

## 第14章 トラス

### 14.1 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ことから、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ことから、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一つである。

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14.1.1)。

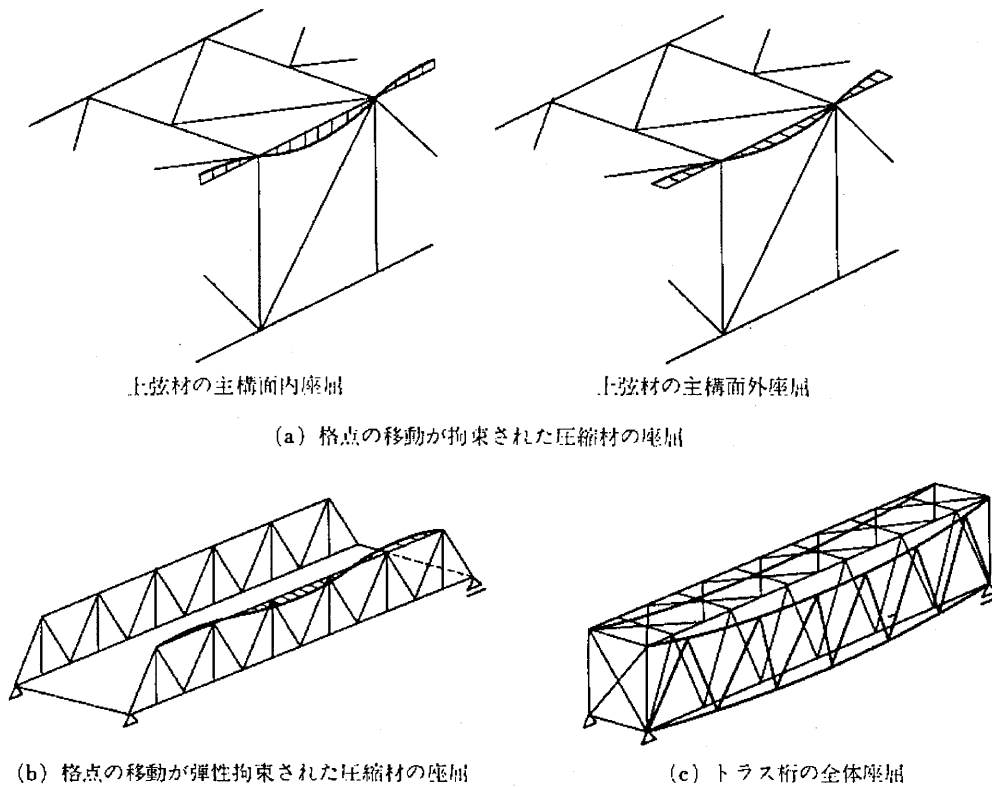


図 14.1.1 トラス構造における座屈現象

- 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通じ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、それらの取り扱いには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てきたため、新しい研究は希少である。しかし、組立て柱については欧州の新しい基準 BS5400Part3[1982]、EUROCODE3[1983] が構成部材の強度設計に重点をお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。

トラスの座屈現象とは異なるが、実際のトラス橋においてはガセット部分の座屈がしばしば問題となることがある。ガセットの座屈を防止するための自由辺の規定なども、実務上からは重要である。

## 14.2 トラス圧縮部材の極限強度と設計法

### 14.2.1 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)の方法である有効座屈長法が中心となっており、2)の方法は有効座屈長法の妥当性を検証するために用いられるのみで、有効座屈長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座屈長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 14.2.1 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。ほとんどの規定は弾性分岐座屈理論による有効座屈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座屈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前後における有効座屈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座屈長さ係数を与えていた DIN4114 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基準は Massonnet[Goyet et al., 1981] の研究成果を反映してやや安全側の数値に移行した。

BS5400Part3[1982]でも弦材に対する有効座屈長さ係数は 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座屈長さ係数は 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

表 14.2.1 構面座屈に関する有効座屈長さ係数の比較

国名等	規定		旧規定	
	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(2002)	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

の値が採用されている。

また表 14.2.2 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座屈長さ係数に関する研究を総括したものである。Goyet-Frey-Massonnet[Goyet et al., 1981] 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座屈長さ係数と各種の有効座屈長さ係数近似算定法を比較検討し、推奨できる方法として Goyet の近似分岐座屈法 [Goyet, 1979] と Donnell-Wood-Johnston 法を挙げている。

表 14.2.2 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 [Goyet et al., 1981]	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 [Johnston., 1978]	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 [Marinček, 1983]	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 [Kuranishi, 1984]	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

そして弦材と腹材についてそれぞれ 1 つの有効座屈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 [Massonnet, 1981]。

Johnston[1978] は有効座屈長さ係数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[1983] 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 の有効座屈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 [Kuranishi et al., 1984] 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座屈長さ係数が 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 が推奨できると述べている。

14.2.2 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 14.2.1 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 [日本道路協会, 1980] の荷重規定に準拠して設計されたもので表 14.2.3 に掲げる基本諸元を有している。
- 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 14.2.2 に示す残留応力分布を仮定している。また、圧縮部材は sine 半波形状で最大距離が部材長の 1000 分の 1 の初期たわみを考慮している。
- 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座屈長さ係数は 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

ば 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。

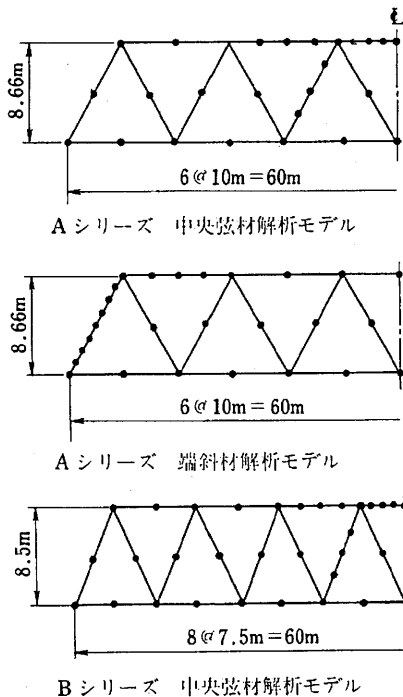


図 14.2.1 解析モデルの骨組構成と要素分割

図 14.2.3 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 を超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 14.2.4 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 14.2.5 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 14.2.6 は端斜材に関するフランジ直ひずみの軸方向分布を表している。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[1978] 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[1981] はこれに反対の意見を述べている。また倉西 [Kuranishi et al., 1984] も極限

表 14.2.3 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	7m
スパン長	60m	死荷重強度	5.15t/m
パネル長	7.5m, 10m	活荷重強度	線荷重 22.18t
主構間隔	8.5m	分布荷重	1.553t/m

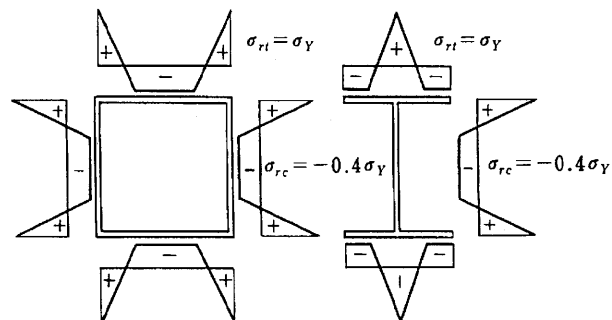


図 14.2.2 残留応力分布

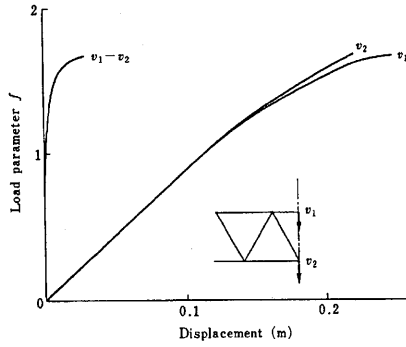


図 14.2.3 荷重パラメータと節点変位の関係

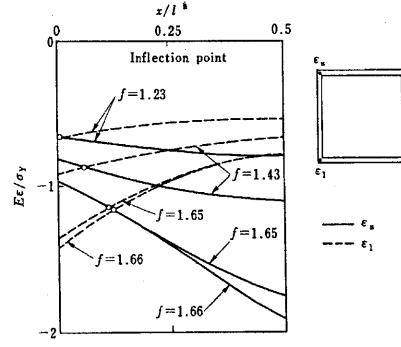


図 14.2.4 スパン中央上弦材の直ひずみ分布

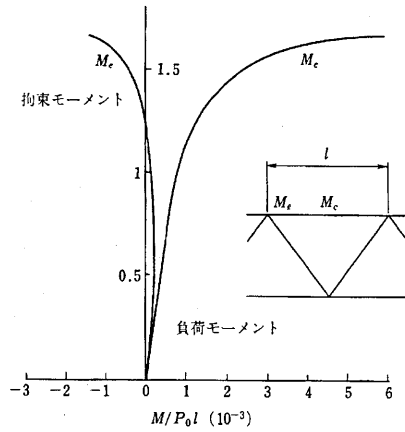


図 14.2.5 スパン中央上弦材の曲げモーメント

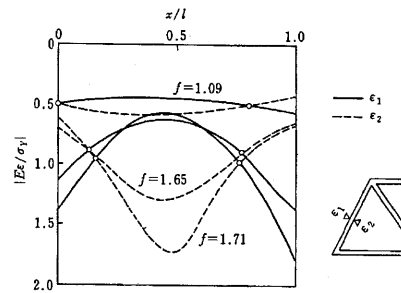


図 14.2.6 端斜材の直ひずみ分布

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。

以上に述べたトラス圧縮部材の挙動を要約すると

- 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。

### 14.2.3 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[1979]の近似分岐座屈モデルあるいは Johnston[1978]のゴールポストモデルが提案されているが、図 14.2.7 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[西出ら, 1984]。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、

$$\kappa_i = \sum_{j=1}^n \frac{3EI_j}{\ell_i} \frac{1}{\phi(\alpha)} / \frac{EI}{\ell} \quad (i = 1, 2) \quad (14.2.1)$$

ここに、 $EI$ 、 $\ell$ 、 $EI_j$ 、 $\ell_j$  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  $\phi_j(\alpha)$  は応力レベル  $\alpha$  に関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。

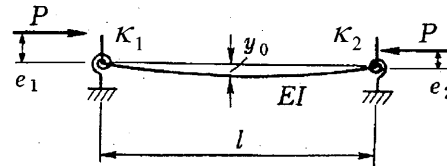


図 14.2.7 偏心圧縮を受ける弾性拘束柱 (ストラットモデル)

$$\left. \begin{aligned} \text{圧縮部材} : \phi_j(\alpha) &= 1/(1 - \alpha^{1.4}), & \alpha &= P_j/P_{uj} \\ \text{引張部材} : \phi_j(\alpha) &= 1/(1 + 0.15\bar{\lambda}^{-1.8}\alpha), & \alpha &= P_j/P_{Yj} \end{aligned} \right\} \quad (14.2.2)$$

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、 $P_{uj}$ 、 $P_{Yj}$  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す偏心パラメータ  $e_1/\ell$  および  $e_2/\ell$  が定義される。倉西ら [Kuranishi et al., 1984] 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。

$$M = EI_0\phi = EI_0 \cdot 2P/EA_0H = r_0^2 \cdot P/(H/2) \quad (14.2.3)$$

ここに、 $H$  はトラス高、 $A_0$  は弦材断面積を表す。式 (14.2.3) の  $M$  を  $Pl$  で除して無次元表示すると

$$M/Pl = e/\ell = 2(r_0/\ell)^2 \cdot \ell/H \quad (14.2.4)$$

偏心パラメータ  $e/\ell$  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 (14.2.4) 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 (14.2.4) のような近似式を与えることは困難である。しかし最近では剛節トラス全体系の線形解析は手軽に行えるので、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出来る。

材端モーメントより偏心パラメータ  $e_1/\ell$  および  $e_2/\ell$  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次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\bar{e}_1}{\ell} &= \left( 1 + \frac{\kappa_1}{3} \right) \frac{e_1}{\ell} - \frac{\kappa_1}{6} \frac{e_2}{\ell} \\ \frac{\bar{e}_2}{\ell} &= \left( 1 + \frac{\kappa_2}{3} \right) \frac{e_2}{\ell} - \frac{\kappa_2}{6} \frac{e_1}{\ell} \end{aligned} \right\} \quad (14.2.5)$$

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 14.2.1 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 14.2.8 および図 14.2.9 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 14.2.4 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。

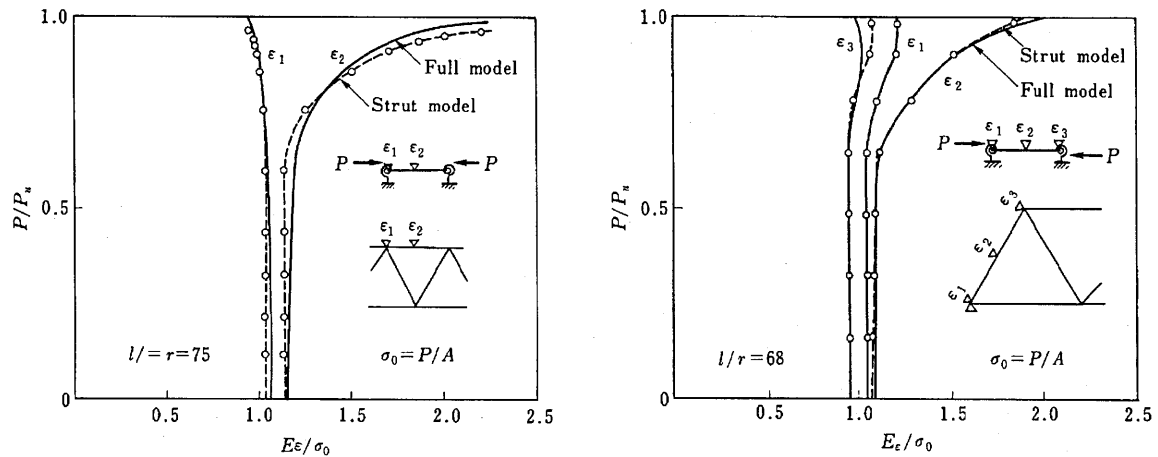


図 14.2.8 全体モデルとストラットモデルの荷重・ひずみ関係の比較（中央上弦材）  
 図 14.2.9 全体モデルとストラットモデルの荷重・ひずみ関係の比較（端斜材）

表 14.2.4 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	$l/r$	$\kappa_1$	$\kappa_2$	$e_1/l$	$e_2/l$	Ultimate strength $f$	
								strut model	full model
No.1	A	chord	75	1.15	1.15	$0.65 \times 10^{-3}$	$0.65 \times 10^{-3}$	1.648	1.705
No.2	A	chord	60	0.96	0.96	$0.91 \times 10^{-3}$	$0.91 \times 10^{-3}$	1.594	1.663
No.3	B	chord	60	0.78	0.78	$0.50 \times 10^{-3}$	$0.50 \times 10^{-3}$	1.678	1.710
No.4	B	chord	45	1.49	1.49	$1.13 \times 10^{-3}$	$1.13 \times 10^{-3}$	1.776	1.743
No.5	A	diagonal	68	1.82	1.69	$0.81 \times 10^{-3}$	$-0.79 \times 10^{-3}$	1.896	1.901

#### 14.2.4 圧縮部材の有効座屈長法

トラスの圧縮部材を対象とした有効座屈長法は、弾性分岐座屈解析により得られた有効座屈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。弾性分岐座屈解析法としては、全体構造の座屈解析により固有値を求める方法の他に、Goyet[1979]の近似分岐座屈法、Donnellの公式 [Massoneet, 1955] を用いる方法などがある。Goyetの方法は、隣接部材による拘束効果を考慮したモデルを対象として、小型計算機を利用して固有値計算を可能にした簡易法である。Donnellの公式は、隣接の引張部材の曲げ剛性による拘束効果を考慮したパラメータを用いて有効座屈長さ係数を求めるもので、Johnston[1960]あるいはWood[1974]の特性図と同一のものである。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による極限強度に比較して安全側の評価を与えると考えられている。一方、全体構造の座屈解析による方法は、弾塑性有限変位解析による極限強度に対して一般的に危険側の評価を与える場合があることが指摘されているが、BS5400Part3[1982]でもこの方法の使用を認めていることや汎用性が高いことから、規定で定められた有効座屈長さ係数が適用できない特殊な場合の決定方法として有用である。

全体構造の座屈解析による方法は、材料の線形弾性を仮定し線形固有値解析を行って座屈荷重  $P_{cr}$  を求め、次式により有効座屈長さ係数  $K_E$  を求める。

$$K_E = \frac{\pi}{\ell} \sqrt{\frac{EI}{P_{cr}}} \quad (14.2.6)$$

ここで、 $\ell$  は部材の骨組長である。一般に、この方法では最小固有値のみを対象として有効座屈長さ係数が求められる。しかし、トラス橋の場合は全体構造の中で最も弱点となる部材に対する最小固有値を用いてすべての部材の有効座屈長さ係数を算出すると、実際よりも有効長さが長く評価されることになる。よって、トラス橋のように各部材の座屈モードが明らかに現れる場合は、それぞれの部材が座屈する高次モードの固有値を用いて有効座屈長さ係数を算出するのが良い。図 14.2.10 にトラス橋の線形固有値解析による高次モードの計算例を示す。表 14.2.1 に示す各国の有効座屈長さ係数の規定に比べて短めの値となるが、隣接部材の拘束効果が合理的に評価されている。ここで、斜材については、部材端の結合条件を完全剛結として解析しているが、実際はガセットプレートを通じて腹板のみが連結された半剛結状態となっている。よって、斜材の有効座屈長さ係数の適用にあたっては、こうした点にも注意する必要がある。

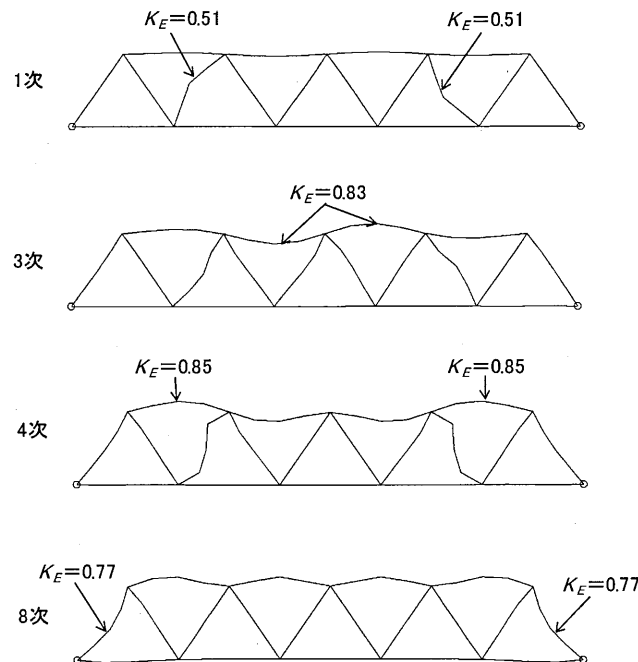


図 14.2.10 線形固有値解析によるトラス橋の座屈モードと有効長さ係数

## 14.3 たわみを弾性拘束された圧縮弦材

### 14.3.1 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 14.3.1 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。



表 14.3.1 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	力学モデル	解析モデルの特徴			
		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	無限長の梁
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	下弦材格点の水平方向変位を拘束した平面骨組の横方向分岐座屈解析				

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。

$$K_v = \frac{1}{\frac{h_1^3}{3EI_v} + \frac{bh_2^2}{2EI_b} + f} \tag{14.3.1}$$

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 BS5400Part3[1982] 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 14.3.1 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変化することを考慮する必要がある。

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 [小松,1982]。

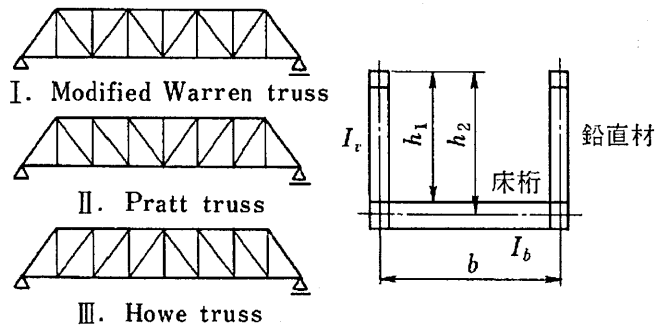


図 14.3.1 ポニートラスの主構形式と断面

14.3.2 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 [Johnston, 1960] に準じた図 14.3.2 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断面とし図 14.2.2 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ーメン間隔  $a$  の  $1/1000$  とし、そのモードは弦材と横ラー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。

横ラーメンの剛性は次の力学パラメータで評価される。

$$\kappa_v = K_v a^3 / EI_c \tag{14.3.2}$$

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。

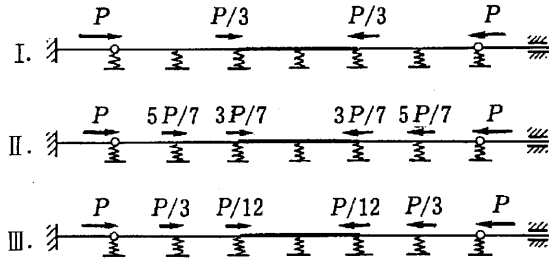


図 14.3.2 中間たわみを弾性拘束された圧縮材 (ポニートラス上弦材)

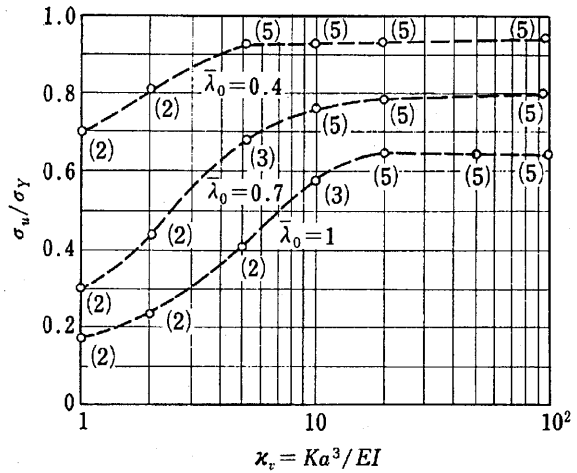


図 14.3.3 極限強度と拘束パラメータ  $\kappa_v$  の関係

図 14.3.3 は上弦材の基本細長比パラメータ (有効長を横ラー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  $\kappa_v$  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応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。

14.3.3 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  $\kappa_v$  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  $\kappa_v$  と  $\bar{\lambda}_0$  の関数として有効座屈長さ係数  $K$  を表すと

$$K = (\bar{\lambda}_0 + 1.8) / \kappa_v^{0.4} \tag{14.3.3}$$

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 14.3.4 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 (14.3.3) 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。BS5400Part3[1982]

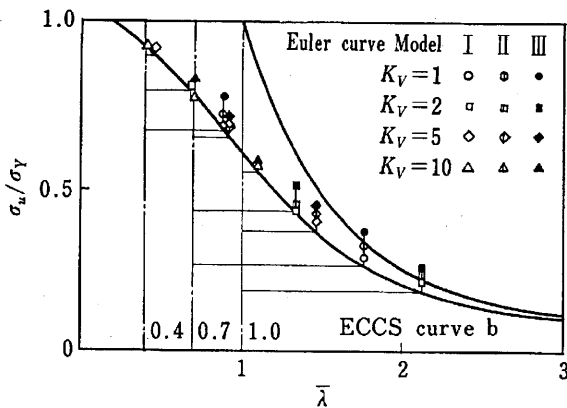


図 14.3.4 式 (14.3.3) によるポニートラス上弦材の極限強度の評価

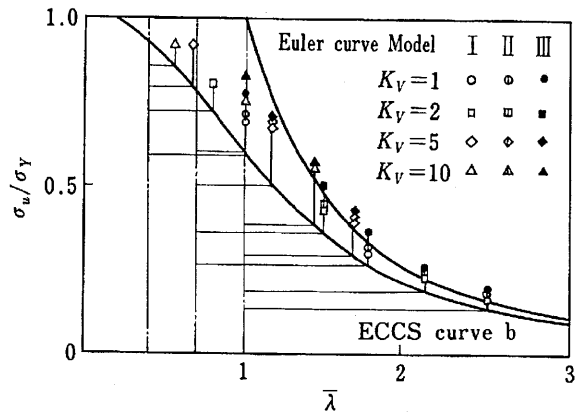


図 14.3.5 BS5400 によるポニートラス上弦材の極限強度の評価

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。

$$\ell_e = 2.5k_3(EI_{ca}/\kappa_v)^{0.25} \tag{14.3.4}$$

$\ell_e$  を横ラーメンの間隔で除して有効座屈長さ係数として書き換えると

$$K = \ell_e/a = 2.5k_3/\kappa_v^{0.25} \quad (K \geq 1) \tag{14.3.5}$$

$k_3$  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(14.3.5)の有効座屈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14.3.5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(14.3.5)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  $\kappa_v$  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座屈長さ係数  $K$  に対して無次元表示した横ラーメンの必要剛性  $K_{req}a/vP$  の表が用意されている。

いま  $vP$  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とり、Holt の表より有効座屈長さ係数  $K$  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14.3.6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もることになる。

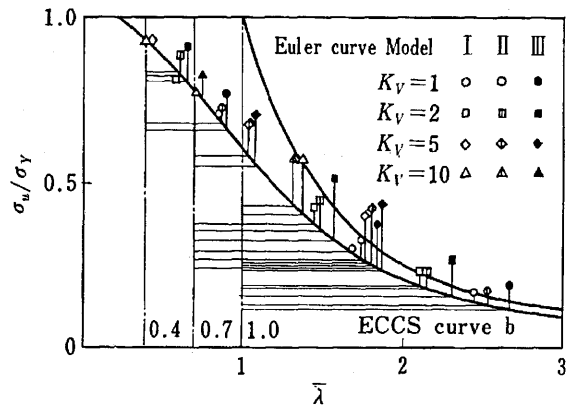


図14.3.6 Holtの方法によるポニートラス上弦材の極限強度の評価

14.3.4 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  $\kappa_v$  について考察する。

弾塑性有限変位解析によって求めた式(14.3.3)を用いると

$$\kappa_{v,req} = \{(\bar{\lambda}_0 + 1.8)/K\}^{2.5} \tag{14.3.6}$$

BS5400 Part3によると、式(14.3.5)より

$$\kappa_{v,req} = (2.5k_3/K)^4 \tag{14.3.7}$$

Holtの方法では前述のように有効座屈長さ係数  $K$  に対して横ラーメンの必要剛性を図表 [Johnston, 1960] から読み取ることができる。また Engesser(1909)の理論による DIN4114の規定では

$$\kappa_{v,req} = \pi^4/4K^2 \tag{14.3.8}$$

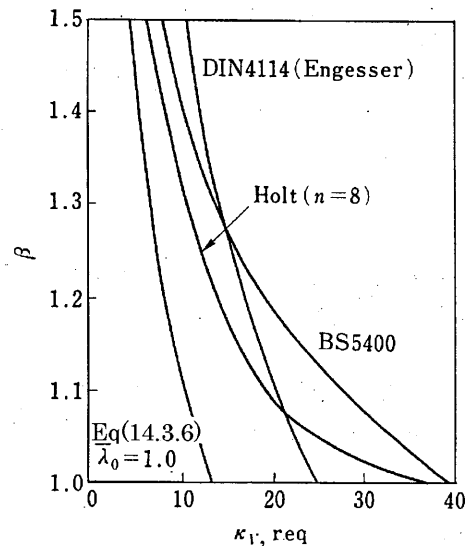


図14.3.7 Uフレームの必要剛性の比較

と与えられている。  $1 \leq K \leq 1.5$  の範囲でこれらの方法によって与えられる限界剛性  $\kappa_{v,req}$  を求め図 14.3.7 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 (14.3.6) の限界剛性はかなり小さくなっている。

## 14.4 トラス桁の全体横ねじれ座屈

### 14.4.1 研究と設計法の現状

道路橋示方書 [日本道路協会,2002] 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[1952] 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 [小松,1982]。この原因は水平横荷重に対する慣用設計法に用いられてい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繋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るので注意を要する。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。

### 14.4.2 鉛直分布荷重を受けるトラス桁の極限強度

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[Rosen et al., 1979] 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、残留応力と付加垂直応力による塑性域の拡がりや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もつものである。

解析モデルは道路橋示方書に準拠して設計された上路形式の単純支持側道トラス橋である。主構間隔  $b$  を 2 m とし、主構高  $h$  を 4 m ~ 6 m, 支間長を 40 m ~ 100 m に変化させている。主構間隔が狭いために支間長が 60 m 以上のモデルの弦材断面は死荷重と風荷重の組合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 14.2.2 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  $\ell/1000$  となる sine 半波の初期ねじり変形を考慮している。

解析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、その結果を図 14.4.1 に示す。

安全性に対する目安として AASHTO[1977] の荷重係数に関する規定を参考として次式を採用する。

$$\text{極限強度} \geq 1.3D + \gamma(L + I) \quad (14.4.1)$$

AASHTO によると  $(L + I)$  に対する荷重係数は 2.86 と与えられている。図 14.4.1 は解析結果より与えられた  $\gamma$  値と直感的な細長さの指標である  $\ell/b$  の関係を示すが、 $\gamma$  値は  $\ell/b$  に無関係にほぼ一定の値となってい

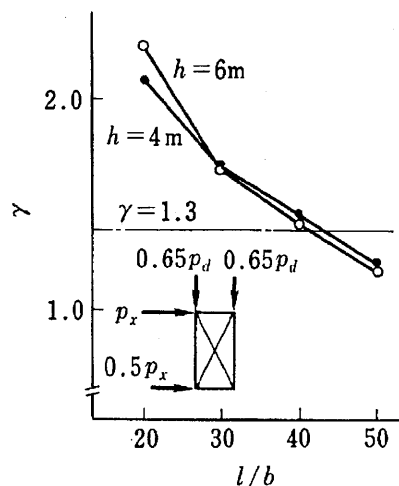
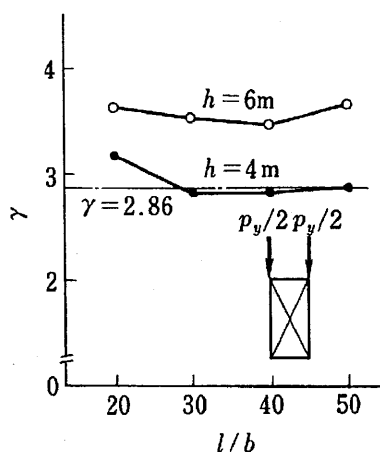


図 14.4.1 鉛直荷重を受ける側道トラス橋の極限強度 図 14.4.2 組合せ荷重を受ける側道トラス橋の極限強度

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。

### 14.4.3 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。

$$\text{極限強度} \geq 1.3D + \gamma W \tag{14.4.2}$$

図 14.4.2 に  $\gamma$  値と  $l/b$  の関係を表わしている。  $\gamma$  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 を超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じる横繋ぎ材の座屈および降伏に起因している。上限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。

## 14.5 ガセットの座屈

トラスの格点部は、ガセットを介して弦材と斜材や垂直材などの腹材とを連結する構造が多いが、腹材に圧縮力が作用する場合は、ガセットの局部座屈が問題となる。BS5400Part3 や AASHTO では、図 14.5.1 に示

すガセットプレートの自由辺長  $l$  を次式で制限しており、これを超える場合は、リブなどで補強することとしている。

$$\frac{l}{t} \leq 50\sqrt{\frac{355}{\sigma_Y}} \quad (14.5.1)$$

ここに、 $t$  はガセット厚、 $\sigma_Y$  は降伏応力度 (N/mm<sup>2</sup>) を表す。本四基準でも表 14.5.1 に示す規定を設けており、式 (14.5.1) に準拠している。

腹材をガセット内に差込む形式の場合、差込み量が少ないと弦材と腹材の連結ボルトとの離れ量  $l'$  が大きくなって局部座屈を生じる可能性がある。本四基準や鋼道路橋設計便覧 [日本道路協会,1980] では、この部分のガセットプレートに単位幅の仮想柱を考え、これが降伏点まで耐えられる限界座屈長から  $l'/t$  を制限している。具体的には次式を基に、表 14.5.1 のように規定している。

$$\frac{l'}{t} \leq \sqrt{\frac{\pi^2 E}{12\sigma_Y}} \quad (14.5.2)$$

表 14.5.1 補剛材を必要としない  $l/t$  の上限値および弦材と腹板連結ボルトとの離れ量  $l'$  の制限値

鋼種	$l/t$	$l'/t$
SM400	60	27
SM490	52	23
SM490Y	49	22
SM570	43	19
SM690	38	17
SM780	35	16

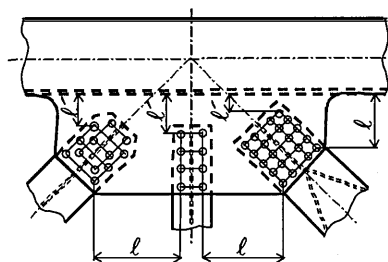


図 14.5.1 ガセットの自由辺長  $l$  と、弦材と腹材との離れ量  $l'$  のとり方

## 14.6 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ま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軸回りの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績を踏まえて、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

- Engesser, F. (1909) : Über die Knickfestigkeit von Rahmenstäben, Zentralblatt der Bauverwaltung, 1909.  
 Bleich, F. (1952) : Buckling Strength of Metal Structures, McGraw-Hill, 1952.  
 Massoneet, Ch. (1955) : Flamement des Constructions Formées de Barres Droites, Notes Techniques, CECM, Bruxelles, 1955.

- Johnston, G. (1960) : Design Criteria for Metal Compression Members, John Wiley & Sons, 1960.
- Wood, R.H. (1974) : Effective lengths of columns in multi-storey buildings, *The Struct. Eng.*, Vol.52, No.7, 1974.
- AASHTO (1977) : Standard Specifications for Highway Bridge, 1977.
- ECCS (1978) : European Recommendations for Steel Construction, 1978.
- Johnston, D.C. (1978) : Inelastic behaviour of a restraint strut, Univ. of Cambridge, Dept. of Engineering, Tech. Rept., CUED/C-STRUCT/TR. 71, 1978.
- Rosen, A. and Schmit, L. A. (1979) : Design-oriented analysis of imperfect truss structures-part 1-accurate analysis, *Num. Meth. in Engng*, Vol.14, No.9, 1979.
- Ville de Goyet, V. (1979) : 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.
- 日本道路協会 (1980) : 鋼道路橋設計便覧, 丸善, 1980.
- 日本道路協会 (1980) : 道路橋示方書・同解説, 1980.
- Massonnet, Ch. (1981) : The design of steel bridges, *Conference Discussion*, edited by H. R. Evans, 1981.
- Ville de Goyet, V., Frey, Fr. And Massonnet, Ch. (1981) : Ultimate load of trusses buckling in their plane, *IABSE PERIODICA*, 4, 1981.
- 小松定夫編 (1982) : 鋼構造の補剛設計, 森北出版, 1982.
- BSI (1982) : BS5400 Part 3. Code of Practice for Design of Steel Bridges, 1982.
- EURO (1983) : EUROCODE 3, Common Unified Code of Practice for Steel Structures, 1983.
- Marinček, M. (1983) : The buckling length for members of trusses, 3 rd International Colloquium on Stability of Metal Structures, 1983.
- 小松定夫, 西村宣男, 西出俊亮 (1984) : 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.
- 西出俊亮, 小松定夫, 西村宣男 (1984) : 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.
- Kuranishi, S. and Kimura, K. (1984) : Ultimate strength of truss girder due to failure of chord members, *Proc. JSCE*, No.344/I-1, 1984.
- 日本道路協会 (2002) : 道路橋示方書・同解説, 2002.