

論文 内外併用ケーブル工法の終局挙動に関する検討

谷口和良^{*1}・藤井 学^{*2}・幸左賢二^{*3}・若狭忠雄^{*4}

要旨：内外併用ケーブル方式の桁は、桁と外ケーブルの挙動が異なり断面保持の仮定が成立しない。そこで、非線形フレーム解析によりパラメータ解析を行い、その耐荷力を評価した。検討の結果、本解析による破壊時の外ケーブル張力増加量は、D I Nの規定に近い値が得られること、桁の破壊耐力は外ケーブル比率が大きいほど低下し、荷重載荷幅や軸方向鉄筋量にも影響されること等が明らかになった。

キーワード：内外併用ケーブル、破壊耐力、フレーム解析、外ケーブル比率、剛性低下

1. まえがき

外ケーブル方式の橋梁は、断面内にシースを配置する必要がないため、作業性の向上、工期短縮、品質の向上およびウェブ厚の低減等多くの利点を有しており、1980年以降において欧米で数多く採用されている。一方、我が国においては、外ケーブル工法は主に補修・補強に採用されており、新設橋に採用された例は1980年代後半から増加しているものの欧米に比べ非常に少ないのが現状である [1]。

外ケーブル構造の桁は、桁と外ケーブルの挙動が異なり断面保持の仮定が成立しないため、道路橋示方書で示される破壊抵抗曲げモーメントによる終局耐力算定法が適用できない。そこで、外ケーブル構造の終局耐力を評価するため、図-1に従い検討を進めていく予定であり、現在耐荷力実験を実施中である。本報告では、図-1のうち①、②および③の一部について述べる。

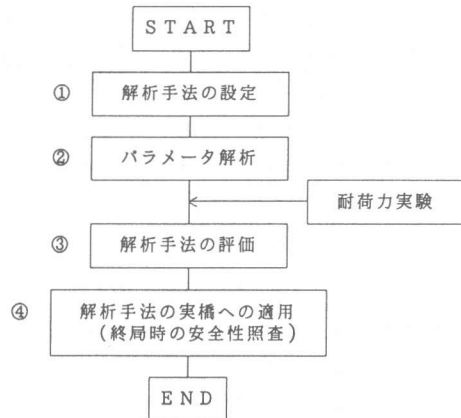


図-1 検討フロー

2. 解析手法

2-1 解析方法の概要

解析方法は、微小変位理論に基づく汎用フレーム解析で、節点変位を未知数とする多元連立方程式を解くことにより変位・断面力を算出した [2]。その際、逐次、部材の曲げ剛性と節点座標を更新することにより、ひび割れによる桁の剛性低下と変形による二次的影響を評価した。桁の曲げ剛性は $M-\phi$ 曲線から得られた接線剛性を用いた。

* 1 (株)オリエンタルコンサルタンツ関西支社総合技術部主任技師 (正会員)

* 2 京都大学教授 工学部土木工学科、工博 (正会員)

* 3 阪神高速道路公団工務部設計課係長、工博 (正会員)

* 4 新構造技術(株)大阪支店設計部部長 (正会員)

2-2 解析モデル

フレーム解析モデルは、図-2に示すように梁部材（鉄筋とボンドタイプの内ケーブルのみで補強された桁、12要素）、壁部材、外ケーブル部材およびダミー部材から成る単純桁モデルとした。ここで、ダミー部材の剛性は、この部分での摩擦を考慮して設定した。

断面形状は、図-3に示すように桁高1mのT型断面とした。この断面は、実橋（PC2径間連続ラーメン-室箱桁橋）において、曲げ破壊安全度がクリティカルとなる断面を1/3程度に縮小したものである。断面諸元の決定にあたっては、断面図心位置の比、鋼材比およびプレストレスによる応力度を実橋に合わせるよう配慮した。支間は図-4に示すように10mとし、せん断力の影響が小さくなるようにした。荷重方法は、支間中央への2点荷重とした。

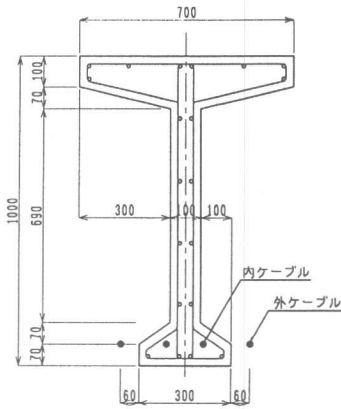


図-3 断面形状図

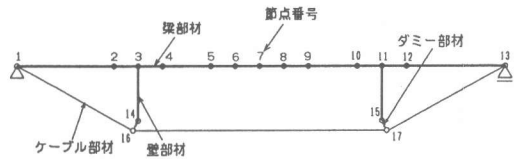


図-2 フレーム解析モデル

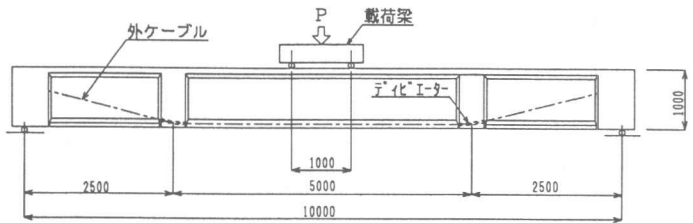


図-4 側面形状図

2-3 解析手順

解析は、図-5に示すとおり、0.5 tfずつ荷重を荷重し、断面力、変位を累積する方法により行った。各ステップで梁部材のM-φ曲線より得られた曲げ剛性および変形後の節点座標に更新し、次のステップに移ることとした。破壊荷重は、梁部材のモーメントの累積が破壊抵抗モーメント M_R に達したときの荷重とした。梁部材の破壊抵抗曲げモーメント M_R は、次の3ケースの最小値と定義し、あらかじめ算定しておいた。

- ①コンクリート圧縮緑のひずみが0.0035に達する曲げモーメント
- ②内ケーブルのひずみが6.7%に達する曲げモーメント
- ③鉄筋のひずみが20%に達する曲げモーメント

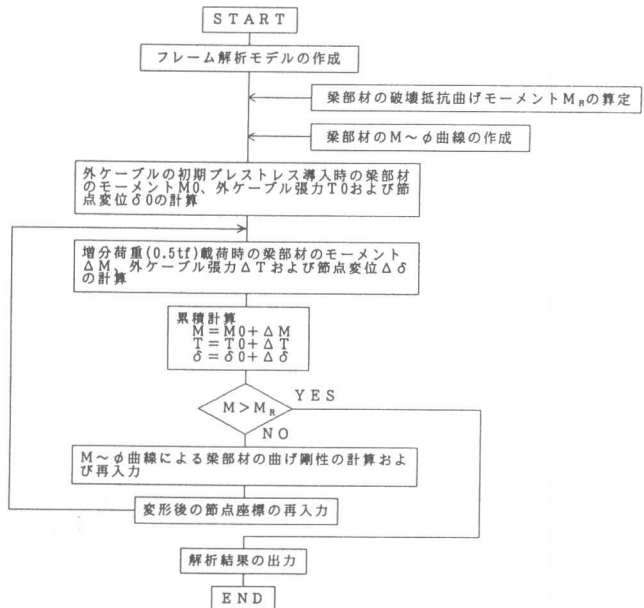


図-5 解析手順

2-4 解析条件

(1) 使用材料

PC鋼材はPC鋼より線(SWPR7B-φ9.5, φ15.2, SWPR19-φ17.8)、鉄筋はD10およびφ6(SD345)を使用した。また、コンクリートの設計基準強度は400kgf/cm²とした。

(2) 応力-ひずみ曲線

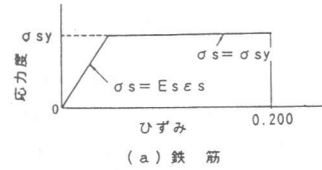
M-φ曲線の算定に用いた応力-ひずみ曲線は、図-6に示すように道路橋示方書に準拠した[3]。

(3) 初期緊張応力

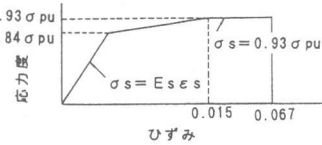
初期緊張応力は、内外ケーブルとも0.55σ_{pu}(σ_{pu}: PC鋼材の引張強さ)とした。

(4) M-φ曲線

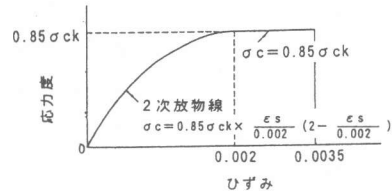
梁部材のM-φ曲線は、内ケーブルの緊張応力を初期緊張応力の0.55σ_{pu}(一定値)として算定した。



(a) 鉄筋



(b) PC鋼より線



(c) コンクリート

図-6 応力～ひずみ曲線

2-5 解析ケース

(1) 各基準の終局耐力との対比

外ケーブル構造の曲げ終局耐力の算定法は、“道路橋示方書”ではアンボンドPCの場合、ボンドを仮定した破壊抵抗曲げモーメントの70%とする方法、“設計・施工ガイドライン(平成6年、PC建設業協会)”では、外ケーブルの張力増加を見込まずに一定とする方法が採用されている。また、“DIN(ドイツ工業規格)”では終局時における外ケーブルの伸び量を桁の有効高さの1/17と仮定して終局耐力を算定することが規定されている。本解析では、これらの各基準により算定した曲げ終局耐力との対比を行った。

(2) 解析パラメータ

解析パラメータは、表-1に示すとおり外ケーブル比率、荷重載荷幅、軸方向鉄筋量等とした。なお、ケースN0.7はブロック桁の場合を想定し、鉄筋量ができるだけ小さくしたものである。

表-1 解析パラメータ

ケースNO	外ケーブル比率(%)	外ケーブル比率以外のパラメータ
1	0	—
2	20	—
3	50	—
4	80	—
5	100	—
6	80	載荷幅 1m→3m
7	100	下フランジ軸方向鉄筋量 D10-4本→φ6-2本
8	80	デイベータ間隔 5m→2m
9	80	2次変形を考慮しない

表-2 各基準の終局耐力との対比

単位: tf・m

ケースNO	フレーム解析結果	ガイドライン	道路橋示方書	DIN
1	98.6	98.4	98.4	98.4
2	90.5	85.8	92.5	88.1
3	88.2	79.9	83.6	85.7
4	79.9	66.4	74.8	75.1
5	78.8	62.7	68.9	74.2

3. 解析結果

3-1 各基準の終局耐力との対比

本解析で得られた外ケーブル構造の破壊抵抗曲げモーメントは、表-2に示すように“PC建協ガイドライン”や“道路橋示方書”に基づいて算出した値より大きくなっており、“DIN”に基づいて算出した値とはほぼ同様の値が得られた。

3-2 外ケーブル比率の影響

本解析で得られたケースNO.1~NO.9の破壊時における破壊荷重、外ケーブル張力増加量および支間中央の鉛直変位を表-3、荷重~変位関係を図-7に示す。また、ケースNO.2~NO.4の荷重34tf時のひずみ分布を図-8、破壊荷重時のひずみ分布を図-9に示す。ここで34tfは、ケースNO.3において内ケーブルが降伏する時の荷重である。

本結果より、内外併用ケーブルの終局挙動を考察すると以下ようになる。

①破壊耐力は外ケーブル比率が大きいほど小さくなり、NO.5の破壊耐力はNO.1の場合の約80%となっている。これは、図-8に示すように外ケーブル比率が大きいほど同一荷重時の梁部材のひずみ、すなわち剛性低下が大きくなり、図-9に示す内ケーブルの破断時の荷重が小さくなるためと考えられる

②梁部材のたわみ量は、図-7に示すように荷重34tf時においては剛性低下の影響で外ケーブル比率が大きいケースの方が大きくなるが、破壊時においてはこの逆となる。また、外ケーブル比率が小さいほど破壊時近傍のたわみ増加が急激となる。

③外ケーブルのひずみ量は、図-8に示すように荷重34tf時においては、外ケーブル比率の大きいケースの方が大きくなる

が、破壊時においては表-3に示すように各ケースとも大差はなく、50~70kgf/mm²の張力増加量が期待できる。この値は、(1)式の様にd (d:梁の有効高さ)をL/20 (L:支間)と仮定し、"DIN"に基づいて算定されるケーブル張力増加にほぼ一致する。

表-3 解析結果

ケースNO	外ケーブル比率(%)	破壊荷重(tf)	張力増加量(kgf/mm ²)	鉛直変位(mm)
1	0	43.8	—	202
2	20	40.2	67.4	150
3	50	39.2	58.7	141
4	80	35.5 (79.9)	60.4	124
5	100	35.0	53.1	121
6	80	(92.3)	86.2	172
7	100	32.7	63.2	139
8	80	36.6	69.4	135
9	80	36.7	60.9	137

注) ()は破壊抵抗曲げモーメントを示す。

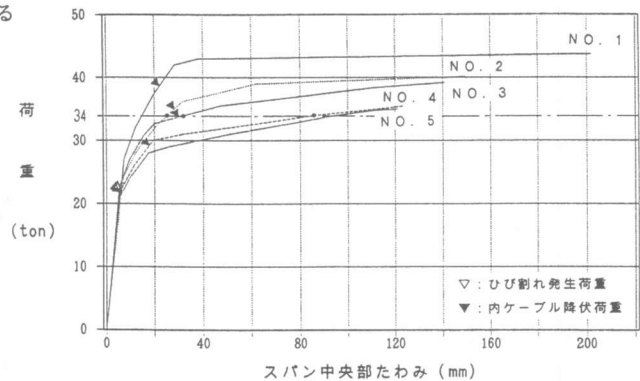


図-7 荷重~変位関係

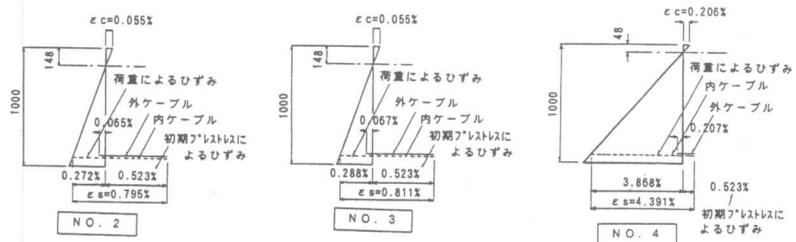


図-8 同一荷重時(荷重34tf)のひずみ分布(支間中央)

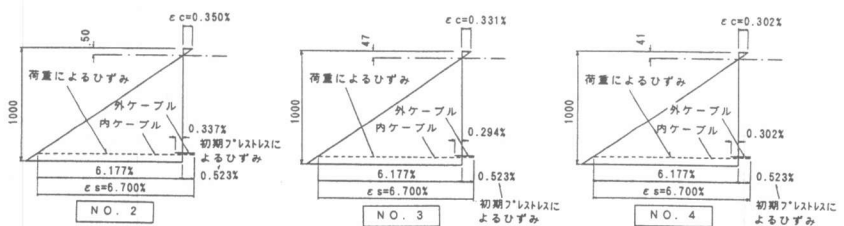


図-9 破壊時のひずみ分布(支間中央)

$$\Delta \sigma_p = E \times \Delta L / L = E \times (d / 17) / L = 20000 / (20 \times 17) = 60 \text{ kgf/mm}^2 \quad \text{----- (1)}$$

ここに、 $\Delta \sigma_p$ ：外ケーブルの張力増加量 (kgf/mm²)

E：梁部材の弾性係数 (kgf/mm²)

3-3 その他の影響

(1) 載荷幅の影響

N0.6とN0.4の結果を比較すると載荷幅が大きいN0.6の方が破壊抵抗曲げモーメントが大きくなっている。これは、載荷幅が大きいほど塑性領域が大きくなり、外ケーブルの張力が増加するためと考えられる。

(2) 鉄筋量の影響

N0.7とN0.5の結果を比較すると、鉄筋量が少ないN0.7の方が梁部材の剛性低下が大きいいため、耐力が約7%低下している。

(3) デイベータ間隔の影響

同一荷重時では、デイベータ間隔が広い方が外ケーブルの偏心量が大きくなり、張力増加が期待できる反面、変形に伴う2次の影響が大きくなる。N0.8とN0.4の破壊耐力を比較すると、これらの影響が相殺されてあまり差がない結果となっていると考えられる。

(4) 変形に伴う2次の影響

N0.9とN0.4の結果を比較すると、破壊耐力は変形に伴う2次の影響でN0.4の方が若干小さくなるが、本解析モデルのように支間が10m程度の場合、この影響は小さいことがわかる。

4. 耐力実験の概要

本実験は外ケーブル構造の終局耐力および破壊性状を評価するための解析手法を確立することを目的として行うものである。本実験で検討するパラメータは、解析の結果影響が大きいと考えられた①内外ケーブル比率、②荷重載荷幅、③桁の下フランジ軸方向鉄筋量とし、供試体の種類は表-1に示したケースN0.1~N0.7とした。また、内外ケーブルの初期緊張応力は、解析と同様に $0.55 \sigma_{pu}$ とした。

5. 解析結果と実験結果との対比

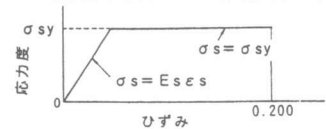
5-1 解析方法の補正

本報告では、全内ケーブルのN0.1供試体と外ケーブル比率が50%のN0.3供試体について解析結果と実験結果との対比を行った。この対比を行うにあたり、解析と実験との整合を図るため、次の点について解析方法の補正を行った。

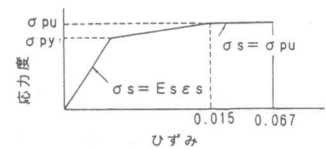
- ①コンクリート、P C鋼材および鉄筋の応力～ひずみ曲線を材料試験結果に基づいて図-10のように設定した。
- ②M-φ曲線算定時の外ケーブルの緊張力を破壊時近傍の $0.8 P_u$ (一定値) とした。

5-2 荷重～変位関係と今後の課題

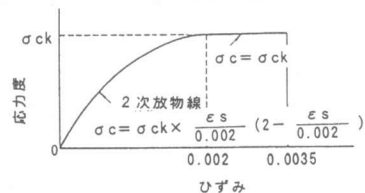
供試体N0.1およびN0.3の荷重～変位関係を図-11、12



(a) 鉄筋



(b) P C鋼より線



(c) コンクリート

図-10 補正した応力～ひずみ曲線

に示す。本結果より、破壊荷重について解析値と実験値とを比較すると、N0.1およびN0.3とも約10%実験値の方が大きくなっている。この理由としては次の点が考えられ、今後これらについて解析方法の見直しを行う必要がある。

①材料試験結果によると、鉄筋の降伏点から破断までに15kgf/cm²程度の応力増加があるが、本解析では応力～ひずみ曲線を平均的なバイリニアモデルとしている。

②ひび割れ発生後、中立軸よりのコンクリートの引張強度を無視している。

さらに、①荷重～外ケーブルひずみ増加量関係、②M-φ関係についても実験結果と解析結果の比較を行い、解析方法の妥当性を検証していく予定である。

6. まとめ

内外併用ケーブルの終局挙動について、検討結果をまとめると以下の通りである。

①フレーム解析により得られた破壊時の外ケーブル張力増加量は、“DIN”の規定に近い値となり、その値は50～70kgf/mm²程度となる。

②終局耐力に影響を与えるパラメータは、外ケーブル比率、荷重載荷幅および下フランジ軸方向鉄筋量である。

③外ケーブル比率が大きいほど桁の剛性低下が著しいため、終局耐力が低下する。

④荷重～変位関係は、解析結果と実験結果に差が生じており、解析方法の妥当性を実験によって評価するためには、さらに解析方法の見直しが必要である。

参考文献

- [1] (社)プレストレスコンクリート技術協会：P C構造物の供用性と耐久性の向上（第21回P C技術講習会）平成5年2月
- [2] (株)フォーラムエイト：任意形平面フレーム解析プログラム『FRAME（面内）Ver.1.63』
- [3] (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋編 平成6年2月

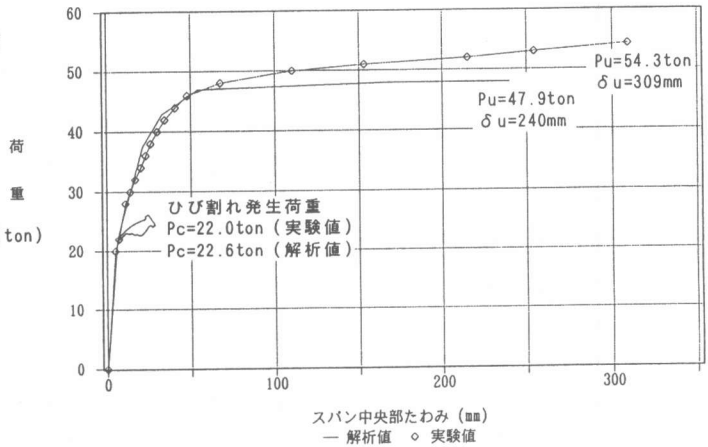


図-1.1 荷重～変位関係 (N0.1)

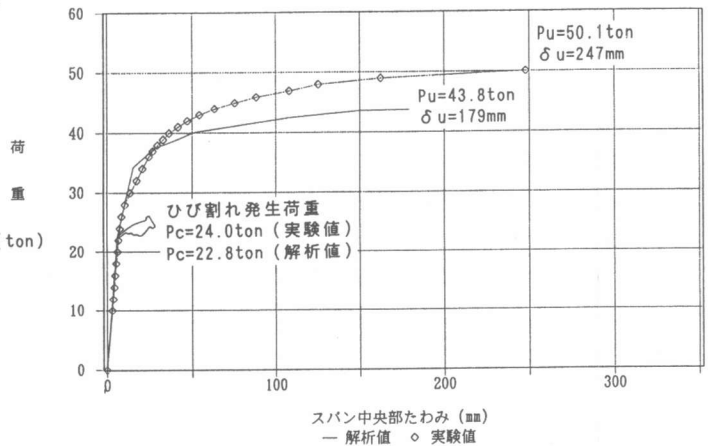


図-1.2 荷重～変位関係 (N0.3)