不完全合成桁の挙動に関する研究

第５章　断続合成桁の計算法

５．１　緒　　言

前章において、負の曲げを受ける区間にずれ止めを配置せず非合成とした断続合成桁の曲げ挙動を示したが、本章では、断続合成桁のずれ止めを配置しない区間において橋軸方向鉄筋を考慮した計算方法について示す[148]。また、この計算方法により得られた結果と、実験結果[149]および数値解析結果[112]との比較を行い、この計算法の妥当性について検討を行う。

５．２　計 算 法

５．２．１　たわみおよび応力の計算

Fig. ５．１に示すように、連続合成桁の中間支点付近の曲げモーメント分布（対称荷重載荷の場合）は、曲げモーメントが零になる点の内側区間をスパンとした単純合成桁に中央集中荷重が作用した曲げモーメント分布と類似した結果を与える[80)81)87]。第４章の断続合成桁の実験では桁を上下逆に設置して載荷を行った。本章の簡易計算法では、Fig.　５．２に示すように、連続合成桁の曲げモーメントが零になる点と中間支点区間を、合成片持ばりの自由端に集中荷重を作用させて理想化し計算を行う。ここで、鋼桁部材１、２とコンクリートスラブ部材３、４は、節点２、４のみで剛なずれ止め、すなわち力学的には力を受けても変形のないずれ止めで連結されているものとする。

コンクリートスラブと鋼桁の接合面において浮き上がりがないものとすると、コンクリートスラブの節点４において橋軸方向変位 u_4は、コンクリートスラブの節点２における橋軸方向変位を u_2、たわみ角を v_2'とすると次のように与えられる。

$$u_4 = u_2 + v_2' a_y \quad \cdots\cdots (5.1)$$

ここで、a_yは、コンクリートスラブと鋼桁の重心軸間の距離である。Fig. 5.2に示す断続合成桁のつり合い式は、式（５.１）の関係式を考慮すると次のように示される。

$$\frac{E_s I_s}{\ell^3}\begin{bmatrix} (1+\gamma)S, & 0, & \gamma a_y S \\ 0 & ,12(1+\mu), & -6(1+\mu)\ell \\ \gamma a_y S & ,-6(1+\mu)\ell, & 4(1+\mu)\ell^2+\gamma a_y^2 S \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} u_2 \\ v_2 \\ v_2' \end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix} 0 \\ P \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \cdots\cdots (5.2)$$

ここで、

$$S = A_s \ell^2 / I_s, \quad \gamma = A_c / A_s, \quad \mu = I_c / I_s \quad \cdots\cdots (5.3)$$

であり、また、A_s、I_sは鋼桁断面の断面積、断面二次モーメントであり、A_c、I_cは、コンクリートスラブ断面を鋼材に換算した換算断面積、換算断面二次モーメントである。コンクリートスラブにひび割れが

生じ、コンクリートスラブ中橋軸方向鉄筋のみ有効な場合は、A_c は鉄筋のみの断面積となり、$I_c=0$ となる。式（5.2）を解くと、変位 v_2、v_2' および u_2 はつぎのように示される。

$$v_2=\frac{1+\overline{S}_c}{(1+4\overline{S}_c)}\frac{P\ell^3}{3(1+\mu)E_sI_s} \quad \cdots\cdots (5.4)$$

$$v_2'=\frac{1}{(1+4\overline{S}_c)}\frac{P\ell^2}{2(1+\mu)E_sI_s} \quad \cdots\cdots (5.5)$$

$$u_2=\frac{-\gamma a_y P\ell^2}{2(1+\gamma)(1+\mu)(1+4\overline{S}_c)E_sI_s} \quad \cdots\cdots (5.6)$$

ここで、$\overline{S}_c$ は次に示すような断面定数である。

$$\overline{S}_c=\frac{\gamma A_s a_y^2}{4(1+\mu)(1+\gamma)I_s} \quad \cdots\cdots (5.7)$$

式(5.1)、(5.5)および(5.6)よりコンクリートスラブの橋軸方向変位 u_4 は次のように示される。

$$u_4=\frac{a_y P\ell^2}{2(1+\gamma)(1+\mu)(1+4\overline{S}_c)E_sI_s} \quad \cdots\cdots (5.8)$$

断続合成桁では、断続区間においてコンクリートスラブは一定の軸力が作用するので、コンクリートスラブ重心軸に生じる応力 σ_c^p は、式 (5.8) より、

$$\sigma_c^p=\frac{Eu_4}{\ell}=\frac{1}{n}\frac{a_y P\ell}{2(1+\gamma)(1+\mu)(1+4\overline{S}_c)I_s} \quad \cdots\cdots (5.9)$$

となる。ここで、n はコンクリートと鋼桁材料の弾性係数比であり、コンクリートスラブが鉄筋のみ有効な場合は $n=1$ となる。

一方、剛なずれ止めがスパン全長にわたって連続的に配置された合成桁（以下完全合成桁と称する）の断面二次モーメントは次式で与えられる。

$$I=I_s+I_c+A_sa_s^2+A_ca_c^2=I_s(1+\mu)(1+4\overline{S}_c) \quad \cdots\cdots (5.10)$$

ここで、a_c、a_s は合成桁重心軸からコンクリートスラブおよび鋼桁断面それぞれの重心軸までの距離である。したがって、完全合成片持ばり自由端のたわみ v_c、たわみ角 v_c' および固定端のコンクリートスラブ重心軸に生じる応力 σ_c^c は、

$$v_c=\frac{P\ell^3}{3EI}=\frac{1}{(1+4\overline{S}_c)}\frac{P\ell^3}{3(1+\mu)E_sI_s} \quad \cdots\cdots (5.11)$$

$$v_c'=\frac{P\ell^2}{2EI}=\frac{1}{(1+4\overline{S}_c)}\frac{P\ell^2}{2(1+\mu)E_sI_s} \quad \cdots\cdots (5.12)$$

$$\sigma_c^c=\frac{M}{I}a_c=\frac{1}{n}\frac{a_y P\ell}{(1+\gamma)(1+\mu)(1+4\overline{S}_c)I_s} \quad \cdots\cdots (5.13)$$

となる。以上の結果より、断続合成桁と完全合成桁の自由端のたわみ、たわみ角および固定端のコンクリートスラブに生じる応力の比は次式で与えられる。

$$v/v_c = 1 + \overline{S}_c \quad \cdots\cdots (5.14)$$

$$v'/v'_c = 1 \quad \cdots\cdots (5.15)$$

$$\sigma_c^p / \sigma_c^c = 1/2 \quad \cdots\cdots (5.16)$$

断続合成桁のコンクリートスラブ重心軸に作用する応力は断面の形状にかかわらず剛なずれ止めを連続的に配置した完全合成桁の最大応力の1/2となる。

鋼桁の上下フランジの応力は、コンクリートスラブに作用する応力が求められると、断続合成桁、完全合成桁にかかわらず次のようにして求められる。すなわち、曲げモーメントをM、曲率をψとすると、合成桁のつり合い式は、

$$M = E_s I_s \psi + E_c I_c \psi - n\sigma_c A_c a_y \quad \cdots\cdots (5.17)$$

となり、曲率 ψ は、

$$\psi = \frac{M + n\sigma_c A_c a_y}{E_s I_s (1 + \mu)} \quad \cdots\cdots (5.18)$$

で求められる。したがって、上下フランジに生じる応力 σ_u、σ_ℓ は、

$$\sigma_u = -E_s \psi y_u - n\sigma_c A_c / A_s \quad \cdots\cdots (5.19)$$

$$\sigma_\ell = E_s \psi y_\ell - n\sigma_c A_c / A_s \quad \cdots\cdots (5.20)$$

となり、ここで、y_u、y_ℓ は鋼桁重心軸から上下フランジまでの距離である。

5．2．2 ずれ止めに作用する水平せん断力

断続合成桁のコンクリートスラブと鋼桁の接合面に作用する水平せん断力 Q_p は、式（5.9）より、

$$Q_p = A_c \sigma_c^p = \frac{A_c a_y P \ell}{2(1+\gamma)(1+\mu)(1+4\overline{S}_c) I_s} \quad \cdots\cdots (5.21)$$

となり、断続合成桁の断続点において m_p 本のずれ止めが配置されているものとすると、ずれ止め1本当たりに作用する水平せん断力 F_p は、

$$F_p = Q_p / m_p \quad \cdots\cdots (5.22)$$

となる。一方、剛なずれ止めが連続的に配置された完全合成桁の単位長さ当たりに作用する水平せん断力 q_c は次のように示される。

$$q_c = \frac{S A_c a_c}{I} = \frac{A_c a_y P}{(1+\gamma)(1+\mu)(1+4\overline{S}_c) I_s} \quad \cdots\cdots (5.23)$$

完全合成桁において、1列に m_c 本のずれ止めが配置され、ずれ止めの配置間隔を s とすると、ずれ止

め1本当たりに作用する水平せん断力F_cは、

$$F_c = q_c s / m_c \quad \cdots\cdots (5.24)$$

となる。したがって、断続合成桁と完全合成桁のずれ止め1本当たりに作用する水平せん断力の比は、式（5.22)、(5.24）より次のように示される。

$$F_p / F_c = m_c \ell / 2 m_p s \quad \cdots\cdots (5.25)$$

これより、断続合成桁と完全合成桁のずれ止め1本当たりに作用する水平せん断力が等しいならば、断続合成桁の桁端部に集中的に配置されたずれ止めの総数は、完全合成桁のそれの半分でよいことになる。

5．2．3　桁端の一部が完全合成された部分断続合成桁

この節においては、負の曲げを受ける区間の一部に剛なずれ止めが配置され、その他の区間にずれ止めを配置せず非合成とした断続合成桁（以下部分断続合成桁と称する）のたわみおよび応力の計算法について示す。Fig. 5.3に示すように、桁のBC部分が完全合成され、ＡＢ部分が合成されていない部分断続合成桁の自由端のたわみは、桁のＡＢ部分およびＢＣ部分の曲げモーメントによるたわみの和となる。ここで、ＡＢ部分の曲げモーメントは、Fig. 5.3に示すような座標軸を取ると次式で与えられる。

$$M = -P\beta \ell - Px \quad \cdots\cdots (5.26)$$

ここで、部分断続合成桁の等曲げモーメントによるたわみはせん断力が零となるので、完全合成桁のたわみと等しい。そこで、部分断続合成桁と完全合成桁のたわみにおける違いは、ＡＢ区間の直線的に変化している曲げモーメント、すなわち式(5.26)の第2項によるたわみとなる。部分断続合成桁の式(5.26)の第2項によるＢ点のたわみ$\overline{v}_b^p$は、スパン（$1-\beta$）ℓ の完全合成桁のたわみを v_b^c とすると、式（5.14）より、

$$\overline{v}_b^p = (1 + \overline{S}_c) v_b^c \quad \cdots\cdots (5.27)$$

となる。また、式（5.15）より、部分断続合成桁のＢ点のたわみ角は、完全合成桁のそれと等しいので、部分断続合成桁の全曲げモーメントによるＣ点のたわみ v_c^p は、完全合成桁のたわみを v_c^c とすると次のようになる。

$$v_c^p = v_c^c + \overline{S}_c v_b^c = v_c^c \{ 1 + \overline{S}_c (1-\beta)^3 \} \quad \cdots\cdots (5.28)$$

一方、部分断続合成桁の固定端のコンクリートスラブ重心軸に生じる応力 σ_c^p は、完全合成桁の $\beta P\ell$ の曲げにより生じる固定端のコンクリートスラブの応力を σ_β^c、（$1-\beta$）$P\ell$ の曲げによる応力を $\sigma_{1-\beta}^c$、および全曲げモメントによる応力を σ_c^c とすれば、式（5.16）を考慮するとたわみと同様に次のように示される。

$$\sigma_c^p = \sigma_\beta^c + \sigma_{1-\beta}^c/2 = \sigma_c^c(1+\beta)/2 \quad \cdots\cdots (5.29)$$

なお、式（5.29）は、Hoischen が求めた軸力の式から得られた結果と一致している[35]。

5．2．4 断続合成桁の終局耐力

負の曲げを受ける合成桁の終局状態の応力分布をFig. 5.4に示す。負の曲げを受ける断続合成桁では、鉄筋が降伏するまでずれ止めが破壊することがなければ、終局状態の応力分布は完全合成桁のそれと同一となり、断続合成桁の終局耐力は完全合成桁のそれと等しくなる。しかし、第4章で示したように、断続合成桁では、断続区間でずれ止めが配置されていないため横倒れ座屈を生ずることがあり、その場合は、断続合成桁の終局耐力は完全合成桁のそれと比較すると低下する。

5．3 本計算法による結果と実験結果および数値解析結果との比較

本節では、本計算法による計算結果と第4章で示した実験結果および第2章で示した有限要素法による解析結果との比較を行い、断続合成桁の負の曲げを受ける区間の本計算法の妥当性について検討を行う。

5．3．1 実験結果との比較

ずれ止めを桁端部に配置した合成桁（BEAM Nos. 6、7、9）とずれ止めをスパン全長にわたって連続的に配置した合成桁（BEAM Nos. 4、5、8）とのたわみ、橋軸方向応力および終局耐力に関する比について、第4章で示した静的実験による結果と本計算法による計算結果との比較をTables 5.1、5.2に示す。表から明らかなように、実験結果と本計算法による計算結果は比較的よく一致している。特に、コンクリートスラブ重心軸に作用している応力比*は、実験結果では0.46、0.61を示しており、本計算法で示されたように、コンクリートスラブに作用する応力をほぼ1/2に低減できるという断続合成桁の性状をよく示している。一方、Table 5.2から明らかなように、実験結果は計算結果より大きな耐力を示している。また、実験結果では、ずれ止めを連続的に配置した合成桁（BEAM Nos.4、5、8）と断続合成桁（BEAM Nos. 6、7、9）の耐力を比較すると、終局耐力はいずれも断続合成桁の方が小さい。これは、断続合成桁では中間部分にずれ止めが配置されていないため横倒れ座屈を生じたことにもよると考えられ、したがって、断続合成桁においてスラブアンカー等を導入し、横倒れ座屈を防止すれば、断続合成桁の終局耐力はずれ止めを連続的に配置した合成桁とほとんど同じ結果が得られるものと考えられる。

---

* 通常、応力比、たわみ比とは、応力あるいはたわみに関する実験値と理論値との比のことを指すが、ここでは、断続合成桁とずれ止めを連続的に配置した合成桁のそれぞれの応力あるいはたわみとの比とする。

５．３．２　有限要素法による解析結果との比較

第２章で示した有限要素法による不完全連続合成桁の解析手法を用いて、２スパン連続合成桁の解析を行い、中間支点上のコンクリートスラブ中の鉄筋のひずみに注目して本計算結果との比較を行う。解析は３タイプ11種類の桁のずれ止めの断続区間を種々変化させた場合について桁中央集中荷重および等分布荷重を載荷した場合について行った。各計算モデルの断面諸量を Table 5.3に示す。

桁Aについて、有限要素解析結果から得られたモーメント図、軸力図およびずれ止めに作用する水平せん断力図を、集中荷重および等分布荷重をそれぞれ載荷した場合について Figs. 5.5、5.6に示す。部分断続合成桁はずれ止めを連続的に配置した桁と比較すると多少桁剛性が低下し、モーメント図に多少差が見られるが、本解析例では、その差は小さかった。軸力および水平せん断力の分布については図から明らかなように、ずれ止めを連続的に配置した合成桁（A－０）と部分断続合成桁（A－６）と差が見られるのは負の曲げを受ける区間だけであり、正の曲げを受ける区間については差はほとんど見られない。そこで、負の曲げを受ける区間のみについて、鉄筋のひずみ分布、軸力図およびずれ止めに作用する水平せん断力図の詳細を Figs. 5.7、5.8に示す。なお、同図にはひび割れ区間も示されている。図から明らかなように、ずれ止めを配置しない断続区間が大きくなると、鉄筋に生じる応力は低下し、逆にずれ止めに作用する単位長さ当たりの水平せん断力は断続点において増加している。

Table 5.4に有限要素法による解析結果と本計算法による計算値との鉄筋のひずみ比に関する比較を示す。本計算法では、有限要素解析結果から得られたずれ止めを連続的に配置した合成桁の負の曲げモーメント区間を用い、これより各桁の負の曲げモーメント区間における合成区間 β を求め、式（5.29）から応力比を求めた。図から明らかなように、本計算法より得られた結果は、有限要素解析結果と比較的よく一致している。

５．４　本計算法による断続合成桁の解析

本計算法を用いて断続合成桁および部分断続合成桁の解析を行い、それらの曲げ性状について考察を行う。計算に用いた合成桁の断面諸量を Table 5.5に示す。なお、計算には桁高の大きい橋梁用断面および桁高の小さい建築用断面を用いて行った。

Fig. 5.9に合成片持ばりの自由端に集中荷重（$P=1$ ton）が作用した場合の応力分布を示す。この図では、有効スラブ断面積比（A_c/A_s）とコンクリートスラブ重心軸の応力および鋼桁上下フランジの応力の関係も示している。図から明らかなように、スラブに作用する応力は有効スラブ断面積が増加すると逆に減少しており、その減少の割合は、有効スラブ断面積が鋼桁断面積と等しくなるまでは大きいが、それを越えると減少の割合は小さくなる。

部分断続合成桁と完全合成桁のたわみ比およびコンクリートスラブ重心軸に作用する応力比と部分断続合成桁の合成区間 $\beta\ell$ の関係を式（5.28）、（5.29）より図化すると Fig.5.10のように示される。図から明らかなように、部分断続合成桁の合成区間 $\beta\ell$ を、例えば 0.2ℓ とすれば、たわみ比はおよそ（$1+\overline{S}_c/2$）に急に減少する。このことは、断続合成桁に比較すると部分断続合成桁の剛性が相当増加し

たことを意味する。一方、コンクリートスラブ重心軸に作用している応力は直線的に増加しており、したがって、ある程度合成区間を有する方が桁の剛性を高め、他方スラブの応力をそれ程増加させないという利点を有していると考えられる。

5．5 結　論

本章では、負の曲げモーメント区間にずれ止めを配置せず非合成とした断続合成桁の負の曲げを受ける区間のたわみすなわち桁剛性および応力に関する計算手法について示した。また、本解析法は連続合成桁の適用には煩雑さのあまり限界があるが、有限要素法による断続合成桁の解析結果の性状と比較したところ類似した結果を得た。このため、本計算法で断続合成桁の曲げ性状を調べた結果次のような結論を得ることができた。

(1) 断続合成桁のコンクリートスラブ重心軸に作用する応力は、剛なずれ止めを連続的に配置した完全合成桁の最大応力の１／２となり、負の曲げを受ける合成桁のコンクリートスラブによい影響をもたらすものと考えられる。

(2) 断続合成桁では、スラブの応力が減少する割には下フランジの応力はあまり増加しない。

(3) 断続合成桁と完全合成桁のたわみ比および下フランジの応力比は有効スラブ断面積が主に影響し、断面形状の違いはあまり影響しない。

(4) 負の曲げモーメント区間の一部を合成した部分断続合成桁は、負の曲げを受ける区間全域を非合成とした断続合成桁と比較すると桁の剛性が増加し、他方、スラブの応力はそれ程増加せず有効な構造系であると考えられる。

Table 5.1 Experimental and Analytical Results for Deflection and Stress Ratios of the Partial Composite Beams to Complete Composite Beams.

BEAM NUMBER	A_C/A_S	RATIO OF DEFLECTION		RATIO OF SLAB STRESS		RATIO OF FLANGE STRESS	
		[1]	[2]	[1]	[2]	[1]	[2]
4, 6	0.30	1.36	1.22	0.46	0.50	1.32	1.16
5, 7	0.44	1.17	1.28	-	-	1.06	1.18
8, 9	0.44	1.31	1.28	0.61	0.50	-	-

NOTES [1] : EXPERIMENTAL RESULTS. [2] : ANALYTICAL RESULTS.

Table 5.2 Ultimate Strengths and Failure Modes.

BEAM NUMBER	ULTIMATE STRENGTH (t·m)			$\frac{[3]}{[1]}$	$\frac{[3]}{[2]}$	FAILURE MODE
	THEORY I [1]	THEORY II [2]	EXPERIMENT [3]			
4	7.79	9.35	10.62	1.36	1.14	LOCAL BUCKLING
5	8.86	10.41	11.00	1.27	1.06	LOCAL BUCKLING
6	7.79	9.35	10.12	1.29	1.08	LOCAL BUCKLING
7	8.86	10.41	10.18	1.17	0.98	LATERAL BUCKLING
8	8.86	10.41	11.50	1.32	1.10	LOCAL BUCKLING
9	8.86	10.41	10.73	1.23	1.03	LATERAL BUCKLING

NOTES THEORY I : ULTIMATE STRENGTH BASED ON SPECIFIED YIELD STRESS.
THEORY II : ULTIMATE STRENGTH BASED ON TESTED YIELD STRESS.

Table 5.3 Summary of Section Properties.

MODEL NUMBER	SPAN (m)	CONCRETE SLAB			STEEL BEAM (cm)	SHEAR CONNECTOR [$\beta\ell$] (m)
		WIDTH (cm)	THICKNESS (cm)	AREA OF REINFORCEMENT (cm^2)		
A-0 A-1 A-2 A-3 A-4 A-5 A-6	2 x 30	250	20	75	Flg.PL. 40 x 2.5 Web.PL. 160 x 0.9 Flg.PL. 40 x 2.5	UNI.[0] DIS.[2 x 1.25] DIS.[2 x 2.50] DIS.[2 x 3.75] DIS.[2 x 5.00] DIS.[2 x 6.25] DIS.[2 x 7.50]
B-0 B-1	2 x 10	180	15	54	Flg.PL. 15.3 x 1.6 Web.PL. 41.2 x 0.98 Flg.PL. 15.3 x 1.6	UNI.[0] DIS.[2 x 2.51]
C-0 C-1	2 x 4.8	60	8	12	Flg.PL. 10 x 0.8 Web.PL. 20 x 0.55 Flg.PL. 10 x 0.8	UNI.[0] DIS.[2 x 1.20]

NOTES UNI. : UNIFORM SPACING. DIS. : DISCONTINUOUS SPACING.

Table 5.4 Comparison of Values obtained from the Proposed Simplified Method and Finite Element Method.

MODEL NUMBER	CONCENTRATED LOAD			UNIFORMLY DISTRIBUTED LOAD		
	FINITE ELEMENT METHOD		PROPOSED METHOD	FINITE ELEMENT METHOD		PROPOSED METHOD
	STRAIN (x 10^{-6})	RATIO (%)	RATIO (%)	STRAIN (x 10^{-6})	RATIO (%)	RATIO (%)
A-0	145.2	100	100	572.2	100	100
A-1	138.8	96	94	538.8	94	93
A-2	129.6	89	87	491.5	86	85
A-3	119.8	83	81	442.9	77	78
A-4	110.3	76	74	394.8	67	71
A-5	97.8	67	67	347.8	61	63
A-6	89.7	62	61	299.0	52	56
B-0	474.3	100	100	308.0	100	100
B-1	317.5	67	67	190.5	62	65
C-0	184.3	100	100	-	-	-
C-1	120.2	65	65	-	-	-

Table 5.5 Section Properties of Model for Analysis.

	A COMPOSITE SECTION FOR BRIDGE MODEL D	A COMPOSITE SECTION FOR BUILDING MODEL E
A_s (cm^2)	341	97
I_s (cm^4)	1 473 400	33 500
a_y (cm)	114	32
y_u (cm)	101	20
y_ℓ (cm)	64	20
SPAN (cm)	800	300

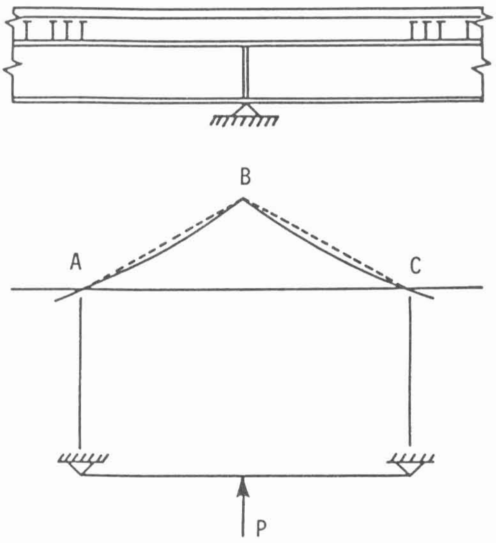


Fig. 5.1 Bending Moment Diagrams for a Continuous Beam and the Isolated Beam.

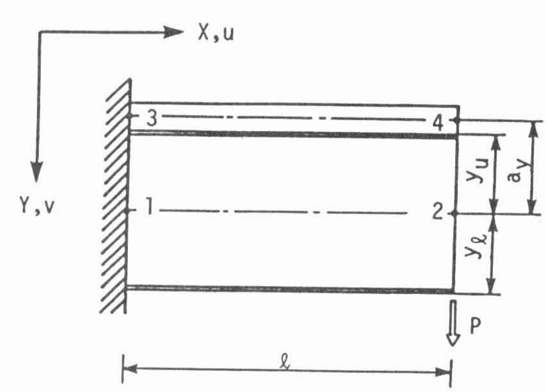


Fig. 5.2 Nodal Points for the Analysis of a Partial Composite Beam.

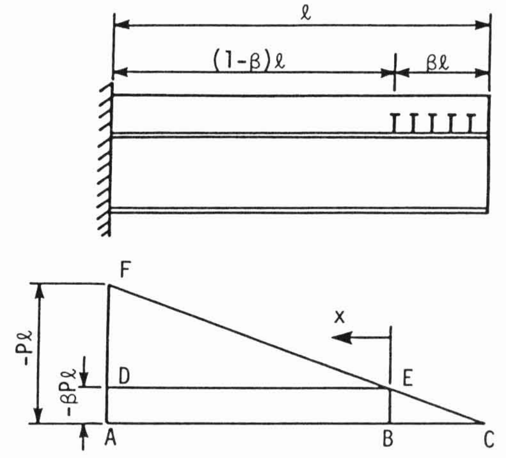


Fig. 5.3 **Bending Moment Diagram for a Partial Composite Beam.**

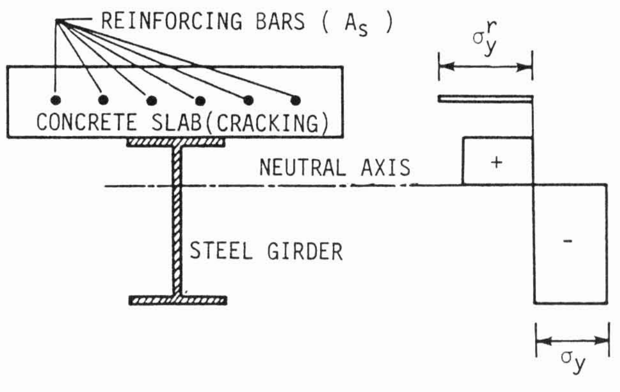
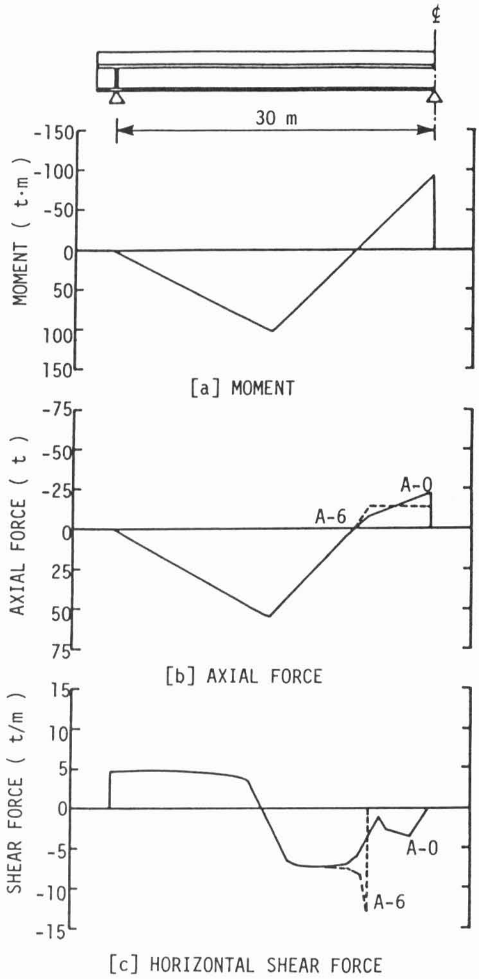


Fig. 5.4 **Idealized Stress Distribution at the Ultimate State under Negative Bending.**



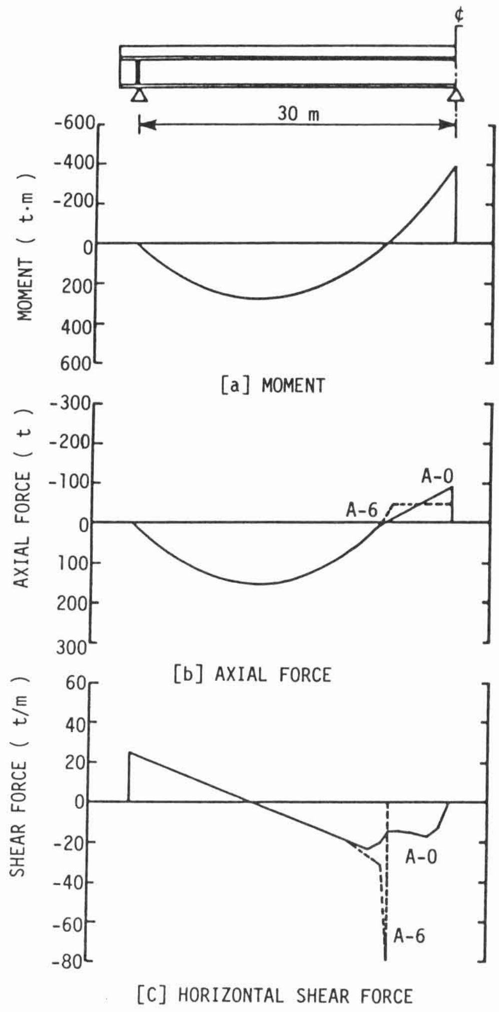


Fig. 5.5 **Moment, Axial Force and Horizontal Shear Force Diagrams under Concentrated Load (P = 20 ton).**

Fig. 5.6 **Moment, Axial Force and Horizontal Shear Force Diagrams under Uniformly Distributed Load (q = 4 t/m).**

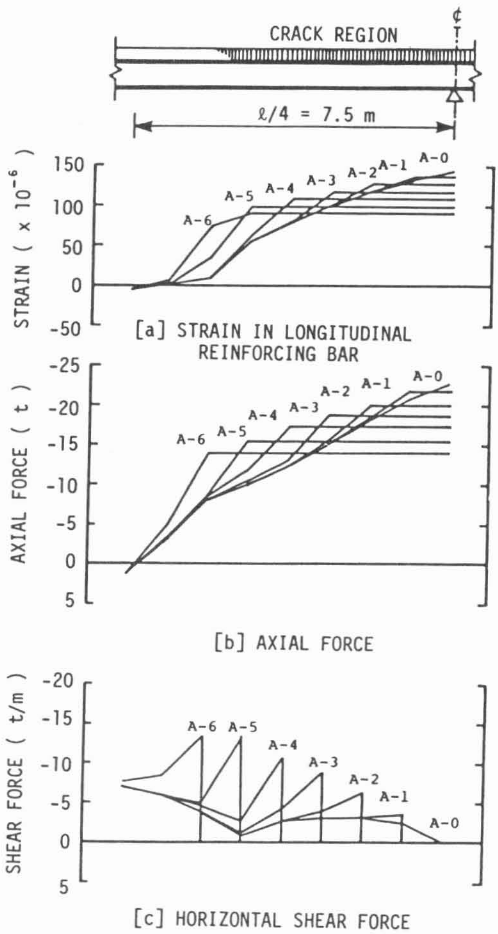


Fig. 5.7 Strain, Axial Force and Horizontal Shear Force in Negative Moment Region under Concentrated Load (P = 20 ton).

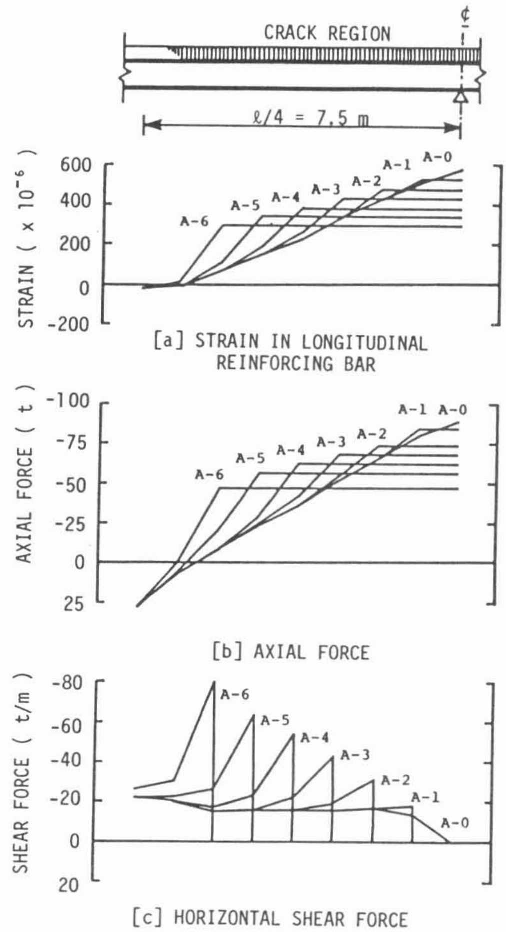


Fig. 5.8 Strain, Axial Force and Horizontal Shear Force in Negative Moment Region under Uuiformly Distributed Load (q = 4 t /m).

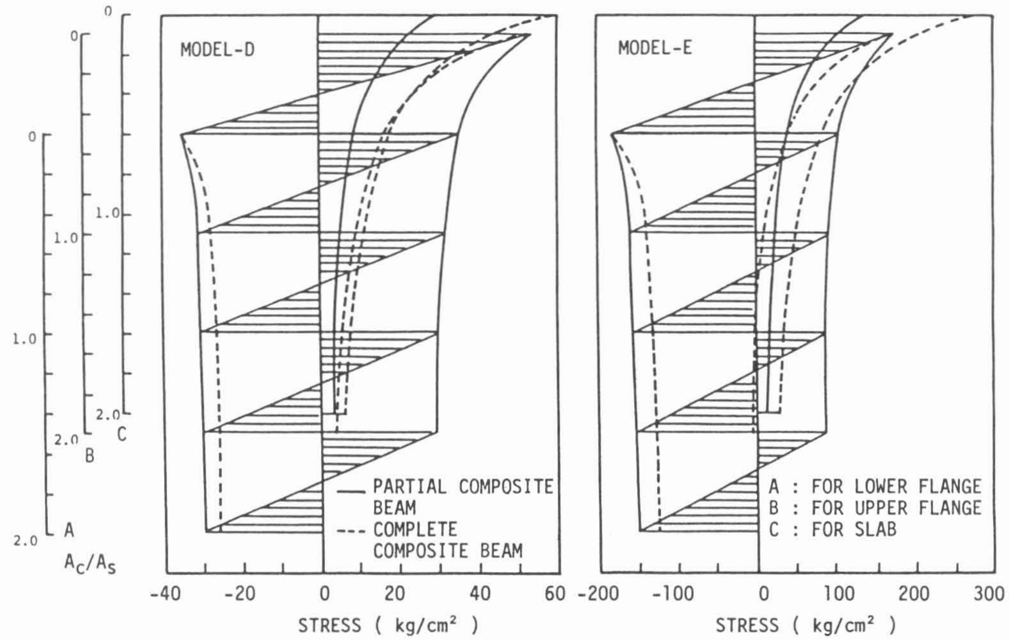


Fig. 5.9 **Stress Distributions and Relationships between A_c/A_s and Stress.**

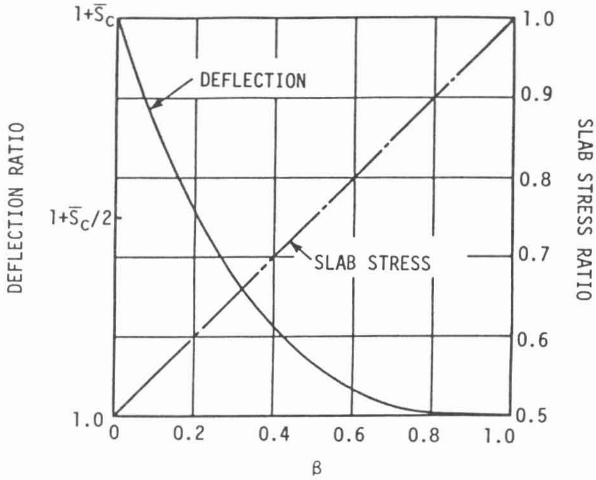


Fig. 5.10 **Deflection and Stress Ratios of a Partial Composite Beam with respect to the Length of the Complete Composite Region.**

第6章　有限帯板法による不完全曲線合成桁の解析

6．1　緒　言

一般に、曲線桁の構造設計計算は、有効幅を考慮し、曲線ばり、曲線薄肉ばりのように単独のはりとして取り扱う方法と、横桁の影響を考慮した曲線格子桁理論、曲線直交異方性板理論を用いる方法、および有限要素法等の数値解析を用いる方法に大別される[152]。曲線ばり、曲線薄肉ばりについては小松らの研究[153)~155]、およびその他多くの研究報告があり[156)~162]、曲線格子桁理論[163)164]、および曲線直交異方性板理論[165)166]についても多くの研究報告が行われている。また、小松らは種々の構造設計データをもとに曲線桁橋設計計算法に関する提言を行っている[167]。一方、近年大型計算機の発達により、伝達マトリックス法[168)~171]、折板構造理論[172)173]、有限要素法[174)~178]、および有限帯板法[179)~181]を用いた研究が行われており、さらに曲線桁構造を扇形床板と桁の複合構造物として取り扱い偏心結合を考慮した解析も行われている[182]。また、中井ら[183]は曲線箱桁橋の解析を行い、中間ダイヤフラムが少ない場合は断面変形が大きくなりずり応力が生じることを示し、設計のための実用公式を提案している。

本章では、コンクリートスラブと鋼桁の接合面にずれの生じる不完全曲線合成桁の有限帯板法を用いた三次元的解析手法について示す[184) 185]。

6．2　解析法

曲線合成多主桁橋および曲線合成箱桁橋についてはFig. 6.1に示すような合成断面が考えられるが、ここでは、そのような合成断面に適用できるような曲線合成桁の解析法について示す。Fig. 6.2に示すように、コンクリートスラブと鋼桁をそれぞれ曲線帯板要素で、ずれ止めを二次元のばね要素でモデル化し解析を行う。ここで対象としたのは単純曲線合成桁であり、桁端部では面内剛性が無限大、面外剛性のないダイヤフラムで支持されていると仮定する。一方、コンクリートスラブと鋼桁の接合面において浮き上がりはないものとし、コンクリートスラブと鋼桁の接合面におけるたわみおよび橋軸方向回りの回転角は等しいものとする。また、ずれ止めは、橋軸方向に密に連続的に配置されているものとし、接合面の付着および摩擦の影響は無視する。

6．2．1　曲線帯板要素の剛性マトリックス[179)180]

コンクリートスラブと鋼桁をそれぞれ曲線帯板要素で分割する。Fig. 6.3に示すように、曲線帯板要素の変位を、境界条件を満足するように、円周方向には級数展開し半径方向には多項式近似すると変位u, v, wはそれぞれ次のように示される。

$$u=\sum_{m=1}^{\infty}\{(1-\beta)u_{im}+u_{jm}\}\ \sin k_m\theta \quad \cdots\cdots (6.1)$$

$$v=\sum_{m=1}^{\infty}\{(1-\beta)v_{im}+v_{jm}\}\ \cos k_m\theta \quad \cdots\cdots (6.2)$$

$$w=\sum_{m=1}^{\infty}\{g_1 w_{im}+g_2\psi_{im}+g_3 w_{jm}+g_4\psi_{jm}\}\ \sin k_m\theta \quad \cdots\cdots (6.3)$$

ここで、$k=m\pi/\alpha$、$\beta=x/b$であり、bは要素幅である。また、$g_1\sim g_4$は次に示すような形状関数である。

$$\left.\begin{array}{ll} g_1=2\beta^3-3\beta^2+1, & g_2=(\beta^3-2\beta^2+\beta)b \\ g_3=-2\beta^3+3\beta^2, & g_4=(\beta^3-\beta^2)b \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots (6.4)$$

また、u_{im}, v_{im}, w_{im}, ψ_{im}は、i節線における第m項の変位パラメーターであり、曲線帯板要素の第m項の変位パラメーターは次のように示される。

$$\{u\}_m=\langle u_{im}, v_{im}, w_{im}, \psi_{im}, u_{jm}, v_{jm}, w_{jm}, \psi_{jm}\rangle^T \quad \cdots\cdots (6.5)$$

一方、曲線帯板要素においてひずみと変位の関係は、

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_\theta \\ \varepsilon_{x\theta} \\ \chi_x \\ \chi_\theta \\ \chi_{x\theta} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \dfrac{\partial u}{\partial x} \\ \dfrac{1}{r}\dfrac{\partial v}{\partial\theta}+\dfrac{w\cos\phi+u\sin\phi}{r} \\ \dfrac{1}{r}\dfrac{\partial u}{\partial\theta}+\dfrac{\partial v}{\partial x}-\dfrac{1}{r}v\sin\phi \\ \dfrac{\partial^2 w}{\partial x^2} \\ -\dfrac{1}{r^2}\dfrac{\partial^2 w}{\partial\theta^2}+\dfrac{\cos\phi}{r^2}\dfrac{\partial v}{\partial\theta}-\dfrac{\sin\phi}{r}\dfrac{\partial w}{\partial x} \\ 2\left(-\dfrac{1}{r}\dfrac{\partial^2 w}{\partial x\partial\theta}+\dfrac{\sin\phi}{r^2}\dfrac{\partial w}{\partial\theta}+\dfrac{\cos\phi}{r}\dfrac{\partial v}{\partial x}\right. \\ \left.-\dfrac{\sin\phi\cos\phi}{r^2}v\right) \end{bmatrix} \quad \cdots\cdots (6.6)$$

$$\{\varepsilon\}=[B]\{u\} \quad \cdots\cdots (6.7)$$

となる。また、応力とひずみの関係は次のように示される。

$$\begin{Bmatrix} N_x \\ N_\theta \\ N_{x\theta} \\ M_x \\ M_\theta \\ M_{x\theta} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_x & K_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K_2 & K_\theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{x\theta} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & D_x & D_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & D_2 & D_\theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & D_{x\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_\theta \\ \varepsilon_{x\theta} \\ \chi_x \\ \chi_\theta \\ \chi_{x\theta} \end{Bmatrix} \quad \cdots\cdots (6.8)$$

$$\{\sigma\} = [D] \{\varepsilon\} \quad \cdots\cdots (6.9)$$

ここで、

$$\left.\begin{aligned} K_x&=\frac{E_x t}{1-\nu_x \nu_\theta},\ K_2=\nu_\theta K_x,\ K_\theta=\frac{E_\theta t}{1-\nu_x \nu_\theta},\ K_{x\theta}=G_{x\theta}\, t, \\ D_x&=\frac{E_x t^3}{12(1-\nu_x \nu_\theta)},\ D_2=\nu_\theta D_x,\ D_\theta=\frac{E_\theta t^3}{12(1-\nu_x \nu_\theta)},\ D_{x\theta}=\frac{G_{x\theta} t^3}{12} \end{aligned}\right\} \cdots\cdots (6.10)$$

であり、E、G、ν はそれぞれ弾性係数、せん断弾性係数およびポアソン比である。また、t は曲線帯板要素の厚さである。

仮想仕事の原理より、曲線帯板要素の内部仮想仕事 δU_{curve} は、

$$\delta U_{curve}=\int_V \sigma\, \delta\, \varepsilon\, dV= \{\delta u\}^T [K_s]\{u\} \quad \cdots\cdots (6.11)$$

となる。ここで、$[K_s]$ は曲線帯板要素の剛性マトリックスであり、式 (6.1) ～ (6.10) を式 (6.11) に代入し、級数の直交性を利用することによって第 m 項の剛性マトリックス $[K_s]_{mm}$ を求めることができる。

式 (6.11) によって求められる剛性マトリックスは局所座標系で求まった剛性マトリックスであり、実際の計算においては、全体座標系に変換した剛性マトリックスが必要となる。ここで、全体座標系における変位 $\{\overline{u}\}$ と局所座標系における変位 $\{u\}$ の関係は

$$\{u\} = [R] \{\overline{u}\} \quad \cdots\cdots (6.12)$$

となる。ここで $[R]$ は座標変換マトリックスであり次のように示される。

$$[R] = \begin{bmatrix} [r] & 0 \\ & \\ 0 & [r] \end{bmatrix} \qquad \cdots\cdots (6.13)$$

$$[r] = \begin{bmatrix} \sin\phi & 0 & \cos\phi & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ \cos\phi & 0 & -\sin\phi & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 \end{bmatrix} \qquad \cdots\cdots (6.14)$$

したがって、曲線帯板要素の全体座標系における剛性マトリックス $[\bar{K}_s]$ は次のように示される。

$$[\bar{K}_s] = [R]^T [K_s] [R] \qquad \cdots\cdots (6.15)$$

6．2．2　ずれ止め要素の剛性マトリックス

曲線合成桁のコンクリートスラブは、ずれ止めによって鋼桁上フランジに結合されている。本解析法では、ずれ止めをコンクリートスラブと鋼桁の接合面に連続的に配置された二次元のばね要素と仮定し、接合面においてコンクリートスラブと鋼桁の間には浮き上がりはないものとする。

実際にずれ止めに働く力 F は、Fig. 6.4 に示すように、橋軸方向にずれ止めに働く力 F_θ と半径方向にずれ止めに働く力 F_r に分解でき、合力 F は次のように示される。

$$F = \sqrt{F_\theta{}^2 + F_r^2} \qquad \cdots\cdots (6.16)$$

また、ずれ止めの橋軸方向および半径方向に働く力と、それぞれの方向のずれ Δ_θ、Δ_r の関係は、

$$F_\theta = k_\theta \Delta_\theta \qquad \cdots\cdots (6.17)$$

$$F_r = k_r \Delta_r \qquad \cdots\cdots (6.18)$$

となる[112)113)]。ここで、k_θ および k_r はずれ止めのそれぞれの方向の剛性であり、一般的に多く用いられているスタッドジベルの場合は、$k_\theta = k_r = k$ となる。

Fig. 6.5 に示すように、コンクリートスラブ曲線帯板要素の n 節線および鋼桁上フランジ曲線帯板要素の i 節線にずれ止めが連続的に配置されているものとし、n 節線および i 節線の橋軸方向の変位を

v_{nc}、v_{is}、半径方向の変位をu_{nc}、u_{is}、たわみを w_{nc}、w_{is}、および橋軸方向回りの回転角を ψ_{nc}、ψ_{is}とすると、橋軸方向および半径方向のずれ Δ_θ、Δ_r は次のように示される。

$$\Delta_\theta = v_{is} - v_{nc} + \frac{1}{r}\left(\frac{\partial w_{is}}{\partial \theta} z_s + \frac{\partial w_{nc}}{\partial \theta} z_c\right) \quad \cdots\cdots (6.19)$$

$$\Delta_r = u_{is} - u_{nc} + \psi_{is} z_s + \psi_{nc} z_c \quad \cdots\cdots (6.20)$$

ここでは、rはn、i節線の曲率半径であり、z_sおよびz_cは、鋼桁上フランジおよびコンクリートスラブの重心軸から接合面までの距離である。一方、変位v_{nc}、v_{is}、u_{nc}、u_{is}、w_{nc}、w_{is}、ψ_{nc}およびψ_{is}は式（6.1）～（6.3）より

$$v_{nc} = \sum_{m=1}^{\infty} v_{nm} \cos k_m \theta \quad \cdots\cdots (6.21\,a)$$

$$v_{is} = \sum_{m=1}^{\infty} v_{im} \cos k_m \theta \quad \cdots\cdots (6.21\,b)$$

$$u_{nc} = \sum_{m=1}^{\infty} u_{nm} \sin k_m \theta \quad \cdots\cdots (6.22\,a)$$

$$u_{is} = \sum_{m=1}^{\infty} u_{im} \sin k_m \theta \quad \cdots\cdots (6.22\,b)$$

$$w_{nc} = \sum_{m=1}^{\infty} w_{nm} \sin k_m \theta \quad \cdots\cdots (6.23\,a)$$

$$w_{is} = \sum_{m=1}^{\infty} w_{im} \sin k_m \theta \quad \cdots\cdots (6.23\,b)$$

$$\psi_{nc} = \sum_{m=1}^{\infty} \psi_{nm} \sin k_m \theta \quad \cdots\cdots (6.24\,a)$$

$$\psi_{is} = \sum_{m=1}^{\infty} \psi_{im} \sin k_m \theta \quad \cdots\cdots (6.24\,b)$$

となる。したがって、仮想仕事の原理より、ずれ止め要素の内部仮想仕事δU_{sc}は次のようになる。

$$\begin{aligned}\delta U_{sc} &= \sum_{n=1}^{N} \left\{ r_n \int_0^{\alpha} k_\theta \Delta_\theta d\theta + r_n \int_0^{\alpha} k_r \Delta_r d\theta \right\} \\ &= \{\delta u_{sc}\}^T \{[K_\theta] + [K_r]\} \{u_{sc}\} \\ &= \{\delta u_{sc}\}^T [K_{sc}] \{u_{sc}\} \quad \cdots\cdots (6.25)\end{aligned}$$

ここで、Nは断面内におけるずれ止めの配列の個数であり、$[K_{sc}]$ はずれ止め要素の剛性マトリックスであり次のように示される。

$$[K_{sc}] = \begin{bmatrix} [K_{sc}]_{11} & & 0 \cdots\cdots 0 \\ 0 & [K_{sc}]_{22} & \cdots\cdots 0 \\ \vdots & & \ddots \quad \vdots \\ 0 \cdots\cdots & & [K_{sc}]_{rr} \end{bmatrix} \quad \cdots\cdots (6.26)$$

ここで、$[K_{sc}]_{mm}$ はずれ止め要素の第 m 項の剛性マトリックスであり、一般的に多く用いられているスタッドジベル（$k_\theta = k_r = k$）の場合は、

$$
[K_{sc}]_{mm} = \frac{\alpha\, r_i k}{2}
\begin{bmatrix}
1, & -1, & 0, & 0, & 0, & 0, & z_s, & z_c, \\
 & 1, & 0, & 0, & 0, & 0, & -z_s, & -z_c \\
 & & 1, & -1, & \dfrac{z_s k_m}{r_i}, & \dfrac{z_c k_m}{r_i}, & 0, & 0 \\
 & & & 1, & -\dfrac{z_s k_m}{r_i}, & -\dfrac{z_c k_m}{r_i}, & 0, & 0 \\
 & & & & \dfrac{z_s{}^2}{r_i{}^2} k_m, & \dfrac{z_c{}^2}{r_i{}^2} k_m, & 0, & 0 \\
 & & & & & \dfrac{z_c{}^2}{r_i{}^2} k_m, & 0, & 0 \\
 & \text{Symmetric} & & & & & z_s{}^2, & z_s z_c \\
 & & & & & & & z_c{}^2
\end{bmatrix}
\qquad \cdots\cdots (6.27)
$$

となる。一方 $\{u_{sc}\}$ は、ずれ止め要素の変位パラメーターであり、第 m 項の変位パラメーターは次のように示される。

$$
\{u_{sc}\} = < u_{im},\ u_{nm},\ v_{im},\ v_{nm},\ w_{im},\ w_{nm},\ \psi_{im},\ \psi_{nm} >^T \cdots\cdots (6.28)
$$

6．2．3　全体剛性マトリックス

不完全曲線合成桁のコンクリートスラブと鋼桁の接合面において、コンクリートスラブおよび鋼桁のたわみおよび橋軸方向回りの回転角が等しいものとすると、接合面における変位の適合条件式は次のように示される。

$$
w_{is} = w_{nc} \cdots\cdots (6.29)
$$

$$
\psi_{is} = \psi_{nc} \cdots\cdots (6.30)
$$

なお、式(6.29)および式(6.30)はずれ止めが配置されていない接合面においても成立するものとする。以上の結果より、不完全曲線合成桁のつり合い方程式は、

$$
\begin{bmatrix}
[K]_{11} & 0 & \cdots & 0 \\
0 & [K]_{22} & \cdots & 0 \\
\vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\
0 & 0 & \cdots & [K]_{rr}
\end{bmatrix}
\begin{bmatrix}
\{u\}_1 \\ \{u\}_2 \\ \vdots \\ \{u\}_r
\end{bmatrix}
=
\begin{bmatrix}
\{P\}_1 \\ \{P\}_2 \\ \vdots \\ \{P\}_r
\end{bmatrix}
\quad \cdots\cdots (6.31)
$$

となる。ここで、$[K]_{mm}$は不完全曲線合成桁の第m項の全体剛性マトリックスであり、式(6.15)、(6.25)より次のように示される。

$$
[K]_m = [\overline{K_s}]_{mm} + [K_{sc}]_{mm} \quad \cdots\cdots (6.32)
$$

また、$\{P\}_m$ は Fourier 級数で展開された第m項の荷重項である。

有限帯板法では、変位を一方向については級数で展開しているため、断面内のみで要素分割を行えばよい。また、式（6.31）に示したように、方程式は級数の各項で独立しており、通常の有限要素法のように大次元のマトリックスを解く必要がなく、各項について方程式をr回解き、変位は各項の変位ベクトルの和として求められる。したがって、有限帯板法では最終的に計算時間の短縮を図ることができる[186]。

不完全曲線合成桁の計算手順を Fig. 6.6のフローチャートに示す。

6．3　結　論

本章では、コンクリートスラブと鋼桁の接合面にずれの生じる不完全曲線合成桁について、有限帯板法を用いた三次元的解析手法を示した。すなわち、コンクリートスラブおよび鋼桁を曲線帯板要素で、接合面に配置されたずれ止めを橋軸および半径方向の二次元のばね要素でモデル化し解析を行った。本解析法は、有限帯板法を用いているため少ない未知数で曲線合成桁の三次元的解析ができ、また、ずれ止めは橋軸方向に渡って一定の剛性を持つものと仮定するが、断面内では種々のずれ止めの配置が可能であり、曲線合成桁の挙動解析に適していると考えられる。

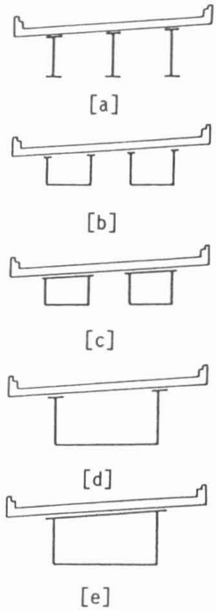


Fig. 6.1 Types of the Composite Section.

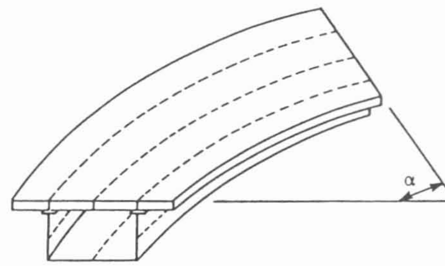


Fig. 6.2 Finite Strip Idealization for a Curved Composite Girder Bridge.

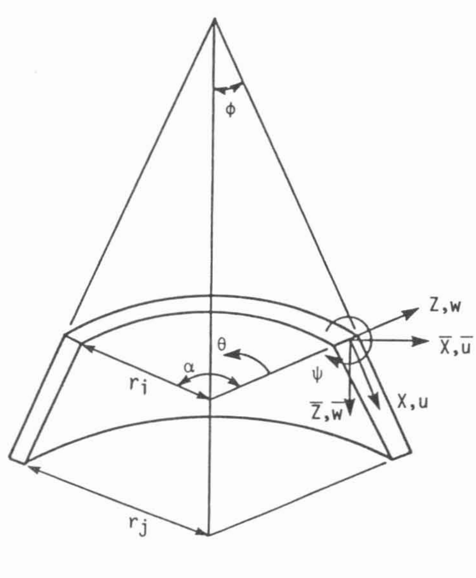


Fig. 6.3 Displacements for a Curved Strip Element.

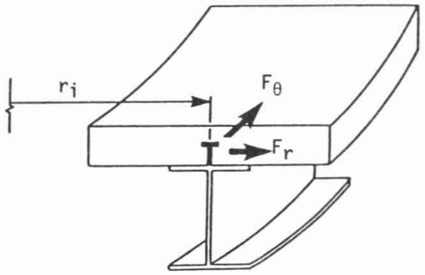


Fig. 6.4 Shear Forces Acting on a Shear Connector.

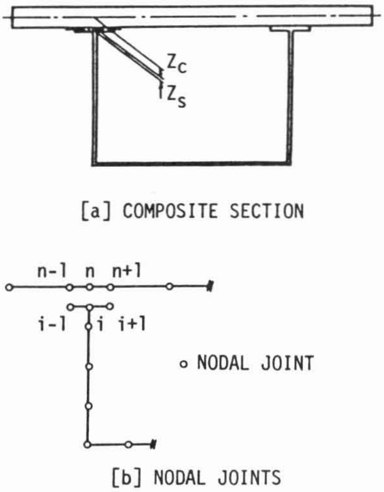


Fig. 6.5 Composite Section and Nodal Joints.

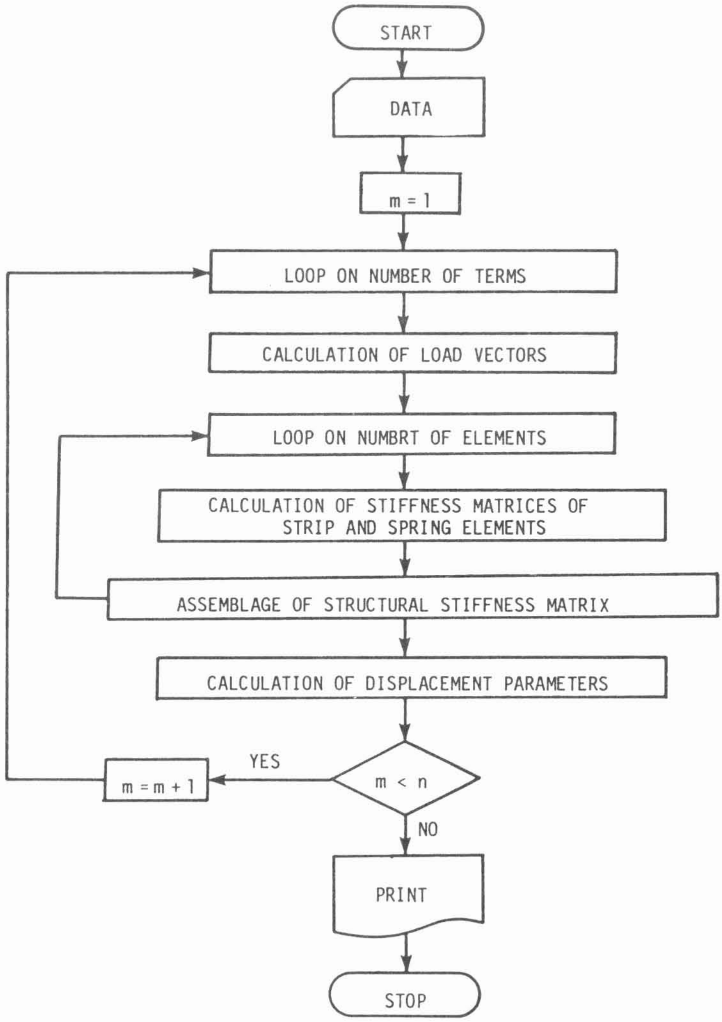


Fig. 6.6 Flow Chart.

第7章　箱桁断面を有する曲線合成桁の弾性挙動について

7．1　緒　　言

本章では、箱桁断面を有し単純支持された曲線合成桁について静的載荷試験を行い、また、第6章で示した解析法を用い実験モデルについて数値解析を行い、実験結果と数値解析結果の比較検討を行いながら箱桁断面を有する曲線合成桁の弾性挙動について考察を行う。また、有限帯板法による数値解析法を用い鋼桁部の桁高と幅の比を変化させた場合および同一スパンを有する曲線合成桁の中心角を変化させた場合についてそれぞれパラメーター解析を行い、特に、たわみ性状および橋軸方向のずれ分布に注目して考察を加える[187)]。

7．2　静的載荷実験概要

本実験では箱桁断面を有する曲線合成桁の弾性挙動を明らかにし、また、それが曲率の変化およびずれ止めの配置法の違いによりどの様な影響を受けるか調べる目的で実験を行う。以下簡単に実験の概要について示す。

7．2．1　供試体

供試体は3体から成っており、MODEL C—1は曲率半径R_1＝8 m、中心角α_1＝30°、MODEL C－2は、R_2＝4 m、α_2＝60° およびMODEL C－3は、R_3＝8 m，α_3＝30° あり、各供試体は同一スパンℓ＝418.9cmを有している。それぞれの供試体の断面形状をFig. 7.1に示す。MODEL C－1およびC－2は同一断面であるが曲率半径が異なる。MODEL C－3は、曲率半径はMODEL C－1と同一であるが、MODEL C－1およびC－2の断面と異なり鋼桁部が閉断面を有する曲線合成桁である。それぞれの供試体の断面積A、断面二次モーメントI、純ねじれ定数Kおよびそりねじれ定数I_wについて、コンクリートスラブを鋼とコンクリートの弾性係数比$n=7$で鋼材に換算した値をTable 7.1に示す。ねじり定数比$k=\ell\sqrt{GK/EI_w}$は、MODEL C－1とC－2が$k_1=k_2$＝43および MODEL C－3がk_3＝41であり、道路橋示方書のようにねじれ定数比で判定すればそりねじれ応力を無視できる断面である[1)188)]。

鋼桁の鋼種はSS41であり、それぞれの供試体は、端支点上ダイヤフラム（厚さ12mm）を有しているが、中間支点ダイヤフラムは断面変形の影響を調べる目的で配置されていない。また、それぞれの供試体の鋼桁ウェブの幅厚比はb/t＝58である。

コンクリートスラブは、幅90cm、厚さ7cmであり、橋軸方向に直径10mmの鉄筋（SD30）が6本および半径方向に直径10mmの鉄筋が23本配筋されている。コンクリートの配合設計をTable 7.2に示す。コンクリートの材料試験結果から、圧縮強度はσ_{cu}＝308 kg/cm^{2}であり、弾性係数はE_c＝2.71×10^5 kg/cm^2

であった。なお、各供試体の載荷までの材令は4週以上であった。

ずれ止めはすべて直径13mm、高さ50mmのスタッドジベル（Stud 13×50）を用いた。ずれ止めの配置は、Fig. 7.1 に示すようにMODEL C－1およびC－2はそれぞれウェブ直上のみに1列26本（計2列52本）を等間隔に配置し、また、MODEL C—3は、上フランジに4列等間隔に計56本を配置した。一方、ずれ止めの本数は塑性設計を用いて計算した[2)11)]。

7．2．2　支持状態および載荷方法

本実験では、支点は単純支持とし、支点上において面外の変形を拘束する条件のもとに実験を計画した。曲線合成桁では、ウェブ直下で支承を用いた場合、荷重状態により支点上において負反力が生じるおそれがあり、それに対処するためには支承をアンカーボルトで反力床に固定する複雑な細部構造が必要となる。そこで簡単な細部構造でこの負反力に対処できるように本実験では、Fig. 7. 2に示すように支点部に支持桁を導入し、それに支承を取り付ける方式を用いた。支承は支持桁の両端にそれぞれ2個の固定および可動ベアリングプレート（BPA－101（Fix－R_{50}）－S50およびBPA－102（Mov－R_{50}－e_{50}）－S50）を取り付け、また、供試体は下フランジを直接支持桁に高力ボルトで固定し、支持桁の剛性および端支点ダイヤフラムにより支点上の断面変形を拘束するものとした。

荷重は、油圧ジャッキ（最大20 ton）により1点集中荷重としてウェブ直上のみに載荷した。なお、ジャッキ先端のロードセル頭部には横荷重を取り除くためスライドサポートを取り付けた。荷重状態は、Fig. 7. 3に示すようにスパン中央内側および外側、1/3スパン内側および外側の4つのケースについて載荷を行った。支持状態および載荷状態をPhoto 7. 1に示す。

7．2．3　測定方法

コンクリートスラブおよび鋼桁のひずみは、Fig. 7.4 に示すようにスパン中央および支点上からそれぞれ30cm離れた断面において箔ゲージを貼り付け測定を行った。なお、各断面においてせん断ひずみを測定するため鋼桁部にロゼットゲージも貼り付けてある。

たわみは、Fig. 7. 5に示すようにスパン中央および1/4点の下フランジ内側および外側において変位計を用いて測定を行い、また、断面のねじれ角は、スパン中央断面において横方向変位を上下2点測定し求めた。本実験では、支点部において支持桁を導入しているため支点沈下が生じるが、各支点上の支点沈下および支点における回転角を測定し、各変位の補正を行った。

コンクリートスラブと鋼桁の接合面のずれは、Fig. 7. 5(b)に示す位置において、橋軸方向および半径方向それぞれについて変位計（カンチレバー型および高感度変位計）を用いて測定を行った。ずれ測定のための変位計の設置状況をPhoto 7.2 に示す。一方、ずれ止めに作用する力を相対的に評価するため、スタッドジベルに直接箔ゲージを貼り付け測定を行った。

載荷荷重はセンターホール型20tonロードセルで測定した。なお、以上示した測定結果はデジタル式歪測定器を用いて記録した。

7．3　実験結果、数値解析結果および考察

実験結果および第6章で示した有限帯板法による不完全曲線合成桁の解析手法を用いた数値解析結果について示す。有限帯板法を用いた数値計算では、コンクリートおよび鋼材の弾性係数、せん断弾性係数およびポアソン比をそれぞれ、$E_c=3.0\times10^5$ kg/cm^2（橋軸方向鉄筋考慮）、$E_s=2.1\times10^6$ kg/cm^2、$G_c=1.29\times10^5$ kg/cm^2、$G_s=8.1\times10^5$ kg/cm^2、$\nu_c=0.167$、$\nu_s=0.3$とした。ずれ止めの剛性は、橋軸方向および半径方向それぞれ1本当たり$k_\theta=k_r=50$ ton/cmとした[115)131)]。一方、要素分割はコンクリートスラブを15分割、ウェブを7分割、および下フランジを7分割とした。また、項数は39項まで取り計算を行い、十分に収束していることを確認した。

7．3．1　変形性状

Table 7.3に中央内側載荷（LOAD CASE 1）と中央外側載荷（LOAD CASE 2）の場合の中央断面下フランジ内側および外側点のたわみの値を示す。表から明らかなように、内側載荷の場合は内側点に大きなたわみが生じており、外側載荷の場合は多少外側点のたわみが大きいが、その差は内側載荷の場合と比較すると小さい。これは、内側部分が外側部分に比較すると荷重の分担率が大きいことを示している。一方、MODEL C－1とC－2を比較すると、曲率半径が小さいとたわみがかなり増大しており、また、MODEL C—3は鋼桁部が閉断面となっているため、その分MODEL C－1と比較すると桁剛性が増大していることを示している。Fig. 7.6にMODEL C－2の中央断面における数値解析より得られた中央断面の変形図を示す。図から明らかなように、中央内側載荷の場合は断面変形が大きく、中央外側載荷の場合は中央内側載荷の場合と比較すると断面変形は小さい。

7．3．2　橋軸方向ひずみ分布

中央内側および外側載荷の場合の中央から30cm離れたA–A′断面における橋軸方向ひずみ分布をFigs. 7.7～7.9に示す。図から明らかなように、中央内側載荷の場合は断面の内側部分で大きな橋軸方向ひずみが生じており、逆に外側部分では小さい。これは、曲げにより生じた橋軸方向応力に断面変形により生じた応力が内側部分で加算され、外側部分で相殺されたことによると考えられる。一方、中央外側載荷の場合は断面変形が小さくそれによって生じる応力が小さいものと考えられる。

鋼桁ウェブのひずみ分布に注目すると、ウェブは面外変形の影響を受け複雑な挙動を示している。倉西らの研究[189)]によると、ウェブを円筒パネルと見なし、幾何学的非線形を考慮し、ウェブに強制変位を与えた場合、応力の低いレベルから面内の曲げ応力は純曲げの状態の直線分布とはならず、圧縮応力が圧縮縁近傍に集中的に生じることを示しているが、本実験結果および解析結果においてもその様な挙動が示された。なお、その傾向は、曲率半径が小さい場合および内側載荷の場合に断面変形が大きくなるので特に顕著に現れる。

7．3．3　せん断ひずみ分布

中央内側および外側載荷の場合のA–A′断面およびB–B′断面のせん断ひずみ分布をMODEL C—1およびC—2についてFigs. 7.10～7.13に示す。図から明らかなように、スパン中央近傍におけるせん断ひずみ分布は、中央内側載荷の場合は内側ウェブの値が大きく、内側ウェブで大きなせん断力を分担していることを示しており、それが桁端部に近づくにつれ外側ウェブでも分担するようになる。なお、その傾向は曲率半径が小さい場合も同様である。一方、中央外側載荷の場合は、中央および桁端部においても外側ウェブのみに大きなせん断ひずみが生じている。一般に、箱桁のせん断中心から離れて作用する荷重は、重ね合せによって曲げとねじれの成分に分解でき、ねじれ成分はさらに純ねじり成分と断面変形（ずり）成分に分解できる[190)]。これを用いて本挙動を説明すると、中央断面付近においては、内側載荷の場合、内側ウェブでは曲げのみによって生じたせん断ひずみに偏心載荷の影響によるねじれによって生じたせん断ひずみが加えられ増加しており、逆に外側ウェブでは曲げと偏心によるねじれによって生じたせん断ひずみが向きが逆となり相殺されて小さくなるものと考えられる。また、外側載荷の場合は内側載荷の場合と逆の現象が生じているものと考えられる。一方、桁端部においては、曲げと偏心載荷によるねじれによって生じたせん断ひずみの外に、新たに桁の曲がりの影響によるねじれによって生じたせん断ひずみが加わり図に示した分布になると考えられる。なお、それらのせん断ひずみには断面変形によって生じたせん断ひずみも加算されていると考えられる。設計においては、桁端部の外側ウェブに内側ウェブと比較すると大きなせん断ひずみが生じるおそれがあり、十分なる配慮が必要であると思われる。

7．3．4　橋軸方向ずれ分布

コンクリートスラブと鋼桁の接合面の橋軸方向ずれ分布をFigs. 7.14～7.16に示す。図には中央内側および外側載荷、1/3スパン内側載荷（LOAD CASE 3）および1/3スパン外側載荷（LOAD CASE 4）のそれぞれの場合について示してある。

Fig. 7.14から明らかなように、内側載荷の場合、MODEL C－1の内側ウェブ上のずれは外側ウェブ上のずれと比較して多少大きいが、外側ウェブにもずれが生じている。しかし、中央外側載荷の場合は外側ウェブ上のみに大きなずれが生じており、内側ウェブ上のずれは極めて小さい。この傾向は、Fig. 7.15に示すようにMODEL C－2についても言えるが、中央内側載荷の場合、途中から外側ウェブ上のずれが内側ウェブ上のずれより大きくなっている。また、MODEL C－2のずれの大きさはMODEL C－1と比較すると大きい。これらは、ウェブのせん断ひずみ分布と同様な分布性状である。

Fig. 7.16に示すように、MODEL C－3の橋軸方向のずれ分布は、解析結果では、内側載荷の場合は内側ウェブ上（図中A）から外側ウェブ（図中D）にかけて減少しており、外側載荷の場合はその逆の傾向を示した。実験結果も同様な傾向を示したが、ずれ分布モードについては、特に内側載荷の場合、実験結果と解析結果の間にはかなりの差が見られた。これは、解析上の仮定ではコンクリートスラブと鋼上フランジの回転角が等しいものとしたが、実際は両者の剛性の差が大きいため必ずしも両者の間で

適合条件が完全に一致しなかったものと考えられる。また、薄板にずれ止めを溶植した場合のずれ止めの剛性は通常の押し抜き試験結果と一致しないものと考えられ、このことにも起因していると考えられる。今後、薄板に溶植されたずれ止めの挙動を押し抜き試験等を行って実験的に解明する必要があると思われる。

ずれ止め（スタッドジベル）にひずみゲージを貼り付け、ずれ止めに作用するずれ止めの半径方向軸回りの曲げ応力を測定し、端部における値を基準とし、それとの比で示したものの一例をMODEL C－1の中央内側載荷および外側載荷についてFig. 7.17に示す。同図には数値計算で求められたずれ止めに作用する橋軸方向の力の分布も同様に端部との比で示されている。この図から明らかなように、ずれ止めに作用する曲げ応力を測定することによって、ずれ止めに作用する橋軸方向の力の絶対量を評価することはできないが分布性状を明らかにすることは可能であると考える。

7．3．5　半径方向ずれ分布

中央内側および外側載荷の場合のそれぞれの供試体の半径方向ずれ分布をFigs. 7.18～7.20に示す。なお、同図には実験結果のみについて示してある。有限帯板法を用いた解析法では、支点上の半径方向変位および橋軸回りの回転角を境界条件により拘束しているため、実験結果の挙動を十分に説明することができなかった。

Fig. 7.18から明らかなように、中央内側載荷の場合、MODEL C－1およびC－2の内側および外側ウェブに半径方向のずれが生じており、それは支点上において特に大きい。中央外側載荷の場合は、Fig. 7.19から明らかなように、MODEL C－1の支点上以外の半径方向のずれは小さく、MODEL C－2の場合は多少大きいが、支点上では内側載荷と同様に大きな半径方向のずれが生じている。

MODEL C－3の場合は、Fig. 7.20に示すように、MODEL C－1およびC－2と比較すると半径方向のずれは小さく、特に支点上のずれが小さくなっている。これはMODEL C－3では鋼桁部が閉断面になっているため、鋼桁部分においてねじれに抵抗し、コンクリートスラブと鋼桁の接合面における半径方向の水平せん断力が小さくなったためと考えられる。また、ずれ止めが断面内において4列配置されていることにもよると考えられる。

7．4　有限帯板法によるパラメーター解析

第6章で示した有限帯板法を用いた解析結果は、たわみ、橋軸方向ひずみ分布、せん断ひずみ分布およびずれ止めをウェブ上のみに配置した曲線合成桁（MODEL C－1、C－2）の橋軸方向ずれ分布については、実験結果の挙動を十分に説明できることを示したのでその解析法を用いてパラメーター解析を行う。計算に用いたモデルはMODEL C－1と同一断面形状（鋼桁は開断面）および同一スパンを有する桁であり、また、ずれ止めはウェブ直上のみに配置されている。変化させたパラメーターは、（1）鋼桁部の桁高と幅の比、（2）中心角である。なお、（1）の場合は桁高のみを、（2）の場合は中心角と曲率半径を変化させ同一スパンとした。荷重はFig. 7.3(e)に示した中央二点集中荷重である。

7．4．1　鋼桁の桁高と幅の比を変化させた場合

桁高（d）と幅（b）の比（d/b）を変化させた場合の桁端部における内側および外側ウェブ上のずれ止めに作用する橋軸方向の力の比および中央断面下フランジ内側および外側点のたわみの比をFig. 7.21に示す。図から明らかなように、（d/b）が大きくなると内側と外側ウェブ上のずれ止めに作用する力の差は小さくなっており、その変化の程度は（d/b）が1.0を越えると緩やかになる。一方、たわみ比は（d/b）が大きくなる程逆に大きい。これは（d/b）が大きくなるとウェブの幅厚比が大きくなり、より断面変形の影響がでるためと考えられる。

7．4．2　中心角を変化させた場合

同一スパンを有し鋼桁が開断面を有する曲線合成桁の中心角を変化させた場合の桁端部における橋軸方向のずれ止めに作用する力と中央断面のたわみの値およびそれぞれの内側と外側点での比をFig. 7.22に示す。中心角が大きくなると外側ウェブ上に配置されたずれ止めの橋軸方向に作用する力は大きくなり、逆に内側ウェブ上のずれ止めに作用する力は小さくなる。中心角の大きな曲線合成桁では外側ウェブ上に配置されたずれ止めに作用する力の分担率が内側ウェブ上に配置されたずれ止めと比較すると大きくなるので設計においてはそれらについての配慮が必要であると思われる。一方、下フランジ内側部分のたわみは外側部分のそれと比較すると常に多少大きいが、その比は中心角が変化してもあまり変わらない。

7．5　結　　論

本章では、箱桁断面を有し単純支持された曲線合成桁3体について静的載荷試験を行い、さらに、第6章で示した有限帯板法による解析法を用い実験モデルについて数値解析を行い、それらの結果を比較検討しながら箱桁断面を有する曲線合成桁の弾性挙動について論じた。有限帯板法による解析法では、支点上において半径方向変位および橋軸方向回りの回転角を境界条件により拘束（半径方向のずれに関しては支点上で剛なずれ止め（$k_\theta=\infty$）を配置したのと同一であり、支点上において半径方向のずれは零となる）しているため、半径方向のずれ挙動に関しては実験結果の挙動を十分説明することができなかったが、たわみ、橋軸方向ひずみ分布、せん断ひずみ分布およびずれ止めをウェブ上のみに配置した曲線合成桁（MODEL C－1,C－2）の橋軸方向ずれ分布については、解析結果は実験結果と比較的よく一致していることを示した。

実験結果および数値解析結果より得られた主な結論は次のようである。

（1）　桁の内側部分に偏心載荷を行うと大きな断面変形が生じ、外側部分に載荷を行うと断面変形の影響は小さい。

（2）　橋軸方向の応力分布は、内側載荷の場合は内側部分に大きな応力が生じる。これは断面変形の影響が内側載荷の場合特に大きくなることに起因している。外側載荷の場合はその影響は内側載荷と比較すると断面変形同様小さい。

（3） 鋼桁ウェブ部分の橋軸方向応力分布は、面外変形の影響を受け複雑な挙動を示しており、それは曲率半径が小さい場合顕著に現われる。また、外側載荷より内側載荷の場合にその影響が大きい。

（4） せん断ひずみ分布より、中央内側載荷の場合、桁中央部においては内側ウェブでせん断力を受け持ち、桁端部に近づくに従って外側ウェブでも分担するようになるが、中央外側載荷の場合は桁全長にわたって外側ウェブのみでせん断力を分担している。

（5） 橋軸方向にずれ止めに作用する力は、せん断応力と同様な分布性状を示す。中央二点載荷の場合について考察すると、鋼桁が開断面を有する桁のウェブ上のみにずれ止めを配置した場合、外側ウェブに配置したずれ止めに作用する橋軸方向の力は内側ウェブ上のそれと比較すると常に大きく、それは曲率半径が小さくなった場合、外側と内側ウェブ上のずれ止めに作用する力の差はより大きくなる。一方、MODEL C－3のように鋼桁上フランジ上にもずれ止めを配置した場合ずれ止めは有効に作用している。

（6） 桁端部において接合面の半径方向に大きなずれが生じるおそれがあり、ずれ止めの配置法において注意する必要がある。

Table 7.1 Summary of Section Properties.

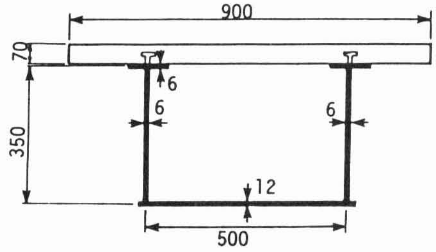
	AREA OF CROSS SECTION A (cm^2)	MOMENT OF INERTIA I (cm^4)	ST. VENANT'S TORSIONAL CONSTANT K (cm^4)	WARPING MOMENT OF INERTIA I_W (cm^6)	$k = \ell\sqrt{GK/EI_W}$
MODEL C-1	206	63045	68132	2526366	43
MODEL C-2	206	63045	68132	2526366	43
MODEL C-3	230	66409	72194	2907102	41

Table 7.2 Mix Proportions.

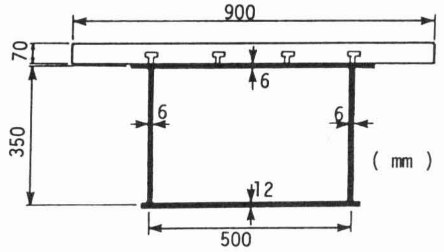
WATER-CEMENT RATIO (%)	UNIT WEIGHT (kg/m^3)					SLUMP (cm)
	WATER	CEMENT	SAND	GRAVEL	ADMIXTURE	
48	162	338	854	1000	0.845	6.4

Table 7.3 Deflections (mm).

		MODEL C-1		MODEL C-2		MODEL C-3	
		EXPERIMENT	F.S.M.	EXPERIMENT	F.S.M.	EXPERIMENT	F.S.M.
LOAD CASE 1	INNER SIDE	4.479	4.750	9.014	8.263	4.175	4.677
	OUTER SIDE	1.861	1.978	6.574	5.358	1.372	1.635
LOAD CASE 2	INNER SIDE	2.009	1.880	6.508	5.222	1.323	1.521
	OUTER SIDE	3.352	2.969	7.437	5.635	2.311	2.373

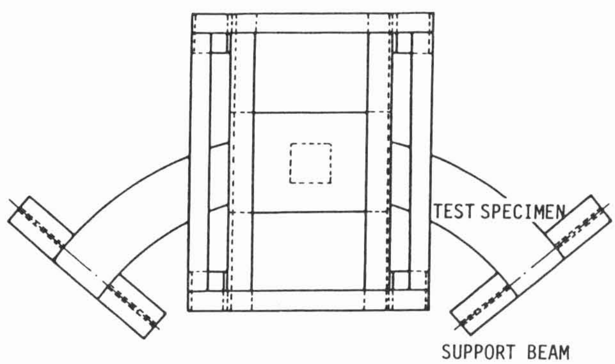


[a] MODELS C-1 and C-2

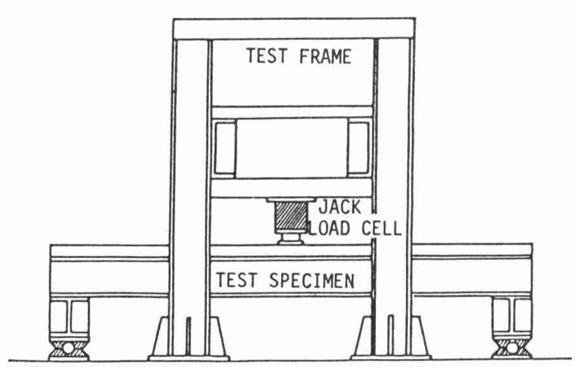


[b] MODEL C-3

Fig. 7.1 Tested Curved Composite Girder Sections.



[a] PLAN VIEW



[b] LONGITUDINAL VIEW

Fig. 7.2 Testing Arrangement.

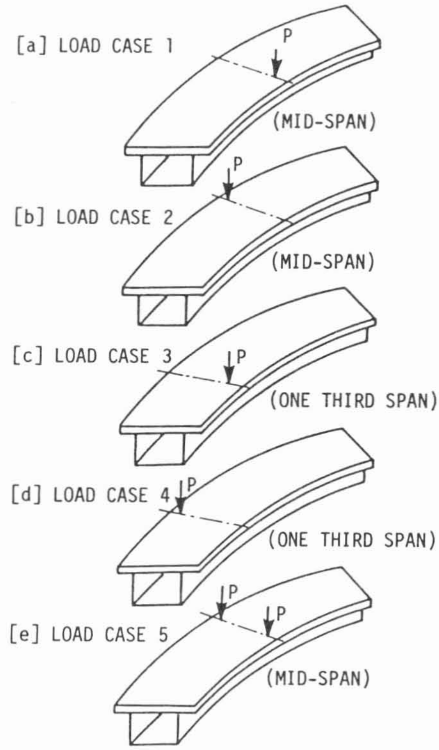


Fig. 7.3 **Loading Cases** (P = 10 ton).

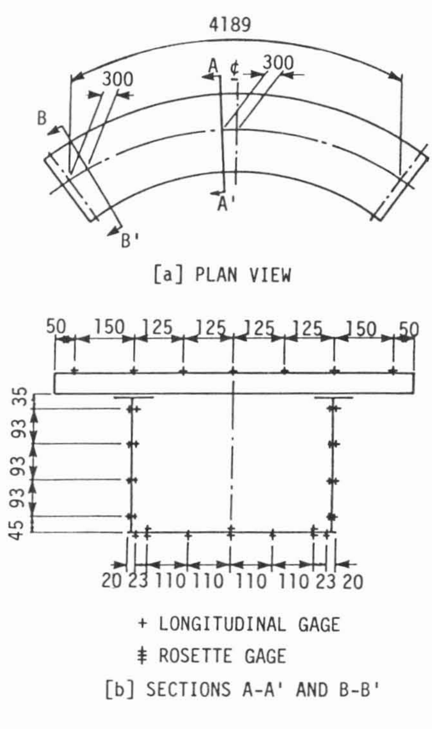


Fig. 7.4 **Strain Gage Positions.**

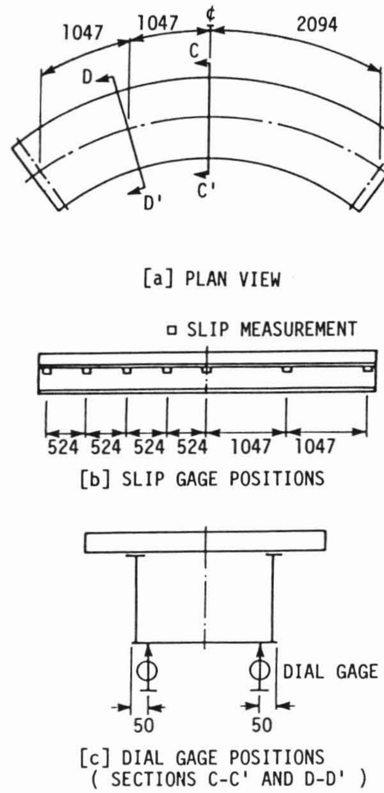


Fig. 7.5 Locations of Instruments.

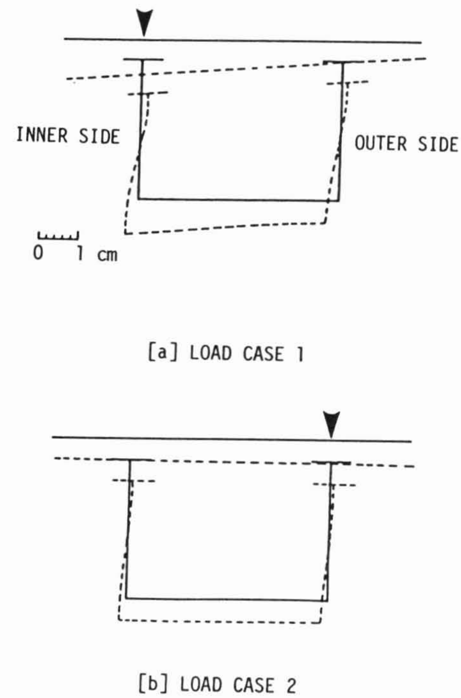


Fig. 7.6 Displacements at Center Cross Section for MODEL C-2.

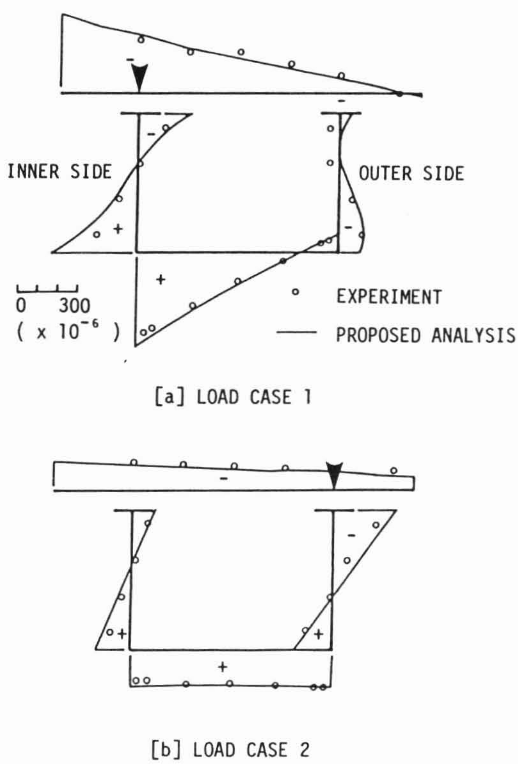


Fig. 7.7 Longitudinal Strain Distributions at the Section A-A′ of MODEL C-1.

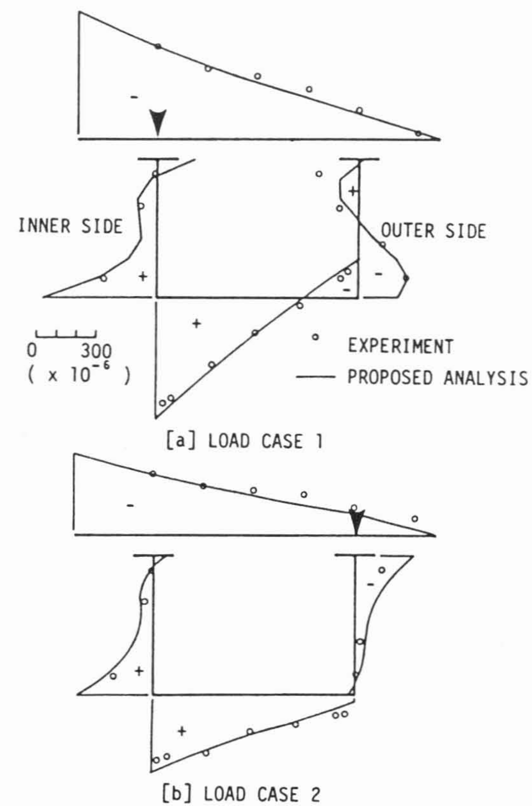


Fig. 7.8 Longitudinal Strain Distributions at the Section A-A′ of MODEL C-2.

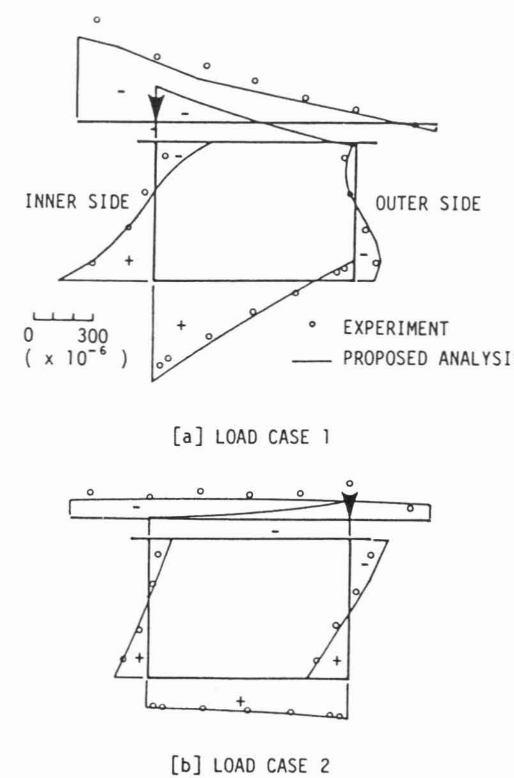
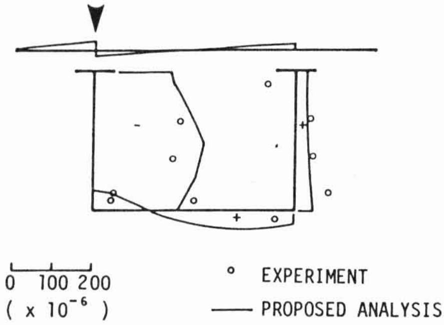
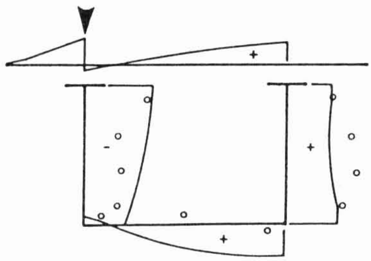


Fig. 7.9 Longitudinal Strain Distributions at the Section A-A′ of MODEL C-3.

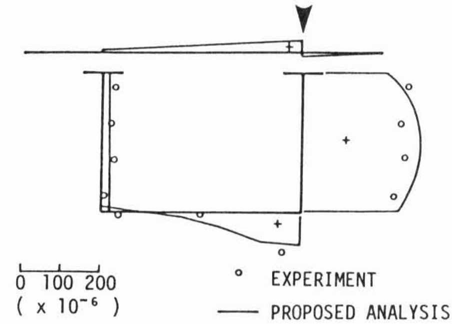


[a] SECTION A-A'

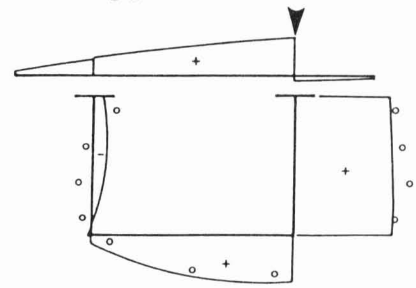


[b] SECTION B-B'

Fig. 7.10 **Shear Strain Distributions for LOAD CASE 1 of MODEL C-1.**

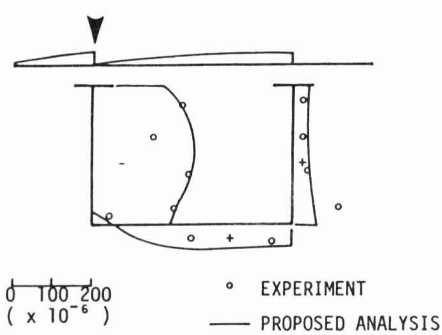


[a] SECTION A-A'

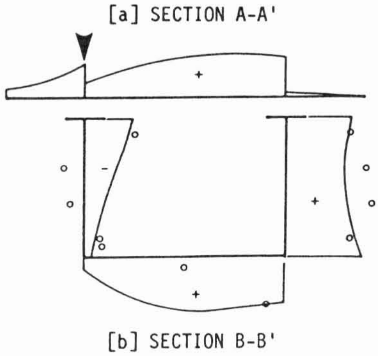


[b] SECTION B-B'

Fig. 7.11 **Shear Strain Distributions for LOAD CASE 2 of MODEL C-1.**

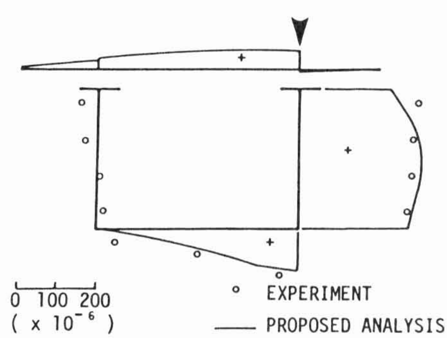


[a] SECTION A-A'

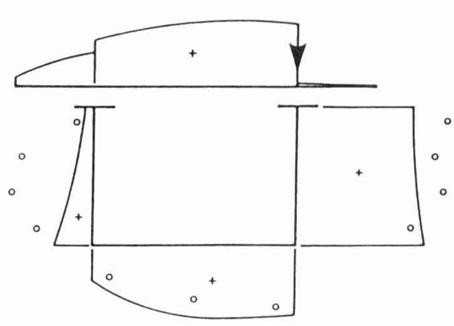


[b] SECTION B-B'

Fig. 712 **Shear Strain Distributions for LOAD CASE 1 of MODEL C-2.**

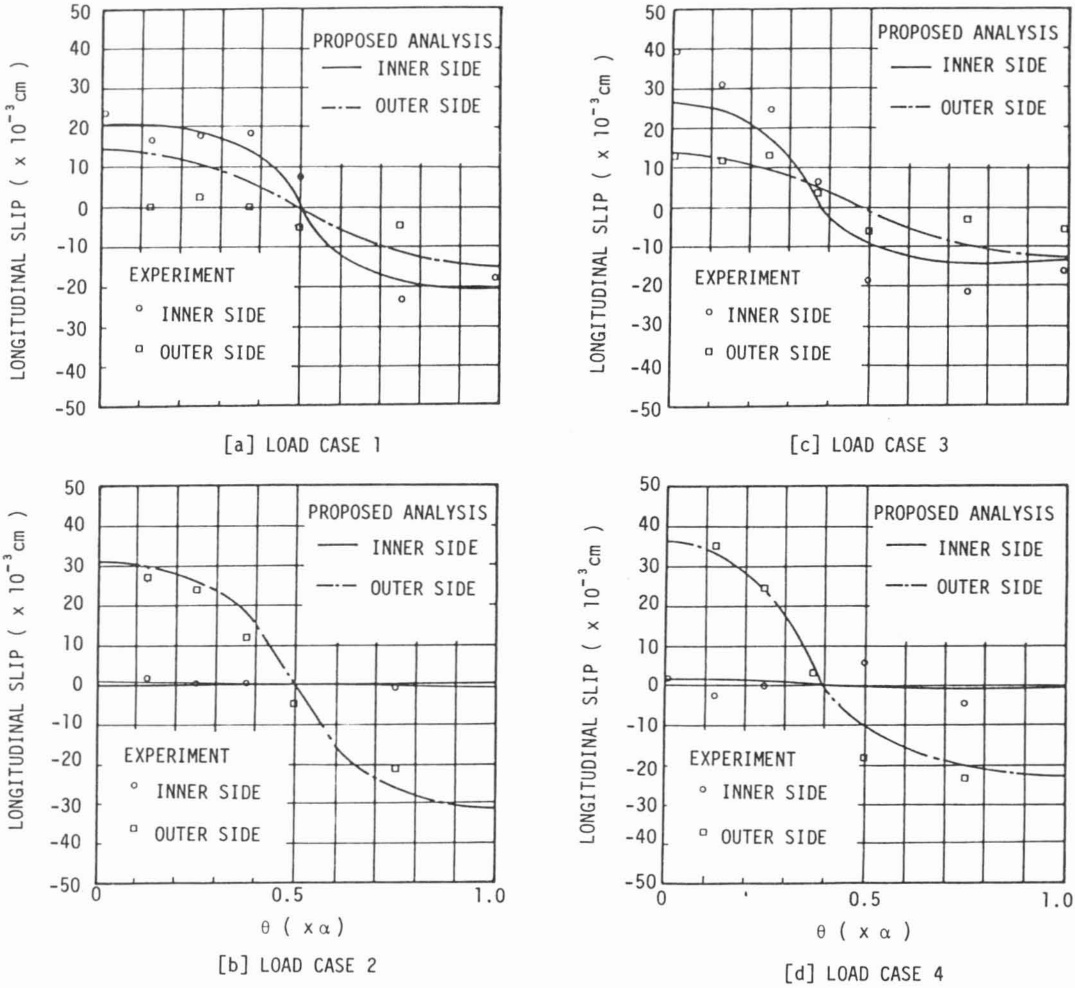


[a] SECTION A-A'



[b] SECTION B-B'

Fig. 7.13 **Shear Strain Distributions for LOAD CASE 2 of MODEL C-2.**



[a] LOAD CASE 1

[c] LOAD CASE 3

[b] LOAD CASE 2

[d] LOAD CASE 4

Fig. 7.14 Longitudinal Slip Distributions of MODEL C-1.

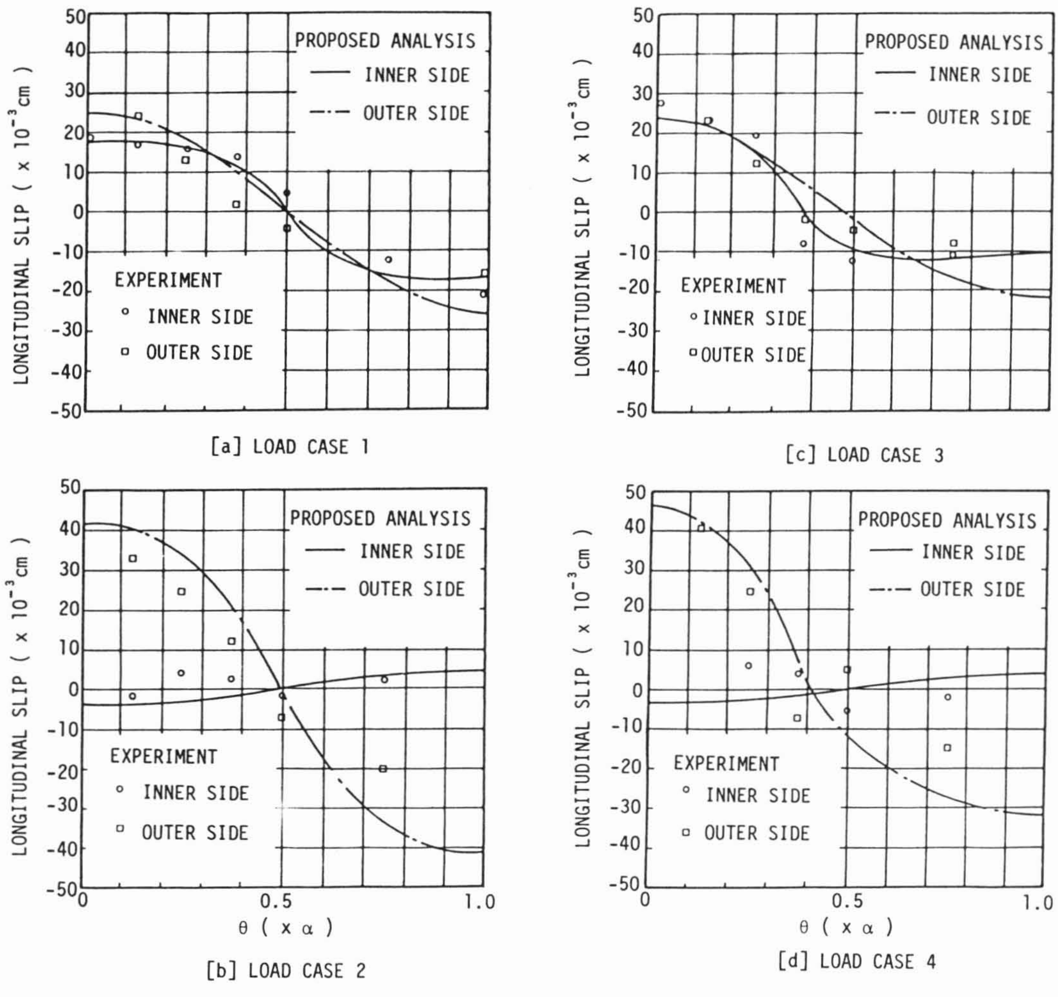


Fig. 7.15 Longitudinal Slip Distributions of MODEL C-2.

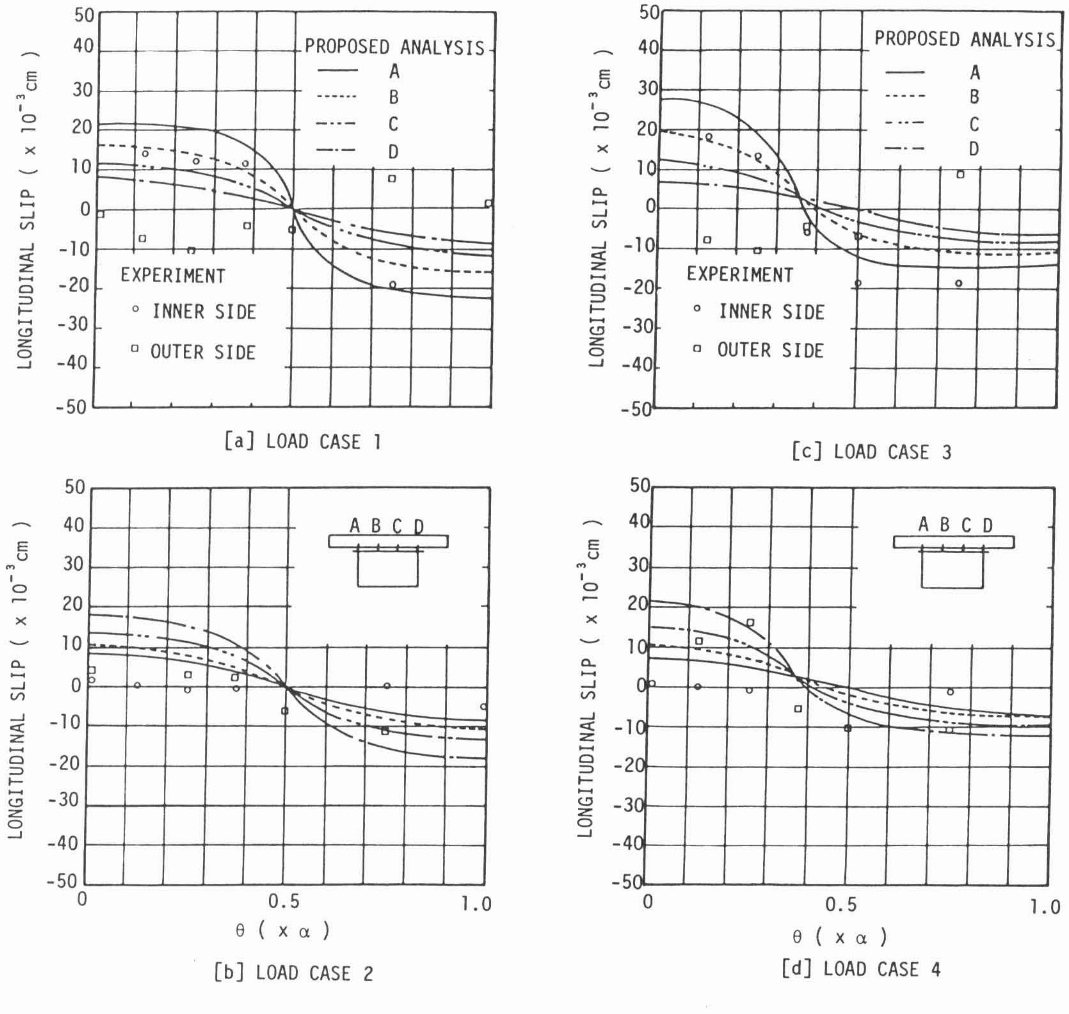


Fig. 7.16 Longitudinal Slip Distributions of MODEL C-3.

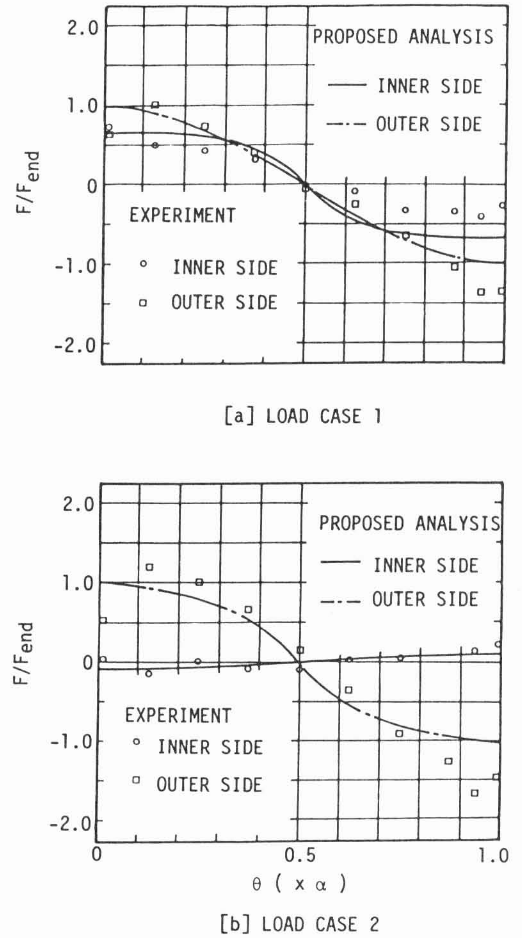


Fig. 7.17 Longitudinal Shear Force Distributions of MODEL C-1.

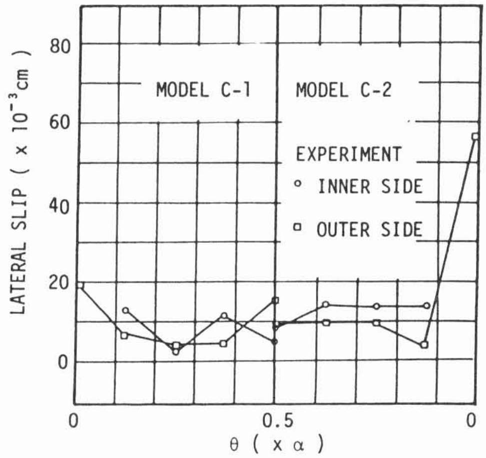


Fig. 7.18 Lateral Slip Distributions for LOAD CASE 1.

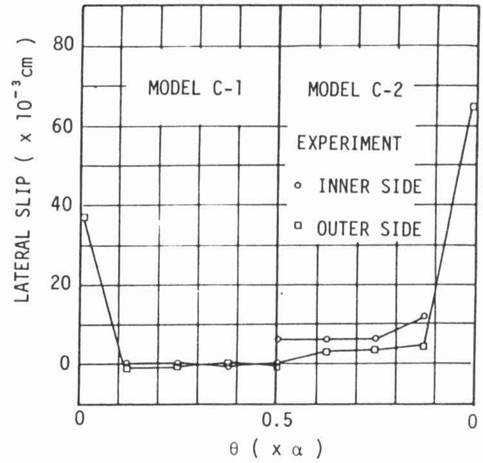


Fig. 7.19 Lateral Slip Distributions for LOAD CASE 2.

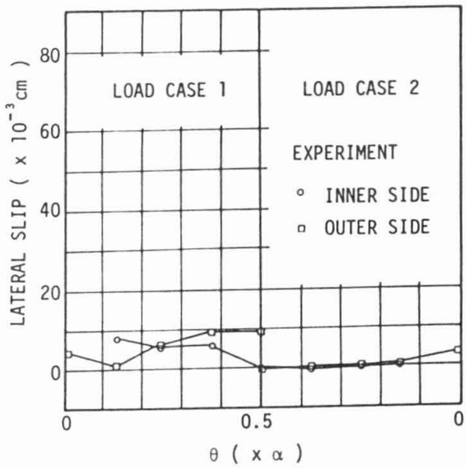


Fig. 7.20 Lateral Slip Distributions of MODEL C-3.

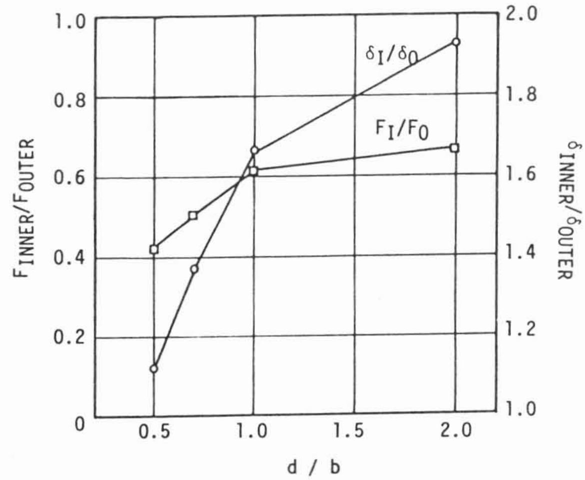


Fig. 7.21 Inner Side to Outer Side Ratios of Shear Force and Deflection with respect to d /b.

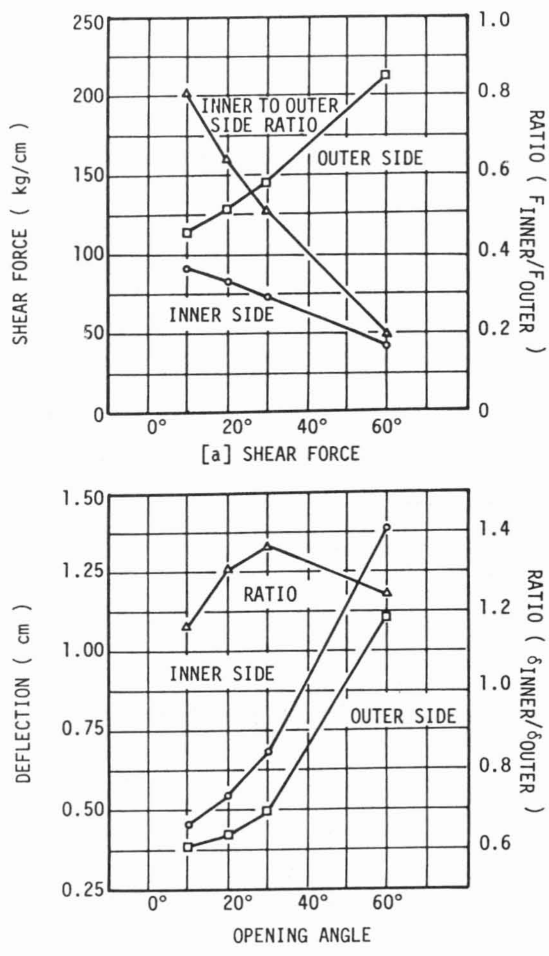


Fig. 7.22 Shear Forces and Deflections with respect to Opening Angles.

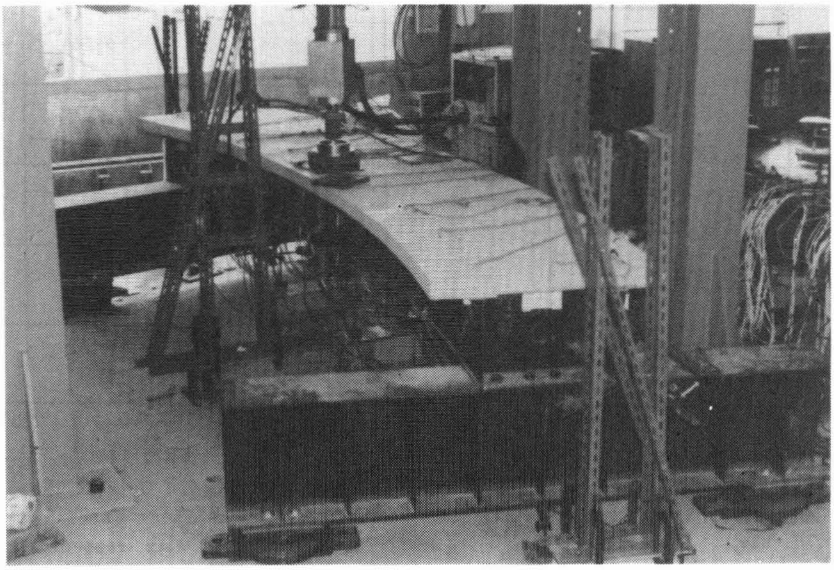


Photo 7.1 Setup of a Test Beam.

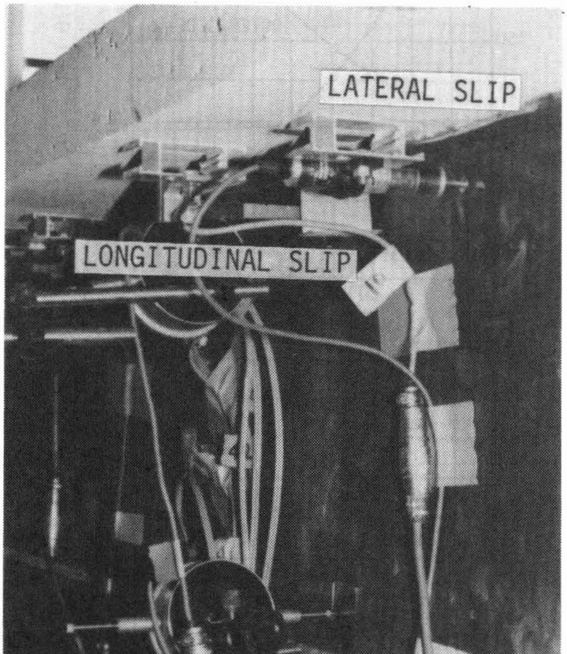


Photo 7.2 Instruments for Slip Measurement.