

上和会高架橋 (工場製プレキャストセグメントPC橋) の主方向の設計について

日本道路公団 中部支社 豊田工事事務所

ドーピー・日本高圧共同企業体

同 上

同 上

橋場 幸彦

正会員 ○ 安森 浩

正会員 照沼 英彦

正会員 鈴木 巧

1. はじめに

上和会高架橋は、主として工期の短縮・省力化及び工事費の削減を目的として、工場にて製作されるショートラインマッチキャスト方式プレキャストセグメント工法による全外ケーブル PC17 径間連続 2 主箱桁橋 (最大径間長約 40m、橋長 631m) である (図-1)。本橋の構造は、図-2 に示すように、1 室箱桁形状で製作されたセグメントを RC 床版で接合した 2 主箱桁構造である。

設計は、限界状態設計によることを基本とし、使用限界状態、終局限界状態、疲労限界状態に対して、安全性の検討を行っている。しかしながら、その構造的な特長のために、設計の妥当性確認やねじり変形に対する横剛性の決定にあたって多径間 3 次元 FEM 解析モデルを多肢にわたり、用いて検討を行った。更に、終局限界状態の検討には、構造非線形性と材料非線形性を考慮したファイバーモデルによる弾塑性解析を行った。

本論文では、主方向の設計に関連した FEM 解析結果及び非線形解析結果の報告を行う。

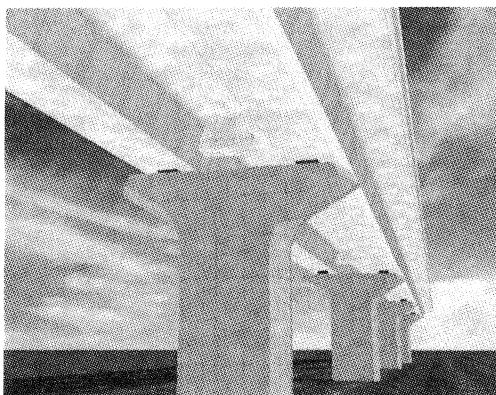


図-1 完成予想図

2. 橋梁概要

路線名：高速自動車国道第二東海自動車道横浜名古屋線 (第1種第2級)

橋梁形式：PC17 径間連続箱桁橋 (プレキャストセグメント工法)

橋長：631.00 m

支間：10×35.80 m + 7×39.00 m

幅員：全幅 16.0 m (上り線 3 車線)、15.52 m (下り線 3 車線)

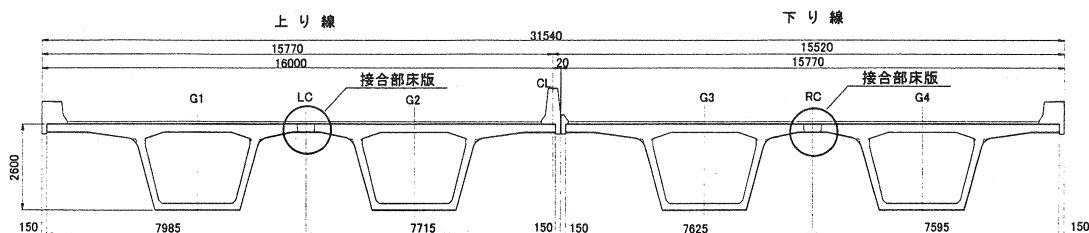


図-2 標準断面

3. 上部工構造の特徴

上和会高架橋の特徴を以下に示す。

1) 施工方法

- ①工場製作によるショートラインマッチキャスト方式プレキャストセグメント工法
- ②スパンバイスパン架設
- ③セグメント橋軸直角方向のプレストレスの導入は、セグメント製作場所におけるプレテンション工法
- ④セグメント架設後に RC 床版により 2 主桁を連結
- ⑤セグメントの橋軸方向の接合は、柱頭部セグメントと径間部セグメントにおいて場所打ちコンクリート目地、径間部セグメント相互はエポキシ樹脂接着目地
- ⑥主桁への橋軸方向のプレストレスの導入は、全外ケーブル構造

2) 材料

- ①高強度コンクリート (60N/mm^2) の使用
- ②外ケーブルの防錆を主たる目的とし、維持管理を考慮したエポキシ樹脂塗装 PC ストランドの使用
- ③セグメント橋軸方向場所打ち目地部コンクリートに繊維補強コンクリート、直角方向 RC 床版
接合部コンクリートに膨張+繊維補強コンクリートの使用

3) 設計方法

- ①設計は、限界状態設計を基本とする。
- ②限界状態は、使用限界状態、終局限界状態、疲労限界状態に対して、安全性の検討を行う。
- ③使用限界状態における安全性の検討は、設計耐用期間中十分な機能を保持するため、応力度の制限値に対して行う。主方向に関する安全性の検討項目は、表-1、2 に示すとおりである。
- ④終局限界状態における安全性の検討は、断面破壊に対して行う。また、外ケーブルに対しては材料ならびに構造非線形を考慮した弾塑性解析を行い、外ケーブル張力増分を考慮した終局限界状態の検討を行う。

表-1 使用限界状態におけるコンクリート部材の
安全性の検討項目

	引張応力 発生限界	ひび割れ 発生限界	ひび割れ 幅限界
曲げ(セグメント継目部)	○		
曲げ(その他)		○	
曲げ(接合部床版)	○		
せん断		○	

表-2 使用限界状態における PC 鋼材の
安全性の検討項目

P C 鋼 材	鋼材応力度の制限値
外ケーブル	$0.7f_{puk}$

- ⑤疲労限界状態における安全性の検討は、変動荷重による変動応力が小さいことから、自動車荷重による外ケーブル振動に対する安全性及び上床版接合部に対する安全性の確認を行う。

本文では上記の内、使用限界状態と終局限界状態に関する検討内容について報告する。

4. 構造系変化を考慮した FEM 解析

1) 解析概要

主方向の設計に用いた任意形骨組み解析に対して、架設時における構造系変化を考慮した FEM 解析を行い、設計値の検証を行った。FEM 解析は、図-3 に示す橋軸直角方向の変位を拘束した 1 主桁による 3 径間モデルを用い、導入プレストレス量は PC 鋼材の初期引張応力度の制限値の $0.76f_{pu}$ とした。本橋では、図-4 に示すような外ケーブルを中間支点の隔壁に架設順序に従ってラップ定着するため、架設時に片

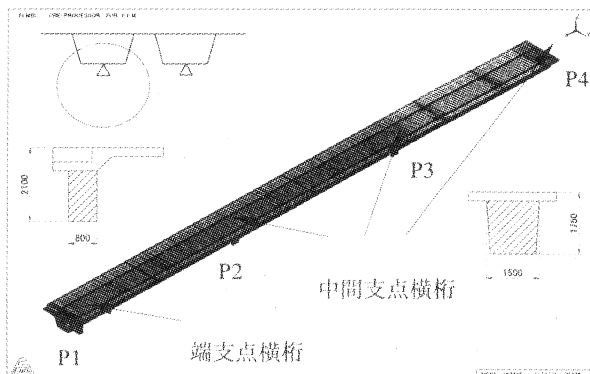


図-3 FEM解析モデル

側定着される本数を減らすことで隔壁に対する負荷を低減しなければならなかったため、外ケーブルを1主桁あたり架設時に4本、主桁を連結する接合部床版の施工後に2本緊張する。また、接合部床版の橋軸方向に対して、プレストレスを与え、PC構造として機能させることが必要であった。そのため、表-3に示す外ケーブルの分割緊張も考慮した荷重載荷ステップとした。

2) 解析結果

(1) 架設時の引張応力

本橋の主桁断面は、上床版の断面に対して、ウェブと下床版の断面の割合が極めて小さい。そのため、主桁の図心は高く、外ケーブルは、橋軸方向の全区間において、断面図心より下に配置されている。

本設計の骨組み解析によると、この偏ったプレストレス力による正の不静定曲げモーメントが自重の曲げモーメントに対して大きいため、架設時に中間支点付近の主桁下縁において、顕著な引張応力が発生している。そのため、外ケーブルプレストレスの導入量の調整を行い、引張応力の解消を図っている。

図-5に、中間支点付近の主桁下縁について、最終荷重ステップのFEM解析における橋軸方向応力分布を示す。セグメント継目部に着目した場合、引張応力が $-0.43 \sim -1.69 \text{ N/mm}^2$ 程度発生しているが、有効係数で低減したプレストレス導入量(0.6 fpu 前後)を考慮すると、 $0.06 \sim 0.92 \text{ N/mm}^2$ 程度の圧縮応力が確保されていることを確認した。

(2) 接合部床版の応力状態

接合部床版の橋軸直角方向は、図-6に示すダブル・ループ継手を用い、発生する引張応力をひび割れ発生限界に制御したRC部材である。橋軸方向の接合部床版は、2方向のRC構造は回避し、ひび割れを許容しないPC部材としての機能を図るため、当初からループの中に1S21.8を2本配置する計画であった。しかしながら、FEM解析によると、支間中央付近の接合部床版に対して極僅かな圧縮応力しか導入されないため、接合部床版施工後に2本の外ケーブルを緊張し接合部床版にプ

表-3 荷重載荷ステップ

STEP-1: 1径間目(主桁自重+外ケーブル4本)	STEP-4: 1径間目(接合部床版+外ケーブル2本)
STEP-2: 2径間目(主桁自重+外ケーブル4本)	STEP-5: 2径間目(接合部床版+外ケーブル2本)
STEP-3: 3径間目(主桁自重+外ケーブル4本)	STEP-6: 3径間目(接合部床版+外ケーブル2本)

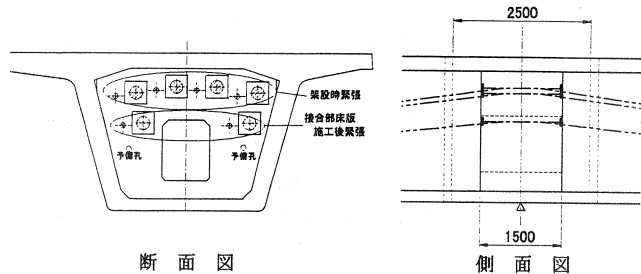


図-4 外ケーブル配置(中間支点隔壁)

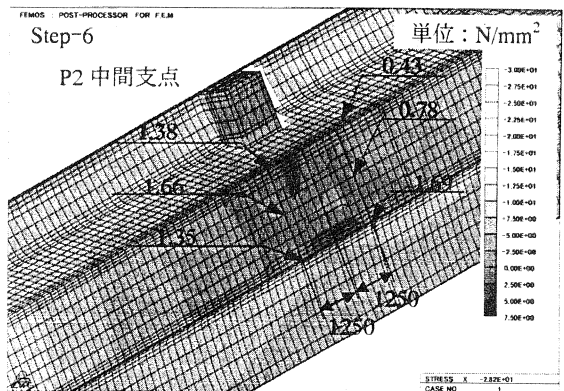


図-5 橋軸方向応力度分布(主桁下縁)

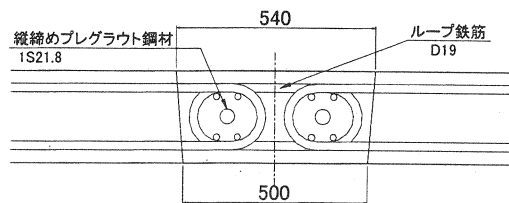


図-6 ダブルループ継手概要図

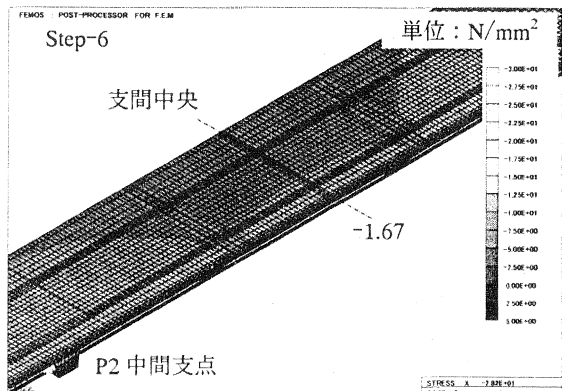


図-7 橋軸方向応力度分布(接合部床版)

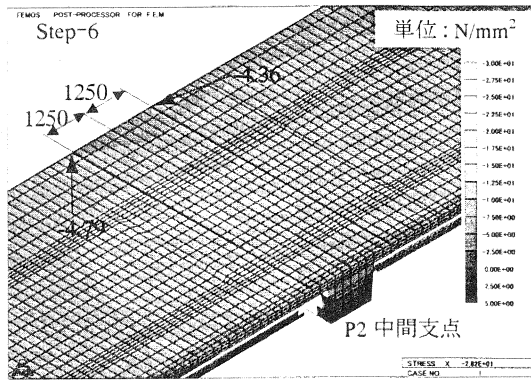
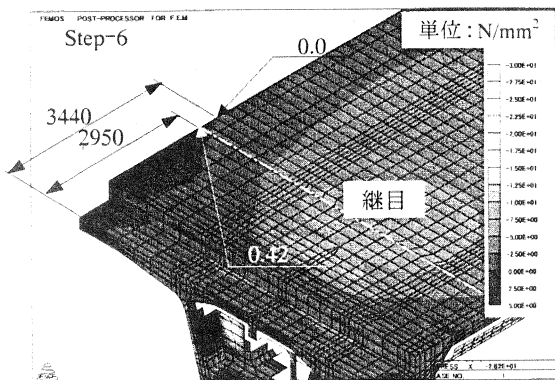


図-8 橋軸方向応力度分布 (張出床版・桁端部) 図-9 橋軸方向応力度分布 (張出床版・中間支点部)

レストレスを導入した。その分割緊張の効果は、図-7に示すとおり、支間中央付近において 1.67N/mm^2 の圧縮応力が導入されており、実橋の有効係数によるプレストレスの低減を行っても、輪荷重による引張応力を解消できる 1.32N/mm^2 程度の圧縮応力が導入されていることを確認した。

(3) 張出床版先端の応力状態

全外ケーブル橋の場合、張出床版先端に対してプレストレスが伝達しにくく、引張応力が解消できない可能性があるため、外ケーブル定着付近のセグメント継目部に対して、FEM 解析により確認した。張出床版先端における橋軸方向の応力度分布を端支点部を図-8に、中間支点部を図-9に示す。

端支点付近のセグメント継目における張出床版先端は、 -0.42N/mm^2 の引張応力であり、実橋の有効係数によるプレストレスの低減を行っても、 -0.25N/mm^2 程度の引張応力が残り、桁端から 3.5m の位置で圧縮応力にかわる。しかしながら、この局所的な引張応力は、輪荷重の引張応力を加えてもひびわれ発生限界制限値の 3.36N/mm^2 以下であり、RC 部材として配置鉄筋量を増加することにより十分に対処できると判断した。

中間支点付近のセグメント継目における張出床版先端は、外ケーブルの支点隔壁におけるラップ定着のため定着背面の引張応力の影響はなく、 4.0N/mm^2 前後の圧縮応力が導入されていた。また、実橋の有効係数によるプレストレスの低減を行っても、 3.0N/mm^2 以上の圧縮応力が導入されており、橋面荷重及び活荷重の引張応力を考慮しても圧縮状態が保持されることを確認した。この結果は、多径間連続桁構造における弾性支承の影響により、プレストレス力の伝達効率が良いことも寄与していると考えられる。

5. 主桁のねじりモーメントに対する検討

1) 解析概要

設計において、橋面荷重及び活荷重のねじりモーメントの算出は格子解析を用いている。1 主桁に対して 1 点査で支持されている本橋の構造は主桁の回転挙動の影響を受けるため、その影響が格子解析で十分に評価できているかどうかを FEM 解析を用いて確認した。

当初の主桁間における連結構造は、接合部床版に対して 2.5m ピッチにリブを設け、中間支点横桁を有しない構造であった。しかしながら、遮音壁等の橋面荷重による主桁の回転挙動により、接合部床版における橋軸直角方向の負の曲げモーメントが大きいことと端径間部における主桁のねじり

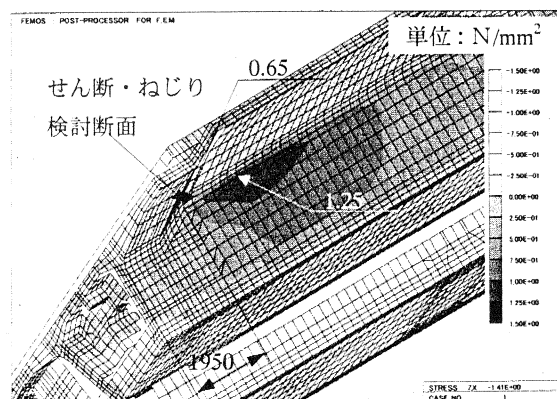


図-10 せん断応力度分布 (端支点部)

モーメントが大きいことが問題となり、中間支点横桁の有無の必要性に関して、2主桁を再現した3径間モデルによるFEM解析を用いて検討した。

2) 本構造に対する格子解析の妥当性

本橋の平面線形はR=4000mであり、曲率の影響によるねじりモーメントは小さいが、主桁の回転挙動の影響を受け、主桁にねじりモーメントが発生する。そのため、主桁のねじりモーメントに着目した上で、橋面荷重における端支点付近と中間支点付近に対するFEM解析値と格子解析値の比較を行った。FEM解析のせん断応力度分布に関して、端支点付近を図-10に中間支点付近を図-11に示す。せん断・ねじり検討断面（桁高1/2）の主桁図心位置において、せん断応力度にねじりせん断応力度を加えた格子解析値と比較した結果、端支点は切欠や打下し等複雑な形状のため、格子解析とFEM解析の差異が大きく、解析値にも30%程度の差が生じたが、中間支点はほぼ一致した結果が得られたため、本構造における格子解析の解析値が妥当であると判断した。

3) 中間支点横桁の必要性

本橋のような多径間連続桁構造において、中間支点横桁を有しない構造の場合、剛な横剛性は端支点横桁のみとなり、端支点付近に主桁のねじりモーメントが集中してくる傾向がある。図-12は、図-10の状態から中間支点横桁を除いた場合のせん断応力度分布図であり、端支点付近のせん断応力度が35%程度増加することを確認した。更に、引張応力をひび割れ発生限界の制限値以下に制御した接合部床版は、その施工後に載荷される橋面荷重や活荷重の偏載荷により主桁の回転挙動の影響を多分に受けるため、その負荷の低減に考慮して中間支点横桁を設けた。

6. 終局限界状態に対する非線形解析

1) 解析概要

支間長に着目して、短支間部（P1～P5 径間）と長支間部（P12～P16 径間）の非線形解析を行い、終局限界状態の外ケーブルの挙動について検証を行った。対象荷重は、死荷重（D）、活荷重（L）、外ケーブルプレストレス（P）を考慮し、道路橋示方書の① $P+1.3D+\alpha L$ 及び② $P+\alpha(D+L)$ の2式に対して、荷重増分係数 α を0.001ずつ増加させて

載荷を行った。荷重増分係数 α が、①は2.5以上、②は1.7以上の係数になるかを確認し、その終局荷重時における外ケーブルの張力増加量がどの程度発生しているかの確認を行った。載荷パターンを図-13に示す。

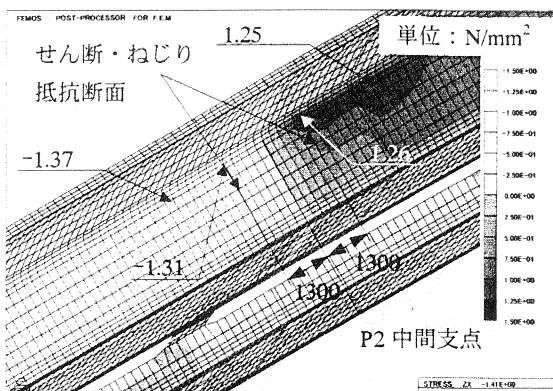


図-11 せん断応力度分布（中間支点部）

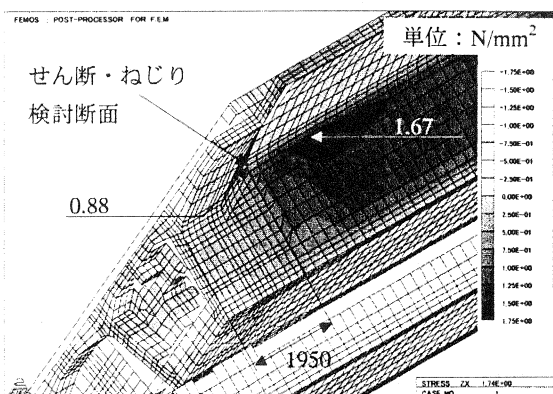


図-12 せん断応力度分布（端支点部、中間支点横桁無）

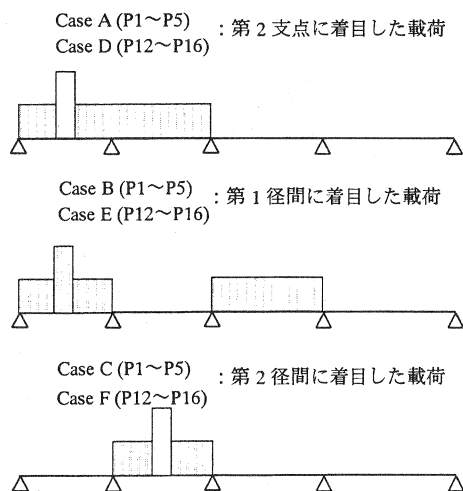


図-13 載荷パターン

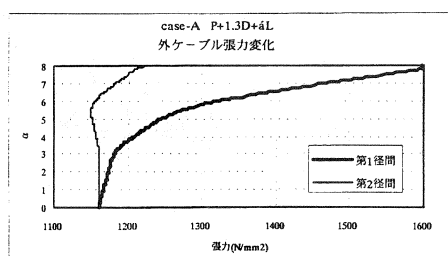


図-14 外ケーブル張力変化 (P1~P5)

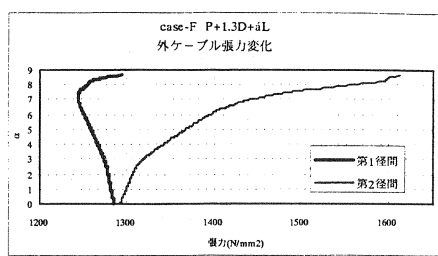


図-15 外ケーブル張力変化 (P11~P16)

偏向部のケーブル要素は、外ケーブルにおける滑動は考慮せずピン固定とした。

2) 材料特性 (応力-歪み曲線)

コンクリート、外ケーブルの材料特性は、コンクリート標準示方書に準じたものとした。

3) 解析結果

荷重増分係数 α が死荷重に乗じられていない①式の荷重の中で、終局時の破壊形態及び外ケーブルの張力増加量から、P1~P5 径間では第1径間を P11~P16 径間では第2径間の外ケーブルに着目し、図-14、15に外ケーブル張力変化図を示す。

(1) P1~P5 径間

図-14は、Case Aの载荷パターンであり、支点 P2 付近のコンクリート部材が圧縮破壊した。最終的な外ケーブルの張力増加 $\Delta \sigma_p = 430.9 \text{ N/mm}^2$ となり、荷重増加係数 α は 7.75 であった。

(2) P11~P16 径間

図-15は、Case F ($P+1.3D+\alpha L$) の载荷パターンであり、P14 支点付近のコンクリート部材が圧縮破壊した。最終的な外ケーブルの張力増加 $\Delta \sigma_p = 311.6 \text{ N/mm}^2$ となり、荷重増加係数 α は、8.55 であった。

今回の解析結果の集計を表-4に示す。

表-4 解析結果

	荷重 Type	適用式	α	第1径間	第2径間	第3径間	第4径間
				ΔP	ΔP	ΔP	ΔP
				N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
P1 ～ P5	A	P+1.3D+ α L	7.75	430.894	57.353	2.736	0.888
		P+ α (D+L)	2.79	413.697	63.309	9.293	68.327
	B	P+1.3D+ α L	7.85	443.264	49.552	67.615	23.038
		P+ α (D+L)	2.77	419.148	50.435	43.025	43.476
	C	P+1.3D+ α L	9.95	41.598	434.902	52.026	16.270
		P+ α (D+L)	3.12	164.956	218.986	22.476	157.311
P11 ～ P16	D	P+1.3D+ α L	6.7	313.355	47.897	2.407	0.788
		P+ α (D+L)	2.9	327.114	59.459	15.440	157.964
	E	P+1.3D+ α L	6.6	334.657	46.109	54.594	18.465
		P+ α (D+L)	2.51	328.571	46.676	37.434	40.700
	F	P+1.3D+ α L	8.55	41.141	311.635	47.605	23.971
		P+ α (D+L)	2.92	155.965	237.922	29.622	179.238

②式 $P+\alpha(D+L)$ では、荷重増分係数 α が死荷重にも乗じられるため、①式 $P+1.3D+\alpha L$ に比べ、 α の値が低くなっているが、道路橋示方書の 1.7 を超えており、終局限界状態時の安全性は確保されている。

PC 鋼材張力増分に関しては、活荷重 L のみに α を乗じている式①の最小値 431 N/mm^2 (P1~P5 径間)、 312 N/mm^2 (P12~P16 径間) を曲げ破壊安全度の検討に使用した。また、使用限界状態の PC 鋼材応力度にこの PC 鋼材張力増分を付加した場合、PC 鋼材の降伏点応力度以下であることを確認した。

参考文献

- 1) (社) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編・耐震設計編 (平成 8 年)
- 2) (社) プレストレストコンクリート技術協会：

外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法設計施工基準 (案) (平成 8 年 3 月)