

第 9 章 骨組構造物に関する一般事項

9.1 適用範囲

本章はトラス、ラーメン、アーチおよび吊構造などの骨組構造物の設計に適用する。

【解 説】 トラスとは、一般に、構成部材要素(トラス部材と称する)の軸剛性のみで全体構造の安定が得られるように部材を配置した構造物である。一般にトラスの解析は、格点をピン結合と仮定して、軸方向力を計算してよい。

ラーメンとは、構成部材要素(ラーメン部材と称する)の軸剛性と曲げ剛性とにより、全体構造の安定が得られるように部材を配置した構造物である。部材には軸方向力、曲げモーメントおよびせん断力が生じる。

アーチとは、主荷重に対して、主として軸方向圧縮力によって抵抗するような上に凸のなめらかな直線または曲線部材(アーチリブ)を結合した構造物である。長大アーチでは、アーチリブの変形により幾何学的非線形性が現れて、変位や断面力が微小変位理論による値より大きくなるため、注意が必要である。

吊構造は、吊橋および斜張橋に代表されるケーブル構造を総称しており、その主要な構成要素であるケーブルの軸剛性、および塔、桁の軸剛性と曲げ剛性とにより、全体構造の安定が得られるように部材を配置した構造物である。一般に、ケーブルには引張力、塔、桁を構成する部材には軸方向力、曲げモーメントおよびせん断力が生じる。

用語の使い方としては、トラス、ラーメン、アーチとは、その構造物全体を指し、それらの構成部材をそれぞれトラス部材、ラーメン部材およびアーチ部材と呼ぶ。骨組構造物はトラス部材、ラーメン部材およびアーチ部材等を立体的に組合せ、3次元方向の荷重に抵抗できるように設計された構造物であり、全体構造の安定性が得られるという前提条件のもとで、平面骨組系で解析してもよい。

9.2 部材断面の設計

9.2.1 一般

骨組構造物を構成する各部材の設計は 6 章(限界状態の照査)、7 章(部材に関する一般事項)によるものとする。

【解 説】 骨組構造物の全体の構造安定性、有効座屈長、部材断面の構成等は本章で規定する。

9.2.2 トラス部材の設計

9.2.2.1 断面の構成

- (1) 断面の構成にあたっては、断面の図心がなるべく断面の中心と一致し、かつ骨組線と一致するようにするものとする。
- (2) 断面を構成する板の組合せにあたっては、接合部が左右はもとより上下にも対称になるように設計するものとする。
- (3) 圧縮力を受ける弦材、端柱および連続トラスの中間支点に取り付く斜材などは、原則として箱形または π 形断面とし、かつ垂直軸まわり(トラス面外)の断面二次半径に関する細長比は水平軸まわり(トラス面内)のものよりも小さくするものとする。

- (4) 箱形断面においては、トラス面と平行に配置された板の断面積は部材総断面の40%以上を標準とする。

9.2.2.2 圧縮部材の有効座屈長

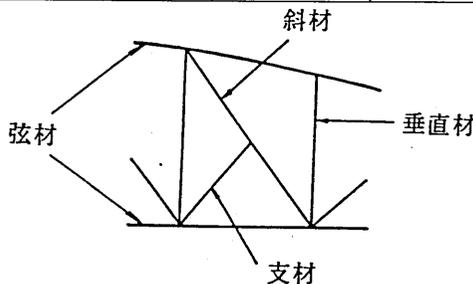
- (1) トラス面内
部材の有効座屈長は、骨組長をとるのを原則とする。
- (2) トラス面外
部材の有効座屈長は、部材が面外方向の支持部材や面内にある支持部材により有効に支持されている場合、支持点の間隔にとるのを標準とする。

【解 説】 トラス部材としては、溶接によって組立てられた箱形断面部材、I形断面部材、鋼管や形鋼および形鋼を組合わせた組合せ部材等が用いられている。特に山形鋼、CT鋼を用いる場合は、格点において偏心結合されることが多いので、強度の計算に十分な注意が必要である。

(1) トラスの圧縮部材の曲げ変形は隣接部材の拘束効果を受けるため、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部材としての挙動を呈する。隣接部材の拘束効果には着目部材との剛比、隣接部材の応力レベル、トラスの骨組構成などが影響するために、一律に有効座屈長係数を規定することは困難である。本指針では解説表9.1に示す各国の設計規準における規定値⁶⁾を参考として安全側に標準の有効座屈長係数を定めた。適切な方法を用いて有効座屈長係数を求めることが可能であれば、弦材については骨組長の0.9倍、腹材については骨組長の0.8倍を下回らない値を用いることができる。

解説表9.1 トラス面内座屈に関する有効座屈長係数の比較

国名等	新規定		旧規定	
	弦材	腹材	弦材	腹材
USA AISI(1969)	1.0	1.0	1.0	1.0
Germany DIN4114(1978)	1.0	0.9	1.0	1.0
EUROCODE 3(1983)	1.0	0.9	-	-
Japan JSHB(1994)	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



解説図9.1 トラスの部材

また部材の中間点を他の支持部材が有効に支持する場合は、その支持間長を有効座屈長としてよい。ここで有効に支持するという意味は、たとえば解説図9.1のように斜材と支持材との連結が十分であり、かつ支持材が8章で規定される圧縮二次部材として設計されている場合をいう。この場合、斜材と支持部材との連結部の強さは少なくとも斜材と弦材の連結部の強さの1/4以上とする。

(2) 部材が有効に支持されるという意味は道路橋示方書・同解説¹⁾によれば、その部材に作用する最大圧縮力の1%に相当する力に抵抗できるような部材によって、横支持されている場合を言う。特にポニートラスや単弦トラスのような構造では垂直材の曲げ剛性で弦材の横座屈を防止することとなるため

の、垂直材の剛度はもちろん、垂直材自体も十分剛な部材と連結しておく必要がある。また、道路橋示方書では上弦材の垂直軸まわりの断面2次半径は水平軸周りの断面2次半径の1.5倍以上の剛度を確保することによって、上弦材の横座屈を抑えている。

軸力の異なるトラス面外の有効座屈長 l は、解説図9.2の L に対して以下の式で与えることができる。

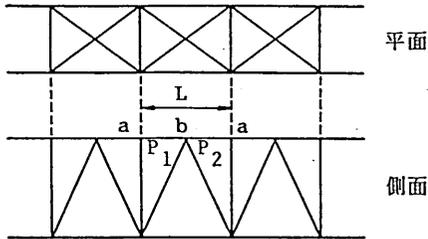
$$l = \left(0.75 + 0.25 \frac{P_2}{P_1} \right) L \tag{解9.1}$$

ここに、 P_2, P_1 は圧縮力で ($P_1 \geq P_2$)、各格間 \bar{ab}, \bar{ba} での作用力。

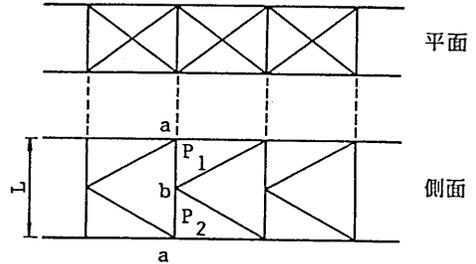
また、解説図9.3に示す K トラスの垂直材のようにで符号の異なる軸力が作用し、トラス面外に支持材がない場合は、 L に対し以下の式で有効座屈長を与えることができる。

$$l = \begin{cases} \left(0.75 - 0.25 \frac{P_2}{P_1} \right) L, & P_1 \geq P_2 \\ 0.5L, & P_1 < P_2 \end{cases} \tag{解9.2}$$

ただし、 P_1 は圧縮力の絶対値、 P_2 は引張力の絶対値とし、部材間 \bar{aa} では断面が一定の場合である。



解説図9.2 軸力の異なるトラス弦材の面外有効座屈長



解説図9.3 軸力の異なるトラス垂直材の面外有効座屈長

鉄塔の支柱材に関しては、解説表9.2に有効座屈長を骨組構造別、断面構成別に整理して示す⁶⁾。

解説表9.2 (1) 主として圧縮力を受ける鉄塔支柱の有効座屈長係数

骨組構造	断面構成				
有効座屈長係数		0.8	0.7	1.0	1.0
		0.9	0.85	1.0	1.0
	$\frac{x}{y}$	$K_x 1.0$	1.0	1.0	1.0
	$\frac{y}{x}$	$K_y 1.0$	0.5	1.0	1.0
係数	$\frac{x}{y}$	$K_x 1.0$	1.0	1.0	1.0
	$\frac{y}{x}$	$K_y 1.0$	0.5	1.0	1.0

(2) 主として曲げによる圧縮を受ける鉄塔支柱の有効座屈長係数

骨組構造					
	有効座屈長係数	0.7	0.6	1.0	1.0
有効座屈長	λ	0.85	0.8	1.0	1.0
	K_x, K_y	$K_x 1.0$ $K_y 1.0$	1.0 0.5	1.0 1.0	1.0 1.0
係数	K_x, K_y	$K_x 1.0$ $K_y 1.0$	1.0 0.5	1.0 1.0	1.0 1.0

また、鉄塔の圧縮側脚部の有効座屈長は格点長だけで検討する以外に、脚全体が半波形に座屈する全体座屈や弦材の局部座屈に対して十分な検討が必要である。

(3) ポニートラスの上弦材の面外座屈

図9.1に示すようなポニートラス上弦材の面外の有効座屈長は、式(9.1)によって求めることができる。

$$\ell = \left(\frac{\lambda_0 + 1.8}{\chi_v^{0.4}} \right) a, \quad \ell \geq a \tag{9.1}$$

ここに、 ℓ ：有効座屈長

$$\lambda_0 = \frac{1}{\pi} \frac{a}{r} \sqrt{\frac{F}{E}} \tag{9.2}$$

a ：U形ラーメン間隔

r ：上弦材の鉛直軸まわりの断面2次半径

F ：表5.1に示す材料強度の規格値(kgf/cm²)

E ：表2.3に示す鋼のヤング係数の規格値(kgf/cm²)

χ_v ：ポニートラスのU形ラーメン剛性を評価するパラメーター、

$$\chi_v = \frac{K_v a^3}{EI_c}$$

I_c ：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の値

$$K_v = \frac{1}{\frac{h_1^3}{3EI_v} + \frac{bh_2^2}{2EI_b} + fh_2^2}$$

- h_1, h_2 : それぞれ 図9.1 に示すU形ラーメンの高さ
- I_v, I_b : それぞれ垂直材および床ばりの断面2次モーメント
- f : 垂直材と床ばりとの連結部の撓性係数で、無補剛の端板や山形鋼を介してボルトにより連結する場合 0.5×10^{-8} rad/kgf・cm, 補剛材付き端板を介してボルトにより連結する場合 0.2×10^{-8} rad/kgf・cm, および連結部を十分補強し溶接またはボルトにより連結する場合 0.1×10^{-8} rad/kgf・cm

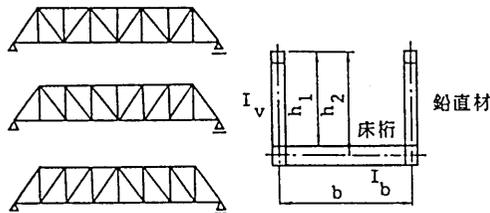


図9.1 ポニートラスの主構形式と断面

【解 説】 ポニートラスの上弦材格点は、垂直材および床ばりとは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。上弦材の座屈荷重を精度良く評価するためには、図9.1に示すような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⁶⁾。

9.2.2.3 組合せ圧縮材

形鋼などによって構成される組合せ圧縮材の設計は次によるものとする。

(1) 組合せ圧縮材の細長比

- 1) 組合せ圧縮材の強軸 (図9.2 の $x-x$ 軸) まわりの細長比は、単一材として式(9.3)により算定する。

$$\lambda = \frac{\ell_k}{r} \tag{9.3}$$

ここに、 ℓ_k : 有効座屈長 (cm)

r : $x-x$ 軸についての断面二次半径 (cm)

- 2) 組合せ圧縮材の弱軸 (図9.2 $y-y$ 軸) まわりについての座屈に対しては式(9.3)の細長比を割増しして算定する。(3)の組合せ圧縮材の構造細目に従う場合、式(9.4)の略算によることができる。

$$\lambda_{ye} = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{m}{2} \lambda_1^2} \tag{9.4}$$

ただし、 $\lambda_1 \leq 20$ のときは

$$\lambda_{ye} = \lambda_y \tag{9.5}$$

とみなすことができる。

ここに、 λ_y : 組合せ材が一体として作用するとみなしたときの細長比

λ_{ye} : 有効細長比

m : つなぎ材(はさみ板・タイプレート・レーシングバー)によって組合わされる形鋼または形鋼群の数 (図 9.3)

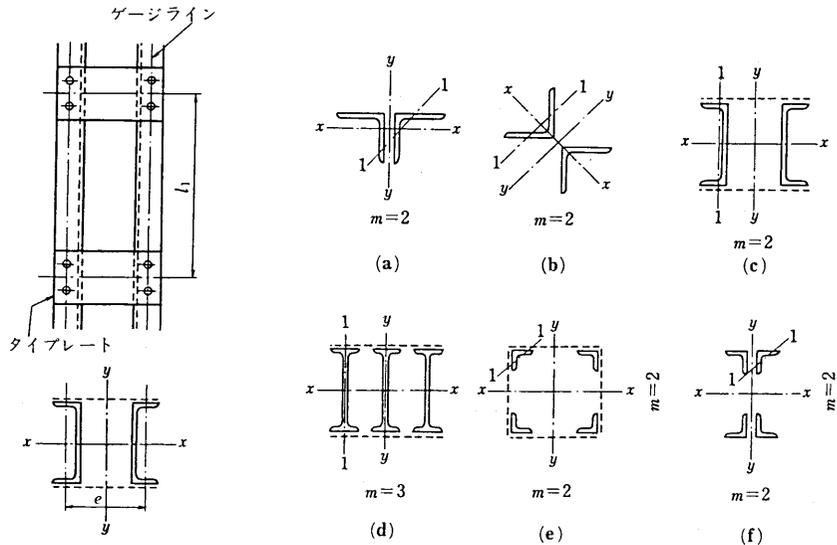


図 9.2 組合せ圧縮材 (タイプレート)

図 9.3 形鋼の数

λ_1 は組合せ圧縮材の形式により以下の式によって求められる。

a) はさみ板・タイプレート形式の組合せ圧縮材 (図 9.2)

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{r_1} \tag{9.6}$$

ここに、 l_1 : 区間長 (cm)

r_1 : 形鋼の最小断面二次半径 (cm)

b) レーシングバー形式の組合せ圧縮材 (図 9.4)

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{A}{n A_d} \frac{l_d^3}{l_2 e^2}} \tag{9.7}$$

ここに、 l_2 : レーシングバーの長さの部材軸方向成分 (cm)

l_d : レーシングバーの長さ (cm)

e : 形鋼の重心軸の間の距離 (cm)

A : 組合せ圧縮材を構成する形鋼断面積の和 (cm²)

A_d : レーシングバーの断面積、ただし、ダブルレーシングの場合には各レーシングバーの断面積の和 (cm²)

n : つなぎ材のとりつけ面の数 (図 9.5)

c) 有孔カバープレート形式の組合せ圧縮材 (図 9.6)

$$\lambda_1 = 1.7 \sqrt{\frac{l_1}{p} \frac{l_1}{r_1}} \tag{9.8}$$

ここに、 l_1 : 孔の長さ (cm)
 p : 孔のピッチ (cm)
 r_1 : 孔の位置における組合せ圧縮材の最小断面二次半径 (cm)

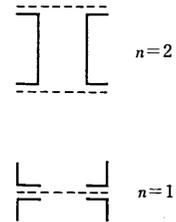
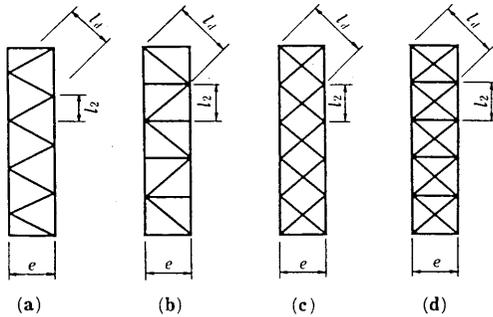


図9.4 レーシングバー形式の組合せ圧縮材 図9.5 レーシングバー形式の n

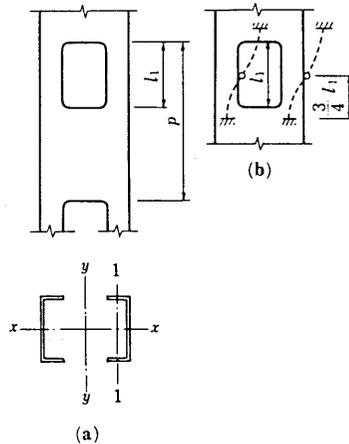


図9.6 有孔カバープレート形式

- (2) 組合せ圧縮材の座屈に伴うせん断力
 組合せ圧縮材の各部分は、圧縮力の 2% のせん断力が作用するものとみなして設計する。圧縮力のほかにせん断力を受ける組合せ圧縮材でも、このせん断力を加算して設計する。
- (3) 組合せ圧縮材の構造細目
 - 1) 圧縮材を組立てる高力ボルトあるいは断続溶接のピッチは、構成部材中の最小板厚の $1044/\sqrt{F}$ 倍以下、かつ 30cm 以下とする。ただし、高力ボルトが千鳥打ちされるときは、各ゲージライン上のピッチは、上記の値の 1.5 倍以下とする。ここに、 F は表 5.1 に示す材料強度の規格値 (kgf/cm^2)。
 - 2) はさみ板・タイプレートまたはレーシングバーで分けられた区間数は 3 以上とし、各区間長はなるべく均等になるようにする。
 - 3) はさみ板・タイプレート形式では、形鋼の細長比が 50 以下になるように区間長をとる。十型断面では、はさみ板は交互に直角に配置する。レーシングバー形式では、形鋼の細長比が組合せ材の両主軸に関する細長比のうち大きいほうの値以下になるように区間長をとる。
 - 4) レーシングバーの細長比は、160 以下とする。
 - 5) 形鋼間の距離の大きい組合せ圧縮材の材端部は十分剛なガゼットプレートまたはタイプレートに 3 本以上の高力ボルト、またはこれと同等以上の溶接によって取付ける。この部分における高力ボルトのピッチは径の 4 倍以下、溶接の場合は連

続溶接とする。

- 6) 有孔カバープレート形式では孔の長さは孔の幅の2倍以下、孔と孔の内縁間距離は組合せ材の高力ボルトまたは溶接列間距離以上とし、孔の隅角部の半径は5cm以上とする。

【解説】 架設時に使用する鉄塔や鉄柱に用いられる組合せ圧縮材の中にはタイププレート等を用いて、厳密にはトラス構造とは呼べないものもあるが、便宜的にこの節に含めた。また、組合せ圧縮材に関する規定が昭和55年2月の道路橋示方書¹⁾から削除されたため、鋼構造設計規準(日本建築学会)²⁾ 11.6の条文と解説に準拠して定めた。また以下の解説も同基準による。なお用語については一部変更している。

(1) 図9.2のような組合せ圧縮材の充腹でない軸($y-y$ 軸)についての座屈荷重は、組合せ圧縮材としてのせん断変形の影響で、2つの形鋼が一体になって働く場合より小さくなる。式(9.4)にこのような組合せ材の有効細長比を求める慣用の略算式を示した。なお、式(9.4)中の m は結合される形鋼または形鋼群の数で図9.6のようにとる。

レーシングバー形式の組合せ圧縮材では、式(9.7) [図9.4, 9.5 参照] によって λ_1 を計算することになっているが、形鋼に比べてレーシングバーの断面積が極端に小さい場合を除き、式(9.7)の与える λ_1 は20以下となるから、式(9.5)が使える。

図9.3(f)をレーシングバー形式の組合せ圧縮材とすると、 $x-x$ 軸に関しては、レーシングバー形式として式(9.7)により λ_1 を求め、 $y-y$ 軸に関しては、はさみ板形式として式(9.6)により λ_1 を求めなければならない。図9.6のような有孔カバープレート形式の組合せ圧縮材は、孔の位置の断面を素材とする組合せ圧縮材と考えて設計する。式(9.8)は図9.6(b)のような変形を考えてタイププレート形式と同様な考えによって求めたものである。すなわち、有効細長比は

$$\lambda_{ye} = \sqrt{\lambda_y^2 + 2.77 \frac{\ell_1}{p} \left(\frac{\ell_1}{r_1} \right)^2} \quad (\text{解9.3})$$

となるから、

$$\lambda_1 = 1.67 \sqrt{\frac{\ell_1}{p} \frac{\ell_1}{r_1}} \quad (\text{解9.4})$$

とおけば、式(解9.3)は式(9.4)の形になる。しかし、通常の場合、式(9.7)の与える λ_1 は20以下となるので、式(9.5)が使える。

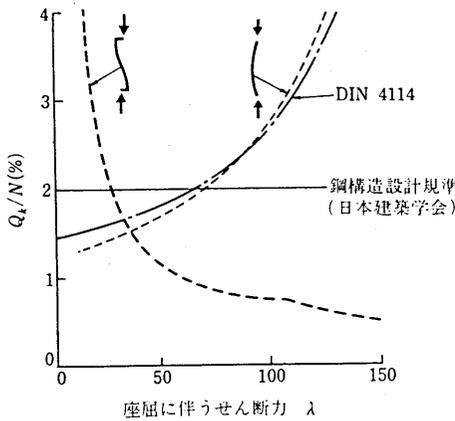
(2) 組合せ圧縮材の座屈に伴うせん断力の考え方はいろいろあり、各国の規定もまちまちである。そのひとつはEngesserの考え方で、中心圧縮を受けるまっすぐな組合せ圧縮材が座屈してわん曲し、圧縮側の形鋼が降伏する状態までつなぎ材が破壊しないようにしようとするものである。この考え方によると解説図9.4に示すように座屈に伴うせん断力 Q_k と軸力 N との比は細長比とともに増大する。DINはこの考えによったものである。

また、圧縮材の両端に反対方向の偏心があるものとして、この耐力時までつなぎ材が健全であるようにするという考え方に従えば、解説図9.4に示すように Q_k/N は細長比が増すに従って減少する。鋼構造設計規準ではAISC(2%)、BS449(2.5%)にならって細長比と無関係に Q_k/N を2%とした。

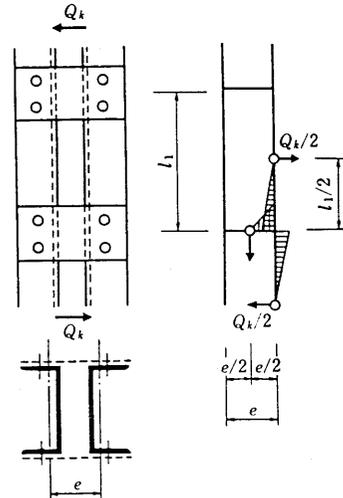
座屈に伴うせん断力 Q_k によってつなぎ材とその接合部あるいは形鋼に応力が生ずるので、これらに対して安全ように設計する。この場合、格子組合せ材では解説図9.5のように仮定して求める。

(3) 構造細目の1)は圧縮材を構成する板が、ボルト間で局部座屈を起こさないための規定である。なお組合せ圧縮材には、その剛性を確保するため、やむをえない場合のほか普通ボルトは使用しない。2)はDINにならって定められたものである。事実、図9.5のような形式のタイププレートを中間に1ヶ所付けてもなんら耐力が上昇しないことは明らかである。

また、3)ではタイププレート形式の形鋼の細長比が 50 をこえると式(9.4)が与える危険側の誤差が無視できなくなるために定めた。また、レーシングバー形式の場合は形鋼が先に座屈しないために、形鋼の細長比を組合せ材としての細長比より小さくするように規定した。4)に関し、AISCおよびBSでは 140 以下としている。5)の制限は図 9.3(c)~(f)のように、形鋼間隔の広い場合に部材端で形鋼間にずれが生じないようにするためであるから、図 9.3(a),(b)のような構成の場合は除外される。



解説図9.4 せん断力 Q_k と軸力 N の比



解説図9.5 格子組合せ材の Q_k

9.2.2.4 二次応力

トラスの設計にあたっては、格点剛結の影響による二次応力をできるだけ小さくするように配慮しなければならない。

【解 説】 ここでは、格点剛結の構造をとるトラスの剛結の影響による二次曲げを対象としている。このほか、格点に対する二次部材の偏心結合や横ばりに作用する荷重による二次応力についても考慮するものとする。

道路橋示方書¹⁾では、二次曲げを考慮しなくてよい構造の目安として、部材高が部材長の 1/10 以下、最小の細長比を 30 程度とすることを推奨している。

9.2.2.5 直接荷重を受ける部材

格点以外に荷重が作用する場合には、部材に軸方向力のほか曲げモーメントが生ずるので別途配慮するものとする。

【解 説】 トラスの弦材の格点間に直接外力が作用する場合には、弦材に軸方向力の他に曲げモーメントやせん断力が作用する。これらは例えば、垂直材で支持される多径間連続桁として弦材に作用する断面力を考慮して設計するものとする。このような構造形式としては、直接床版を支持する上路トラスの上弦材、水圧を受ける鋼殻ケーソンのリングフレームトラスなどがある。

9.2.3 ラーメン部材の設計

9.2.3.1 有効座屈長

(1) 面内座屈

ラーメンの面内座屈に対する柱部材の有効座屈長は、式(9.9)を用いて算出して良い。

$$\ell = Kh \quad (9.9)$$

ここに、 h : ラーメンの柱の高さ (cm)
 K : 有効座屈長係数であり、式(9.10)または式(9.11)により求めるものとする。

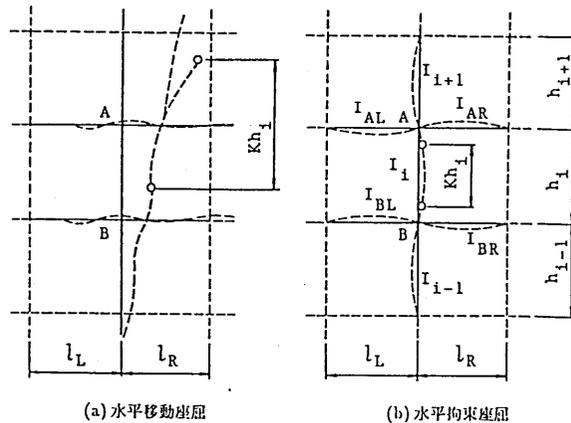


図9.7 多層ラーメンの座屈

(1-1) 水平移動座屈(図 9.7(a) 参照)

$$K = \sqrt{\frac{1.6 + 2.4(\xi_1 + \xi_2) + 1.1\xi_1\xi_2}{\xi_1 + \xi_2 + 5.5\xi_1\xi_2}} \quad (9.10)$$

(1-2) 水平拘束座屈(図 9.7(b) 参照)

$$K = \frac{3 - 1.6(\xi_1 + \xi_2) + 0.84\xi_1\xi_2}{3 - (\xi_1 + \xi_2) + 0.28\xi_1\xi_2} \quad (9.11)$$

ここに、

$$\xi_1 = \frac{1}{1 + G_t}$$

$$\xi_2 = \frac{1}{1 + G_b} \quad (9.12)$$

$$G = \frac{\Sigma(I_c/h)}{\Sigma(\chi I_b/L)} \quad (9.13)$$

I_c, I_b : 柱およびはりの断面2次モーメント (cm⁴) であり、変断面部材の場合には平均値を用いる。

L : はりの部材長 (cm)

Σ : 柱の上端と下端に集まる部材について総和することを意味する。
 χ : はりの他端側の接合条件によって表 9.1 の値を用いるものとする。

表 9.1 χ の値

はりの端末条件	ヒンジ	剛結	固定
水平移動座屈	0.5	1.0	0.667
水平拘束座屈	1.5	1.0	2.000

なお、次の柱の境界条件に対して、 G_b の値は下記の値を用いる。

下端ヒンジ : $G_b = \infty$, 下端固定 : $G_b = 0$

(2) 面外座屈

ほぼ等断面のラーメンの面外座屈の有効座屈長は、ラーメンの全高さの 2 倍をとってよい。

なお、断面が著しく変化する場合や、特殊構造形式のラーメンは、別途 9.2.5 により有効座屈長を求めなければならない。

9.2.3.2 軸方向圧縮力と曲げモーメントを受ける部材

軸方向圧縮力と曲げモーメントを受ける部材の安全性の照査は、6章によるものとする。この場合、部材の圧縮強度は 9.2.3.1 に示した有効座屈長 l を用いた式(5.3)により求めるものとする。

9.2.3.3 曲げ、軸方向力、せん断力の合成に対する照査

軸方向応力度とせん断応力度がともにそれぞれの設計材料強度の 25% 以上の場合は、6章により安全性を照査するものとする。

9.2.3.4 基礎構造の影響

基礎構造物の回転、相対的移動が予想される場合は、その影響を設計において考慮するものとする。

【解 説】 多くの設計基準では、柱とはりの剛比 $G = (I_c/h)/(I_b/L)$ を用いた算定式を与えているが、実際のラーメン構造に利用される $K \leq 0.5$ の範囲では相当安全側の評価を与えることが指摘されている。このことから、有効座屈長係数の近似式によって算定する方法を採用した⁶⁾。本手法は、対称ラーメンに対称荷重が作用する場合に適用されるものであり、特殊な構造形式、複雑な荷重状態および断面が著しく変化する場合は、別途 9.2.5 の固有値解析を行い、有効座屈長を求めることができる。

9.2.4 アーチ部材の設計

9.2.4.1 有効座屈長

(1) 面内座屈

無補剛アーチおよび補剛桁に軸方向力が生じないアーチ構造におけるアーチ部材の面内座屈の有効座屈長は、式(9.14)を用いて算出してよい。補剛桁に軸方向力が生じるアーチ構造におけるアーチ部材の有効座屈長は、格間長とする。

$$l_e = \frac{\pi L}{\sqrt{\alpha\gamma}} \quad (9.14)$$

ここに、 L ：アーチの支間

$$\gamma = \sqrt{1 + 4 \left(\frac{f}{L}\right)^2}$$

f ：アーチのライズ

α ：表9.2に示すアーチの面内座屈係数

1)

$$\lambda = \frac{a}{L} \left(1 + \frac{I_a}{I_g}\right) \tag{9.15}$$

ここに、 a ：補剛げたの側径間の支間長(m)

L ：アーチの支間長(m)

I_a ：アーチ面内の曲げに対する片側アーチ部材の断面2次モーメントの平均値(m⁴)

I_g ：片側補剛げたの断面2次モーメントの平均値(m⁴)

2) f/L および λ が表9.2に示す値の中間値となる場合は、 α は直線補間して算出してよい。

表9.2 面内座屈係数

構造形式		f/L	α					γ	
			0	0.10	0.15	0.20	0.30		
無補剛チ アーチ	2 ヒンジアーチ		39.5	36.0	32.0	28.0	20.0	9	
	固定アーチ		81.0	76.0	69.5	63.0	48.0		
補剛げたに軸方向力が生じない 2 ヒンジ補剛チ アーチ	側径間がない場合		39.5	36.0	32.0	28.0	20.0	12	
	側径間がある 場合	λ	0	81.0	76.0	69.5	63.0		48.0
			0.25	63.0	58.5	52.5	47.0		34.5
			0.50	55.5	51.5	46.5	41.5		30.5
			0.75	51.5	48.0	43.0	38.5		28.5
			1.0	49.0	45.5	41.0	36.5		27.0
			2.0	45.0	41.0	36.5	32.0		22.5

(2) 面外座屈

アーチ部材の面外座屈の有効座屈長は、格間長とする。ただし、横方向への拘束を目的とする充分剛な部材によって横方向に支持される場合は、その支持点間を有効座屈長としてよい。

【解説】 アーチ構造は、構造系の種類が多岐にわたるので、部材座屈と全体座屈の両方に対して有効座屈長を一義的に与えることが難しい。特に、面外座屈については部材座屈と全体座屈は独立に生じる場合も多いので、ここでは後出の9.4の全体座屈の照査を行うことを前提に部材としての有効座屈長を定めた⁶⁾。

式(9.14)は、断面が材軸方向にほぼ一樣な場合について $L/4$ 点の断面を基準に定めたもので、アーチ全体構造の代表値である。アーチ系橋梁の場合、有効座屈長係数 $\pi/\sqrt{\alpha\gamma}$ は、0.12 ($f/L=0.1$ の固定アーチ)から0.23 ($f/L=0.3$ の2ヒンジアーチ)の間の値をとる¹⁾。通常のアーチ系橋梁の格間長(0.1~0.2L程度)よりも大きくなる場合がある。部材断面の設計に用いる座屈長としては、固有値解析による有効座屈長の方が断面毎に定められるので適切であるが、断面が材軸方向にほぼ一樣である場合には良い近似になること、固有値解析をしなくても陽な形で与えられることを考慮して与えた。この有効座屈長を持つは一柱として断面決定すれば、概略設計は可能である。

構造全体の面内耐荷力は、荷重が材軸方向に偏載する場合に大きく低下するので、無補剛アーチおよび補剛桁に軸方向力が生じないアーチ構造の場合、後の 9.4 に述べる全体座屈の照査が必要である。補剛桁に軸方向力が生じるアーチの場合は、構造全体の面内耐荷力は十分に大きいので問題になることは少なく、格点間の部材としての座屈が支配的になるので、格間長を座屈長とした。

9.2.4.2 アーチの面内耐荷力の照査

アーチ部材は軸方向圧縮と曲げモーメントを受ける部材として設計するのを標準とする。

【解 説】 アーチリブの設計は、全体座屈に起因する全体の安全性の照査と格点間の部材座屈に起因する部材照査からなる。後者の座屈は、軸力が支配的かつアーチ部材の細長比が大きいほど、また支点に近い端部格点ほど生じやすい。

格点間のアーチ部材の設計は、全体構造系で得られる断面力に対してアーチ部材長(交点長)を有効座屈長とし、6章の規定により照査を行うものとする。ここでの格点とは、座屈方向に対して支持材により有効に支持されるアーチリブ格点を示すが、ニールセン橋のようにアーチリブがケーブルで支持されるような構造物では、別途 9.2.5 の弾性固有値解析等により有効座屈長の照査が必要である。

求心等分布荷重をうける円弧アーチ、支間方向単位長さあたりに等分布荷重をうける放物線アーチ等は近似的に軸圧縮力のみが生じているとして解析してよい。また一般のアーチでもアーチのライズ比が小さく、かつ部材の細長比が大きくなると、軸方向圧縮力が支配的な部材力になる。このような場合は、軸力部材として設計を行ってよい。詳細は道路橋示方書¹⁾の11章の規定を参照するのがよい。

なお、アーチの全体構造としての面内耐荷力の照査式も提案されている⁶⁾。

9.2.4.3 アーチの面外座屈の照査

- (1) 一本の主構よりなるアーチ構造および二本のアーチ主構の間隔が支間に比べて小さいアーチ構造は、面外座屈に対して安全であることを照査しなければならない。
- (2) アーチ構造の面外座屈は、図9.8に示す載荷状態について照査するのを原則とする。

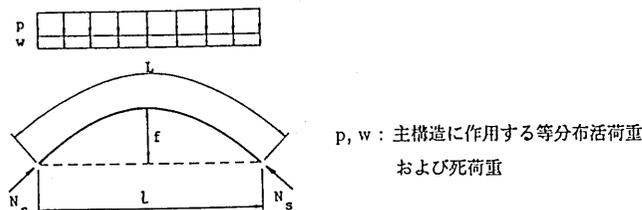


図9.8 アーチの面外座屈荷重の照査に用いる載荷状態

- (3) アーチ軸線が鉛直面内にあって、対称な放物線または円弧をなし、部材がほぼ等高のアーチで、横構と対傾構が次項(4)を満足するように設けられている場合はアーチの面外座屈の照査は次式によってよい。

$$\frac{N_s}{P_{cu}} \leq 1 \quad (9.16)$$

ここに、 N_s : 作用荷重(等分布満載)に対して弾性一次理論により計算される支点の設計軸方向力、中路式アーチ橋の場合は補剛桁との交差点におけるアーチリブの軸方向力(kgf)

P_{cu} : 断面の圧縮耐力(kgf)

$$P_{cu} = A \sigma_{cug} \sigma_{cul} / F_u$$

A : アーチリブ一本の断面積、変断面の場合、長さにあたる平均値

$$A = \sum A_i L_i / L, \quad L = \sum L_i$$

F_u : 設計基準強度(kgf/cm²)

σ_{cug} : 次式に示す局部座屈を考慮しない軸方向圧縮強度(kgf/cm²)

$$\sigma_{cug} = \begin{cases} F_u & (\lambda \leq 0.2) \\ \{1.0 - 0.545(\lambda - 0.2)\} F_u & (0.2 < \lambda \leq 1.0) \\ \frac{1.0}{(0.773 + \lambda^2)} F_u & (1.0 < \lambda) \end{cases}$$

λ : 細長比パラメーター

$$\lambda = \sqrt{\frac{A_s F_u}{\kappa N_s}} = \sqrt{\frac{A_s F_u}{N_{cr}}}$$

A_s : 支点におけるアーチリブの断面積

κ : 9.2.5により得られる面外座屈に対する最小固有値

N_{cr} : 支点部における座屈限界軸力

- (4) アーチの横構と対傾構は、9.4の規定に準じて設計するものとする。ただし、端部横構の斜材については、その部材力を慣用的な簡易法で算出した場合は細長比60以下とする。

【解 説】(1) 格点間の部材としての座屈に対して安全になるよう断面決定された二本以上のアーチ主構が、9.4の規定に準じて横構と対傾構で補剛されている場合で、支間と最外縁の主構間距離の比が20以下のアーチ構造では、一般に完成系に対する面外座屈の照査は不要である。このことは、本規定が適用外としている二つのアーチの構面が互いに傾斜したいわゆるバスケットハンドルタイプのニールセンローゼ桁橋にも言える。

その他の場合には、構造系全体としてのアーチの面外方向に横倒れ座屈が生じる恐れがあるので照査規定を設けた⁶⁾。

(2) 三次元の固有値解析を行わない場合は、 λ を次式の様に定義すれば、以下の様に陽な関数として有効長さ係数を求めることができる。

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F}{E} \frac{K_e K_\beta K_t K_g S}{r_y}} \quad (\text{解9.5})$$

r_y : $\sqrt{I_y/A}$

I_y : アーチリブ一本の鉛直軸まわりの断面二次モーメント(cm⁴)、変断面の場合、長さにあたる平均値 $I_y = \sum I_{yi} L_i / L$, $L = \sum L_i$

K_e : 支点の拘束の影響を考慮するための有効長さ係数、支点におけるアーチリブの面外曲げに関する回転が固定の時0.5、自由の時1.0

K_β : 横構による補剛の効果を考慮するための有効長さ係数、
 $1 - \beta + \{2r_y(0.5 + 0.94\sqrt{\mu}) / (aK_e)\} \beta$

β : 横構で補剛されたアーチ部分の長さのアーチリブ全長に対する比, 下路式アーチ橋(解説図9.6)では, 横構に補剛されたアーチ部分の長さのアーチリブ全長に対する比, 中路式アーチ橋(解説図9.7)では, 橋門部下端より上側部分を下路式アーチと見なして同様に求める. 上路式アーチ橋(解説図9.8)では, 通常, アーチの全長にわたって横構で補剛されるので $\beta=1.0$ となる.

a : 二本のアーチリブの軸線の間隔 (cm)

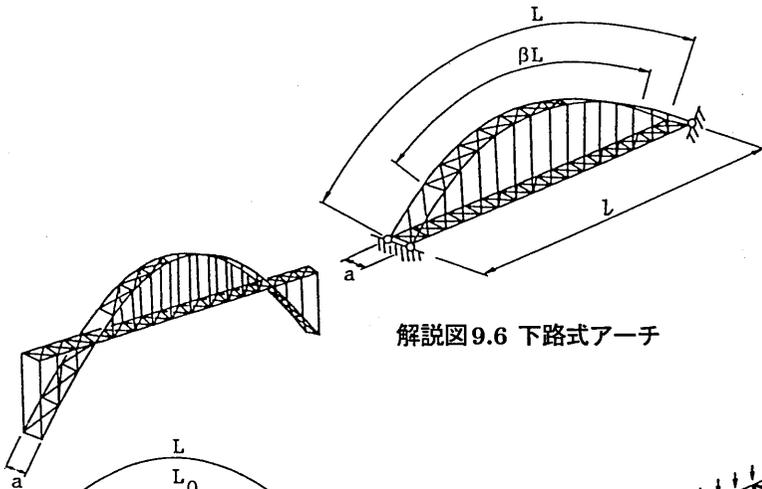
μ : 横構のせん断たわみ性を表わす係数

$$\mu = \frac{1}{2} \left(\frac{a}{L} \right)^2 \left(\frac{a}{b} \right) \frac{A}{2A_d} \left[\left\{ 1 + \left(\frac{b}{a} \right)^2 \right\}^{\frac{3}{2}} + \frac{2A_d}{A_b} \right]$$

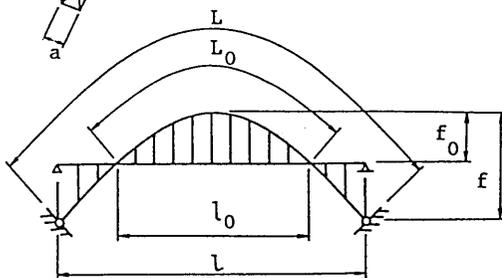
b : 横構のパネル間隔, 変化する場合はそれらの平均値 (cm)

A_d : 横構斜材の断面積 (cm²)

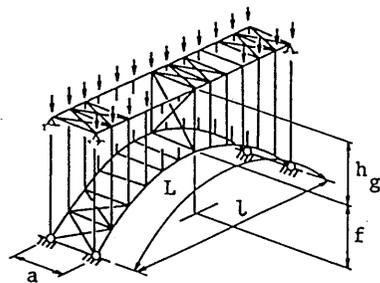
A_b : 横構ストラットの断面積 (cm²)



解説図9.6 下路式アーチ



解説図9.7 中路式アーチ



解説図9.8 上路式アーチ

K_ℓ : 荷重の方向が鉛直を保たない場合に考慮する有効長さ係数, 荷重が鉛直方向を保つ場合は1.0,

下路式アーチ橋及び中路式アーチ橋の場合

$$K_\ell = \begin{cases} 1 - 0.35 \left(\frac{I_{gy}}{I_{ay}} \right)^{\frac{1}{4}} & \frac{I_{gy}}{I_{ay}} \leq 1 \\ 0.65 & \frac{I_{gy}}{I_{ay}} > 1 \end{cases}$$

上路式アーチ橋の場合

$$K_{\ell} = 1.45 + 0.05 \frac{I_{ay}}{I_{gy}} + \left(0.01 \frac{h_g}{f} \frac{I_{ay}}{I_{gy}} \right)^{0.25}$$

I_{gy} : 桁, 床組がある場合, それらを一体として考えた断面の水平横曲げに対する断面二次モーメント (cm^4)

I_{ay} : 横構によって連結された二本のアーチリブを一体として考えた断面の面外曲げに対する断面二次モーメント (cm^4)

h_g : 上路式アーチ橋の場合の補剛桁図心線とアーチクラウン(図心)との鉛直距離 (cm)(解説図9.8 参照)

f : アーチライズ (cm)

K_g : 補剛桁を有する場合にアーチの面外変位を拘束する効果を考慮する有効長さ係数, $K_g=1.0$ とすればすべての場合に安全側である. 通常, 下路式アーチ橋, 中路式アーチ橋の場合 $K_g=1.0$ とする. 上路式アーチ橋でアーチリブと補剛桁がアーチクラウン部において剛結されている場合で, 強度増加を考慮する場合は次式で求めてよい.

$$K_g = 0.5 + \frac{1.48}{\left(\frac{I_{gy}}{I_{ay}} + 1.72 \right)^2}$$

S : アーチの全軸線長 (cm) で, 上路式および下路式アーチにあっては, アーチの全軸線長 L , 中路式アーチにあっては, 一方の橋門部下端から他方の橋門部下端までのアーチの軸線長 L_0 (解説図9.7 参照)

σ_{cul} : 断面を構成する板の局部座屈強度 (kgf/cm^2)

(3) 面外座屈に対しては, 軸力が最大になる载荷条件に対して最も危険であると考えた. 集中荷重の影響は一般に小さいので無視した. 等分布荷重に対してその比率が大きい場合は, 支点軸力の算定に考慮する必要がある.

(4) a) アーチリブの支点における水平軸まわりの回転の有無(アーチの面内にヒンジか固定か)は, 面外座屈強度に及ぼす影響は小さい.

b) 断面構成板の局部座屈との連成座屈に対する取り扱い, 直柱の場合の取り扱いに準ずる.

c) 局部座屈を考慮しない鉛直軸まわりの軸方向圧縮強度は, 直線部材の軸方向強度式(5.3)に, アーチ構造に対して評価した細長比パラメーターを代入することにより得る.

(5) アーチの横構, 対傾構は, 通常, 地震や風による水平横荷重(アーチ面外に作用)に対して設計される. したがって, 横構部材は, アーチの面外座屈と無関係に設計されるので, 構造系全体が終局強度に達する前に部材としての座屈を生じないという保証はないことと, 端部横構の斜材には慣用的な方法では算定できない過大な軸力が発生することが明らかであるのでこの規定を設けた.

細長比 60 という値は, 理論的に求められた値でないが, このように設計すればパラメータを変動させた数値実験で安全であることが確認されている⁶⁾. より合理的には, 別途より厳密な方法等により部材力をより正確に求めて設計するのがよいが設計を煩雑にさせないために便宜的に細長比で表現した.

条文に示した条件を満たさないアーチ橋については別途照査を行う必要がある. その際, 三次元有限変位弾塑性解析で強度照査を行うのが望ましい.

アーチの支点が面外方向の曲げとねじりに対して回転する場合は著しく面外座屈強度が低下するので, 面外曲げとねじりに対して固定する場合には, 遊びやゆるみが生じにくい構造とするとともに施工にあたっては, 十分に注意をする必要がある.

9.2.5 固有値解析

9.2.2.2, 9.2.3.1, 9.2.4.1 により有効座屈長を算出することが困難な構造に対しては、式(9.17)の構造全体系の弾性固有値解析により各断面の有効座屈長を算出することができる。

$$|K_E + \kappa K_G(N_i)| = 0 \quad (9.17)$$

$$\ell_{ei} = \pi \sqrt{\frac{(EI)_i}{\kappa N_i}} \quad (9.18)$$

ここに、 K_E ：微小変位理論の弾性剛性行列
 K_G ：基準状態における幾何剛性行列
 κ ：固有値
 ℓ_{ei} ：断面*i*の有効座屈長 (cm)
 $(EI)_i$ ：断面*i*の曲げ剛性 (kgf・cm²)
 N_i ：設計荷重に基づく4章の構造解析から得られる断面*i*の設計軸方向力

【解 説】 構造部材の有効座屈長は、荷重条件および支持条件により異なるため、変断面を持つ複雑な構造系の有効座屈長を一義的に決定することはかなり困難である。既存の設計基準^{1),7),8)}では、代表的な構造および境界条件に対して陽な形で有効座屈長を定めており、任意の構造系に対して明確に規定している訳ではない。したがって、実設計上においては設計技術者に近似的な有効座屈長の判断を委ねる場合もあり、座屈に対する十分な安全性が確保されない事態も起こりうる。

上述のことを踏まえ、本設計法における部材断面の有効座屈長は、9.2.2.2, 9.2.3.1, 9.2.4.1 による決定法の他に3章の荷重に関する条項に基づく構造全体系に関する弾性固有値解析により決定する方法も規定した⁶⁾。設計実務作業の中での電子計算機の活用が日常化してきている現在、弾性固有値解析は複雑な鋼構造の設計における重荷ではなくなり、従来の方法に比べ計算が煩雑になるものの、任意形状の骨組構造が特定の荷重を受ける場合の有効座屈長が計算でき、また、断面力の変化とともに変わる断面の有効座屈長は、断面変化するところに節点を設けることにより節点間の断面に対して定義できるなどの特徴を有しており、設計の精度および信頼性を高めることが可能になる。

全構成要素の剛性、境界条件および荷重条件が与えられる時、式(9.17)の固有値解析により得られる式(9.18)の有効座屈長は、一般に隣接部材の剛性による伝統的方法から決定される有効座屈長に比較してより厳密な値となる。しかし、実務設計のレベルでは、考えている部材に最も不利になる載荷状態を見いだすために、膨大な数の固有値解析が必要となることや、変断面部材の場合各断面ごとに有効座屈長が異なるため、有効座屈長の取扱いが煩雑になる恨みが残る。

さらに、微小軸圧縮力が作用する断面が存在する構造系、および著しい変断面部材からなる構造系などでは、部材の有効座屈長が非現実的な過大値となり、その細長比は極端に長くなり、場合によっては設計不可能な値になる^{6),9)}。現在、この対策法として微小軸圧縮力を受ける断面に付加的軸圧縮力を導入する手法、着目部材のみが座屈するような高次座屈モードに対して評価する方法および荷重に依存しない方法などがあるが、決定的な方法にはいたっていない。したがって、種々の解析法を比較しながら、固有値に関して安全側の評価を与えつつ、有効座屈長を適切に評価する必要がある。

9.3 全体構造に対する照査

- (1) トラス
トラスの全長に比べてトラス主構の間隔が非常に狭いトラス、または横剛性の小さなポニートラスでは、全体座屈について適切な方法により照査するものとする。
- (2) ラーメン

一般には、9.2.3 に従って部材を設計すればラーメンの全体座屈の照査は不要であるが、特殊な形式を用いる場合は別途厳密な計算を行って照査するものとする。

- (3) アーチ
全体構造の配置、形状および部材断面の選定にあたっては、アーチの面内、面外への全体座屈が生じないようにしなければならない。
- (4) 吊構造
一般には、9.2 にしたがって断面設計すれば、吊構造の全体座屈の照査は不要であるが、長大吊橋や斜張橋などの主要な構成要素である塔、桁およびケーブルの各断面の耐荷力については、全体構造系の立体モデルの基で安全性を照査するものとする。

【解説】 (1) トラス 主構と上下横構からなる疑似箱断面のトラス桁で、支間長と主構間隔の比が 30 を超える場合は、横方向剛性およびねじれ剛性が小さく、全体横座屈が生じる恐れがある。照査方法は座屈設計ガイドライン³⁾、鋼道路橋設計便覧⁴⁾などを参照するのがよい。

ポニートラスにおいては、上弦材を支持する垂直材、斜材と横桁がなすUフレームの剛性を適切に考慮して、上弦材の横座屈強度を算定し設計しなければならない。支間長と主構間隔比が 10 を超える場合は、全体構造系を対象とした弾性座屈解析を行い、安全性を照査するのが望ましい。

(2) ラーメン 特殊な形式のラーメンについては全体構造を対象とした弾性座屈解析によって、全体的座屈現象に対する照査および部材の有効座屈長の計算を行うのがよい。

(3) アーチ 荷重が材軸方向に偏載する無補剛アーチ、および補剛桁に軸方向力が生じないアーチ構造では、面内の全体座屈に対する注意が必要である。また、面外方向に横倒れ座屈が生じる恐れがあるアーチ構造についても全体座屈に関する照査を行うのがよい。その際、弾塑性有限変位解析による強度照査を行うのが望ましい。詳細は、9.2.4.2、9.2.4.3 を参照のこと。

(4) 吊構造 この代表的な吊橋および斜張橋の上部構造に作用する種々な荷重は、主桁、ケーブルを介して塔に伝わり、基礎に伝達される。したがって、上部構造が所要の安全性を有することは、橋梁の生命につながるものであり、主桁、ケーブルおよび塔の安全性を確認しておくことはきわめて重要である。特に、長大吊構造については、6章の部材に関する照査の他に、全橋の立体モデルによる弾性有限変位解析、および弾塑性有限変位解析などによって安全性を照査しておくのがよい。

9.4 横方向への拘束

トラスやアーチ構造では、立体的な機能を確保するために横方向に充分剛な横構と対傾構を設けるものとする。これがない場合は立体骨組として別途計算し安全性を照査するものとする。

【解説】 トラスやアーチ部材の設計では、圧縮部材の面外座屈に関する有効座屈長は主構の格点が橋梁でいう横構、対傾構あるいは橋門構などによって十分に支持されていることが条件になっている。この場合、横構、ストラット、対傾構および橋門構の設計は道路橋示方書¹⁾の 10.5 に準拠する。

アーチの横構の斜材の部材力を正確に求めるためには、少なくともアーチと横構からなる系を立体骨組として有限変位解析(弾性)することが望ましいが、次のようにしてもよい。

水平横荷重に対しては、アーチリブと横構からなる系を平面に展開した骨組を考え、地震時または暴風時のアーチ面内の設計荷重によるアーチ軸力を作用させた状態に、係数倍した水平横荷重を作用させて有限変位解析を行う。鉛直面内荷重に対しては、アーチリブと横構からなる立体骨組に係数倍した鉛直方向設計荷重を作用させて微小変位解析を行う。それぞれの荷重に対して求めた部材力の内、大きい方の部材力に対して直柱として設計する。

9.5 そり

出来上がり形状を管理しなければならない構造物に対しては、製作そりを設けるのを原則とする。

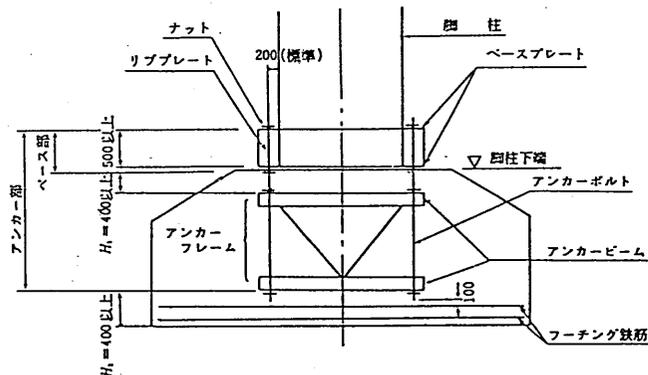
【解 説】 製作そりは、死荷重(固定荷重)に対して設けるのが一般的である。

9.6 下部構造として留意すべき部材

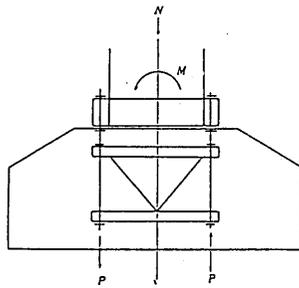
ラーメンの柱の基部等下部構造としての性質を有するとみられる部材は、設計荷重の選定、防食、基礎への力の伝達が十分な構造とするなどの点に留意して設計を行うものとする。

【解 説】 道路橋示方書¹⁾ 13.2, 13.3, 13.12, 13.13 を参考に定めた。ラーメン構造の柱部の土中あるいは水中にある部分は、根巻きコンクリート、防食板、防食塗装などで防護しなければならない。

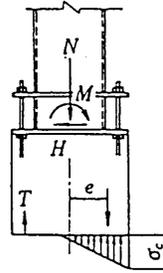
一般にラーメン構造は、その柱基部などにおいて、完全な固定あるいは、完全なヒンジとなっていることを前提として設計されている。したがって、アンカー部の設計の良否がラーメン構造全体の良否に大きく影響する。道路橋示方書では、特に明確に定めていないため、ラーメン構造物を建設する機会が多い各公団によって独自の設計基準^{11),12)}が設けられている。



解説図9.9 脚注のアンカー一部構造



(a) 杭方式

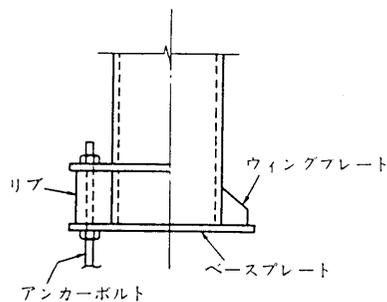


(b) 鉄筋コンクリート方式

解説図9.10 アンカー部に作用する断面力

脚柱のアンカー部の標準構造は、一般に解説図9.9のように示すことができ、その設計方式としては、杭方式と鉄筋コンクリート方式の2方式がある。杭方式は、解説図9.10(a)に示すようにベースプレート下面のコンクリートを無視し、アンカーフレームで圧縮力および引張力に抵抗させる方式であり、一方鉄筋コンクリート方式は解説図9.10(b)のようにベースプレート下面のコンクリートは圧縮力に抵抗し、引張力に対してはアンカーボルトおよびアンカーフレームで抵抗させる方法であり、両方式とも長所、短所があるため、現段階では一方式に限定するのは困難である。一般には、施工上の難易度の理由から選択されることが多い。

なお、文献6)では、鉄筋コンクリート方式によるラーメンアンカー部の設計の要点およびその限界状態設計法に対する提案が述べられている。さらに、鋼構造設計規準(日本建築学会)²⁾ 17.1, 17.2では、次のように設計することが規定されている(解説図9.11)。



解説図9.11 アンカー一部

(1) 柱脚を固定と仮定する場合

- 1) ウイングプレートとリブを用い、ベースプレートの変形を阻止するとともに、柱主材との接合を完全にするか、または鉄筋コンクリートによって被覆し基礎と一体にする。
- 2) ベースプレート下面と基礎上面とを密着させる。この場合、ベースプレートの面積とアンカーボルトの断面積は、ベースプレートの形状を断面とし、引張側アンカーボルトを鉄筋とする鉄筋コンクリート柱とみなして算定して良い。また、ベースプレートの厚さは、これに加わる反力が補剛材で区分された長方形板に加わるものとして算定することができる。
- 3) 柱脚のせん断力がベースプレート下面とコンクリートとの摩擦力で伝達するとみなすときは、摩擦係数を 0.4 とする。

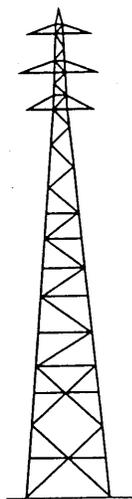
(2) 柱脚をピンと仮定する場合柱脚に引張力が作用する場合には、柱脚のせん断力をアンカーボルトに負担させ、引張力とせん断力との組合せを考慮する。

9.7 鉄塔に作用するねじりの配慮

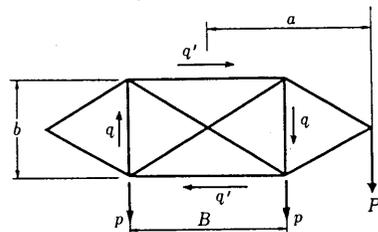
支線の不均等張力によって送電鉄塔・鉄柱は、ねじり作用を受ける。この場合の断面力を算定し、構造物を照査するものとする。

【解説】 解説図9.12に示すトラス形式の送電鉄塔、鉄柱の設計には本章を適用することが可能であるが、固有の現象として積雪や風によって任意の電線が切断し、この結果鉄塔、鉄柱が不均等張力を受ける点に注意する必要がある。本条文は送電用支持物設計標準(電気学会)¹⁰⁾ 3.1の説明33に準拠して定めた。一般にはこれらのねじり力(ねじりモーメント)の算定は高次の不静定となり非常に煩雑となるが、つぎの概略式によって応力を求めてよい。

$$\left. \begin{aligned} p &= \frac{P}{2} \\ q' &= \frac{ba}{B^2 + b^2} P \\ q &= \frac{Ba}{B^2 + b^2} P \end{aligned} \right\} \quad (\text{解9.6})$$



解説図9.12 送電鉄塔



解説図9.13 鉄塔、鉄柱の断面

解説図9.13に示すように不均等張力 P を2個の同方向の力 p と、 q, q' の組合せからなるねじり力とに分けて、それぞれの水平力による各部材の応力を算定する。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (I 共通編, II 鋼橋編), 1980年2月.
- 2) 日本建築学会：鋼構造設計規準, 1973年5月.
- 3) 土木学会：座屈設計ガイドライン, 1987年10月.
- 4) 日本道路協会：鋼道路橋設計便覧, 1980年8月.
- 5) 日本建築学会：塔状鋼構造設計指針・同解説, 1980年3月.
- 6) 土木学会：鋼構造物の終局強度と設計, 1994年7月.
- 7) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物, 1992年10月.
- 8) 土木学会：鋼構造物設計指針 PartA, PartB, 1987年3月.
- 9) 西野文雄・三木千寿・鈴木篤：道路示方書 2 鋼橋編改訂の背景と運用第13章ラーメン構造, 橋梁と基礎, 1981年10月.
- 10) 電気学会：送電用支持物設計標準, 1983年4月.
- 11) 首都高速道路厚生会：首都高速道路鋼構造物設計基準, 1994年4月.
- 12) 阪神高速道路公団：設計基準第2部構造物設計基準 (橋梁編), 1992年6月.