

## 長大スパンを有するハイブリッドPC斜張橋の構造性能評価

名古屋大学大学院 正会員 博(工) ○中村 光

名古屋大学大学院 修(工) 安田 明人

名古屋大学 正会員 工博 田邊 忠顕

### 1. はじめに

ハイブリッドPC斜張橋は、構造、材料両面において複合的な橋梁であるが、力学的特性は特に複雑ではなく、斜張橋、吊橋の持つ長所が組み合わされた合理的な構造であり、支間長 2000m を超える超長大橋が実現可能な構造形式として期待されている。著者らは、長大スパン橋のモデル橋として提案された支間長約 110m のハイブリッドPC斜張歩道橋の非線形構造解析を行い、ハイブリッドPC斜張橋が優れた構造性能を持つことを確認した<sup>1)2)</sup>。一方、長大スパン化したハイブリッドPC斜張橋については、試設計が野村ら<sup>3)</sup>、武村ら<sup>4)</sup>によって行われているが、許容応力の評価のみであり非線形挙動や耐震性については議論されていない。

そこで本研究では、長大スパンを有するハイブリッドPC斜張橋の試設計を行い、材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮した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、長大スパンを有するハイブリッドPC斜張橋の構造性能評価を行った。

### 2. 長大スパンを有するハイブリッドPC斜張橋の試設計

武村らが白鳥大橋（北海道）をモデル橋として行った概略試設計<sup>4)</sup>を基本モデルとして試設計を行った。基本モデルは、白鳥大橋と同じ支間長を持ち、PC斜張橋部と鋼吊橋部の比を図-1示すように中央径間で6:4となるように、主塔高は斜張橋区間が中央径間で432mとなることから、これに対する斜張橋の一般的な高さである0.2L（L：スパン長）の86mとしている。また、主塔および主桁については白鳥大橋と同一の寸法を使用し、主塔はRCとし、主桁は図-2、図-3に示すような断面としている。材料諸元を表-1に示す。鉄筋は、主桁にはD22ならびにD25を、主塔にはD32を使用した。

基本モデルに対し、182節点271要素に分割したファイバーモデルにより、以下の2点を照査基準として死荷重状態における照査を行った。

- ①コンクリートにひび割れが発生せず、圧縮応力が弾性範囲内の圧縮強度の3分の1以下であること<sup>5)</sup>。
- ②斜張ケーブルの応力が許容値以内であること。ここで、許容値は斜張ケーブルの引張強度を170(MPa)とし、これを安全率2.5で除した値とした<sup>6)</sup>。

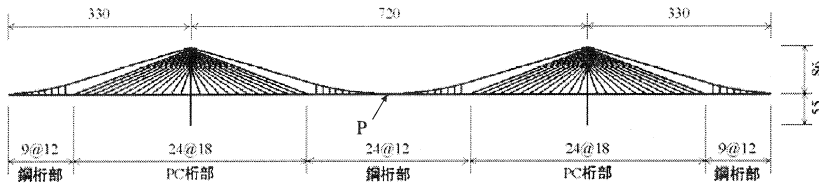


図-1 ハイブリッドPC斜張橋側面図

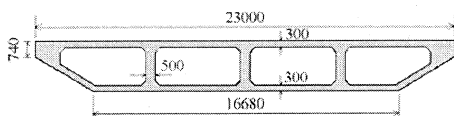


図-2 主桁断面図（コンクリート桁）

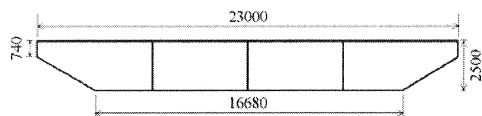


図-3 主桁断面図（鋼桁）

境界条件は、橋脚およびアンカレッジ部は完全固定とし、塔頂部については、ケーブルは滑らないものと仮定した。主桁は、端部は橋軸方向および面内の回転は自由とし、その他の方向については固定とした。主塔と主桁の境界については左右ともに、剛結とした。その結果、基本モデルにおいて、主塔近傍のコンクリート桁下端部に発生する圧縮応力および斜張ケーブルの上段の数本が許容値を満たしていなかったため、以下の2点を修正して、照査基準を満足する構造とした。

- ①主塔近傍のコンクリート桁の桁高を3.5mとした。
- ②斜張ケーブルの断面積を許容値を満たすように増減させた。試設計を行った斜張ケーブルの断面積を表-2に示す。

表-1 材料諸元

(a) コンクリート

$f_c'$ (MPa)	$\epsilon_0$	$E_c$ (MPa)
40.0	0.0022	$3.1 \times 10^4$

(b) 鋼材

	降伏強度(MPa)	$E_s$ (MPa)
鉄筋	400	$2.00 \times 10^5$
鋼桁	240	$2.00 \times 10^5$
主ケーブル	950	$2.00 \times 10^5$
斜張ケーブル	1570	$2.00 \times 10^5$

(c) 吊ケーブルの断面積

	断面積 (cm <sup>2</sup> )
主ケーブル	1169.0
ハンガーケーブル	29.0

### 3. 単調載荷解析による静的構造特性の評価

#### 3.1 解析概要

解析は、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ェイバーモデル解析を用いて、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行った<sup>7)</sup>。載荷は、死荷重載荷後、各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。また、構造安定性の照査を目的として固有値解析を各増分ステップの釣合段階で行った<sup>8)</sup>。なおコンクリートの材料モデルは<sup>1)2)</sup>、圧縮応力領域では、圧縮強度時のひずみを-0.0022とし、圧縮強度まで二次放物線で増加し、それ以降は応力が零となる-0.012まで直線的に減少するモデルを、引張応力領域では、応力は引張強度(3MPa)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、圧縮強度を設計強度40MPaの0.85倍と仮定している。

表-2 斜張ケーブルの断面積

	1	2,3	4~	7~	11	12
	段目	段目	6段目	9段目	段目	段目
断面積 (cm <sup>2</sup> )	210.8	227.0	210.8	176.7	74.9	26.35

#### 3.2 鉛直方向載荷

図-4に図-1中の鋼桁中央部P点における鉛直変位と、鉛直方向荷重の自重との比率の関係ならびに接線剛性マトリクスの1次固有値の変化を示す。図-5ならびに図-6に鋼桁中央部P点の鉛直変位が250cm時の各斜張ケーブルに発生している応力ならびに変形図を示す。

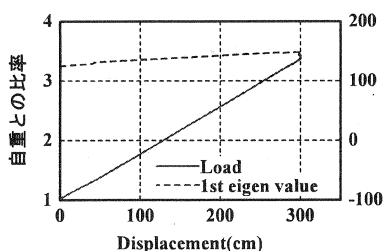


図-4 荷重 - 変位関係 (鉛直方向)

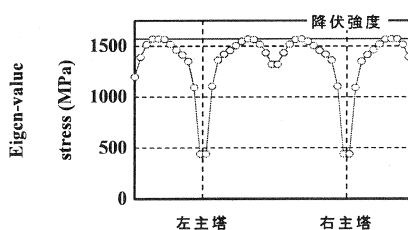


図-5 斜張ケーブル応力 (P点変位=250cm)



図-6 変形図 (P点変位=250cm)

鉛直方向荷重時は自重の3倍以上もの荷重を保持することが可能であり、十分な耐力を有しているとともに、最大耐力時までほぼ弾性的な挙動を示すことが分かる。斜張ケーブルについては、図-5より、P点鉛直変位が約250cmになると、同時に複数降伏したことが確認された。なお、接線剛性マトリクスの一次固有値の値は解析中増加する傾向を示し、これは各ケーブルに生じる引張力の影響と考えられ、構造安定性に対しても問題がないことが分かる。

### 3.3 橋軸方向荷重

図-7に図-1中の鋼桁中央部P点における橋軸方向変位と、橋軸方向荷重の自重との比率の関係ならびに接線剛性マトリクスの1次固有値の変化を示す。図-8に最大荷重時の変形図を示す。

橋軸方向荷重時は自重との比率が0.1倍程度から緩やかに勾配が低下し始め、最大耐力力は自重の0.17倍程度となった。最大耐力力の点において、接線剛性マトリクスの1次固有値の値は、一時的に低下するものの負の値にはならなかった。これは、ケーブルの影響による誤差であると考えられる。また、最大荷重点以降の一次固有値の値は、ケーブルが圧縮状態に入り不安定な状態となった影響から不連続に変化しているが、構造全体としては安定性を有していると言える。

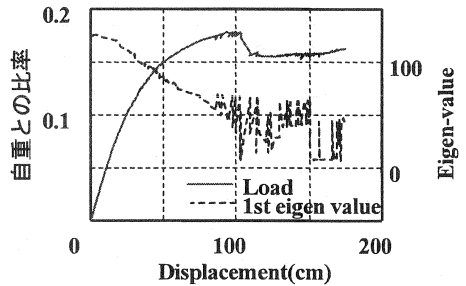


図-7 荷重 - 変位関係 (橋軸方向)



図-8 変形図 (最大荷重時)

解析結果より得られた最大荷重時における両主塔の曲率分布によると、両側主塔において基部および主桁との接合部の塑性化が進展し、主塔基部ではコンクリートは軟化領域に至っていた。一方、主桁ならびにケーブルについては圧縮破壊や降伏が見られなかった。したがって、橋軸方向荷重時の耐力力は主塔によって決定されるものと推測される。

### 3.4 橋軸直角方向荷重

図-9に図-1中の鋼桁中央部P点における橋軸直角方向変位と、橋軸直角方向荷重の自重との比率の関係ならびに接線剛性マトリクスの1次固有値の変化を示す。図-10に最大荷重時における変形図を示す。

橋軸直角方向荷重時は、変位の増加とともに剛性が徐々に低下する挙動を示している。P点の橋軸直角方向変位が約200cmになると、主塔近傍のコンクリート桁において引張側鉄筋が降伏し、さらに剛性が低下することが確認された。接線剛性マトリクスの一次固有値は、P点の橋軸直角方向変位が425cmの時に負の固有値となった。このことから、この点が構造物の最大荷重点であると推測される。その後、一次固有値の値は大きく低下しているが、これは主塔基部の圧縮破壊により構造安定性を失い、急激な破壊が生じたためであると考えられ、この点については今回の試設計において、基本モデルで白鳥大橋の鋼製主塔と同様の形状

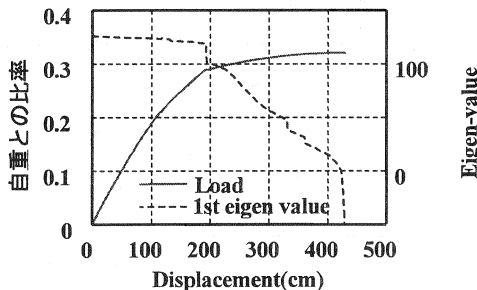


図-9 荷重 - 変位関係 (橋軸直角方向)

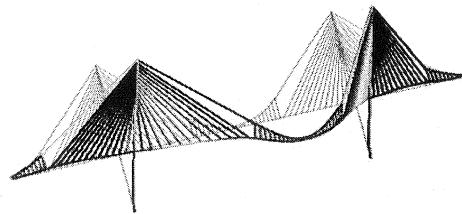


図-10 変形図 (最大荷重時)

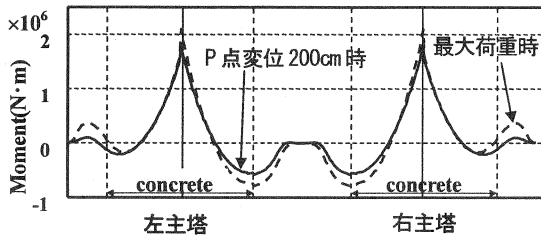


図-11 断面力分布 (面外方向)

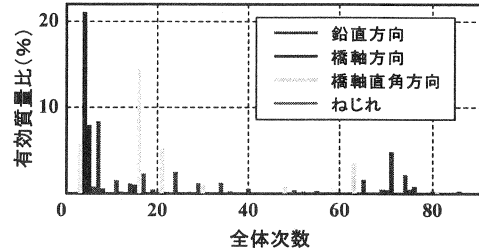


図-12 各次数における有効質量比

にした影響が大きく、主桁より下部の主塔形状について検討する必要があると言える。

また、図-11 に示すP点の橋軸直角方向変位 200cm 時および最大荷重時における主桁の面外方向の曲げモーメントによると、主塔近傍および、鋼桁との接合部のコンクリート桁において大きな曲げモーメントが発生していた。なお、径間中央鋼桁部分は吊構造の影響から曲げモーメントは小さくなっていった。

#### 4. 固有振動解析に基づく動的構造特性の評価

常時における主要固有周期と有効質量比の関係を図-12に、各方向の卓越モードを図-13~図-15に示す。鉛直方向は図-13に示す3次(全体7次)モードが最も高い有効質量比を示している。変形モードは、単調載荷時の変形モードとは異なる結果を示しており、鉛直方向の有効質量比が分散している結果とともに、高次モードの影響が無視できないことを示している。橋軸方向の有効質量比は図-14に示す2次(全体4次)モードが最も高く、固有モードは単調載荷時の変形モードに近い変形性状を示しており、橋軸方向の静的解析による照査の有効性が認められる。また、橋軸方向については、図-12により低次モードが高い有効質量比を占めていることが分かる。橋軸直角方向については2次(全体16次)モードが卓越する結果となった。変形モードは主桁が高次モードで変形しており、単調載荷解析による照査では不十分であると考えられる。

これらのことから、試設計したハイブリッドPC斜張橋は橋軸方向の変形モードについては低次モードの影響が大きいものの、構造全体としては複雑な振動特性を有するものと思われる。したがって、非線形の時刻歴応答



図-13 鉛直方向卓越モード  
(鉛直3次モード(T=2.17[sec], 8.3%))



図-14 橋軸方向卓越モード  
(橋軸2次モード(T=3.15[sec], 21%))

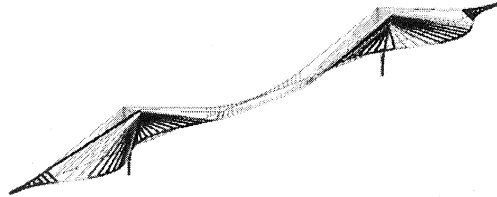


図-15 橋軸直角方向卓越モード  
(橋軸直角2次モード(T=1.29[sec], 14%))

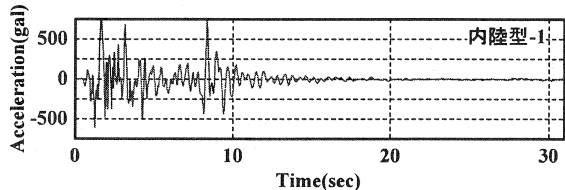
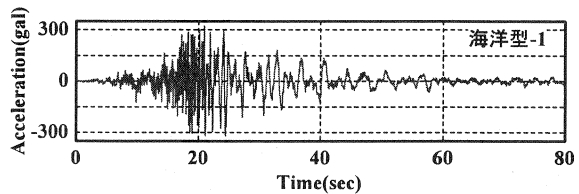


図-16 入力地震動

解析を行うことが望ましいといえる。また、ねじれモードについては、有効質量比が非常に小さい結果となった。これは、斜張ケーブルによって主桁の剛性が向上したためであると推測される。

5. 地震応答解析

地震応答解析は、数値積分法に Newmark の  $\beta$  法 ( $\beta=0.25$ ) を用い、各部材の減衰比を 5% とし、図-16 に示した土木学会コンクリート標準示方書耐震性能照査編<sup>9)</sup>に掲載されているレベル2地震動の内陸型①および海洋型①の時刻歴加速度波形を用い、位相差は考慮せず両橋脚および主桁端部に3方向同時に入力することにより行った。なお、鉛直方向は加速度を1/2とした波形を入力した。ここで、質量マトリクスは、ケーブルの回転慣性項を無視するために集中質量マトリクスを採用した。減衰については、Rayleigh型を採用したが、固有周期は死荷重が作用していない初期状態のものを使用しており、 $T_1=7.12$ 秒、 $T_2=6.45$ 秒であった。

内陸型①の時刻歴加速度波形を3方向同時入力した場合の鋼桁中央部P点の時刻歴応答変位を図-17に、海洋型①の時刻歴加速度波形を同様に入力した場合の鋼桁中央部P点の時刻歴応答変位を図-18に示す。また、接線剛性マトリクスの1次固有値の時刻歴変化も併せて示す。

内陸型①地震動入力の場合、各方向における最大応答変位は鉛直方向が約80cm、橋軸方向が約50cm、橋軸直角方向は約100cmであった。試設計した橋梁はスレンダーな構造であったため、接線剛性マトリクスの一次固有値の低下も確認され、コンクリート部材に非線形挙動が生じているものと推測される。主ケーブルおよびハンガーケーブルに発生した応力は、解析中安全とみなせる範囲内にあり、斜張ケーブルは、最大応答付近で、許容値を超える応力が発生していたものの降伏には至っていなかった。なお、最大応答付近において接線剛性マトリクスの一次固有値が不連続的に低下しているが、これは、ハンガーケーブルおよび斜張ケーブルが最大応答付近で一時的に圧縮状態になっていたためである。以上のことから、レベル2地震動の内陸型①時刻歴加速度波形入力時は、鋼材やケーブルなどの降伏が生じなかったため、地震後も残留変形が小さい範囲にとどまり、また負の固有値が発生しなかったことから構造安定性も満足することが予想される。

一方、海洋型①地震動入力の場合については、入力波の加速度が最大となる20秒前後までの応答値は鉛

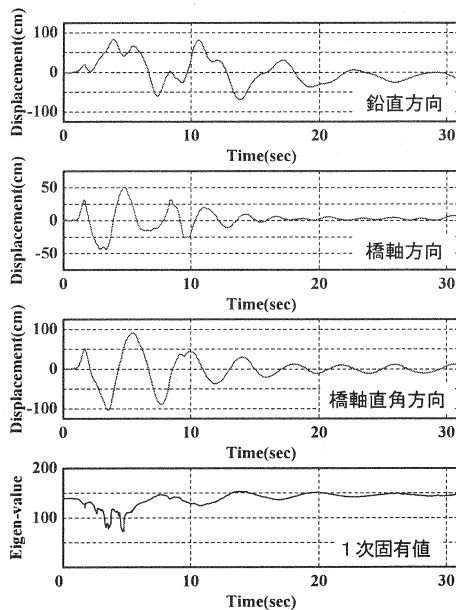


図-17 時刻歴応答変位 (内陸型①)

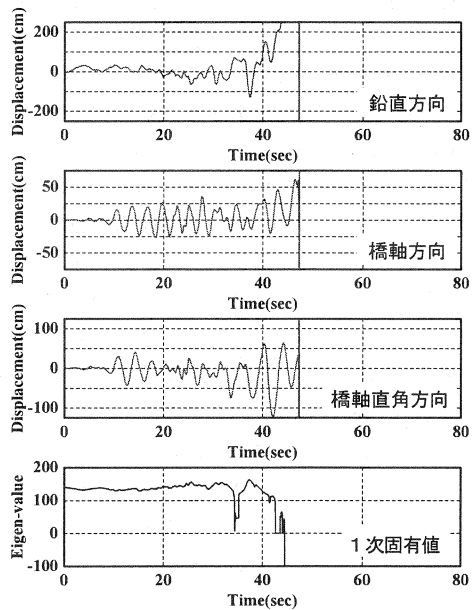


図-18 時刻歴応答変位 (海洋型①)

直方向が約 100cm, 橋軸方向が約 25cm, 橋軸直角方向は約 50cm となり, いずれの方向についても弾性範囲内であった。しかし, 入力加速度が 80gal 以下の 40 秒以降において共振し, 発散する結果となった。これは入力波の長周期成分が卓越したためであると考えられる。また, 図-19 に示す  $t=45$

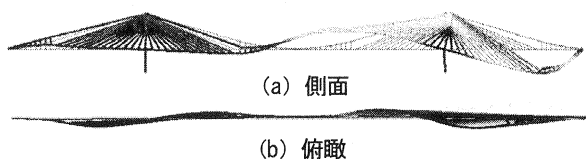


図-19 変形図 ( $t=45.0$ [sec])

秒における変形図によると, 発散していく過程では面外方向の変形に比べ面内方向の変形が卓越していたことが分かる。このことから, 長周期地震動については, 2003 年 9 月の十勝沖地震で石油タンクが損傷を受けるなど近年問題となっているが, 長大スパンを有するハイブリッド PC 斜張橋においても例外ではなく, 許容応力度だけでなく耐震的に評価する必要があるといえる。

## 6. 結論

長大スパンを有するハイブリッド PC 斜張橋の試設計および構造性能評価を行い, 以下の結論を得た。

- (1) 単調載荷解析の結果, 単調載荷荷重に対しては試設計した長大スパンを有するハイブリッド PC 斜張橋は, 十分な耐力と優れた構造安定性を有するものである。
- (2) モード特性を評価した結果, 試設計を行ったハイブリッド PC 斜張橋は複雑な振動特性を有しており, 非線形の時刻歴応答解析を行うことが望ましい。
- (3) 地震応答解析の結果, 長周期地震動に対しては充分検討する必要がある。

謝辞: (株)ピーエス三菱の武村浩志氏には, 本研究で解析対象としたハイブリッド PC 斜張橋の試設計を行う際に貴重な資料および意見を頂きました。ここに記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 安田明人, 伊藤睦, 中村光, 田辺忠顕 (2003): 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, コンクリート工学年次論文報告集, 第 25 巻第 2 号, pp.85-90.
- 2) 安田明人, 伊藤睦, 中村光, 田辺忠顕 (2004): ハイブリッド PC 斜張橋の構造性能評価, コンクリート工学年次論文集, 第 26 巻第 2 号, pp.1417-142.
- 3) 野村國勝・中崎俊三・吉村健・成田信之・前田研一 (1993.9): スパン 900m 斜張吊橋の試設計, 第 48 回土木学会年次学術講演会, pp.1010-1011.
- 4) 武村浩志・大浦隆・大主宗弘・田邊忠顕 (2000.10): 吊り区間を含む PC 斜張橋「ハイブリッド斜張橋」の検討, 第 10 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.131-136.
- 5) 日本道路協会 (2002): 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編, 丸善.
- 6) 日本道路協会 (2002): 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, 丸善, pp.409-411.
- 7) 中村光・二羽淳一郎・田邊忠顕: 鉄筋コンクリート柱の終局変位に関する解析的研究, 土木学会論文集, No.420/V-13, pp.115-124.
- 8) 谷口勝彦・田邊忠顕 (2001): 長大スパンコンクリートアーチ橋の不安定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.23, No.3, pp.1015-1020.
- 9) 土木学会 (2002): コンクリート標準示方書[耐震性能照査編], 丸善.