

合成桁を構成する補剛腹板の終局曲げ強度

Ultimate strength of stiffened webs composing of composite plate girders under negative bending

松田敏子*, 津田久嗣**, 堂垣正博***

Toshiko MATSUDA, Hisatsugu TSUDA, and Masahiro DOGAKI

- * 修士(工学) ㈱栗本鐵工所 大阪臨海工場鉄構事業部技術課 (〒590-0977 堺市大浜西町 2-2)
 ** 工修 ㈱栗本鐵工所 大阪臨海工場鉄構事業部技術課 (〒590-0977 堺市大浜西町 2-2)
 *** 工博 関西大学教授 工学部都市環境工学科 (〒564-8680 吹田市山手町 3-3-35)

There have been carried out a lot of theoretical and experimental studies on the deformation and load-carrying capacity of steel plate girders under bending, shear, and combined loading, since Basler had proposed the practical method for estimating their ultimate strength. Many design methods have been proposed for being applicable to limit state design method of steel plate girders. Composite plate girders consisting of reinforced concrete plate deck and steel plate girder with unsymmetrical cross-section are one of useful bridge types among many ones. There is less study on the load-carrying capacity of steel plate girders composing composite ones under negative bending. In this paper, the elastic-plastic large deflection behavior of composite plate girders under negative bending is investigated by using the general purpose finite element program package "MARC". The paper presents the influences of the width-to-depth ratios of flange and web, the aspect ratios of web, and the flexural rigidity and locations of horizontal stiffener on the nonlinear behavior and ultimate strength of composite plate girders under negative bending.

Key words : Composite plate girders, Ultimate bending strength, Negative bending, Combined buckling with flange and web, elastic-plastic, large displacement, finite element method

キーワード: 合成桁, 終局曲げ強度, 負曲げ載荷, 連成座屈強度, 弾塑性, 有限変位, 有限要素法

1. まえがき

1962 年 10 月 5 日の閣議で決定された全国総合開発計画(第一次)に始まるわが国の国土整備事業も 1998 年 3 月 31 日からの第 5 次全国総合計画「21 世紀の国土のグランドデザイン—地域の自立の促進と美しい国土の創造—」で終焉を迎えた。今後は新たな視点で国土の均衡ある発展と持続可能な社会づくりに向けて社会基盤整備事業が展開される。

ところで、わが国では、バブル経済の崩壊後、社会基盤整備に係わる事業のあり方が問われ、さまざまな見直しがなされてきた。また、社会基盤整備への投資もここ 2, 3 年は 10%もの年率でカットされ、徹底的なコストの縮減が図られている。その結果、たとえば橋梁の整備事業では“構造の合理化”, “製作・架設・現場施工での省力化”, “完成後の維持管理費の軽減”などが主な課題とされ、その解決に向かって多大の努力が払われている。

“構造の合理化”の例に、鋼 I 桁と鉄筋コンクリート床版(以下、RC 床版と称する)をスタッドジベルで結合した合成桁があげられる。連続桁中間支点近傍のように、桁が負の曲げを受けると、コンクリートに引張力が

発生し、ひび割れの原因となる。これまでは、RC 床版のひび割れを恐れ、合成桁の採用が控えられてきた。最近では、よりいっそうの橋梁の合理化・省力化を推進するために、一定のひび割れを許容する“ひび割れ制御設計”が提唱され、その手法に理解が示されつつある。

わが国の道路橋示方書^{1)~3)}(以下、道示と称する)では、鋼 I 桁の設計基準は 2 軸対称断面を基本に定められている。合成桁のような上下非対称な断面からなる桁では、その中立軸が RC 床版側に偏る。そのため、負の曲げが作用する連続桁中間支点近傍の腹板では圧縮領域が広がり、座屈の危険が高まる。その一方、引張側の鋼フランジが RC 床版によって拘束されるので、腹板の曲げ座屈は 4 辺単純支持板より 3 辺単純支持・1 辺固定板のそれに近づき、腹板はよりいっそう薄肉化でき、力学上の合理化が図れる。

道示には、連続合成桁のコンクリート断面を引張応力に対して有効とする場合と無視する場合の取り扱いが示されている。いずれの場合でも、RC 床版による引張側鋼フランジの拘束が鋼 I 桁の強度に影響を及ぼすことは容易に想像できる。しかし、拘束を反映した合成桁腹板の変形や強度特性、設計法に関する研究は、鋼 I 桁の

みの変形や強度に関する研究^{4) 5)}に比べて、あまりなされていない。ちなみに、合成桁に関する研究の多くは RC 床版のひび割れや付着に関するものである。それゆえ、2 軸対称断面を対象とした現行の設計基準や終局強度の評価法を合成桁のような非対称断面桁に適用できるように改善し、より合理的な合成桁腹板の設計法を確立すべきである。

ここでは、RC 床版によって引張側鋼フランジが拘束された鋼 I 桁を対象に、圧縮フランジと曲げを受ける腹板の連成座屈挙動を合成桁の全体弾塑性有限変位解析によって明らかにする。

2. 曲げを受ける合成桁の弾塑性有限変位解析法

上下非対称な鋼 I 桁と RC 床版がスタッドジベルによって結合された桁いわゆる合成桁が曲げを受ける場合を対象に、その変形挙動と終局強度を汎用有限要素解析プログラム“MARC 2003”による弾塑性有限変位解析によって明らかにする。

2.1 合成桁の解析上のモデル化

(1) 解析モデル

等曲げを受ける桁の弾塑性有限変位解析では、桁端に曲げを与える方法として、桁端で中立軸まわりに面内回転を与えながら、桁が中央に向かって軸方向に伸縮できるような載荷法が採用される。曲げによって腹板が座屈したり、フランジがねじり座屈したりすれば、桁の中立軸も腹板の面外たわみとともに桁の中央に向かって収縮する。仮に、桁軸方向の収縮を両端で拘束したまま中立軸まわりに面内回転を与えれば、中立軸の収縮が拘束され、腹板には膜力（張力）が発生する。その結果、曲げと時々刻々に変化する引張力が同時に作用する桁の強度すなわち危険側の強度が求められる。

上述のような状態を回避するため、Fig.1 に示す長さ l_1 (=4,540mm) の張り出し部を考え、その両端の RC 床版上面に桁たわみ δ を汎用有限要素解析プログラム

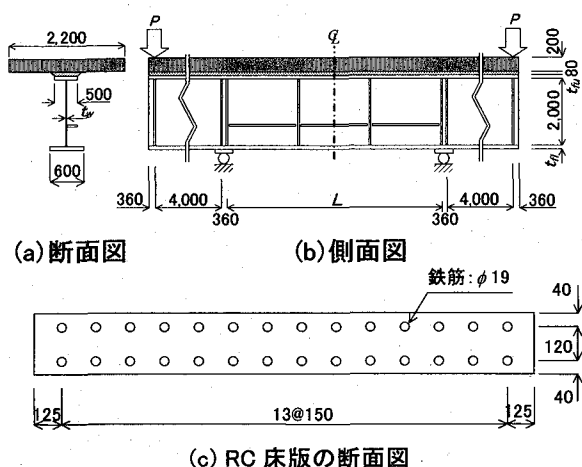


Fig.1 曲げを受ける合成桁 (unit:mm)

“MARC 2003”の機能「タイニング」を用いて与え、支点間の長さ L の桁領域（以下、対象パネルと称する）に負の曲げを作用させる。ただし、 δ は

$$\delta_y = \frac{1}{3} \frac{M_y l_1}{EI} (2l_1 + 3L)$$

を基準に、その増分が逐次与えられる。ここに、

M_y : 桁の降伏曲げモーメント(Nmm)

I : 断面 2 次モーメント(mm⁴)

E : 鋼のヤング率(GPa)

(2) 桁の寸法

対象パネルの長さ L 、上下鋼フランジの板厚 t_{fu} , t_{fl} 、腹板の板厚 t_w 、対象パネルの腹板に設けられる垂直補剛材の本数 n_{ls} 、突出高 c_{ls} 、板厚 t_{ls} 、水平補剛材の本数 n_{ls} 、突出高 c_{ls} 、板厚 t_{ls} を除く桁の寸法すなわち RC 床版の幅・厚さ、鉄筋の本数・径・ピッチ、コンクリートのかぶり、上下鋼フランジの幅 b_{fu} , b_{fl} 、腹板高 b_w 、張り出し部の長さは、Fig.1 のように固定した。また、載荷点と支点における垂直補剛材の寸法は、集中荷重によって座屈しないような断面とした。なお、支点周辺での応力集中を緩和するため、支点上にソルプレート設けた。

Fig.1(c)に示す RC 床版において、コンクリートの設計基準強度を 30.8kN/mm²、鉄筋の径・ピッチ・かぶりをそれぞれ $\phi 19$ mm, 150mm, 40mm とした。

合成桁を構成する鋼板、鉄筋、コンクリートの応力-ひずみ曲線は Fig.2、その機械的性質は Table 1 のようである。ちなみに、鋼桁の鋼種は SM400 である。

2.2 鋼桁座屈の強度表現

薄肉断面からなる部材の強度 σ_{ult} は、部材全体の座屈強度を表す細長比パラメータ λ と部材断面の座屈強度を表す幅厚比パラメータ R で

$$\frac{\sigma_{ult}}{\sigma_y} = f(\lambda, R) \quad (1)$$

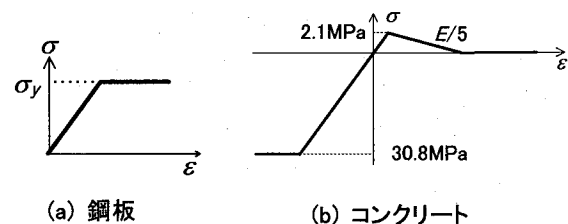


Fig.2 鋼とコンクリートの応力-ひずみ関係

Table 1 鋼板、鉄筋、コンクリートの機械的性質

	鋼板	鉄筋	コンクリート
降伏応力(MPa)	$t \leq 16$: 245 $16 \leq t \leq 40$: 235	235	
圧縮強度(MPa)			30.8
引張強度(MPa)		570	2.1
弾性係数(GPa)	206	185	31
ポアソン比	0.3		0.2

のように表現される。

(1) 鋼桁断面の座屈パラメータ

薄肉断面からなる鋼 I 桁の座屈は、フランジと腹板の幅厚比パラメータ R_f , R_w に関係して、

① 腹板がフランジの拘束を受けて座屈する場合：腹板先行型座屈

② フランジが腹板の拘束を受けて座屈する場合：フランジ先行型座屈

③ フランジと腹板が同時に座屈する場合：同時座屈に分類される。

これらの座屈強度は、桁を構成するフランジと腹板の幅厚比パラメータ R_f , R_w あるいはそれらを統合した等価幅厚比パラメータ R_{fw} ⁶⁾

$$R_f = \frac{b_f}{t_f} \sqrt{\frac{\sigma_{yf}}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_f}} \quad (2.a)$$

$$R_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{\sigma_{yw}}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_w}} \quad (2.b)$$

$$R_{fw} = \sqrt{R_f R_w} \quad (2.c)$$

の関数で与えられる。ここに、

- k_f : フランジの弾性圧縮座屈係数
- k_w : 腹板の弾性曲げ座屈係数
- σ_{yf} , σ_{yw} : フランジと腹板の降伏応力(MPa)
- E : 鋼のヤング率(GPa)
- ν : ポアソン比(=0.3)

式(2.a), (2.b)には圧縮を受けるフランジと曲げを受ける腹板の弾性座屈係数が含まれる。たとえば、圧縮フランジの弾性圧縮座屈係数には、3辺単純支持・1辺自由板の $k_f=0.425$ が適用できる。また、腹板の弾性曲げ座屈係数には、それを周辺単純支持板とみなせば、 $k_w=23.9$ が適用できる。ただし、RC床版の腹板への拘束を勘案すれば、3辺単純支持・1辺固定板とみなされる。この場合の適切な弾性座屈係数が見あたらないため、ここでは Fig.3 のような換算断面を考え、周辺単純支持板の弾性曲げ座屈係数

$$k_w = 15.87 + \frac{1.87}{\alpha^2} + 8.6\alpha^2 \quad \left(\alpha \leq \frac{2}{3}\right)$$

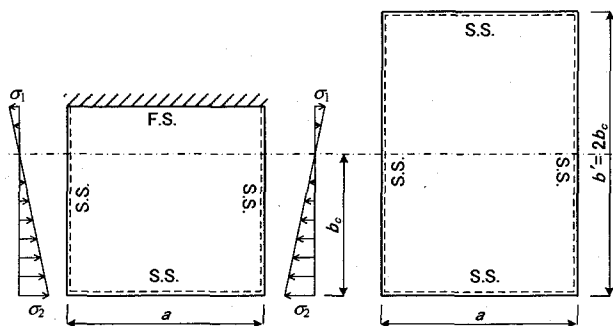


Fig.3 腹板の座屈係数決定に用いる換算断面

$$= 23.9 \quad \left(\alpha > \frac{2}{3}\right) \quad (3)$$

を適用する。ここに、

$$\alpha = \frac{a}{b'} \quad (4)$$

a : 対象パネルの垂直補剛材間の間隔(mm)

b' : 換算断面の腹板高(mm)

(2) 鋼I桁フランジの横座屈パラメータ

連続合成桁橋の中間支点近傍のような負の曲げを受ける桁では、上鋼フランジは RC 床版と一体となって働く。RC 床版は腹板の面外変形を拘束し、腹板を湾曲しにくくする。また、正負の曲げの場合とも桁の横ねじれ座屈は生じにくい。それゆえ、下フランジと腹板の連成座屈が桁の崩壊を支配する。

上述のように、合成桁の場合、桁の横座屈や横ねじり座屈は生じにくいと思われるが、Basler⁷⁾が鋼桁の座屈分類に用いたフランジの横座屈パラメータを導入し、横座屈の可能性を検討する。Fig.4に示す下フランジと腹板の一部からなる T 形断面の柱を考え、

$$\bar{\lambda} = \frac{l}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_{yf}}{E} \frac{A}{I_y}} \quad (5)$$

とする。ここに、

l : 有効座屈長(mm)

A : T 形断面の断面積(mm²)

I_y : T 形断面の y 軸まわりの断面 2 次モーメント(mm⁴)

以上のパラメータを含め、数値解析に用いるパラメータを示すと、Table 2 のようになる。

2.3 境界条件と対称条件

Fig.5 に示すような左右対称の合成桁を解析する。解析に必要な境界条件と対称条件は、つぎのようである。

- 1) 左右対称な桁を解析するため、桁中央で変形の対称性を考える。
- 2) 荷点と支点の断面で横倒れしない。

これらに対応する条件を示せば、つぎのようである。桁の中央断面：

RC 床版と上鋼フランジでは

$$u = 0 \quad (6.a)$$

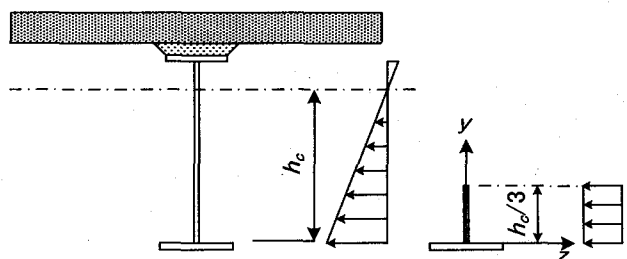


Fig.4 桁の横座屈評価に用いる T 形柱

腹板では

$$u = \theta_y = \theta_z = 0 \quad (6.b)$$

下フランジでは

$$u = \theta_y = \theta_z = 0 \quad (6.c)$$

②両支点：

$$v = w = 0 \quad (7)$$

③両載荷点：

RC 床版の上面で

$$v = -\delta \quad (8.a)$$

RC 床版、腹板、

下フランジの側面で

$$w = 0$$

ここに、

u, v, w : x, y, z 軸方向の変位

$\theta_x, \theta_y, \theta_z$: x, y, z 軸まわりの回転角

2.4 鋼桁部分に含まれる初期不整

溶接鋼 I 桁には、幾何学的・材料的な初期不整が含まれる。ここでは残留応力を無視し、下鋼フランジと腹板における初期たわみを Fig.6 のように仮定する。すなわち、腹板では正弦波の初期たわみを仮定する。ただし、その最大は腹板高の 1/250 すなわち製作許容量とした。また、下フランジでは、フランジと腹板の溶接過程で垂直に接合されるものとし、正弦波形に湾曲した腹板のたわみ角がフランジとの接合部でフランジのねじり角と一致するようにした。ただし、上鋼フランジは RC 床版によって変位が拘束されるため、初期たわみは生じないものとした。

腹板と下フランジでの初期たわみがそれぞれ

①腹板：

$$0 \leq y \leq h_{ls} : w_0 = \frac{h_{ls}}{250} \sin \frac{(n_{ls} + 1)\pi x}{L} \sin \frac{\pi y}{h_{ls}} \quad (9.a)$$

$$h_{ls} \leq y \leq h_w$$

$$w_0 = \frac{h_w - h_{ls}}{250} \sin \frac{(n_{ls} + 1)\pi x}{L} \sin \frac{\pi(y - h_{ls})}{h_w - h_{ls}} \quad (9.b)$$

②下フランジ：

$$v_0 = \frac{\pi}{h_{ls}} \frac{h_{ls}}{250} \sin \frac{(n_{ls} + 1)\pi x}{L} z \quad (9.c)$$

で与えられる。

2.5 合成桁の弾塑性有限変位解析のための手法とツール

純曲げを受ける合成桁の弾塑性有限変位解析に汎用有限要素解析プログラム“MARC 2003”を採用する。

Table 2 数値解析に用いるパラメータの値

			水平補剛材のない場合	水平補剛材を有する場合
フランジ	横座屈パラメータ	λ	0.38 ~ 3.77	
	幅厚比パラメータ	R_f	0.4, 0.68, 0.8, 1.0	0.68
腹板	縦横比	a/h_w	1.0	1.0
	幅厚比	h_w/t_w	80, 111, 133, 154, 182, 222	133, 154, 182, 222
	幅厚比パラメータ	R_w	0.86 ~ 2.90	
	等価幅厚比パラメータ	R_{fw}	0.59 ~ 1.72	
垂直補剛材	本数	n_{ls}	0, 2, 4, 6	0, 2
	曲げ剛比	$\gamma_{ls}/\gamma_{ls}^*$	1.0	1.0
水平補剛材	本数	n_{ls}		1
	取付位置	h_{ls}/h_w		0.2, 最大面外変位位置
	曲げ剛比	$\gamma_{ls}/\gamma_{ls}^*$		1.0, 2.0, 3.0

(8.b)

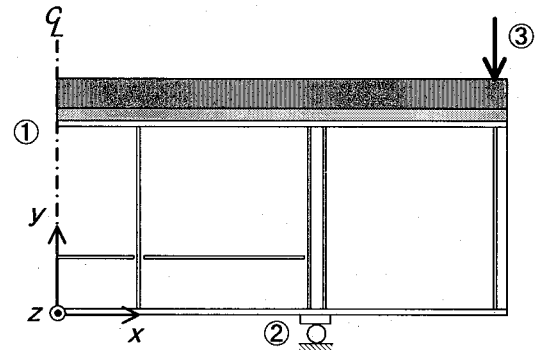


Fig.5 弾塑性有限変位解析の桁の対象領域

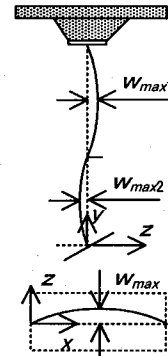


Fig.6 鋼桁部分の初期たわみ形状

ツールの使用にあたって、有限要素の定式化に Up-dated Lagrangian 手法を、非線形代数方程式の解法に Newton-Raphson 法と弧長増分法を選択した。

合成桁の弾塑性有限変位解析に必要な降伏条件、流れ則、硬化則として、鋼 I 桁部分では von Mises の降伏条件、Prandtl-Reuss の塑性流れ則、等方硬化則と移動硬化則を併用した混合硬化則を、鉄筋部分では軸方向引張による降伏条件をツールの諸機能の中から選んだ。また、コンクリート部分では軸方向引張応力を Fig.2(b)の応力-ひずみ曲線から求め、ひび割れ後の応力を表現した。

2.6 合成桁の有限要素による離散化

汎用有限要素解析プログラム“MARC 2003”で合成桁の弾塑性有限変位解析を実施するにあたって、下フランジ、腹板、垂直・水平補剛材、ソルプレートに 4 節点薄

肉シェル要素, 上フランジと RC 床版のコンクリート部分に 8 節点直方体ソリッド要素, 鉄筋に 2 節点棒要素を採用した。

負曲げを受ける合成桁の場合, モーメントの増加によって引張側フランジに位置する RC 床版は比較的低い荷重段階で引張限界に到達する。その後, コンクリートにはひび割れが発生したり, スタッシベル, 鋼棒, 鋼フランジとの間の付着が失われたりする可能性がある。ここではこのような挙動を Fig.2(b)の応力-ひずみ関係で対応し, コンクリートと鋼フランジ, コンクリートと鋼棒の要素間で節点を共有したままとした。

有限要素で離散化された合成桁の一パネル分を Fig.7 に示す。ここに, 上下の鋼フランジ, 腹板, コンクリート床版, 鉄筋は桁軸方向に同一分割とし, 節点の共有化を図った。2 支点間の腹板ではその高さを 10 分割, 垂直補剛材間を 10 分割とした。また, 載荷点と支点の間の腹板では桁高方向には 2 支点間と同様 10 分割としたが, 桁軸方向には, 腹板の面外たわみがほとんど生じなかったため, 垂直補剛材間を 5 分割とした。垂直・水平補剛材はその長さ方向に腹板の節点と共有させて 10 分割とした。また, その突出幅の方向には, 垂直補剛材はフランジの節点と共有させ, 水平補剛材は 1 分割とした。RC 床版は部材軸方向に腹板の節点と共有するため, 10 分割とした。また, 幅方向には鉄筋の配置位置を勘案して 20 分割とした。上下鋼フランジおよび腹板は板厚方向に 5 層の積層構造とした。

なお, 合成桁の弾塑性有限変位解析のための解析モデルと汎用有限要素解析プログラムの適用の妥当性および設定条件の有効性については, 既往の研究⁸⁾で検証しているため, ここでは行わなかった。

3. 数値解析結果とその考察

純曲げを受ける合成桁の変形挙動と終局曲げ強度を検討するため, その弾塑性有限変位解析を行う。

3.1 水平補剛材を設けない合成桁の強度特性

(1) 塑性化に伴う中立軸の移動

合成桁の変形挙動と終局曲げ強度を検討する前に, コンクリートの引張限界後の中立軸の移動と垂直応力の分布を調べた。

載荷点での桁たわみと支点上断面での曲げモーメントの関係を描けば, Fig.8 を得る。ただし, 縦横比が $L/h_w=3$ の対象パネルに $n_{ts}=2$ 本の垂直補剛材 ($\gamma_{ts}/\gamma_{ts}^*=1$) が設けられた桁すなわち縦横比 $a/h_w=1$ のサブパネル 3 枚からなる桁で, 下フランジの幅厚比パラメータが $R_f=0.68$, 腹板の幅厚比が $h_w/t_w=133$ である。ここに, 縦軸は鋼桁のみの降伏モーメントで無次元化した曲げモーメント M/M_y を, 横軸は降伏モーメントに対応する桁たわみで無次元化した桁たわみ δ/δ_y である。図中には, ①

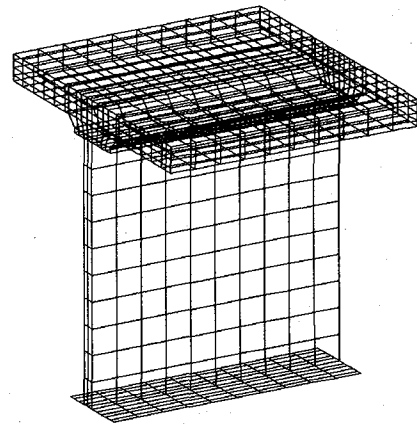


Fig.7 合成桁の有限要素による離散化

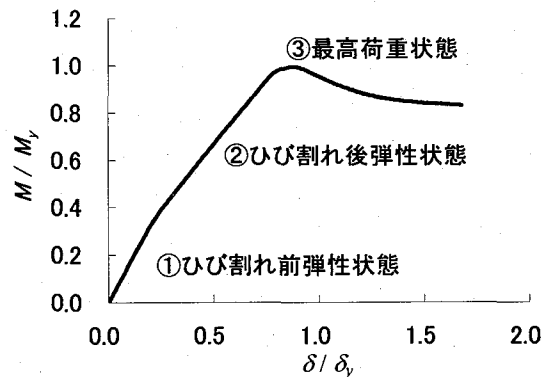


Fig.8 曲げを受ける合成桁の曲げと載荷点での鉛直変位との関係

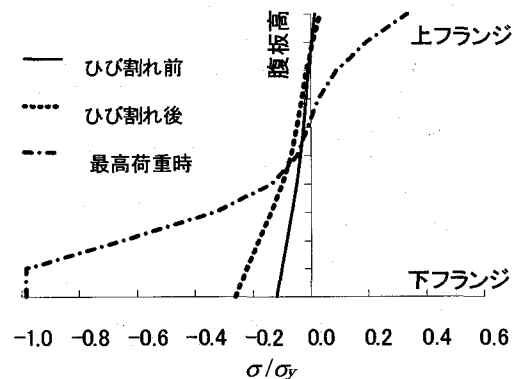


Fig.9 モデル中央断面での腹板の橋軸方向

RC 床版のひび割れ開始前, ②ひび割れ後, ③最高荷重時の 3 段階を明示した。図から明らかなように, RC 床版にひび割れが発生する前後で荷重-たわみ曲線の傾きに変化が生じた。これは, RC 床版にひび割れが発生し, その部分が曲げに抵抗できなくなり, 桁の剛性が低下したためである。

荷重の増大とともに変化する中立軸の位置を調べるため, Fig.8 に示した①RC 床版のひび割れ開始前, ②ひび割れ後, ③最高荷重時の 3 段階に対応して桁中央断面での垂直応力の分布を描けば, Fig.9 を得る。ここに, 縦軸は下フランジと腹板の接合部を原点とする腹板高 (y 座標) を, 横軸は鋼材の降伏応力で無次元化した桁軸方向の垂直応力 σ/σ_y を示す。図から明らかなように, 引張

側のコンクリートが荷重の早い段階で引張制限に達するため、桁の中立軸は荷重とともに鋼 I 桁のみの中立軸に近づく。最高荷重時には下フランジ近傍の腹板も降伏している。以上の分析から、負の曲げを受ける合成桁の場合、桁全体の強度に占めるコンクリートの荷重分担はかなり少ない。それゆえ、以降、合成桁の荷重-桁たわみ曲線の無次元化に用いる降伏モーメントには、Fig.8 と同様、RC 床版を無視した鋼 I 桁のみの値を用いる。

(2) 腹板の幅厚比が桁の終局曲げ強度に及ぼす影響

道示によれば、鋼種が SM400 で、曲げを受ける桁の場合、腹板の幅厚比が $152 \leq h_w/t_w \leq 200$ の範囲では、1

本の水平補剛材が圧縮フランジから $0.2h_w$ の高さに設けられる。

ところで、合成桁の腹板は RC 床版によって拘束され、3 辺単純支持・1 辺固定板の変形挙動を呈する。一方、鋼とコンクリートの合成作用を考えれば、RC 床版も桁の一部として働くため、桁が負の曲げモーメントを受ける領域では、中立軸は上フランジ側に近づく、腹板の圧縮領域が広がる。それゆえ、上下対称断面桁の場合よりも腹板の座屈に注意を要する。

腹板の幅厚比が $h_w/t_w=80, 111, 133, 154, 182, 222$ の場合に対し、載荷点での桁たわみと支点上断面での曲

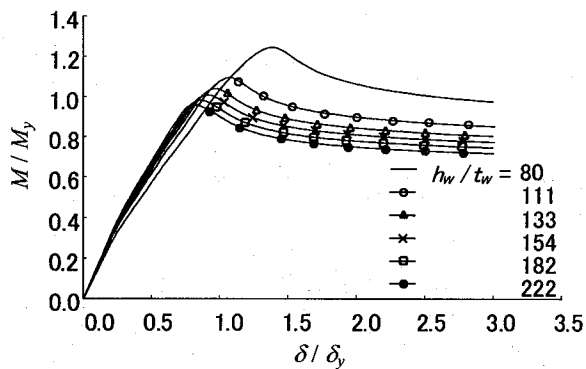


Fig.10 種々の腹板の幅厚比に対する載荷点での桁たわみと支点上断面での曲げモーメントの関係

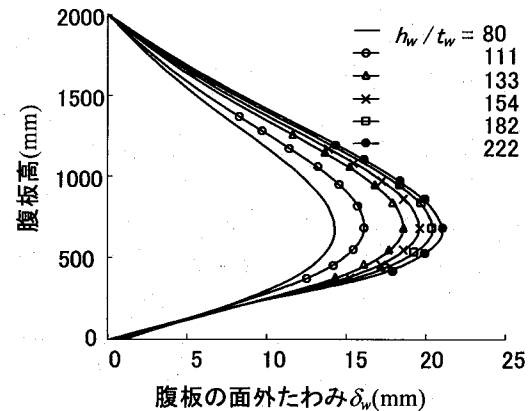
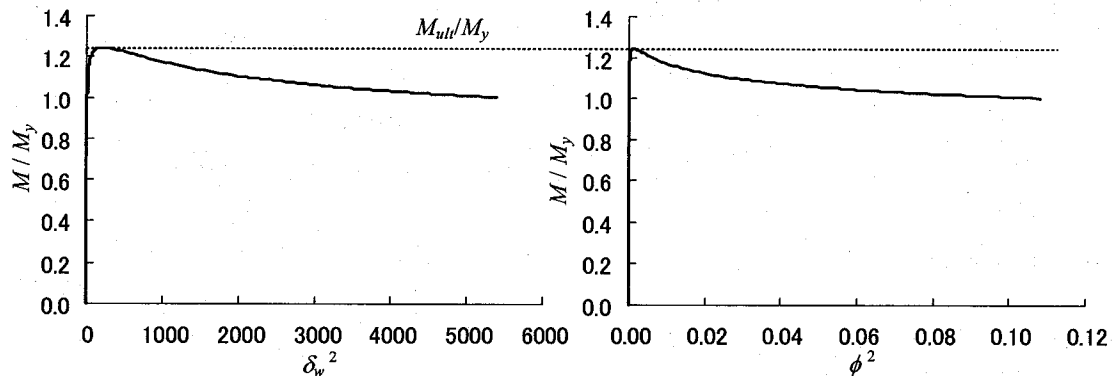


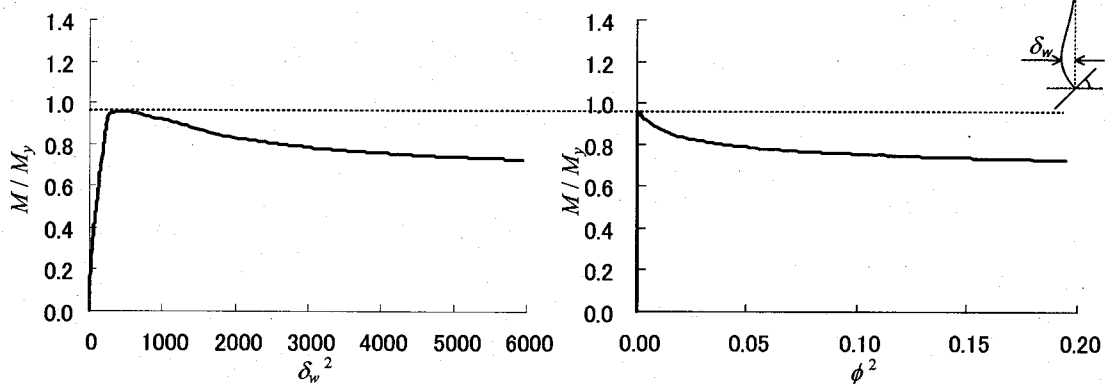
Fig.11 種々の腹板の幅厚比に対する最高荷重時の腹板の高さ方向の面外たわみ分布



(i) 腹板の面外変位と曲げ強度の関係

(ii) 下フランジのねじれ角と曲げ強度の関係

(a) $h_w/t_w=80$



(i) 腹板の面外変位と曲げ強度の関係

(ii) 下フランジのねじれ角と曲げ強度の関係

(b) $h_w/t_w=222$

Fig.12 下フランジと腹板における変形挙動

げモーメントの関係を調べれば、Fig.10 を得る。ここに、2 支点間の対象パネルは垂直方向に無補剛で、その縦横比が $L/h_w=1$ の短い桁とした。それゆえ、桁の断面座屈が支配的で、腹板の幅厚比が合成桁の終局曲げ強度に及ぼす影響が検討される。ただし、下フランジの幅厚比パラメータは $R_f=0.68$ である。図から明らかなように、腹板の幅厚比が $h_w/t_w \geq 111$ の場合には、最高荷重に達するまでの荷重-たわみ曲線はほぼ同じである。また、腹板の幅厚比が小さいと、腹板はコンクリートの応力が引張限界に達した後も面外変形しにくい、引張コンクリートフランジが降伏することによって桁の剛性が低下し、図のように荷重-たわみ曲線の傾きは緩やかになる。とくに、 $h_w/t_w=80$ の場合にはその傾向が著しい。ただし、腹板が厚いので、最高荷重はかなり上昇する。桁の最高荷重は腹板の幅厚比が大きいくほど低下し、その後の強度劣化も顕著である。急激な強度低下の後の桁たわみの減少は緩慢になる。

最高荷重時の桁中央断面における腹板の面外たわみ分布を描けば、Fig.11 を得る。図から明らかなように、腹板の面外たわみはその幅厚比が小さいほど少ない。また、腹板と下フランジの接合部での水平変位はいずれの幅厚比の場合もほとんど見うけられない。それゆえ、純曲げを受ける桁の長さが短い（すなわち、圧縮フランジの横座屈パラメータが小さい）と、桁は横座屈せず、フランジと腹板の連成曲げ座屈によって崩壊する。

腹板の幅厚比が $h_w/t_w=80$ と $h_w/t_w=222$ の場合に対し、腹板での面外たわみと下フランジでのねじり角を荷重とともに図示すれば、Fig.12 を得る。図から明らかなように、腹板の幅厚比が小さい $h_w/t_w=80$ の場合、下フランジと腹板は相互に拘束しあい、最高荷重に到達する直前まで顕著な変形は呈しない。その後、腹板の面外たわみと下フランジのねじりがほぼ同時に生じた。つぎに、 $h_w/t_w=222$ の場合の桁の変形に注目する。道示によれば、この腹板には水平補剛材が 1 段設けられる。図から明らかなように、腹板は低い荷重の段階から面外方向にたわみを生じている。一方、下フランジは最高荷重時までねじられない。

曲げを受ける桁の場合、フランジの座屈が桁の崩壊を支配する。腹板との関係でフランジが分担する曲げの割合が減ればすなわち腹板が厚肉化すれば、桁全体の強度は上昇する。このことから $h_w/t_w=80$ の場合には、腹板の曲げの分担率が他に比べて大きい、最高荷重が高くなった。一方、幅厚比が大きくなると、腹板の座屈が先行し、フランジによる曲げの分担が多くなるため、最高荷重が低下する。

(3) 圧縮フランジの横座屈パラメータと終局曲げ強度の関係

負の曲げを受ける合成桁での圧縮フランジの横座屈の可能性を検討する。支点間の長さ L を変えれば、圧縮フランジの横座屈パラメータが変化する。このパラメータが合成桁の終局曲げ強度に及ぼす影響を調べた。支点

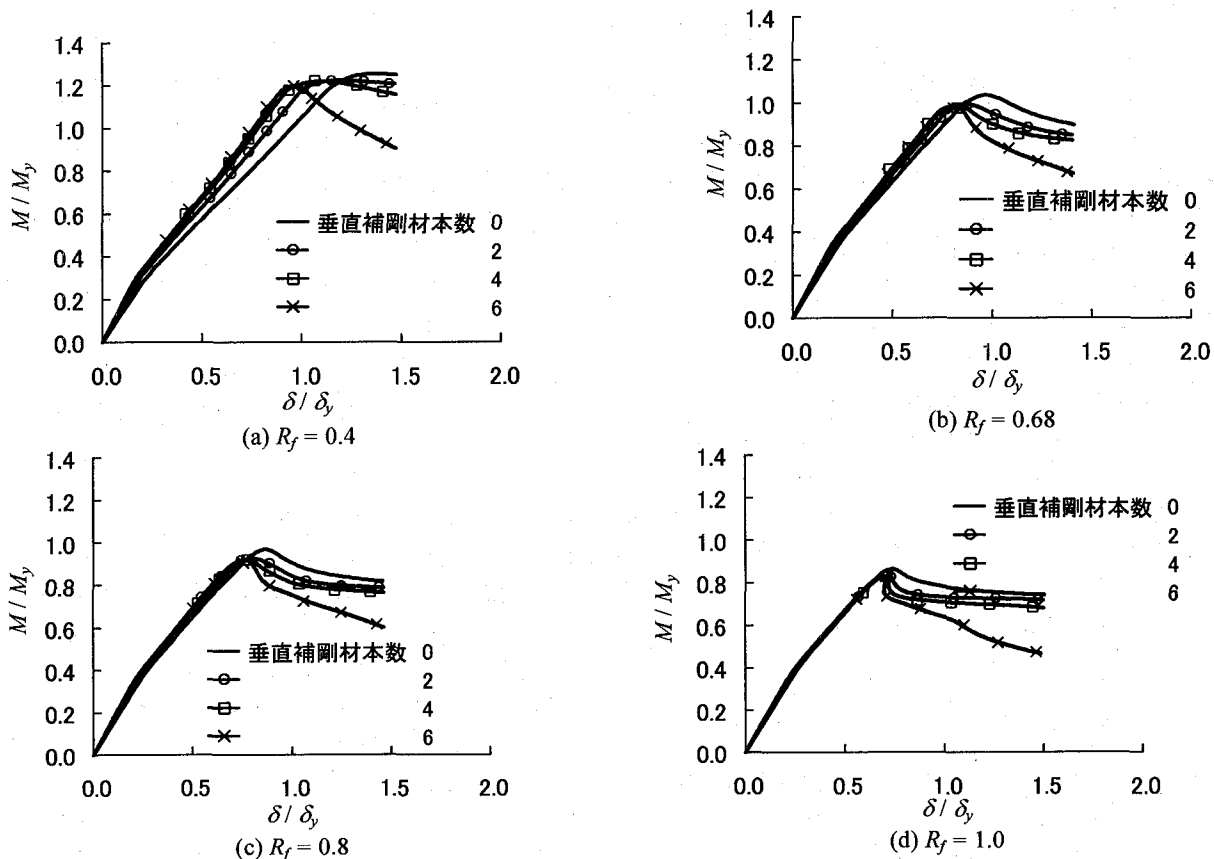


Fig.13 種々の細長比パラメータに対する載荷点での桁たわみと支点上断面における曲げモーメントの関係 ($h_w/t_w=133$ の場合)

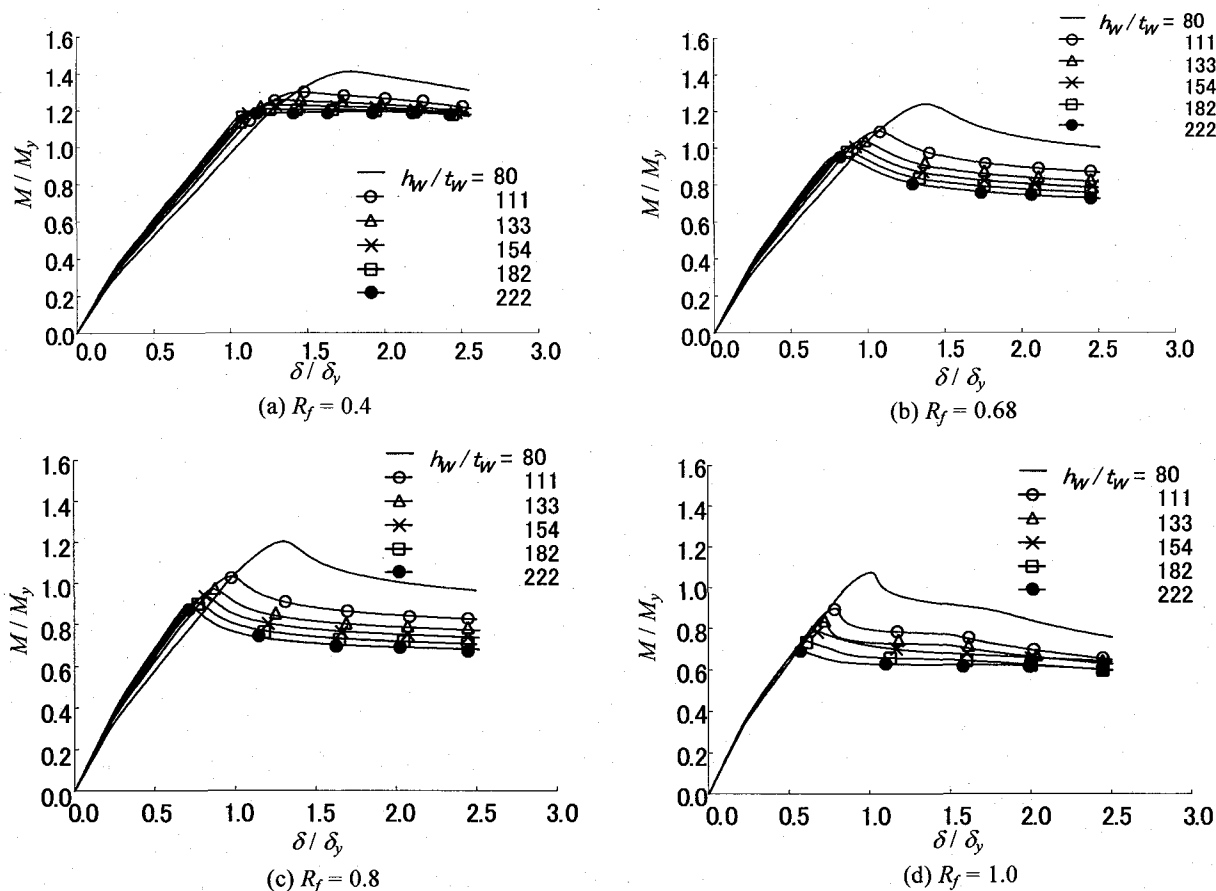


Fig.14 種々の腹板の幅厚比を対象に荷点における桁たわみと支点上断面での曲げモーメントの関係
(支点間での部分パネルが1枚の場合)

間の対象パネルの縦横比 L/h_w が 1, 3, 5, 7 すなわち対象パネルに設けられる垂直補剛材の本数が $n_{is}=0, 2, 4, 6$ 本の場合に対し、下フランジの幅厚比パラメータを $R_f = 0.4, 0.68, 0.8, 1.0$ と変化させた。ここに、腹板の幅厚比は $h_w/t_w=133$ 、垂直補剛材間パネルの縦横比は $a/h_w=1$ である。

荷点での桁たわみと曲げモーメントの関係を下フランジの幅厚比パラメータごとに描けば、Fig.13 を得る。図から明らかなように、垂直補剛材の本数がゼロすなわち部分パネルが1枚の場合を除くと、終局曲げ強度はほとんど変わらない。下フランジの幅厚比パラメータが小さいと、垂直補剛材の本数によって最高荷重に至るまでの変形挙動に違いが現れる。これは、垂直補剛材の本数が多くすなわち圧縮フランジの横座屈パラメータが大きく、かつ下フランジの幅厚比パラメータが小さいと、若干なりとも桁の全体変形が現れるようになり、下フランジと腹板の曲げねじり挙動に桁の横座屈が影響するようになるからである。

下フランジの幅厚比パラメータが $R_f=0.4$ 、垂直補剛材の本数がゼロの場合には、最高荷重後の強度劣化が見られない。これは、フランジの幅厚比パラメータが小さいと、フランジはねじられにくく、かつ支間が短いことから、腹板の変位がフランジによって拘束される。さらに、

支点上の垂直補剛材によっても側方への変形が拘束され、フランジは座屈せずに降伏したからである。

つぎに、垂直補剛材が6本の場合、0~4本の場合に比較して、最高荷重後、強度が急激に低下する。これは、フランジが長くなれば、短いフランジの場合に比べてねじりに弱く、腹板の曲げ座屈による面外たわみが下フランジのねじりを助長したからである。

なお、図に示さなかったが、圧縮フランジの水平変位はRC床版や支点による拘束などによって抑制され、合成桁は主として圧縮フランジのねじりと腹板の局部曲げによる連成挙動によって崩壊した。このことから、下フランジの水平変位が終局曲げ強度に及ぼす影響はほとんどなかった。ただし、最高荷重後の劣化域には影響した。

(4) 等価幅厚比パラメータと合成桁の終局曲げ強度の関係

下フランジと腹板の幅厚比パラメータを種々変化させ、下フランジと腹板の連成座屈挙動を調べる。垂直補剛材が0本すなわち対象パネルの縦横比が $L/h_w=1$ の場合、腹板の幅厚比が $h_w/t_w = 80, 111, 133, 154, 182, 222$ 、下フランジの幅厚比パラメータが $R_f = 0.4, 0.68, 0.8, 1.0$ の桁に対して、荷点での桁たわみと支点上断面での曲げモーメントの関係を求めれば、Fig.14 を得る。図から明らかなように、終局曲げ強度は一般に腹板の幅厚比が大きいほど低下する。 $R_f=0.4$ の場合、 $h_w/t_w=80$ の桁

を除いて、その他の幅厚比からなる桁の変形挙動は類似し、終局曲げ強度が減少する傾向に相違はない。これは、下フランジが分担する曲げモーメントの割合が多いため、腹板の幅厚比が桁の曲げ強度に及ぼす影響が少ないからである。一方、幅厚比が $h_w/t_w=80$ の場合には、いずれの下フランジの幅厚比パラメータでも顕著な強度上昇が認められる。これは、腹板が分担する曲げモーメントの割合が多くなったからである。 $R_f=1.0$ の場合、 $h_w/t_w=80, 111, 133$ の桁の最高荷重後の強度劣化が顕著である。また、最高荷重後に強度劣化を生じ、その後、劣化の度合いが一旦緩やかになるが、再び進行する。

つぎに、等価幅厚比パラメータ R_{fw} と終局曲げ強度との関係を求めれば、Fig.15 を得る。図から明らかなように、下フランジの幅厚比パラメータが大きくなれば、腹板の幅厚比が合成桁の曲げ強度に及ぼす影響が大きくなる。これは、下フランジの幅厚比パラメータが大きくなれば、その曲げモーメントの分担が減り、腹板の分担が増加し、腹板の幅厚比が曲げ強度に及ぼす影響が大きくなるからである。図から明らかなように、下フランジの幅厚比パラメータが大きくなれば、腹板の幅厚比が合成桁の曲げ強度に与える影響が大きくなる。また、フランジと腹板が連成して変形する場合の桁の強度と等価幅厚比の関係を近似式で与えれば、

$$\frac{M_{ult}}{M_y} = 0.0755R_{fw}^3 + 0.1289R_{fw}^2 - 1.204R_{fw} + 2.0548 \quad (10)$$

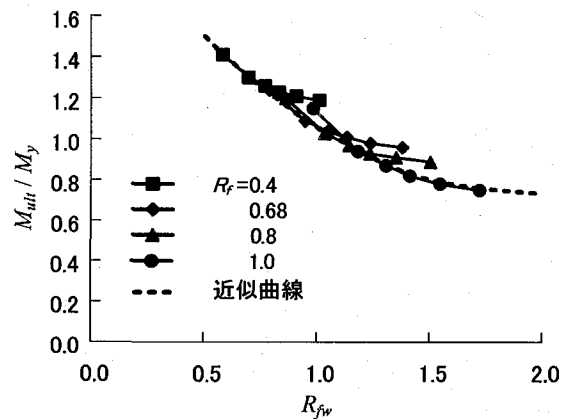


Fig.15 等価幅厚比パラメータと終局曲げ強度の関係

のよう、Fig.15 にその曲線を波線で描いた。

3.2 水平補剛された腹板からなる合成桁の強度と変形挙動

RC 床版と鋼桁が剛結された合成桁では、その腹板は RC 床版の拘束によって 3 辺単純支持・1 辺固定の鋼板と同様の挙動を呈するものと考えられる。このことから、非合成桁よりさらに薄肉化が可能である。一方、合成桁では RC 床版も桁の一部として機能するため、桁の中立軸は上フランジにより近い。桁が負の曲げを受ける場合には腹板の圧縮領域は広がる。それゆえ、上下対称な断面の桁と比較して、腹板の座屈に注意を要する。

そこで、腹板に水平補剛材を設け、その取り付け位置

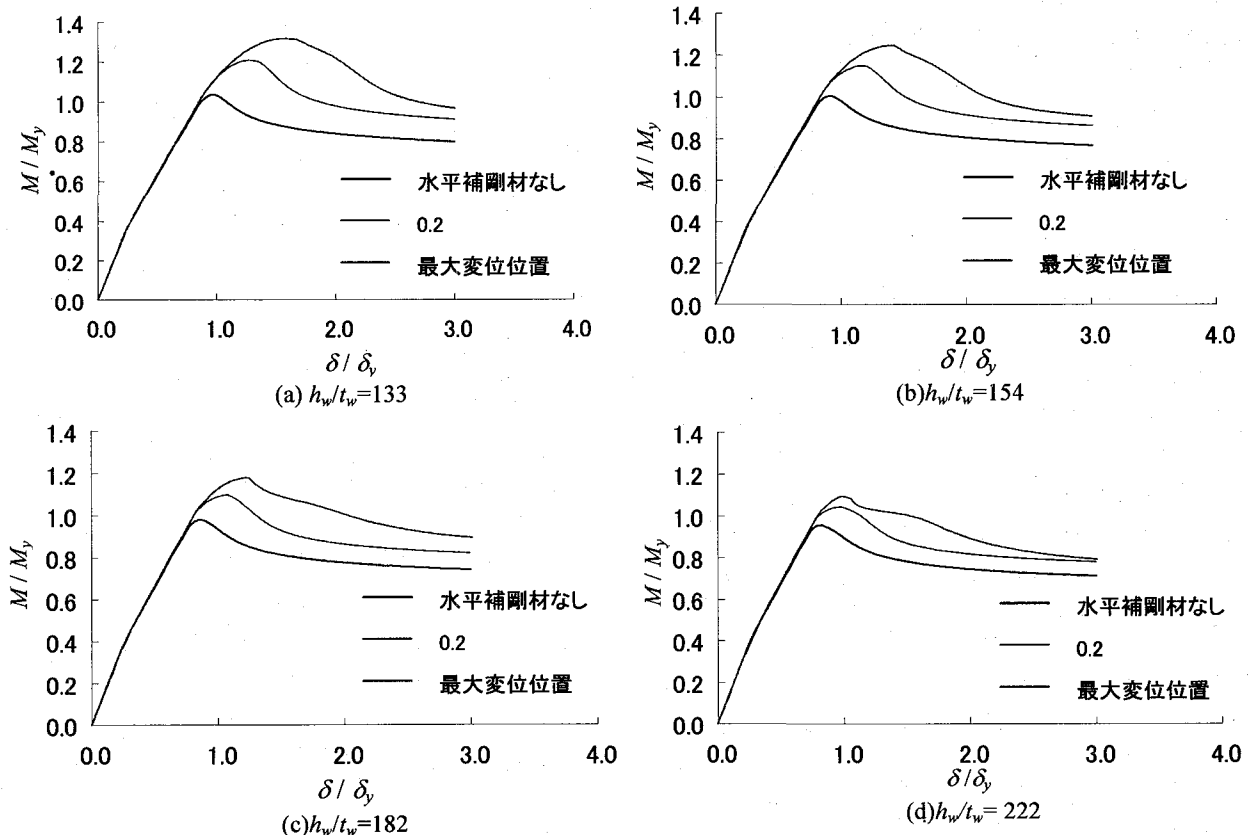


Fig.16 水平補剛材の位置が載荷点における鉛直変位と支点上断面での曲げモーメントの関係に及ぼす影響
(支点間パネル数:1 の場合)

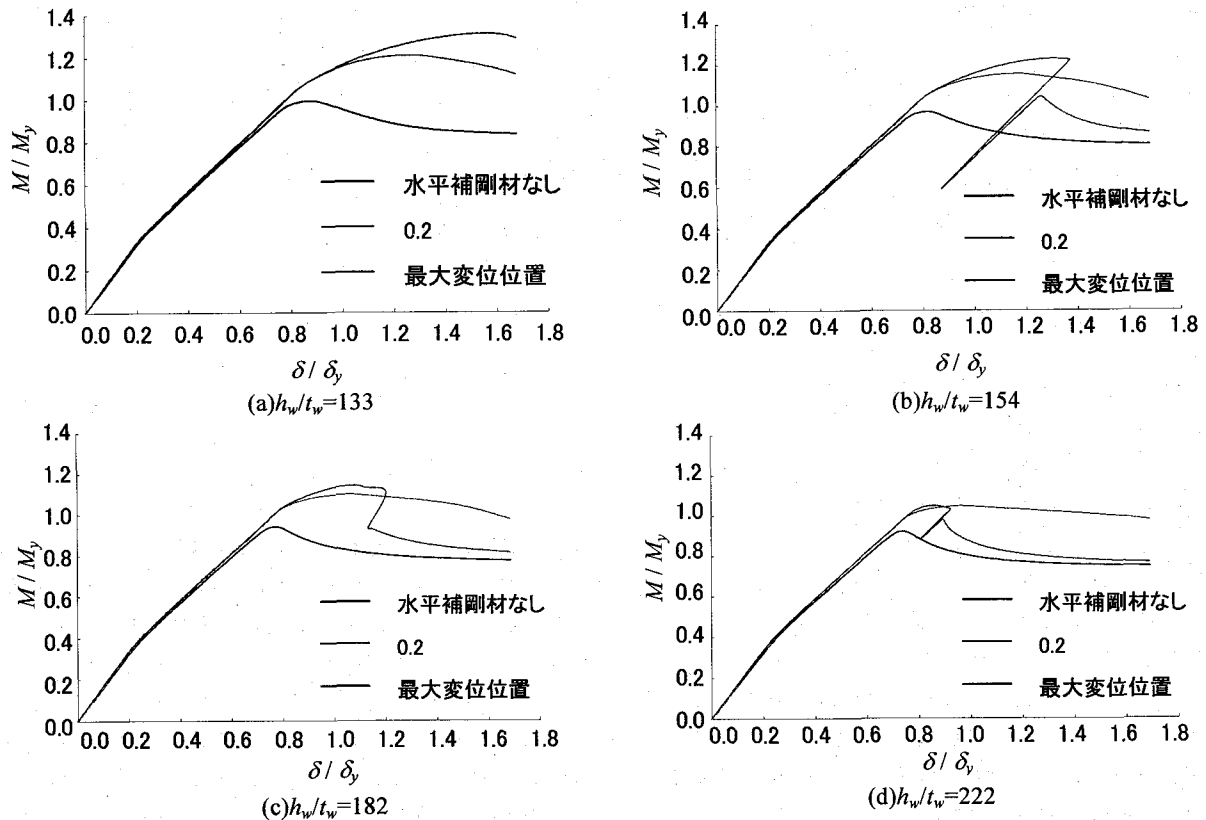


Fig.17 種々の水平補剛材の取付位置に対する載荷点における荷重と桁たわみとの関係（垂直補剛材：1本）

と曲げ剛比が合成桁の曲げ強度と変形挙動に及ぼす影響を明らかにする。

(1) 水平補剛材を有する合成桁の変形挙動と曲げ強度

一般に、曲げを受けるプレートガーダーの腹板に設けられる水平補剛材は、フランジが降伏や座屈によって不安定な状態になる前に腹板が座屈しないようにするためのものである。それゆえ、腹板の面外たわみの最大位置に取り付けるのがよい。

そこで、水平補剛材を

- ① 道示の規定位置
- ② 前節で得られた対象パネル内に 0 および 2 本の垂直補剛材が設けられた場合の腹板の最大面外たわみ位置 (Table 3)

にそれぞれ設けた。また、合成桁の強度が断面強度で決定されるような桁長さすなわち支点間の部分パネルが 1 枚および 3 枚の比較的短い桁を対象とした。さらに、道示の規定によれば、鋼種が SM400 材の場合、幅厚比が $h_w/t_w=152$ 以上の場合、水平補剛材が 1 段設けられる。ここでは、腹板の幅厚比は $h_w/t_w=133, 154, 182, 222$ 、下フランジの幅厚比パラメータを $R_f=0.68$ とした。

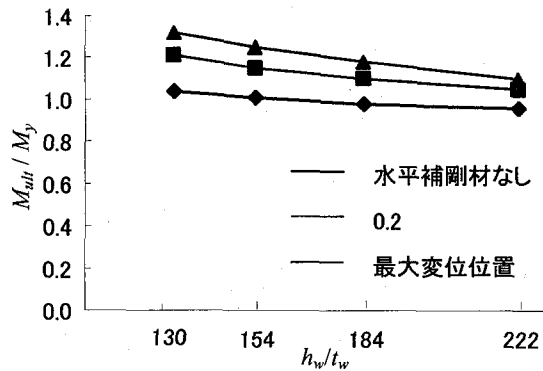
種々の水平補剛材の取り付け位置に対し、載荷点での桁たわみと支点上断面での曲げモーメントの関係を求めれば、Fig.16 と Fig.17 を得る。図から明らかなように、水平補剛材が設けられると、最高荷重は明らかに上昇する。その効果は幅厚比パラメータが小さいほど著しい。パネル数によって垂直補剛材の拘束度が異なるため、最

Table 3 最高荷重時の最大面外たわみ位置

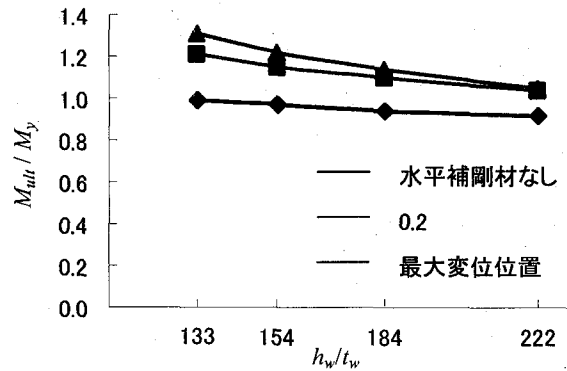
幅厚比	下フランジからの距離(mm)	
	パネル1枚	パネル3枚
133	720	686
154	750	671
182	770	664
222	790	657

大面外たわみの生じる位置が異なる。パネルが 1 枚の場合、水平補剛材の取り付け位置は幅厚比パラメータの増加とともに上フランジ側に近づく。これは、パネルが 1 枚の場合、水平補剛材による変位の拘束と桁の長さが短いことによって、下フランジの水平変位が拘束され、腹板の最大面外たわみが、パネルが 3 枚の場合に比べて、上フランジ側に近づくからである。一方、パネルが 3 枚の場合、その位置は幅厚比パラメータの増加とともに下フランジ側に近づく。

水平補剛材を腹板の面外たわみが最大となる位置に取り付けた場合と、道示に規定された圧縮フランジ縁から $0.2h_w$ の位置に取り付けた場合の強度を比較する。腹板の面外たわみが最大となる位置に水平補剛材を取り付けた場合には、パネルの数が 1, 3 の場合とも $0.2h_w$ に取り付けた場合よりも最高荷重は高くなる。ただし、パネルの数が 3 の場合、最高荷重後に急激な強度低下が生じ、飛移座屈の様相を呈した。これは、腹板が桁高方向に水平補剛材を節とする 2 次のモードから水平補剛材もたわむ 1 次のモードに移したことを意味する。それゆえ、1 パネルの長さを固定してパネルの数を 1 から 3 のよう

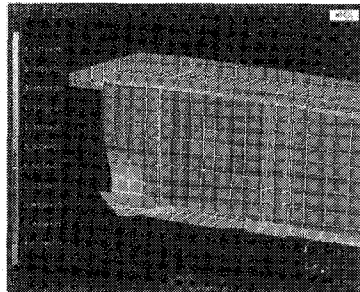


(a) 支間パネル枚数 1

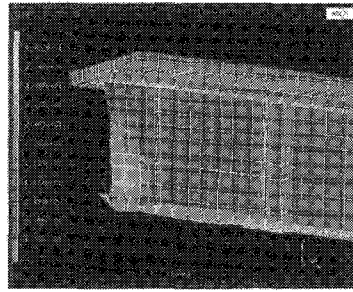


(b) 支間パネル枚数 3

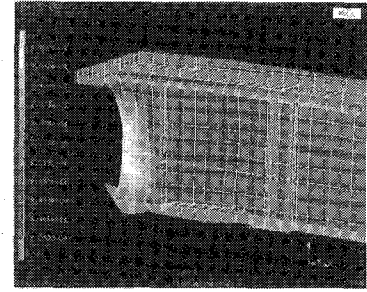
Fig.18 種々の水平補剛材位置に対する腹板の幅厚比と終局曲げ強度との関係



(a) 荷重低下直前



(b) 荷重低下時



(c) 荷重上昇直後

Fig.19 水平補剛材を最大面外変位位置に設置した場合の 3 荷重段階での面外たわみ分布図 ($h_w/t_w=154$)

に増やすと、桁は長くなり、水平補剛材の曲げ剛度が不足するようになったものと思われる。Fig.18 から明らかなように、圧縮フランジの横座屈パラメータに関わらず、腹板の幅厚比が大きくなれば、水平補剛材の取り付け位置の影響は少なくなる。

腹板の飛移座屈現象が顕著と思われる幅厚比 $h_w/t_w=154$ の場合に対し、荷重低下の直前、直後、荷重の再上昇時における腹板の面外たわみ分布を描けば、Fig.19 を得る。水平補剛材を最大面外たわみ位置に取り付けた場合には、 $0.2h_w$ の場合よりも下フランジと水平補剛材の間隔が広くなるため、フランジと水平補剛材の間でも腹板が面外に変形する。腹板のたわみは、荷重とともに、水平補剛材を節とする 2 次のモードから水平補剛材を貫通する 1 次のモードに転移した。荷重上昇後には、1 次のモードに完全に転移している。この飛移座屈を抑制するためには、 $\gamma/\gamma^*=1.0$ より大きな曲げ剛度の水平補剛材が必要である。

(2) 水平補剛材の取り付け位置と曲げ剛比

前述の考察から明らかなように、対象パネルに 2 本の垂直補剛材を有する桁すなわち $L/h_w=3$ の場合に、水平補剛材を最大面外たわみ位置に取り付けた桁では、最高荷重後に飛移座屈現象が生じた。

水平補剛材の曲げ剛比を $\gamma/\gamma^*=1.0\sim 3.0$ の範囲で変化させ、最高荷重後の強度低下の過程で飛移が起こるかどうかを調べた。水平補剛材の位置を変化させ、載荷点での桁たわみと支点上断面での曲げモーメントの関係を求

めれば、Fig.20 を得る。図から明らかなように、曲げ剛比が増加しても最高荷重はあまり変わらない。ただし、最高荷重後の曲線に差が現れる。Fig.20(c)と(d)によれば、曲げ剛比が大きい場合にも最高荷重後の曲線に飛移座屈の現象が現れる。ただし、曲げ剛比が大きくなると、飛移座屈現象が起こる時点の桁たわみは大きくなる。腹板の幅厚比が小さい桁で、桁たわみが少ないような場合には、曲げ剛比が大きいと飛移座屈は生じない。

4. あとがき

フランジと腹板に生じる製作時の初期たわみを考慮し、負の曲げを受ける合成桁の変形挙動と終局強度特性を汎用有限要素プログラム“MARC 2003”による弾塑性有限変位解析によって明らかにした。得られた結果をまとめると、つぎのようである。

- 1) 負の曲げを受ける合成桁の強度と変形を明らかにする前に、荷重ごとの中立軸の移動を調べ、塑性化した桁に生じる垂直応力の分布を明らかにした。
- 2) フランジと腹板の幅厚比を種々変化させ、それらが合成桁の曲げ強度や変形に及ぼす影響を検討した。合成桁では、弾性域での中立軸が上フランジ側に近づく、腹板の圧縮領域が広がるため、座屈に対する注意を要する。また、RC 床版が腹板の変形を拘束するため、強度の上昇が期待できる。フランジと腹板は相互に拘束しあい、腹板の変形はフランジの幅厚

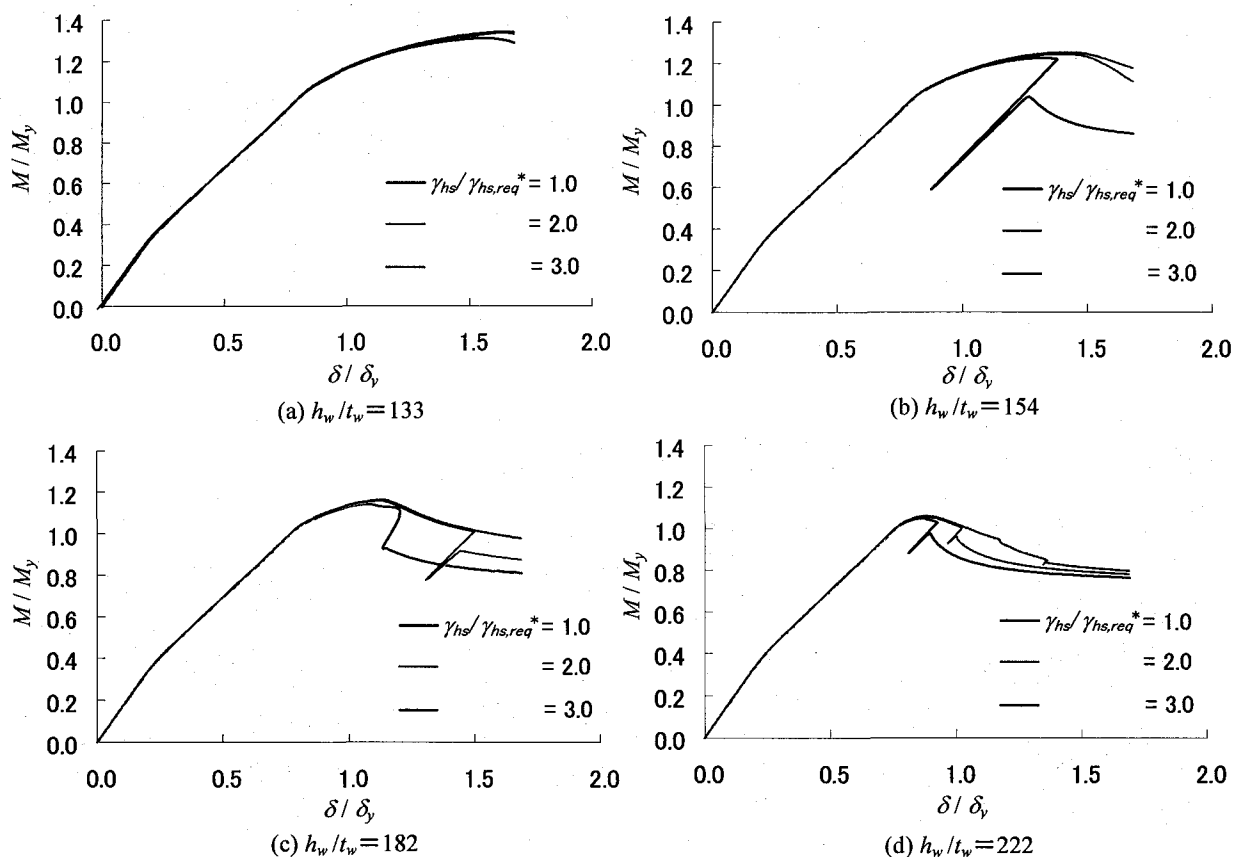


Fig.20 水平補剛材の剛比を変化させた場合の荷重と変位の関係

比に大いに影響される。

- 3) 圧縮フランジの横座屈パラメータと合成桁の曲げ強度や変形挙動との関係を明らかにした。曲げを受ける桁の強度は、フランジと腹板の幅厚比パラメータに大いに影響される。一方、圧縮フランジの横座屈パラメータの違いによる強度の差はほとんど見られなかった。なお、圧縮フランジの横座屈パラメータが大きくなれば、最高荷重後の強度劣化曲線に違いが現れた。支点間の比較的短い桁が RC 床版による拘束を受けると、フランジは横座屈しない。
- 4) 水平補剛材の取り付け位置と曲げ剛度が合成桁の変形挙動と終局曲げ強度に及ぼす影響を明らかにした。水平補剛材を道示の規定位置に設けるよりも腹板の面外たわみが最大となる位置に取り付けた方が効果的である。また、その曲げ剛度を現行の規定値より大きくしても終局強度にはあまり効果はなかった。ただし、最高荷重後に腹板の変形に飛移現象が生じ、補剛材を節とする座屈モードから補剛材も一体の座屈モードへ変移した。なお、曲げ剛比を大きくすれば、飛移座屈は防げる。

- 1) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編，丸善，1996-12.
- 2) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 I 共通編・III コンクリート橋編，丸善，2002-3.
- 3) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編，丸善，2002-3.
- 4) 福本誘士編：座屈設計ガイドライン，土木学会，1987-10.
- 5) 土木学会・鋼構造委員会編：鋼構造技術シリーズ 12 座屈設計ガイドライン，改訂第 2 版，土木学会，2005-10.
- 6) 久保全弘・小川春由樹：薄肉鋼はりの極限強度の簡単な評価法，構造工学論文集，土木学会，Vol.37A，pp.145-154，1991-3.
- 7) Basler, K. and Thurlimann, B. : Strength of plate girders in bending, Journal of Structural Division, Proc. of ASCE, Vol.87, No.ST6, pp.153-181, 1961-8.
- 8) 廣瀬恵子・明田啓史・堂垣正博：合成箱桁における波形腹板のせん断強度特性，構造工学論文集，土木学会，Vol.51A，pp.193-202，2005-3.

参考文献

(2005 年 9 月 10 日受付)