

圧縮補剛フランジの設計法についての概説

A REVIEW ON DESIGN METHODS OF STIFFENED
COMPRESSION FLANGES

三 上 市 蔵*

By Ichizou MIKAMI

Table 1 Available design methods of stiffened compression flanges.

Method	Country	Leaders	Ref.
Stiffened plate buckling approach			
* 1. Zurich	Switzerland	P. Dubas	4
2. Prague 1	Czechoslovakia	M. Skaloud	5
3. Kyoto University	Japan	Y. Yamada/E. Watanabe	12
Strut analogy			
* 4. Cambridge	U.K.	J.B. Dwight/G.H. Little	13
* 5. Monash	Australia	N.W. Murray	14
* 6. Manchester	U.K.	M.R. Horne/R. Narayanan	15
* 7. Imperial College	U.K.	S. Chatterjee/P.J. Dowling	16
8. Osaka University	Japan	S. Komatsu/T. Kitada	17
* 9. Merrison Rules	U.K.	A.W. Merrison/P.J. Dowling	1
10. London	U.K.	W.C. Fok/A.C. Walker	18
11. Prague 2	Czechoslovakia	F. Faltus/M. Skaloud	5
12. Aarau 1	Switzerland	M. Herzog	19
13. San Francisco	U.S.A.	D. Allen	24
14. Aarau 2	Switzerland	M. Herzog	25
Orthotropic plate approach			
* 15. Liege	Belgium	C. Massonnet/R. Maquoi	26
16. Bratislave	Czechoslovakia	J. Djubek	5
* 17. Karlsruhe	West Germany	O. Steinhardt/G. Valtinat /H. Rubin	27
18. Kansai University	Japan	I. Mikami/H. Yonezawa	28

* quoted in Reference 2.

1. ま え が き

1969~1971 年にかけての鋼箱桁橋の架設事故が契機となって、箱桁の耐荷力に関する研究が集中的に実施され、なかでも、圧縮補剛板の設計法が数多く展開された。その 1 つが Merrison Rules¹⁾ である。Dowling と Chatterjee²⁾, Massonet と Maquoi³⁾ はヨーロッパを中心とした設計法を展望しているが、触れられなかった手法やその後開発された手法が数多くある。

ここでは Table 1 に示す 18 の手法について、それらが基づいている理論や特徴を述べるとともに、手法間の共通点や問題点を明らかにしたい。これらを大きく分類すると、① 補剛板座屈理論に基づく手法、② 支柱に置換する手法、③ 直交異方性板理論に基づく手法、に分けられる。また、これらの手法の特徴は Table 2 のようである。

2. 補剛板座屈理論に基づく手法

Zurich 法⁴⁾, Prague 1 法⁵⁾がこの方法で、これらは古典的な補剛板の線形座屈理論に基づくもので、縦補剛材の剛度 r と最適剛度 r^* との大小で座屈形式が異なる。すなわち、 $r < r^*$ の場合、縦補剛材を含めた補剛板の全体座屈が生じ、 $r \geq r^*$ の場合、縦補剛材間で板パネルの局部座屈が生じる。 r^* の値は補剛板の全体座屈強度が板パネルの局部座屈強度に等しくなる剛度である。

多くの実験^{4), 5) ~ 8)}によってこの概念の有効性に限界が

あることが示された。すなわち、 r^* の補剛材は板とともに曲がり、剛な補剛材をもった座屈モードの保持を保証できない。 $r = 1.7 r^*$ でさえ、座屈モードはまだ全体座屈波形であり、隣接補剛材間における板パネルの座屈に基づく計算は現実に一致しない。

これらの実験は、剛な補剛材として有効であるためには $r > m r^*$ なる剛度を有する必要があることを示唆している。それゆえ、すべての補剛材の r 値は m で除され、線形座屈理論が適用される。

Zurich 法では $m=5$ を用いるが、ECCS⁹⁾ は上述の実験^{4), 5), 7)}から平均値として縦補剛材および横補剛材に対して、

開断面補剛材: $m=4$

閉断面補剛材: $m=2.5$

* 正会員 工博 関西大学教授 工学部土木工学科

Table 2 Scope of the methods.

Aspects of stiffened compression flange, covered in the different methods	Zurich	Prague 1	Kyoto Univ.	Cambridge	Monash	Manchester	Imperial College	Osaka Univ.	Merrison Rules	London	Prague 2	Aarau 1	San Francisco	Aarau 2	Liege	Bratislava	Karlsruhe	Kansai Univ.
1. Initial deflections					✓	✓	✓	✓	✓	✓		✓			✓	✓	✓	
2. Welding residual stresses				✓			✓	✓	✓									
3. Overall postbuckling behavior of flange				✓		✓	✓	✓	✓						✓	✓	✓	
4. Buckling of plate between stiffeners	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓		✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
5. Torsional buckling of stiffener outstand						✓	✓		✓	✓			✓					
6. Transverse stiffeners									✓		✓				✓	✓		✓
7. Asymmetry of cross-section of flange about horizontal axis				✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓				✓
8. Closed longitudinal stiffeners			✓	✓			✓		✓									✓
9. In-plane transverse stresses in flange plate							✓		✓									
10. In-plane shear stresses in flange plate				✓			✓		✓									
11. Variation in axial load along length				✓					✓									
12. Overall curvature of box girder							✓		✓									

を適当としている。Prague 1 法⁵⁾では m の値は補剛材本数 n に応じて定められており、開断面補剛材の場合、

$$n=1, 2 : m=3$$

$$n=3 : m=4$$

$$n>3 : m=5$$

で、閉断面補剛材の場合は上の値の 0.6 倍にとる。

上述の実験はまた、初期不整のため、補剛板の平均圧縮応力が弾性座屈応力よりかなり低いことを示している。これに対応するため、Zurich 法では von Karman の有効幅公式を用いて縮小された断面に対して崩壊荷重が算定される。ただし、縮小断面に対して座屈応力を求め直すという反復計算は行われない。

この手法は実際の挙動に対して一次近似を与えるにすぎない。すなわち、板パネルおよび補剛材の初期たわみ、溶接残留応力、偏心補剛された板に生ずる他の崩壊モードなど、補剛板強度を支配するパラメーターの違いは考慮されていない。しかしながら、この手法は適用上単純であり、線形座屈手法になじんだ設計者に推奨できる手法であり、現在進行中の DIN 4114⁹⁾ の改訂作業もこの方向に進められている^{10), 11)}。

もう 1 つの京都大学法¹²⁾は経験式で、補剛板の耐荷力を板パネルが負担する荷重と補剛材が負担する荷重との和とらえている。

3. 支柱置換法

主板が厚く、補剛材断面も大きい箱桁フランジの場合、後座屈強度は小さく無視される。座屈たわみは円筒

状で、補剛材と板パネルの一部とで形成される分離された柱として、補剛材が個々に働くと考えられる。この手法の場合、取扱いが簡単なので残留応力、初期たわみ、種々の座屈モード等の要因を比較的容易に考慮できる。

Table 1 に示す 11 の支柱置換法のうち第 1 グループは純粋な支柱置換法で、Cambridge 法¹³⁾、Monash 法¹⁴⁾、Manchester 法¹⁵⁾、Imperial College 法¹⁶⁾、大阪大学法¹⁷⁾、Merrison Rules¹⁾、London 法¹⁸⁾、Prague 2 法⁵⁾、Aarau 1 法¹⁹⁾ がこれに属する。この手法においては、① 崩壊モード、② 柱のフランジとして有効な板パネルの幅、③ 柱としての強度、の 3 点が論議的となる。

崩壊モードとして、① 補剛材側に湾曲するモード (Inward failure) および、② 主板側に湾曲するモード (Outward failure) が考えられる。内側変形モードの場合、板の崩壊、圧縮降伏または補剛材先端の降伏によって、外側変形モードの場合、補剛材の座屈または先端の圧縮降伏によって柱は崩壊する。種々の手法が考慮している崩壊モードをまとめると Table 3 のようになる。

板パネルの有効幅は多くの方法において初期たわみを有する板の有限変位解析に基づいて決定されている。Monash 法、Manchester 法、Imperial College 法、大阪大学法がそれであるが、詳細については異なる。

Manchester 法は板の座屈波形と同じ初期たわみを用い、縦境界辺中央で降伏が生じた場合を崩壊と定義している。Imperial College 法は初期たわみは同じであるが、縦境界辺の平均等価応力が降伏応力 σ_y に等しいときを極限強度としている。Monash 法は板のいずれかの点で膜応力が降伏応力に達するときを崩壊としている。

Table 3 Failure modes covered in the strut analogy methods.

Failure modes		Method	Cambridge	Monash	Manchester	Imperial College	Osaka Univ.	Merrison Rules	London
Inward failure	plate failure		✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	stiffener-tension failure				✓	✓			
Outward failure	stiffener-compression failure		✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓

これら3法では図から有効幅を算定する。また、Manchester法は初期たわみを修正することで、Imperial College法は仮想降伏法 (fictitious yield) を採用することで、残留応力の影響を加味している。これに対して大阪大学法は、残留応力と初期たわみを有する板の弾塑性有限変位解析に基づいて有効幅を定めている。結果は図にまとめられているが、一方、3次式も与えられている²⁰⁾。

Prague 2法は Faulkner の有効幅公式、Cambridge法は Perry-Robertson 公式形の板の平均圧縮強度²¹⁾を用いる。また、Merrison Rules は計算手順上、全幅有効としている。

柱の強度の算定には、Cambridge法、Monash法および Manchester法が Perry-Robertson 公式を用いている。初期曲率を有する柱の、軸力と曲げによる最大応力は次のようになる。

$$\sigma_{\max} = \sigma_a \left[1 + \eta \frac{\sigma_e}{\sigma_e - \sigma_a} \right] \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 σ_a = 平均応力、 σ_e = 柱の Euler 座屈応力、 $\eta = \delta_0 c / r^2$ 、 δ_0 = 柱中央の初期たわみ、 r = 回転半径、 c = 中立軸から縁端までの距離である。式(1)を変形すると次の2通りの表現が得られる。

$$\sigma_a = \frac{1}{2} [\sigma_{\max} + (1 - \eta)\sigma_e] - \sqrt{\frac{1}{4} [\sigma_{\max} + (1 + \eta)\sigma_e]^2 - \sigma_{\max}\sigma_e} \dots \dots (2)$$

$$(\sigma_{\max} - \sigma_a)(\sigma_e - \sigma_a) = \eta\sigma_e\sigma_a \dots \dots \dots (3)$$

Monash法と Manchester法は式(2)を、Cambridge法は式(3)を用いている。

内側変形モードの場合、Monash法と Manchester法はともに $\sigma_{\max} = \sigma_y$ を崩壊基準にとり、 η として初期たわみと荷重の偏心の和を取るが、荷重の偏心の考え方に若干の差がある。また、Manchester法では柱の場合の η をそのまま取り入れている。Cambridge法では板パネルは全幅有効と考える代りに、ヨーロッパ柱曲線に基づき、 σ_{\max} が降伏応力、板の弾性座屈応力、板の圧縮強度のいずれかに達したときを崩壊とし、 η として偏心に伴う量を考える。ただし、柱の Euler 座屈応力が補剛板を直交異方性板として扱った場合の弾性座屈応力に

等しくなるように定めた柱の有効長を用いる。

外側変形モードの場合、Cambridge法は $\sigma_{\max} = \sigma_y$ を崩壊基準に、 η として柱の有効偏心量を取り、Manchester法は σ_{\max} として補剛材の降伏応力またはねじり座屈応力の90%を考え、 η を補剛材の初期たわみと荷重の偏心とから定めている。いずれも、 σ_e は総断面の柱の座屈応力を用いられる。Monash法は補剛材先端の降伏を崩壊基準に用いるが、変形モードによる特別の配慮はされない。有効柱の初期たわみと荷重の偏心との和の正負が変形モードを決定するものとしている。

柱の強度は Imperial College法と大阪大学法では図から求められる。Imperial College法では式(1)の σ_{\max} に対して、内側変形モードの場合、板の座屈と補剛材先端の引張降伏を、外側変形モードの場合、補剛材先端の圧縮降伏を崩壊基準にとって図が作成されている。フランジの曲率の影響および有効断面における重心の移動が考慮されている。大阪大学法では弾塑性有限変位解析に基づき、初期たわみをパラメーターとして柱強度曲線が図示されている。

Merrison Rules では柱の強度は表で与えられているが、その基本は式(1)である。ただし、板の弾性有限変位解析に基づく有効幅を用いて補剛板を直交異方性板に置換し、その弾性座屈応力を σ_e とする。崩壊は、内側変形モードの場合、有効柱の板表面が降伏したとき、外側変形モードの場合、補剛材先端が降伏応力または弾性ねじり座屈応力の2/3に達したときに生ずるとする。

London法¹⁸⁾は他の支柱置換法と異なった考え方で導かれている。板パネル全幅を有効とし、外側への初期たわみを有する柱の荷重-たわみ関係を求め、これに補剛材の局部座屈の影響を荷重の偏心として加味する²²⁾。さらに、補剛材の初期たわみの効果を入れる²³⁾。この、補剛材の局部座屈と初期たわみ、柱としての初期たわみを考慮に入れた柱の荷重-たわみ関係から、補剛材先端に圧縮降伏が生じるときを崩壊基準としている。結果として、平均崩壊応力、柱のたわみおよび補剛材先端のたわみを未知量とする3元連立非線形代数方程式が得られ、これを反復的に解かなければならず、実用的ではない。また、内側変形モードが検討されていない。

Aarau 1法¹⁹⁾は塑性設計法に基づいている。支柱は初期たわみを有する中心圧縮柱とし、付加曲げを考慮して塑性解析される。von Karman公式から平均崩壊応力に対して有効幅を求めるので、反復計算が必要になる。

第2グループには San Francisco法²⁴⁾と Aarau 2法²⁵⁾が属する。ともに Rankin 柱公式を一般化した次の座屈相関式を用いて補剛材の崩壊応力 σ_{ult} を求める。

$$\frac{1}{\sigma_{ult}^2} = \frac{1}{\sigma_e^2} + \frac{1}{\sigma_{cr}^2} + \frac{1}{\sigma_y^2} \dots \dots \dots (4)$$

ここに、 σ_{cr} = 板パネルの弾性局部座屈である。ただし、San Francisco 法では板パネルの後座屈強度および補剛材の弾性座屈が考慮される。これらの手法はきわめて簡単であるが、経験式であり、広範囲のパラメーターに対して直接検証しておく必要がある。

4. 直交異方性板理論に基づく手法

Liege 法²⁶⁾はこの種の最初の方法で、直交異方性板の弾性有限変位理論に基づいている。直交異方性板は2方向に sin 波の初期たわみを有し、周辺で単純支持されている。面内境界条件として側辺でせん断力と横方向力が零で、端辺でせん断力が零と仮定され、端辺に一定変位を与える形で載荷される。初期たわみと同様なたわみ波形を仮定し、Galerkin 法を用いて解かれている。側辺上の平均膜応力が降伏応力に等しくなった場合を崩壊基準とした。

Bratislava 法⁵⁾は、Liege 法がたわみの Fourier 展開において第1項のみを用いているのを数項を用い、崩壊基準を側辺上の最大膜応力が降伏応力に達する場合に修正することによって、Liege 法を改良したものである。

Liege 法、Bratislava 法より詳細な理論の1つが Karlsruhe 法²⁷⁾である。Liege 法と同じく弾性有限変形理論に基づいているが、補剛材の偏心、最も危険なたわみ波形、内側変形モードと外側変形モードを考えているなどの点で異なる。この方法は閉断面補剛材に適用できるものであるが、閉断面補剛材への拡張もなされている³⁾。また、Liege 法では3次式を解かなければならないが、Karlsruhe 法では3種の図が用いられる。

この種の理論は後座屈強度を加味できるが、板パネルの局部座屈および補剛材の局部座屈は考慮できない。前者については、Liege 法と Bratislava 法は Faulkner の有効幅公式を、Karlsruhe 法は Winter の有効幅公式をそれぞれ用いて対処している。

これに対して、関西大学法²⁸⁾は直交異方性板の非弾性座屈理論に基づいている。非弾性座屈応力を弾性座屈応力から近似的に計算できる簡略式も与えられている。

参考文献

- 1) Inquiry into the Basis of Design and Method of Erection of Steel Box Girder Bridges, Appendix I : Interim Design and Workmanship Rules, Part I-IV, Her Majesty's Stationary Office, London, 1973-74.
- 2) Introductory Report of 2nd International Colloquium

- on Stability, ECCS, 1976.
- 3) Massonet, Ch. and R. Maquoi : IABSE Surveys, S-5/78, pp. 1~40, May, 1978.
- 4) Dubas, P. : Proc. Colloquium on Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, IABSE, Vol. 11, pp. 367~379, 1972.
- 5) Djubek, J. and M. Skaloud : Preliminary Report of Liege Colloquium on Stability of Steel Structures, pp. 249~256, Apr., 1977.
- 6) Massonet, Ch. : Publ. IABSE, Vol. 14, pp. 125~186, 1954.
- 7) Owen, D., et al. : Publ. IABSE, Vol. 30, pp. 113~148, 1970.
- 8) Maquoi, R. and Ch. Massonet : Publ. IABSE, Vol. 36-I, pp. 159~187, 1976.
- 9) DIN 4114 Stahlbau, Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung), Berechnungsgrundlagen, Blatt 1 : Vorshriften, 1959/Blatt 2 : Richtlinien, 1953.
- 10) Scheer, J. and H. Nölke : Steel Plated Structures, Crosby Lockwood, pp. 503~523, 1977.
- 11) Deutscher Ausschuss für Stahlbau : Beulsicherheitsnachweise für Platten, DAST Richtlinie 012, 1978.
- 12) Yamada, Y. and E. Watanabe : Proc. JSCE, No. 252, pp. 127~142, 1976.
- 13) Dwight, J.B. and G.H. Little : Struct. Engr., Vol. 54, No. 12, pp. 501~509, 1976.
- 14) Murray, N.W. : Struct. Engr., Vol. 53, No. 3, pp. 153~158, 1975.
- 15) Horne, M.R. and R. Narayanan : Proc. ASCE, Vol. 103, No. ST 11, pp. 2243~2257, 1977.
- 16) Chatterjee, S. and P.J. Dowling : Steel Plated Structures, Crosby Lockwood, pp. 196~228, 1977.
- 17) 小松・北田 : 土木学会論文報告集, 1980.
- 18) Fok, W.C. and A.C. Walker : Preliminary Report of Liege Colloquium on Stability of Steel Structures, pp. 267~272, Apr., 1977.
- 19) Herzog, M. : Strasse Brücke Tunnel, Bd. 25, Nr. 4, S. 90~94, 1973.
- 20) 小松・北田 : 土木学会論文報告集, No. 270, pp. 1~14, 1978.
- 21) Dwight, J.B. and K.E. Moxham : Struct. Engr., Vol. 47, No. 2, pp. 49~66, 1969.
- 22) Fok, W.C., J. Rhodes and A.C. Walker : Aero. Quar., Vol. 27, pp. 277~291, Nov., 1976.
- 23) Fok, W.C., A.C. Walker and J. Rhodes : Proc. ASCE, Vol. 103, No. EM 5, pp. 895~911, 1977.
- 24) Allen, D. : Proc. ICE, Part 2, Vol. 61, pp. 453~455, June, 1976.
- 25) Herzog, M. : VDI-Z, Bd. 118, Nr. 7, S.321~326, 1976.
- 26) Massonet, Ch. and R. Maquoi : Steel Box Gider Bridges, ICE, pp. 131~143, 1973.
- 27) Steinhardt, O., G. Valtinat and H. Rubin : Steel Plated Structures, Crosby Lockwood, pp. 229~247, 1977.
- 28) 三上ほか : 土木学会論文報告集, No. 298, 1980.

(1979.5.9・受付)