

格子 I 桁橋の分配対傾構に対する 換算曲げ剛度に関する一考察

A Study on Conversion Stiffness for Sway Bracing
for Load Distribution of I-Girder Bridges

木村雅裕* 尾下里治**

By Masahiro KIMURA and Satoji OSHITA

On the occasion of an analysis of I-girder bridges, sway bracing for load distribution is converted to the equivalent beam element. The method to replace the downslide in stiffness by shearing deformation with the decrease in geometrical moment of inertia is generally used as a calculation method of conversion stiffness. However, when stress condition of sway bracing differ from assumed model, this method get quite different result from actuality.

In this paper, firstly we consider the relation between the stress condition and stiffness of sway bracing by using simple models. Secondly, we compare structural analysis used conversion stiffness with matrix structural analysis taken account of shearing deformation by using simple I-girder bridge models. As a result, it was cleared that the present design method give a value of danger side.

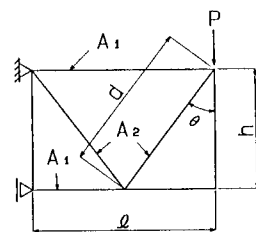
1. はじめに

I 桁橋の格子桁解析を行う場合、トラス形式の分配対傾構は等価な梁要素（曲げ部材）に置換する必要がある。換算曲げ剛度の計算方法には特に確立されたものはなく、種々の方法が考えられる。その一つの方法として一般に用いられる方法は、図-1 のように片持ち支持した対傾構の先端に鉛直荷重をかけたときのたわみが、同じ部材長の片持梁の先端に鉛直荷重を載せたときのたわみと等しくなるように求める方法である。換算式は次式¹⁾で与えられる。

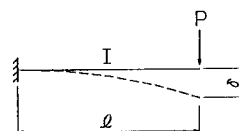
$$I = \frac{I_v}{\frac{9}{8} + \frac{6 \cdot h \cdot I_v \cdot \sec^3 \theta}{A_2 \cdot \ell^3}} \quad \text{----- (1)}$$

ここに、

$$I_v = \frac{A_1 \cdot h^2}{2} \quad \text{----- (2)}$$



(a) 片持トラス



(b) 等価片持梁

図-1 換算曲げ剛度算出モデル

* (株)横河技術情報 大阪営業所 (〒530 大阪市北区南森町2-2-9 南森町八千代ビル6F)

** 工博 (株)横河ブリッジ 大阪支店設計部 (〒592 堺市築港新町2丁)

A_1 : 弦材断面積

A_2 : 斜材断面積

I : せん断変形を考慮した換算曲げ剛度

I_v : せん断変形を考慮しない曲げ剛度

しかし、こうしたせん断変形による剛性の低下分を断面二次モーメントの減少に置き換える方法は、対傾構の応力状態が仮定したものと異なった場合には実際とかけ離れた結果を与えることになる。

本文ではまず、対傾構の応力状態と剛性との関係について、簡単なモデルを用いて考察する。次に、格子Ⅰ桁の代表的な実橋モデルを用いて、現行の換算曲げ剛度を用いた解析とせん断変形を考慮したマトリクス構造解析とを行い比較検討する。

2. 対傾構の応力状態と剛性

表－1 トラスモデルとはり理論とのたわみの比較

(単位: mm)

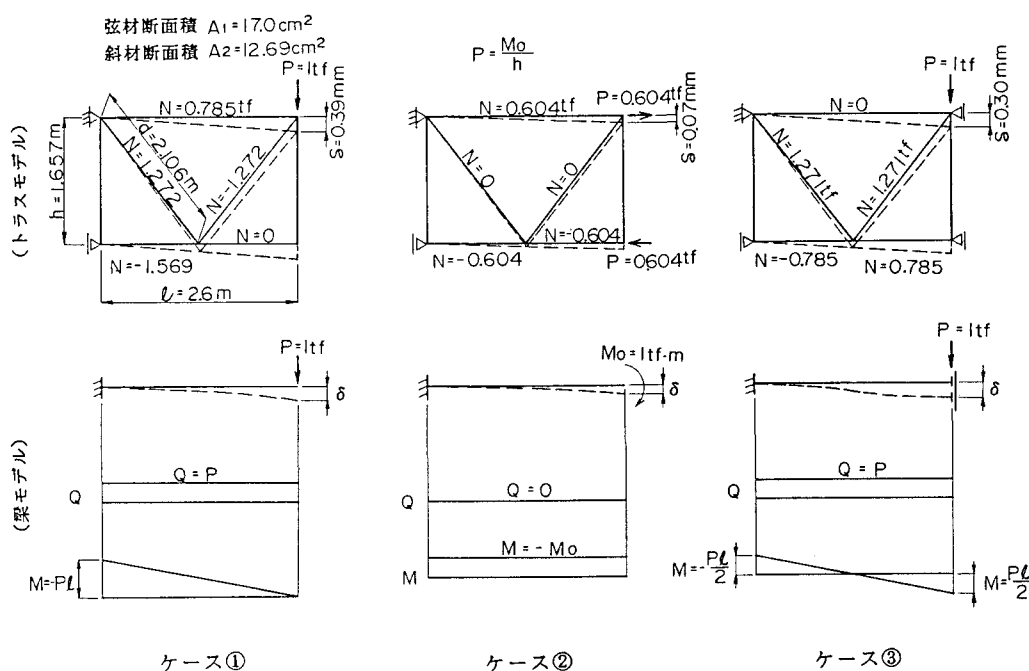
	ケース①	ケース②	ケース③
トラスモデル	0.39	0.07	0.30
はり理論	A	0.23	0.10
	B	0.07	0.29
	C	0.07	0.03

図－2に示すような支持条件や荷重条件の異なる3ケースの対傾構の挙動について考察する。

トラスモデルのたわみに対して、はりの剛度を前述の式(1)、(2)および後述の式(5)で計算した次のような3種類のはり理論によるたわみを比較して表－1に示す。

はり理論

- A : せん断変形を考慮した換算曲げ剛度(I)を用いた場合
- B : せん断変形を考慮したマトリクス構造解析による場合(I_v および A_s を考慮)
- C : せん断変形を考慮しない曲げ剛度(I_v)を用いた場合



図－2 種々の条件下での対傾構のたわみ

現行の換算曲げ剛度(A)では図-2のケース④においてのみ正解を与えるが、その他は著しい違いが生じる。ケース②はせん断力が0になりせん断変形の影響を受けないので通常のせん断変形を考慮しない曲げ剛度(C)を用いても正解となるが、せん断力が作用するとCはかための結果を与える。一方、Bのせん断変形を考慮したマトリクス構造解析によると、全てのケースに対して十分な精度が確保できる。Bの方法は、はり部材の剛性マトリクスにせん断変形のパラメーターΦを含むもので次式²⁾で与えられる。

$$\begin{bmatrix} N_i \\ Q_i \\ M_i \\ N_j \\ Q_j \\ M_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3(1+\Phi)} & \frac{(4+\Phi)EI}{L^2(1+\Phi)} & 0 & \frac{12EI}{L^3(1+\Phi)} & \frac{(4+\Phi)EI}{L^2(1+\Phi)} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2(1+\Phi)} & \frac{(2+\Phi)EI}{L(1+\Phi)} & 0 & \frac{6EI}{L^2(1+\Phi)} & \frac{(2+\Phi)EI}{L(1+\Phi)} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-12EI}{L^3(1+\Phi)} & \frac{-6EI}{L^2(1+\Phi)} & 0 & \frac{12EI}{L^3(1+\Phi)} & \frac{6EI}{L^2(1+\Phi)} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2(1+\Phi)} & \frac{(2-\Phi)EI}{L(1+\Phi)} & 0 & \frac{-6EI}{L^2(1+\Phi)} & \frac{(4+\Phi)EI}{L(1+\Phi)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \\ \theta_i \\ u_j \\ v_j \\ \theta_j \end{bmatrix} \quad \text{Symmetric} \quad (3)$$

ここに、

$$\Phi = \frac{12EI}{G \cdot As \cdot L^2} \quad (4)$$

$$As = \frac{E}{G} \cdot \frac{Lh^2}{2d^3/A_s} \quad (5)$$

As：等価なせん断剛度を持つ板に換算した場合のせん断断面積

実際の対傾構は、ケース①とケース②とが合わさった応力状態になっていると考えられるので、せん断変形のパラメーターΦを含む剛性マトリクスを用いた構造解析を行うのがよいと思われる。

3. 実橋モデルでの検討

3.1 解析モデル

解析モデルは、日本道路公団標準設計を参考にした3径間連続非合成I桁で、

- (a) モデル① 直橋
- (b) モデル② 斜橋
- (c) モデル③ 支点折れ桁

の3タイプとした。断面図を図-3に、骨組図を図-4に示す。また対傾構はすべて分配対傾構とし、分配横桁は設けない。

3.2 荷重強度

荷重は、死荷重およびL-20荷重を影響線載荷する。

(1) 死荷重

舗装	0.075×2.3	= 0.173 tf/m ²
床版	0.230×2.5	= 0.575 tf/m ²
地覆	0.700×0.200×2.5	= 0.350 tf/m

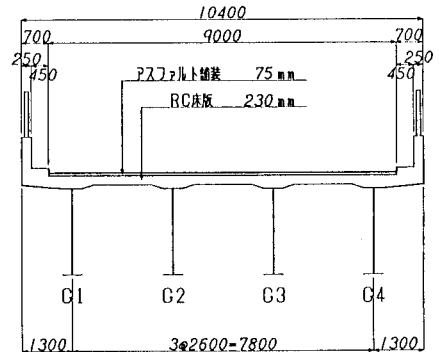
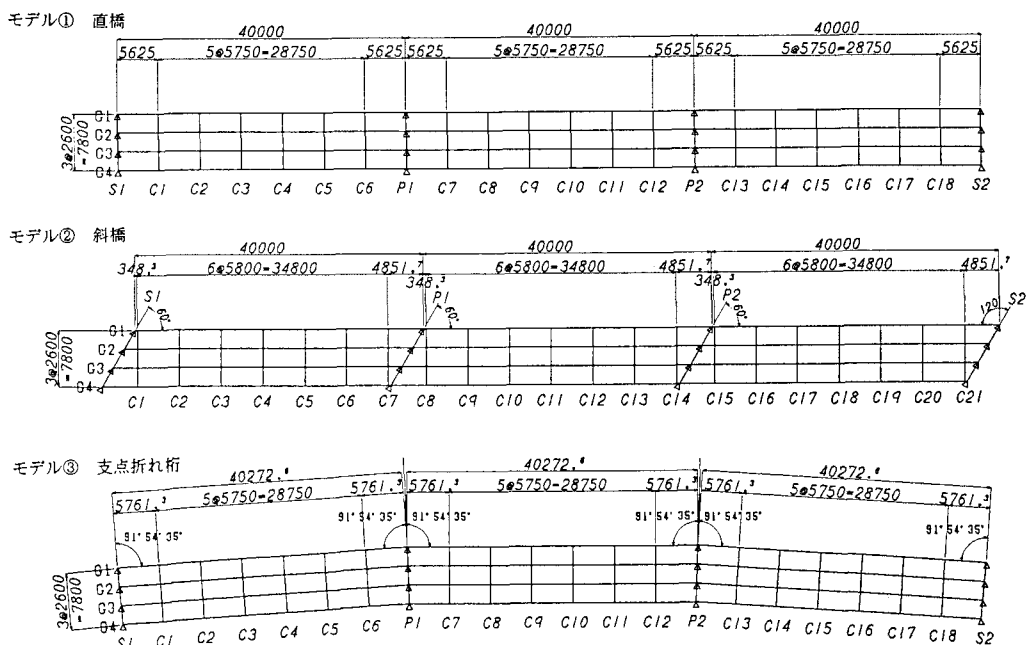


図-3 解析モデルの断面図



図－4 解析モデルの骨組図

高欄 $0.250 \times 0.800 \times 2.5 = 0.500 \text{ tf/m}$
 遮音壁 $= 0.155 \text{ tf/m}$
 ハンチ 外桁: 0.156 tf/m 内桁: 0.144 tf/m
 鋼重 $= 0.450 \text{ tf/m}$

表－2 分配対傾構断面諸元

	中間対傾構			支点上 対傾構
	モデル①	モデル②	モデル③	モデル③
ϕ (mm)	2600	2600	2600	2601
h (mm)	1728	1728	1728	1708
d (mm)	2162	2162	2162	2147
A_1 (cm ²)	19.84	19.84	19.84	37.87
A_2 (cm ²)	19.00	22.74	19.00	37.87
I (cm ⁴)	101193	112594	101193	196456
I_v (cm ⁴)	296210	296210	296210	552384
A_s (cm ²)	18.96	22.70	18.96	37.76

(2) 活荷重

線荷重 $P = 5.000 \text{ tf/m}$

等分布荷重 $W = 0.350 \text{ tf/m}^2$

3.3 解析方法

分配対傾構は、下記に示す2ケースの方法でそれぞれ解析するものとし、断面諸元を表－2に示す。

(a) ケースA：せん断変形を考慮した換算曲げ剛度 (I)を用いた場合

(b) ケースB：せん断変形を考慮したマトリクス構造解析による場合 (I_v および A_s を考慮)

3.4 解析結果

(1) 主桁曲げモーメント

表－3に示すようにケースA、Bの差は、モデル①～③いずれも0～1%程度とほとんどない。これは、ケースA、B共に換算格子剛度 (Z')が現行の設計基準等に規定されている格子剛度 ($Z = 10 \sim 15$)³⁾を満たしているため (ケースA: $Z' = 14.3$ 、ケースB: $Z' = 41.6$)、対傾構剛度の差は横分配にほとんど影響しないためと考えられる。

(2) 対傾構断面力

分配対傾構の断面力図を図－5に、軸力への換算値を図－6に示す。着目した箇所は、絶対値最大軸力を

発生する対傾構で、モデル①、③は第2 径間支間中央 (C9)、モデル②は中間支点に隣接する対傾構 (C7)である。上下弦材はモデル①および③は5～6％程度、モデル②は30％程度ケース B がケース A に比べ大きな断面力を発生している。また斜材は、その差は上下弦材と同じ程度であるが、外桁－内桁間はケース B が大きく、内桁間はケース A が大きな値を示している。モデル③は中間支点上で主桁の折れによる水平力が対傾構に作用するため、中間支点上対傾構に図－7 および図－8 に示す断面力が発生する。外桁位置の梁部材としての曲げモーメントは主桁の曲げモーメントの分力に等しいため、外桁側の下弦材では、ケース A、B で差はほとんどないが、その他の部材の断面力には大きな違いが認められる。表－4 および表－5 に部材応力度の計算結果を示す。これらの結果により、換算曲げ剛度の算出時に仮定した応力状態と実際の応力状態とは食い違いがあり、特に斜橋の支点付近の対傾構では、上下弦材、斜材共に応力超過が見られ (表－4 ＊箇所)、現行の設計方法がかなり危険側の値を与えることがわかる。

表－3 主桁曲げモーメント

(単位：tf・m)

			第1 径間	中間支点	第2 径間
モデル①	G1	ケースA	789.36	-839.26	381.85
		ケースB	789.57	-836.96	381.05
		A/B	1.000	1.003	1.002
	G2	ケースA	521.69	-557.71	253.17
		ケースB	522.15	-560.46	254.54
		A/B	0.999	0.995	0.995
モデル②	G1	ケースA	784.76	-860.45	386.40
		ケースB	781.08	-857.01	384.14
		A/B	1.005	1.004	1.006
	G2	ケースA	495.92	-548.79	247.93
		ケースB	495.42	-555.13	247.51
		A/B	1.001	0.989	1.002
モデル③	G1	ケースA	789.36	-839.26	381.85
		ケースB	789.57	-836.96	381.05
		A/B	1.000	1.003	1.002
	G2	ケースA	521.69	-557.71	253.17
		ケースB	522.15	-560.46	254.54
		A/B	0.999	0.995	0.995

表－4 中間対傾構の部材応力度

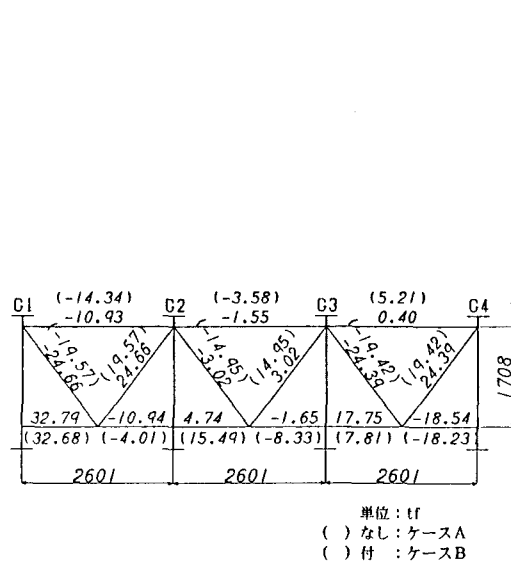
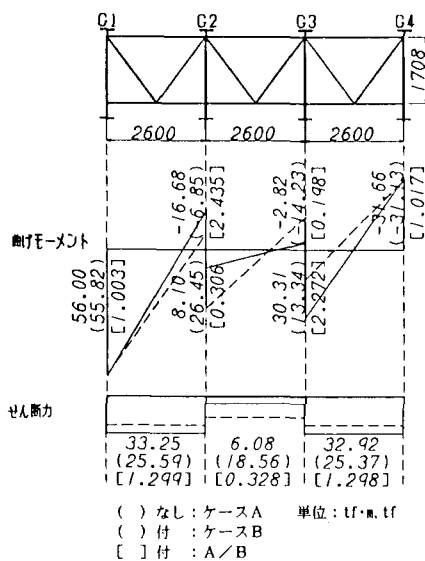
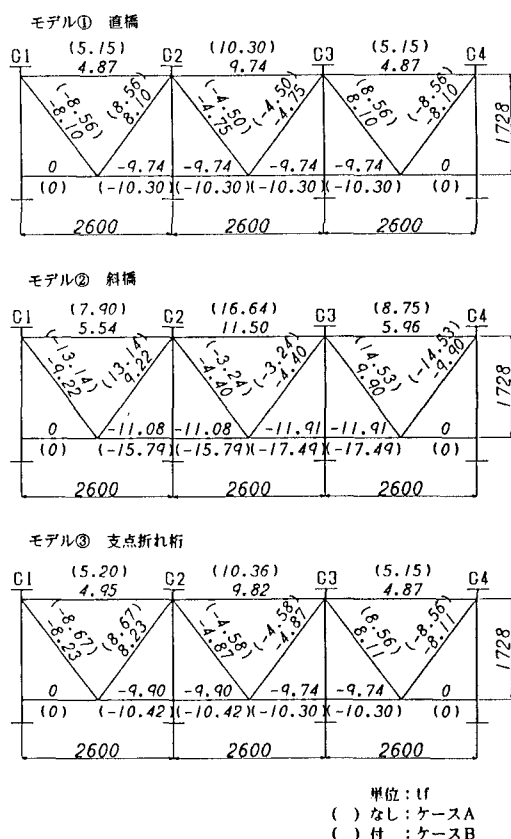
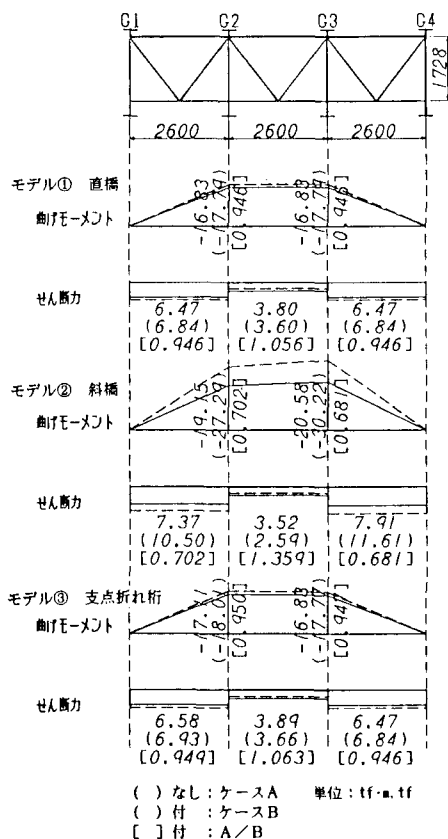
	モデル①		モデル②		モデル③	
	上下弦材	斜材	上下弦材	斜材	上下弦材	斜材
使用断面	1-CT 95×152×8×8	1-L 100×100×10	1-CT 95×152×8×8	1-L 130×130×9	1-CT 95×152×8×8	1-L 100×100×10
断面積 (cm ²)	19.84	19.00	19.84	22.74	19.84	19.00
許容圧縮応力度 (kgf/cm ²)	-843	-554	-843	-618	-843	-554
ケースA	軸力 (kgf)	-9740	-8100	-11910	-9900	-8230
	応力度 (kgf/cm ²)	-491	-426	-600	-499	-433
ケースB	軸力 (kgf)	-10300	-8560	-17490	-14530	-8670
	応力度 (kgf/cm ²)	-519	-451	-882 ＊	-639 ＊	-525

4．荷重分配しない中間対傾構に関する考察

現行設計においては、3 章で取り上げた全箇所分配対傾構形式とする場合に他に、建設省に代表される分配横桁を一定間隔で設け、横桁間に分配作用を無視した中間対傾構を設置する場合がある。通常この形式の設計では、主桁、分配横桁の断面力算出に際し中間対傾構を無視した構造モデルによる解析が行われる。しかし、中間対傾構においても実際には活荷重によって床版の変形や主桁どうしのたわみ差に伴う2 次的な部材力が生じる。ここ

表－5 中間支点上対傾構の部材応力度

			モデル③	
			上下弦材	斜材
使用断面			1-CT 144×204×12×10	1-CT 144×204×12×10
断面積 (cm ²)			37.87	37.87
圧縮側	許容応力度 (kgf/cm ²)		-1063	-1152
	ケースA	軸力 (kgf)	-18540	-24660
		応力度 (kgf/cm ²)	-490	-651
	ケースB	軸力 (kgf)	-18230	-19570
		応力度 (kgf/cm ²)	-481	-517
引張側	許容応力度 (kgf/cm ²)		1400	1400
	ケースA	軸力 (kgf)	32790	24660
		応力度 (kgf/cm ²)	866	651
	ケースB	軸力 (kgf)	32680	19570
		応力度 (kgf/cm ²)	863	517



では、中間対傾構の断面に見合った剛度を与え、3章と同様の解析を行い、その結果について考察を加える。
 解析モデルは、3章で用いた斜橋（図-4、モデル②）の分配対傾構を分配横桁と中間対傾構に置き換えた
 モデルとし骨組図を図-9に、断面諸元を表-6に示す。

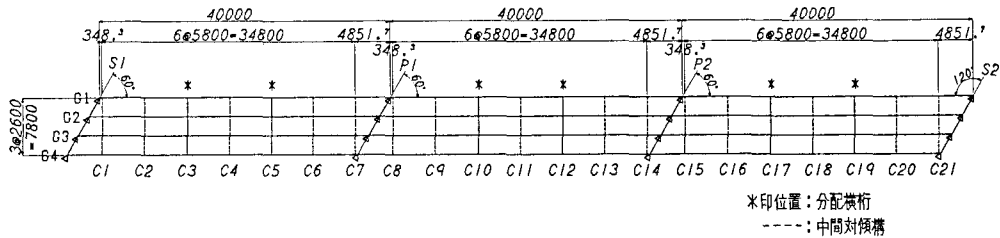


図-9 解析モデルの骨組図

表-6 分配横桁および
中間対傾構断面諸元

分配横桁 $I_c = 989002 \text{ cm}^4$

	中間対傾構
ϕ (mm)	2600
h (mm)	1728
d (mm)	2162
A_1 (cm ²)	17.00
A_2 (cm ²)	12.69
I (cm ⁴)	73845
I_v (cm ⁴)	253809
A_s (cm ²)	12.67

表-7 対傾構応力計算結果

		上下弦材	斜 材
使用断面		1-L 90×90×10	1-L 75×75×9
断面積 (cm ²)		17.00	12.69
許容圧縮応力度 (kgf/cm ²)		-414	-415
風 時	軸力 (kgf)	2987	1242
	応力度 (kgf/cm ²)	-176	-98
地震時	軸力 (kgf)	3852	1602
	応力度 (kgf/cm ²)	-227	-126
常 時	ケースA 軸力 (kgf)	8040	5970
	ケースA 応力度 (kgf/cm ²)	-473	-470
	ケースB 軸力 (kgf)	12850	9820
	ケースB 応力度 (kgf/cm ²)	-756	-774

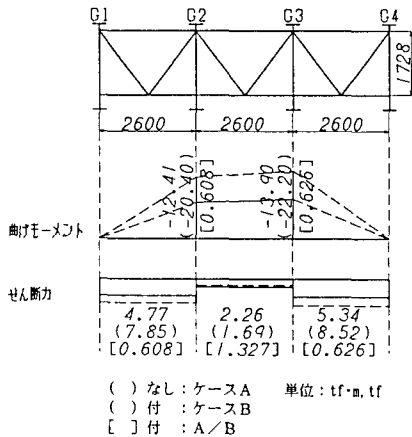


図-10 中間対傾構断面力

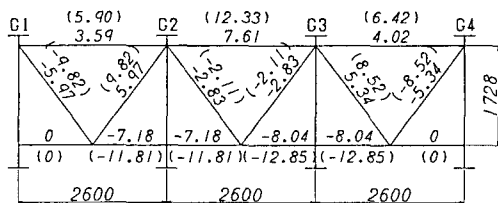


図-11 中間対傾構の軸力

解析結果として、絶対値最大軸力を生じる中間対傾構（C7）に着目し、断面力を図-10に、軸力への換算値を図-11に示す。解析ケースA、Bによる部材力の差は、3章における分配対傾構の場合と同じ傾向を示しており、その値は分配対傾構の場合の65%～75%程度発生している。また、部材応力度は表-7に示しており、二次部材として設計した断面の許容圧縮応力度に対し応力超過が見られるが、実橋においては床版および下横構の動きが期待できるため⁴⁾、応力超過が直接破壊につながるとは言い切れない。しかし、直交格子斜橋の中間対傾構についてはこれまでも主桁との取合い部の疲労損傷も報告^{4) 5)}されていることから、こうした主荷重に対する応力照査も必要と思われる。

5. 結語

本文では、せん断変形を考慮した換算曲げ剛度を用いた解析(A)と、せん断変形を考慮したマトリクス構造解析(B)を対傾構モデルおよび格子Ⅰ桁橋の実橋モデルに適用することにより、分配対傾構の換算曲げ剛度に関する考察を行った。これらの結果は次のようにまとめられる。

- (1) 十分な格子剛度を有していれば、解析方法の違いによる対傾構剛度の差が主桁断面力に与える影響はほとんどない。
- (2) 対傾構の断面力に対し、一般に用いられている解析Aは、解析Bに比べて危険側に出る。
- (3) この傾向は、斜橋の支点近傍のように主桁どうしのたわみ差の影響を受けやすい対傾構ほど顕著に現れるため、このような対傾構の設計に際しては、部材断面および主桁との取合い部詳細の決定に、十分な注意が必要である。
- (4) せん断変形の影響を考慮に入れた解析方法については、道示では特に規定されていないため実設計に使われる例は少ないが、より実構造物に近い解析ができと思われるため、積極的に取り入れるべきであると考えられる。

最後に構造解析には、(株)横河技術情報所有の汎用道路橋載荷計算プログラム「LOAD/SPACE」を使用したことを付記する。

参考文献

- 1) 日本橋梁建設協会：デザインデータブック、pp30
- 2) J. S. シェムニスキー著、山田・川井訳：マトリクス構造解析の基礎理論、pp70～73、培風館、1971
- 3) たとえば日本道路協会：鋼道路橋設計便覧、pp125～126、昭和55年2月版
- 4) 寺田、松本、岩崎、江口、佐々木：斜角を有する合成桁橋の損傷調査および補修、補強方法の検討、横河橋梁技報、第16号、1987
- 5) 岩崎、名取、深沢、寺田：鋼橋の疲労損傷事例と補修・補強対策、横河橋梁技報、第18号、1989

(1992年9月21日受付)