

(50) 合成桁の負の曲げ挙動に関する実験的研究

TESTS ON NEGATIVE BENDING BEHAVIOR OF COMPOSITE GIRDERS

久保全弘* 鎌田裕一** 石川友之***

Masahiro KUBO, Yhuichi KAMADA, Tomoyuki ISHIKAWA

This paper presents the experimental results of negative bending behavior on an interior-support region of continuous composite girders. Five transversely stiffened steel girders with a concrete slab were tested under a concentrated load at the midspan of simple beams in which the composite section was upside down. The slab had sufficient reinforcement and shear connectors. The width-thickness ratios of the steel girders were selected to be corresponded with actual bridges. The steel section including longitudinal reinforcing bars resisted satisfactorily to the negative moments, and the local loss of longitudinal stiffness of the slab caused by cracking had little influence on the stresses in the steel girder. The ultimate strength of all test girders reached at the yield moment for the steel section, but the moment-rotation curves in the unloading region differed with the web and compression flange slendernesses.

1. まえがき

プレストレスしない連続合成桁は、わが国でも道路橋示方書¹⁾に規定されているけれどもコンクリート床版のひび割れ管理上の問題などがあり、今日ではあまり建設されていない。しかし、欧米では限界状態設計法の採用に伴って、連続合成桁の中間支点付近の負の曲げを受ける断面の塑性回転能を利用した合理的設計法が最近提案されている²⁾。オートストレス設計 (Autostress Design: ASD) 法は、AASHTOの荷重係数設計 (LFD) の代案法として Haaijer ら^{3), 4)} によって開発されたものであり、現在では AASHTO 設計ガイド⁵⁾ に基づいて道路橋への適用が既に実施されている。この手法では、超過荷重による中間支点上の局部降伏を容認するとともに、最大強度を塑性メカニズム解析から決定するため、負の曲げ断面には所要の耐荷力の加えて塑性回転容量の確保が要求される。

本研究は ASD 法を合成プレートガーダー橋に適用するための基礎資料⁶⁾を得るために行ったものであり、ここでは、鉄筋コンクリート床版と溶接鋼 I 形桁からなる合成桁の負の曲げによる静的載荷実験結果を報告する。この種の実験は、橋ら⁷⁾、浜田ら⁸⁾、Climenthaga ら⁹⁾の研究をはじめとして数多く行われ、主としてコンパクトな鋼圧延桁を用いた場合の静的挙動特性が明らかにされた。しかし、通常使用される橋梁の多くの断面は薄肉腹板で構成されるスレンダーな断面であり、数少ない実験的研究^{10), 11)}があるにすぎない。

* 工博 名城大学教授 理工学部土木工学科

** 瀧上建設興業 (株) *** 中日本建設コンサルタント (株)

最近、Schilling¹²⁾は AASHTO 規準で設計した溶接 I 形断面桁（床版なし）の曲げ実験を行い、合成プレートガーダーの負の曲げに適用するための曲げモーメント－塑性回転容量関係の下限曲線を提案している。

2. 実験内容

(1) 供試体

実験桁は、ずれ止めを密に配置した鉄筋コンクリート床版と垂直補剛材付き鋼桁の合成桁である。図-1にその概略図を示す。

床版は幅50cm、厚さ16cmのコンクリート断面に D16(SD30A) の軸方向鉄筋4本を2段に配置し、その内側にD9の横方向鉄筋を24cm千鳥ピッチで組んだものである。軸方向の鉄筋比は $p=0.02$ 、周長率は $\rho = 0.05 \text{ cm}^2/\text{cm}^2$ であり、道路橋示方書で規定する最小鉄筋量とほぼ一致する。打設コンクリートは設計基準強度 $f_{ck} = 29.4\text{MPa}$ 、スランプ11cm、最大粗骨材寸法25mmである。

鋼桁は表-1に示すような5種類の非対称 I 形断面の溶接桁（材質SS41）である。実験桁CG-1、2、3は腹板の幅厚比を $h_c/t_w=155$ 程度として圧縮フランジの幅厚比を $b_c/2t_f=8.4$ 、10.9、13.5に変化させたプレートガーダー断面である。ここに、 h_c は鋼断面（軸方向鉄筋の断面を含む）の中立軸から圧縮フランジ下面までの距離の2倍である。そして、実験桁CG-4、5は $b_c/2t_f=8.4$ を一定にして $h_c/t_w=122$ 、99に変化させたノンコンパクト断面である。引張フランジは幅 $b_t=15\text{cm}$ を一定にし、スタッドジベル $\phi=19$ （長さ100mm）を縦方向ピッチ12cmで2列に配置して床版との連結を行い、鋼断面の全塑性モーメント M_p に達しても床版のずれが生じないようにした。中間垂直補剛材（幅80mm、厚さ6mm）は腹板の片側に配置し、端支点と載荷点の垂直補剛材はそれより大きい断面を両側に配置した。腹板のアスペクト比は中央部パネルでは $a/h=1.0$ 、端部パネルではせん断座屈を考慮してそれより小さくした。また、両支点上でのコンクリート床版の圧潰を防止するために鋼桁の引張フランジ面に10cm幅の鋼板付き台座を溶接し、床版中に埋込んだ。スパン長 L は、最大荷重が M_p に達した場合、そのせん断力が降伏せん断力の70% になるように定めた。そのほか、鋼桁のひずみ矯正およびコンクリート養生などは実橋に準じて行われた。

(2) 実験方法

荷重形式は負の曲げ領域における中間支点部を想定して、図-1のように上下を逆にした合成桁に中央集中荷重が作用する単純ばりとした。両支点は直径50mm、長さ50cmの鋼棒によるローラー支承である。桁の横方向支持は端支点と載荷点の垂直補剛材の上部両側にボールベアリング付きロッドを水平に連結し、圧縮フランジの横座屈を防止した。なお、スパン中央の横方向支持点では桁の鉛直たわみを自由にするためにスライドガイドが取り付けられている。集中荷重はフランジ幅の線荷重とし、容量 980kNの油圧ジャッキを用いて幅90mmの支持板を介して載荷した。載荷は、床版の初期ひび割れを観察するために小刻みの荷重増加で行った後、スパン中央の変位を制御して行った。荷重はロードセル（最小読み245N）により検出した。

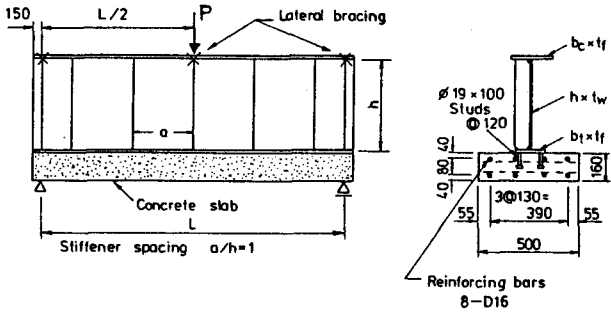


図-1 実験桁と荷重形式

表-1 鋼桁の断面寸法

Specimen	h (mm)	b_c (mm)	b_t (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)	L (mm)	$b_c/2t_f$	h_c/t_w
C G- 1	598.8	200.0	150.7	11.94	4.62	4135	8.4	152.2
C G- 2	579.9	200.3	150.2	9.20	4.48	3495	10.9	157.8
C G- 3	620.7	249.3	150.7	9.23	4.53	3835	13.5	156.3
C G- 4	459.2	200.3	150.2	11.95	4.55	4080	8.4	121.8
C G- 5	359.6	200.7	150.4	11.92	4.53	4000	8.4	98.7

合成桁断面および軸方向鉄筋のひずみ測定はスパン中央の2パネルを対象とし、圧縮フランジと腹板では両面について行った。桁の鉛直たわみはスパン長の4等分点と桁端の腹板高さの中央に水平に取付けたアングル材を用いて支点から外側に10cm、80cm離れた2点を試験床から直接測った。これらのダイヤルゲージの読みから支点沈下の影響を消去した鉛直たわみと両支点上の回転角を計算した。腹板の水平たわみは中央パネルの圧縮フランジ下面から $h/4$ の位置で測定し、圧縮フランジの水平たわみは載荷点の両側 $L/8$ の位置で測定した。床版のひび割れ幅はスパン中央部70cmの範囲で標点距離 100mmのコンタクトゲージ（最小読み0.001mm）により測った。

3．実験結果

(1) 材料強度

鋼板と鉄筋の引張試験結果、コンクリートの圧縮および引張試験結果が表-2にまとめてある。各結果とも4本の試験片による平均値である。コンクリートの試験は実験期間中の材令50日と90日の2回に分けて行ったが、その差異は小さかった。

(2) 桁のたわみ性状

実験桁CG-1のスパン中央における荷重-鉛直たわみ曲線を図-2に示す。縦軸は曲げモーメント $M=PL/4$ と鋼断面の降伏モーメント M_y との比、およびせん断力 $V=P/2$ と降伏せん断力 $V_y = h t_w \tau_y$ との比を表わす。ここに、 τ_y は降伏せん断応力。図中には、合成断面 ($E_s/E_c=7$) と鋼断面に対する弾性計算値が与えてある。鋼断面の弾性たわみに及ぼすせん断変形の影響を計算すると、全実験桁で24~46%であった。

載荷点付近の床版に初期ひび割れが発生すると、桁は比較的早期の荷重段階から鋼断面で挙動することがわかる。なお、初期ひび割れは $M/M_y = 0.08 \sim 0.18$ の小さい荷重で観察された。スパン方向の鉛直たわみ形は、図-3に示すように最大荷重後では変形の増加とともに次第に直線的になる。

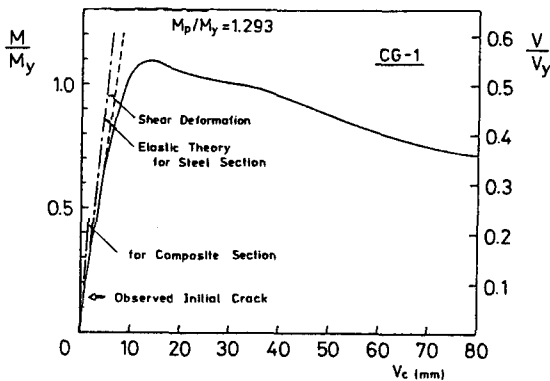


図-2 荷重-たわみ曲線

表-2 材料試験結果

(a) Steel plates and Bars					
Specimen	Yield stress F_y (N/mm^2)	Ultimate stress F_u (N/mm^2)	Young's modulus E_s (kN/mm^2)	Poisson's ratio ν	Elongation ΔL (%)
t=9mm for flange	280	437	208	0.305	28
t=12mm for flange	261	412	210	0.289	31
t=4.5mm for web	300	428	205	0.299	25
D 16 for bar	344	522	-	-	27

(b) Concrete		
Compressive strength f_c (N/mm^2)	Tensile strength f_t (N/mm^2)	Young's modulus E_c (kN/mm^2)
34.3	2.6	27.7

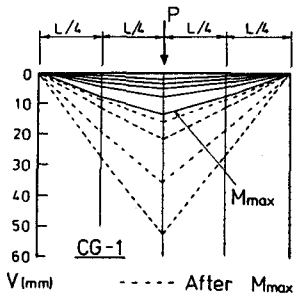


図-3 スパン方向のたわみ形

(3) 断面のひずみ分布

図-4は、ひび割れ発生前の荷重における中央パネル断面の垂直ひずみ分布を描いたものである。プレートガーダー断面(CG-1~3)では腹板の初期変形によるひずみの乱れが認められるが、ノンコンパクト断面(CG-4,5)では合成断面としての計算値によく一致している。

初期ひび割れ発生後の鋼断面の垂直ひずみ分布を主な荷重段階に対し図-5(a),(b)に与えてある。CG-1桁では、最大荷重の6割程度からプレートガーダー特有の腹板の圧縮領域におけるひずみの欠損がみられる。軸方向鉄筋はひずみがやや大きいめであるが、鋼桁に協力して軸引張力に十分抵抗していることがわかる。このように、ひび割れ発生に伴う鋼断面のひずみ分布形状にも特別な変化は認められない。

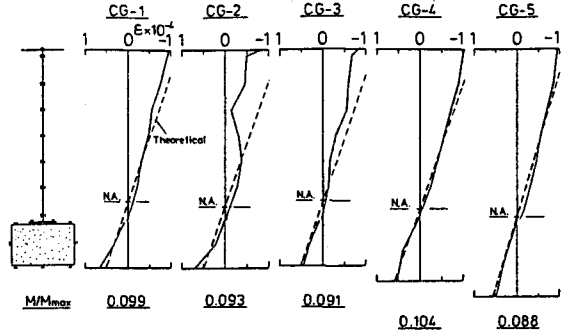


図-4 合成断面のひずみ分布

床版にひび割れが発生すると桁断面の中立軸が変化する。ここでは、図-5の垂直ひずみ分布における腹板ひずみが零になる位置、および上下フランジのひずみを用いて直線近似したときの零ひずみの位置を求め比較した。図-6(a),(b)には引張フランジから中立軸までの距離が示してある。腹板ひずみとフランジひずみによる相違はノンコンパクト断面よりプレートガーダー断面の方が大きい。両断面とも初期ひび割れ発生後の $M/M_y = 0.3 \sim 0.4$ の小さい荷重で鋼断面としての中立軸の計算値に移行している。降伏モーメント M_y に近づくと鋼桁の圧縮側で降伏が進み、中立軸は引張フランジ側に戻る傾向にある。

(4) 中立軸の移動状況

床版にひび割れが発生すると桁断面の中立軸が変化する。ここでは、図-5の垂直ひずみ分布における腹板ひずみが零になる位置、および上下フランジのひずみを用いて直線近似したときの零ひずみの位置を求め比較した。図-6(a),(b)には引張フランジから中立軸までの距離が示してある。腹板ひずみとフランジひずみによる相違はノンコンパクト断面よりプレートガーダー断面の方が大きい。両断面とも初期ひび割れ発生後の $M/M_y = 0.3 \sim 0.4$ の小さい荷重で鋼断面としての中立軸の計算値に移行している。降伏モーメント M_y に近づくと鋼桁の圧縮側で降伏が進み、中立軸は引張フランジ側に戻る傾向にある。

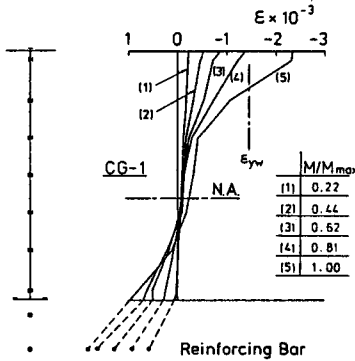


図-5(a) 鋼断面のひずみ分布(CG-1)

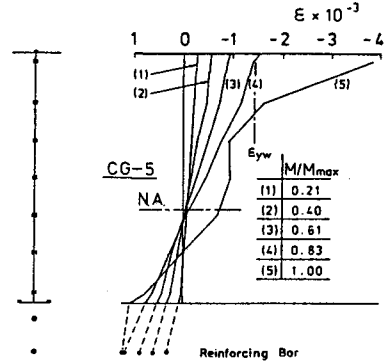


図-5(b) 鋼断面のひずみ分布(CG-5)

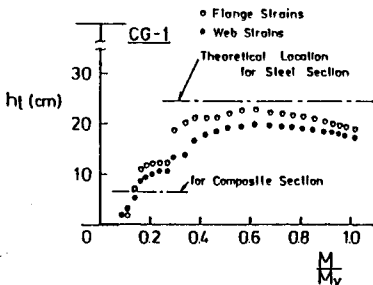


図-6(a) 中立軸の変化(CG-1)

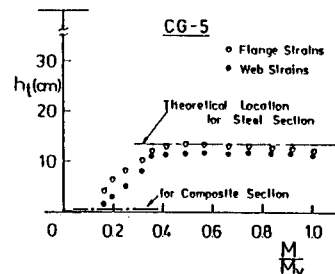


図-6(b) 中立軸の変化(CG-5)

(5) 床版のひび割れ性状

図-7(a)、(b)は荷重点付近の床版で測定したひび割れ幅 w と軸方向鉄筋ひずみ ϵ_r の変化を調べたものである。 w は初期ひび割れとその後の大きなものがプロットしてある。 ϵ_r は初期ひび割れ領域で急激に増加した後、少し大きめであるが鋼断面による計算値に沿って上昇している。また、内側より外側鉄筋の方が大きなひずみを受けている。初期ひび割れ幅は、後続ひび割れ領域に入ってもそれほど大きく進展しない。

計算鉄筋応力 σ_r と最大ひび割れ

幅 w_{max} の関係を図-8に示す。 $\sigma_r = 200\text{N/mm}^2$ までは $w_{max} = 0.3\text{mm}$ 程度に止まっている。合成桁の許容ひび割れ幅を 0.2mm と考えれば、 $\sigma_r = 100\text{N/mm}^2$ と小さくなる。ひび割れは約15cm間隔で、荷重点から両側にスパン長 L の1/3の範囲で発生した。

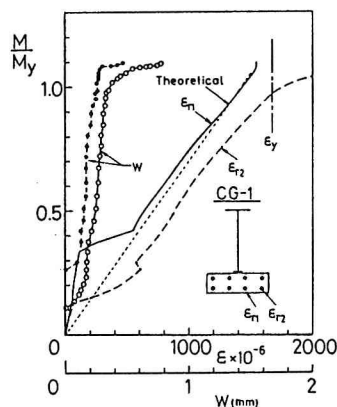


図-7(a) 鉄筋ひずみとひび割れ幅 (CG-1)

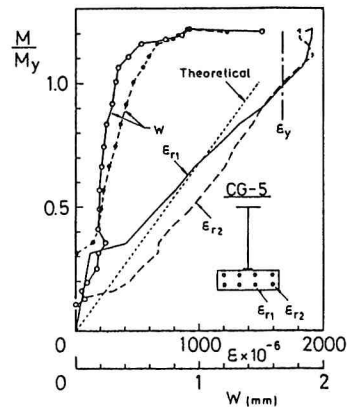


図-7(b) 鉄筋ひずみとひび割れ幅 (CG-5)

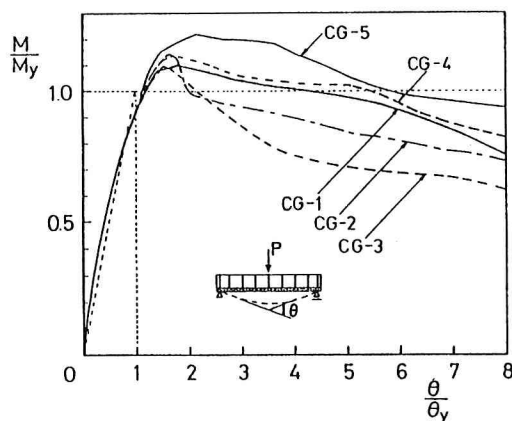


図-9 荷重-回転角曲線

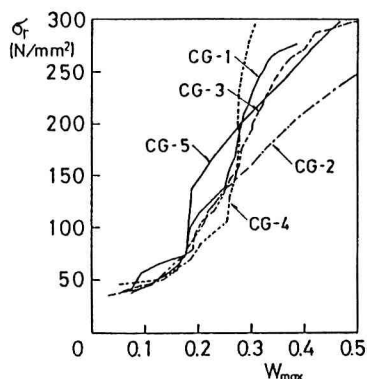


図-8 計算鉄筋応力と最大ひび割れ幅

(6) 桁の崩壊形、耐荷力および回転性能

CG-1桁の実験終了後における崩壊状況を写真-1に示す。床版のひび割れ状況、圧縮フランジの局部座屈変形および曲げ・せん断の組合せ荷重による腹板の斜張力場を観察できる。

プレートガーダーでは圧縮側の腹板面外たわみが小さい荷重

で発生し、荷重とともに増加した。そして、フランジ局部座屈が中央の両パネルでわずかに認められてから最大荷重に達した。最大荷重後におけるフランジと腹板の連成変形は荷重点の片側パネルで増加し耐荷力低下をきたした。実験桁の曲げモーメントとスパン中央の回転角曲線を図-9に示す。回転角は両支点のたわみ角の和 $\theta = \theta_A + \theta_B$ で表わし、鋼断面の降伏モーメントに対応する回転角 $\theta_y = M_y L / 2EI$ との比が横軸に与えてある。 θ_A と θ_B の差は変形が大きくなっても5%以内であった。全実験桁が M_y 以上の耐荷力が得られているが、最大荷重後の回転性能は圧縮フランジと腹板の幅厚比の大きさによって異なることがわかる。

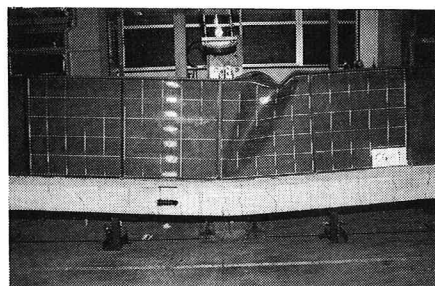


写真-1 桁の崩壊形 (CG-1)

実験桁の耐荷力と回転容量を表-3に示す。回転容量として最大曲げモーメント M_{max} 時と除荷域にて M_y を低下する時の回転角が与えてある。 M_{max} 時のせん断力は降伏せん断力 V_y の0.55~0.64の範囲にある。 M_{max} 時の回転角にはあまり大きな差はないが、除荷域ではフランジの幅厚比が大きい桁で小さくなっている。

4. あとがき

スレンダーな鋼I形断面桁を用いて連続合成桁の間支点付近を想定した負の曲げ実験を行い、次のようなことが明らかになった。垂直補剛材付き合成プレートガーダーでも、コンクリート床版に鉄筋とジベルが十分に配置された場合には、軸方向鉄筋を鋼桁に含めた鋼断面で負の曲げに対して抵抗するものと考えてよい。載荷点付近の断面は床版の初期ひび割れ発生後、比較的早期に鋼断面に移行するが、そのひずみ性状および変形状は安定している。道路橋示方書で規定する最小鉄筋量を配置した場合の床版の最大ひび割れ幅は、鉄筋応力が200N/mm²のとき0.3mm程度になる。最大曲げ耐荷力は、降伏せん断力の80%ほどのせん断力が共存しても道路橋示方書の垂直補剛材付きプレートガーダー程度であれば、鋼断面としての降伏モーメントを確保できる。荷重-変形曲線は、フランジの幅厚比が大きくなると、フランジと腹板の連成局部座屈変形により最大荷重直後に急激な耐力低下を示すが、変形の増大とともに次第に緩やかな勾配で降下する。これに伴って載荷点での回転容量も小さくなる。

最後に、本研究は昭和63年度の文部省科学研究費補助金（一般研究C）を受けて実施したものである。

表-3 耐荷力と回転容量

Specimen	Ultimate Strength		Rotation Capacity			
	$\frac{M_{max}}{M_y}$	$\frac{V_{max}}{V_y}$	at M_{max}		at Unloading M_y	
			θ (radians)	θ/θ_y	θ (radians)	θ/θ_y
C G-1	1.095	0.550	0.0126	1.77	0.030	4.21
C G-2	1.142	0.619	0.0108	1.66	0.013	2.02
C G-3	1.092	0.627	0.0110	1.55	0.015	2.14
C G-4	1.137	0.579	0.0149	1.69	0.046	5.30
C G-5	1.220	0.636	0.0231	2.17	0.061	5.76

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（I 共通編，II 鋼橋編），1980-2.
- 2) 前田幸雄：複合構造に関する研究の発展の歴史と動向，土木学会論文集，No.344/I-1, pp.13-25, 1984.
- 3) Haaijer, G., Carskaddan, P.S. and Grubb, M.A.: Autostress Design of Steel Bridges, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.109, No.1, pp.188-199, 1983.
- 4) Grubb, M.A.: The AASHTO Guide Specification for Alternate Load-factor Design Procedures for Steel Beam Bridge, Engineering Journal, AISC, Vol.24, No.1, pp.1-10, 1987.
- 5) AASHTO: Guide Specifications for Alternate Load Factor Design Procedures for Steel Beam Bridges Using Braced Compact Sections, 1986.
- 6) Kubo, M. and Galambos, T.V.: Plastic Collapse of Composite Plate Girders, Engineering Journal, AISC, Vol.25, No.4, pp.145-155, 1988.
- 7) 橋 善雄・向山寿孝・湊勝比古：プレストレスしない連続合成げたの静的実験，土木学会誌，pp.55-61, 1968-10.
- 8) Hamada, S. and Longworth, J.: Buckling of Composite Beams in Negative Bending, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.100, No.11, pp.2205-2222, 1974.
- 9) Climenhaga, J.J. and Johnson, R.P.: Local Buckling in Continuous Composite Beams, The Structural Engineer, Vol.50, No.9, pp.367-374, 1972.
- 10) Allison, R.W., Johnson, R.P. and May, I.M.: Tension-Field Action in Composite Plate Girders, Proceedings of the Institution Civil Engineers, Part 2, Vol.73, pp.255-276, 1982.
- 11) Vasseghi, A. and Frank, K.H.: Static Shear and Bending Strength of Composite Girders Final Report-Phase I, AISC Project 302A, Pil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory Report, University of Texas, August 1986.
- 12) Schilling, C.G.: Moment-Rotation Tests of Steel Bridge Girders, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, No.1, pp.134-149, 1988.