

# だいにちばし 大日橋の設計と施工

## ～吊橋の補剛桁をプレキャストPC化～

Design and Construction of the Dainichibashi PC Suspension Bridge

渡部 寛文  
Hirofumi WATANABE

川田建設(株)技術部技術課

横山 勝裕  
Katsuhiko YOKOYAMA

川田建設(株)東京支店工事部工課

日光は東京から北へ約150 kmの栃木県西北部に位置し、市東部の平地から県最高峰の白根山まで、標高差2 000 m以上に及び、低山帯から高山帯までのさまざまな動植物の宝庫となっている。また、1999年12月にはユネスコ(国連教育科学文化機関)の世界遺産に「日光の社寺」が登録され、その持つ歴史の重要性が国際的に認められた。一方、もともと日光は古くから山岳信仰の地として開かれ、歴史的・文化的資源の豊富などところでもある。大日橋は、かつて美しい池のある堂に大日如来が祀られていた大日堂のすぐそばに建設された。全長75 mと小規模ながら、吊橋としてはほとんど施工例のないプレキャストPC床版を桁部材に用いている。重量に比べてスレンダーな床版形状、断面剛性の高さをもたらす優れた静的・動的安定性、プレストレスの導入による高耐久性など、PC床版を用いることにより、吊橋の持ついくつかの弱点が克服されている。

キーワード：吊橋、プレストレスコンクリート、プレキャスト、耐風性

## 1. まえがき

大日橋は、日光市が整備を進めているウォーキングトレイル事業の一環として建設された、プレキャストPC床版を用いた吊橋(PC吊橋)である。ウォーキングトレイルは、日光市が2005年を目標年次とした「まちづくり」の重要項目である道路整備事業のうち、市民や観光客に安全で快適な歩行空間を提供することを目的とした「歴史探勝路」で、本橋は大谷川<sup>だいやがわ</sup>左右岸のトレイルを結び、トレイルネットワーク上の結末点であるとともに、付近は大日堂や伝説の息づく<sup>ぬかづかいなり</sup>糠塚稲荷神社など日光の歴史を伝える資源が豊富な場所でもある。また、本計画地はトレイルネットワークの西端として来訪者の快適な散策を支援する拠点設備、各種祭事・イベント開催が可能な広場などの施設整備が計画され、本橋自体もトレイル資源の一つとして位置づけられている。

このような理由から、本橋の形式選定にあたっては特に景観が重要視され、自然と融和しつつ存在感を失わないデザインとして、PC吊橋を採用するに至った。ケーブル部材以外をコンクリート、特に床版をPC部材とした吊橋は国内では稀であり、本論文はPC吊橋の構造的な特徴および施工プロセスについて述べるものである。

## 2. 構造概要

工 事 名 称：市道2113号線橋梁新設工事  
橋 格：人道橋  
構 造 形 式：上部工 単径間無補剛PC吊橋  
下部工 直接基礎  
橋 長：75.0 m ケーブル間隔：4.1 m  
支 間：73.0 m サ グ：7.5 m  
有 効 幅 員：3.0 m ハンガー間隔：2.5 m  
主 塔 高：9.2 m

本橋の全体形状を図1および写真1に示す。



写真1 大日橋

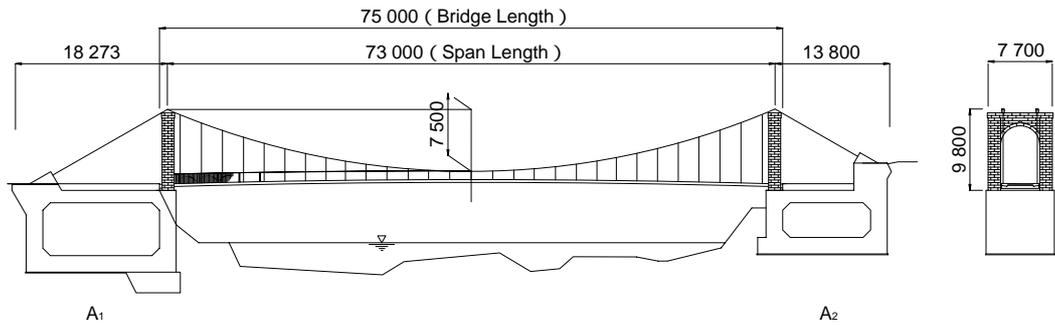


図1 全体一般図

### 3. 設計概要

#### (1) 主要数量および荷重条件

本橋の主要数量を表1に、荷重条件を表2に示す。

表1 主要数量

種別	仕様	単位	数量	適用
コンクリート	$f_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$	$\text{m}^3$	64.0	プレキャスト床版
	$f_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$	$\text{m}^3$	10.2	場所打ち床版
	$f_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$	$\text{m}^3$	90.9	主塔
	$f_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$	$\text{m}^3$	1 573	下部工
鉄筋	SD295A	t	180.0	
P C 鋼材	1S15.2B	t	1.40	プレキャスト床版
	12S15.2B	t	6.20	床版縦締め
ケーブル	85 mm 1 x 217	t	9.10	ソケットを含む
ハンガー	14 mm 7 x 7 2条	t	0.70	
鋼材	SC450	t	1.10	ケーブルバンド
	SCW420	t	1.00	サドル
	SS400	t	3.50	床版連結部など

表2 荷重条件

死荷重	コンクリート: 24.5 $\text{kN/m}^3$	
	舗装: 23.0 $\text{kN/m}^3$	ポリマー含浸アスファルト
群集荷重	鋼材: 76.9 $\text{kN/m}^3$	
	2.0 $\text{kN/m}^2$	ケーブル・補剛桁応力に対して
風荷重	3.0 $\text{kN/m}^2$	床版, ハンガーに対して
	4.5 $\text{kN/m}^2$	
雪荷重	1.0 $\text{kN/m}^2$	
温度変化	$\pm 30$	
設計水平震度	$K_h = 0.2$	

#### (2) 下部工の設計

##### a) 架橋地点の地質

本橋の架設地点は日光火山群の間を流下する大谷川の流域にあり、右岸 (A<sub>1</sub>) 側は山地が直接沖積低地部へと没し、左岸 (A<sub>2</sub>) 側には小規模な洪積段丘面が発達している。現地におけるボーリング調査の結果、表面の盛土層から深度7 m前後までの範囲は、粘性土と砂礫の互層および固結度の低い火山砕屑岩層で構成されており、それより下層はN値が50以上を示す安山岩層となっている。この結果から、掘削により安山岩層を露出させ、これを支持地盤として下部工躯体を直接基礎形式で構築することとした。

##### b) 躯体形状

躯体はアンカレイジと橋台が連続した鉄筋コンクリート製ボックス形状になっている。これはアンカレイジと橋台との距離が13.8~18.3 mと短く、これらを分離するとかえって掘削土量が増加すること、また特にA<sub>2</sub>側は軀

体背後に民家が近接しており、掘削可能範囲の制限を受けることが理由となっている。死荷重時および設計時 (群集荷重満載時) のケーブル張力により、躯体に作用する反力は表3のとおりである。これに加え躯体側面の土圧、ボックス内の埋戻し土、地下水圧、群集荷重などを考慮して安定計算を行った結果、図2に示すような躯体形状となった。

表3 躯体作用力

作用位置	方向	単位: kN	
		死荷重時	設計時
アンカレイジ	鉛直	-1 500	-2 030
	水平	2 600	3 520
主塔基部	鉛直	2 570	3 480

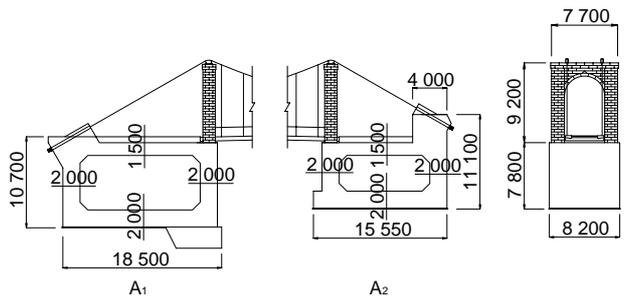


図2 下部工躯体形状

#### (3) 主塔の設計

主塔は吊橋がそのケーブル形状を保つための要となる構造部材であると同時に、橋への入口としてモニメントの機能も兼ね備え、利用者の橋梁に対する印象に大きな影響を与える。本橋の場合、豊かな自然と歴史の重みを設計の背景としていることから、重量感のあるラーメン構造の主塔とし、化粧型枠を用いた石調の表面仕上げとした (写真2)。

構造は下部工躯体に剛結された鉄筋コンクリートで、完成後の荷重に対し応力照査を行っているが、床版架設など施工時のケーブル伸張がもたらす塔頂強制変位により、主塔基部に大きな曲げモーメントの発生することが架設計算より明らかとなった。

主塔基部曲げモーメントをキャンセルする方法としては、主塔基部を一時的にピン構造とする、サドルをロッカー式にするなどの方法があるが、本橋では主塔天端に



写真2 主塔



写真3 サドル

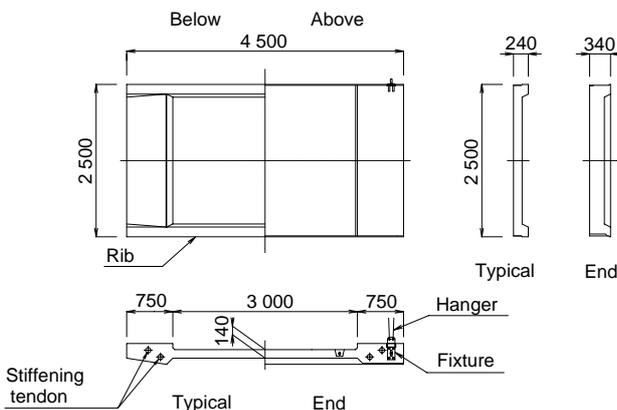


図3 プレキャスト床版形状

鋼板を埋め込み、この上にサドルを据え、調整ボルトにより橋軸方向にスライドできる構造とした(写真3)。

#### (4) 床版の設計

床版はハンガーピッチ(2.5 m)で分割される全28ブロックのプレキャストコンクリートと、径間端部の場所打ち部で構成される。床版厚は14 cm、ハンガーを定着する地覆部は34 cmで、ブロックの橋軸方向縁にはリブを配置した。プレキャスト床版の形状を図3に示す。

##### a) 応力照査

床版は橋軸方向がポストテンション方式、橋軸直角方向がプレテンション方式のPC構造である。ただし場所打ち部の橋軸直角方向については床版厚を大きくしてRC構造とした。橋軸方向(縦締め)PC鋼材は場所打ち部の床版内に定着され、下部工とは独立している。プレストレスによるクリープや乾燥収縮など、床版橋軸方向の長さ変化は、スライド支承と伸縮装置により吸収される。

応力照査では、ブロック単体として最大荷重時にフルプレストレスであることを確認したほか、後述する床版の補剛効果についても検討を行った。

本橋は無補剛吊橋として設計されているが、実際の床版には補剛効果による活荷重曲げモーメントが発生する。曲げモーメントの算出方法は種々あるが、本橋ではPeeryによる影響線解析法を用いて曲げモーメントの最大・最小値を算出した<sup>1)</sup>。この方法は鋼無補剛吊橋のように桁の断面剛性が非常に小さい構造には不向きであるが、本橋のように死荷重時ケーブル張力に対し床版の断面剛性が比較的大きい場合には精度よく求解できる。解析結果を図4に示す。

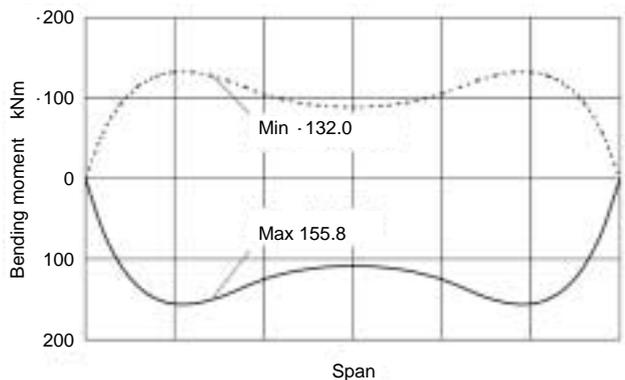


図4 解析結果

上図より、最大値(正曲げ)155.8 kN・m, 最小値(負曲げ) -132.0 kN・mを得る。これによる応力と、ブロック単体で算出した応力を合成し、ブロック継ぎ目断面に引張が生じないように、縦締めPC鋼材のプレストレス導入量を決定した。

##### b) プレキャスト床版間の連結機構

プレキャスト床版の架設途上における形状変化を解体計算により求めると図5のようになる。支間中央からブ

ロックを架設して行く場合、前半のステップでは床版形状が完成時とは逆の下に凸となり、床版間で角折れが生じるため、床版同士を直接剛結することはできない。そこで、写真4に示すような連結金具を用い、床版同士をピン接合とすることで、床版の変形に追従できる方法を採用した。この金具はハンガーの定着装置を兼ねており、連結部は完成後もせん断キーとして機能する。連結時に床版間は約30 mm空いているが、全床版架設後ここに無収縮モルタルを注入し、硬化後縦締めPC鋼材を緊張することで床版は一体化される。

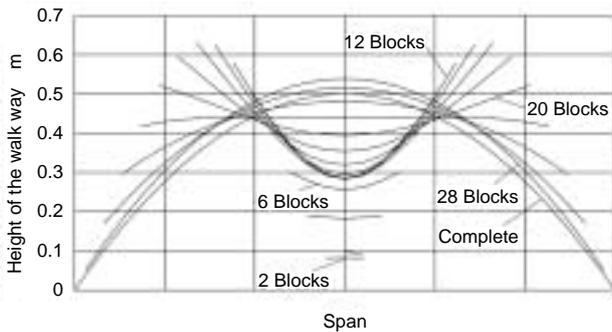


図5 解体計算結果



写真4 連結金具

#### (5) ケーブル類の設計

ケーブル最大張力はバックステーの塔頂付近に発生し、群集荷重2.0 kN/m<sup>2</sup>満載時で1本あたり2100 kNとなる。ケーブルにはスパイラルロープ 1×217 85 mmを用いた。定着にはアンカーフレームを設けず、アンカレイジ後方までケーブルを貫通し、外ネジを切ったソケットとリングナットによる支圧定着とした(写真5)。側径間にハンガーのないバックステータイプの吊橋では、活荷重によるケーブル変形が僅少なため、このような定着方法が可能である。

一方、径間長に比較して太径のケーブルを用いる場合、バンド形状にはディテール上の配慮が必要となる。一般的な2枚のプレートでケーブルを左右から挟むタイプでは、プレート形状が大きくなり、スレンダーな床版に対して見かけ上不自然となる。そこで本橋では、バンド形



写真5 ケーブル定着具

状をケーブル断面に合わせて上下分割の筒形とし、これにハンガーを鞍掛けすることにより、突起の少ない軽快なバンドとなった。これは一般的なプレート型のバンドに比べ重量が半分程度(約20 kg)になり、バンド取付時の作業性も向上する。ただし、ハンガーには曲線部が生じるため安全率をやや大きく設定し(通常3.5に対し曲線部4.0)、ストランドロープ 7×7 14 mmとした(写真6)。



写真6 バンド

#### 4. 耐風性の検討

耐風性の観点では、PC吊橋は次のような特長を有する。  
死荷重によるケーブル張力が大きく、フラッターの発現風速が高い。  
死荷重増加により渦励振の発現風速は低下するが、その応答振幅がきわめて小さい。

これらの特長は一般に重橋床式吊橋または質量付加式吊橋などが持つものであるが、コンクリートの質量だけでなく、その剛性にも期待しているという点で、PC吊橋ではより積極的な活用が図られている。

本橋の固有振動数について、立体解析プログラム(ANSYS)より求めた計算結果を表4に示す。この数値をSelbergの曲げねじれ連成フラッター発現風速推定式に代入し(減衰率 = 0.02と仮定)、フラッター発現風速

を算出したところ139.9 m/sになった。これは設計風速55 m/sを大きく上回っており、発散振動に対し本橋は十分安全であると判断した。

表4 固有振動数解析結果

着目モード	モード形状	振動数 Hz
鉛直逆対称1次		0.495
鉛直対称1次		0.744
ねじれ対称1次		1.657

## 5. 施工

吊橋が深い谷や湖などに架設される場合、キャットウォークなどの吊り足場や、ケーブルクレーンによる空中架設が一般に行われる。本橋の場合、河床から橋面までの高さが15 m以下と低く、また本橋が横断する大谷川は台風シーズン以外の流量が比較的安定しているため、資機材の搬入および径間部の作業（ケーブル展開・床版架設）を含め、河川内の埋立て部を使用して行った。施工手順を図6に示す。

### (1) 下部工・主塔の施工

下部工は河川に沿った傾斜地に位置するため、躯体背後の掘削深さは躯体高（約10 m）とほぼ一致する。特にA<sub>2</sub>側は民家の横を鉛直に掘削しなければならないため、アースアンカーによる山留め工を行った。

主塔には化粧型枠を使用したため、コンクリート打放しのみでは色彩的に不自然なため、グレーをベースとした粗目の吹付け塗装に一部セピア色で風化した色調に仕上げた。

### (2) ケーブルの架設

ケーブルが 85 mmと太径なため、これを巻くリールも 3.2 mと大きく、アンリーラも一般道を無解体で輸送できるシャフト式としては最大級のものとなった。その上現場搬入路が幅員狭小で屈曲部があり、これら資機材を吊り上げるためのクレーン車も25 t型までという制約を受けた。吊橋の現場は一般に狭隘な山間部が多く、大型の資機材を用いる計画では十分な検討が必要である。

ケーブル架設の手順は次のとおりである。

- ローラ付き架台上をウインチにて引出し
- 角折れに注意しながらクレーンで吊上げ
- 端部ソケットをアンカレイジに挿通し定着
- マーキングに合わせてサドルに固定

この時点でケーブルには自重による張力のみが働いており、完成時に比べて約0.3%収縮している。そこで、あらかじめサドルをアンカレイジ側にセットバックしておき、床版架設によりケーブルに張力が導入されるに連れ、3(3)で述べたようにサドルを完成位置までスライドさせた。スライド量はA<sub>1</sub>側48 mm、A<sub>2</sub>側36 mmであった。

### (3) 床版の架設

現場に搬入されたプレキャスト床版は、架設位置直下の埋立て部に仮置き、ラフテレンクレーンを用いて径間

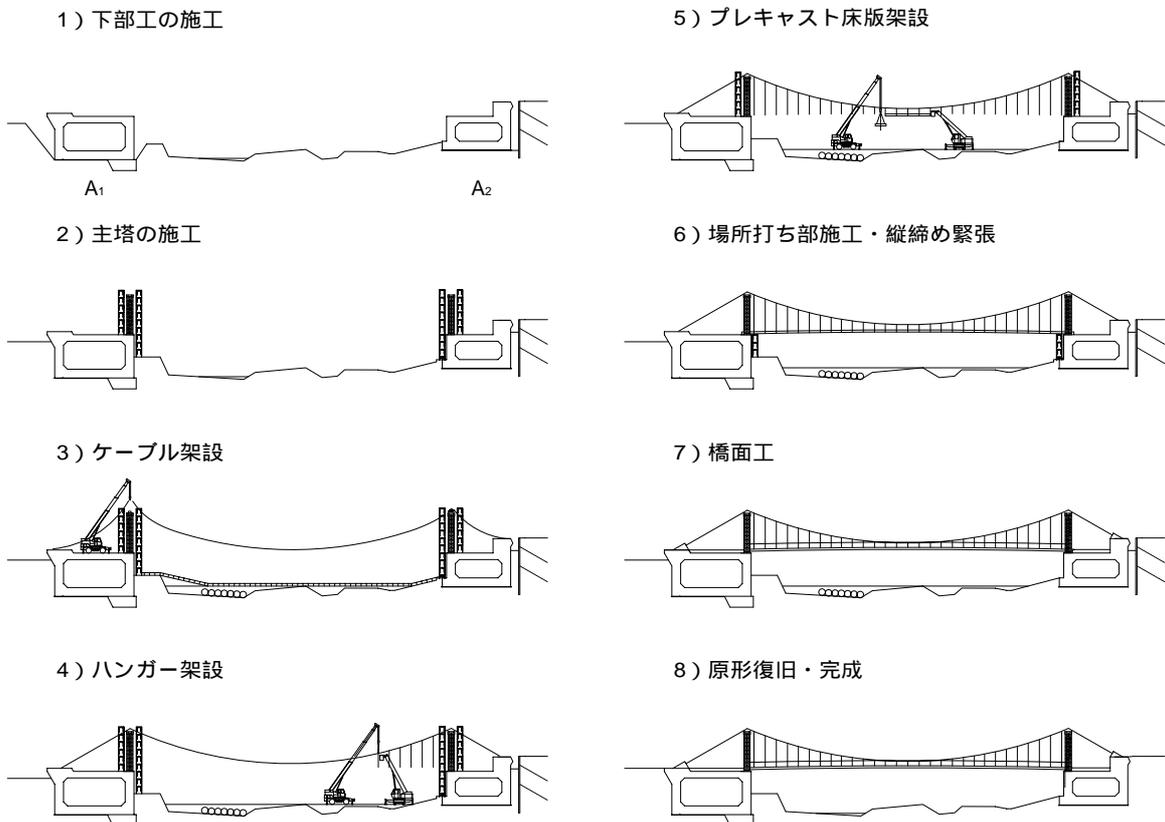


図6 施工手順

中央より架設を行った。ブロック同士の連結は、金具にピンを通すだけの簡易な方法としたため、1ブロックあたりの作業時間が短く、プレキャスト部材全28ブロックの架設は3日で終わることができた（写真7）。



写真7 床版架設

場所打ち部の施工は、型枠を地上から立ち上げた支保工上に組み、既設ブロックの先端にカウンタウェイトを載せて高さを合わせ、配筋後コンクリートを打設した。

縦締めPC鋼材の緊張に際しては、床版厚に比較して導入力が大きく（合計約8 000 kN）、しかも鋼材位置が床版図心に対し上下に偏心しているため、特に導入初期の緊張力バランスが床版応力に影響を与える。このため、プレテンション鋼材のセットに用いる低容量のジャッキ（2 t型）にてストランドを1本ずつ予備緊張し、その後全鋼材を同時緊張する方法を採った。鋼材定着具には、ストランドごとの緊張が可能なフレシネーVシステム（12V15）を用いた。

最終的な架設精度は、径間中央標高において設計値に対し+11 mmという良好な値を得た。本橋の床版架設開始後のケーブル調整はサドルのスライドのみであり、大型ジャッキを用いた後調整は不要となった。

## 6. 振動試験

本橋の振動特性については4で固有値解析を行っているが、橋体完成後の現橋において振動試験を実施し、解析値との整合性を検証した。試験方法は径間中央および1/4点での人力加振とし、振動数範囲を0.4～3.0 Hz、床版上に設置した加速度センサにより振動を検知、FFTアナライザで振動数分析を行った。試験結果を表5に示す。

一般に実測振動数は解析値を上回ることが多く、本橋でもその傾向が見られた。実測波形より求めた減衰率は

0.036となり、PC斜張橋や吊床版橋よりもやや大きな減衰を示す。フラッターの発現性において、これら実測結果は解析値と比較して安全側の数値となり、本橋のフラッターに対する安全性が確認された。

## 7. あとがき

中小径間橋梁の新たな形式としてPC吊橋を提案し、設計および施工を行った。本形式がもつ適度な重量と高い剛性は優れた静的・動的安定性を示し、プレキャストコンクリート床版をPC鋼材にて緊張一体化することにより、架設の簡略化・工期短縮を図ることができる。本報告が同型式の橋梁の一資料となれば幸いである。

最後に、本橋の設計施工にあたりご指導とご協力をいただいた関係各位に対し、紙面を借りて深く感謝の意を表します。



写真8 プレキャスト床版架設完了時

## 参考文献

- 1) 川田：長径間吊橋の理論と計算，橋梁編纂会，1969.3.
- 2) 渡部，福田，鈴木，岸：大日橋（PC吊橋）の設計と施工，第10回PC技術協会シンポジウム論文集，2000.10.
- 3) 福田，鈴木，岸，谷内，横山，渡部：大日橋の設計と施工，橋梁と基礎，2001.5.
- 4) H.Watanabe：Design and Construction of Dainichibashi，IABSE CONFERENCE SEOUL 2001 REPORT，2001.6.
- 5) (社)日本道路協会：小規模吊橋指針・同解説，1984.4.
- 6) (社)日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，1991.7.

表5 固有振動数の比較

着目モード	解析結果 振動数 Hz	実測結果		
		振動数 Hz	比率	減衰率
鉛直逆対称1次	0.495	0.575	1.16	0.036
鉛直対称1次	0.744	0.863	1.16	-
ねじれ対称1次	1.657	1.785	1.08	-