

軸引張力と曲げモーメント作用下における PC 部材の挙動に関する研究

幸左賢二¹・小林和夫²・森田信彦³・金海 鉦⁴

¹正会員 Ph. D 阪神高速道路公団 工務部 (〒541 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

²正会員 工博 大阪工業大学工学部 土木工学科 教授

³正会員 オリエンタルコンサルタンツ (株) 大阪支社

⁴正会員 (株) 国際建設技術研究所

最近の橋梁等における新構造手法の開発に伴って、使用状態の設計荷重作用時には PC 部材としての圧縮力が卓越するものの、終局状態には主として軸引張力によって決定される構造が増加しつつあることから軸引張力-曲げモーメント作用下の部材挙動の評価が重要視されている。そこで、まず斜版付 PC 箱桁橋をプロトタイプモデルとして、軸引張力-曲げモーメント作用下における耐荷性状および変形挙動を実験的に評価した。ついで、既往の応力-ひずみモデルを用いて、実験結果との比較を実施し、モデルおよび解析手法の有効性を検討した。また、これらの実験から得られた引張剛性を考慮した材料特性を用いて、橋梁全体系の非線形耐荷力解析を実施し、断面力の再配分および引張剛性の効果を検討した。

Key Words: non-linear analysis, PC, tension, tension stiffness, load-deformation

1. はじめに

現在まで軸圧縮力および曲げモーメント作用下における PC 部材の挙動については、種々の実験および解析的研究が実施され、その耐荷力および変形挙動の評価手法はかなり確立されている状況である。一方、軸引張力および曲げモーメント作用下における PC 部材の挙動については、使用事例そのものが少なく、試験的にも複雑で大規模となることから、その終局時挙動を実験的に検討した研究はきわめて少ない状況にある。しかしながら、最近の新構造手法の開発に伴って、斜版付 PC 箱桁橋、PC トラス橋や吊り床版橋のように使用状態の設計時には PC 部材として圧縮力が卓越するものの、終局状態が軸引張力によって決定される構造が増加しつつある。すなわち、終局時には軸引張力により部材断面の全部もしくは大部分が引張域となることによって破壊に至る構造系が増えており、軸引張力作用下の挙動の詳細な評価が望まれる。軸引張力作用を受ける部材の耐荷力や変形挙動に関する既往の実験的研究の代表例としては、次のようなものがある。

①軸引張力作用下における変形挙動評価

軸引張力を受ける部材の非線形変形挙動においては、引張ひびわれ発生後の引張剛性変化の評価が実験的、解析的にも困難を伴うことが多い^{1),2)}。Collins ら³⁾は次のような手法で、コンクリートの平均応力と平均ひずみとの関係を導いた。もし、PC 部材中の鉄筋が降伏してい

ないときには、次式が成立する。

$$\varepsilon_c = \varepsilon_s = N_s / (A_s \cdot E_s)$$

$$N_s = N - N_c$$

$$N_c = A_c \cdot f_c$$

(1)

ここで、 ε_c : コンクリートの平均ひずみ

ε_s : 鉄筋の平均ひずみ N_s : 鉄筋の分担力

E_s : 鉄筋のヤング係数 N : 作用軸引張力

N_c : コンクリートの分担力 A_s : 鉄筋の断面積

A_c : コンクリートの断面積 f_c : コンクリートの平均応力

鉄筋ひずみが弾性領域内にあるときは、平均ひずみから鉄筋の分担力 (N_s) を求め、作用軸力から鉄筋分担力を引き、コンクリート分担力を推定することができる。

既往の各種の実験結果を整理することによって、 $\varepsilon_{cf} > \varepsilon_{cr}$ の場合に対して次の関係式を導いている。

$$f_c = \alpha_1 \alpha_2 f_{cr} / (1 + \sqrt{500 \varepsilon_{cf}})$$

(2)

ここで:

f_c : コンクリートの平均応力

f_{cr} : コンクリートのひびわれ発生応力

α_1 : 鉄筋の付着特性に対する係数 (0~1.0)

α_2 : 作用荷重の特性に対する係数 (0.7~1.0)

ε_{cf} : コンクリートの平均ひずみ

ε_{cr} : コンクリートのひびわれ発生ひずみ

しかしながら、ひびわれ面で鉄筋応力が降伏点に達すると、鉄筋はその位置で降伏するので、他の位置では降伏しなくとも、鉄筋の平均ひずみと平均応力の弾性的関

係は失われる。そこで、玉井・島⁴⁾は鉄筋コンクリート棒要素の両引き試験結果から、鉄筋の応力分布形を余弦関数に、またコンクリートの引張剛性を鉄筋が降伏しても変化しないと仮定することによって、新たな実験式を提案している。

②軸引張力作用下におけるせん断耐力評価

コンクリート標準示方書の強度累加式を適用して引張軸力作用下のせん断耐力を評価しようとするときには、引張軸力作用に伴うコンクリート分担力の低下および、ひびわれ発生方向が45°ではなく作用引張軸力に対して直交面方向に傾くことによるせん断補強筋分担力の低下を、考慮する必要があるといわれている。以上の点に関して、コンクリート標準示方書改訂資料⁵⁾では、Haddadinらの実験結果を用い $\beta_n = 1 + 2M_0/M_d$ (β_n :せん断耐力の軸方向力の寄与に関する係数, M_d :設計曲げモーメント, M_0 :設計曲げモーメントに対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント)を用いて安全を期すとしている。また、田村⁶⁾は実験的検討から標準示方書式に対する補正式を提示している。これに対して、Collins⁷⁾は、ひびわれの発生しているコンクリート要素をマクロ的に捉えて一種の連続的な要素と考え、その平均応力と平均ひずみに対する要素内の力の釣り合いおよび変形の適合条件から解く、いわゆる、修正圧縮場理論の提案を行っている。

以上のように、軸引張力作用下の部材挙動に関して基礎的研究はなされているものの、実構造部材では軸引張力のみが作用することは非常にまれであり、曲げモーメント等も作用するのが一般的である。しかし、現状ではこのような軸引張力—曲げモーメント作用下での部材挙動に着目した実験的検討は非常に少ない。そこで本研究はこれら既往の研究成果をふまえ、まず終局時が主として軸引張力で支配される斜版付PC箱桁橋をプロトタイプモデルとして、その軸引張力—曲げモーメント作用下の耐荷性状と変形挙動を実験的に検討した。ここでは、作用軸引張力と曲げモーメントとの比および、せん断補強筋量をパラメーターとした、実橋の1/3スケール供試体による実験を実施した。次いで、既往の軸引張力作用下の変形モデルを基本として解析的検討を実施し、軸引張力—曲げモーメント作用下におけるこれらのモデルと解析手法の有効性を評価した。最後に、これらの実験と解析から適用性を検証した、引張剛性考慮の材料特性を用いて橋梁全体系の非線形耐荷力解析を実施し、線形解析値と対比することによって力の再分配および引張剛性の効果を評価した。

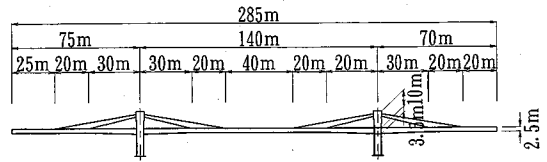


図-1 橋梁一般図

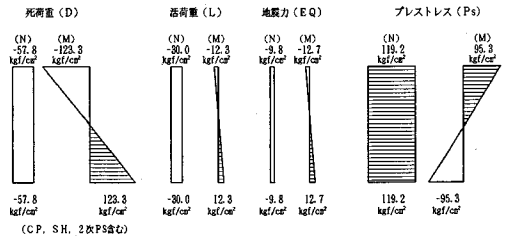
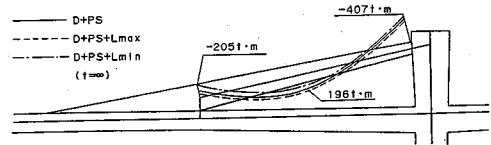


図-2 斜版形状および応力図

2. モデル橋梁 (斜版付箱桁橋) の特徴

(1) 橋梁の特徴

モデル橋梁は図-1の橋梁一般図に示すように、橋長285m (75+140+70)の3径間連続斜版付PC箱桁橋 (以下斜版橋と呼ぶ) である。斜版橋とは通常の箱桁橋に対し斜材をコンクリートで被覆したPC部材を有する構造である。斜材を有することから、斜張橋の特殊工法とも考えられ、斜版のトラス効果により、主桁高を低くすることができる。また、部材をコンクリートで被覆し、PC部材とすることにより、①斜材は腐食から防護され、風に対する防振効果を有する、②ケーブルの応力変動が小さく疲労問題が少ない、③全体剛性が増すことから、変形量を小さく抑えることができる、などの長所を持っており、経済的にも支間100~200mの橋梁では、PC箱桁やPC斜張橋とも競合することができるといわれている。施工例として国外ではスイスのガンター橋があり、国内においては三陸鉄道小本川橋梁がこの形式に属しており、現在JR東日本において東北本線名取川橋梁が建設中である。本解析対象モデルを現行の道路橋示方書に基づき検討すると、主桁高が中間支点部3.5m、側径間部2.5mとなり、箱桁橋での中間支点高8.0mに比べて、大幅に桁高を小さくすることができる。また、中間支点上の曲げモーメントは死荷重による約18000tf・mに対し、斜材緊張力により約8000tf・mを相殺でき、さらに斜版のトラス効果により圧縮軸力が約7000tf作用

表-1 部材安全率一覧表

部材番号	α	β	
主	①	14.4	4.1
	②	9.1	3.2
桁	③	6.7	3.6
	④	14.0	3.7
斜版	A	5.8	2.6
	B	5.3	2.5
	C	5.3	2.8

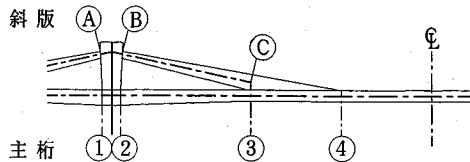


図-3 着目断面図

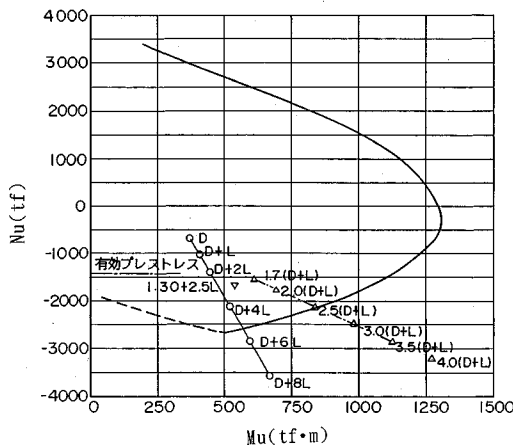


図-4 斜版-主塔結合部のN-M相関曲線図

する。断面あたりでは死荷重曲げモーメントによる作用引張応力 108 kgf/cm^2 に対して 37 kgf/cm^2 の圧縮応力と 48 kgf/cm^2 の正の曲げ応力が働く。一方斜版に作用する橋軸方向曲げモーメントは図-2に示すように斜版-主塔結合部が斜版-主桁結合部に比べて大きい値となる。さらに、主塔側部材断面 ($150 \times 80 \text{ cm}$) は主桁側部材断面 ($350 \times 50 \text{ cm}$) に比べて小さいことから、作用応力度が大きくなり、構造上留意すべき断面となる。主塔側部材断面における活荷重作用時のケーブル応力変動は 3 kgf/mm^2 と一般斜張橋部の 10 kgf/mm^2 程度に比べて著しく小さい値となり、応力疲労問題に対しては非常に有利な構造であることがわかる。なお、斜材ケーブルは斜版コンクリート完成後の設計荷重に対して 720T 型ケーブル (27S15.2) が 4 本必要となる。

(2) 簡易耐荷力解析

道路橋示方書⁸⁾に基づいて設計された斜版橋の耐荷力

特性を簡易に調べるために、断面における抵抗モーメントを求め、設計荷重に対してどの程度の安全率を保有しているかを照査した。すなわち、主要断面についての終局時軸力-モーメント (以下 $N-M$) 相関曲線と荷重増加ステップごとに剛性を一定とした全体系モデルの線形フレーム解析から得られた断面力 (N, M) をプロットし、両線の一致する点を破壊荷重と定義し、そのときの荷重係数を求める。図-3に着目断面図、表-1に部材安全率一覧表、図-4に斜版-主塔結合部の $N-M$ 相関曲線図を示す。表-1に示すように、 $D+aL$ (設計死荷重を一定とし、設計活荷重の何倍までの耐力があるかの照査) においては主桁の斜版接合部において安全率が 6.7 となるが、斜版-主塔結合部での安全率は 5.3 と最もクリティカルになる。また、 $\beta(D+L)$ (設計荷重の何倍まで耐力があるかの照査) においても主桁中央断面で安全率が 3.2 と比較的小さくなるが、斜版-主塔結合部での安全率が 2.5 ともっともクリティカルな断面であることがわかる。図-4 斜版-主塔結合部断面の $N-M$ 相関曲線に示すように、 $D+aL, \beta(D+L)$ の荷重増加に伴い、引張軸力が増加するが、部材断面の下縁側が終局圧縮ひずみに達することによって破壊が発生する。しかしながら、前述のように、このような引張軸力卓越下の部材挙動については、従来十分な検討が実施されていない。このため次節に述べる実験的手法により、終局耐力および設計手法の妥当性を確認した。

3. 耐荷挙動評価実験

(1) 実験の要因

引張軸力と曲げモーメント作用下の PC 棒部材の挙動を評価するため、以下に示す項目を調査検討した。

① 軸引張力-曲げ作用下での耐荷力確認

作用する軸引張力と曲げモーメントの比率によって終局時の部材挙動が異なると考えられるので、これらの比率をパラメーターとした実験を実施した。すなわち、図-5に示すように、あらかじめプレストレス力による高圧縮力が導入されている PC 部材断面に実橋における低軸力比荷重増加タイプ ($\beta(D+L)$: β = 荷重係数, D = 死荷重, L = 活荷重, 図-4に示すように引張軸力増加に比べ曲げモーメント増加が大きいタイプ) と高軸力比荷重増加タイプ ($D+aL$: a = 荷重係数, 図-4に示すように曲げモーメントの増加に比べ引張軸力増加が大きいタイプ) および軸力のみを増加させるという 3 種類の作用荷重を設定した。

② 変形挙動

軸引張力下の伸び変形状 ($N-\epsilon$ 関係) には、ひびわれ発生状況、鉄筋の抜け出し等が大きく影響すると考えられる。また構造物全体の終局時挙動解析には、部材耐

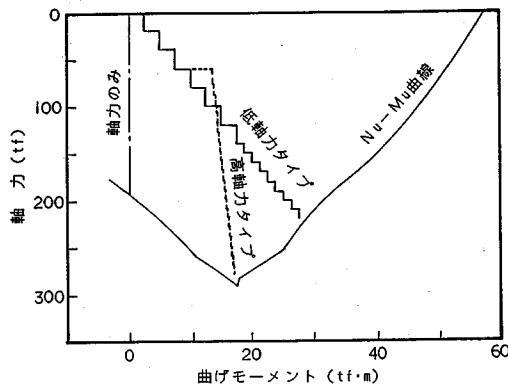


図-5 載荷経路図

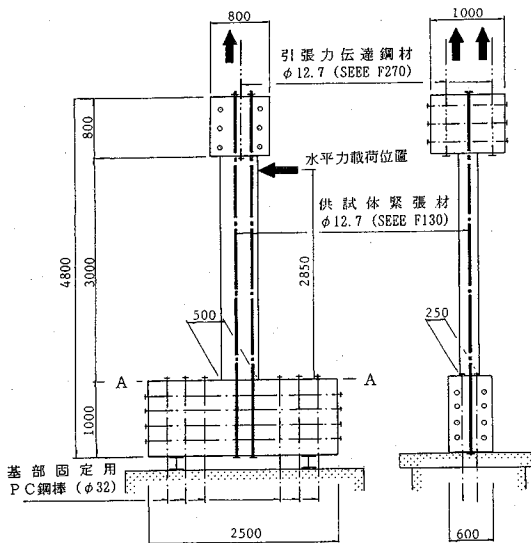


図-6 実験供試体

表-2 実験要因組合せ

供試体No	荷重タイプ	PC鋼材	せん断補強		
			補強方法	スラッグ	軸方向鉄筋
No.1	低軸力	2-F130T	最小せん断補強	D10 @200mm	4本-D10
No.2	低軸力	2-F130T	せん断補強のみ	D10 @150mm	6本-D10
No.3	高軸力	2-F130T	現行設計	D10 @100mm	10本-D10
No.4	軸力のみ	2-F130T	〃	D10 @100mm	10本-D10
No.5	低軸力	2-F130T	〃	D10 @100mm	10本-D10

(注1) 高軸力タイプとはD+αLに相当する荷重組合せを示す。
(注2) 低軸力タイプとはβ(D+L)に相当する荷重組合せを示す。
(注3) 軸力のみとは外力として引張力のみを加えた場合を示す。
(注4) せん断補強の現行設計とは、ねじりとせん断に対する鉄筋量を配置した場合である。

力のみならず変形性能も大きく影響することから引張軸力と曲げモーメント作用下でのN-ε関係を実験的に把握し、作用荷重の変化に伴う変形挙動を検討した。

③せん断耐力の確認

せん断ひびわれが発生した場合、軸引張力によりひびわれが部材軸を直角に横切る方向に傾斜して進展しせん

表-3 使用材料の物理定数

コンクリートの物理試験結果

供試体No	圧縮強度 (kgf/cm ²)	静弾性係数 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	曲げ強度 (kgf/cm ²)
No.1	605	360,000	45	58
No.2	597	349,000	39	66
No.3	618	380,000	42	69
No.3	500	325,000	40	60
No.3	514	370,000	37	62

PC鋼材の材料試験結果 (SWPR7B)

引張強度 (kgf/mm ²)	降伏強度 (kgf/mm ²)	弾性係数 (kgf/mm ²)	伸び (%)
200	171.20	19,400	6.7

断耐力の低下が予想される。そこで、軸引張力作用下でのせん断耐力を評価するために、モデル橋梁の部材設計においてせん断およびねじりから定まる実橋設計の鉄筋量を忠実に補強鉄筋量として考慮したもの、設計せん断力のみを考慮したもの、道路橋示方書の最小鉄筋量のみを考慮したものの3ケースの補強量を取り上げた。

(2) 供試体作製

供試体は上述の3項目を検討するため表-2に示す5体の供試体を作製した。供試体形状は図-6に示すように1/3程度の縮尺とし、実橋の終局時耐力決定断面である斜版主塔接合部の断面800×1500mmを250×500mmの寸法に置換した。また、柱高さは、ひびわれや変形状態を計測するため、部材断面せいの6倍程度の3.0mとした。プレストレス力の導入に際しては、SEEE工法のF130T(断面積6.91cm²、引張荷重130.9t)を2本用いて基部側をデッドアンカー、頂部側を緊張端とし、偏心距離6.7cmとすることで、上縁側219kgf/cm²、下縁側23kgf/cm²と実橋とほぼ同じ応力分布とした。また、供試体内に配置したせん断補強鉄筋量は上述の3ケースに対応させ、D10鉄筋を供試体上面まで100、150、200mm間隔に配置した。表-3に使用材料の諸性質を示す。

(3) 載荷方法および測定項目

載荷装置の概要を図-7に示す。同図のように供試体をフレーム内に水平に設置し、その基部をPC鋼棒(φ32mm)で載荷フレームと固定した。軸引張力は供試体頂部に配置したPC鋼材を緊張することによって、また水平力は油圧ジャッキによって載荷した。なお、引張軸力の作用方向は、頂部の変形に伴って変化させ、部材軸と一致するようにした。載荷順序は、図-5に示すように原則としてまず軸力増分を、つづいて水平力増分を載荷した。これを1サイクルとして、N=0~140tfまでは、20tfピッチで、さらに最終荷重までは、10tfピッチで軸

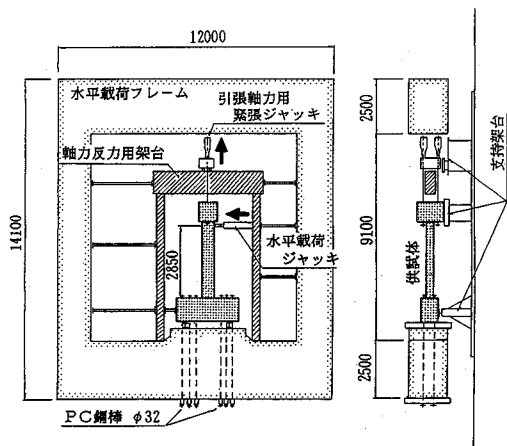


図-7 載荷装置

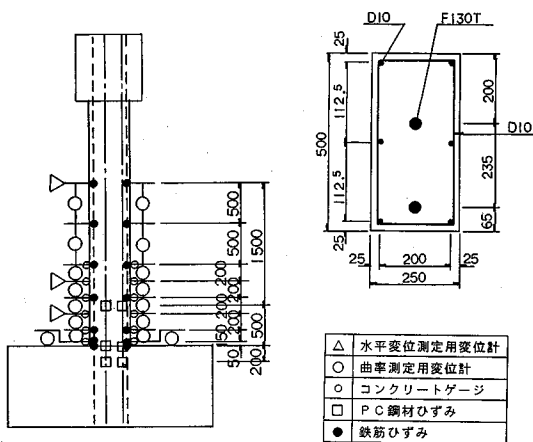


図-8 計測方法および断面形状

力を増加させた。計測は、図-8に示すように着目断面である基部近傍を中心にして基部から2mの高さまでを測定範囲とした。また、コンクリート表面ひずみ、軸方向鉄筋ひずみ、スターラップひずみ、載荷荷重および水平・鉛直変位を測定した。

(4) 実験結果

実験における終局状態の判定は、大型実験実施時の安全性に配慮して、次のような状態とした。

- ①コンクリートの圧縮縁ひずみがほぼ3000 μ （道路橋示方書の圧縮ひずみの90%）に達した時点
- ②PC鋼材の全引張ひずみ（有効ひずみ+作用荷重による計測ひずみ）がほぼ12000 μ （PC鋼材F130Tの0.2%耐力に相当）に達した時点
- ③ひびわれが供試体全周に到達し、PC部材としての挙動を呈し得なくなった時点

供試体はせん断型破壊が危惧されたが、最終的にはいずれも曲げ破壊であった。ここでは、代表的荷重履歴としてNo. 2, 3, 4供試体を取り上げ実験結果を概説する。

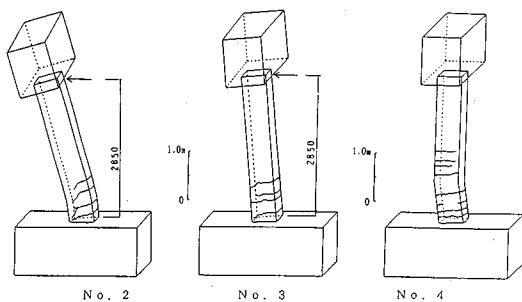


図-9 ひびわれ状況図

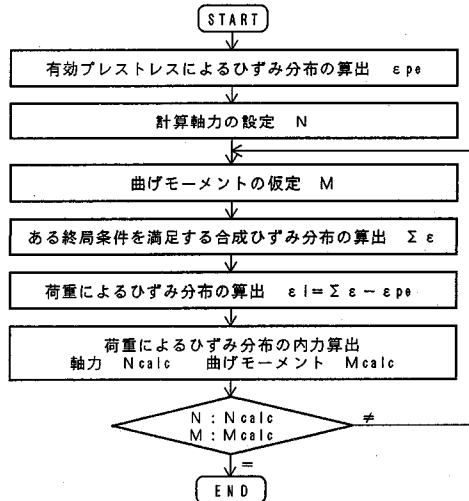


図-10 解析フロー図

①No. 2 供試体実験結果

ひびわれ発生は基部で軸力150tfであった。その後軸力160tfで基部（図-6のA-A断面）から30cmの位置に、軸力170tfで基部から15cm、60cmの位置にひびわれが発生した（図-9）。軸力207tf、曲げモーメント28.6tf・mの段階で、PC鋼材の全ひずみが11650 μ に達するとともに基部のひびわれ幅が3mmとなり、曲げ破壊性状を呈した。

②No. 3 供試体実験結果

軸力167tfで基部にひびわれが発生した。その後軸力187tfで基部から20cmの位置に、軸力197tfで基部から40cm、50cmの位置に、さらに軸力207tfで基部から70cmの位置にひびわれが発生した。ひびわれはいずれもほぼ水平方向に進展したが、最後に発生した基部から70cmの位置のひびわれが圧縮縁まで到達し、軸力226tfの段階で全断面を貫通したため、終局状態に至ったものと判定した。また、このとき、基部における軸方向鉄筋には26000 μ の引張ひずみが発生していた。

③No. 4 供試体実験結果

ひびわれ発生は軸力100tfで、他の供試体とは異なり基部から1.0m、1.5mの位置に生じた。その後軸力の増

加とともにひびわれが増加し、軸力 232tf の段階で PC 鋼材の全ひずみが 12500 μ に達したため終局状態に至ったと判断した。そのときの平均ひびわれ間隔は約 20cm であった。

4. 耐荷挙動評価解析

(1) 終局耐力および N-M 関係の評価

a) 解析手法

軸引張力および曲げモーメント作用下での終局時耐力を評価するために、図-10 に示すフローに基づき解析を実施した。すなわち、有効プレストレスによる断面内のひずみ分布に、荷重 (N, M) によるひずみ分布を加えて、合成ひずみ分布を求める。この合成ひずみ分布が下記条件を満たす荷重組み合わせ (N, M) になったとき、これを破壊と定義して耐力解析を行い、実験結果から求めた N, M と比較した。

- ①コンクリートの圧縮ひずみが 3500 μ に達したとき
- ②PC 鋼材の引張ひずみが 6.7% に達したとき
- ③鉄筋のひずみが 20% に達したとき

解析に使用した断面構成材料の応力-ひずみ関係を図-11 に示す。同図でコンクリートの圧縮応力-ひずみ関係の二次放物線区間の長さ (ϵ_x') は、 $\sigma' = 1/3f_c'$ の割線勾配が各シリンダー供試体の弾性係数実測値と一致するように決定した。またコンクリートの圧縮応力-ひずみ関係については軟化域を考慮した種々の提案式があるが、終局耐力に与える軟化域の影響は一般に大きくないことから道路橋示方書に示されている曲線を用いた。また耐力の評価法としては、材料の終局ひずみで評価する方法と、ある軸力作用時の最大モーメントで評価する方法とが考えられる。これらの比較結果を図-12 に示すが、評価手法による差異は比較的小さい結果となったので、一般には簡便な前述の手法で評価した。また、軸引張力作用下において、コンクリートの引張剛性が変形挙動等に寄与すると考えられる。そこで、コンクリートの引張応力-ひずみ関係のモデルとして、PC 部材にも簡便に適用できる前述式 (1) に示す Collins らのモデルを用い、以下の係数値を採用した。

α_1 : 鋼材の付着特性に関する係数 (異形鉄筋: 1.0, 鋼より線 (付着有): 0.7)

α_2 : 荷重の種類による係数 (短期単調載荷: 1.0)

ϵ_{ca} : $\sigma = f_a$ となるひずみ点

b) 解析結果

図-12 に供試体 No. 1, 2, 3, 4 の解析結果を示す。同図には実験における終局判定時のコンクリート圧縮ひずみ量および PC 鋼材引張ひずみ量を用いて計算した場合の N, M 荷重点も示している。図-12 の No. 2 供試体ではコンクリートの下縁圧縮破壊で終局時が決まる領域で

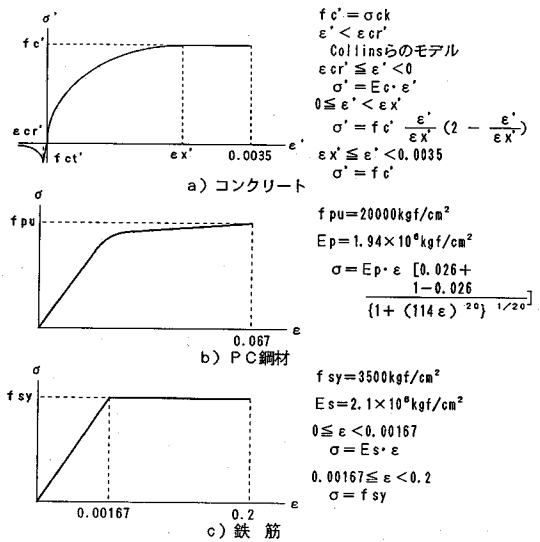


図-11 使用材料の応力-ひずみモデル

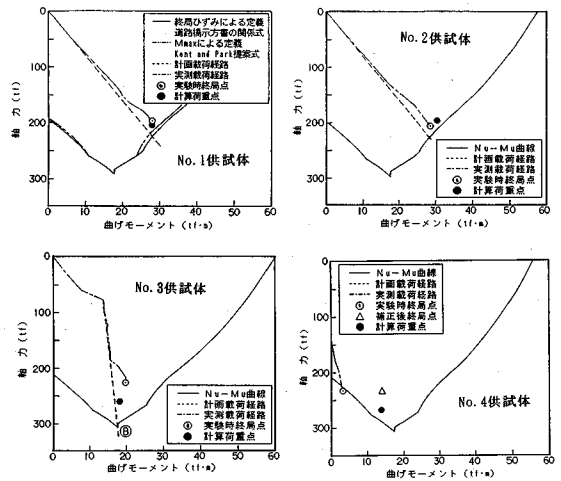


図-12 N-M 相関関係図

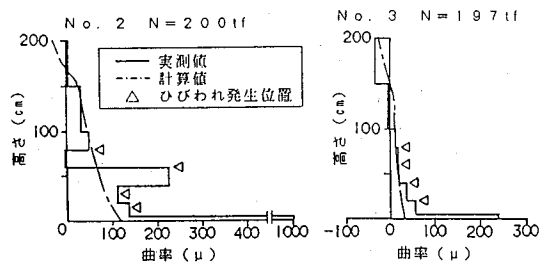


図-13 曲率分布図

あるが、実験値はほぼ計算値と対応していることが分かる。No. 3 供試体は図-12 の B 点をめざした荷重増分を示すが、2 次モーメントの発生により終局状態付近では載荷経路が計画経路といくぶん異なる結果となるが、実験値と計算値は定性的にはよく一致していると考えられる。No. 4 供試体は軸力のみを作用させた場合であるが、

軸力載荷位置と部材断面図心との偏心によるモーメントが作用しており、これによる部材の変形を軸力載荷装置が拘束したため、供試体基部に15tf程度の拘束モーメントが発生した。これによる補正を加えたものを、図-12に示しているが解析値と実験値は比較的良好一致している。

(2) 水平変形挙動の評価

a) 解析手法

軸引張力および曲げモーメント作用下の曲率分布および水平変形を解析的に求め、実験結果と比較する。まずプレストレスおよび荷重による作用断面力(N, M)から断面の上下縁ひずみを求める。このひずみからプレストレスによるひずみを控除した荷重によるひずみを求め、曲率(ϕ)を算出する。 ϕ を積分することによって水平変形量(δ)を求める。

b) 解析結果

図-13に代表例としてNo. 2, 3供試体の終局時近傍(N:約200tf)における曲率分布を示す。No. 2供試体は、局所的に大きなひびわれが進展し、その位置でかなり急激な曲率増加が認められるが、実験値の平均的挙動は計算値と一致していると考えられる。一方、No. 3供試体ではひびわれが分散して進展し、計算値と実験値は比較的良好一致している。また、供試体基部には鋼材の抜け出しが生じており(変位量:3mm程度)、解析値と大きく異なる結果となっている。図-14は、図-13と同様の載荷重における水平変位図である。同図の計算値においては鋼材の抜けだしによる影響は、基部5cm間の変位量から回転角として考慮しているが、実験値と計算値はかなり良好一致している。

(3) 軸引張力および曲げモーメント作用下での軸方向変形の評価

a) 解析手法

軸引張力と曲げモーメント作用下での軸方向変形を解析的に求め、実験結果と比較する。軸方向変形挙動の評価は、次式の各作用軸力下の平均軸ひずみにより行った。

ϵ_1 : 実測による平均軸ひずみ

$$(\sum \delta_n / L, \delta_n = (\delta_{n1} + \delta_{n2}) / 2)$$

ϵ_2 : 解析による平均軸ひずみ

$$(\sum \epsilon_m \Delta X_m / L, \epsilon_m = (\epsilon_{m1} + \epsilon_{m2}) / 2)$$

ここで、

δ_{n1}, δ_{n2} : 各計測ブロックの断面上下縁側変形量

L: 計測長

$\epsilon_{m1}, \epsilon_{m2}$: 各断面の上下縁側軸ひずみ

ΔX_m : 柱部材高方向の断面分割長

計測長Lとしては、部材軸方向変形量は基部付近においては鋼材の抜け出しが生じるため、基部上方50mm

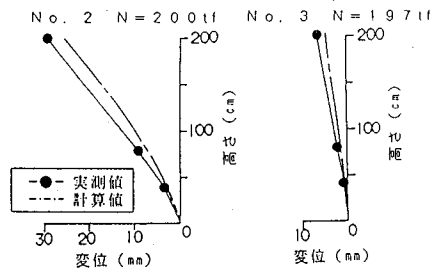


図-14 水平変形図

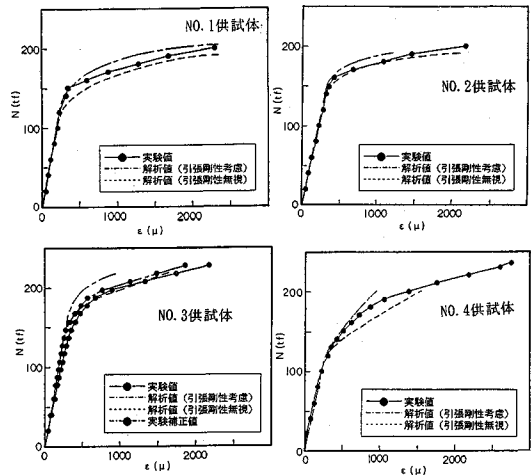


図-15 供試体の軸力-ひずみ関係図

の位置から2.00mの範囲とした。また、コンクリートの引張剛性については、軟化域剛性を無視したものと、Collinsモデルにより考慮した2種類とした。

b) 解析結果

5供試体のうち低軸力・高軸力・軸力のみでの代表的解析例としてNo. 1, 2, 3, 4の解析結果を図-15に示す。No. 1, 2供試体(低軸力)の実験値の初期状態はほぼ解析値と一致した挙動を示している。また、勾配変化後の領域においては、実験値は引張剛性考慮と引張剛性無視の中間的挙動を示している。これに対してNo. 3供試体は引張剛性無視のものに近似した挙動を示し、この場合、シリンダー供試体によるヤング係数と実部材供試体のそれとの相違によるものか、初期勾配も解析値に比べて小さめとなっている。初期勾配を解析値に合わせて補正すると、やはり引張剛性考慮と無視の中間的挙動となる。No. 4供試体では初期勾配はほぼ解析値と一致し、勾配変化後は引張剛性考慮と無視の中間的挙動を示している。以上のように、実験結果がCollinsモデルの引張剛性考慮よりも小さめの傾向となった原因としては、Collins式ではPC鋼材付着特性係数は0.7を採用しているが、グラウト等の影響により小さめの値になったこと等が考えられる。

(4) 軸引張力作用下でのせん断耐力評価

a) 解析手法

Collins ら⁷⁾は、修正圧縮場理論に基づくせん断耐荷挙動の解析法を提案している。同理論は、ひびわれを離散的に捉えるのではなく、ひびわれの発生しているコンクリート要素をマクロ的に捉えて一種の連続的な要素と考え、その平均応力、平均ひずみに対する要素内の力のつり合いおよび変形の適合条件を用いて解析するものである。Collins らの手法では、基本的にはせん断耐力は次式のような強度累加形式で表される。

$$V = f_1 b_w j d \cot \theta + (f_v A_v / s) j d \cot \theta \quad (5)$$

ここで、

- V : せん断耐力 f_1 : 主引張応力
- b_w : ウェブ幅 $j d$: 内力のアーム長
- f_v : スターラップの平均応力
- A_v : スターラップの断面積
- s : スターラップの配置間隔
- θ : ひびわれ傾斜角

上式で、 f_1 は主引張ひずみの大きさで決まり、ひびわれ傾斜角 θ およびスターラップ応力 (f_v) も主引張および主圧縮ひずみの大きさにより決定される。

b) 解析結果

コンクリート示方書式から算出したせん断耐力 $V_y = 15.1\text{tf}$ ($V_{cd} = 8.21\text{tf}$, $V_{sd} = 6.87\text{tf}$) が曲げ耐力よりも小さく、せん断破壊先行が予想された No. 1 供試体について検討した。実験値と解析値との比較を図-17 に示すが、かなり良い一致が認められる。また、コンクリートとせん断補強鉄筋による分担せん断抵抗の内訳を図-18 に示すが、示方書式に比べて、コンクリート分担力は作用せん断力 18.2tf 時で 16.8tf とかなり大きな値を示している。また、同図では、せん断ひびわれ発生後、作用せん断力の増加に伴ってコンクリートによるせん断抵抗が減少し、せん断抵抗に占めるその分担率も減少傾向を示している。これは、ひびわれ幅の増加に伴い、コンクリートのせん断抵抗が減少するためと考えられる。

以上のように、No. 1 供試体の実験結果は、せん断補強鉄筋のひずみ量が 1000μ 程度にとどまり、曲げ破壊的挙動を示したが、これは Collins モデルによる解析から示唆されるようにコンクリートのせん断分担力が比較的大きかったことによると推察される。

5. 斜版橋全体系の耐荷力解析

(1) 解析概要

a) 解析モデル

斜版-主塔結合部を対象とした軸引張力-曲げモーメント作用下の耐荷挙動実験から、終局耐力が材料の応力-ひずみ特性を用いた N-M 相関曲線によって評価で

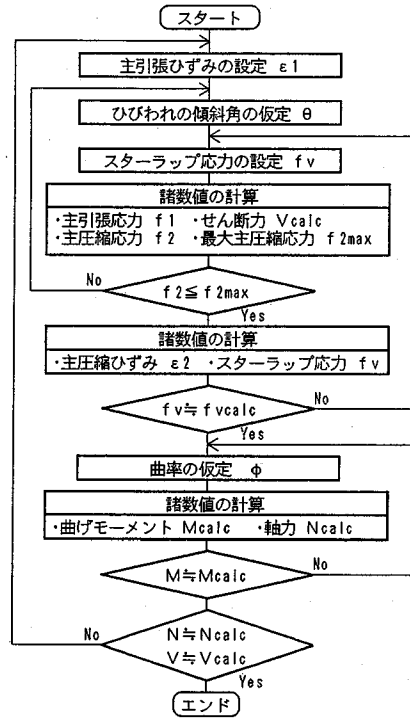


図-16 せん断耐力解析フローチャート図

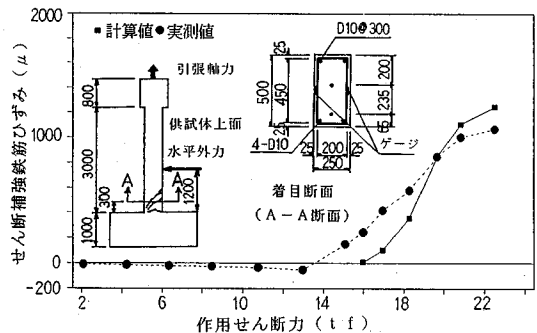


図-17 せん断補強鉄筋ひずみの実測値と解析値の対比

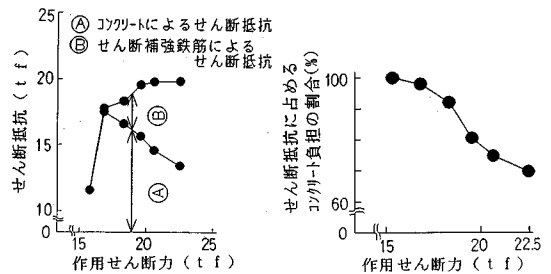


図-18 コンクリートおよびせん断補強鉄筋のせん断抵抗に占める割合 (解析値による)

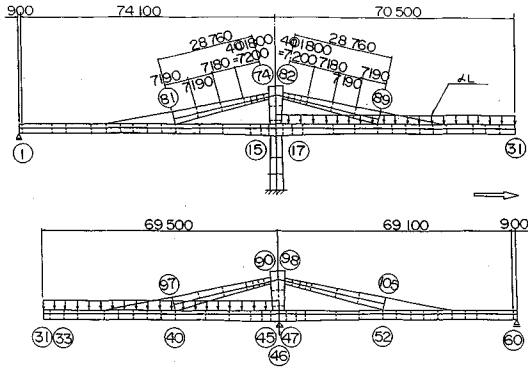


図-19 解析モデル図

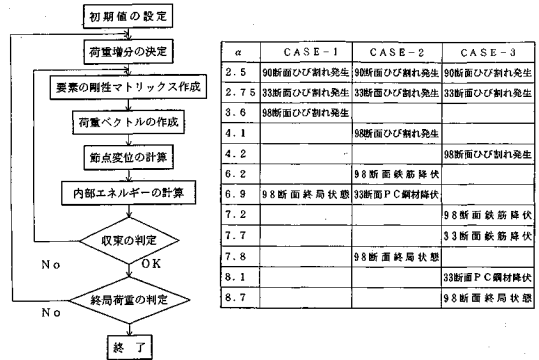


図-20 解析フローチャート図

きること、軸方向変形についても引張剛性を考慮したモデルによっては評価できること等が示された。ここでは、これらのモデル実験の結果を基に、引張剛性を考慮した材料非線形モデルを用い、部材要素に有限要素法を適用した平面フレーム解析モデル (DIANA プログラム使用) により、斜版橋全体系として耐荷力解析を行い、2章の断面抵抗力に着目した線形解析値と対比した。解析モデルとしては図-19に示すように、3径間連続桁の全体系モデルとし、耐荷力への影響が大きい斜版-主塔結合部付近は密に要素分割している。また分割断面内において、PC鋼材、鉄筋を実橋と同一位置に配置するとともに、PC鋼材にはプレストレス力を初期ひずみとして与えている。

b) 解析手法

解析手法としては、各要素を部材高さ方向と、部材断面直角方向に分割し、各要素ごとに、コンクリート、鉄筋およびPC鋼材の応力-ひずみ関数を導入し、計算は各要素の剛性方程式をNewton-Raphson法に基づく荷重増分法で解いて行った。斜版部材の分割法としては部材高さ方向には5等分程度、部材断面直角方向はひびわれ間隔および塑性ヒンジ領域を考慮して部材高程度とした。応力-ひずみは積分点において計算し、ひびわれおよび降伏点等の判定も積分点において行い、これらの積分点の応力-ひずみと節点における力、変位は補間関数によって関係づけられている。計算は、図-20の解析フローに示すように、まず初期の剛性によって変位を計算し、内部エネルギーを求めて、外力との差の収束判定を行い、誤差が大きいと判断される場合には、その差に応じて変位を増減させる。すなわち、ひずみを増減させることで内部エネルギーの不足分を補い、その誤差が許容値に達するまで繰り返し収束計算を行う。コンクリートの応力-ひずみ曲線は多数提案されているが、道路橋示方書に示されている設計曲線を用い、終局圧縮ひずみは0.0035と定義した。PC鋼材の応力-ひずみモデルとしては、降伏点 ($\epsilon_{PY}=0.00805$, $\sigma_{PY}=16100\text{kgf/cm}^2$)、終

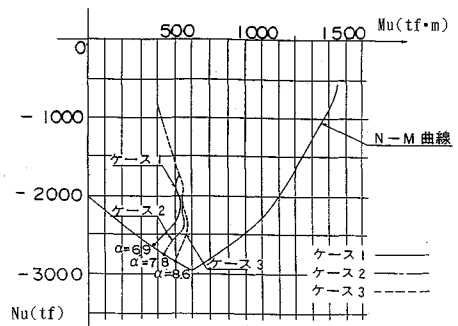


図-21 斜版-主塔結合部の N-M 相関曲線

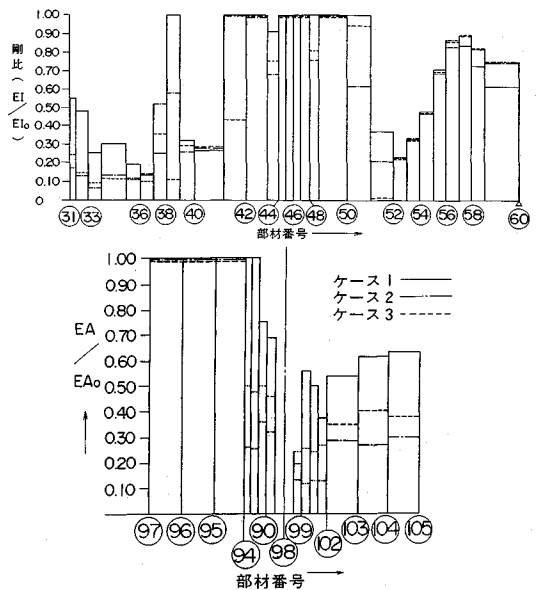


図-22 剛性低下図

局点 ($\epsilon_{PU}=0.067$, $\sigma_{PU}=19200\text{kgf/cm}^2$) のバイリニアモデルを用いた。また解析ケースとしては引張剛性の影響をパラメーターとし、①コンクリートの引張強度以降の

剛性を無視したもの、②コンクリートのひずみ軟化域において、鉄筋の降伏ひずみに相当するひずみ値でコンクリートの応力がゼロとなるように、Collinsモデルの半分程度の引張剛性を考慮したもの、③引張剛性をCollinsモデルとして考慮したもの、の3ケースとした。

(2) 解析結果

各ケースの解析結果を表-4に示し、代表例として斜版一主塔結合部98断面におけるN-M相関曲線を図-21に示す。表-4に示すように、いずれのケースでもクリティカル断面は線形解析でも予想された斜版一主塔結合部(98断面)であり、次いで主桁中間部付近(33断面)でPC鋼材で降伏が生じている。また、図-21に示すように、曲げモーメントはひびわれ発生後において荷重の増加とともに減少してゆく。これは、塑性ヒンジ化し、他断面での抵抗が大きくなり、力の再分配が起きているためである。すなわち、CASE-1の荷重係数は $\alpha=6.9$ で線形解析値($\alpha=5.3$)よりも再配分効果により3割程度耐荷力が増加する。また、引張剛性を考慮したCASE-2($\alpha=7.8$)、CASE-3($\alpha=8.6$)では、線形解析値よりも荷重係数が、それぞれで50%、60%と大幅に増加している。これは再配分効果とともに、破壊が軸引張力に対する部材抵抗で決まっていることから、コンクリートの引張剛性の増加とともに耐荷力そのものも大きく増加するためである。図-22に示すように、終局時の斜版引張剛性の低下は、CASE-1からCASE-3で0.15から0.25の範囲であった。また、終局時の桁の曲げ剛性低下も0.10から0.25の範囲となっており、いずれのケースも斜版一主塔結合部および桁中間部は終局状態近く達しており、荷重増加に伴う剛性変化のパターンはほぼ同じ状態にあると考えられる。

6. まとめ

斜版付箱桁橋をプロトタイプモデルとした、軸引張力一曲げモーメント作用下における耐荷・変形状に関する実験と解析の結果をまとめると以下のようである。

- ①軸引張力一曲げモーメントの組合わせ作用タイプとして、高軸力、低軸力、軸力のみと、せん断鉄筋量をパラメーターとした5供試体は、最終的にはいずれも基部付近において曲げ破壊を呈した。
- ②材料の応力-ひずみ特性を考慮して求めたN-M関係の解析値は、低軸力および高軸力タイプの実験値と比較的よい一致を示した。軸力のみときは、供試体基部に若干の拘束モーメントを生じたが、この影響を考慮すると解析値は実験値と比較的よく一致した。

③各供試体のM- ϕ 解析値は実験値と比較的良好一致を示した。また、荷重の増加に伴って基部での鋼材抜け出しの影響が顕著となり、部材の水平方向変形性能を評価する上で、これは重要な要因であると考えられる。

④部材の軸方向の平均ひずみについては、いずれの実験結果においても、引張剛性無視とCollinsモデルにより考慮した解析値の中間的な挙動を示した。

⑤軸引張力を受けるPC部材を対象として実施した修正圧縮場理論に基づく解析結果は、せん断力の作用に伴うせん断補強鉄筋のひずみについて実験結果とかなりよい一致を示した。

⑥斜版付PC箱桁橋を対象とした活荷重載荷時の解析結果より、設計荷重に対して線形解析値で5.3倍、実験結果に基づく引張剛性考慮の非線形解析値で7.8~8.6倍程度の耐荷力を有することが明らかになった。

⑦以上のように、軸引張力が耐荷力の支配的な構造系では、コンクリートの引張剛性の寄与が比較的大きく、非線形解析においてもこのような効果を考慮することによってより合理的な設計が可能になると考えられる。

謝辞：最後に本稿をまとめるにあたって貴重な助言を頂きました“阪神高速道路公団技術審議会コンクリート分科会(藤井 学 主査)”の各委員、また実験および解析を行うにあたって多大なるご協力を頂きました新構造技術(株)若狭忠雄氏、(株)東京建設コンサルタンツ郡政人氏に深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 上田正生、土橋由造：軸力を受ける鉄筋コンクリート部材の材料非線形付着すべり解析、土木学会論文集、第360号V-5、1985.8。
- 2) 吉川弘道、呉智深、田辺忠顕：数値シミュレーションによるひびわれ界面における非線形挙動の考察、土木学会論文集、第408号/V-11、1989.8。
- 3) Collins, M. P., Mitchell, D.: *Prestressed Concrete Structures*, Prentice Hall.
- 4) 玉井真一、島弘、出雲淳一、岡村甫：一軸引張部材における鉄筋の降伏以後の平均応力-平均ひずみ関係、土木学会論文集、第378号/V-6、1987.2。
- 5) (社)土木学会：コンクリート標準示方書(昭和61年制定)改訂資料、pp. 163-166. 1987.10。
- 6) 田村隆一、重松恒美、原隆、中野修治：PC梁のせん断耐力に関する実験的研究、コンクリート工学論文集、第2巻第2号、1991.7。
- 7) Vecchio, F. J. and Collins, M. P.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, *ACI Journal*, pp. 219-231, 1986.
- 8) (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。pp. 116-126. 1991.2。

(1994.6.1 受付)

ULTIMATE STRENGTH AND FAILURE MECHANISM OF PC MEMBERS UNDER COMBINED AXIAL TENSILE FORCE AND FLEXURE.

Kenji KOSA, Kazuo KOBAYASI, Nobuhiko MORITA
and Shou KANAUMI

Many new types of PC structures have recently been developed and some of them has a feature that its ultimate strength and failure mode are controlled by combined axial tensile force and flexure. To investigate the response of prestressed concrete members under such loading, experimental studies were first performed using a box girder bridge with partially prestressed concrete cable stays as a proto-type model structure. Next, analytical approach was taken, with a tension stiffening model of concrete, to compare with the experimental results, and then to evaluate its tension stiffening effect.

Finally, using the above model, non-linear analysis was performed to evaluate the effects of the redistribution and tensile stiffness on the ultimate strength of the overall structure.