

(23) 側道2主桁橋架設系の全体横倒れ極限強度式と補剛設計法

小松定夫, ○西村宜男, 中田憲正

1, まえがき

横桁あるいは下横構と対傾構で連結された平面形状のスレンダーな2主桁形式側道橋(図-1)はコンクリート床版打設時における全体横倒れ座屈に対する安全性の照査が重要である。¹⁾ 著者らはこの問題に関連して1次元化理論による全体横倒れ座屈荷重の簡易計算式^{2), 3)} および弾塑性有限変位解析による極限強度特性の解明と極限強度式の提案を行った。^{4), 5)} それらの成果を踏えて, 本文では補剛設計法の観点から, 2主桁橋の全体横倒れ座屈の照査法を総括し, 以下のような項目について考察した結果を報告する。

1) 全体横倒れ座屈に関する細長比パラメータの評価法 2) 横倒れ座屈強度と力学パラメータの関係 3) 実際の境界条件に対する有効長の評価 4) 座屈防止材の効果と有効長さの評価法。

2, 全体横倒れ座屈に関する細長比パラメータ

満載等分布鉛直荷重を受ける2主桁橋の全体横倒れ極限強度の評価に先立って, 1次元化理論により弾性座屈荷重の簡易計算式を導き, 細長比パラメータを定義した。横桁で連結された2主桁橋については, 橋断面の水平横方向曲げに関して, 主桁と横桁のフィレンディール桁的弾性変形のほか, 格点部の局部弾性変形の影響を考慮した。²⁾ 横構, 対傾構で連結された2主桁橋については, 横構面のせん断変形を考慮し, 従来2主桁橋の全体横倒れ座屈の安定照査に用いられていたVlasov式¹⁾を改良した。³⁾ 弾性横倒れ座屈モーメントを M_{cr} , 2本桁の降伏モーメントを M_y とすると, 細長比パラメータは,

$$\alpha^0 = \sqrt{M_y/M_{cr}} \quad (1)$$

と表わされる。 M_{cr} として両端支点で, 鉛直曲げ, 水平曲げおよびねじりに関して単純支持と仮定した。理想的境界条件に対して, 誘導した簡易座屈式(2)および(3)を用いる。 M_{cr} の中には荷重作用位置の影響が含まれているから, 細長比パラメータは橋の剛性, 幾何学的形状および作用荷重の効果を代表し

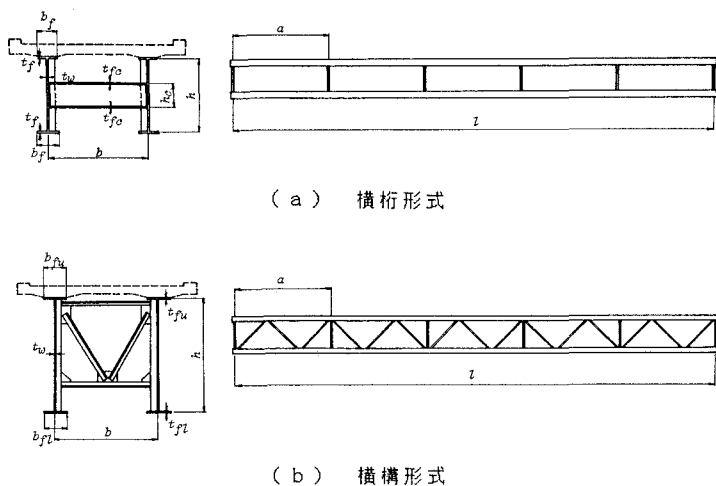
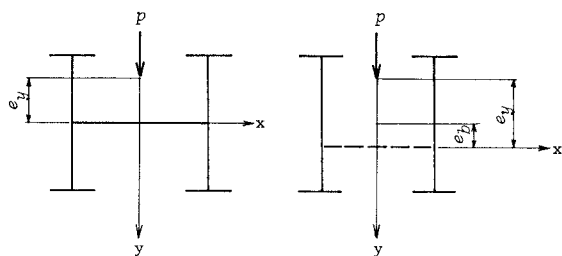


図-1 2主桁形式側道橋の形状



(a) 横桁形式

(b) 横構形式

図-2 簡易式(2), (3)の座標系

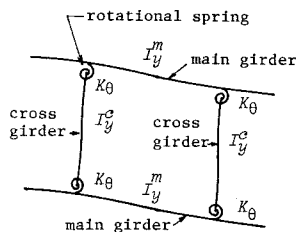


図-3 横桁取付部の局部弾性変形を
表わす回転バネ

ている。座屈モーメントは次式であたえられる。

$$\text{横桁形式: } M_{cr} = \frac{P_{cr} l^2}{\delta} = 5.294 \frac{r_x^2}{l^2} EI_y^g \left\{ \sqrt{0.466(\pi^2 + P_1^2)(1 + 2\pi^2 \frac{P_4}{P_3})(1 + \pi^2 P_4) + \eta^2(1 + 2\pi^2 \frac{P_4}{P_3})^2} - \eta(1 + 2\pi^2 \frac{P_4}{P_3}) \right\} / (1 + \pi^2 P_4) \quad (2)$$

$$P_1 = \sqrt{GJ^g / EC_y^g} l, \quad P_2 = l/a, \quad P_3 = I_y^g / I_y^m, \quad \hat{P}_4 = a I_y^c / b I_y^g, \quad P_5 = EI_y^m / a K_\theta,$$

$$P_4 = P_3 \{ 2 + \hat{P}_4 (1 + 12 P_5) \} / 24 \hat{P}_4 P_2^2, \quad \eta = e_y / r_x.$$

$$\text{横構形式: } M_{cr} = \frac{P_{cr} l^2}{\delta} = 5.294 \frac{r_x^2}{l^2} EI_y^g \left\{ \sqrt{4.601(1 + \pi^2 P_4^*) + (\eta + 3.29 \frac{e_y}{r_x})^2} - (\eta + 3.29 \frac{e_y}{r_x}) \right\} / (1 + \pi^2 P_4^*), \quad (3)$$

$$P_4^* = EI_y^g / Gb t_b l^2,$$

EI_y^g : 橋断面のY軸に関する曲げ剛性

EI_y^m : 主桁のY軸に関する曲げ剛性

EI_y^c : 横桁のY軸に関する曲げ剛性

GJ^g : 橋断面のねじり剛性

EC_y^g : 橋断面のそりねじり剛性

r_x : 主桁のX軸に関する回転半径

実際の境界条件に対する有効座屈長

実橋ではほとんどの場合、固定側支点において主桁下フランジ下方の支承位置で橋軸方向が拘束され、橋断面の鉛直軸まわりの回転と断面のそりとが半固定の状態にある。式(2)および(3)を誘導した際の理想化した境界条件(以下簡単のためにS-Sと称する)と実際の境界条件(F-S)の相違が座屈強度に与える影響は横構形式の場合に顕著に現われる。文献(3)では境界条件F-Sの場合に対しても適切な座屈モードを仮定して横倒れ座屈荷重の簡易計算式を導びいた。境界条件S-Sに対する細長比パラメータを α^0 、F-Sに対する細長比パラメータを α^{0*} と表わし、実橋ならびに極限強度解析用モデルについて α^0 と α^{0*} の関係を調べたところ図-4に示すように、全てのデータが $\alpha^{0*} = 0.83\alpha^0$ と $\alpha^{0*} = 0.9\alpha^0$ の2本の直線の間にプロットされた。断面形状や横構取付位置および剛性の相違によるばらつきは比較的僅少であることから、設計計算の便宜を考慮して、実際の境界条件F-Sの有効座屈長係数として安全側の値0.9が推奨できる。

3. 横倒れ座屈強度と力学パラメータの関係

式(2)および(3)に見られるように横倒れ座屈強度は、横桁形式については P_1 、 P_3 、 P_4

および η 、横構形式については P_4^* 、 η および e_b/r_x の力学パラメータに関係している。このうちせん断パラメータ P_4 (P_4^*) が両形式に共通しているが、実橋におけるパラメータの分布範囲は大きく相違している。横桁形式では梯子状の2本主桁の水平横方向たわみにおけるフーレンディール的変形が、また横構形式では横構面のせん断変形がこの力学パラメータで評価される。図-5にせん断変形を無視した場合の座屈荷重で徐して無次元表示した弾性座屈荷重 P_{cr}/P_0 とパラメータ P_4 、あるいは P_4^* の関係を示したが、この図より補剛設計の観点から以下の特性を知ることができる。

1) 横構形式のせん断パラメータ P_4^* は実橋では 0.02

～0.1 の範囲に分布しているが、せん断変形の影響による座屈強度の減少は最大でも 10% 程度であり、横構の剛性を高めて座屈強度を大きくすることは得策とは言えない。

2) 横桁形式のせん断パラメータ P_4 は実橋では 0.3 ～ 200 と幅広く分布している。しかも座屈強度はこの範囲で大きく変動しており、 P_4 の影響は極めて顕著である。このことは適切な横桁剛性と取付部の補剛によって P_4 を小さくするとかなりの座屈強度の向上が期待できることを示している。

3) 横構形式の座屈強度を向上させるには、図-6に示すように横構取付位置に関するパラメータ e_b/r_x を小さくすることが効果的である。しかしこの場合は水平横荷重による横構せん断力が円滑に支点に伝達できるよう端対傾構の構造法に留意しなければならない。

4. 全体横倒れ極限強度式

2主桁形式の側道橋の実績調査によると横桁形式の主桁には圧延H形断面と溶接I形断面とが相半ばして用いられている。横構形式の主桁には調査した28例中1橋を除いて全てに溶接集成I形断面が用いられている。そこで横桁形式について圧延桁と溶接桁の両方について、横構形式について

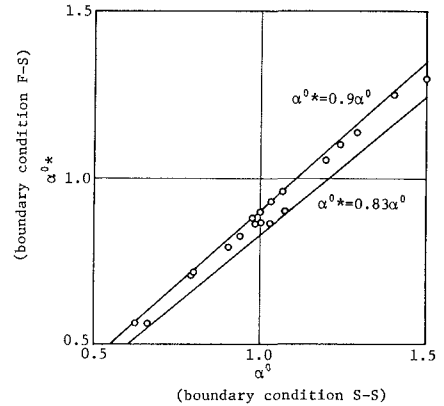


図-4 境界条件S-SとF-Sに対する細長比パラメータの関係

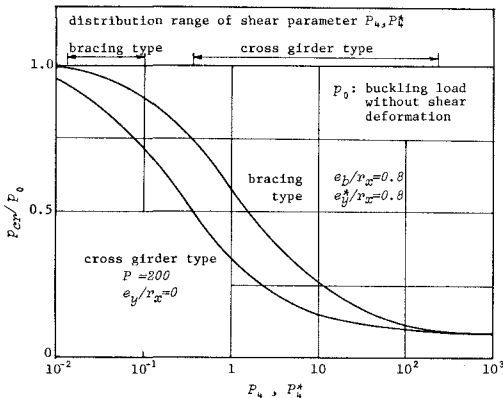


図-5 座屈強度に対するせん断パラメータ P_4 、 P_4^* の影響 (横桁形式と横構形式)

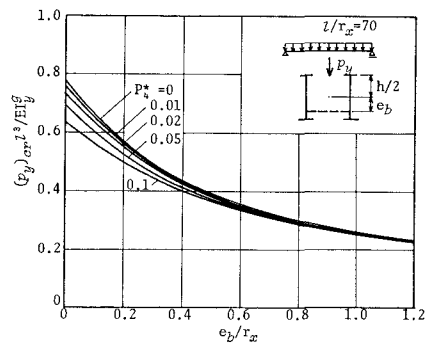


図-6 座屈強度に対する横構取付位置に関するパラメータ e_b/r_x の影響

は溶接桁のみについて、図-7に示す残留応力分布を考慮して弾塑性有限変位解析プログラムにより極限強度解析を行った。初期変位としてはsine半波、最大値 $l/2000$ の水平横方向変位を考えた。解析モデルは実橋データを参考にして、それらを代表するような形状と剛性を与えた。^{4), 5)}

2本の主桁の降伏荷重で除して無次元表示した極限荷重 p_u/p_y を式(1)の細長比パラメータで整理し、3種の

タイプについて図-8、図-9および図-10の関係を得た。図中の実線はECCSのはり基本強度式の表現を適用して、極限強度の下限を包絡するように描いた極限強度の提案式である。

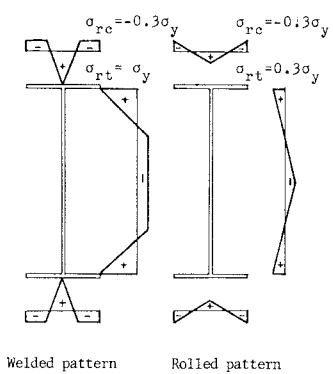


図-7 残留応力の分布パターン

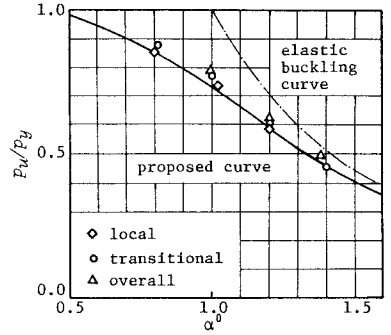


図-8 横桁形式の極限強度(圧延桁)

横桁形式の圧延桁に対して

$$p_u/p_y = \{1 + (\alpha^0)^{4.4}\}^{-\frac{1}{2.2}} \quad (4)$$

横桁形式の溶接桁に対して

$$p_u/p_y = \{1 + (\alpha^0)^{3.4}\}^{-\frac{1}{1.7}} \quad (5)$$

横構形式の溶接桁に対して

$$p_u/p_y = \{1 + (\alpha^0)^{3.8}\}^{-\frac{1}{1.9}} \quad (6)$$

5. 横つなぎ材形式の選択について

2主桁形式の側道橋は前述の2つの横つなぎ材形式のほかに、上下横構を設置した形式も採用される。表-1に実橋の実績調査結果を適用支間長、形状比 l/b 、 l/h 、主要力学パラメータおよび細長比パラメータについて整理して掲げた。横桁形式は35mまでの短い支間に用いられている。30-65mの範囲では一面の横構形式が多く架設されている。全体横倒れ座屈に対して高い安全性を有する二面横構形式は30-50mの支間に用いられており、一面横構形式の適用範囲と競合している。

一面横構形式の実橋の架設時における事故や不測の変形を生じた例に省みての二面横構形式の採用であり、必

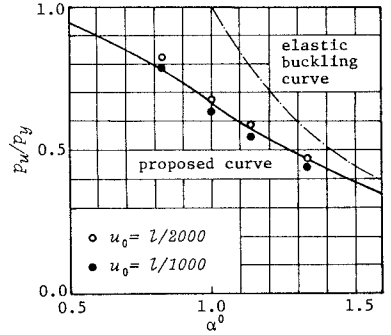


図-9 横桁形式の極限強度(溶接桁)

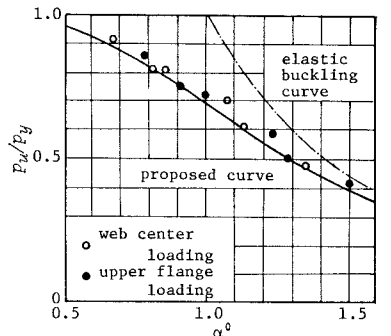


図-10 横構形式の極限強度(溶接桁)

ずしもこの範囲の支間長に対して二面横構形式が最適であるとは言えない。直観的な細長さのパラメータであるスパン長・主桁間隔比 l/b についても同様の分布特性がある。図-11にスパン長と形状比 l/b の関係を示したが l/b の最大値は横桁形式、一面横構形式および二面横構形式についてそれぞれ23.5, 36および30となっている。また、図-12には形状比 l/b と細長比パラメータの関係を示したが、横桁形式と横構形式とは異った特性を有している。横桁形式の場合、 l/b と α^0 の間の相関はあまり強くない。これは横桁の補剛効果が橋ごとに異なるためと考えられる。一面横構形式では l/b と α^0 の間に比較的強い相関性が認められるが直観的な細長さのパラメータ l/b で α^0 の代用ができるほどではない。 α^0 の最大値は横桁形式および一面横構形式ともにほぼ1.5となっている。

構つなぎ材形式の選択に関しては単に形状比から判断するより本文に与えた α^0 と極限強度式を用いた評価を導入することが合理的である。

表-1 2主桁橋の形式とパラメータの分布範囲

Cross member	Cross beam	Single lateral	Double lateral
Cross section			
Span length l	< 35m	< 65m	< 50m
l/b	< 23.5	< 36	< 30
l/h	21 ~ 34	20 ~ 33	20 ~ 31
P_u, P_u^*	0.3 ~ 200	0.02 ~ 0.1	-
e_y/r_x	-	0.4 ~ 1.2	-
α^0	< 1.5	< 1.5	-
P_u/P_y	> 0.39	> 0.36	-

6. 座屈防止材の効果と有効長

3. では全体横倒れ座屈強度を向上させる方策として、横桁形式については横桁間隔と剛性および主桁と横桁との取付部における局部変形を防止する構造法の調和のとれた選択、横構形式については横構取付位置と剛性の選択が重要であることを述べた。架設時の全体横倒れ座屈強度を向上させる別の方法としては、両端のパネルに側方変形を防止する補剛部材を取付ることが考えられる。横桁形式については主桁腹板の中央の高さに、横構形式については上フランジの近傍にX型の補剛部材を取付け、その効果を弾塑性有限変位解析により調査した。図-13に2つの構つなぎ材形式について、座屈防止材設置による極限状態付近における変異モードの変化を示す。横桁形式については水平横方向変位について著しい拘束効果が認められる。横構形式については水平横方向変位とおじれ変形の両方に同程度の拘束効果が認められる。また、図-14には座屈防止材の軸力と荷重の関係を示した。座屈防止材の軸力は極限状態付近で変形の増加に伴い急増するが、問題となる死荷重レベルでは僅少であり部材座屈を生ずるような応力集中は認められない。なお、座屈防止材としては下横構と同一の断面を用いた。横桁形式の場合はCT 125×20

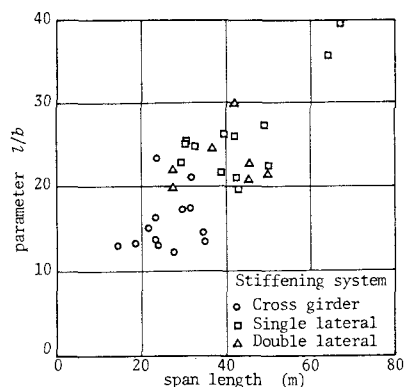


図-11 スパン長と形状比 l/b の関係

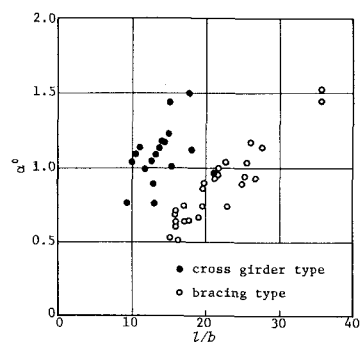


図-12 l/b と細長比パラメータの関係

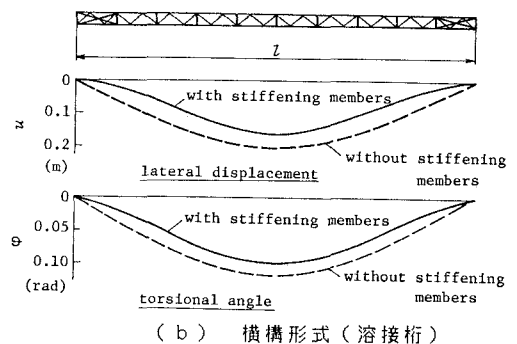
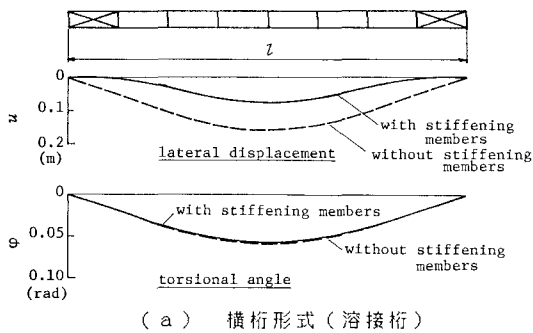


図-13 座屈防止材の設置による極限状態付近での変位モードの変化

を用いた。このような変位の拘束効果により極限強度は顕著に増加する。横桁形式では34~36%, 横構形式では57~87%の強度増が認められた。これらの強度増加は全体横倒れ座屈に関する有効長係数を横桁形式で0.8, 横構形式で0.65とし式(5)あるいは(6)を用いて求めた極限強度と解析値とは図-15に見られるように良く対応している。

なお、同様の効果は床版コンクリートの分割打設によっても達成できる。すなわち最初に端パネル部分の床版を打設し、コンクリートの硬化により座屈防止材と同等の拘束効果が発揮された後、残りの床版コンクリートを打設する。このような工法が実橋の架設に採用された例があるが本解析によりその効果が定量的に明らかになった。

7. あとがき

以上、床版コンクリート打設時に全体横倒れ座屈に対する安全性の照査が必要な2つの形式の2主桁橋について極限強度式の提案ならびに補剛法の効果に関する考察を行った。本研究を遂行するにあたり、実橋データを提供いただいた橋梁メーカー各社に対して深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：鋼道路橋設計便覧，1979
- 2) 小松定夫，西村宜男，大野正人：横桁で連結された2主桁橋の全体横倒れ座屈特性と補剛設計法，土木学会論文報告集，No. 329，1983。
- 3) 小松定夫，西村宜男，中田憲正：横構・対傾構で連結された2主桁橋の全体横倒れ座屈荷重簡易算定式，土木学会論文報告集，No. 341，1984。
- 4) Komatsu, S., Nishimura, N. and Ohno, M.: Effects of local deformation on ultimate behavior of ladder-like plate girder bridges, Tech. Rept. of Osaka Univ., Vol.32, 1982.
- 5) Komatsu, S. and Nishimura, N.: Overall lateral instability of twin girder bridges with slender aspect ratio, 3rd International Colloquium on Stability of Metal Structures, 1983.

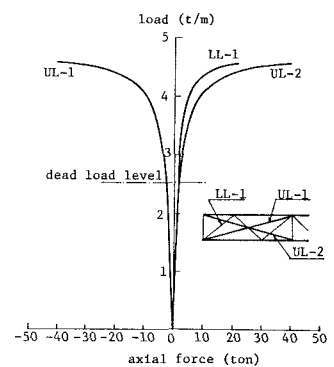


図-14 2次部材の軸力(横構形式)

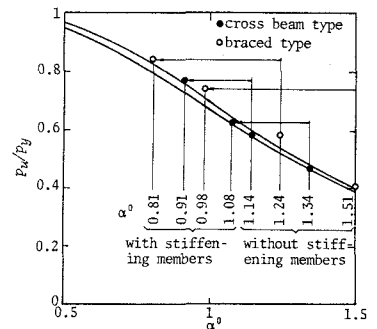


図-15 座屈防止材設置による強度増加

DESIGN METHOD FOR OVERALL LATERAL INSTABILITY OF TWIN GIRDER BRIDGES AT ERECTION STAGE

Sadao KOMATUE† Nobuo NISHIMURA* and Norimasa NAKATA*

In last decade, to accomodate to the increase of traffic volume on load bridges, a great number of side way bridges for the exclusive use of bicycles and pedestrians has been constructed in parallel with the old bridges. Most bridges of this type have twin main girders connected by cross beams or bracing systems, and have the same span length as the old bridge because of the aesthetic sense and the requirement from the river control. The width of these bridges is so small, for instance less than 4m, that they have a comparatively large ratio l/b of the span length to the distance of main girders. It was reported that an unexpected large lateral deformation was produced at the erection stage in some of such types of side way bridges.

It is the purpose of this study to propose the simple formulae to evaluate the ultimate strength and to suggest the stiffening method for these bridges. In order to accomplish these objects, the following investigations and studies are carried out.

- 1) The equations for overall lateral elastic buckling of twin girder bridges with cross beams or lateral bracings are derived by the equivalent thin-walled beam theory. The mechanical and slenderness parameters governing overall lateral buckling are selected from the simplified buckling formulae.
- 2) Analysing the design data concerning a number of existing twin girder bridges, the ranges of the variation of major mechanical and geometrical parameters are clarified.
- 3) A computer program (named as FAFRAM) for inelastic finite deformation analysis of general three-dimensional framed structures is constituted. Using this program, the nonlinear behavior of the twin girder bridge models based on the existing bridge data is investigated.
- 4) The strength curves of the twin girder bridges formulated as a function of slenderness parameter are proposed for the welded or rolled girder bridges connected by cross beams as well as the welded girder bridges connected by lateral bracings.
- 5) To increase the buckling strength, an effective stiffening method in which the additional bracing members are inserted at both end panels is suggested.

In the case of the cross beam type, special attentions are paid to the local deformations of the main girder at the junction of cross beams. The effects of both the local deformations of webs and the rigidity of bracing members are taken into account in both the equivalent thin-walled beam theory and FEM analysis.

* Department of Civil Engineering, Osaka University