

第10章 トラス

10.1 概 説

トラス構造は主として軸力を受ける部材で構成されるから、桁構造に比べて断面の有効な利用が可能である。しかし圧縮材の座屈は直接に全体構造の崩壊に繋がるから、その座屈設計法はトラスの設計において最も重要なもののひとつである。

トラスにおける座屈現象は以下の3通りに大別される(図10.1)。

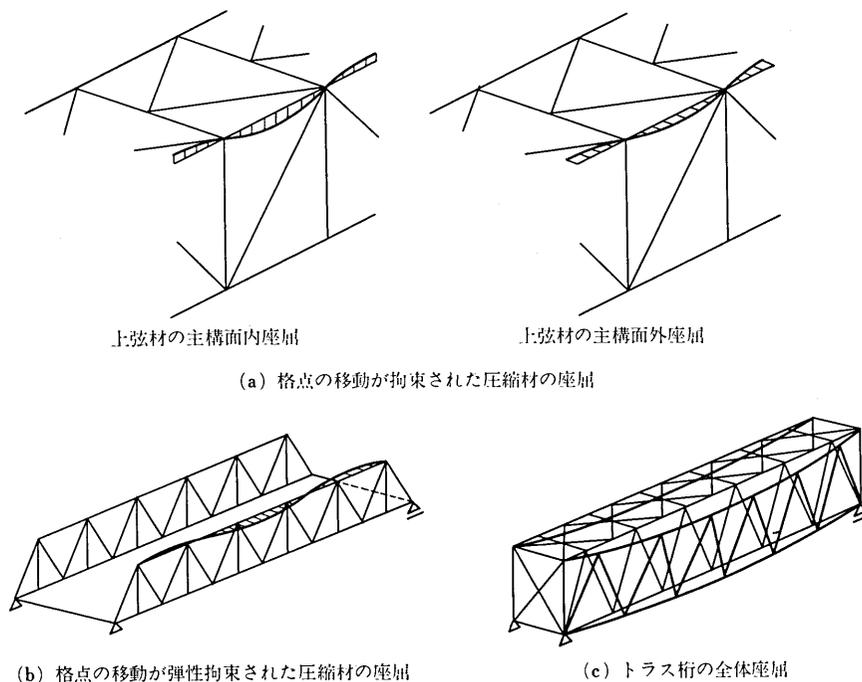


図10.1 トラス構造における座屈現象

- 1) 格点の移動が拘束された圧縮部材の座屈
- 2) 格点の移動が弾性拘束された圧縮材の座屈
- 3) 組立て部材あるいはトラス桁の全体座屈

本章ではこれらの座屈現象を対象として最近の研究を中心に紹介し、トラスの座屈設計法の動向を明らかにする。

今日、多くのトラス構造物はガセットプレートを介して部材を剛結したいわゆる剛節トラスとして製作される。したがってトラス部材は軸力と同時に2次的な曲げモーメントおよびせん断力を受ける。この曲げモーメントやせん断力には格点における部材の偏心、自重を含む中間荷重の効果、横繋ぎ材から伝達されるモーメントやせん

断力などによる影響も含まれる。いわゆる初等トラス理論には現われないこれらの付加的な断面力や格点における拘束効果が圧縮部材の極限強度に与える影響を評価することが前述の座屈現象 1) に関する主なテーマである。

座屈現象 2) はポニートラス上弦材の横倒れ座屈問題として多くの研究者によって理論的に考察されてきた。しかし、それらの取り扱いが弾性座屈理論の域を出ておらず残留応力や初期変位を考慮した極限強度解析による検討が必要である。

組立て圧縮材の曲げ座屈やトラス桁の横倒れ座屈現象については、最近わが国においてこれらのトラス形式の使用頻度が減少したため、新しい研究は稀少である。ただ組立て部材については欧州の新しい基準 BS 5400 Part 3^{10.1)}、EUROCODE 3^{10.2)} が構成部材の強度設計に重点を置いた限界状態設計法を導入していることは注目に値する。

10.2 トラス圧縮部材の極限強度と設計法

10.2.1 設計法の現状

概説で述べたようにトラス部材の曲げ変形は隣接部材の拘束を受けるから、一本の圧縮部材に着目すると、両端のたわみ角を弾性拘束された圧縮材として取り扱い、その極限強度を評価することになる。極限強度の評価法は以下の 2 通りに分けられる。

1) 隣接部材の拘束効果を適切に評価し、弾性分岐座屈理論により着目部材の有効座屈長 $Kl = \pi \sqrt{EI/P_{cr}}$ を求め、柱の基本強度式に関係付けて極限強度を算出する。

2) トラスの全体モデルないしは弾性拘束柱の弾塑性有限変位解析により、圧縮部材の極限強度を直接評価する。

現在のトラス圧縮部材の設計法は 1) の方法である有効長さ係数法が中心となっており、2) の方法は有効長さ係数法の妥当性を検証するために用いられるのみで、有効長さ係数法に取って替わる方法としての評価は未だ受けていない。しかし 1) の弾性分岐座屈解析では、i) 部材の初期変位および残留応力、ii) 着目部材および隣接部材の塑性化、iii) 剛節トラスとしての 2 次曲げモーメントなどの極限強度に及ぼす影響を直接考慮できないので、実用的な設計法として有効長さ係数法を用いるとしても 2) の方法による極限強度特性の広範な検討が要求されている。

表 10.1 はトラス圧縮部材の構面内座屈に関する有効座屈長さ係数の各国の規定を比較したものである。ほと

表 10.1 構面内座屈に関する有効長さ係数の比較

国名等	規定		III 規定	
	弦材	腹材	弦材	腹材
USA AISC (1969)	1.0	1.0	—	—
Germany DIN4114 (1978)	1.0	0.9	1.0	1.0
EUROCODE 3 (1983)	1.0	0.9	—	—
Japan JSHB (1980)	1.0	0.8-1.0	1.0	0.8-1.0
Netherlands NEN3851 (1974)	1.0	0.7-1.0	—	—
Tchecoslovakia CSN (1976)	1.0	0.5-1.0	—	—
Belgium NBN B51-001 (1980)	0.9	0.9	0.8	0.8
France CM (1966)	0.9	0.8	0.9	0.8
Switzerland SIA161 (1979)	0.9	0.8	0.8	0.8
Great Britain BS5400 (1980)	0.85	0.7	0.7	0.7

んどの規定は弾性分岐座屈理論による有効長さ係数を基礎とし、弦材および腹材に対する隣接部材の拘束効果の程度を勘案して安全側に一定値を与えている。オランダおよびチェコスロバキアの腹材に対する有効長さ係数のみが隣接部材の剛比の関数として規定されているが理論的根拠は不明確である。

なお、表中には最近の設計基準の改訂の前後における有効長さ係数を対比して示した。旧規定において控えめな有効長さ係数を与えていた DIN 4114 では腹材についてのみ 1.0 から 0.9 に変更された。ベルギーとスイスの規準は Massonnet^{10.3)} らの研究成果を反映してやや安全側の数値に移行した。BS 5400 Part 3^{10.1)} でも弦材に対する有効長さ係数は 0.7 から 0.85 へと安全側に変更された。現在のところ弦材に対する有効長さ係数は 0.85～1.0、また腹材に対するそれは 0.5～1.0 と各国においてまちまちの値が採用されている。

表 10.2 トラス圧縮材の設計法に関する研究

研究者	解析モデルの特徴	極限強度の評価法
Goyet 他 ^{10.3)}	2～3 パネルの各種平行弦トラスの弦材と斜材を対象とする。	弾塑性有限変位解析および近似分岐座屈法
Johnston ^{10.6)}	平行弦トラスの圧縮弦材を対象としたゴールポストモデル	弾性 2 次理論により初期降伏荷重を求める。
Marinček ^{10.7)}	6 パネルの平行弦ワレントラス、上下弦材および斜材はそれぞれ一定断面	弾塑性分岐座屈理論
Kuranishi ^{10.8)}	5～6 パネルの平行弦トラスの上弦材を対象、上下弦材、圧縮斜材および引張斜材はそれぞれ一定断面	弾塑性有限変位解析

また表 10.2 は弾性座屈理論以外の方法によるトラス圧縮部材の極限強度および有効長さ係数に関する最近の研究を総括したものである。Goyet-Frey-Massonnet^{10.3)} はトラス全体モデルの弾塑性有限変位解析結果から求めた圧縮弦材および腹材の有効長さ係数と各種の有効長さ係数近似算定法¹¹⁾を比較検討し、推奨できる方法として Goyet の近似分岐座屈法^{10.4)}と Donnell-Wood-Johnston 法を挙げている。そして弦材と腹材についてそれぞれ 1 つの有効長さ係数を定める場合には、弦材に対して 0.91、腹材に対して 0.81 を提案している^{10.5)}。

Johnston^{10.6)} は有効長さ係数法とは異なる圧縮部材の設計法を提案している。トラス圧縮部材の極限強度は 2 つの力学的パラメータ、すなわち隣接部材の拘束効果と 2 次曲げモーメント効果（Johnston はそれぞれ拘束係数およびモーメント発生係数と称している）に支配されるとの観点から、これら 2 つのパラメータを同時に考慮できる門形ラーメンモデル（ゴールポストモデル）を考案し 2 次理論による降伏強度のパラメトリック解析結果を図表に与えている。

Marinček^{10.7)} は圧縮弦材および圧縮斜材についてそれぞれ 0.8 および 0.6 の有効長さ係数を用いて設計した平行弦等断面トラスモデルを対象として弾塑性分岐座屈理論によって限界荷重を解析し、設計荷重に対する安全率 1.7 が確保できると述べている。倉西^{10.8)} は平行弦等断面ワレントラス（上弦材、下弦材、圧縮斜材および引張り斜材がそれぞれ等断面）の上弦材に着目し、弾塑性有限変位解析によりトラスの構面内極限強度を明らかにしている。上弦材と斜材の細長比パラメータを種々組み合わせた場合の極限強度のパラメトリック解析により上弦材の有効長さ係数が 0.6～0.8 に分布することを明らかにし、更に安全側の一定値として 0.85 が推奨できると

注 1) ベルギー・アメリカ相関式、オランダ式、近似分岐座屈理論、Donnell-Wood-Johnston 式全体弾性座屈

述べている。

10.2.2 圧縮部材の挙動と極限強度

トラス圧縮部材の設計法を説明する前に、トラス全体構造の弾塑性有限変位解析によって得られた圧縮部材の極限状態に至る挙動を明らかにしておく。

解析モデルと解析上の仮定は以下の通りである。

1) モデルは図 10.2 に示す骨組構成を有する中規模の平行弦ワレントラスである。モデルの各部材は道路橋示方書の荷重規定に準拠して設計されたもので表 10.3 に掲げる基本諸元を有している。

表 10.3 面内極限強度解析モデルの基本諸元

橋 格	一等橋	有 効 幅 員	7 m
スパン長	60m	死 荷 重 強 度	5.15t/m
パネル長	7.5, 10m	活 荷 重 強 度 線 荷 重	22.18t
主構間隔	8.5m	分 布 荷 重	1.553t/m

2) 弦材および圧縮力によって設計される斜材は箱形断面、引張力に対して設計される斜材はH形断面とし、それぞれ図 10.3 に示す残留応力分布を仮定している。また、圧縮部材は sine 半波形状で最大縦距が部材長の 1/1000 の初期たわみを考慮している。

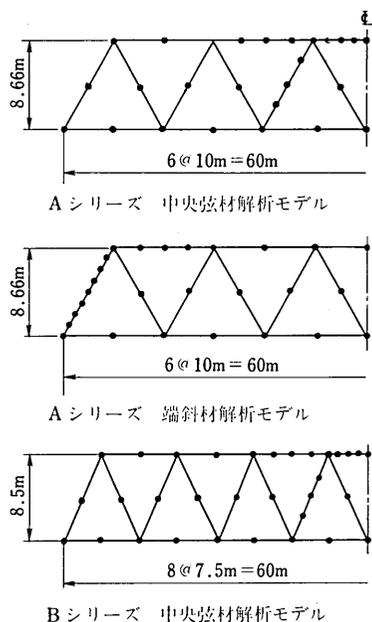


図 10.2 解析モデルの骨組構成と要素分割

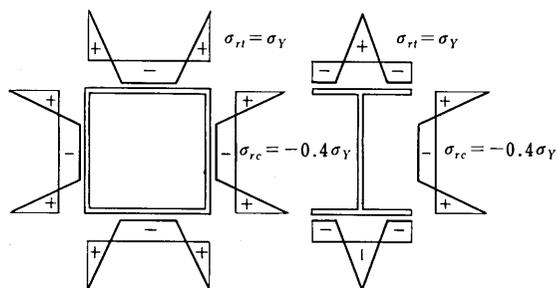


図 10.3 残留応力分布

3) 圧縮部材の基本強度は ECCS 柱強度曲線群の曲線 *b* で与えられるものとする。圧縮部材の設計において弦材の有効長さ係数は A-シリーズでは 0.8~0.86, B-シリーズでは 0.67~0.7 と仮定し、細長比がほぼ 45 と 60 (格間長が 7.5 m の場合) および 60 と 75 (格間長が 10 m の場合) となるように断面設計されている。これ

らのモデルを細長比-パネル長-シリーズ (例 75-10-A) と表示する。

4) 各部材は偏心のないようにコンパクトな格点構造で剛に連結されており、部材が崩壊に至るまで格点部における構成要素の局部座屈などは生じないものとする。

5) 荷重は主構面内に作用するものとする。

図 10.4 は解析モデル 60-10-A のスパン中央上弦材中点および下弦材格点の鉛直変位と荷重パラメータ f (設計荷重を単位とする) の関係を表わしている。 f が 1 以下では v_1 と v_2 はほぼ等しく、荷重-変位関係は線形である。 f が 1 を越えるとこの関係は非線形となり、 $f=1.25$ 付近から上弦材の曲げ変形の増加により v_1 と v_2 の差が急増する。

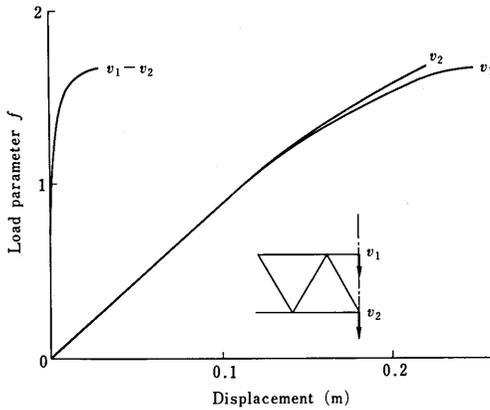


図 10.4 荷重パラメータと節点変位の関係

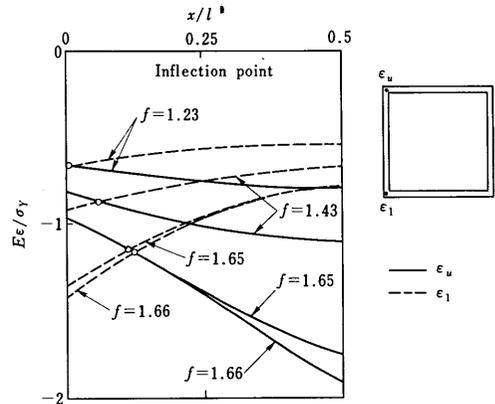


図 10.5 スパン中央上弦材の直ひずみ分布

図 10.5 はスパン中央上弦材の上下フランジの直ひずみの軸方向分布を表わしており、荷重パラメータの増加に伴い部材の変曲点が移動する様子が示されている。この変曲点の移動は図 10.6 の荷重-ひずみ関係によって以下のように説明される。剛節トラスの圧縮弦材は荷重レベルの低い領域では曲げ変形を助長する材端モーメント (ここでは負荷材端モーメントと言う) を受けるが、曲げ変形が増加すると隣接部材の拘束効果が卓越して曲げ変形を抑制する材端モーメント (ここでは拘束材端モーメントと言う) を受けるようになる。したがって負荷モーメントを受ける初期段階では部材内に変曲点が存在しないが、このモデルでは $f=1.23$ を越えると両端に変曲点が現われ、最終的には後述する極限強度から求められる有効座屈長に対応する位置に到達する。

図 10.7 は端斜材に関するフランジ直ひずみの軸方向分布を表わしている。上述の中央上弦材の場合とは異なり両端の材端モーメントが異なり、しかも一端のモーメントは初期段階から拘束材端モーメントとして作用している。

低い荷重レベルにおける負荷材端モーメントがトラス圧縮部材の極限強度に与える影響については相反する 2 つの見解がある。Johnston^{10.6)} は隣接部材の拘束度と同程度に 2 次曲げモーメントの効果を重要視しているのに対し、Massonnet^{10.5)} はこれに反対の意見を述べている。また倉西^{10.8)} も極限強度に対する 2 次曲げモーメントの影響は僅少であると述べている。しかし 2 次曲げモーメントの効果は後述する拘束柱モデルに作用させる軸圧縮力の等価偏心量に相当するものであり、その偏心量の大きさは部材長の 1/500 に達する場合もある。極限強度に対する 2 次曲げモーメントの影響は隣接部材の拘束効果と同程度に重要である。

以上述べたトラス圧縮部材の挙動を要約すると

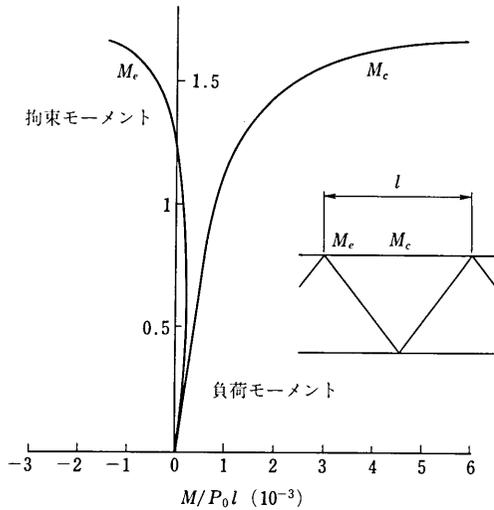


図 10.6 スパン中央上弦材の曲げモーメント

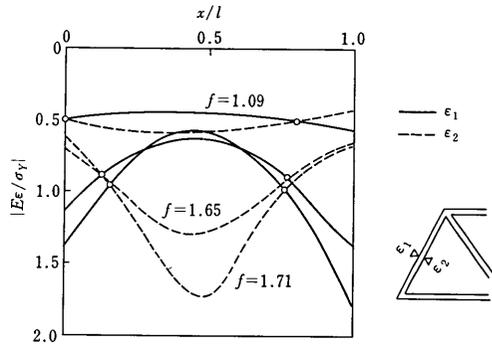


図 10.7 端斜材の直ひずみ分布

- 1) 静定トラスの軸力は極限状態に至るまで荷重と線形関係にあり部材の塑性化による軸力の再配分は生じない。
- 2) 格点の側方変位が拘束されたトラスの極限強度はその荷重状態において最も安全率が小さい1本の部材の崩壊によって引き起こされる。
- 3) 圧縮部材の極限強度は隣接部材の拘束効果や2次曲げモーメントに関係して定まる。拘束効果や2次曲げモーメントは荷重状態の影響を受ける。

10.2.3 偏心圧縮を受ける弾性拘束柱

前述のようにトラス形式や着目部材を特定することなく、より一般的にトラス圧縮部材の強度特性を調査するためのモデルとして Goyet^{10.4)}の近似分岐座屈モデルあるいは Johnston^{10.6)}のゴールポストモデルが提案されているが、図 10.8 に示す偏心圧縮を受ける弾性拘束柱モデル（ストラットモデル）が有効である^{10.12)}。前項に示したように、トラス圧縮部材の極限強度特性に影響を与える因子は着目部材の材端モーメントと隣接部材の拘束度である。したがってストラットモデルの両端の回転バネの剛性と荷重偏心量の適正な評価が重要である。

引張や圧縮を受ける隣接部材の拘束効果はその部材の応力レベルに関係し非線形な特性を有しているがストラットモデルの回転バネ剛性としては着目部材の極限状態における隣接部材の拘束効果を考え、着目部材の剛性で無次元表示した以下の拘束パラメータを導入する。着目部材の一端に接続する n 本の部材について総和をとり、

$$\alpha_i = \sum_{j=1}^n \frac{3EI_j}{l_j} \frac{1}{\psi_j(\alpha)} \bigg/ \frac{EI}{l} \quad (i=1,2) \quad (10.1)$$

ここに、 EI 、 l 、 EI_j 、 l_j はそれぞれ着目部材の弾性曲げ剛性、部材長、隣接部材の弾性曲げ剛性および部材長を表す。また $\psi(\alpha)$ は応力レベル α に関係する剛性の修正係数で数多くの圧縮部材および引張部材の弾塑性解析結果より安全側に評価した次式で近似される。

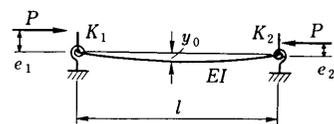


図 10.8 偏心圧縮を受ける弾性拘束柱（ストラットモデル）

$$\left. \begin{aligned} \text{圧縮部材: } \phi_j(\alpha) &= 1/(1-\alpha^{1.4}), \quad \alpha = P_j/P_{uj} \\ \text{引張部材: } \phi_j(\alpha) &= 1/(1+0.15\bar{\lambda}^{1.8}\alpha), \quad \alpha = P_j/P_{vj} \end{aligned} \right\} \quad (10.2)$$

ここに、 P_j は着目部材の極限状態における隣接部材の軸力、 P_{uj} 、 P_{vj} は隣接部材の圧縮および引張強度、 $\bar{\lambda}$ は細長比パラメータである。

荷重偏心量 e_1 および e_2 は剛節トラスの弾性解析によって求められる材端モーメントに関係付けられる。材端モーメントを軸力と部材長の積で除すと等価偏心量を表わす偏心パラメータ e_1/l および e_2/l が定義される。倉西ら^{10.8)} は対称荷重を受ける平行弦ワレントラスの中央上弦材を対象として材端モーメントの近似式を次のように与えている。

$$M = EI_0\phi = EI_0 \cdot 2P/EA_0H = r_0^2 \cdot P/(H/2) \quad (10.3)$$

ここに、 H はトラス高、 A_0 は弦材断面積を表わす。式 (10.3) の M を Pl で除して無次元表示すると

$$M/Pl = e/l = 2(r_0/l)^2 \cdot l/H \quad (10.4)$$

偏心パラメータ e/l は部材の細長比の平方に反比例し、また斜材の傾きに関係することが明らかである。式 (10.4) はワレントラスの中央上弦材について精度の良い材端モーメントの算定式であるが、一般の部材については着目部材の細長さ、トラスの骨組構成、隣接部材と着目部材の剛比および荷重状態など材端モーメントに影響を与える因子が多く、式 (10.4) のような近似式を与えることは困難である。しかし最近では小型計算機を用いても50節点程度の剛節トラスの線形解析が可能であり、近似式を用いなくても材端モーメントを容易に求めることができる。

材端モーメントより偏心パラメータ e_1/l および e_2/l が求まるとストラットモデルに与える等価偏心量 \bar{e}_1 および \bar{e}_2 はバネが受け持つモーメントを考慮して

$$\left. \begin{aligned} \bar{e}_1/l &= \left(1 + \frac{x_1}{3}\right) \frac{e_1}{l} - \frac{x_1}{6} \frac{e_2}{l} \\ \bar{e}_2/l &= \left(1 + \frac{x_2}{3}\right) \frac{e_2}{l} - \frac{x_2}{6} \frac{e_1}{l} \end{aligned} \right\} \quad (10.5)$$

と与えられる。

このような拘束パラメータと偏心パラメータを用いたストラットモデルによるトラス圧縮部材の極限強度解析の妥当性は図10.2の平行弦ワレントラス全体モデルの弾塑性有限変位解析結果との比較によって明らかにされる。図10.9および図10.10はそれぞれ中央上弦材および端斜材に対応するストラットモデルと全体モデルの着

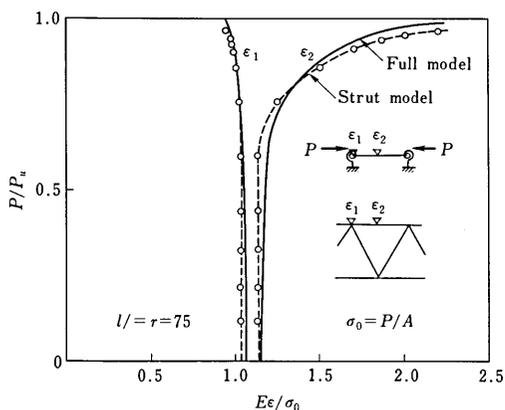


図10.9 全体モデルとストラットモデルの荷重・ひずみ関係の比較(中央上弦材)

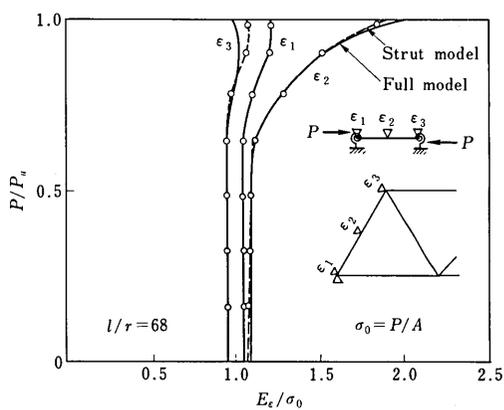


図10.10 全体モデルとストラットモデルの荷重・ひずみ関係の比較(端斜材)

目部材の中央および材端の縁直ひずみの無次元量 $E\varepsilon/\sigma_0$ と軸力 P/P_u の関係を示している。ストラットモデルは全体モデルにおける着目部材の挙動を良好に再現している。表 10.4 に 5 ケースの計算例について両モデルの極限強度を比較して示した。極限強度の差は 4 % 以内である。

表 10.4 全体モデルとストラットモデルの極限強度の比較

model	type	member	l/r	k_1	k_2	e_1/l	e_2/l	ultimate strength f strut model	full model
No. 1	A	chord	75	1.15	1.15	0.65×10^{-3}	0.65×10^{-3}	1.648	1.705
No. 2	A	chord	60	0.96	0.96	0.91×10^{-3}	0.91×10^{-3}	1.594	1.663
No. 3	B	chord	60	0.78	0.78	0.50×10^{-3}	0.50×10^{-3}	1.678	1.710
No. 4	B	chord	45	1.49	1.49	1.13×10^{-3}	1.13×10^{-3}	1.776	1.743
No. 5	A	diagonal	68	1.82	1.69	0.81×10^{-3}	-0.79×10^{-3}	1.896	1.901

ストラットモデルには両端の偏心パラメータ e_1/l , e_2/l , 拘束パラメータ α_1 , α_2 および部材の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が関係している。実際のトラス構造におけるこれらのパラメータの分布範囲 $0.5 \leq \bar{\lambda} \leq 1.5$, $\alpha_1 \leq 4$, $0.5 \leq \alpha_2/\alpha_1 \leq 1$, $e_1/l \leq 0.005$, $-1 \leq e_2/e_1 \leq 1$ について適宜パラメータを組合せた 105 ケースのストラットモデルの極限強度解析結果より 5 つのパラメータを全て含んだ極限強度の算定式が作成された。

$$\frac{P_u}{P_0} = \frac{1 - c_1 + \sqrt{\alpha_1 \alpha_2} c_3}{1 - c_2 + \sqrt{\alpha_1 \alpha_2} c_4} \quad (10.6)$$

ここに, $c_1 = 1950(1 - 0.95\bar{\lambda}) \left(0.6 \frac{e_1}{l} + 0.4 \frac{e_2}{l} \right)$

$$c_2 = 2000(1 - \bar{\lambda}) \left(0.61 \frac{e_1}{l} + 0.4 \frac{e_2}{l} \right)$$

$$c_3 = (1 + 0.67\bar{\lambda}) \left\{ 0.45 + 330 \left(0.78 \frac{e_1}{l} + 0.22 \frac{e_2}{l} \right) \right\}$$

$$c_4 = (1 - 0.25\bar{\lambda}) \left\{ 0.54 - 640 \left(0.76 \frac{e_1}{l} + 0.24 \frac{e_2}{l} \right) \right\}$$

ただし, $e_1 \geq e_2$.

ここに, P_0 は圧縮柱の基本強度を表わす。

式 (10.6) の精度は 105 ケースの全解析結果に対して 95 % ~ 103 % の間にある。

図 10.11 は対称偏心荷重を受ける場合 ($e_1 = e_2$, $\alpha_1 = \alpha_2$) の極限強度 P_u/P_0 と拘束パラメータ α の関係を $\bar{\lambda}$ と e_1/l をサブパラメータとして表わしたものである。同時に弾性拘束柱の弾性座屈荷重から求められた有効長さ係数の近似式

$$K = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{1 + 0.421 \alpha} \right) \quad (10.7)$$

と ECCS 柱曲線の曲線 b を組合せて評価した極限強度も太い実線で示した。

式 (10.6) は一般に圧縮部材の設計に用いられる有効長の考え方によらず、柱の基本強度に対する補正係数として定義されている。極限強度に関係する力学パラメータの効果を評価するには有効長の概念によらず、式 (10.6) のような直接的評価法を導入することが合理的である。式 (10.6) に含まれる拘束パラメータおよび偏心パラメータ

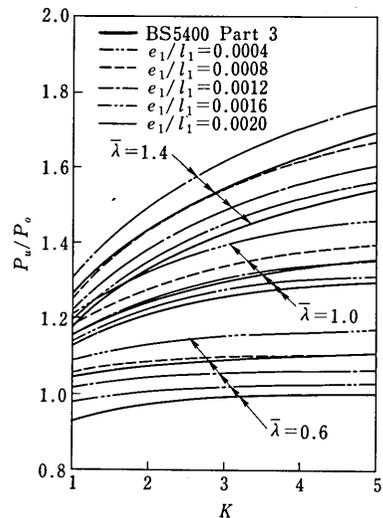


図 10.11 ストラットモデルの極限強度

タには着目部材および隣接部材の剛性が関係するから繰り返し計算が必要である。

なお、設計の簡便さを重視して、弦材および腹材について単一の係数を定める場合は基本強度の修正係数ではなくて有効長さ係数法を用いることが適切である。

10.2.4 圧縮部材の有効長さ係数法

トラスの圧縮部材を対象とした有効長さ係数の算定法の代表的なものを紹介し、その問題点を明らかにする。すべての方法は弾性分岐座屈解析によるもので、得られた有効長さ係数を用いて部材の細長比を修正し、柱の基本強度式により強度を算出しようとするものである。

(1) 全体構造の座屈解析による方法

材料の線形弾性を仮定しトラス全体構造の座屈荷重を求め、最小固有値に対応する座屈部材の軸力 P_{cr} を算出すると有効長さ係数 K_E は

$$K_E = \frac{\pi}{l} \sqrt{\frac{EI}{P_{cr}}} \tag{10.8}$$

で与えられる。 l は部材の骨組長である。この方法では固有値計算に電子計算機を使用することが前提となる。また BS 5400 Part 3^{10.1)} ではこの方法の使用を認めているが、弾塑性有限変位解析による極限強度に対して一般に危険側の評価を与える。

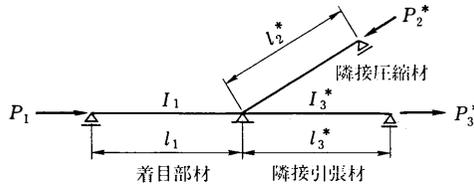


図 10.12 Goyet の近似分岐座屈モデル

(2) 近似分岐座屈法

Goyet^{10.4)} の考案した簡易法で小型計算機を利用した固有値計算を可能にしている。図 10.12 のように隣接部材による拘束効果を考慮したモデルを対象とする。部材 1 は着目部材で曲げ剛性 EI_1 、部材長 l_1 、部材 2 は隣接の圧縮部材の効果を代表し曲げ剛性 $EI_2^* = E \sum (I_i l_i^* / l_i)$ 、軸力は $P_2^* = \sum (P_i l_i / l_i^*)$ 、部材 3 は隣接の引張部材を代表し曲げ剛性 $EI_3^* = E \sum (I_i l_i^* / l_i)$ 、軸力 $P_3^* = \sum (P_i l_i / l_i^*)$ と表わす。このモデルの座屈条件式は

$$\left[I_1 \mu_1 \left(\cot \mu_2 l_2^* - \frac{1}{\mu_2 l_2^*} \right) + I_2^* \mu_2 \left(\cot \mu_1 l_1 - \frac{1}{\mu_1 l_1} \right) \right] \left(\coth \mu_3 l_3^* - \frac{1}{\mu_3 l_3^*} \right) - \mu_3 I_3^* \left(\cot \mu_1 l_1 - \frac{1}{\mu_1 l_1} \right) \left(\cot \mu_2 l_2^* - \frac{1}{\mu_2 l_2^*} \right) = 0 \tag{10.9}$$

ここに、 $\mu_i = \sqrt{\lambda_{cr} P_i / EI_i}$ 。

式 (10.9) の最小根 λ_{cr} が求まると有効長さ係数は

$$K_{E1} = \pi / \mu_1 l_1 \tag{10.10}$$

と与えられる。

(3) Donnell 公式を用いる方法

両端で回転変位が弾性拘束された中心圧縮柱の弾性座屈強度に関する Donnell の公式^{10.13)}、Johnston^{10.14)} ある

いは Wood^{10.15)} の特性図は同一のものである。隣接の引張部材の曲げ剛性による拘束効果を考慮して

$$f_i = \frac{l}{6.5 EI} \sum_j 3 \frac{EI_j}{l_j} \quad (i=1, 2) \quad (10.11)$$

をパラメータとした弾性拘束柱の座屈強度は

$$\left. \begin{aligned} P_{cr} &= n\pi^2 EI / l^2 \\ n &= \frac{1+2.9(f_1+f_2)+7.2 f_1 f_2}{1+1.4(f_1+f_2)+1.8 f_1 f_2} \end{aligned} \right\} \quad (10.12)$$

と与えられている。有効長さ係数は $K_D=1/\sqrt{n}$ で評価される。

これらの有効座屈長さ係数法を用いて図 10.2 のワレントラスの中央上弦材および端斜材の細長比パラメータ $\bar{\lambda}_{e\theta}$ を求め、ECCS 柱基本強度曲線 b を用いた極限強度を比較して表 10.5 に示す。解析モデルは表 10.4 の場合と同様であるが、弦材の断面構成を若干変更したもの（かっこ内）も含めている。一般に近似分岐座屈法や Donnell の方法による有効座屈長さ係数法は全体モデルの弾塑性有限変位解析や式 (10.6) による極限強度に比較して安全側の評価を与えている。

表 10.5 トラス圧縮部材の極限強度 σ_u/σ_0 の比較

解析モデル	着目部材 $\bar{\lambda}_0$	全体モデル解析	式(10.6)	近似分岐座屈	Donnell
No. 1 A	0.909	1.164	1.174	1.072	1.035
(No. 1) A	0.925	1.152	1.188	1.080	1.040
No. 2 A	0.765	1.100	1.097	1.038	1.019
(No. 2) A	0.767	1.113	1.115	1.048	1.020
No. 3 B	0.756	1.086	1.111	1.034	1.018
(No. 3) B	0.758	1.090	1.116	1.043	1.019
No. 4 B	0.567	1.034	0.996	1.018	1.008
(No. 4) B	0.573	1.036	1.003	1.019	1.009
No. 5 A	1.148	1.564	1.535	1.354	1.374
(No. 5) A	1.160	1.554	1.538	1.356	1.372
No. 6 A	0.847	1.251	1.243	1.142	1.139

σ_u : 極限状態の着目部材の平均垂直応力, σ_0 : 着目部材の基本強度

10.2.5 鉄塔支柱の有効長さ係数

トラス圧縮部材の強度に対して影響を与える因子としては、力学的に剛な格点構造を有する場合は前述のように、部材の初期たわみ、2次モーメント、隣接部材の拘束効果が挙げられるが、トラス構造によってはこれらの他、部材重心軸の偏心結合、格点の局部弾性変形なども関係する。実務設計においては各種トラス構造形式別に上記の諸因子を勘案した有効座屈長さ係数の推奨値が与えられている。トラス橋の主構部材の構面内座屈に関する有効長さ係数は表 10.1 に示した。ここではクレーンの支柱トラスや送電線鉄塔トラスの支柱に対して推奨される有効長さ係数を示す。

表 10.6(1) にはクレーンの支柱トラスのように主として上載荷重による圧縮力を受ける場合、表 10.6(2) は送電線鉄塔のように主としてトラスとしての曲げモーメントによる圧縮力を受ける場合の支柱の有効座屈長さ係数を部材の断面構成と骨組構成に対して示す。

表 10.6(1) 主として圧縮力を受ける鉄塔支柱の有効座屈長さ係数

骨 組 構 成					
		0.8	0.7	1.0	1.0
		0.9	0.85	1.0	1.0
		K_x 1.0 K_y 1.0	1.0 0.5	1.0 1.0	1.0 1.0
有 効 座 屈 長 さ 係 数		K_x 1.0 K_y 1.0	1.0 0.5	1.0 1.0	1.0 1.0

表 10.6(2) 主として曲げによる圧縮力を受ける鉄塔支柱の有効座屈長さ係数

骨 組 構 成					
		0.7	0.6	1.0	1.0
		0.85	0.8	1.0	1.0
		K_x 1.0 K_y 1.0	1.0 0.5	1.0 1.0	1.0 1.0
有 効 座 屈 長 さ 係 数		K_x 1.0 K_y 1.0	1.0 0.5	1.0 1.0	1.0 1.0

10.3 たわみを弾性拘束された圧縮弦材

10.3.1 力学モデル

この節で述べるたわみを弾性拘束された圧縮部材の座屈としてモデル化される現象の代表的なものはポニート

表 10.7 ポニートラス上弦材の横倒れ座屈に関する研究の概要

研究者	解析モデルの特徴				
	力学モデル	弦材軸力	弦材曲げ剛性	Uフレーム剛性	端部支持条件
Engesser	弾性床上的圧縮材	一定	一定	一定	無限長のはり
Chwalla	弾性床上的圧縮材	一定	一定	一定	単純支持
Kriso	等間隔に弾性支持された圧縮材	トラス上弦材の軸力分布	変断面	一定	弾性支持
Holt	等間隔に弾性支持された圧縮材	トラス上弦材の軸力分布	変断面	一定	弾性支持
Klöppel-Möll	下弦材格点の水平横方向変位を拘束した平面骨組の横方向分岐座屈解析				

ラス上弦材の横倒れ座屈である。この問題については19世紀末から多くの研究者が座屈強度の評価式の確立に貢献してきた。そのうちの主な研究を表10.7に掲げる。

これらの研究はいずれも弾性座屈理論によるもので、残留応力や初期変位が極限強度に与える影響について弾塑性有限変位解析による検討が必要と考えられる。

ポニートラスの上弦材格点は垂直材と床ばりとで構成される横ラーメンによって水平横方向変位を弾性的に拘束されている。この横ラーメンの剛性は次式で与えられる。

$$K_v = \frac{1}{\frac{h_1^3}{3EI_v} + \frac{bh_2^3}{2EI_b} + f} \tag{10.13}$$

ここに、 I_v および I_b はそれぞれ垂直材および床ばりの断面2次モーメント、 f は垂直材と床ばりとの連結部の撓性係数で BS 5400 Part 3^{10.1)} では連結部の詳細構造法に応じて f の推奨値が与えられている。

上弦材の座屈強度を精度良く評価するには図10.13に示すように主構の骨組形式に応じて上弦材に作用する軸圧縮力が変化し、それに伴い設計される部材断面積および断面2次モーメントも部材ごとに变化することを考慮する必要がある。

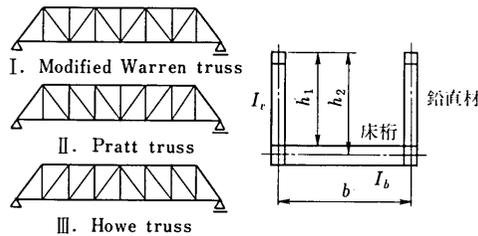


図 10.13 ポニートラスの主構形式と断面

なおスパン長と主構間隔比が10を越える平面形状のスレンダーな場合はトラス全体の横倒れ変形の影響を受けることに留意しなければならない^{10.16)}。

10.3.2 極限強度特性

たわみを弾性拘束された圧縮部材の極限強度特性を明らかにするために Holt モデル^{10.14)} に準じた図10.14の解析モデルを考える。このモデルの特徴は以下の通りである。

- 1) 横ラーメンは等間隔に配置され、その剛性は一定である。

- 2) 上弦材および端柱の断面回転半径は一定とする。
- 3) 弦材の断面積および断面2次モーメントは作用軸力に比例する。
- 4) トラスは床版上に等分布鉛直荷重を受けるものとする。

また弦材はコンパクトな箱形断面とし図10.3と同じ残留応力を有するものとする。初期変位は最大縦距が横ラメン間隔 a の $1/1000$ とし、そのモードは弦材と横ラメンの剛性に関する崩壊モードに一致するように与える。

横ラメンの剛性は次の力学パラメータで評価される。

$$x_v = K_v a^3 / EI_c \tag{10.14}$$

ここに、 I_c は弦材の鉛直軸に関する断面2次モーメントで中央上弦材に関する値で代表する。

図10.15は上弦材の基本細長比パラメータ（有効長を横ラメン間隔とした場合） $\bar{\lambda}_0$ を0.4, 0.7および1.0とした場合の極限強度と拘束パラメータ x_v の関係を表わしている。極限強度はスパン中央上弦材の平均圧縮力度と降伏応力度との比で表わしている。また図中の () 内の数値は崩壊モードの山の数 N を示している。

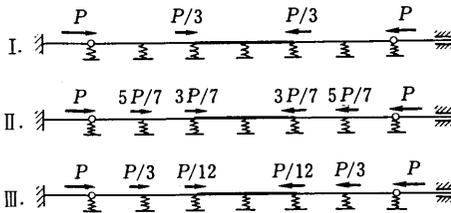


図10.14 中間たわみを弾性拘束された圧縮材
(ポニートラス上弦材)

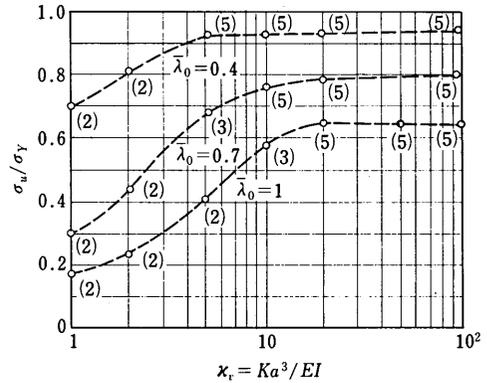


図10.15 極限強度と拘束パラメータ x_v の関係

10.3.3 有効座屈長さ係数

上述のごとくたわみを弾性拘束された圧縮部材の極限強度は拘束パラメータ x_v と基本細長比パラメータ $\bar{\lambda}_0$ に関係している。また主構形式も極限強度に影響を与えるがその程度は比較的僅少である。そこで x_v と $\bar{\lambda}_0$ の関数として有効座屈長さ係数 K を表わすと

$$K = (\bar{\lambda}_0 + 1.8) / x_v^{0.4} \tag{10.15}$$

ただし、 $K \geq 1$ 。

この有効座屈長さ係数を用いて極限強度解析結果と柱基本強度曲線を比較して図10.16に示す。主構形式により極限強度に若干の差は認められるが、式(10.15)とECCS柱強度曲線の曲線bとで評価される極限強度は、対象とした3種の主構形式の中で最も低いワレントラスの極限強度と良好に対応している。

BS 5400 Part 3^(10.1)では上横構のないトラス上弦材の有効座屈長を次式で与えている。

$$l_e = 2.5 k_3 (EI_c a / x_v)^{0.25}$$

l_e を横ラメンの間隔で除して有効長さ係数として書き換えると

$$K = l_e / a = 2.5 k_3 / x_v^{0.25} \quad (K \geq 1) \tag{10.16}$$

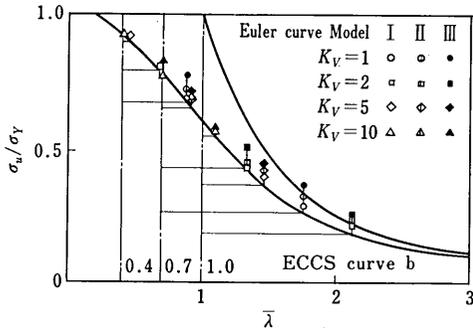


図 10.16 式 (10.15) によるポニートラス上弦材の極限強度の評価

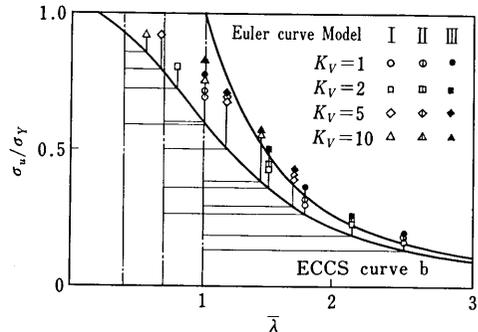


図 10.17 BS 5400 によるポニートラス上弦材の極限強度の評価

k_2 は両端で鉛直軸回りの回転変位が弾性拘束される場合を除いて一般に 1 とする。式 (10.16) の有効長さ係数を用いて解析モデルの細長比パラメータを求めて解析結果をプロットすると、図 10.17 に示すように $\bar{\lambda}_0$ が 0.5 から 1.5 の範囲で ECCS 柱曲線 b を上回る。式 (10.16) の有効座屈長さ係数はかなり安全側の評価式になっている。

米国やわが国において一般的に用いられている Holt の方法は上述の 2 通りの方法とは異なり、弦材と横ラーメンの相対剛比であるパラメータ κ_v とは直接関係せずパネル数 n 、作用軸力 P および仮定した有効長さ係数 K に対して無次元表示した横ラーメンの必要剛性 $K_{req}a/\nu P$ の表が用意されている。

いま νP として前述の解析モデルの極限強度に対応する中央上弦材の軸力を取り、Holt の表より有効長さ係数 K を読み取って細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ を求め解析結果と柱基本強度曲線 b とを比較して図 10.18 に示す。この有効座屈長の評価法では主構形式によっては強度を控えめに見積ることになる。

10.3.4 横ラーメンの限界剛性

ポニートラスの上弦材を経済的に設計するには有効座屈長さ係数 K を 1.2~1.5 とするように横ラーメンの剛性を決定すると良いとされている。この範囲の有効座屈長さ係数を与える拘束パラメータ κ_v について考察する。

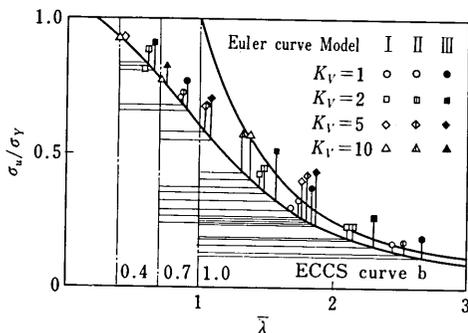


図 10.18 Holt の方法によるポニートラス上弦材の極限強度の評価

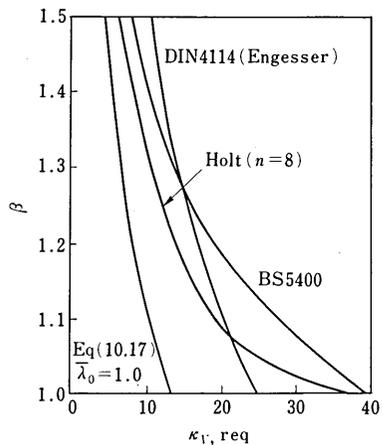


図 10.19 U フレームの必要剛性の比較

弾塑性有限変位解析によって求めた式 (10.15) を用いると

$$\chi_{v,req} = (\bar{\lambda}_0 + 1.8) / K^{1.5} \quad (10.17)$$

BS 5400 Part 3 によると、式 (10.16) より

$$\chi_{v,req} = [2.5 k_3 / K]^4$$

Holt の方法では前述のように有効長さ係数 K に対して横ラーメンの必要剛性を図表^{10.14)}から読み取ることができる。また Engesser^{10.17)} の理論による DIN 4114 の規定では

$$\chi_{v,req} = \pi^4 / 4 K^2$$

と与えられている。1 ≤ K ≤ 1.5 の範囲でこれらの方法によって与えられる限界剛性 $\chi_{v,req}$ を求め図 10.19 に比較した。弾性座屈理論による他の方法に比べて弾塑性有限変位解析により求めた式 (10.17) の限界剛性はかなり小さくなっている。

10.4 トラス桁の全体横ねじれ座屈

10.4.1 研究と設計法の現状

道路橋示方書^{10.10)}ではスパン長・主構間隔比の大きいトラス橋について全体横ねじれ座屈に対する安全性の照査を義務付けている。わが国の長大トラス橋の草分けである天門橋（中央径間長 300 m，主構間隔 10 m）や境水道大橋（中央径間長 240 m，主構間隔 9.3 m）では鉛直荷重に対する全体横ねじれ座屈の検討が行われた。ここではトラスの各構面を等価剛性を有する薄板に置換した準閉断面ばりモデルを考え、Bleich^{10.23)}などによる薄肉ばりの弾性横ねじれ座屈理論が適用された。一般に両側主構と上・下横構とで準閉断面が構成されたトラス橋ではスパン長・主構間隔比が 30 程度のかかなりスレンダーな場合でも鉛直荷重による全体横ねじれ座屈に対する安全性が極度に低下することはない。むしろ鉛直荷重と水平横荷重との組合せ状態において安全性が低下する可能性が指摘されている^{10.16)}。この原因は水平横荷重に対する慣用設計法に用いられる平面解析法の欠陥にあるように思われる。いわゆる長大トラス橋と称される重要橋梁の設計では水平横荷重による部材力の計算に立体解析法が導入されるためこの組合せ荷重状態についても安全性が極度に低下することはない。比較的重要度の低い側道トラス橋や峡谷橋の設計では立体解析法は採用されず、慣用的な平面解析法が用いられるため一部の横繫ぎ材の組合せ荷重に対する強度不足が露呈する場合がありますので注意を要する。本節ではこの種のスレンダーなトラス橋の全体安定性について述べる。

10.4.2 全体横ねじれ座屈荷重の計算式

図 10.20 に示すような上・下横構を有する 1 軸対称断面の平行弦トラス桁を対象とする。各構面を等価せん断剛性^{10.24)}を有する薄板に置換し、4 隅に弦材断面を有する薄肉閉断面ばりと考える。荷重は断面の重心から e_y の高さに作用する等分布鉛直荷重とし、この荷重による面内曲げモーメントは弦材の軸力として担われるものとする。ただし横構がダブルワレン形式の場合、弦材力の一部を横構が分担するものとする。またトラス部材は全て軸力のみを受けるものとし断面の塑性化は弦材についてのみ考慮する。

Vlasov^{10.25)} の一般化座標法を適用した薄肉弾性ばり理論によるトラス桁の全体横ねじれ座屈方程式は、水平横方向変位 u 、鉛直軸まわりの回転角 ψ 、断面のねじれ角 ϕ 、ずれ角 θ およびそり w の 5 変位自由度を考慮すると

$$\begin{aligned}
 & E/G \cdot A_{11} w'' - C_{11} \phi' - C_{12} \theta' - C_{13} (u' + \psi) - B_{11} w = 0 \\
 & E/G \cdot A_{22} \psi'' - C_{23} (u' + \psi) - C_{13} w = 0 \\
 & -C_{11} w' - D_{11} \phi'' - D_{12} \theta'' = p_y e_y / G \cdot (\phi - \theta) - M_x / G \cdot u'' \\
 & -C_{12} w' - D_{12} \phi'' - D_{11} \theta'' + c / G \theta = -p_y e_y / G \cdot (\phi - \theta) + M_x / G \cdot u'' \\
 & -C_{13} w' - C_{23} (u'' + \psi') = -[M_x (\phi - \theta)]'' / G
 \end{aligned}
 \tag{10.18}$$

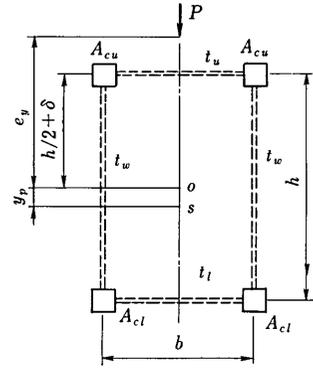


図 10.20 トラス桁の断面寸法

と与えられる。ここに主構および上・下横構の換算板厚をそれぞれ t_a , t_{bu} , t_{bl} と表わすと上式の各係数は

$$\begin{aligned}
 A_{11} &= (A_{cu}^* + A_{cl}^*) (1 + \varepsilon^2) + (A_{cu}^* - A_{cl}^*) \varepsilon |b^2 h^2 / 8 \\
 A_{22} &= (A_{cu}^* + A_{cl}^*) b^2 / 2 \\
 B_{11} &= \{ b t_a + (1 + \varepsilon)^2 h t_{bu} / 2 + (1 - \varepsilon)^2 h t_{bl} / 2 \} b h / 2 \\
 C_{11} &= \{ b t_a - (1 + \varepsilon)(1 + \delta) h t_{bu} / 2 - (1 - \varepsilon)(1 - \delta) h t_{bl} / 2 \} b h / 2 \\
 C_{12} &= \{ b t_a + (1 + \varepsilon)(1 + \delta) h t_{bu} / 2 + (1 - \varepsilon)(1 - \delta) h t_{bl} / 2 \} b h / 2 \\
 C_{13} &= \{ (1 - \varepsilon) t_{bl} - (1 + \varepsilon) t_{bu} \} b h / 2 \\
 C_{23} &= (t_{bu} + t_{bl}) b \\
 D_{11} &= \{ b t_a + (1 + \delta)^2 h t_{bu} / 2 + (1 - \delta)^2 h t_{bl} / 2 \} b h / 2 \\
 D_{12} &= \{ b t_a - (1 + \delta)^2 h t_{bu} / 2 - (1 - \delta)^2 h t_{bl} / 2 \} b h / 2
 \end{aligned}
 \tag{10.19}$$

ここに、 $\varepsilon = (A_{cl}^* - A_{cu}^*) / (A_{cu}^* + A_{cl}^*)$

$$\delta = (t_{bl} - t_{bu}) / (t_{bu} + t_{bl})$$

また、 A_{cu}^* および A_{cl}^* は残留応力と荷重による付加応力を考慮した弦材の弾性有効断面で、後述の式 (10.21) で与えられる。

等分布鉛直荷重に対する座屈強度は次式の最小根で与えられる。

$$\begin{vmatrix}
 EA_{11} \alpha^2 + GB_{11} & GC_{13} & GC_{11} \alpha & GC_{12} \alpha & GC_{13} \alpha \\
 GC_{13} & EA_{22} \alpha^2 + GC_{23} & 0 & 0 & GC_{23} \alpha \\
 GC_{11} \alpha & 0 & GD_{11} \alpha^2 - p_y e_y & GD_{12} \alpha^2 + p_y e_y & -F \\
 GC_{12} \alpha & 0 & GD_{12} \alpha^2 + p_y e_y & GD_{11} \alpha^2 + c - p_y e_y & F \\
 GC_{13} \alpha & GC_{23} \alpha & -F & F & GC_{23} \alpha^2
 \end{vmatrix} = 0
 \tag{10.20}$$

ここに、 $\alpha = \pi / l$, $F = (\pi^2 + 3) / 12 \cdot p_y$

上下弦材および上下横構がそれぞれ等しい 2 軸対称断面であっても、溶接残留応力を含む弦材の有効断面は圧縮を受ける上弦材と引張を受ける下弦材とで異なるから、弾塑性分岐座屈荷重は 1 軸対称断面に関する式 (10.20) を用いて計算される。弦材の有効断面は面内曲げモーメントによる作用応力レベル σ / σ_Y に応じて以下のように与えられる。

i) $\sigma / \sigma_Y \geq 1$: $A_e / A_c = 0$

ii) $1 > \sigma / \sigma_Y \geq 1 - \sigma_{rt} / \sigma_Y$: $\frac{A_e}{A_c} = 1 - \frac{\frac{\sigma_{rc}}{\sigma_Y}}{\left(\frac{\sigma_{rt}}{\sigma_Y} - \frac{\sigma_{rc}}{\sigma_Y} \right)^2} \left(1 - \frac{\sigma_{rt}}{\sigma_Y} - C_g \right)$

ここに、 $C_g = (C_b - \sqrt{C_b^2 - C_a C_c}) / C_a$

$$C_a = -\frac{\sigma_{rc}}{\sigma_Y} / \left(\frac{\sigma_{rt}}{\sigma_Y} - \frac{\sigma_{rc}}{\sigma_Y} \right)^2$$

$$C_b = \frac{1}{2} - \frac{\sigma_{rc}}{\sigma_Y} \left(1 - \frac{\sigma_{rt}}{\sigma_Y} \right) / \left(\frac{\sigma_{rt}}{\sigma_Y} - \frac{\sigma_{rc}}{\sigma_Y} \right)^2$$

$$C_c = -\frac{\sigma_{rc}}{\sigma_Y} \frac{\left(1 - \frac{\sigma_{rt}}{\sigma_Y} \right)^2}{\left(\frac{\sigma_{rt}}{\sigma_Y} - \frac{\sigma_{rc}}{\sigma_Y} \right)^2} + \frac{\sigma}{\sigma_Y}$$

iii) $1 - \sigma_{rt}/\sigma_Y > \sigma/\sigma_Y \geq -1 - \sigma_{rc}/\sigma_Y : A_e/A_c = 1$

iv) $-1 - \sigma_{rc}/\sigma_Y > \sigma/\sigma_Y \geq -1 : \frac{A_e}{A_c} = -2 \frac{\sigma_{rc}}{\sigma_Y} \left(1 + \frac{\sigma_{rt}}{\sigma_Y} + C'_a \right) / \left(\frac{\sigma_{rt}}{\sigma_Y} - \frac{\sigma_{rc}}{\sigma_Y} \right)^2$

ここに、 $C'_a = (-C'_b + \sqrt{C_b'^2 + C'_a C'_c}) / C'_a$

$$C'_a = -\frac{\sigma_{rc}}{\sigma_Y} / \left(\frac{\sigma_{rt}}{\sigma_Y} - \frac{\sigma_{rc}}{\sigma_Y} \right)^2$$

$$C'_b = -\frac{\sigma_{rc}}{\sigma_Y} \left(1 + \frac{\sigma_{rt}}{\sigma_Y} \right) / \left(\frac{\sigma_{rt}}{\sigma_Y} - \frac{\sigma_{rc}}{\sigma_Y} \right)^2$$

$$C'_c = 1 + \frac{\sigma_{rc}}{\sigma_Y} \left(1 + \frac{\sigma_{rt}}{\sigma_Y} \right)^2 / \left(\frac{\sigma_{rt}}{\sigma_Y} - \frac{\sigma_{rc}}{\sigma_Y} \right)^2 + \frac{\sigma}{\sigma_Y}$$

v) $-1 > \sigma/\sigma_Y : A_e/A_c = 0$ (10.21)

σ_{rt} および σ_{rc} はそれぞれ引張および圧縮残留応力を表わす。

最初にスパン中央上弦材の応力レベル (σ_u/σ_Y)₀ を仮定する。 σ_u は上弦材の平均応力で作用外力は

$$(p_y)_0 = 16 \sigma_u A_{cu} h / l^2$$
 (10.22)

と表わされる。一方、下弦材応力は

$$(\sigma_l/\sigma_Y)_0 = A_{cu}/A_{cl} \cdot (\sigma_u/\sigma_Y)_0$$
 (10.23)

となり、式(10.21)を用いて上下弦材の有効断面、そして式(10.19)より各種剛性が決定される。そこで式(10.20)により全体横ねじり座屈荷重 $(p_y)_{cr}$ を求めることになる。勿論 $(p_y)_0$ と $(p_y)_{cr}$ とが一致するまで反復計算を行う必要がある。

トラス桁の全体横ねじり座屈に関する細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は次のように表わされる。

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{M_Y}{M_{cr}}} = 4 \frac{l}{b} \sqrt{\frac{\sigma_Y h}{E} \frac{1}{l C}}$$
 (10.24)

ここに、 $C = (p_y)_{cr} l^2 / EA_{22}$ 、 $(p_y)_{cr}$ は弾性座屈荷重を表わす。

また座屈条件式(10.20)を整理するとトラス桁の横倒れ座屈に関する以下の力学パラメータを見いだすことができる。

$$rl = \sqrt{\frac{C}{2GJ}} l, \quad ul = \sqrt{\frac{GJ}{EA_{11}}} l, \quad \rho = \frac{GJ}{b}$$

$$x = \sqrt{\frac{GJ}{EA_{22}}}, \quad \eta = \frac{e_y}{h}, \quad \beta = \frac{A_{cu}}{A_{cl}}$$

図10.21は $rl=0$ すなわちトラス断面のずれ剛性 $C=0$ の特別な場合について、鉛直分布荷重の作用位置を上弦材、せん断中心および下弦材の高さとした場合の座屈荷重と細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ の関係を表わしている。弾性座屈領域は勿論、弾塑性座屈領域においても荷重作用位置の効果を含めて式(10.24)の $\bar{\lambda}$ は座屈荷重の適切な評価パラメータとなっている。

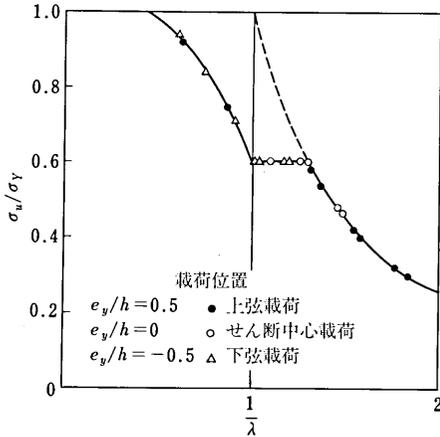


図 10.21 トラス桁の全体横倒れ弾塑性座屈強度

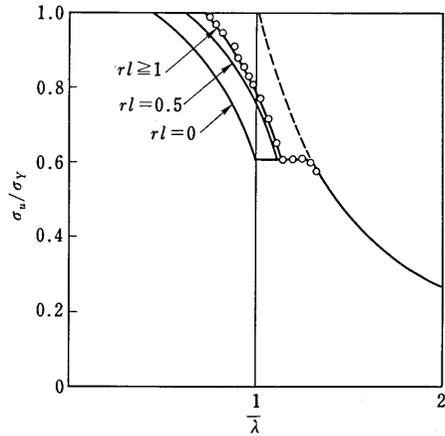


図 10.22 トラス桁の全体横倒れ弾塑性座屈強度

図 10.22 は断面のずれ剛性に関係したパラメータ rl が 1 以上のトラス桁モデルの弾塑性座屈強度と $\bar{\lambda}$ の関係を表わしている。弾塑性座屈領域において $rl < 1$ の範囲で座屈特性曲線は rl の値によって変わるが $rl \geq 1$ の範囲ではほぼ 1 本の曲線上にプロットされる。全体横ねじれ座屈に関する照査を必要とするスレンダーなトラス桁では中間対傾構を省略した場合でも、主構の垂直材と横構支材および床桁で構成される横ラーメンの剛性を考慮すると $rl \geq 1$ の範囲にある。

10.4.3 鉛直分布荷重を受けるトラス桁の極限強度

前項と同様のスパン長・主構間隔比の大きいトラス桁の極限強度特性について述べる。Rosen-Schmit^{10,26)} は初期変位を有する両端ヒンジ柱の軸力と軸方向縮み量の関係から圧縮部材の割線剛性を定義し、滑節トラスの有限変位解析を行っているが材料は弾性に限定している。以下に紹介するトラス桁の極限強度の解析に用いられた方法においても、部材は軸力のみを受ける滑節トラスと仮定しているが、前項と同様に残留応力と付加垂直応力による塑性域の拡がりを考慮して部材剛性を評価し、さらに圧縮材については道路橋示方書の圧縮部材の基本強度を上限とすることによって部材座屈を考慮している。部材座屈に対する隣接部材の拘束効果は考慮されていないが Rosen らが言うように“設計に準拠した解析法”として工学的な意味を持つものである。

解析モデルは主構間隔 2 m、主構高 4 m～6 m の上路形式の単純支持側道トラス橋である。表 10.8 に掲げる諸

表 10.8 トラス桁の比較計算モデルの諸元

モデル	スパン長 m	トラス高 m	トラス幅 m	l/b	弦材断面積 m ²	斜材断面積 m ²	横構断面積 m ²
40-4-2	40	4	2	20	0.005	0.007	0.002
40-6-2	40	6	2	20	0.005	0.008	0.002
60-4-2	60	4	2	30	0.010	0.008	0.003
60-6-2	60	6	2	30	0.008	0.010	0.004
80-4-2	80	4	2	40	0.018	0.010	0.005
80-6-2	80	6	2	40	0.015	0.015	0.006
100-4-2	100	4	2	50	0.030	0.020	0.008
100-6-2	100	6	2	50	0.030	0.015	0.008

元は弾塑性有限変位解析による極限強度と前項の薄肉弾性ばり理論による弾塑性分岐座屈荷重とを比較するためのモデルに関するものである。これらのモデルについて中間対傾構を省略した場合の強度 σ_u/σ_Y と形状比 l/b の関係を図 10.23 に示す。両解法による強度は良好に一致している。

また表 10.9 に掲げた解析モデルは道路橋示方書に準拠した側道トラス橋の自動設計プログラムによって断面を決定したものである。主構間隔が 2 m と狭いためにスパン長が 60 m 以上のモデルの弦材断面は死荷重と風荷重の組み合わせ荷重状態で決まっている。解析モデルの弦材および斜材は図 10.3 の残留応力 ($\sigma_{rt}=\sigma_Y$, $\sigma_{rc}=0.4\sigma_Y$) を与え、また弦材の水平横方向変位がスパン中央で $l/1000$ となる sine 半波の初期ねじり変形を考慮している。

表 10.9 側道トラス橋モデルの諸元

model	l (m)	h (m)	b (m)	l/b	上弦材平均断面 (cm ²)	下弦材平均断面 (cm ²)	斜材平均断面 (cm ²)	対傾構 (cm ²)	上横構 (cm ²)	下横構 (cm ²)
40-4-2	40	4	2	20	50.78	48.0	54.03	11.67	19.17	10.0
40-6-2	40	6	2	20	48.10	48.0	61.24	16.68	23.08	11.54
60-4-2	60	4	2	30	83.76	78.53	59.77	12.56	30.20	13.81
60-6-2	60	6	2	30	74.57	57.96	76.98	15.98	42.89	20.33
80-4-2	80	4	2	40	146.60	140.51	71.58	13.74	49.29	26.29
80-6-2	80	6	2	40	123.50	96.25	86.99	17.43	62.88	31.74
100-4-2	100	4	2	50	235.58	226.86	80.63	14.49	68.47	40.60
100-6-2	100	6	2	50	200.48	151.84	97.55	19.32	88.12	50.17

表 10.10 鉛直分布荷重を受ける側道トラス橋の極限強度

model	l/b	死荷重 (t/m)	活荷重 (t/m)	極限荷重 (t/m)	γ
40-4-2	20	1.45	1.05	5.217	3.173
40-6-2	20	1.45	1.05	5.699	3.632
60-4-2	30	1.65	1.05	5.098	2.812
60-6-2	30	1.65	1.05	5.837	3.516
80-4-2	40	1.85	1.05	5.374	2.828
80-6-2	40	1.85	1.05	6.026	3.449
100-4-2	50	2.05	0.99	5.482	2.845
100-6-2	50	2.05	0.99	6.269	3.640

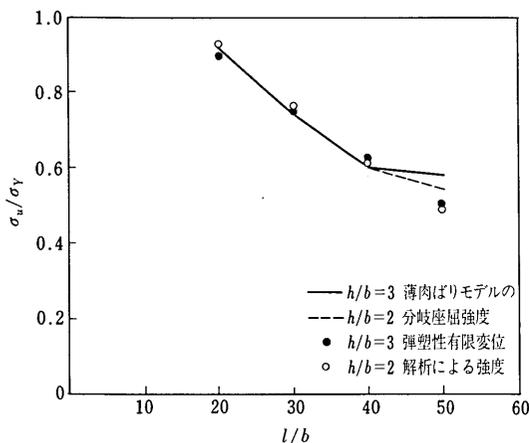


図 10.23 トラス桁の横倒れ座屈解析と極限強度解析の比較

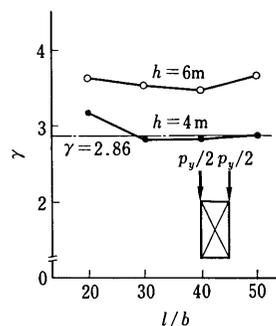


図 10.24 鉛直荷重を受ける側道トラス橋の極限強度

表 10.9 の 8 ケースの基本モデルについて死荷重 D と活荷重 $L+I$ の組合せに対する安全性を照査し、その結果を表 10.10 に掲げた。安全性に対する目安として AASHTO^{10,27)} の荷重係数に関する規定を参考として

$$\text{極限強度} \geq 1.3D + \gamma(L+I)$$

を採用した。AASHTO によると $(L+I)$ に対する荷重係数 γ は 2.86 と与えられている。図 10.24 は解析結果より与えられた γ 値と直観的な細長さの指標である l/b の関係を示すが、 γ 値は l/b に無関係にほぼ一定の値となっている。 $l/b \geq 30$ のモデルの弦材は死荷重と風荷重の組合せ状態に対して断面が決まっているため、 l/b が大きくなっても鉛直荷重による全体横ねじれ崩壊に対する安全性が極度に低下することはない。

10.4.4 死荷重と風荷重の組合せ状態に対するトラス桁の極限強度

前項と同様の側道トラス橋を対象として、死荷重 D と橋軸直角水平方向から作用する風荷重 W の組合せ荷重状態に対する安全性を照査する。再び AASHTO の荷重係数を参考にして死荷重の 1.3 倍の鉛直荷重を固定荷重とし、風荷重は上弦材の高さに p_x 、下弦材の高さに $p_x/2$ を作用させて極限強度解析を行い p_x の最大値を求める。 p_x の最大値が設計風荷重の 1.3 倍以上であれば組合せ荷重 $(D+W)$ に対する安全性が確保されることになる。

表 10.11 に 8 ケースのモデルの極限強度と γ 値を示す。また図 10.25 は γ 値と l/b の関係を表わしている。 γ 値は l/b の増加につれて急激に減少する。前述のように l/b が 30 を越えるモデルについては横構は勿論上下弦材も死荷重と風荷重の組合せ状態の部材力に対して断面が決定されている。この組合せ荷重状態に対する許容応力度の割増し 25% を考慮すると全荷重に対して $1.7/1.25=1.36$ の安全率が確保されるはずであるが l/b が 40 を越えるモデルの極限強度の解析結果はこの安全率を下回っている。このような安全率の低下は荷重の低いレベルで生ずる横繋ぎ材の座屈および降伏に起因している。上弦載荷風荷重の大半は中間対傾構を介して下横構に伝達されるので支点付近の中間対傾構および下横構には慣用の平面解析法では捕捉できない大きな部材力が作用する。このような部材力により横繋ぎ材に座屈ないしは降伏が低い荷重レベルで発生しトラス桁断面の剛性低下を引き起こし、面外崩壊に対する安全性の不足の原因となる。

表 10.11 死荷重と風荷重の組合せ状態における側道トラス橋の極限強度

model	l/b	設計荷重 (t/m)	極限荷重 (t/m)	γ
40-4-2	20	0.6	1.255	2.09
40-6-2	20	0.6	1.348	2.25
60-4-2	30	0.663	1.131	1.70
60-6-2	30	0.663	1.060	1.68
80-4-2	40	0.772	1.116	1.45
80-6-2	40	0.727	1.027	1.41
100-4-2	50	0.885	1.086	1.23
100-6-2	50	0.836	0.996	1.19

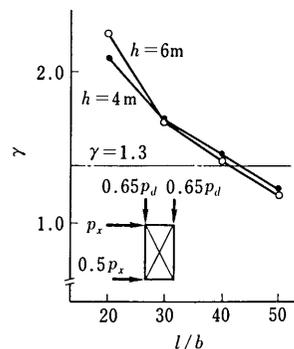


図 10.25 組合せ荷重を受ける側道トラス橋の極限強度

10.5 今後の展望

鋼構造の設計法が許容応力度設計法から限界状態設計法へ移行しつつある情勢のなかで限界状態設計法の合理性をより高めるには構造物および部材の極限強度の適切な評価法を確立することが急務である。部材の極限強度

も両端単純支持の理想的境界条件に対する基本強度に止らず隣接部材の拘束効果や全体変形の効果を考慮した評価法の確立が望まれる。本章ではいくつかのトラス圧縮部材の極限強度に関する研究を紹介したが、それらは上述の要請に応じたものである。その成果を各種のトラス構造の設計に反映するには以下の項目に関する調査研究の蓄積が必要である。

- 1) 死荷重と風荷重などの組合せ荷重状態において、2軸まわりの2次曲げを受ける圧縮部材の極限強度
- 2) 上路トラス橋の床組を兼ねる圧縮弦材の極限強度
- 3) 横繋ぎ材として用いられる偏心結合された開断面圧縮部材の極限強度
- 4) トラス格点の強度特性と局部変形の評価法

各種トラス構造の実情を踏まえて、これらの項目を包括的に考慮した設計法および構造法の確立が望まれる。

参 考 文 献

10. 1) BSI : BS 5400 Part 3. Code of Practice for Design of Steel Bridges, 1982.
10. 2) EUROCODE 3, Common Unified Code of Practice for Steel Structures, 1983.
10. 3) Ville de Goyet, V., Frey, Fr. and Massonnet, Ch. : Ultimate Load of Trusses Buckling in their Plane, IABSE PERIODICA, 4, 1981.
10. 4) Ville de Goyet, V. : Contribution à L'étude de la Résistance Ultime dans le Plan des Poutres à Noeuds Rigides, Travail de Fin D'études, Université de Liège, 1979.
10. 5) Massonnet, Ch. : The Design of Steel Bridges, Conference Discussion, edited by H.R. Evans, 1981.
10. 6) Johnston, D. C. : Inelastic Behaviour of a Restraint Strut, Univ. of Cambridge, Dept. of Engineering, Tech. Rept., CUED/C-STRUCT/TR. 71, 1978.
10. 7) Marinček, M. : The Buckling Length for Members of Trusses, 3rd International Colloquium on Stability of Metal Structures, 1983.
10. 8) Kuranishi, S. and Kimura, K. : Ultimate Strength of Truss Girder due to Failure of Chord Members, Proc. JSCE, No. 344/ I -1, 1984.
10. 9) 小松定夫・西村宣男・西出俊亮 : トラス圧縮材の弾塑性有効座屈長に関する研究, 土木学会関西支部年次学術講演会概要集, I -63, 1984.
10. 10) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説, 1980.
10. 11) ECCS : European Recommendations for Steel Construction, 1978.
10. 12) 西出俊亮・小松定夫・西村宣男 : ストラットモデルによるトラス圧縮材の極限強度の評価, 土木学会年次学術講演会概要集, I -44, 1984.
10. 13) Massonnet, Ch. : Flament des Constructions Formées de Barres Droites, Notes Techniques, CECM, Bruxelles, 1955.
10. 14) Johnston, G. : Design Criteria for Metal Compression Members, John Wiley & Sons, 1960.
10. 15) Wood, R. H. : Effective Lengths of Columns in Multi-Storey Buildings, The Struct. Eng., Vol. 52, No. 7, 1974.
10. 16) 小松定夫編 : 鋼構造の補剛設計, 森北出版, 1982.
10. 17) Engesser, F. : Über die Knickfestigkeit von Rahmenstaben, Zentralblatt der Bauverwaltung, 1909.
10. 18) Chwalla, E. : Die Seitensteifigkeit öffener Parallel und Trapezträgerbrücken, Bauingenieur, 10, 1929.
10. 19) 日本道路協会 : 鋼道路橋設計便覧, 丸善, 1980.
10. 20) Kriso, K. : Ein Rechenschema zur Knickberechnung mehrfeldriger beliebig gestützter Druckstabe und seine Anwendung auf Zahlenbeispiele, Stahlbau, 14/15, 1941, 1942.
10. 21) Klöppel, K. und Moll, R. : Stabilitätsberechnung von Trogbriücken mit pfostenlosen Fachwerkhauptträgern, Stahlbau, 32, 8, 1967.
10. 22) Komatsu, S., Nishimura, N. and Yamagata, N. : Evaluation of Effective Length of Restrained Struts on the Basis of Ultimate Strength, Tech. Rept. of Osaka Univ., Vol. 35, 1984.
10. 23) Bleich, F. : Buckling Strength of Metal Structures, McGraw-Hill, 1952.
10. 24) 小松定夫・西村宣男 : 薄肉弾性ばり理論によるトラスの立体解析, 土木学会論文報告集, No. 234, 1975.
10. 25) Vlasov, V. Z. (奥村敏恵ほか訳) : 薄肉弾性ばりの理論, 技報堂, 1967.
10. 26) Rosen, A. and Schmit, L. A. : Design-Oriented Analysis of Imperfect Truss Structures-Part 1-Accurate Analysis, Num. Meth. in Engng, Vol. 14, No. 9, 1979.
10. 27) AASHTO : Standard Specifications for Highway Bridges, 1977.