

(57) 外ケーブルPC橋の曲げ終局耐力に関するケース・スタディ

首都高速道路公団	正会員	小坂 寛巳
同上	正会員	川田 成彦
PC建設業協会	正会員	春日 昭夫
同上	正会員	○玉置 一清

1. まえがき

外ケーブル構造は、内ケーブル構造に比べて曲げ終局耐力が小さくなることが知られている。これらは、終局時における外ケーブル応力が降伏強度に達しないことに起因するものであるが、この外ケーブル応力増加量は、構造形式や対象とする荷重状態によってもそれぞれ異なる。

外ケーブルPC橋の曲げ終局耐力の算定を行う場合、国内では「外ケーブル方式の設計・施工ガイドライン」((財)高速道路調査会)の規定に従い、外ケーブルを部材の変形に伴う張力増加を見込まない引張抵抗材とみなす手法が一般的に採用されている。これは、フランスのPE/SETRAで提案された手法であり、Eurocode 2にも採用されている。外ケーブル比率の比較的小さな内外併用橋では、設計荷重時において決定された鋼材量を用いて終局荷重時の照査を行う際、上記の方法により十分に安全が保証される場合が多い。しかし、外ケーブル比率が高くなるにつれて、その安全率は減少し、終局荷重時において鋼材量が決定される場合が生じてくる。この場合、適切な方法により外ケーブル応力増加を見込む方法を曲げ終局耐力算定に導入することにより、外ケーブルPC橋のより合理的な設計を行うことが可能になる。実際には、終局時における外ケーブルの張力増加は全くゼロではなく、場合によっては相当量存在することが数多くの実験等により確認されており、諸外国の規準等ではその算定式が規定されているものもある。また、理論的に算出する方法として、非線形理論による解析手法も最近ではいくつか報告されている^{1) 2)}。

そこで、本研究は、単純桁および実橋レベルの連続桁、ラーメン構造に対して、これらの算定式および筆者らの一部が開発した非線形解析プログラムを適用した場合のケース・スタディを行ったものである。

2. 静定構造物(単純桁)に対する検討

2.1 概要

外ケーブル構造(またはアンボンドケーブル構造)に対して提案されている終局時の鋼材応力増加算定式を調査すると、単純桁実験による実験式、または理論式を単純桁実験により確認したのが多い。本章では、これらの算定式の基本的な位置付けを調査する目的で、単純桁に対する簡単なパラメトリック・スタディを行い、非線形解析プログラムによるシミュレーション結果との比較検討を行った。

2.2 計算方法

(1) 海外の主な規準

付着のないケーブルの終局時における応力増加は、ACI、AASHTO、BS、DIN等に実験式あるいは理論式によって規定されており、外ケーブルに対してもこの規定が適用されているようである。AASHTOでは、従来、 $\Delta\sigma_p = 10\text{kgf/mm}^2$ に固定されていたが、1994年版³⁾からは、Nammanら⁴⁾の研究により厳密算定式が示されている。Naaman式は線形理論に基づくものであり、数多くのアンボンド単純桁実験により確認されている。また、不静定構造に関わるパラメータとしては、荷重が載荷されるスパンの長さ(L1)と外ケーブルの定着間距離(L2)の比がある。これは、例えば1支間毎に外ケーブルが定着されている場合には、単純桁と全く同一に扱われるものである。本計算中では、載荷スパンは、B活荷重のpl荷重が載荷されている支間

として扱った。ACI式は、Mattockら⁵⁾によるアンボンドPRC桁実験に基づく実験式である。両式とも設計標準では係数が安全側に修正されているが、本パラメトリックスタディでは、オリジナル式のもの(〔〕内に示す係数)を使用している。ACI、BS、DINについては、不静定構造物に関わるパラメータは見当たらないため、単純桁と全く同様として扱うものとした。表1に示す主な規準式は全て、スパン有効高比(L/dp)がパラメータとなり、L/dpの増加に伴い外ケーブルの応力増加量が減少する形となっている。

表1 海外の主な規準によるアンボンドケーブル応力増加式

	Date	Type of study	Equation
AASHTO [Naaman & Alkhairi]	1994	T	$f_{ps} = f_{pe} + \Omega_u E_p \epsilon_{cu} \left(\frac{d_p}{c} - 1 \right) L_1 / L_2 \leq 0.94 f_{py}$ $C = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85 f'_c \beta_1 b}$, $\Omega_u = \frac{3 [5.4]}{(L/d_p)}$
BS8110	1985	B	$f_{ps} = f_{pe} + \frac{7000}{\left(\frac{L}{d_p} \right)} \left(1 - \frac{1.7 f_{ps} A_{ps}}{f'_c b d_p} \right)$ (MPa) $f_{ps} \leq 0.7 f_{py}$
DIN 4227	1980		$f_{ps} = f_{pe} + E_p \left(\frac{d_p / 17}{L} \right) < f_{py}$
ACI 318-83 [Mattock, Yamazaki & Kattula]	1983	B	$f_{ps} = f_{pe} + 10000 + \frac{[1.4] f'_c}{\mu}$ (psi) $\mu = 100$ if $L/d_p \leq 35$ $\mu = 300$ if $L/d_p > 35$

T: Theoretical study, E: Experimental study, B: Both
 f_{ps} : stress in the external cable at ultimate, f_{pe} : effective stress in the cable after losses
 f_y : yield strength of nonprestressed tensile steel, ρ_{ps} : prestressing steel reinforcement ratio
 A_{ps} : cross sectional area of the cables, E_p : young's modulus of the cables
 d_p : depth from concrete extreme compression fiber to the centroid of the prestressing cables
 c : depth from concrete extreme compression fiber to the neutral axis
 L : span length of the beam, f'_c : concrete compressive strength
 β_1 : ACI concrete compression block reduction factor, A_s : Area of nonprestressed tensile steel

(2) 非線形解析

使用した非線形解析プログラム(以下、Say_NAP¹⁾)は、ファイバーモデルを用いた平面骨組解析であり、材料非線形と同時にデビエータ間で生じる外ケーブル偏心量の減少といった幾何非線形も考慮できる。その妥当性については、筆者らが実施した単純桁実験⁶⁾および2径間連続桁実験⁷⁾でその精度を確認している。荷重載荷は、設計荷重時(D+L)を初期状態として、死荷重Dと活荷重Lを同時に増分する方法で行った。この解析ケースでは、破壊時の荷重係数が1.7以上であれば道路橋示方書による安全性が確保されたことになる。破壊(限界回転能)の判定は、コンクリートの圧縮縁ひずみが3500 μ に達した時とし、材料の応力-ひずみ曲線は「コンクリート標準示方書」によるものを使用した。

2.3 計算モデル

断面形状は箱桁とし、全長にわたり等断面とした。部材厚、外ケーブルの下縁からの距離を図1に示す値で固定し、桁高のみをパラメータとする。外ケーブルのデビエータは、スパン内に2カ所とし、それぞれスパン1/3点に配置し、摩擦は全くないものと仮定している。

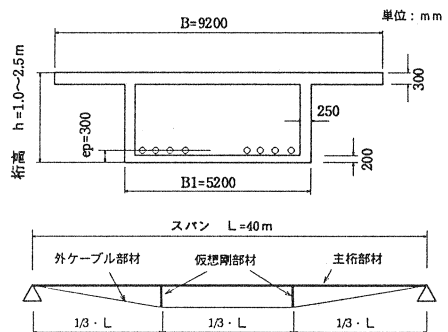


図1 単純桁の断面形状及び解析モデル

表2に計算に用いた外ケーブルの引張強度、ヤング係数、コンクリート圧縮強度等を示す。単純桁のパラメトリックスタディにおいて、支間中央断面の設計荷重時における下縁応力度を共通条件とすると、外ケーブルの必要鋼材量 A_p は (L/d_p) の関数として決定される。

表2 計算に用いた諸値

外ケーブル	引張強度	f_{pu}	190	kgf/mm^2
	降伏強度	f_{py}	159.6	kgf/mm^2
	有効引張応力度	f_{pe}	115	kgf/mm^2
	弾性係数	E_p	21000	kgf/mm^2
コンクリート	圧縮強度	f'_c	400	kgf/cm^2
	終局ひずり	ϵ'_{cu}	3500	μ

2.4 計算結果

表3、図2にスパン長を40mと固定し、桁高を変化させた場合の必要鋼材量および計算値を示す。表中、括弧内の数値は、生の計算値であり、各式の上限値を超える場合には、上限値の値を上段に示している。

表3 構造諸元および外ケーブル応力増加計算値

構造諸元				外ケーブル応力増加 $\Delta \sigma_p$ (kgf/mm^2)					
スパン長 L(m)	桁高 h(m)	有効高 d_p(m)	外ケーブル断面積 A _{ps} (cm^2)	AASHTO (Naaman)	ACI (Mattock)	BS	DIN	Say_NAP (mate)	Say_NAP (m&geo)
40.0	1.0	0.7	189.5	7.5	8.3	2.3	21.6	8.3	6.1
40.0	1.5	1.2	210.6	35.0 (47.4)	14.3	15.8	37.1	31.2	23.5
40.0	2.0	1.7	248.9	35.0 (106.7)	17.3	18.0 (26.4)	44.6 (52.5)	45.1	36.8
40.0	2.5	2.2	294.8	35.0 (177.3)	20.0	18.0 (36.2)	44.6 (67.9)	46.2	43.2

Say_NAP(mate)は、材料非線形のみを考慮した非線形解析値であり、アンボンドケーブル構造の場合に相当する。Say_NAP(mate)では、 $L/h=20$ 以下で、外ケーブルが第一降伏点まで達するという結果になったが、AASHTO、DIN等の規準式では、降伏判定を含めて、概ね一致している。ACIは、かなり安全側に位置し、BSでは上限値が $0.7\sigma_{pu}$ と小さめに設定されているため、同様に安全側に位置する。幾何非線形を考慮したSay_NAP(m & geo)解析値は、先の場合より 10kgf/mm^2 程度小さく、これらを踏まえると外ケーブル構造の応力増加算定にはやや安全を見込んだ規準式を適用するのが望ましいと考えられる。

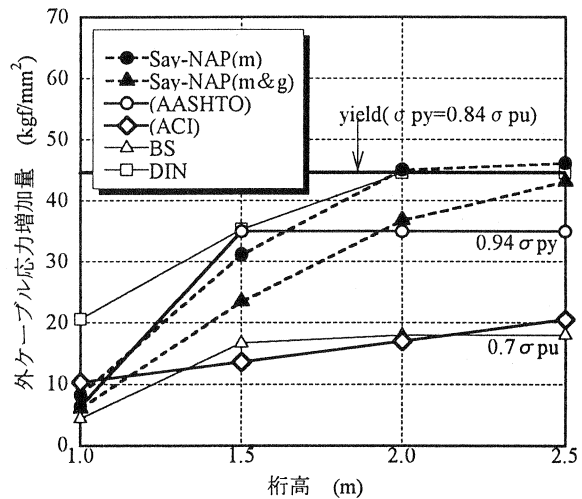


図2 スパン長40mの単純桁における桁高-外ケーブル応力増加量関係

3. 不静定構造物に対する検討

3.1 概要

先の2章では、単純桁に対する検討を行ったが、外ケーブルが採用される実際構造物においては、連続桁やラーメン構造といった不静定構造物がほとんどである。不静定構造と単純桁との大きな相違点は、中間支点断面における破壊をいかに評価するかにあると言える。中間支点上で完全塑性ヒンジの形成を認める場合には、不静定構造物も単純桁に近似させることは可能である。しかし、コンクリート不静定構造では、最初に降伏した断面の塑性回転能が少なければ、構造体が崩壊機構(メカニズム)を形成する時点までに破壊が生じること、また、PC不静定構造では、プレストレス2次力が終局時には喪失するという再分配挙動が同時に生じ、この影響がPC構造物の崩壊機構に及ぼす影響が非常に大きいことなどを考えると、終局時の挙動は単純桁とは相当異なることが予想される。

そこで、主な規準式の適用範囲の調査と外ケーブル不静定構造の破壊メカニズムの把握を目的として、3径間連続桁、ラーメン桁の実橋を想定した計算モデルを準備し、これに対するケース・スタディを行った。

3.2 試設計モデル

P C鋼材配置は、全外ケーブルを
目指したが、スパン内で鋼材量が一定となる外ケーブル構造では、外ケーブルのみで合理的な配置を決定することは難しい。そこで、以下の方針に従って試設計を行った。

①設計荷重時(温度、クリープ・収縮などを除く)に、主要断面のうち最低1断面以上でフルプレストレスとなるように外ケーブル量を決定し、それを全長に配置する。

②フルプレストレスになっていない断面には、内ケーブルを配置する。

なお、有効プレストレスは、全断面とも $\sigma_{pe}=105\text{kgf/mm}^2$ とした。

外ケーブルには、一般に大容量ケーブルが採用されることが多いが、ここでは、今後のパラメトリック・スタディに自由度を与える目的で、外ケーブル、内ケーブルともに、12S12.7システムを採用している。

図3および図4に、試設計モデルの概略図および断面図を示す。デビエータは、1スパンに3カ所配置することとしているので、今回は幾何非線形の影響は考えない。

3.3 計算結果

(1)規準式による計算値

表4に、規準式による外ケーブル応力増加量計算値を示す。AASHTOについてのみ、外ケーブルを中間支点横桁上で全て定着した場合(FIX)と、端支点横桁のみで定着した場合(SLIDE)の2ケースについて示す。ACI以外は、AASHTOのSLIDEタイプも含めて全て上限値を越える結果となり、終局時の外ケーブル応力は降伏強度近くまで増加するものと見込まれる。また、連続桁とラーメン桁を区別するパラメータはなく、側径間と中央径間の相違は、スパン長によるものだけである。

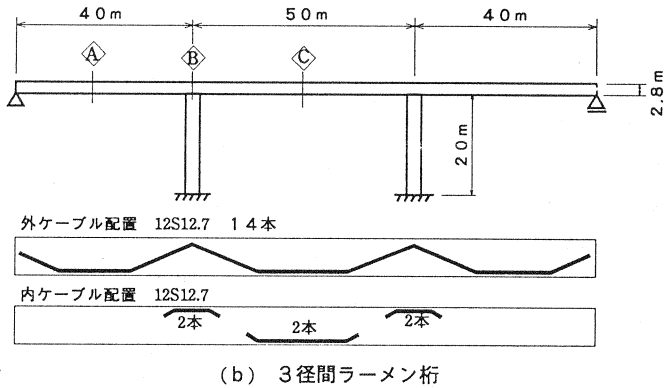
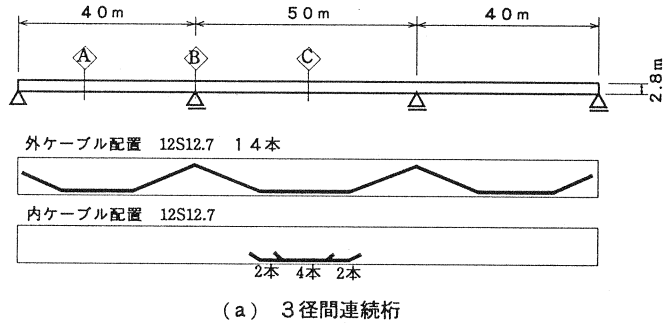


図3 試設計モデルの概略図

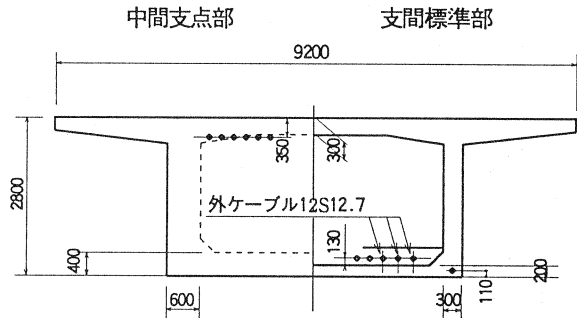


表4 連続桁の外ケーブル応力増加量計算値

	AASHTO		ACI	BS	DIN
	FIX	SLIDE			
側径間	45.0 (207.7)	45.0 (100.8)	25.7	28.0 (41.2)	54.6 (72.6)
中央径間	45.0 (154.8)	45.0 (84.4)	21.5	28.0 (32.5)	54.6 (58.1)

(2)非線形解析結果

①3径間連続桁

外ケーブルを中間支点横桁上で全て定着した場合についてのみ示す。側径間Mmax点に着目した図5(a)に示す活荷重とプレストレスを除く死荷重を同時増分した場合、破壊時におけるたわみ分布は図5(b)となる。図中に、各支間の外ケーブル応力増加と主要断面の圧縮縁ひずみを示している。破壊断面は、中間支点断面の右側である。p1荷重が載荷される側径間のたわみが最も大きく、中央径間にはほとんどたわみが生じない。従って、外ケーブルの応力増加は、側径間が最も大きくなり、中央径間ではほとんどゼロに近い。図5(c)に破壊時の曲げモーメント分布と主要断面の曲げ終局耐力計算値を示す。曲げ終局耐力は、外ケーブル応力増加を無視した場合(Mu0)と非線形解析によって得られた破壊時の外ケーブル応力増加から算定したもの(Mu')を示している。

表5に、非線形解析による外ケーブル応力増加と耐荷力(破壊時の荷重係数)を示す。case A、BおよびCは、それぞれ、側径間(先に示した例)、中間支点断面および中央径

間中央断面に着目した活荷重を増分载荷したケースである。破壊断面は、全て中間支点であり、破壊断面を含む支間の外ケーブル応力増加を網掛けで示している。非線形解析によれば、外ケーブルを中間支点横桁上で定着した場合、着目した支間部ではなく、p1荷重載荷スパンの隣のスパン内で破壊が生じる。したがって、破壊断面における外ケーブル応力増加はほとんど見込むことができない。表4に示す各国の規準式は、単純桁同様に支間部での破壊を想定したものと考えられ、中間支点部での破壊、さらに隣のスパンでの破壊を表現しているものとは考えらず、中間支点断面の曲げ耐力算定に用いるのは危険側の評価となる。

表5 3径間連続桁(FIX)の非線形解析結果

	耐荷力	外ケーブル応力増加	
		側径間	中央径間
case A	1.72	18.8	4.0
case B	1.75	6.7	9.0
case C	1.78	5.6	11.0

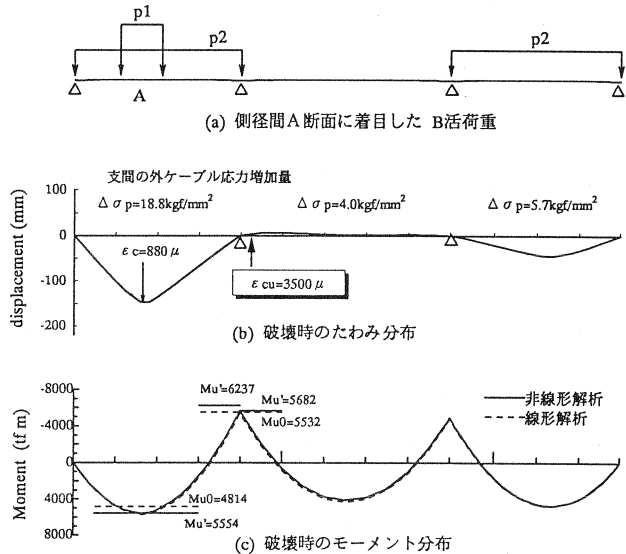


図5 3径間連続桁の非線形解析結果

②ラーメン桁

図6に、外ケーブルを中間支点横桁上で定着した場合の破壊時曲げモーメント分布及び曲げ終局耐力計算値を示す。荷重載荷ケースは、連続桁の場合と同じである。ラーメン桁においても連続桁同様に、p1载荷スパンの外ケーブル応力増加だけが大きく、その他のスパンではほぼゼロに近い。しかし、ラーメン桁では、橋脚剛性によるアンバランスモーメントのために、連続桁とは異なり、中間支点断面の載荷スパン側(左側)で破壊して

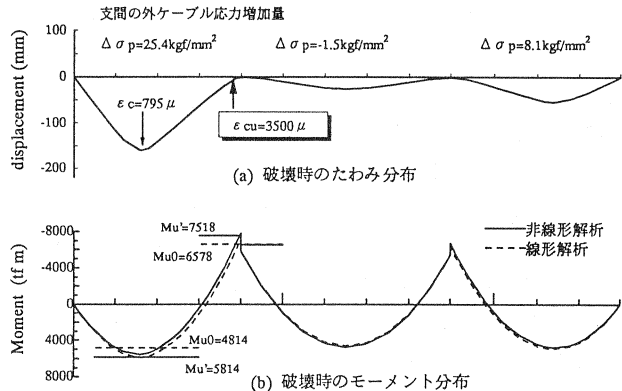


図6 3径間ラーメン桁の非線形解析結果

いる。つまり、外ケーブルの応力増加が大きい方のスパン内で破壊が生じることになる。このことは、ラーメン桁では終局時における外ケーブルの応力増加を相当に見込むことが可能であることを示唆しており、連続桁と比べると設計耐荷力(破壊時の荷重係数)も大きく、そのために側径間の外ケーブル応力増加も比較的大きい(表6)。しかし、終局時の外ケーブル応力は降伏強度には及ばず、規準式による計算値は、ACIが比較的一致しているのみである。

外ケーブルを中間支点横桁上で定着せずに、偏向具を通過させる構造とした場合の非線形挙動については、文献8)に報告しているので、ここでは省略する。

4. あとがき

外ケーブルの終局時応力増加の算定には、各種手法が提案されているが、その適用範囲はいずれも不明確である。適切な外ケーブル応力増加算定には、構造系および荷重状態によって種々変化する破壊モードを十分に検討することが必要である。今回は、プレ2次消失を含むモーメント再分配に関する詳細な記述を省略したが、終局時の照査が重要な設計因子となることが予想される全外ケーブル構造等の合理的設計を目指す上で、今後、その設計体系への組み込みが要求される課題であると考えられる。

以下に、今回のケース・スタディによって得られた知見をまとめる。

- 1) 外ケーブル単純桁の終局時応力増加は、 L/h により、ある程度推測することが可能であり、 $L/h=20$ 程度では、降伏近くまで増加する。
- 2) 連続桁の破壊は、外ケーブルを中間支点横桁上で定着している場合、載荷スパンの外側の断面、つまり外ケーブル応力増加がほとんど生じない支間で生じる。
- 3) ラーメン桁の場合は、連続桁とは異なり、破壊は載荷スパン内、つまり外ケーブルの応力増加が比較的大きい支間で生じる。
- 4) 不静定構造物の破壊は、今回のケース・スタディの中では、いずれの荷重ケースによっても中間支点断面で生じた。これは、プレ2次の喪失を含むモーメント再分配による処が大きいと考えられる。

5. 参考文献

- 1) 玉置, 新井, 板井, 山崎: 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, 第5回P C技術協会シンポジウム論文集, 1995. 10
- 2) 沖見, 右近: 複合非線形フレーム解析システムの開発, 土木学会誌, 1995. 1
- 3) AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS SI Units First Edition 1994
- 4) Naaman, Alkhairi: "Stress at Ultimate in Unbonded Post-Tensioning Tendons: Part 2—Proposed Methodology, ACI Structural Journal, Vol 88, No. 6, Nov—Dec. 1991, pp 683—692
- 5) Mattock, Yamazaki, Kattula: "Comparative Study of Prestressed Concrete Beam, with and without Bond", ACI journal, Proceedings V. 68, No. 2, Feb. 1971, pp 116—125
- 6) 若林, 沼田, 一栴, 玉置: 外ケーブル構造の曲げ終局耐力に関する一考察、コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 16, No. 2, pp. 1021—pp. 1026, 1994. 6
- 7) 梅津, 藤田, 玉置, 山崎: 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, 第5回P C技術協会シンポジウム論文集, 1995. 10
- 8) 川田, 小坂, 柄川, 玉置: 外ケーブル定着位置が曲げ終局耐力に及ぼす影響、第51回土木学会年次学術講演会, V部門, 1996. 9

表6 3径間ラーメン桁 (FIXモデル)

	耐荷力	外ケーブル応力増加	
		側径間	中央径間
case A	2.00	25.4 ×	-1.5
case B	2.07	11.1	× 22.3
case C	2.11	5.6	× 28.0