

# エクストラードズドPC道路橋の設計に関する一考察

小宮正久<sup>1</sup>

<sup>1</sup>正会員 (株)日本構造橋梁研究所 設計第二部 部長 (〒107 港区南青山5-12-4)

桁橋と斜張橋のギャップを埋めるコンクリート橋の新しい構造形式として期待されるエクストラードズドPC道路橋について、橋りょう計画に際し、この形式を取り上げるべきか否かの判断の指標とすべき一般的な特徴について述べた。この構造の特性を知るために供用状態と終局状態の挙動について線形および非線形解析を行い、設計に必要な基本事項について示した。また、固有の部材である斜張外ケーブルの塔頂固定法について考察した。以上の検討結果を応用すれば、この構造は十分安全に設計し得ることを確認した。

*Key Words: non linear analysis, extradosed prestressing, highway bridges, design*

## 1. まえがき

エクストラードズドプレストレッシング<sup>1),2)</sup>は、外ケーブルの一種である。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、緊張材の偏心量は制限される。この外ケーブルをさらに効果的に利用するため、偏向部<sup>3)</sup>を桁外に突き出して外ケーブルを配置し、プレストレスを導入することをエクストラードズドプレストレッシングと呼んでいる。エクストラードズドプレストレストコンクリート（以下エクストラードズドPC）橋は、中間支点に塔状の偏向部（以下塔という）を設け、負モーメントに対し、エクストラードズドPCケーブル（以下斜張外ケーブルという）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PC桁橋の負モーメントに対して配置されるPC鋼材量は、全PC鋼材量の60~70%を占めており、このPC鋼材量のてい減を図ることは、経済的にかなり有利であるから、エクストラードズドPC橋は、特にカンチレバー架設される場合に利点を発揮する。エクストラードズドPC橋の実施例は、表-1に示すとおりであり、斜張外ケーブルをコンクリートで被覆する形式と被覆しないでそのまま用いる形式がある。本論文においては、前者を斜張版式エクストラードズドPC橋（以下斜張版式PC橋という）、また後者を斜張外ケーブル式エクストラードズドPC橋（以下斜張外ケーブル式PC橋という）と呼ぶこととする。

本論文においては、斜張外ケーブル式PC道路橋

表-1 エクストラードズドPC橋<sup>4),5),6),7)</sup>の実績

| 方式      | 橋名           | 橋種 | 最大支間(m) | 施工法    | 施工年度 | 国名  |
|---------|--------------|----|---------|--------|------|-----|
| 斜張版     | 第2Main橋取付    | 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 |
|         | Barton Creek | 道  | 100.0   | カンチレバー | 1986 | 米国  |
|         | Rhône橋       | 道  | 143.0   | カンチレバー | 1990 | スイス |
|         | 名取川橋         | 鉄  | 108.2   | 支保工    | 施工中  | 日本  |
| 斜張外ケーブル | 奥山橋          | 道  | 140.0   | カンチレバー | 施工中  | 日本  |
|         | 小田原港橋        | 道  | 122.0   | カンチレバー | 1994 | 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  |
|         | 屋代南及び北橋      | 鉄  | 105.0   | カンチレバー | 施工中  | 日本  |

注) 道；道路橋、鉄；鉄道橋、併；道路・鉄道併用橋

（以下エクストラードズド橋）の設計に関する解析的に解決可能な問題について検討を加えることとする。なお、構造検討は、小田原港橋を参考にしたモデルとしている。

## 2. 特徴

エクストラードズド橋の特徴は、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74.0m + 122.0m + 74.0mの橋りょうについて、これら3形式の桁高、塔高およびこれらの寸法と中央支間長の比をまとめたものであるが、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エクストラードズド橋の特徴を100m~200m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である。

1) エクストラードズド橋の桁高は、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のしやすい手頃な高さであり、桁橋や斜張橋よりも施工性に勝っている。

2) PC斜張橋は、エクストラードズド橋の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、場合によっては斜材を再緊張し計画高を調整する必要があるなど、エクストラードズド橋に比べ施工、維持管理が面倒である。またこのために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に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。一方エクストラードズド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にも適用しやすく、4径間以上の多径間構造も比較的容易に計画できる。現在、施工中の屋代南橋（北陸新幹線）は中央支間長105mの4径間連続構造である。

3) エクストラードズド橋は、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ため、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) 斜張外ケーブルの活荷重により生ずる応力振幅は、表-3に示すように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（以下斜材）<sup>9)</sup>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といえる。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、施工中何回も引張力を調整する必要のある斜材よりも施工が容易であり、定着具も簡易化できる。

表-2 桁橋、エクストラードズド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)  | 3.5~3.0(1/35~1/40) | -                   |
| エクストラードズド橋 | 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(122.0m)に対する比を表す。

表-3 PC鋼材応力度変動幅の一例

|              | 支間構成(m)       | 種別      | $\Delta\sigma_p(\text{kgf}/\text{mm}^2)$ |
|--------------|---------------|---------|--|
| 桁橋(フルプレストレス) | 62+100+120+84 | 桁内ケーブル  | 0.9~2.9                                  |
| エクストラードズド橋   | 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                                 |

以上に示す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勝れている。

5) 斜張外ケーブルを2面配置したエクストラードズド橋は、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、桁橋と斜張橋の中間にある。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、エクストラードズド橋は桁橋よりも経済的に有利となるものと判断される。

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。

以上に示すように、エクストラードズド橋は、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を発揮し、桁橋、斜張橋に代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。

### 3. 構造特性についての検討

以下の条件のもとに構造解析などを行い構造特性について検討する。

- ① 図-1に示す構造系を基本モデルとする（以下図-1を基本モデルという）。
- ② 斜張外ケーブルの役割の第一は、弾性支点の役割をする斜材とは異なり中間支点断面に所要のプレストレスを導入することである。したがって、その配置形態は塔高が同一の場合に最大の偏心量が得られるファン形とする。また斜張外

ケーブルの初期引張力は、現行の道路橋示方書の許容値を守り、基本モデルの中間支点到適切なプレストレスが導入されるように定めている。

- ③ 構造解析は、設計活荷重作用時（以下、供用状態という）および地震時について行なうものとし、施工法としては、図-2に示す工程によるカンチレバー架設を考慮する。
- ④ コンクリートのクリープ、乾燥収縮（以下、クリープ、乾燥収縮という）は、文献9)の規定による。また設計活荷重は、 $L-20$ とする。
- ⑤ 側径間における断面力および変形は、各検討ケースにおける最大値を示す（図-1に示す節点6または7の値とする）。
- ⑥ 検討目的のパラメーター以外の条件は、全て同一とする（以下、着目パラメーターの構造モデルをパラメーターモデルという）。
- ⑦ 全死荷重には、桁内ケーブル、斜張外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、斜張外ケーブルの引張力には、初期引張力を含む。
- ⑧ ケーブルのコストは、次式により算出する。

$$C_p = IC_p + EC_p \quad (1)$$

ここに

- $C_p$  : パラメーターモデルのケーブルコスト
- $IC_p$  : パラメーターモデルの桁内ケーブルのコスト  
 $(= \sum_{i=1}^3 (\alpha M_{,i} \cdot IC_{o,i}))$
- $\alpha M_{,i}$ : 供用状態におけるパラメーターモデルと基本モデルの補剛桁の曲げモーメントの比  
 $i=1$ : 側径間部断面(図-1の6または7)  
 $i=2$ : 中間支点断面(図-1の24または26)  
 $i=3$ : 中央径間中央断面(図-1の46)
- $IC_{o,i}$ : 基本モデルの桁内ケーブルのコスト  
 $i=1$ : 側径間連続用ケーブル  
 $i=2$ : 片持架設用ケーブル  
 $i=3$ : 中央径間連続用ケーブル
- $EC_p$ : パラメーターモデルの斜張外ケーブルのコスト  
 $(= 4 \sum_{j=1}^{16} (\beta_j \cdot ECo_{,j}))$
- $\beta_j$ : 供用状態におけるパラメーターモデルと基本モデルj番目(図-1)の斜張外ケーブル引張力の比
- $ECo_{,j}$ : 基本モデルのj番目(図-1)の斜張外ケーブルのコスト

### (1) 塔高に関する検討

塔高（主桁上縁から斜張外ケーブルの塔側における配置中心までの距離で、以下H（図-1）と表示する）として5m ( $H \approx L_2/24$ ただし $L_2$ : 中央支間長、

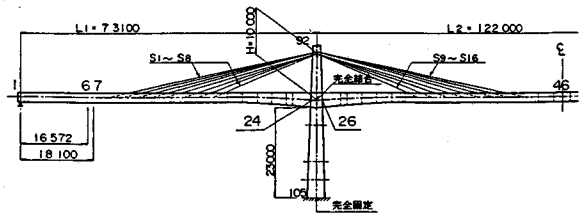


図-1 構造解析基本モデル

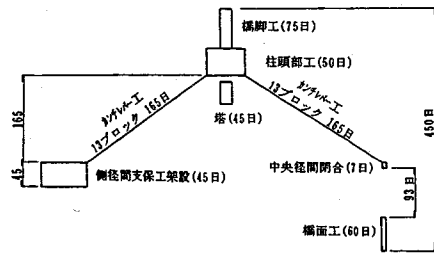


図-2 施工工程

- 凡例 (荷重) (断面力算出点)
- : CR + SH (側径間)
  - : Σ D (中央径間)
  - : L (側径間)
  - : Σ D + L (側径間)
  - (点線): 側径間
  - (点線): 中央径間
  - (実線): 中間支点

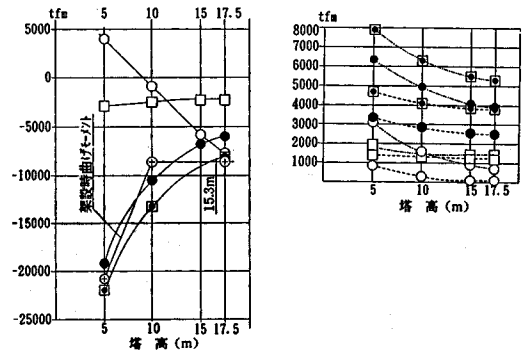


図-3 塔高と主桁曲げモーメントの関係

図-1)10m ( $H \approx L_2/12$ )15m ( $H \approx L_2/8$ ) および17.5m ( $H \approx L_2/7$ ) の4種類を選び各部材の断面力を算出した。以下この算出結果に基づき、各部材の挙動について検討し、適切と考えられる塔高について考察する。

#### a) 主桁の挙動

塔高を変化させた場合の主桁の曲げモーメントとたわみを図-3.4にそれぞれ示す。これらの結果から以下の事項を読み取ることができる。

- ① 図-4に示すように塔高の増加に伴ない見掛上

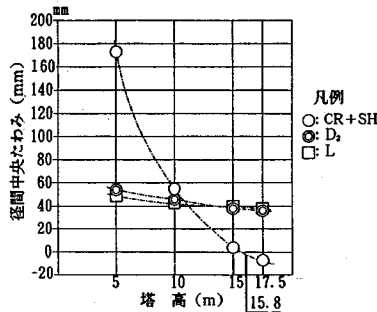


図-4 塔高の変化と主桁のたわみの関係

斜張外ケーブルの剛性が増加するため、後死荷重 ( $D_2$ ) と活荷重 ( $L$ ) による正のたわみは減少する。また、クリープたわみ ( $CR+SH$ ) は塔高が増すにしたがって正から負へと変化し、塔高が16m付近で反転する。このため、図-3に示すようにクリープ、乾燥収縮 ( $CR+SH$ ) による曲げモーメントは、塔高の変化に敏感に反応し、特に中間支点の曲げモーメントは、正から負へと大きく変動する。

- ② 図-3に示すように塔高が増すにしたがってクリープ乾燥収縮 ( $CR+SH$ ) による負の曲げモーメントを除く他の曲げモーメントは減少するが、その度合いは活荷重 ( $L$ ) よりも死荷重 ( $\Sigma D$ ) の方が、側径間部よりも中間支点、中央径間部の方が大きい。また、供用状態 ( $\Sigma D+L$ ) の曲げモーメントは、塔高が17.5m ( $\approx L_2/7$ ) になるとほぼ一定の値に収束する。したがって、本検討に仮定した条件下においては、塔高を  $L_2/7$  以上にする必要はないと判断される。
- ③ 図-3に示すように中間支点断面における架設中の曲げモーメントは、塔高が10m以上になると、最下段の斜張外ケーブルが緊張される直前のフリーカンチレバーの状態に常最大となり一定になる。この図は、塔高が15.3m ( $\approx L_2/8$ ) を超えると供用状態 ( $\Sigma D+L$ ) の曲げモーメントを架設時の曲げモーメントが上廻るため、中間支点断面の補強鋼材量が架設時の一時的な状態で決定されることを示している。したがって、このような不合理な設計を避けるために塔高は  $L_2/8$  以下とするのが適当である。

b) 斜張外ケーブルの挙動

塔高を変化させた場合の斜張外ケーブルの挙動についての解析結果を表-4、5および図-5に示す。これらの結果から以下の事項を読み取ることができる。

- ① 表-4に示すようにクリープ、乾燥収縮 ( $CR+SH$ ) による斜張外ケーブルの軸力は、塔高によ

表-4 活荷重による斜張外ケーブル引張力 (tf) および応力変動幅 (kgf/mm<sup>2</sup>)

| ケーブル番号   | 塔高 (m) | CR+SH | 後死荷重 | 全死荷重 | 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          |
| $S_2$    | 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          |
| $S_{10}$ | 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          |

注)  $S_1, S_2$  : 最上段外ケーブル (図-1)

$S_7, S_{10}$  : 内側2段目外ケーブル (図-1)

表-5 基本モデルの斜張外ケーブル引張力の経時変化 (tf)

| 架設段階         | 斜張外ケーブル番号 |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |   |   |   |   |   |   |   |
|--------------|-----------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|---|---|---|---|---|---|---|
|              | ①         | ②   | ⑤   | ⑦   | ⑧   | ⑨   | ⑩   | ⑫   | ⑭   | ⑯   | ①   | ②   | ⑤   | ⑦ | ⑧ | ⑨ | ⑩ | ⑫ | ⑭ | ⑯ |
| ③, ⑨緊張直後     |           |     |     |     |     | 440 | 440 |     |     |     |     |     |     |   |   |   |   |   |   |   |
| ⑦, ⑩緊張直後     |           |     |     |     | 440 | 430 | 430 | 440 |     |     |     |     |     |   |   |   |   |   |   |   |
| ⑤, ⑪緊張直後     |           |     |     |     | 429 | 419 | 420 | 430 |     |     |     |     |     |   |   |   |   |   |   |   |
| ⑤, ⑫緊張直後     |           |     |     | 420 | 427 | 416 | 417 | 428 | 420 |     |     |     |     |   |   |   |   |   |   |   |
| ③, ⑬緊張直後     |           |     |     | 417 | 423 | 413 | 414 | 424 | 417 |     |     |     |     |   |   |   |   |   |   |   |
| ③, ⑭緊張直後     |           |     |     | 400 | 415 | 421 | 410 | 411 | 421 | 415 | 400 |     |     |   |   |   |   |   |   |   |
| ②, ⑮緊張直後     |           |     |     | 399 | 414 | 419 | 408 | 408 | 420 | 414 | 399 |     |     |   |   |   |   |   |   |   |
| ⑤, ⑯緊張直後     |           |     |     | 380 | 411 | 424 | 427 | 414 | 415 | 427 | 424 | 411 | 380 |   |   |   |   |   |   |   |
| 構造系完成        | 372       | 405 | 420 | 425 | 413 | 405 | 412 | 399 | 380 | 346 |     |     |     |   |   |   |   |   |   |   |
| ケーブル終了時      | 355       | 385 | 395 | 383 | 365 | 384 | 389 | 375 | 353 | 315 |     |     |     |   |   |   |   |   |   |   |
| $\Sigma D+L$ | 373       | 407 | 419 | 414 | 394 | 418 | 426 | 411 | 387 | 345 |     |     |     |   |   |   |   |   |   |   |

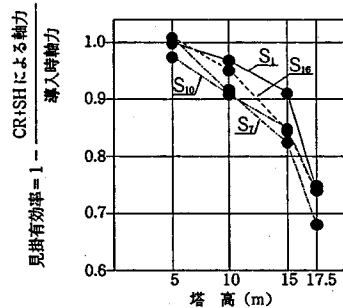


図-5 塔高と斜張外ケーブルの見掛け有効率との関係

って大きく変動し、塔高が15m ( $\approx L_2/8$ ) を超えると図-4に示すようにクリープたわみ ( $CR+SH$ ) が正から負へと反転するため急激に変化する。クリープ、乾燥収縮の最終歪および進行度は各種の影響要因によってかなりバラつくものであり、不確実さを伴うクリープ ( $CR$ )、乾燥収縮 ( $SH$ ) の影響の大きな構造は好ましくな

いので、不確実さの影響を小さくするために塔高は、 $L_2/8$ 以下とするのが適当である。

- ② 表-4に示すように設計活荷重(L)による斜張外ケーブルの応力度変動幅は、塔高とともに増加するが、塔高を17.5m ( $\approx L_2/7$ )としても斜張外ケーブルの活荷重による軸疲労は以下の理由により生じないものと判断される。
  - 橋の設計耐用期間中に設計活荷重(L)が疲労の生ずるほど多数回繰返し載荷されることが有り得ないのは文献10)に明らかである。また、疲労検討用活荷重を設計活荷重の50%<sup>11)</sup>と仮定すると応力変動幅は、最大2kgf/mm<sup>2</sup>以下となる。この応力変動幅を疲労強度とする活荷重の繰返し回数を文献12)により逆算すると約 $1.0 \times 10^{11}$ となる。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載荷されることはないので活荷重による軸疲労に関しては、問題ない。
  - 設計活荷重(L)による応力変動幅は、塔高とともに増加するが、一方応力変動の基準となる全死荷重作用時( $\Sigma D$ )の引張応力度は、塔高が増すにつれて減少し、斜張外ケーブル引張応力度の最大値も減少するため、疲労に関しては、より安全側となる。
- ③ 表-4に示すように供用状態( $\Sigma D+L$ )における斜張外ケーブル引張力は、塔高が増すにつれて減少する。これは、塔高が増すとともに増加する後死荷重( $D_2$ )、活荷重(L)による引張力をクリープ、乾燥収縮の影響が打消すためであり、塔高を増すことによって、ケーブルの有効利用を図ることができる。塔高の増加による斜張外ケーブル引張力の減少は、傾斜角が鉛直に近づく下段ケーブルほど大きい。
- ④ 表-5に示すようにほとんどの斜張外ケーブルの引張力は、初期引張力(表-5中の各斜張外ケーブルの最上段の値)を超えることはない判断される。したがってエクストラドーズド橋の斜張外ケーブルは斜張橋の斜材のように架設途中で何回も引張力の調整を行なう必要はなく、通常の桁内ケーブルと同様に取扱うことができる。
- ⑤ 図-5から、斜張外ケーブルの見掛けのリラクセーションについて次の事がいえる。
  - 塔高が5m ( $\approx L_2/24$ )の場合、クリープ、乾燥収縮(CR+SH)によって圧縮力ではなく引張力が発生し、そのため見掛有効率が増加しているものがある。現行のPC鋼材の見掛けのリラクセーションに関する規定は、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挙動を前提としており、当初の伸びが増加しながら生ずる見掛けのリラクセーションに対しては適用することはできない。したがって、現行の各種規準にしたがって設計を行なう場合には、引張力が確実に減少する $L_2/12$ 以上の塔高が適当である。

- 塔高を $L_2/12$ 以上とすれば斜張外ケーブルのリラクセーション挙動は、現行の見掛けのリラクセーションの規定を適用することができる。現行規定<sup>9)</sup>の見掛けのリラクセーションは5%以下であり、この程度斜張外ケーブルの引張力が減少しても、構造系全体への影響は小さいものと判断されるので、実際の設計において厳密な解析をする必要はない。例えば、見掛けのリラクセーションによる引張力の減少と等価な温度変化が斜張外ケーブルに生ずるものとして解析するのも一つの方法である。この場合、①で示したように、クリープ、乾燥収縮による斜張外ケーブルの引張力は塔高によって大きく変動するので、見掛けのリラクセーション率は、式(2)<sup>9)</sup>のような、クリープ、乾燥収縮の影響を考慮し得る方式によるべきである。

$$\gamma = \gamma_0 (1 - 2 \cdot \Delta \sigma_{PCS} / \sigma_{Pt}) \quad (2)$$

ここに、

- $\gamma_0$  : 初期引張応力度に応じた純リラクセーション率
- $\Delta \sigma_{PCS}$  : 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(図-5, CR, SHによる軸力による応力度)
- $\sigma_{Pt}$  : 緊張直後の斜張外ケーブルの引張応力度

#### c) 橋脚の挙動

塔高の変化による橋脚上下端曲げモーメントを図-6に、橋脚上端のたわみと固有周期を表-6にそれぞれ示す。これらの結果から以下の事項を読み取ることができる。

- ① 全死荷重( $\Sigma D$ )および供用状態( $\Sigma D+L$ )の曲げモーメントの変化は、塔高とともに増加し、塔高が17.5m ( $\approx L_2/7$ )になるとほぼ一定値に収束する傾向を示す。したがってa)項の②で述べたと同様、塔高は $L_2/7$ 以上にする必要はない。
- ② 塔高が増すにつれて後死荷重( $D_2$ )による曲げモーメントは減少するが、活荷重(L)による曲げモーメントは、逆に増加しており、この挙動も上記に示した事項の原因の1つである。
- ③ 地震(EQ)による曲げモーメントの静的解析結果(以下静的解)は、標準加速度応答スペクトルを用いた動的解析結果(以下動的解)を上廻っており、安全側の傾向を示している。特に地震時

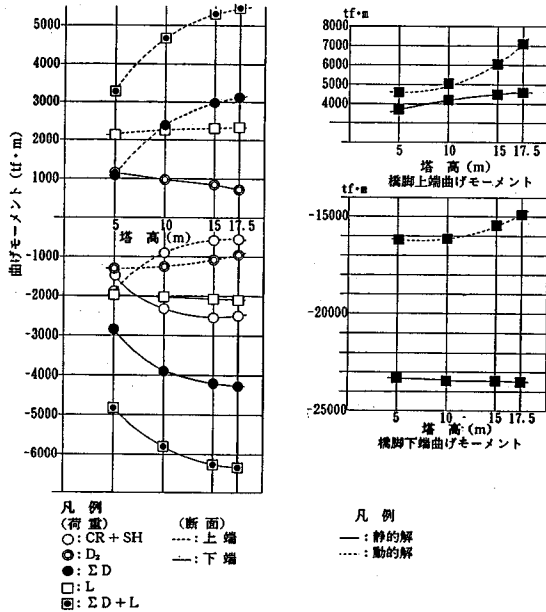


図-6 塔高と橋脚の供用時および地震時曲げモーメントの関係

表-6 橋脚上端たわみと固有周期

| 塔高 (m) | 橋脚上端たわみ (mm) |     | 固有周期 (秒) |
|--------|--------------|-----|----------|
|        | 静的解          | 動的解 |          |
| 5      | 32           | 27  | 1.08     |
| 10     | 32           | 27  | 1.08     |
| 15     | 33           | 27  | 1.08     |
| 17.5   | 33           | 24  | 1.10     |

が最もクリティカルである橋脚下端断面の曲げモーメントは、静的解が塔高とともにわずかに増加するのに対し、動的解は、逆に漸減しており、静的解で十分安全に設計し得ることを示している。橋脚上端曲げモーメントの動的解を除いた橋脚下端曲げモーメント、橋脚上端のたわみおよび固有周期 (表-6) は、塔高の変化に対してわずかな変化を示すのみであり、塔高が  $L_2/24$  から  $L_2/7$  の範囲にあっては、塔高の変化がこの構造の地震時の挙動に与える影響は小さいといえる。塔高 10m を基準とする場合、塔高が 5m 増減しても、橋脚下端曲げモーメントの変動は 5% 以下であり、橋脚、基礎の寸法を変える必要はない。

## (2) 斜張外ケーブル定着位置に関する検討

斜張外ケーブルの主桁側定着位置 (図-7 に示す b 区間の位置、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 ( $a/L_2$

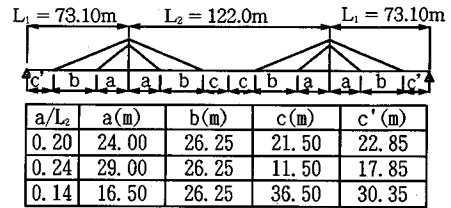


図-7 比較検討モデル

表-7 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 ( $D_1$ ) | 斜張外ケーブルストレス | CR+SH | 後死荷重 ( $D_2$ ) | 全死荷重 ( $\Sigma D$ ) | 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   | 3,731        |
| 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        |

= 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 ( $a/L_2 = 0.14$ ) について比較する。

### a) 主桁の挙動

表-7 に示すように、主桁の供用状態 ( $\Sigma D + L$ ) の曲げモーメントは、定着位置を橋脚から離すにつれて正の曲げモーメントが減少し、負の曲げモーメントが増加する。正の曲げモーメントの変化は、側径間で  $\pm 5\%$ 、中央径間で  $19\% \sim -12\%$  であり、負の曲げモーメントの変化 ( $-33\% \sim +28\%$ ) に比べ小さい。一般に、中間支点の曲げモーメントは小さい方が経済的であり、本検討結果によれば、主桁の挙動に関しては、定着位置は  $a/L_2 = 0.14$  が適当である。

### b) 斜張外ケーブルの挙動

図-8 に示すようにクリープ、乾燥収縮 (CR + SH) による斜張外ケーブルの軸力は、定着位置によって大きく変動する。また定着位置を基本モデルからタワー側に 7.5m 近づけたケースでは、最上段のケーブル ( $S_1$ ) に、引張力が発生しているが、このような現象は、(1) 節 b) 項⑤に示したように好ましいことではない。定着位置として  $a/L_2$  を 0.2 以上とすれば、このような現象を避けることができる。

### c) 橋脚の挙動

表-8 に示すように定着位置の変化による橋脚曲げモーメントへの影響は小さい。特に橋脚にとって最もクリティカルな地震時の橋脚下端曲げモーメントには、最大 3% 程度の差が生じているのみである。したがって、橋脚の曲げに関しては定着位置の影響は、無視しても問題はない。

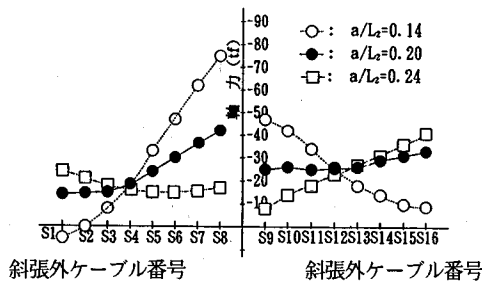


図-8 定着位置とクリープ、乾燥収縮による斜張外ケーブルの軸力の関係

表-8 定着位置と橋脚曲げモーメント (tf・m)

| 断面 | a/L <sub>2</sub> | 供用状態   |                |        | 地震時    |         |         |
|----|------------------|--------|----------------|--------|--------|---------|---------|
|    |                  | CR+SH  | D <sub>2</sub> | ΣD     | ΣD+L   | EQ      | ΣD+EQ   |
| 上端 | 0.14             | -1,427 | -1,202         | 1,682  | 3,920  | 3,660   | 5,342   |
|    | 0.20             | -872   | -1,203         | 2,384  | 4,655  | 4,249   | 6,633   |
|    | 0.24             | -241   | -1,232         | 2,548  | 4,807  | 4,619   | 7,167   |
| 下端 | 0.14             | 67     | 860            | -4,306 | -6,359 | -24,136 | -28,443 |
|    | 0.20             | -2,354 | 977            | -3,791 | -5,824 | -23,808 | -27,600 |
|    | 0.24             | -2,656 | 1,064          | -4,140 | -6,123 | -23,610 | -27,751 |

### (3) 主桁剛性変化に関する検討

主桁の剛性変化がこの構造の挙動におよぼす影響程度を把握し、現行設計規定のもとにおいて設計する場合の問題点を明らかにするために、主桁の剛性が何等かの原因（実際の構造物の断面諸元や主桁コンクリートの弾性係数と計算上の仮定値との相違、ひび割れの発生など）によって変化した状態について解析する。解析には、主桁剛性のみが当初剛性の25%と50%に、それぞれ均等に低下した状態を仮定する。

#### a) 主桁の挙動

主桁剛性が変化した場合の主桁の曲げモーメントとたわみを表-9および図-9、10に示す。これらの結果から、次の事項を読み取ることができる。

- ① 全死荷重 (ΣD) および供用状態 (ΣD+L) の曲げモーメントは、主桁剛性低下に伴ない全体的に減少している (図-9)。これは、斜張外ケーブルの主桁に対する相対剛度が増し、主桁がより剛に弾性支持されることになるためと考えられる。したがって、主桁の曲げに関しては、ヤング係数の低下やひび割れの発生などによって主桁剛性が均等に低下しても特に問題はなく、また、逆に何等かの理由で主桁剛性が増しても曲げモーメントの増加率は5%以下であり、特に危険はないと推定される。
- ② ①の結果より主桁の終局限界状態の曲げモーメントを供用状態と同様主桁剛性に变化はないも

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 <sub>2</sub> ) | 活荷重(L) |
|------|------|---------|-----------------------|--------|
| 中央径間 | 1.0  | 54      | 45                    | 45     |
|      | 0.5  | 124     | 72                    | 69     |
|      | 0.25 | 265     | 107                   | 105    |

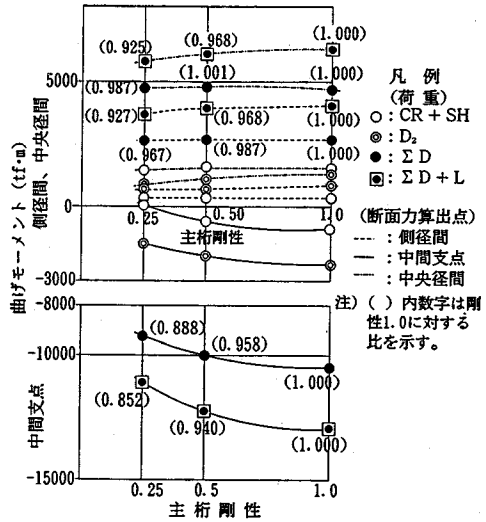


図-9 主桁剛性変化と主桁曲げモーメントの関係

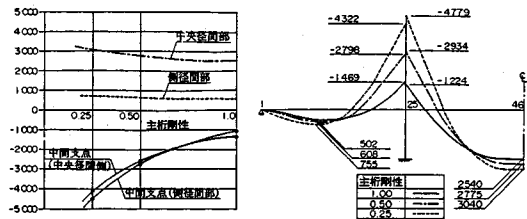


図-10 主桁剛性変化とセカンド力による不静定力の関係

のとして線形解析によって算出する方法は、部材剛性が変化する終局状態の実際の曲げモーメントよりも大きな曲げモーメントを算定することになる。したがって、線形解析により算出した曲げモーメントを用いて終局限界状態の検討を行なうと相当量の鋼材を追加しなければならないような場合には、断面力算定方法<sup>9)</sup>について十分検討するのが望ましい。なお、終局限界状態の断面力算定法については、(5)節においてより詳細に検討する。

- ③ 主桁剛性低下によって桁内ケーブルによる不静定曲げモーメントは、全体的に増加し、特に中間支点において著しい増加を示す (図-10)。主桁剛性が低下し、大きな変形が生ずる終局限界状態においては、プレストレス力などの強制変形

による不静定力は無視できるとする考え方もある<sup>9)</sup>が、この結果を見る限り少なくとも構造系としての破壊ではなく、部材および断面の破壊を終局限界状態とするような場合における本構造の終局限界状態の検討には、プレストレスによる不静定力は含めるのがよいと思われる。

- ④ 表-9に示すように主桁剛性が低下することにより、主桁のたわみは大幅に増加するが、その増加率は、荷重毎に異なっている。クリープ、乾燥収縮(CR+SH)によるたわみの増加率は主桁剛性の低下率を上廻るが、構造系完成後に載荷される後死荷重(D<sub>2</sub>)、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廻る。したがって、何等かの原因により主桁の剛性低下が予想される場合、活荷重のたわみ度などの供用性の検討においては剛性低下の影響を無視してもよい(ただし、主桁がパーシャリープレストレストコンクリート部材の場合は除く)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るのがよいと思われる。

b) 斜張外ケーブルの挙動

主桁剛性が変化した場合の斜張外ケーブルの軸力および応力度を表-10に示す。この表から、次の事項を讀取ることができる。

- ① クリープ、乾燥収縮(CR+SH)による斜張外ケーブルの軸力は、主桁の剛性変化に敏感であり圧縮力が増加するものと減少するものがある。この現象は、側径間と中央径間側でほぼ逆対称に表われている。
- ② 主桁剛性が仮に当初剛性の50%に低下したとしても、供用状態における斜張外ケーブルの引張力には、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、考慮する必要はない。
- ③ 主桁剛性が低下するとともに活荷重による応力変動幅も増加するが、疲労検討用活荷重を設計活荷重の50%と仮定した応力振幅は、1~4kgf/mm<sup>2</sup>であり、(1)節 b) 項②項で述べたと同様、軸疲労の心配はない。

c) 橋脚の挙動

主桁剛性が変化した場合の橋脚上下端の断面力とたわみを表-11に示す。この表から次の事項を讀取ることができる。

- ① 橋脚上端曲げモーメントは、主桁の剛性低下に伴ない供用状態(ΣD+L)においてはわずかに増加するが、地震時(ΣD+EQ)には、橋脚上端の主桁による回転拘束が解放されるため著しい減少を示す。主桁の剛性が0.5以下になると供

表-10 主桁剛性変化と斜張外ケーブル引張力  
単位：応力変動 … kgf/mm<sup>2</sup>，その他 … tf

| 斜張外ケーブル | 主桁剛性 | CR+SH | 後死荷重(D <sub>2</sub> ) | 全死荷重(ΣD) | 活荷重(L) |      | ΣD+L (最大張力)         |
|---------|------|-------|-----------------------|----------|--------|------|---------------------|
|         |      |       |                       |          | posi.  | neg. |                     |
| 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) |

表-11 主桁剛性変化と橋脚の曲げモーメント(tf・m) およびたわみ(mm)

| 主桁剛性 | ΣD    |        | ΣD+L  |         | EQ    |         | ΣD+EQ |       |         |
|------|-------|--------|-------|---------|-------|---------|-------|-------|---------|
|      | 上端    | 下端     | 上端    | 下端      | 上端    | 下端      | たわみ   | 上端    | 下端      |
| 1.0  | 2,384 | -3,791 | 4,655 | -5,824  | 4,249 | -23,808 | 32    | 6,633 | -27,600 |
| 0.5  | 2,262 | -5,397 | 4,873 | -7,676  | 2,533 | -25,559 | 37    | 4,796 | -30,957 |
| 0.25 | 2,041 | -8,094 | 5,044 | -10,754 | 1,038 | -27,020 | 42    | 3,080 | -35,114 |

- 用状態(ΣD+L)の方が地震時(ΣD+EQ)を上廻るようになるが、絶対値(4,873tf・m)は当初剛性における地震時の値(6,633tf・m)よりも小さいので問題はない。
- ② 橋脚下端断面曲げモーメントは、主桁剛性低下に伴ない、供用状態(ΣD+L)、地震時(ΣD+EQ)ともに急激に増加する。本橋のようなラーメン構造の場合は、地震時には主桁にもひび割れが発生し、主桁剛性が50%程度に低下することは十分有り得る<sup>13)</sup>ので、橋脚下端断面の耐荷力には、10%程度の余裕を持たせるのが望ましい。
- ③ 主桁の剛性低下により、地震時の水平たわみは5mm~10mm(16%~31%)増加するが、たわみがこの程度増加しても、伸縮継手などへの影響は小さいので問題ない。

(4) 塔の剛性変化に関する検討

(3)節と同一の趣旨で、塔の剛性が均等に低下した場合の構造挙動について検討する。

塔の剛性低下による主桁、斜張外ケーブルおよび橋脚の断面力は、表-12,13,14にそれぞれ示すとおりである。これらの表より塔の剛性変化の影響はわ



表-12 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 <sub>s</sub> ) | 全死荷重(ΣD) | 活荷重(L) | ΣD+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-13 塔の剛性変化と斜張外ケーブルの軸力(tf)

| 斜張外ケーブル | 塔剛性  | CR+SH | 後死荷重(D <sub>s</sub> ) | 全死荷重(ΣD) | 活荷重(L) |      | ΣD+L<br>(最大張力) |
|---------|------|-------|-----------------------|----------|--------|------|----------------|
|         |      |       |                       |          | posi.  | 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            |

表-14 塔表の剛性変化と塔および橋脚の曲げモーメント(tf・m)

| 塔剛性  | ΣD+L  |       |        |       | EQ    |         |       |       | ΣD+EQ   |    |    |  |
|------|-------|-------|--------|-------|-------|---------|-------|-------|---------|----|----|--|
|      | 塔     |       | 橋脚     |       | 塔     |         | 橋脚    |       | 塔       |    | 橋脚 |  |
|      | 下端    | 上端    | 下端     | 上端    | 下端    | 上端      | 下端    | 上端    | 下端      | 上端 | 下端 |  |
| 1.0  | 2,030 | 4,655 | -5,824 | 2,174 | 4,249 | -23,808 | 2,240 | 6,633 | -27,600 |    |    |  |
| 0.5  | 1,534 | 4,570 | -5,808 | 1,890 | 4,026 | -23,898 | 3,051 | 6,469 | -27,685 |    |    |  |
| 0.25 | 1,044 | 4,482 | -5,788 | 1,493 | 4,026 | -24,024 | 3,777 | 6,269 | -27,795 |    |    |  |

ずかであり,無視し得ることが明らかである。

(5) 終局限界状態における構造挙動の推定

(3) 節において,主桁剛性が低下した状態についての解析結果より,この構造の終局状態の挙動を推定しようと試みたが,この種の解析法では,この構造の終局限界状態の正確な挙動を知ることが困難なことが分かった。したがって,ここでは荷重増分法による非線形解析を実施し,より正確な終局限界状態における挙動を推定し,あわせてより簡便な解析法などについて考察することとする。非線形解析法として,以下の2つの解析法を考慮する。

■材料のみの非線形性を考慮した解析…… 非線形

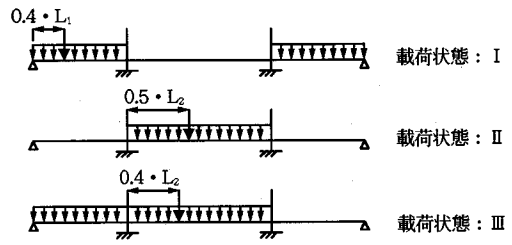


図-11 解析に用いる活荷重の載荷状態

解析法(1) という。

■材料と幾何学的非線形性を考慮した解析…非線形解析法(2) という。

なお,解析は,以下の条件のもとに行なう。

- ① 解析モデルは,基本モデルとする。
- ② コンクリートおよび鋼材の応力歪み曲線は,文献 9) によるが,斜張外ケーブルのみは,常に弾性的に挙動するものとする。
- ③ 荷重としては,自重,後死荷重および活荷重を考慮し,全て完成系に載荷されるものとする。また,活荷重については,図-11 に示す3ケースの載荷状態を考慮する。
- ④ 斜張外ケーブルの鉛直方向分力は,荷重として取扱い,その値は,(1) 節で定めた斜張外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 終局限界状態におけるプレストレス力による不静定力の取扱いについては,十分解明され,世界的にもコンセンサスが得られているとはいえないのが現状であり,妥当な解析法は,定め難い。したがって,本非線形解析においては,構造系は完全塑性を有していると仮定し,桁内ケーブルは抵抗材として取扱い,これによる不静定力は,終局限界状態においては消失するものと考え,無視することとした。
- ⑥ 主桁の M - φ 曲線の算定に用いる軸力は,(1) 節で定めた斜張外ケーブル引張力の水平方向分力による軸力を含めた全死荷重作用時(ΣD)の値とする。
- ⑦ 荷重は,1つの断面が曲げ破壊するまで死荷重と活荷重を同一比率で増加させる。

解析結果を表-15 および図-12,13 に示す。これらの結果から,次の事項を読み取ることができる。なお,載荷状態(II),(III)の主桁断面の曲げ破壊は,いずれも径間中央断面で生ずるが,斜張外ケーブル引張力が大きくなる載荷状態IIIについてまとめた。

1) 線形解析結果は,部材剛性の低下を考慮しても非線形解析結果と大きく異なり,線形解析法では,

終局限界状態における断面力を正しく算出できない。また、線形解析結果は、主桁の曲げに関しては安全側であるが、主桁のたわみ、斜張外ケーブルの引張力に関しては危険側であり、本構造の一般的な終局限界状態の構造解析法として適切であるとはいえない。ただ本解析結果の場合、終局荷重強度が供用状態の1.7倍程度において、主桁の等価剛性が初期剛性の25%に低下したとした線形解析結果は非線形解析結果とよく一致している。

2) 非線形解析法(1)の主桁の曲げモーメントは、非線形解析法(2)よりも10%程度小さめとなるが、十分実用的な解析法である。

3) 斜張外ケーブルが弾性限界を越えると、伸びが急激に増加するため、他の部材が健全であっても幾何学的非線形性が進展し、不安定となり構造系としての破壊が生ずると考えられるので、斜張外ケーブルは、終局限界状態にあっても弾性限界内にあることが望ましい。表-15に示すように本検討においては、主桁断面が曲げ破壊するより前に斜張外ケーブルは弾性限界に達しており、構造的な耐荷力が斜張外ケーブルによって決まる可能性の高いことを示している。したがってこの構造の安全性の確認には斜張外ケーブルの耐荷力が十分であること(弾性限界荷重≧終局限界引張力)を確認する必要がある。

4) 終局限界状態において斜張外ケーブルが弾性限界を越えないような設計供用状態における引張力を式(3)によって求めた結果は、以下に示すとおりであり、終局限界状態の荷重が、供用状態の2倍以下の場合には、許容引張力を、破断荷重の60%として十分安全である。

$$\alpha = \frac{0.75P_u + \Delta P_{s,L} - \Delta P_{u,L}}{P_u} \quad (3)$$

ここに、 $0.75 P_u$  : 弾性限界荷重(表-15, 脚注参照)

$\Delta P_{s,L}$  : 供用荷重による引張増加量

$\Delta P_{u,L}$  : 終局荷重による引張増加量

$P_u$  : 破断荷重

| 斜張外ケーブル ( $S_{15}$ )        |          |
|-----------------------------|----------|
| 終局荷重                        | $\alpha$ |
| $1.7 \times (\Sigma D + L)$ | 0.66     |
| $2.0 \times (\Sigma D + L)$ | 0.59     |

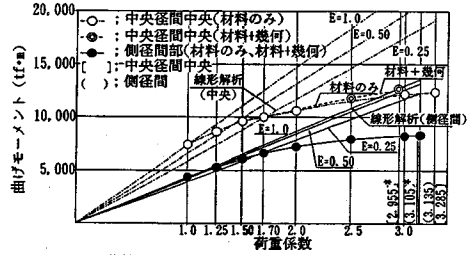
#### 4. 斜張外ケーブルの塔頂固定法について

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-14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

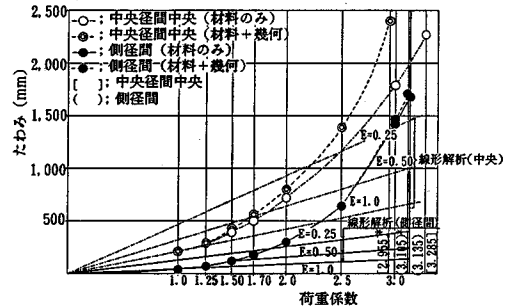
表-15 主桁断面曲げ破壊時および斜張外ケーブル弾性限界到達時荷重係数

| 側部  | 部           | 線形解析  |       |        | 非線形解析  |        |         |
|-----|-------------|-------|-------|--------|--------|--------|---------|
|     |             | E=1.0 | E=0.5 | E=0.25 | 解析法(1) | 解析法(2) | (1)/(2) |
| 側部  | 主桁断面破壊      | 1.91  | 1.97  | 2.08   | 3.135  | 3.105  | 1.01    |
|     | 斜張外ケーブル弾性限界 | 1.81  | 1.72  | 1.61   | 2.90   | 2.90   | 1.00    |
| 中央部 | 主桁断面破壊      | 1.71  | 1.91  | 2.16   | 3.285  | 2.955  | 1.11    |
|     | 斜張外ケーブル弾性限界 | 1.83  | 1.67  | 1.52   | 2.63   | 2.56   | 1.07    |

- 注) 1. 斜張外ケーブルの弾性限界引張力は、応力-歪み曲線より破断強度の75%とした。  
2. 線形解析は、非線形解析と同一荷重状態で行なった。

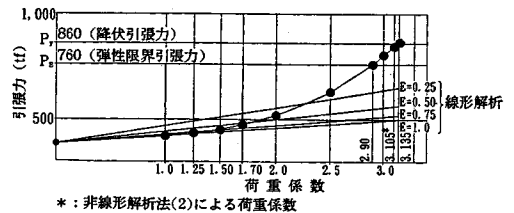


\* : 非線形解析(2)による終局時荷重係数

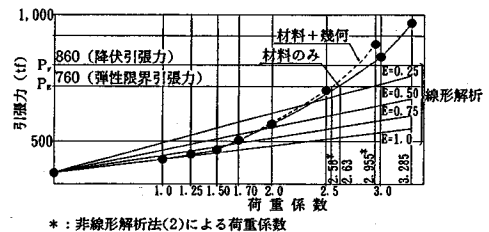


\* : 非線形解析(2)による荷重係数

図-12 荷重強度と曲げモーメント、たわみとの関係



(a) 側径間部 ( $S_2$ ) 斜張外ケーブル



(b) 側径間部 ( $S_{15}$ ) 斜張外ケーブル

図-13 荷重強度と斜張外ケーブル引張力との関係

方式はさらに保護管、使用ケーブルの耐久性によって橋りょうの供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、耐久性に勝れる材料を使用し、綿密な維持管理を行う必要がある。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なわれている定着方法であるが、定着具の配置、再緊張、ケーブルの取換え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、交換せずに桁側に緊張するようになれば、スペース ( $\Delta S$ 、図-15) は、小さくできるので、貫通固定方式とほとんど同様な配置が可能である。

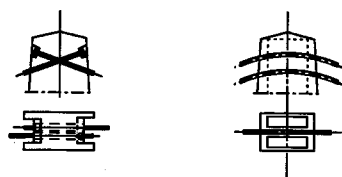
ケーブル定着具としては、取替えない場合は通常の内ケーブル用の定着具を、また取替え可能とする場合は、2重管方式の外ケーブル用定着具を用いる。

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。ただ、取替え可能とする場合には、取替え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。

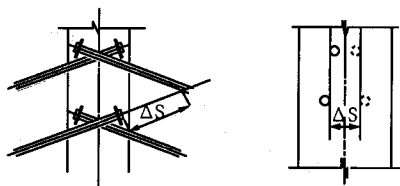
貫通固定部には、ケーブルを取替えない場合は単一の保護管が、また取替え可能とする場合には、内管と外管の2本の保護管より成る構造が用いられる。これらの保護管の材料には、グラウト材と化学反応を生ずるような材料を用いてはならない。(例、アルミ管とセメントグラウト) またケーブルとの接触により電触を生ずる様な異種金属も用いてはならない。

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 取替え可能な場合は、張力差に対し内管と外管が滑動を生じないよう、強固に固定されていること。



(a) 分離固定方式 (b) 貫通固定方式  
 図-14 斜張外ケーブルの塔頂固定法



(a) 高さ方向にスペースを確保する = 塔高の増  
 (b) 幅方向にスペースを確保する = 塔幅の増  
 図-15 分離固定方式の塔頂部固定法

## 5. 結論

エクストラードズド橋について、施工を考慮した実用的な線形解析を行ない、この構造の基本的な構造諸元である塔高、斜張外ケーブル定着位置を選定するための基準について検討した。また、コンクリートのヤング係数のバラつき、ひび割れの発生など何等かの理由により主桁または塔の剛性がそれぞれ均等に低下した状態がこの構造の供用状態の挙動に悪影響をおよぼすことがあるかどうかについて検討した。さらに、荷重増分法による非線形解析を行ない、終局限界状態の構造解析法、構造挙動についても検討した。

最後に本構造の重要な部材である斜張外ケーブルの塔頂固定法についての概念を示した。

これらの検討を通じ次の様な結論を得た。

1) 主桁の曲げモーメントのてい減効果、架設時と完成時の中間支点曲げモーメントのバランス、斜張外ケーブルのクリープ、乾燥収縮およびPC鋼材のリラクゼーションによる挙動およびケーブルのコスト (図-16) などの点から、塔高は、中央支間長の  $1/8 \sim 1/12$  が適当である。この範囲であれば橋脚、基礎への影響は小さいので、塔高は、高くする方が合理的である。

2) 斜張外ケーブルの定着位置を変化させても、桁自重による中間支点断面の曲げモーメントに明らかな差が生ずる以外は、他の荷重による断面力には明確な差は表れない。また斜張外ケーブルと桁内ケーブルのコストの概算結果にも明確な差は生じていない (表-16)。斜張外ケーブルの定着位置は、中

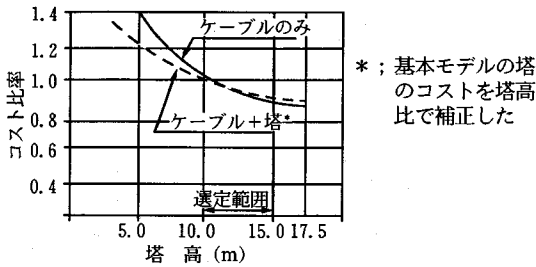


図-16 塔高とケーブルコストの関係

表-16 ケーブルの概算コスト比

| 種別      | $a/L_0$ | 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        | 0.45       |
| 斜張外ケーブル |         | 0.69       | 0.61        | 0.57       |
| 合計      |         | 1.01       | 1.00        | 1.02       |

間支点断面が合理的に設計できる限り、構造的な条件によらず、景観、施工性などの他の条件によって比較的自由に選んで差支えない。一般には、中間支点から最初の斜張外ケーブルの定着位置までの距離(図-7, a)は、中央支間長の0.16~0.20が適当である。この範囲であれば最初の斜張外ケーブルの定着位置は、中間支点に近い方が合理的である。

3) 斜張外ケーブルは、軸疲労の可能性は少なく、またPC斜張橋の斜材のような面倒な調整も不要であるため、通常の桁内ケーブルとほとんど同様に取り扱うことができる。斜張外ケーブルの見掛けのリラクゼーション率は、3章(1)節 b) 項に示す式(2)によるのがよい。

4) コンクリートのヤング係数のバラつき、ひび割れの発生などにより主桁の剛性が均等に低下しても、主桁の曲げ、斜張外ケーブルの応力および疲労に関しては、特に問題は生じない。主桁剛性変化の影響は主桁のたわみに関する供用性の検討に関しては無視できるが、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。ラーメン構造の場合、主桁の剛性低下により供用状態および地震時において橋脚下端断面の曲げモーメントが増加するので、下端断面の耐力には10%程度の余裕を見込むのがよい。

5) 部材または断面の破壊を終局限界状態とする場合、終局限界状態の断面力には桁内ケーブルによるプレストレスによる不静定力を含めるのがよいと思われる。

6) 塔剛性の均等な低下は、構造挙動にほとんど影響しない。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よって自由に選定してよい。

7) 線形解析は、主桁の曲げに関しては安全側であるが、主桁のたわみ、斜張外ケーブルの引張力に関しては危険側であり、本構造の終局限界状態の解析法としてはかならずしも適切ではない。ただ、本解析結果の場合、終局荷重強度が供用状態の1.7倍程度において、主桁の等価剛性が初期剛性の25%に低下した線形解析結果と非線形解析結果はよく一致している。

8) 材料のみの非線形性を考慮した解析結果と材料と幾何学的非線形性の両者を考慮した解析結果との差は、10%以内であり、材料のみの非線形性を考慮した解析で十分実用的な解が得られる。

9) 主桁断面の破壊に先行して、斜張外ケーブルは、弾性限界に達する可能性がある。斜張外ケーブルが弾性限界を超えると伸びの急激な増加による幾何学的な非線形性の進展により、構造系が不安定となり破壊するものと考えられる。したがって本構造の様な形式の終局限界状態の検討は、部材または断面の耐力の検討のみでは不十分であり、斜張外ケーブルが弾性限界を超えないことを確認する必要がある。

10) 終局限界状態の荷重が供用状態の2倍以下の場合には、斜張外ケーブルの許容引張力を破断荷重の60%として十分安全である。

謝辞：本論文をまとめるにあたり、信州大学工学部社会開発工学科の長 尚先生に貴重な御助言ならびに御指導を賜りました。ここに深く感謝の意を表します。また、小田原港橋をモデルとして使用することを許可して下さいた日本道路公団の方々、ならびに構造解析に際し御尽力頂いた、株式会社 日本構造橋梁研究所の酒井一、前田晴人両氏にも感謝致します。

#### 参考文献

- 1) J.Mathivat : Recent Development in Prestressed Concrete Bridges, *FIP notes*, 1988.2.
- 2) 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, 1989年1月.
- 3) (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年3月.
- 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年3月.
- 5) 小野寺勇, 今泉安雄, 春日昭夫, 岡本裕昭 : エクストラドーズド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, 1993年3月.

- 6) Umberto Gugliemetti : Swiss AutorouteN9 – Bridges over the Rhone at Riddes, *FIP notes*, 1990.1.
- 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, 1992年3月.
- 9) 土木学会 : コンクリート標準示方書 [平成3年版] 設計編, p.34, p.47, p.48, p.21, p.22, pp.24 – 29, p.32.
- 10) 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年7月.
- 11) 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年1月.
- 12) 日本道路協会 : 限界状態設計法に基づく道路橋示方書Ⅲ コンクリート橋編 [試案], 1991年.
- 13) 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年4月.
- 14) 小野薫,田中尚 : 建築物のリミットデザイン,理工図書, p.92, 1956年.

(1994.3.17 受付)

## STUDY FOR DESIGN OF EXTRADOSED PC HIGHWAY BRIDGES.

Masahisa KOMIYA

As Extradosed PC Bridge is expected as a new type which covers medium span of bridges between girder bridges and cable stayed bridges, the paper deals with a study of Extradosed PC Bridge. First of all, features of the new type were given for criteria of bridge type selection at planning stage. Linear and non linear analysis at both serviceability and ultimate limit states were then carried out to know more detailed characteristics, and necessary data and information for design were stated. From the results of Study, structure of this new type, Extradosed PC Bridge, was confirmed its reliability for safety design from the view point of reality.