

論文 複合吊構造形式コンクリート橋の終局挙動に関する解析的研究

安田 明人^{*1}・伊藤 睦^{*2}・中村 光^{*3}・田邊 忠顕^{*4}

要旨:海峡横断プロジェクト構想をはじめ、今後橋梁のさらなる長大化が進むと思われる中、吊橋、斜張橋に代わる新しい橋梁形式として、吊りケーブルと斜張ケーブルを併用した複合吊構造形式コンクリート橋が提案されている。本研究では、材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮に入れたファイバーモデルを用いて複合吊構造形式コンクリート橋の鉛直、橋軸、橋軸直角の3方向の push over 解析を行い、塑性化の発生から耐力に至るまでの力学的挙動の検討を行った。

キーワード: 複合吊構造形式コンクリート橋, ファイバーモデル, 終局挙動

1. はじめに

橋梁は、一般的に鋼橋とコンクリート橋に分けられているが、近年コンクリートと鋼の利点を生かして、経済性や構造特性を向上させた複合構造橋梁が数多く建設されている。今後、複合構造橋梁の研究が進歩し、鋼、コンクリートの複合挙動がより明確になれば、さらなる長大スパンの橋梁の実現を可能にし、新たな構造形式も生まれると考えられる。

このような中、従来の吊橋、斜張橋を融合させ、吊りケーブルと斜張ケーブルを併用した複合橋が提案されている。しかし新しい構造形式であるがために終局挙動に関しては未解明な点が多く、実験および解析の蓄積が必要不可欠である。

そこで、本研究では材料非線形性ならびに幾何学的非線形性を考慮に入れた3次元12自由度を有する有限変形理論に基づくファイバーモデルの非線形有限要素解析を用いて、複合橋の局所的な塑性化の発生から構造全体が崩壊に至るまでの力学的挙動の検討を行った。

2. 解析対象

本研究で解析対象とした橋梁は、長大スパン橋のモデル橋として提案された歩道橋である¹⁾。この歩道橋は群集荷重(3.5kN/m²)を考慮し、道路橋示方書(平成8年12月)に従い許容応力度法により設計された。解析橋梁の一般図および断面の諸元を図-1, 2に示す。主塔はH型形状のRC構造、桁は主塔付近が斜張ケーブルを配置したコンクリート桁、径間中央付近が吊りケーブルを配置した鋼桁となっている。なお、ケーブルは2面吊り方式である。桁と主塔の境界条件は左側が剛結、右側がゴム支承である。

この構造は、斜張橋と比較して斜張ケーブル量が少なく済むので、主桁軸力が低減され、座屈に対する安定性の向上が期待でき、主塔高を低くすることもできる。一方で、吊橋と比較して剛性が大きくなることから、耐風安定性の向上も期待できる。吊りケーブルの負担する重量も減少するので、少ないケーブル量でよく、経済面でも優れている。

セグメント断面内に配置されている鉄筋は、D13

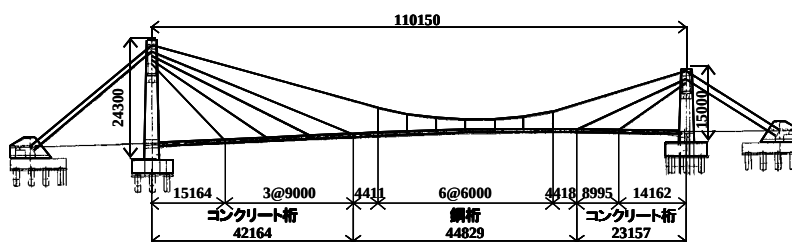


図-1 複合吊構造形式コンクリート橋の一般図

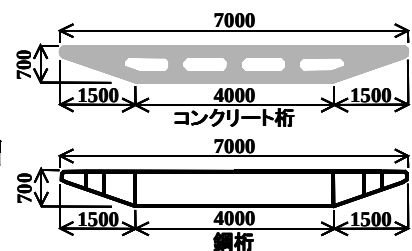


図-2 断面の諸元

*1 名古屋大学大学院 工学研究科土木工学専攻 (正会員)

*2 名古屋大学大学院助手 工学研究科土木工学専攻 博(工) (正会員)

*3 名古屋大学大学院助教授 工学研究科土木工学専攻 博(工) (正会員)

*4 名古屋大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻 工博 (正会員)

で断面の周囲に満遍なく 96 本配置されている。また、SBPR930/1180 をはじめ 4 種類の PC 鋼棒も断面内の上下に 42 本配置されている。コンクリートの圧縮強度は 40(MPa)、鋼桁は板厚 10(mm)の SM400A である。材料諸元を表 - 1 に示す。

3. 解析概要

3.1 解析理論

本研究で解析対象とした複雑な構造に対しては、材料非線形性はもちろん、幾何学的非線形要因をも考慮する必要がある。そこで、図 - 3 に示すように 3 次元 12 自由度はり要素の非線形有限変形理論に基づくファイバーモデル解析を用いた²⁾。剛性方程式は次式で与えられる。

$$([K] + [K_g])\{\delta d\} = \{\delta F\} + \{\delta F_r\} \quad (1)$$

ここで $\{\delta F_r\}$ は増分荷重を与える以前の状態における釣合方程式が完全に満たされないために生じる不平衡力ベクトルである。また、 $[K]$ は構造物の剛性マトリクス、 $[K_g]$ は幾何剛性マトリクスである。解析は updated lagrange 法に従い、各変位段階で座標変換を行いながら、多点荷重を考慮できる変位増分法によりおこなった³⁾。

3.2 材料モデル

コンクリートは図 - 4(a)に示すように圧縮応力領域では、最大圧縮強度まで二次放物線で増加し、それ以降は $\epsilon_{uc} = -0.012$ まで直線的に減少するモデルを、また、引張応力領域では、応力は最大引張

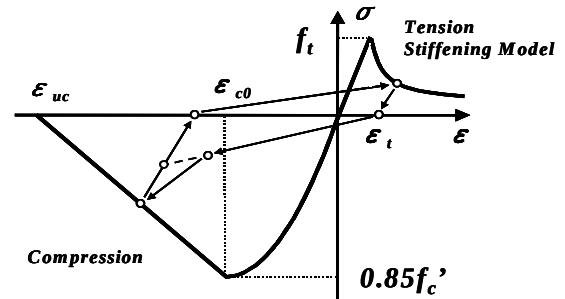
強度までは一定の傾きで増加し、それ以降は Tension stiffening 効果を考慮して徐々に低減するモデルとした。なお、解析では安全側の値として、最大圧縮強度を設計強度の 0.85 倍と仮定している。

鋼材および鋼は図 - 4(b)に示すように、一般的なバイリニア型とし、降伏後は初期勾配 E_s の 1/100 の傾きで応力が増加するものとした。

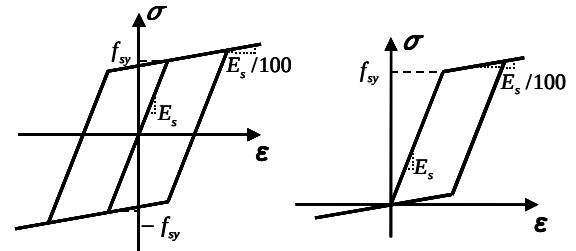
ケーブルの応力ひずみ関係はバイリニア型を応用したもとした。すなわち、図 - 4(c)に示すように圧縮時の降伏応力を 0(MPa)とした。降伏後は初期勾配 E_s の 1/100 の傾きで応力が増加するものとした。除荷、再載荷の場合は初期勾配で進み、単調載荷降伏後の直線に達すると初期勾配 E_s の 1/100 の傾きに変化するようにした。

3.3 解析モデル

本解析では、主塔、桁、ケーブル全てをはり要素を用いて図 - 5 に示すように 68 節点、81 要素にモデル化した。境界条件は、橋脚は完全固定とし、アンカレッジ部は、変位のみ拘束して回転に対しては



(a) コンクリートのモデル



(b) 鋼材、鋼のモデル

(c) ケーブルのモデル

図 - 4 材料モデル

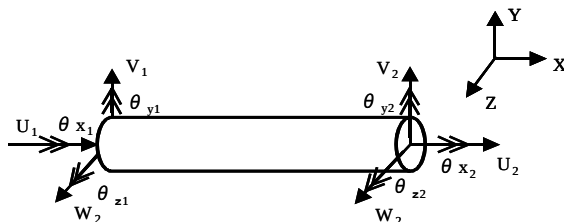


図 - 3 3次元12自由度はり要素

表 - 1 材料諸元

	降伏強度(MPa)	ヤング率(Mpa)
D13	245	2.00×10^5
PC鋼棒(代表値)	800	2.00×10^5
斜張ケーブル(代表値)	1524.3	2.00×10^5
主ケーブル	969.4	1.55×10^5
ハンガーロープ	969.4	1.35×10^5

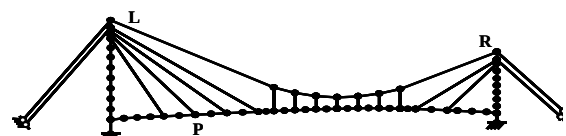


図 - 5 解析モデル

自由とした。頭頂部は、ケーブルは滑らないものとみなしピン構造とした。両主塔と主桁の境界部については、面内方向の回転は左側を剛接とした。右側はゴム支承であるので、面内のモーメントは受け持たず、橋軸方向変位はある程度の抵抗力を持つ微小要素を組み込むこととした。また、面外方向の回転は両側とも剛接とした。

荷重載荷は、死荷重載荷後、解析方向について各節点に死荷重に比例した荷重を与えることで行った。

4. Push over 解析

(1)鉛直方向載荷

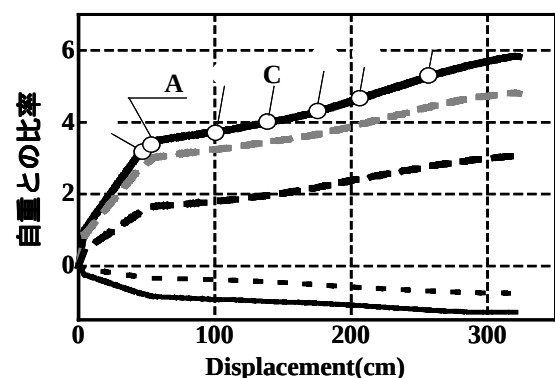
図 - 6 に図 - 5 中の P 点における鉛直変位と、全鉛直力の和ならびに左右主塔とアンカレッジに生じる鉛直および水平反力の自重との比率の関係を示す。図 - 7 に P 点の鉛直変位 300cm 時の変形図を示す。図 - 6(a)によれば、鉛直荷重が自重の 3.5 倍程度になると剛性が急激に低下し始める。しかし、その後も荷重は増加し自重の 6 倍で耐荷力に到達する。対象とした複合吊構造形式コンクリート橋は鉛直荷重に対し、十分な安全余裕度を有していることがわかる。

構造物の挙動としては、荷重が増加するにつれ左側コンクリート桁の主塔近傍および鋼桁との接合部にひび割れが生じた。その後、左側コンクリート桁を支持している斜張ケーブルの降伏とともに、剛性が急激に低下する挙動を示した。図 - 6(a)中の ~ は図 - 7 中の ~ のケーブルが降伏した地点を示しているが、多数のケーブルが降伏した後も安定的な挙動を示すことがわかった。これはケーブルにより伝えられる軸力に対し主塔が十分な軸耐荷力を有しているためと思われる。

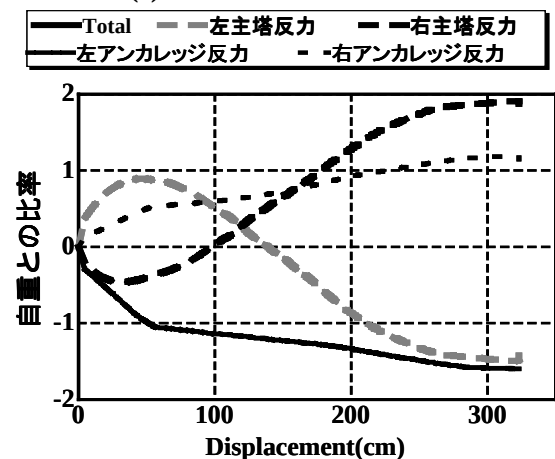
図 - 6(a)中の鉛直方向の反力によれば、左側斜張ケーブルの降伏後は右主塔の反力の割合が若干増加しているものの、大きな力の再配分は見られなかった。一方、図 - 6(b)中の水平方向反力は、変形の進行に伴い分担率が大きく変化していた。これは、後述する斜張ケーブルの降伏によってコンクリート桁に作用するプレストレス力が低下するためであると思われる。図 - 8 に死荷重時、図 - 6(a)中の左側斜

張ケーブル降伏地点、右側斜張ケーブル降伏地点における主桁の軸力、曲げモーメント、曲率分布を示す。軸力分布によると、死荷重時から荷重が増加するにつれて、斜張ケーブルの斜引張力の増加によるプレストレスが作用し、コンクリート桁には軸圧縮力が導入される。しかし、左側斜張ケーブルが降伏時で、軸圧縮力は最大となり、その後低下し軸引張力が作用している。鋼桁に関しては、死荷重時から左側斜張ケーブル降伏時まで軸力はほとんど生じていないが、斜張ケーブル降伏後引張力が作用することがわかった。

主桁の曲げモーメントは、死荷重時ではコンクリート桁にはほとんど生じていないが、荷重増加に伴い左側主塔近傍で大きな曲げモーメントが発生して



(a) 鉛直荷重 - 鉛直変位関係



(b) 水平方向反力 - 鉛直変位関係

図 - 6 荷重 - 変位関係(P 点)

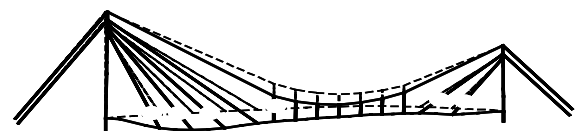


図 - 7 変形図(P 点変位=300cm)

いる。主桁の曲率分布によれば、左右コンクリート桁で、全体的に曲率が進行しているが、特に左側主塔近傍ならびに、左右コンクリート桁の鋼桁との接合部で卓越し塑性化が進展していることがわかる。これはコンクリート桁と鋼桁の曲げ剛性の相違による影響と思われる。鋼桁の曲げ剛性は $2.7 \times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$ 、コンクリート桁のひび割れ断面の曲げ剛性は $6.2 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$ であり、コンクリート桁に比較して鋼桁は大きな曲げ剛性を有している。そのため、等しい曲げモーメントに対し、接合部ではコンクリート桁の変形のみが進行していくと考えられる。

図 - 9 に左側主塔近傍のコンクリート桁における軸力 - 曲げモーメント図を示す。図によれば、初期の荷重状態では軸圧縮力、曲げモーメントともに増加して、A 点で斜張ケーブルが降伏し、C 点で曲げモーメントが最大値となり、ほぼ曲げ耐力と等しくなっている。その後は相関曲線に沿って曲げモーメント、軸力ともに低下していく挙動を示す。

(2) 橋軸方向荷重

対象複合橋は非対称構造物であるため紙面向かって右側の方向を正として、正方向では図 - 5 中の右側主塔頂部の R 点、負方向では左側主塔頂部の L 点の水平方向変位を変位制御点として解析を行った。

橋軸正方向荷重時の結果を、図 - 10 に図 - 5 中の R 点の水平変位と全水平力の和ならびに左右の主塔とアンカレッジに生じる水平反力および鉛直反力の自重との比率の関係を示す。図 - 11 に図 - 5 中の R 点水平変位 100cm 時の変形図を示す。

橋軸正方向荷重時は自重の 8 倍以上の水平荷重を保持することがわかった。全水平力の和は、自重との比率が 5 倍程度でその勾配が緩やかになり、7.5 倍程度でさらにその勾配が小さくなることが示されている。

左右主塔の水平反力によれば、自重の 5 倍程度の点で、両主塔が部材降伏する時点と一致している。また、その時点までは、両主塔に生じる水平方向反力はほぼ等しくなっている。その後、力の再分配が生じ右側主塔では反力は増加しないが左側主塔にはさらに大きな反力が生じた。左側主塔の反力は全水

平力の和が 7.5 倍程度で一定となった。

左右の主塔は、ほぼ等しい断面形状で曲げ耐力も大きくは異なるのに、このような反力挙動を示すのは、図 - 10(b) に示す鉛直方向反力の変化により説明することができる。すなわち、水平荷重載荷時に左側主塔の斜張ケーブルには、変形の進行とともに斜引張力が生じ、その結果大きな軸力が左側主塔に作用して曲げ耐力が向上することで反力が増加するものと推測される。

図 - 12 に死荷重時、水平方向荷重が自重との比率 4.0、6.0 における主桁の曲げモーメントと曲率分布を示す。曲げモーメントは左側コンクリート桁にはほとんど発生せず、鋼桁と右側コンクリート桁の接合部で増大していることがわかる。それに対応して主桁の塑性化は、曲率分布によれば、右側コンクリート桁の鋼桁との接合部で主に進展することが示さ

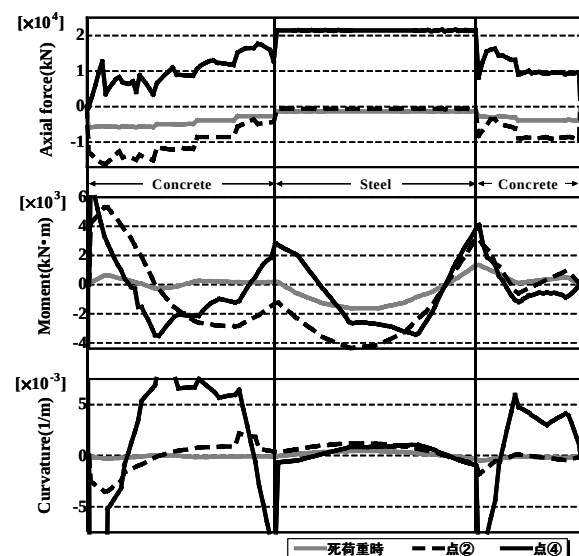


図 - 8 断面力、曲率分布

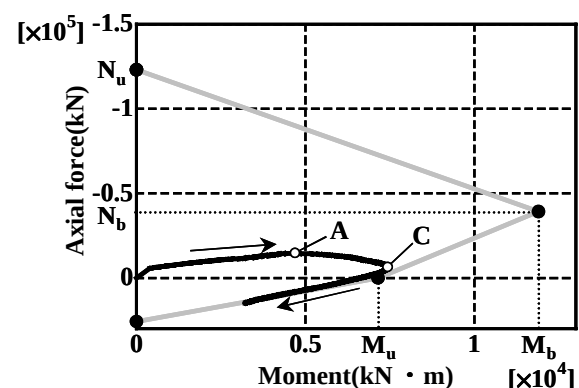


図 - 9 軸力 - 曲げモーメント相関図

れている。これは先述したように鋼桁とコンクリート桁の曲げ剛性が大きく異なるためと考えられる。

橋軸負方向載荷時の結果を、図 - 13 に図 - 5 中の L 点の水平変位と全水平力の和ならびに左右の主塔とアンカレッジに生じる水平反力の自重との比率の関係を示す。図 - 14 に L 点における変位が 100cm 時の変形図を示す。橋軸負方向載荷時は自重の 7 倍以上の荷重を保持できることが示されている。また、反力の発生機構は正方向載荷時と同様の挙動を示す。

図 - 15 に死荷重時、L 点変位 25cm、50cm 時における主桁の曲げモーメントと曲率分布を示す。左側主塔と主桁は剛接されおり、右側主桁とは境界条件が異なるため、負方向載荷時は左側コンクリート桁の主塔近傍と鋼桁との接合部に大きなモーメントが

発生する挙動を示す。それに伴い、主桁の塑性化は、曲率分布によれば、左側コンクリート桁の主塔近傍と鋼桁との接合部で進展することがわかる。

いずれにしても、正負の橋軸方向載荷時において、対象とした橋梁は自重に対し 7 倍以上の水平耐荷力を持ち、十分な安全余裕度を有していることが示された。

(3) 橋軸直角方向載荷

図 - 16 に図 - 5 中の P 点の面外変位と全面外方向力の和ならびに左右の主塔とアンカレッジに生じる面外方向反力の自重との比率の関係を示す。図 - 17 に P 点における面外方向変位が 60cm 時の変形図を示す。橋軸直角方向に載荷した場合、耐荷力は自重

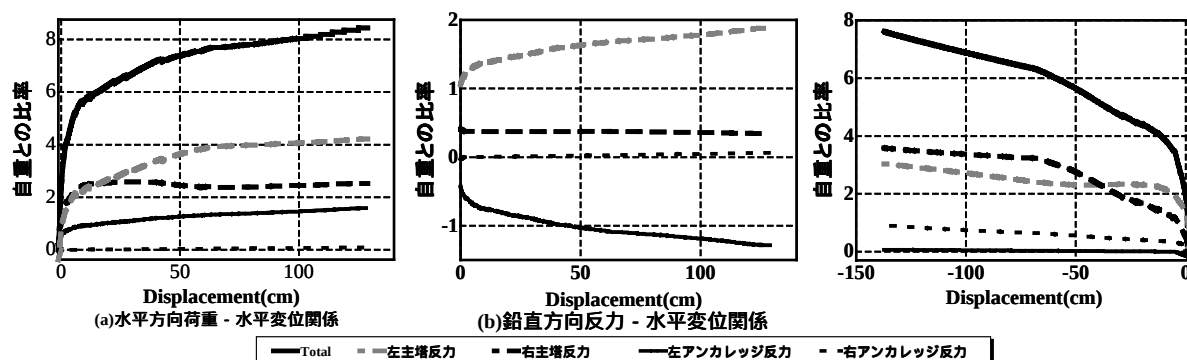


図 - 10 荷重 - 変位関係(点 R: 橋軸正方向)

図 - 13 荷重 - 変位関係
(点 L: 橋軸負方向)

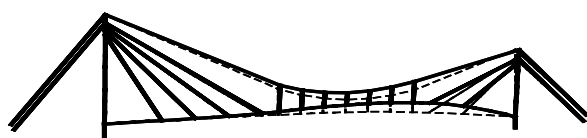


図 - 11 変形図(橋軸正方向)

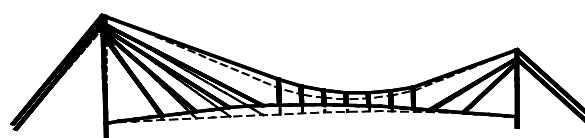


図 - 14 変形図(橋軸負方向)

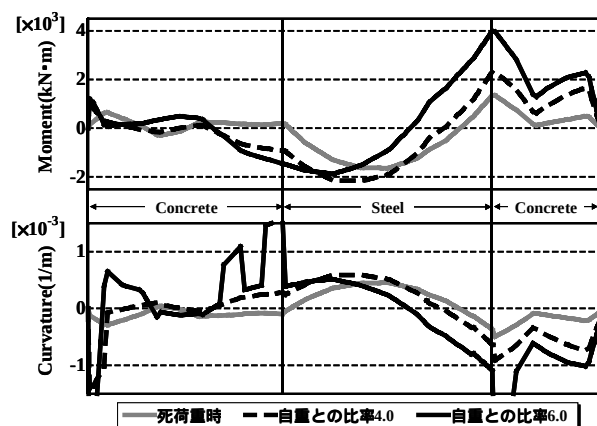


図 - 12 曲げモーメント、曲率分布(橋軸正方向)

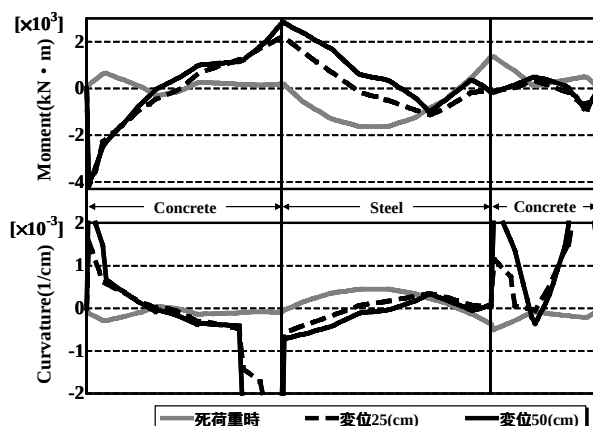


図 - 15 曲げモーメント、曲率分布(橋軸負方向)

の 2.6 倍程度となった。主塔の面外方向反力は左右主塔でその大きさは異なるが、同様の挙動を示す。面外方向反力が異なるのは、左右非対称であるという構造的な特徴から、変形が進行するにつれて斜ケーブルを多く配置した左側主塔に大きな斜引張力が作用し、それが左側主塔に伝えられるため面外方向反力が増加したものと推測される。

図 - 18 に面外方向荷重が自重との比率 1.0, peak 時, P 面外方向変位 60cm 時における主桁の面外方向の曲げモーメントと曲率分布を示す。橋軸直角方向載荷時は両端固定ばりに分布荷重を載荷した場合と同様の分布を示している。その結果、主桁両端に塑性化が発生した。また、曲げモーメントが最大となる左側コンクリート桁の鋼桁との接合部においても塑性化が進展することがわかる。右側コンクリート桁の鋼桁との接合部については、鋼桁部、コンクリート桁部の自重の比率の相違からモーメントがほとんど発生しておらず、その結果塑性化の発生も見られなかった。

主塔、ケーブルについては目立った損傷は確認されなかった。

6. まとめ

複合吊構造形式コンクリート橋の Push over 解析を行い、塑性化の発生から耐力に至るまでの力学的挙動を検討した。

- (1)対象とした複合吊構造形式コンクリート橋は鉛直、水平、橋軸直角いずれの方向の荷重に対しても十分な安全性余裕度を有するものである。
- (2)鉛直方向に荷重が作用する場合 斜張ケーブル降伏後も主塔が軸力に対して十分な耐荷力を有していれば安定的な挙動を示す。主桁については、鋼桁との接合部のコンクリート桁に著しい局所化の進展がみられた。これは、鋼桁部とコンクリート桁の曲げ剛性の影響であると考えられ、橋軸・橋軸直角方向載荷の場合も同様の挙動を示す。
- (3)橋軸方向に荷重が作用する場合 主塔の降伏により耐荷力は決定するが、その大きさは変形の進行に伴い斜張ケーブルから導入される軸力の影響を大きく受ける。

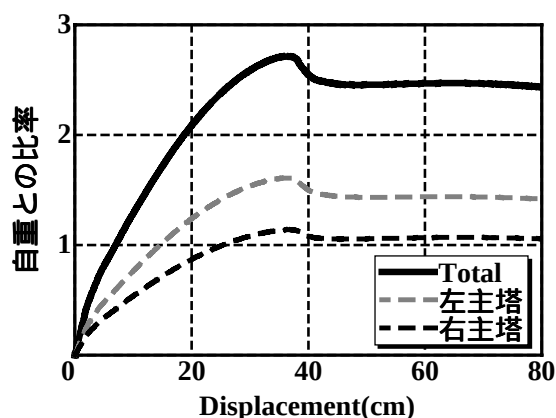


図 - 16 荷重 - 変位関係(P 点)

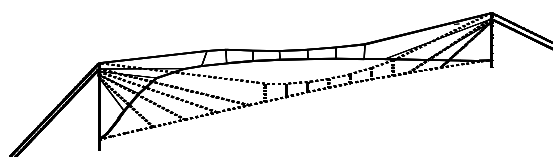


図 - 17 変形図(P 点変位=60cm)

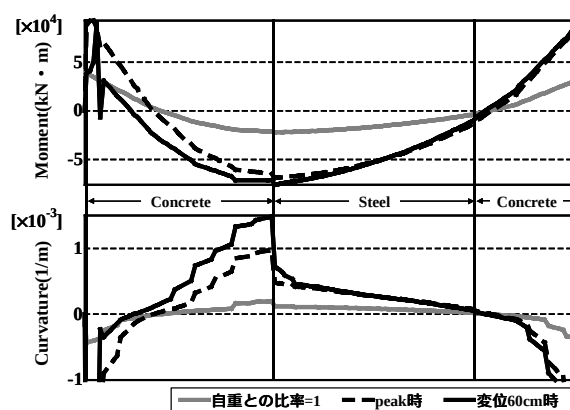


図 - 18 曲げモーメント、曲率分布

- (4)橋軸直角方向に荷重が作用する場合 非対称な構造的な特徴で左側コンクリート桁の鋼桁との接合部に局所化が見られた。

参考文献

- 1)川上洵, 大浦隆: 技術レポート(ハイブリッド PC 斜張橋), 土木学会誌, pp40-42, 2003.2
- 2)中村光: コンクリート構造のポストピーク挙動に関する解析的研究, 名古屋大学博士論文, 1992
- 3)飯塚敬一・中村光・足立正信・檜貝勇: RC ボックスカルバートの終局変形挙動に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.17, No.2, pp.475-480, 1995.6