

鋼上路橋の面外格子モデルについての検討

A CONSIDERATION ON OUT-OF-PLANE ANALYSIS OF PLANE MODEL FOR STEEL DECK BRIDGE

熱田憲司*、市川章夫**、尾下里治***

Kenji ATSUTA, Akio ICHIKAWA and Satoji OSHITA

* (株)横河ブリッジ 生産本部大阪生産技術部第1課(〒592 大阪府堺市築港新町2-3)

** 同 橋梁本部技術部第2課(〒592 大阪府堺市築港新町2-3)

*** 工博 同 明石海峡大橋補剛桁工事事務所(〒655 兵庫県神戸市垂水区平磯3-1-50)

On the occasion of a structural analysis for a deck bridge being subjected to lateral load, we usually consider next models:

- (1) -independent plane model assuming upper and lower loading ratio.
- (2) -out-of-plane analysis of plane model.
- (3) -three dimensional model.

But each method has its own problem. The loading ratio between upper and lower is not clear(1). It is doubtful whether modeling is valid(2). This work takes labor(3).

This paper proposes out-of-plane analysis of plane model. In this solution modeling is comparatively easy and the loading ratio is clear. We show points of modeling in consideration of shear deformation and some examples of calculation.

As a result the validity of the proposed method is shown by the comparison between this method and three dimensional analysis.

Key Words: out-of-plane analysis, deck bridge, shear deformation

1. はじめに

トラス系橋梁やアーチ系橋梁の面外荷重に対する設計は通常、

- ①上面と下面あるいは補剛桁とアーチリブを分離した簡易モデル
- ②2主構立体モデルを1主構の平面格子に置換した平面格子モデル
- ③全構造部材をそのままモデル化した2主構立体モデル

の3つのモデルで行われているが、①の簡易モデルに関しては上下を分離する際の荷重分担比率の不明確さ、②の平面格子モデルに関しては1主構に置換する際の置換の妥当性、③の立体モデルに関しては膨大な量の構造部材をモデル化するという実設計業務における煩雑さが、それぞれ問題となっている。

ここでは、これらの問題に対処する方法として「荷重分担比率が明確」で「比較的モデル化が容易」な②の平面格子モデルに着目し、特に構造全体の重心位置が高く、面外荷重に対する安定性の確認が重要となる上路トラス・上路アーチ橋について、そのモデル化の要点と注意事項について述べるとともに、幾つかの数値計算により立

体モデルと比較した時の妥当性を示す。

2. モデル化の要点

平面格子モデルによる解析は、立体解析に比べてモデル化の作業量を大幅に減少できるという利点がある反面、そのモデル化を誤ると解析結果と実際の橋梁の断面力、変形量、動的挙動等との間に大きな差異が生じてしまう。これを避けるには、モデル化にあたって特に横構や対傾構のせん断変形や、ねじり定数の取扱い方に注意することが重要となってくる。以下にそれらを考慮したモデル化の要点と注意事項について述べる。

2.1 横構が組まれた弦材や補剛桁、アーチリブの断面定数

図-1に示すような横構が組まれた弦材や補剛桁、アーチリブを1本の梁部材に置き換える場合の断面定数を示す。

(1)面外断面2次モーメント I_z

横構あるいは床版によって2つの弦材や主構部材が一体化していると見なせるので、次のようになる。

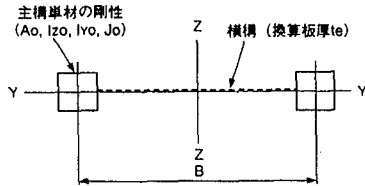


図-1 横構が組まれた補剛桁やアーチリブ



図-2 支柱の剛性が微小の面外格子モデル

$$I_z = \frac{A_0 B^2}{2} + 2 I_{z_0} \div \frac{A_0 B^2}{2} \dots\dots\dots(1)$$

B : 弦材または主構間隔

A₀ : 弦材または主構単材の断面積

I_{z₀} : 弦材または主構単材の断面 2 次モーメント

床版の合成を考慮する場合は、コンクリートと鋼とのヤング係数比で補正した床版の断面 2 次モーメント I_{zc}

$$I_{zc} = \frac{E_c}{E_s} \cdot \frac{t_c B c^3}{12} \dots\dots\dots(2)$$

E_c : コンクリートのヤング係数

E_s : 鋼のヤング係数

t_c : 床版厚

Bc : 床版全幅

を式(1)に加えればよい。

(2)せん断断面積 Ays

せん断変形の影響を考慮する場合に必要なせん断断面積は、横構を等価なせん断剛性を持つ薄板に置き換えた場合の薄板の断面積となる。

$$A_{ys} = B t_e \dots\dots\dots(3)$$

t_e : 表-1 に示す換算板厚

横構の換算板厚については、デザインデータブック¹⁾に引用されていることもあって、弦材(主構部材)の影響も含めた式が一般的に用いられている。しかし、変位法において用いるせん断断面積の場合は、弦材との相関を考えないモデル化を行っているので、表-1 のように横構のせん断剛性のみを考えればよい。

床版の剛性を考慮する場合は、I_zと同様にコンクリートと鋼とのせん断弾性係数比で補正した床版のせん断断面積 A_{cs}を式(3)に加えればよい。

$$A_{cs} = \frac{G_c}{G_s} \cdot B c t_c \dots\dots\dots(4)$$

G_c : コンクリートのせん断弾性係数

G_s : 鋼のせん断弾性係数

(3)純ねじり定数 J

弦材あるいは主構部材が I 桁のような開断面部材の場合は無視できるが、箱断面部材の場合は単材の純ねじり

表-1 換算板厚式

トラス構造	換算板厚式
	$\frac{E}{G} \frac{BL}{\frac{d^3}{A_d}}$
	$\frac{E}{G} \frac{BL}{\frac{d^3}{2A_d}}$
	$\frac{E}{G} \frac{BL}{\frac{2d^3}{A_d}}$
	$\frac{E}{G} \frac{BL}{\frac{d^3}{A_d} + \frac{B^3}{A_v}}$
	$\frac{E}{G} \frac{BL}{\frac{2d^3}{A_d} + \frac{B^3}{4A_v}}$

定数を合計すればよい。

$$J = 2 J_0 \dots\dots\dots(5)$$

J₀ : 弦材または主構単材の純ねじり定数

床版の剛性を考慮する場合は、コンクリートと鋼とのせん断弾性係数比で補正した床版の純ねじり定数 J_cを式(5)に加えればよい。

$$J_c = \frac{G_c}{G_s} \cdot \frac{B c t_c^3}{3} \dots\dots\dots(6)$$

G_c : コンクリートのせん断弾性係数

G_s : 鋼のせん断弾性係数

(4)そりねじり定数 Cw

アーチ橋の場合、支柱に対傾構が組まれていないと、面外平面格子モデルにおける支柱の曲げ剛性が非常に小さくなるので(図-2)、アーチリブが支柱位置で十分に拘束されず、大きなねじり変形を生じて不安定になってしまう。このように支柱の曲げ剛性が小さな場合は、アーチリブのねじり剛性に純ねじり定数だけでなく、そりねじり定数も考慮して、薄肉断面梁としての計算が必要である。そりねじり定数としては、次式を用いればよい。

$$C_w = \frac{I_{y_0} B^2}{2} \dots\dots\dots(7)$$

I_{y₀} : 主構単材の面内断面 2 次モーメント

2.2 支柱の断面定数

上路トラス橋の場合、支柱の形式としては図-3(a)に

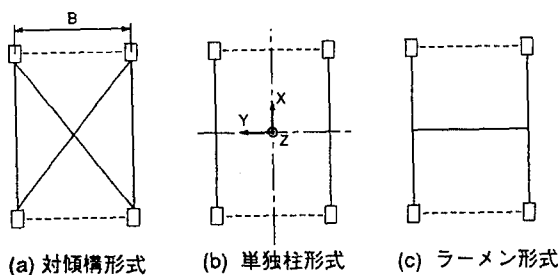


図-3 支柱形式

示すような対傾構が組まれた対傾構方式が一般的である。上路アーチ橋の場合は、対傾構方式の他に図-3(b),(c)のような単独柱形式やラーメン形式などがある。これらの各形式はそれぞれ剛性が大きく違い、その取扱いを誤ると解析結果にも大きな影響を与えるので、注意を払わなければならない。以下に各形式ごとの断面定数の算出式を示す。

(1)対傾構形式

対傾構形式の支柱の場合は、横構が組まれた主構部材と同じように扱えばよい。従って、面外断面2次モーメントは式(1)となり、せん断断面積は式(3)となる。

(2)単独柱形式

対傾構の組まれていない単独柱形式のものは、面外格子モデルにおける剛性はほとんど無いが、主構との結合条件によって次のように取り扱えばよい。

a)両端ピン結合の場合

支柱の存在をまったく無視してよい。

b)両端剛結の場合

支柱の部材長が長い場合はその存在を無視できるが、アーチクラウン付近のように支柱の部材長が短い場合は、次のように支柱単材の剛性の合計を与える。

$$I_z = 2 I_{z_0} \dots\dots\dots(8)$$

$$A_{ys} = 2 A_{ys_0} \dots\dots\dots(9)$$

I_{z_0} : 支柱単材の面外断面2次モーメント

A_{ys_0} : 支柱単材のせん断断面積

(3)ラーメン形式

両支柱間に対傾構ではなく、水平支材を設けたラーメン形式の場合は、対傾構形式と単独柱形式との中間的な剛性を持つと考えられる。しかし、水平支材の本数や配置が一樣ではないので、簡単な換算式を与えることができない。面外断面2次モーメントは重ね梁として扱えばよいと考えられるが、せん断断面積については、実際のラーメン構造を解析して等価となるような値を求める必要がある。

2.3 斜材の断面定数

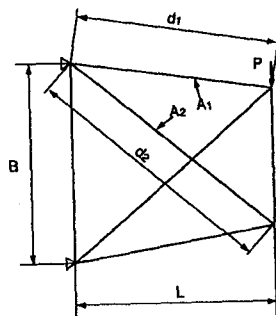


図-4 弦材が傾斜した片持トラス

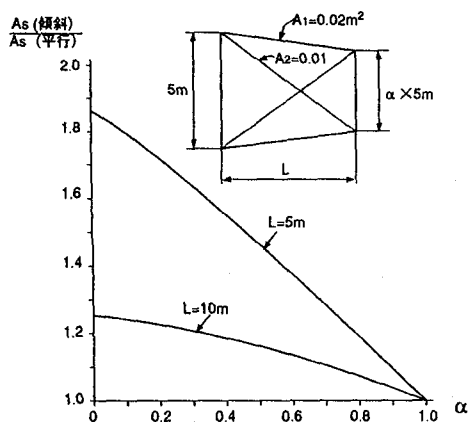


図-5 弦材の傾斜とせん断断面積の増加率の関係

トラス橋やスパンデルブレースドアーチ橋の斜材は、単独柱形式の支柱のような構造であるが、橋体全体のねじり剛性に寄与すると考えられるので、重ね梁として扱うとよい。従って、面外断面2次モーメントは式(1)で与えられ、せん断断面積は”0 (ゼロ)”となる。

2.4 主構や支柱が平行でない場合の注意事項

例えば、バスケットハンドル形式の上路アーチ橋では、アーチリブや支柱が平行にならず傾斜することになる。こうした場合の面外断面2次モーメントについては、式(1)の主構間隔Bに平均間隔を用いるなどすればよいと思われるが、せん断断面積については注意を要する。平行弦トラスの場合は斜材のみがせん断力に対して抵抗するのに対して、弦材が傾斜していると弦材もせん断変形に対して働くことになるからである。その結果、平行弦トラスの場合よりも見かけのせん断断面積が大きくなる。

例として、図-4に示すような弦材が傾斜したトラス構造を取り上げ、せん断断面積への影響について考察する。片持トラスの先端のたわみに対して、置換した梁のたわみを曲げ変形によるものとせん断変形によるものとに分けて、それぞれを次式

$$\delta M = \frac{P L^3}{3 E I} \quad , \quad I = \frac{A_0 B^2}{2} \dots\dots(10)$$

$$\delta S = \frac{P L}{G A_s} \quad , \quad A_s = B t e \dots\dots(11)$$

で表してせん断断面積を逆算すると、次のようになる。

$$A_s = \frac{E}{G} \cdot \frac{2LB^2}{\frac{3d_1^3 - 4L^3}{3A_1} + \frac{d_2^3}{A_2}} \quad \dots\dots\dots(12)$$

ただし、上式を求めるために断面2次モーメントは次のように仮定した。

$$I = \frac{A_1 B^2}{2} \quad \dots\dots\dots(13)$$

図-4の片持トラスの寸法や断面積を仮定して、弦材の傾斜がせん断断面積に与える影響を計算したものを、図-5に示す。横軸に両端での弦材間隔の比率をとり、縦軸には平行弦の場合に対するせん断断面積の増加比率をとっている。弦材の傾斜が大きくなるにつれて、見かけのせん断断面積が増加することがわかる。また、この傾向は、部材長Lが短い方が大きくなる。

3. 数値計算例

せん断変形の影響を考慮した面外平面格子モデルの妥当性を確認するために、以下の3つのモデルにて数値解析を行った。

- ①スパン80mの単純上路トラス
- ②アーチ支間120mの3径間連続上路アーチ
- ③アーチ支間180mの2径間連続バスケットハンドル形式スパンドレルブレースドアーチ

以下に、それぞれのモデルの解析結果と考察を述べる。

3.1 上路トラスの解析結果

スパン80mの標準的な上路トラス橋を例にとり、横荷重に対する面外格子解析（静解析）を行い、せん断変形の影響が解析精度に及ぼす影響を検討する。

(1)解析モデル

立体モデルと面外格子モデルのそれぞれの骨組と部材剛性を、図-6・図-7に示す。モデル化にあたって、床版と鋼桁とは完全合成しているものとした。また、立体モデルの各部材はすべてピン結合しているものとして、部材の断面2次モーメントを無視して計算している。横荷重は風荷重を想定しており、上弦材側0.900tf/m、下弦材側0.378tf/mを固定載荷させている。

(2)解析結果

横荷重による解析結果を、表-2に示す。面外格子解

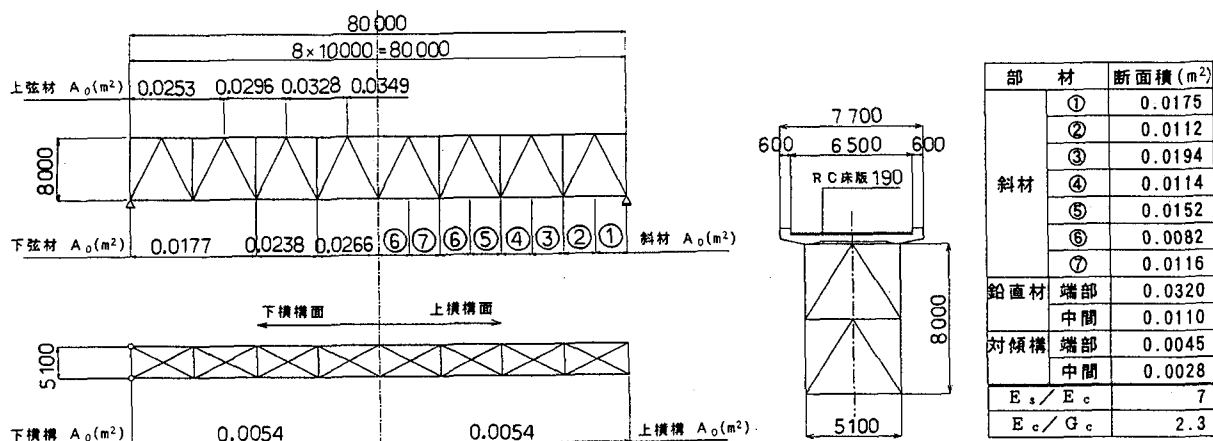


図-6 立体モデルの骨組と部材剛性

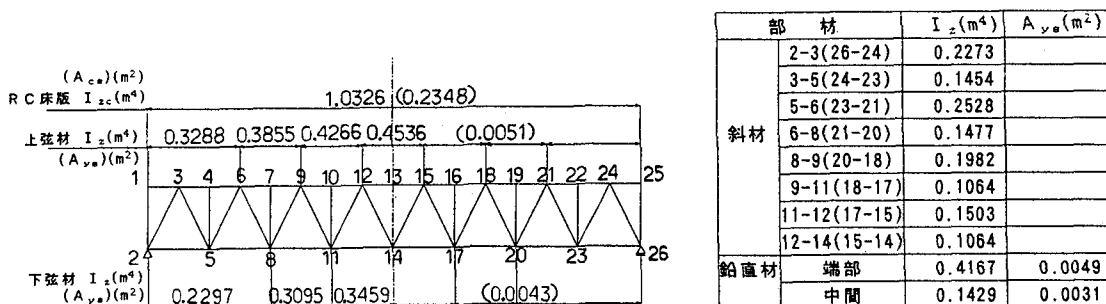


図-7 面外格子モデルの骨組と部材剛性

表-2 風荷重に対する静的解析精度

		部材	立体解析	面外格子解析		
				レベル A	レベル B	レベル C
たわみ (mm)	上弦材中央	13	26.4	26.4 (1.00)	24.1 (1.10)	16.4 (1.61)
	下弦材中央	14	27.7	27.6 (1.00)	39.5 (0.70)	30.7 (0.90)
軸力 (t)	上弦材	13	-50.0	-50.1 (1.00)	-43.1 (1.16)	-43.1 (1.16)
	下弦材	14	-35.1	-36.9 (0.95)	-59.3 (0.59)	-59.3 (0.59)
	斜材	6-8	6.0	6.0 (0.99)	(—)	(—)
	上横構	10-7	-0.7	-0.3 (2.17)	-0.3 (2.51)	-0.3 (2.51)
		10-13	0.2	0.2 (1.06)	0.2 (1.14)	0.2 (1.14)
	下横構	8-5	-7.1	-6.8 (1.03)	-10.4 (0.68)	-10.4 (0.68)
		8-11	4.1	4.3 (0.95)	6.2 (0.65)	6.2 (0.65)
	中間対傾構	4-5	2.6	2.7 (0.94)	0.0 (—)	0.0 (—)
			-2.6	(0.94)	(—)	(—)
	端対傾構	1-2	33.9	33.8 (1.00)	33.5 (1.01)	33.5 (1.01)
			-33.9	(1.00)	(1.01)	(1.01)

注 () 内数値は立体解析値に対する面外格子解析値の比率

析については、解析上考慮した部材および断面定数によって以下の3つのレベルの解析結果を比較している。

- レベルA：斜材も含めてせん断断面積を考慮
- レベルB：斜材を無視してせん断断面積を考慮
- レベルC：斜材およびせん断変形を無視

表-2より次のような考察ができる。

- ・斜材を無視したレベルB、Cは、いずれも立体解析結果との差が大きく、実用上の問題がある。
- ・斜材を無視したレベルB、Cは、たわみ量には差があるが、断面力には差が見られない。
- ・斜材およびせん断変形を考慮したレベルAは、立体解析結果とよく合っており、面外格子モデルへの置換が妥当であるといえる。

以上より、このような形式の橋梁ではせん断変形の考慮と、斜材の評価が重要であることがわかる。

3.2 標準的な上路アーチの解析結果

側径間を有するアーチ支間120mの標準的な上路アーチ橋を例にとり、横荷重による静的挙動と固有振動解析における動的挙動とを計算し、面外格子モデルの解析精度を検討する。また、支柱に対傾構が組まれている場合と組まれていない場合とを計算し、支柱剛性の大小によって面外格子モデルの解析レベルをどこまで厳密にすべきかを検討する。

(1) 解析モデル

立体モデルおよび平面モデルに用いた骨組を、図-8に示す。なお、紙面の都合上、各モデルの部材剛度は省略する。また、床版の剛度は考慮していない。支柱剛度については、対傾構が組まれていない単独柱形式と対傾構の組まれた対傾構形式の2ケースで、単独柱形式は対傾構形式の1/135~1/165程度となっている。考慮した横荷重は風荷重を想定し、主径間に固定載荷している。荷重強度は、補剛桁が1.185tf/m、アーチリブが0.855tf/m

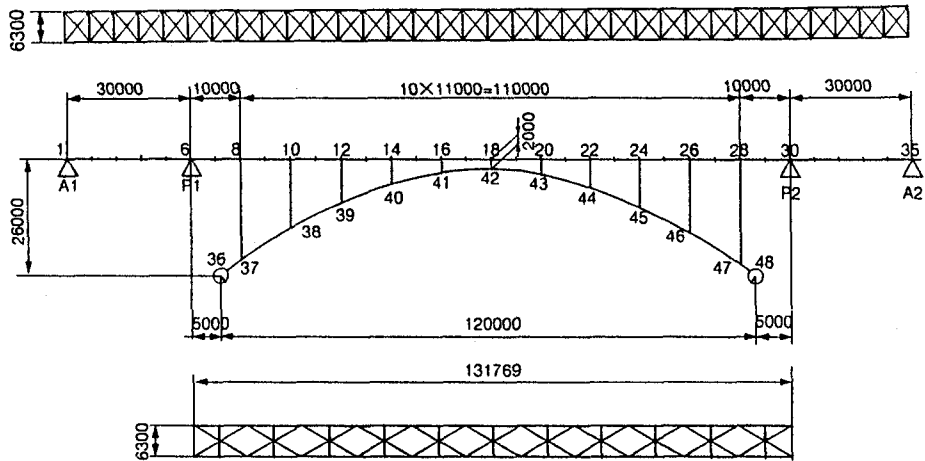


図-8 解析モデル

表－3 風荷重に対する静的解析精度

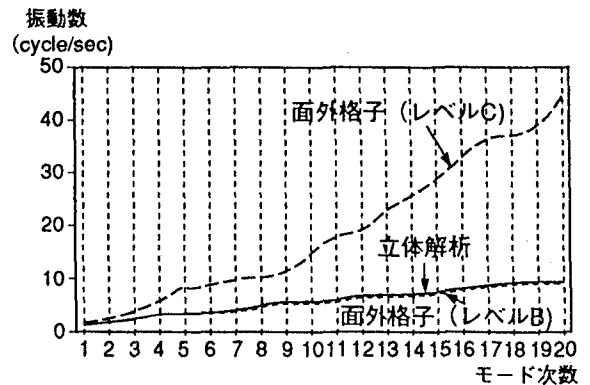
支柱形式	項 目	着 目	立体解析	面 外 格 子 解 析		
				レベルA	レベルB	レベルC
単独支柱	変位(mm)	補剛桁	120.6	121.7(1.01)	167.0(1.38)	100.3(0.83)
		アーチ	108.5	109.1(1.01)	143.7(1.32)	84.1(0.78)
	反力 (t)	A I	-32.9	-33.1(1.01)	-41.6(1.26)	-56.9(1.73)
		P I	94.6	94.8(1.00)	108.9(1.15)	135.9(1.44)
		アーチ脊	78.5	78.4(1.00)	72.9(0.93)	61.1(0.78)
	部材軸力 (t)	補剛桁6	-140.3	-135.5(0.97)	-174.2(1.24)	-242.1(1.73)
		補剛桁18	88.4	103.1(1.17)	160.8(1.82)	162.3(1.84)
		アーチ36	302.8	319.1(1.05)	267.4(0.88)	195.9(0.65)
対傾構付	変位(mm)	補剛桁	105.3	113.1(1.07)	121.2(1.15)	74.3(0.71)
		アーチ	96.1	102.5(1.07)	106.7(1.11)	62.1(0.65)
	反力 (t)	A I	-27.8	-29.2(1.05)	-29.4(1.06)	-40.9(1.47)
		P I	76.1	78.9(1.04)	76.2(1.00)	97.7(1.28)
		アーチ脊	91.8	90.4(0.98)	93.4(1.02)	83.4(0.91)
	部材軸力 (t)	補剛桁6	-118.5	-121.9(1.03)	-123.8(1.04)	-175.0(1.48)
		補剛桁18	78.2	99.4(1.27)	119.6(1.53)	122.2(1.56)
		アーチ36	351.4	358.7(1.02)	372.5(1.06)	315.3(0.90)
		支柱 8-37	13.7	12.4(0.90)	15.6(1.14)	13.0(0.95)
		支柱10-38	11.3	10.4(0.92)	12.4(1.09)	10.1(0.90)

注 ()内数値は立体解析値に対する面外格子解析値の比率

表－4 固有振動数の解析精度

次数	立体解析	面 外 格 子 解 析	
		レベルB	レベルC
1	0.731	0.703(0.96)	0.912(1.25)
2	1.352	1.319(0.98)	2.008(1.49)
3	2.169	2.096(0.97)	3.614(1.67)
4	3.076	2.998(0.97)	5.788(1.88)
5	3.367	3.321(0.99)	8.106(2.41)
6	3.380	3.331(0.99)	8.632(2.55)
7	4.091	3.939(0.96)	9.663(2.36)
8	5.012	4.807(0.96)	10.208(2.04)
9	5.668	5.315(0.94)	11.122(1.96)
10	5.922	5.553(0.94)	13.820(2.33)
11	5.943	5.646(0.95)	17.803(3.00)
12	6.745	6.414(0.95)	18.979(2.81)
13	6.794	6.639(0.98)	22.639(3.33)
14	6.820	6.641(0.97)	26.014(3.81)
15	7.492	7.140(0.95)	28.089(3.75)
16	8.104	7.702(0.95)	32.857(4.05)
17	8.958	8.606(0.96)	35.473(3.96)
18	8.988	8.761(0.97)	37.231(4.14)
19	9.467	9.093(0.96)	37.797(3.99)
20	9.467	9.093(0.96)	43.299(4.57)

注 ()内数値は立体解析値に対する面外格子解析値の比率



図－9 モード次数と固有振動数

断面2次モーメント、断面積の他以下の通りである。

レベルA：せん断断面積Ays，そりねじり定数Cw

レベルB：せん断断面積Ays

レベルC：せん断変形無視

ここで言うレベルCが、現在実務設計で一般的に行われている面外格子解析である。表－3より次のような考察ができる。

- ・支柱の面外曲げ剛性が小さな単独支柱形式では、アーチリブのねじり変形が大きくなるので、そりねじり定数まで考慮しなければ立体解析結果と合わない。
- ・対傾構形式の場合は、支柱の面外曲げ剛性が大きいので、そりねじり定数を考慮しなくても立体解析結果とよく一致している。
- ・せん断変形の影響をも無視した通常の解析モデルでは、立体解析結果との差が大きく、実用上の問題が

である。固有振動解析に用いた死荷重強度としては、補剛桁が9.100tf/m、アーチリブが1.942tf/mである。

(2)横荷重による静的解析精度

横荷重による静的解析結果を、支柱形式ごとにまとめたものを表－3に示す。面外格子解析については、考慮した断面定数によってレベルA、B、Cの3種類を計算している。各レベルで考慮している断面定数は、通常の

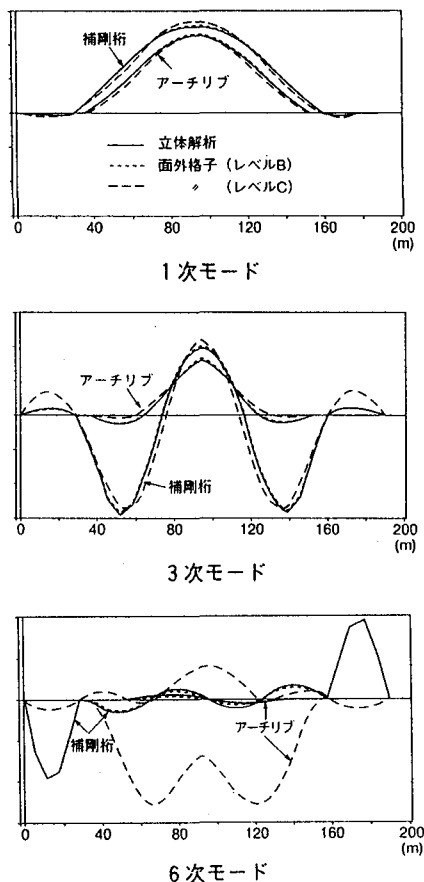


図-10 固有振動モード図

あるといえる。

以上より、このようなアーチ橋を面外格子モデルに置換する際には、せん断変形の影響を考慮しなければならないことがわかる。また、支柱の面外曲げ剛性が小さい場合は、アーチリブのそりねじり定数まで考慮する必要があるといえる。

(3)固有振動解析における動的解析精度

上路アーチ橋の地震に対する動的解析手法としては、一般に応答スペクトル法が用いられる場合が多い。このとき、固有振動数の解析が重要になるので、ここでは面外格子モデルの動的な解析精度について検討する。

解析モデルとしては、そりねじりの影響が少ない対傾構形式の支柱のものに限定して、立体モデルと面外格子モデルの固有振動解析を行った。従って、面外格子解析のレベルはBとCとなる。

表-4と図-9に、20次までの固有振動数の解析結果を示す。これらより次のことがわかる。

- ・せん断変形を考慮したレベルBでは、すべての次数で立体解析結果とよく一致している。
- ・せん断変形を無視したレベルCでは、高次モードになるに従い誤差が大きくなり、実用上の許容値を大

きく超えている。

レベルCの固有振動数が高くなるのは、せん断変形を無視したために梁の剛性が堅く評価されているためである。また、図-10に6次までの面外固有振動モードを示すが、この固有振動モードも固有振動数と同じく、せん断断面積を考慮したレベルBは立体解析とよく一致しているが、考慮しないレベルCは高次になるとまったく異なった固有振動モードを与えることがわかる。また、この図-10は、低次モードでは波長が長いのでせん断変形の影響が比較的少ないが、高次モードでは波長が短くなるとせん断変形の影響が大きく現れるという傾向をよく示している。耐震解析においては、高次モードも重要な意味を持ってくるので、面外格子モデルを用いるときは必ずせん断変形を考慮しなければならないことがわかる。

3.3 バスケットハンドル形式モデルでの検討

バスケットハンドル形式のスパンドレルブレスドアーチ橋という特殊な実橋を例にとり、本手法がこのように特殊な形式のアーチ橋へ適用できるか検討する。特に、バスケットハンドルによる主構の傾きの影響や、対傾構のつかない斜材の影響に着目する。

(1)解析モデル

検討に用いた解析モデルの骨組図を、図-11に示す。アーチ支間180mのスパンドレルブレスドアーチ橋で、側径間を有する。鉛直材にはすべて対傾構が設けられているが、斜材については両端部の部材以外には対傾構が設けられていない。従って、対傾構の設けられていない斜材は、2.3で述べたせん断断面積が0の重ね梁として考慮している。また、バスケットハンドル形式により、アーチリブや鉛直材が平行弦とならないことの影響は、式(12)によってせん断断面積を求めて考慮した。部材剛度は、本モデルが実橋モデルでありそのデータが膨大であるので、ここでは省略する。床版剛性は、前節モデルと同様考慮していない。

(2)解析結果

解析結果の内、主要な項目を整理して表-5に示す。

面外格子解析については、前節と同様に、

- レベルA：せん断断面積，そりねじり定数を考慮
- レベルB：せん断断面積を考慮
- レベルC：せん断変形無視

の3種類を計算しているが、支柱に対傾構が組まれているため、レベルAとBとの差が認められなかったため、レベルAの計算結果は省略してレベルBとCのみを記載する。また、レベルBについて、

- ・斜材、バスケットハンドルの影響を考慮
- ・斜材を考慮、バスケットハンドルの影響は無視
- ・斜材、バスケットハンドルの影響を無視

の3ケースを計算し、斜材、バスケットハンドルの影響

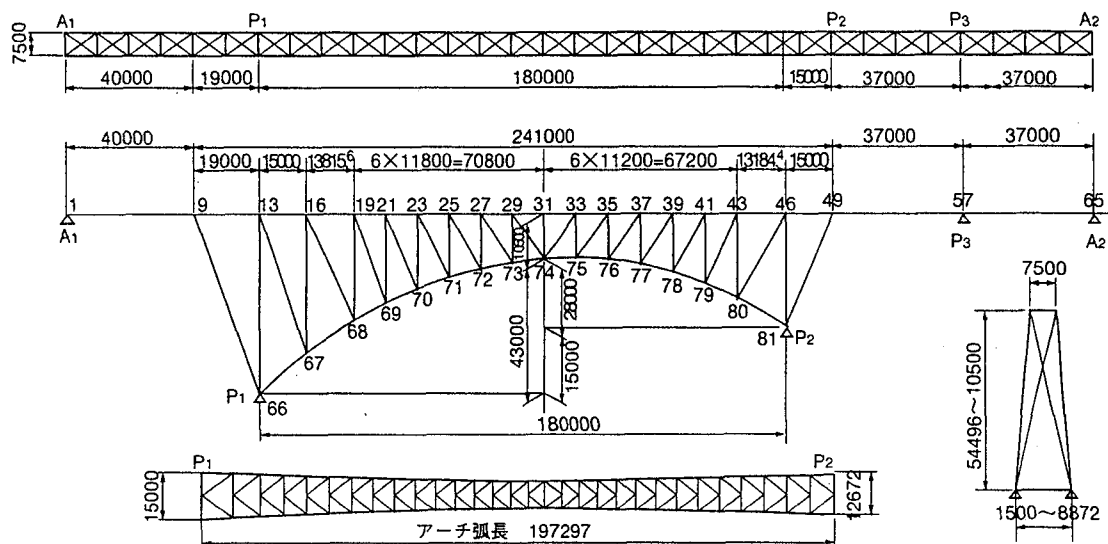


図-11 解析モデル

表-5 バスケットハンドル形式のスパンドレルプレートアーチ橋の解析精度

項 目	着 目	立体解析	面 外 格 子 解 析			
			レ ベ ル B			レ ベ ル C
			バスケットハンドル考慮	バスケットハンドル無視	バスケット, 斜材無視	バスケット, 斜材無視
変位(mm) 支間中央	補剛桁	148.2	144.4(0.97)	175.7(1.19)	224.6(1.52)	154.0(1.04)
	アーチ	122.9	113.6(0.92)	142.8(1.16)	144.9(1.18)	81.6(0.66)
反力 (t)	A1	-20.4	-19.5(0.96)	-11.4(0.56)	-21.3(1.04)	-33.3(1.63)
	P1	287.4	285.6(0.99)	276.9(0.96)	286.6(1.00)	299.4(1.04)
	P2	235.3	235.3(1.00)	227.9(0.97)	238.4(1.01)	256.9(1.09)
	P3	30.4	30.1(0.99)	46.6(1.53)	38.4(1.26)	3.0(0.10)
	A2	6.5	7.6(1.17)	0.8(0.12)	-3.0(-0.46)	13.2(2.03)
補剛桁軸力 (t)	10	-99.6	-96.0(0.96)	-48.1(0.48)	-105.6(1.06)	-174.1(1.75)
	26	145.0	139.5(0.96)	147.7(1.02)	227.2(1.57)	211.6(1.46)
	48	-123.3	-113.7(0.92)	-110.6(0.90)	-178.0(1.44)	-204.8(1.66)
アーチ軸力 (t)	66	-545.5	-553.8(1.02)	-589.1(1.08)	-613.3(1.12)	-559.3(1.03)
	81	-502.4	-530.8(1.06)	-545.2(1.09)	-570.3(1.14)	-521.8(1.04)
鉛直材軸力 (t)	13-66	-182.8	-158.6(0.87)	-130.3(0.71)	-139.6(0.76)	-172.5(0.94)
	46-81	-125.1	-99.8(0.80)	-88.3(0.71)	-91.3(0.73)	-129.0(1.03)
斜材軸力 (t)	9-66	-60.8	-60.6(1.00)	-59.8(0.98)	(-)	(-)
	13-67	41.7	44.9(1.08)	49.8(1.19)	(-)	(-)
	46-80	38.6	41.8(1.08)	42.9(1.11)	(-)	(-)
	49-81	-37.9	-38.6(1.02)	-37.1(0.98)	(-)	(-)

注 ()内数値は立体解析値に対する面外格子解析値の比率

について検討する。レベルCについては、せん断断面積を考慮していないので、斜材やバスケットハンドルの影響は無視されている。表-5より、次のような考察ができる。

- ・レベルBの斜材やバスケットハンドルの影響を考慮したモデルは、すべての項目で立体解析結果と一致している。
- ・レベルBでバスケットハンドルの影響を無視したモデルは、アーチリブと鉛直材のせん断断面積が小さく評価されているので、立体解析結果と比べて面外変位が大きくなっている。
- ・レベルBで斜材の影響までも無視したモデルでは、特に軸力について立体解析結果との誤差が大きくなっている。

・レベルCでは、面外変位、反力、補剛桁軸力に誤差が大きく、実用上の問題がある。

以上より、このような形式の場合、せん断断面積の正当な評価のためのバスケットハンドルの影響、橋体全体のねじり変形に対して有効に働く斜材の剛性、を考慮しなければならないことがわかる。

4. おわりに

鋼上路橋の横荷重設計における面外格子モデルのモデル化に関して、考慮すべき断面定数および構造部材についての検討を行い、本検討で述べた手法によれば、面外平面格子解析でも立体解析と同等の解析精度が確保できることを示した。モデル化に際しての要点および注意事項を要約すると、以下の通りである。

- ① 横構が組まれた主構部材、あるいは対傾構が組まれた支柱部材を一本の梁に置き換える場合は、せん断変形の影響を考慮しなければならない。特に、固有振動解析の高次モードでは、せん断変形の影響が大きくなるので無視できない。
- ② 対傾構のない単独柱形式の支柱部材を有するアーチ橋の場合、支柱の面外曲げ剛性が小さく、アーチリブのねじり変形が大きくなるので、アーチリブのそりねじり定数まで考慮しなければならない。
- ③ バスケットハンドル形式のアーチ橋のように、弦材（主構部材）が傾斜している場合は、弦材もせん断変形に対して抵抗するので、平行弦の場合より見かけのせん断断面積が大きくなる。従って、式(12)などでせん断断面積を補正する必要がある。
- ④ 斜材を有する構造系では、斜材に対傾構が組まれていなくても、斜材が橋体全体のねじり剛性に寄与するため、せん断断面積を0（ゼロ）とした重ね梁として扱う必要がある。
- ⑤ 床版の剛性を評価する場合も比較的容易にモデル化することができる。トラス橋での検討からもわかるように、床版剛性を含めたモデルでの解析精度についても立体解析と同程度の精度を確保できる。

参考文献

- 1) 日本橋梁建設協会：デザインデータブック、1993

(1994年9月14日受付)