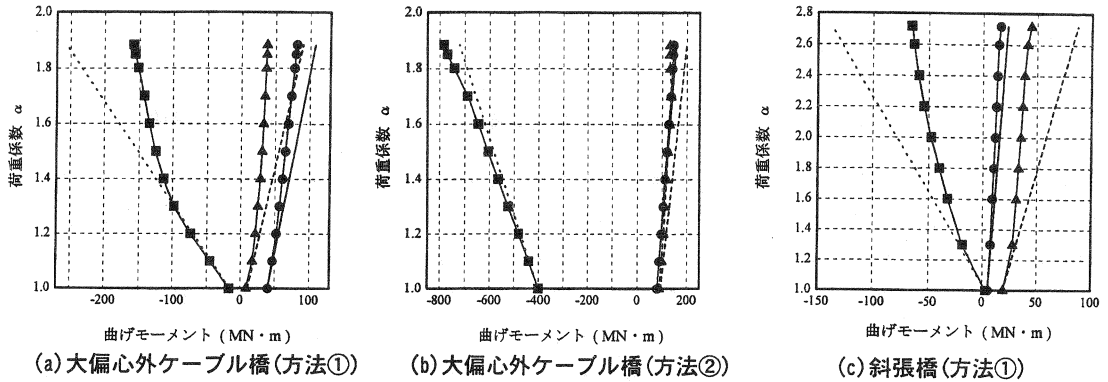


図-8 荷重係数と曲げモーメントの関係

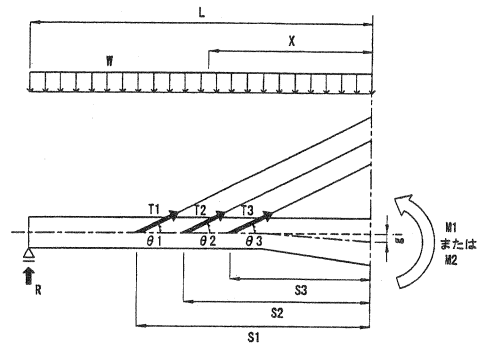
た。本稿では中間支点断面の曲げモーメントが大きくなるように設定した載荷形態 (図-7 参照) による解析結果について述べる。

4.2 モーメント再分配

荷重係数増加に伴う主桁の曲げモーメントの推移を、主要断面に関して表したものを図-8に示す。ここに、線形解析値は、コンクリート、鉄筋、PC鋼材の応力度-ひずみ関係が圧縮側、引張側とも、無限に初期勾配 (弾性係数) を保つとした場合の解析結果である。

曲げモーメントは、二通りの方法で算定した。方法①は、主桁断面のみに着目し、全断面有効時の図心軸回りのモーメントを算出したものである。方法②は、主桁および斜ケーブルによって構成された断面に関するモーメントを算出したものである。両者の違いは断面力算定において、方法①では、斜ケーブル張力を外部からの荷重と見なしているのに対し、方法②では、斜ケーブル張力を断面内力、即ち断面内の引張鋼材の張力として算定しているところである。方法①、②による算出を、単純な構造において示したものが図-9であり、方法①が式(1)、方法②が式(2)に対応する。

図-8 (a), (c)より、方法①によった場合、荷重係数の増加に伴う曲げモーメントの推移は、減少する方向に再分配している。この原因は、次のように考察される。斜張橋の荷重係数の増加に伴う主桁の割線剛性⁹⁾の推移を図-10に示す。剛性の減少度は、軸剛性EAより曲げ剛性EIの方が顕著で、



$$M1 = R \cdot L - w \cdot L \cdot x + \sum Ti \cdot (\sin \theta i \cdot si + \cos \theta i \cdot gi) \quad \text{--- 式(1)}$$

$$M2 = R \cdot L - w \cdot L \cdot x \quad \text{--- 式(2)}$$

- ここに、
- R : 端支点反力
 - Ti : 斜ケーブル張力
 - θi : 斜ケーブル角度
 - si : 斜ケーブルと主桁の接合点から着目断面までの水平距離
 - gi : 斜ケーブルと主桁の接合点から着目断面図心までの鉛直距離
 - w : 死荷重、活荷重および衝撃
 - L : wの載荷区間長
 - x : wの重心から着目断面までの距離

図-9 主桁断面の曲げモーメントの算出式

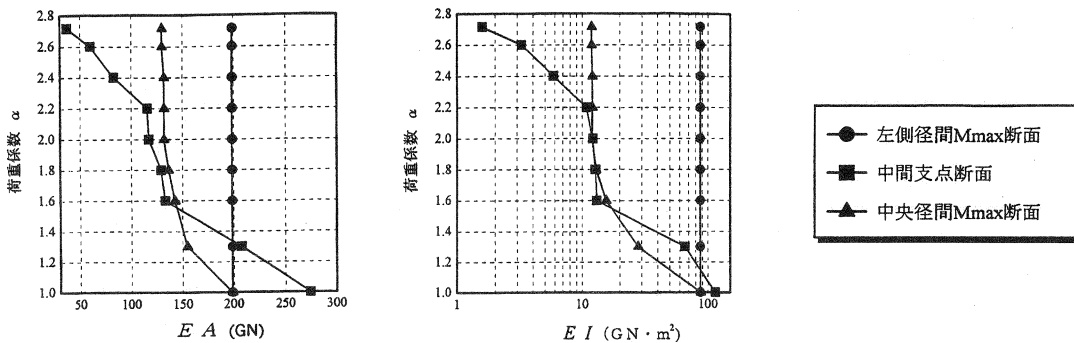


図-10 斜張橋における荷重係数 α と割線軸剛性 EA と割線曲げ剛性 EI の関係

最終的に曲げ破壊した中間支点部材の曲げ剛性は、初期の全断面有効時には $114\text{GN}\cdot\text{m}^2$ であったのが、曲げ破壊 ($\alpha=2.72$) 時には $1.6\text{GN}\cdot\text{m}^2$ と70分の1まで著しく減少している。一方、斜ケーブルは荷重係数が増加しても弾性域にあり、剛性の減少はなかった。即ち、荷重係数の増加に伴い主桁のコンクリートがひび割れ、鉄筋が降伏することにより、主桁剛性と斜ケーブル剛性の比率が変化する。それにより本橋では、死荷重、活荷重等の鉛直荷重に対する負担度が、主桁による分が減り、斜ケーブルによる分が増えることになった。その結果、主桁に生じる曲げモーメントの非線形解析値が、線形解析値に比べ減少したものである。

方法②は、斜ケーブルを有する連続橋を、桁橋と同様、一本の梁とした連続橋と見なしたものであり、モーメント再分配は、いずれの断面でも同一の負の方向にシフトしていることが図-8 (b)より、読みとれる。これは、荷重係数の増加に伴い鉛直荷重に対する斜ケーブル負担が増えたことにより、端支点反力が減り、中間支点反力が増えたためである。

5. まとめ

中央支間長を125mとした3径間連続の桁橋、エクストラード橋、大偏心外ケーブル橋、斜張橋について試設計を行い、構造特性を比較検討した。その範囲で、得られた知見を以下にまとめる。

- ①エクストラード橋および大偏心外ケーブル橋は、大偏心配置した外ケーブルによって、効率良く主桁にプレストレスを与える構造であり、桁橋に比べPC鋼材配置量を少なくすることができた。
- ②主桁の供用荷重時の曲げに対し、エクストラード橋は桁上の外ケーブルのみで補強することはできず、内ケーブルの配置を必要としたが、大偏心外ケーブル橋はほとんど桁上および桁下の外ケーブルによって補強可能であった。これより大偏心外ケーブル橋は、合理的な外ケーブル配置構造であると考えられる。
- ③斜張系の橋梁 (エクストラード橋、大偏心外ケーブル橋、斜張橋) について終局時曲げ挙動を材料非線形性を考慮した解析を行った。その結果、主桁コンクリートのひび割れ、鉄筋の降伏に伴い主桁剛性が低下するに連れ、鉛直荷重に対する負担度が主桁による分が減り、斜ケーブルによる分が増えることにより支間のMmax断面、中間支点断面とも、主桁に生じる曲げモーメントが線形解析値より減少する挙動を確認した。

参考文献

- 1) 梅津健司・藤田学・玉置一清・山崎淳：外ケーブル方式二径間連続はりの曲げ終局耐力について，プレストレストコンクリート技術協会第5回シンポジウム論文集，pp.303～308，1995.10
- 2) 梅津健司・藤田学・大館武彦・山崎淳：大偏心外ケーブルPC橋の新構造形式に関する解析的研究，プレストレストコンクリート技術協会第7回シンポジウム論文集，pp.581～586，1997.10
- 3) 玉置一清・新井英雄・板井英次・山崎淳：非線形解析プログラムの外ケーブル構造への適用と今後の標準化について，プレストレストコンクリート技術協会第5回シンポジウム論文集，pp.309～314，1995.10
- 4) 津野和男・藤田学・梅津健司・関博：ノージョイント工法により連続化した外ケーブル補強PC桁の終局曲げ挙動，土木学会論文集，No. 641/V-46，pp.87～100，2000.2