

土木学会鋼構造委員会
継続教育小委員会

座屈基礎講座 設計業務での応用編

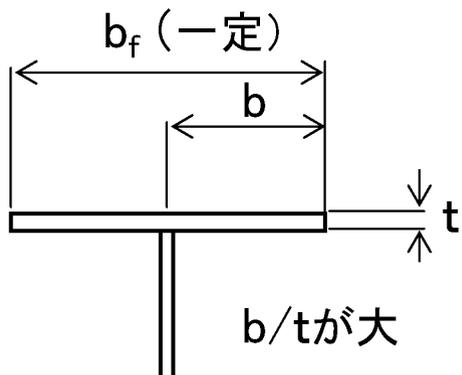
平成18年1月10日

(株)横河ブリッジ
尾下 里治

本日の内容

1. 非合成桁圧縮上フランジの局部座屈
2. ポニートラス上弦材の座屈設計と応用
3. 開断面桁の横ねじれ座屈
4. 自由辺長の規定の根拠
5. 線形座屈解析による有効座屈長の求め方
6. アーチリブ横繋ぎ材の座屈設計法
7. アーチ橋の面内座屈設計法
8. 最近施工された橋梁

1. 非合成桁圧縮上フランジの局部座屈



ガイドライン型設計



フランジ幅一定



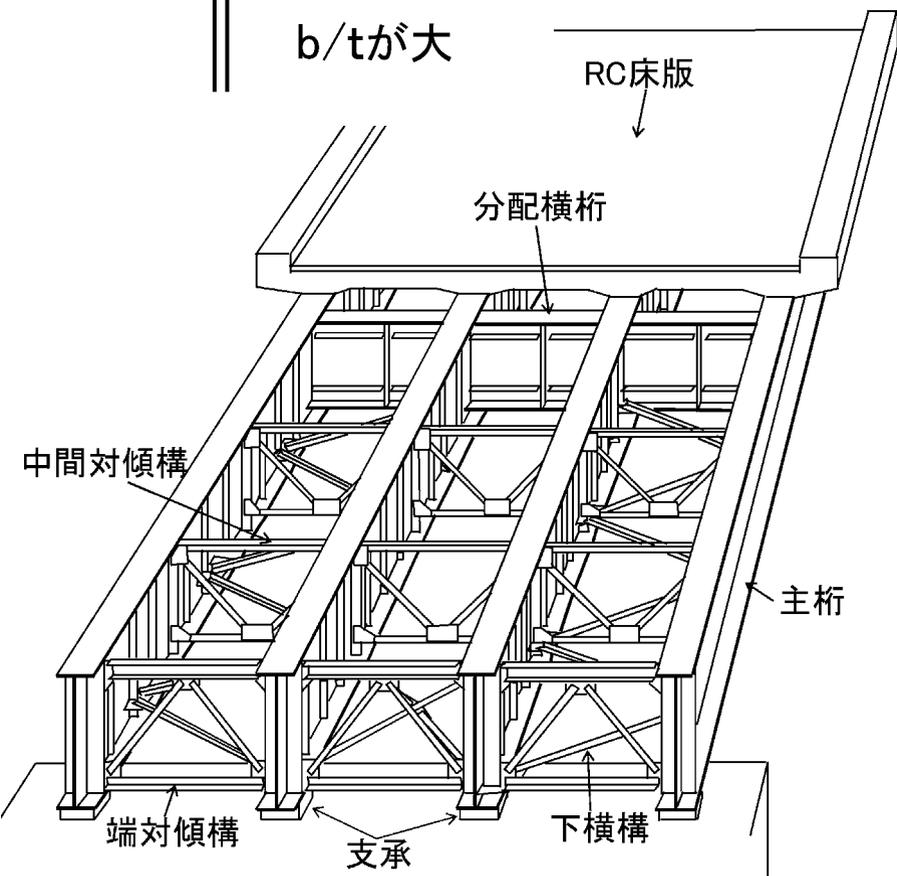
端部で b/t が大きくなり、局部座屈に対して許容応力度が低減される。



コンクリート床版と密着していれば局部座屈が防止できる。

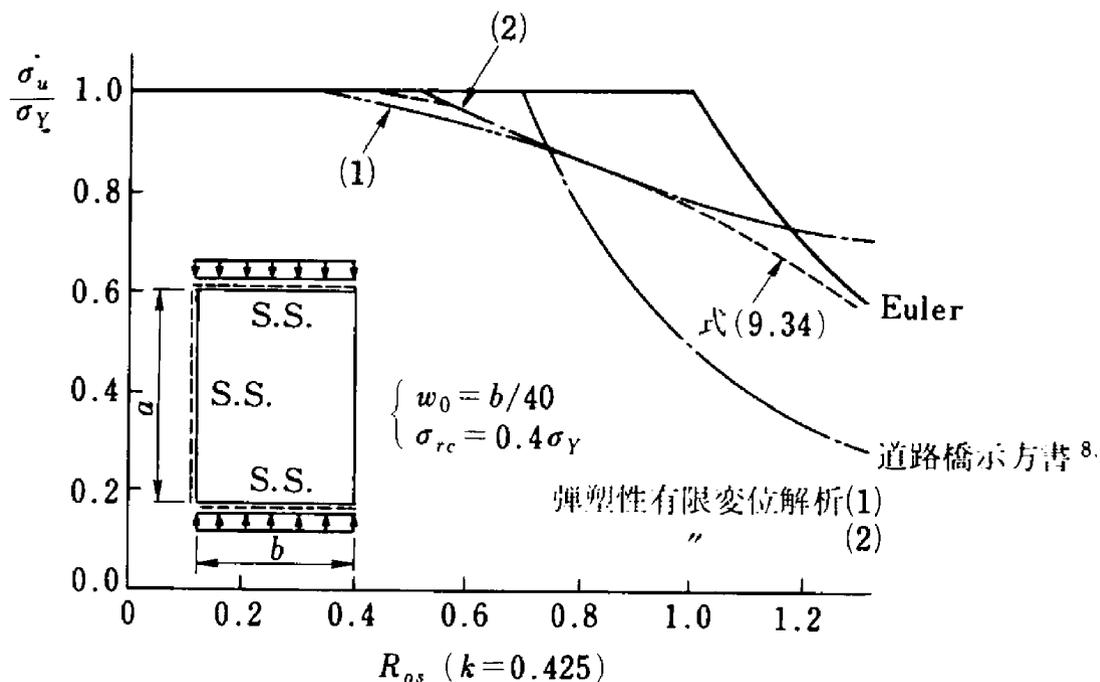


非合成桁の場合の判断



(1) 道路橋示方書の考え方

3辺単純1辺自由の圧縮版のオイラー座屈強度の1/2を基準耐荷力としている。



基準耐荷力曲線

$$\sigma_u / \sigma_Y = 1.0 \quad (R \leq 0.7)$$

$$\sigma_u / \sigma_Y = 0.5 / R^2 \quad (0.7 < R)$$

細長比パラメータ

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 \cdot k}} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}}$$

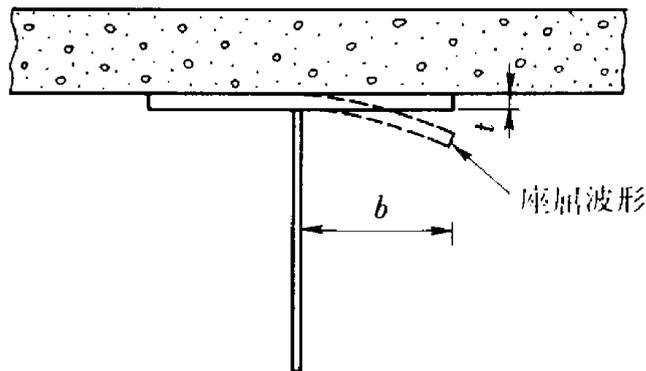
座屈係数 $k = 0.425$

図 8.13 3辺単純1辺自由の圧縮版の極限応力度曲線^{8,17)}

(2) コンクリート床版の拘束を考慮した場合

圧縮フランジの座屈波形はコンクリート側に生じなくなるので、座屈強度は3辺固定1辺自由の圧縮版にモデル化できる。

座屈設計ガイドラインによると、座屈係数が $k=2.31$ となり、オイラーの座屈強度は5倍以上に大きくなるが、弾塑性有限変位解析結果より次の耐荷力曲線が示されている。



弾塑性有限変位解析による耐荷力曲線

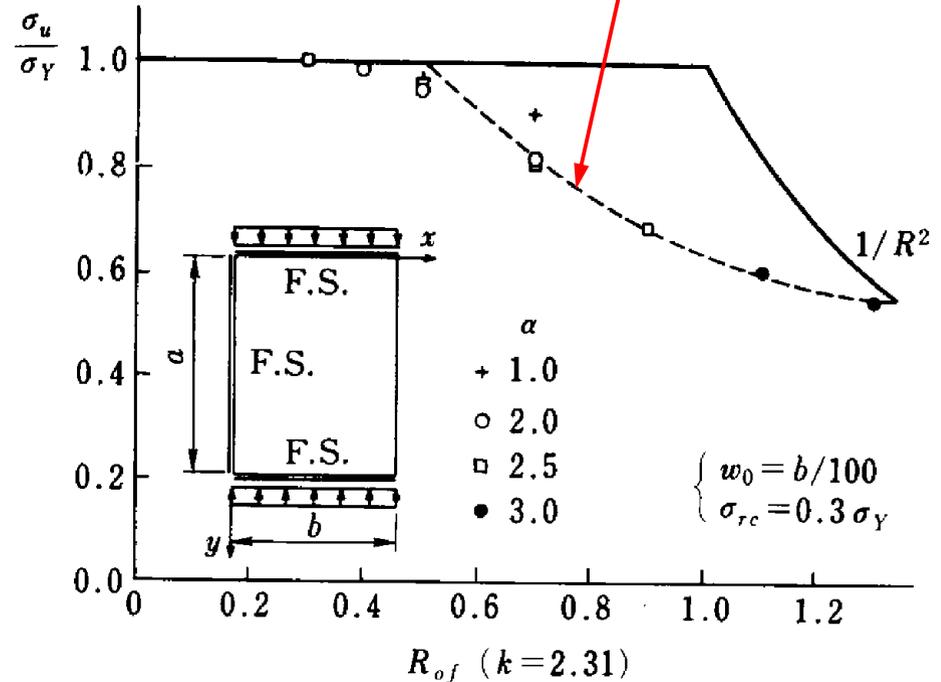
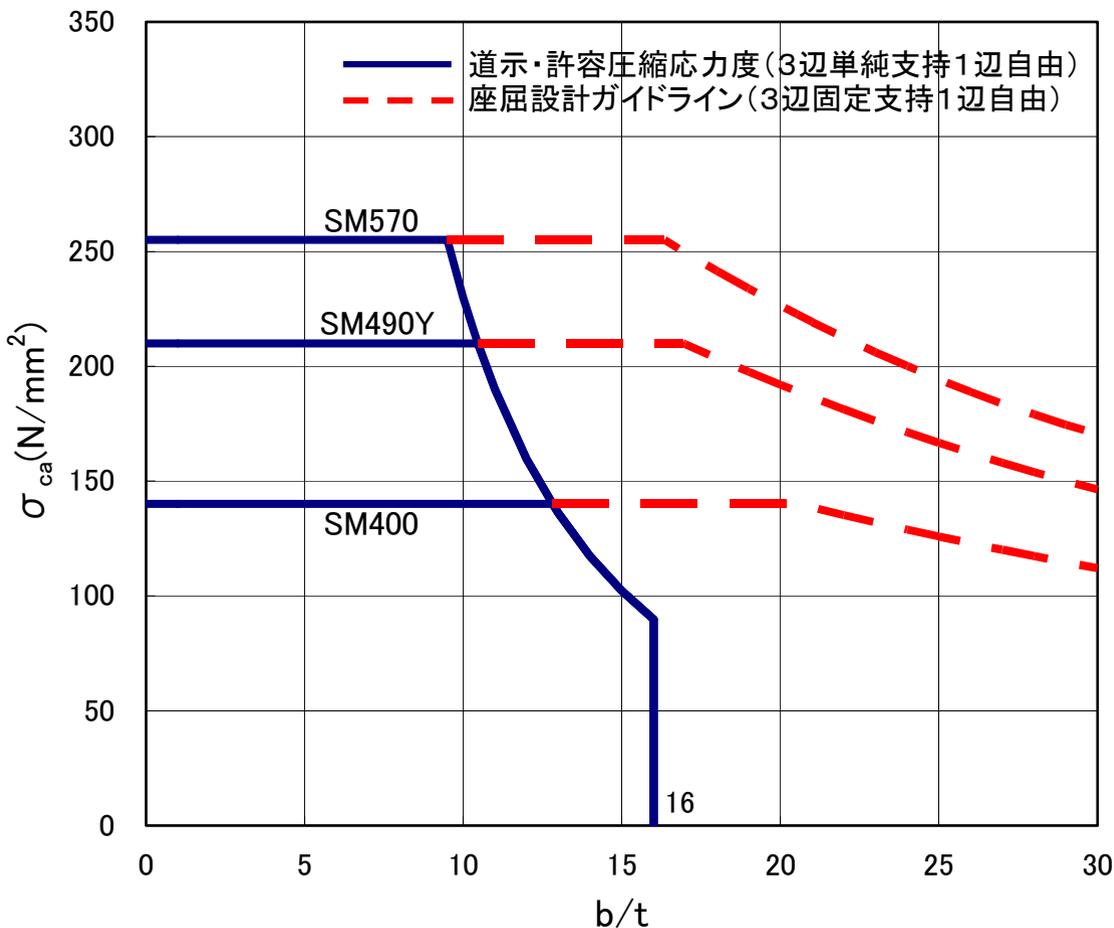


図 8.15 3 辺固定 1 辺自由の圧縮板の極限応力度曲線

(3) 許容圧縮応力度の比較

3辺固定1辺自由の支持条件で座屈設計ガイドラインの耐荷力曲線から許容圧縮応力度を計算すると下図のようになる。通常使用される $b/t < 16$ の範囲では、許容圧縮応力度は低減しない。



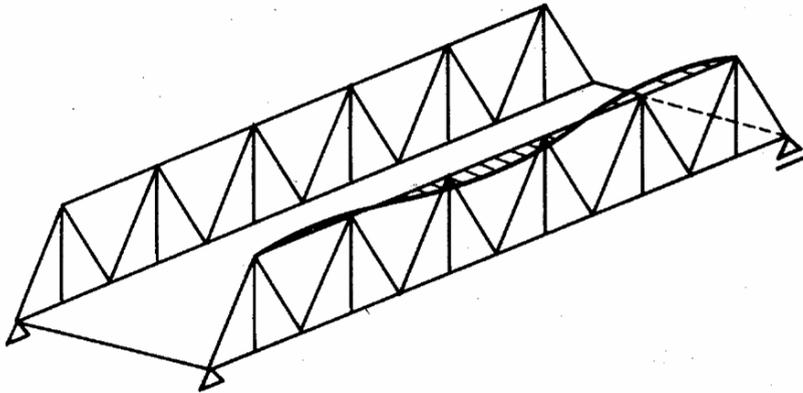
(注意)

この条件を満たすためには、コンクリート床版とフランジとが分離しないことが必要。

非合成桁のスラブ止めでは強度不足。

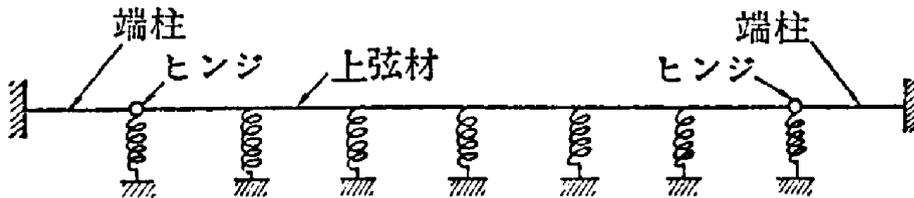
2. ポニートラス上弦材の座屈設計と応用

変位を弾性拘束された圧縮材

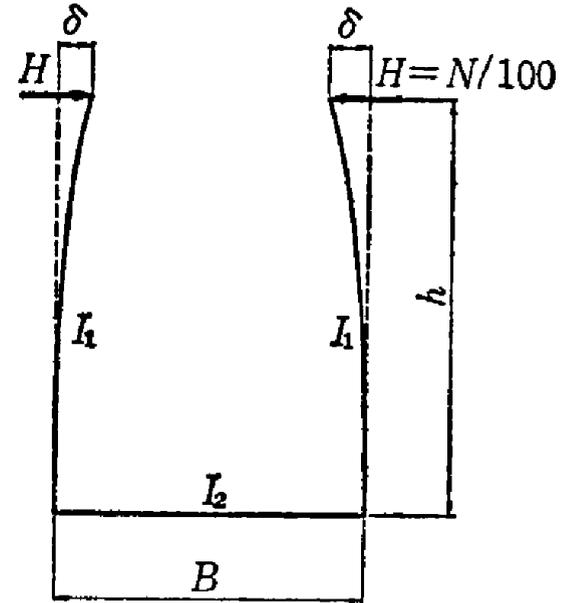


鋼道路橋設計便覧

Holtの方法



ポニートラスの座屈検算のための
構造モデル



U形フレームの剛度

$$C = \frac{6EI_1I_2}{h^2(3BI_1 + 2hI_2)}$$

鋼道路橋設計便覧

$\frac{C'\lambda}{\nu N}$ の表

格間長 λ に対して有効座屈長を何倍 (k) に取るかを決めて、格間数 n との関係で U 形フレームの必要剛度 C' を右表から求める。

$1/k$	n						
	4	6	8	10	12	14	16
1.000	3.686	3.616	3.660	3.714	3.754	3.785	3.809
0.980		3.284	2.944	2.806	2.787	2.771	2.774
0.960		3.000	2.665	2.542	2.456	2.454	2.479
0.950			2.595				
0.940		2.754		2.303	2.252	2.254	2.282
0.920		2.643		2.146	2.094	2.101	2.121
0.900	3.552	2.593	2.263	2.045	1.951	1.968	1.981
0.850		2.460	2.013	1.794	1.709	1.681	1.694
0.800	2.961	2.313	1.889	1.629	1.480	1.456	1.465
0.750		2.147	1.750	1.501	1.344	1.273	1.262
0.150				0.017	0.031	0.029	0.025
0.139				0			
0.114					0		
0.100						0.003	0.010
0.097						0	
0.085							0

λ : U 形フレームの間隔 (格間長)

k : 有効長さ係数 (有効座屈長/ λ)

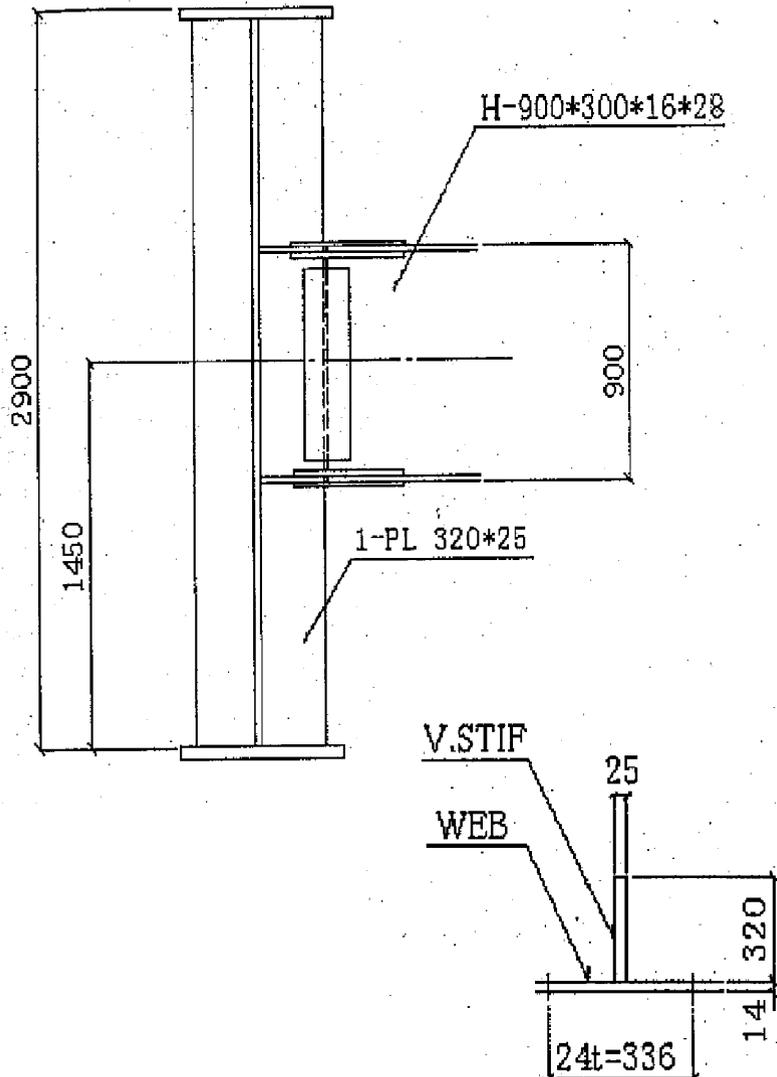
N : 弦材の圧縮力

C' : U 形フレームの必要剛度

ν : 座屈安全率 (トラスの全体座屈に対するものとして 2.0 をとる。)

n : 格間数

(2) 2主桁橋の計算例



主桁間隔 $B=6\text{m}$

横桁間隔 $\lambda = 6\text{m}$

横桁断面 H-900/300 \times 16/28

U形フレームの剛度 $C=24,107\text{N/mm}$

U形フレームの必要剛度

$k=1.0$ (横桁間隔を座屈長とする)

$\nu=2.0$ (座屈安全率)

$N=15150\text{kN}$ (フランジ圧縮力)

$n=6$ (格間数)

$C' = 18,261 \text{ N/mm} < C=24,107 \text{ OK}$

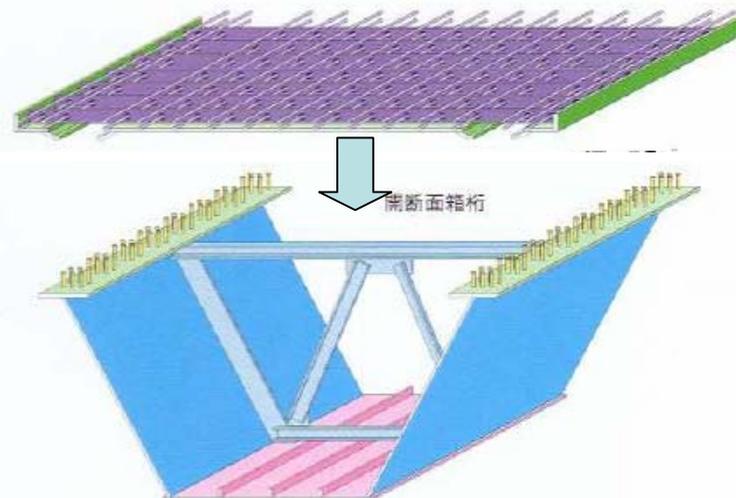
通常の諸元ではかなり
余裕がある。

3. 開断面桁の横ねじれ座屈

(1) 最近の開断面箱桁橋

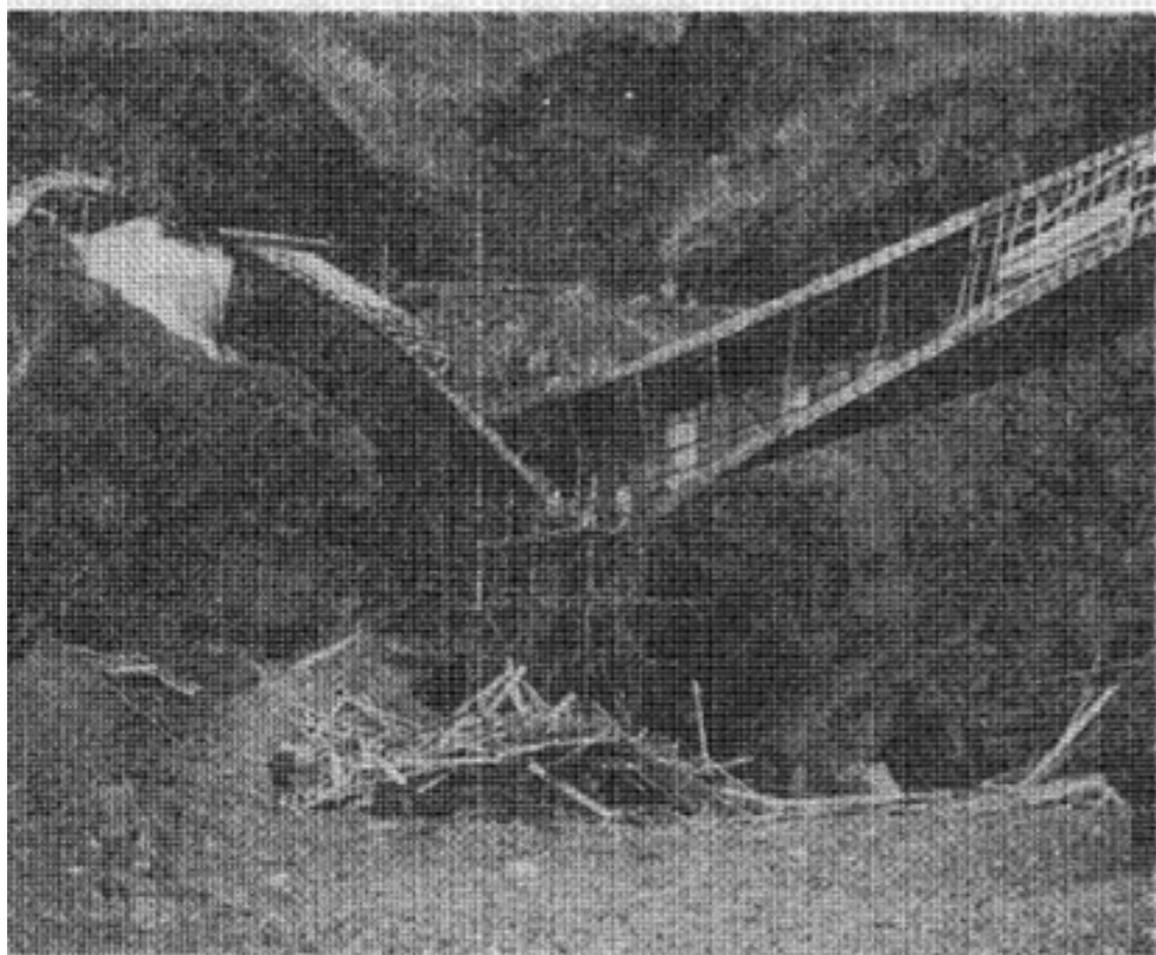


- 上フランジを床版で代用した合理化形式。
- 床版コンクリートが硬化するまでは開断面桁の挙動をする。
- 合成床版の底鋼板を活用して閉断面化する例が多い。



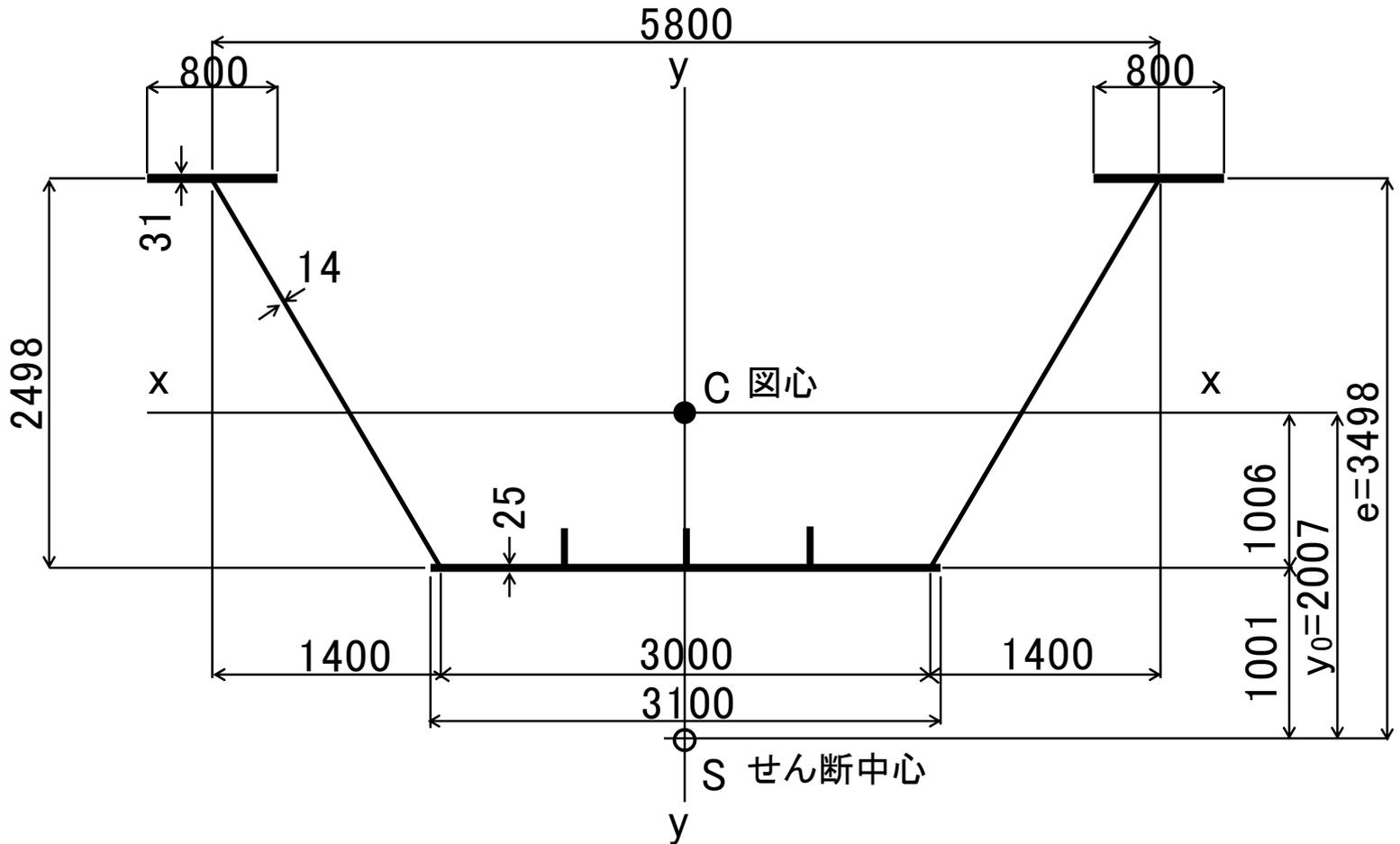
(2) 昔の開断面箱桁の事故例

析石橋の架設時の落橋事故(昭和38年、北海道)



(3) 開断面箱桁の断面性能の比較

1) 開断面の図心とせん断中心



3) 断面定数の比較

閉断面化することで、純ねじり定数 J が2339倍、
そりねじり定数 C_w が4倍にアップ。

	①開断面	②閉断面	②／①
$A(m^2)$	0.2236	0.2286	1.02
$I_x(m^4)$	0.247	0.2578	1.04
$I_y(m^4)$	0.8843	0.8947	1.01
$J(m^4)$	0.0000372	0.087	2339
$C_w(m^6)$	0.1739	0.7105	4.09

(4) 横ねじれ座屈モーメントの比較

1) 等分布荷重を受ける単純支持桁の横ねじれ座屈モーメント式

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 EI_y}{\lambda^2} \left\{ 0.459e + 0.525\beta_y \pm \sqrt{(0.459e + 0.525\beta_y)^2 + \frac{C_w}{I_y} \left(1 + \frac{GJ}{EC_w} \cdot \frac{\lambda^2}{\pi^2} \right)} \right\}$$

2) 支間長46mでの試算結果

死荷重曲げモーメント $M_D = \frac{q\lambda^2}{8} = \frac{105.58 \times 46^2}{8} = 27,927 \text{ kNm}$

開断面桁の場合 $M_{cr} = 27,081 \text{ kNm} < M_D$ **OUT**

閉断面桁の場合 $M_{cr} = 2,204,918 \text{ kNm} > M_D$ **OK**

開断面のままでは死荷重だけで横ねじれ座屈が生じる。

4. 自由辺長の規定の根拠

道示・10.6.2対傾構より

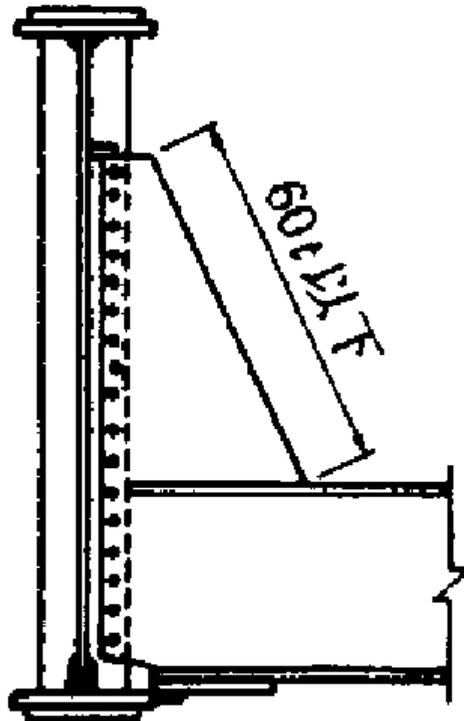
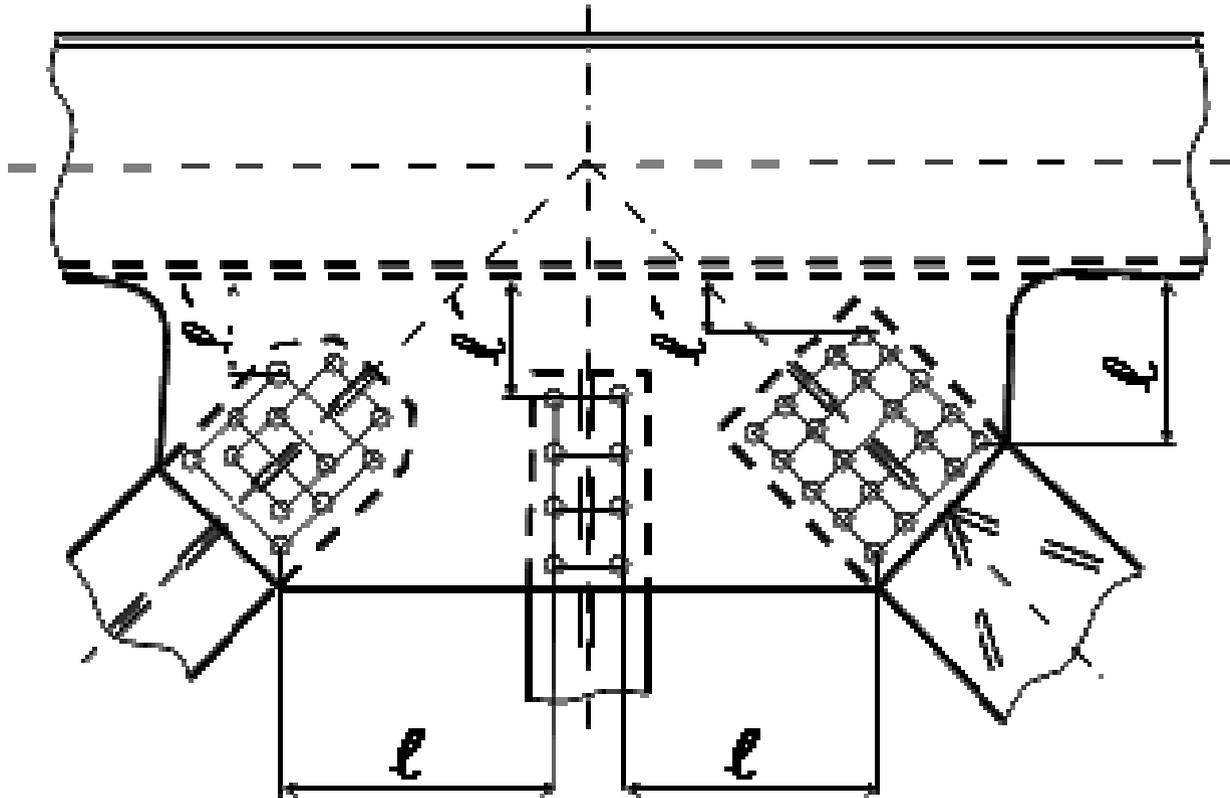


図-10.6.1 ニーブレースの自由辺

(1) ガセットの局部座屈に対する規定



自由辺長 λ : BS5400、AASHTO、本四基準

弦材と腹材の離れ量 λ' : 本四基準、鋼道路橋設計便覧

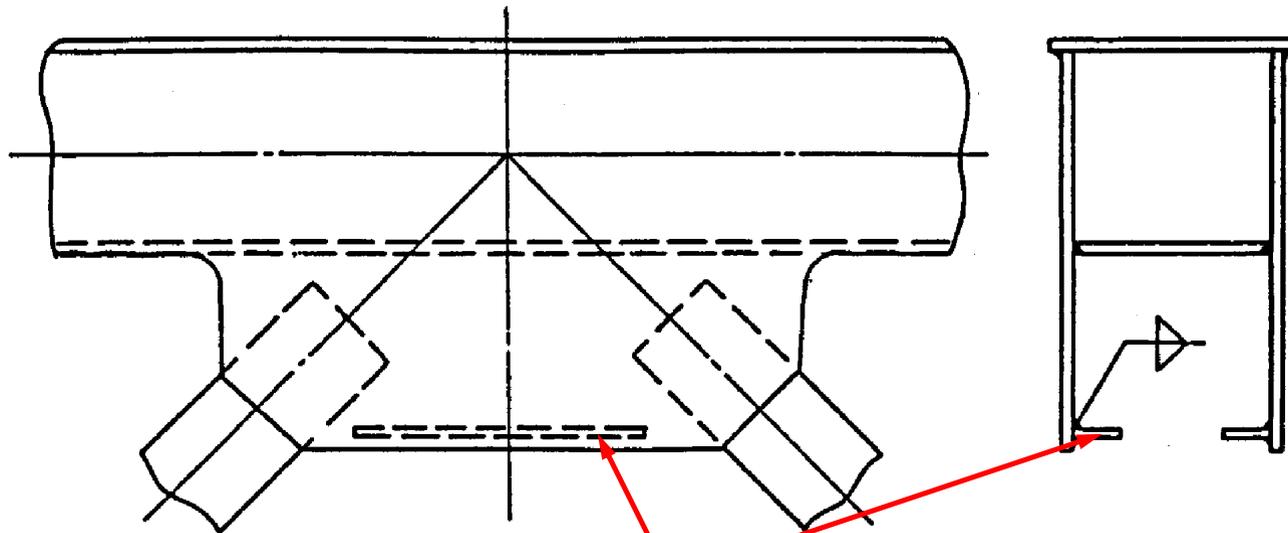
補剛材を必要としない λ/t の上限値と 弦材と腹材連結ボルトとの離れ量 λ' の制限値

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

(2)自由辺長 λ の制限式

$$\frac{\lambda}{t} \leq 50 \sqrt{\frac{355}{\sigma_Y}}$$

制限値を超える場合は自由
辺端部をリブなどで補強する。



リブで補強

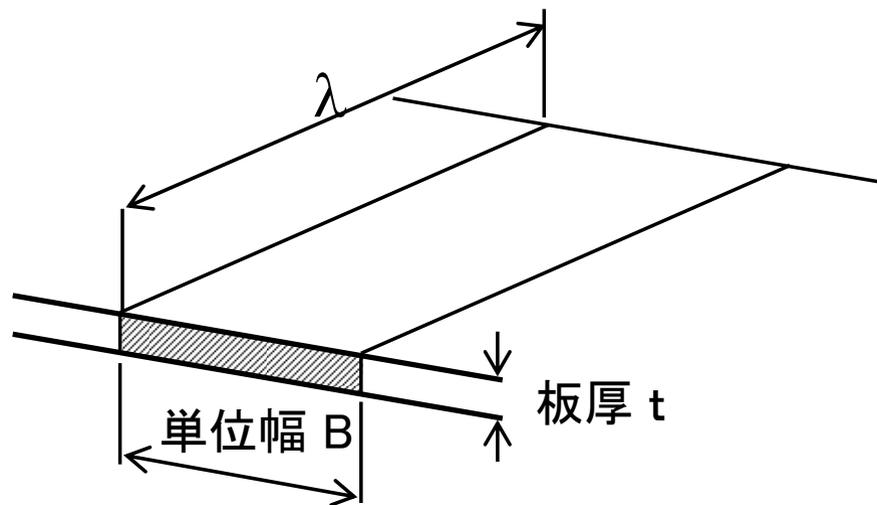
(3) 離れ量 λ' の制限式

$$\frac{\lambda'}{t} \leq \sqrt{\frac{\pi^2 E}{12\sigma_Y}}$$

ガセットプレートの単位幅を
仮想柱と考え、これが降伏点
まで耐えられる限界座屈長
から λ'/t を制限している。

オイラーの座屈応力

$$\sigma_E = \frac{P_E}{A} = \frac{\pi^2 EI}{\lambda^2 A} \geq \sigma_Y$$



$$A = Bt \quad I = \frac{Bt^3}{12}$$

5. 線形座屈解析による有効座屈長の求め方

(1) 有効座屈長法

全体骨組構造を線形座屈解析(弾性固有値解析)して固有値を求めて、右式から有効座屈長を算出する。

$$\lambda_e = \pi \sqrt{\frac{EI}{\lambda N_C}}$$

λ : 固有値

N_C : 作用軸力

E : ヤング率

I : 断面 2 次モーメント

(2) 適用可能な構造物

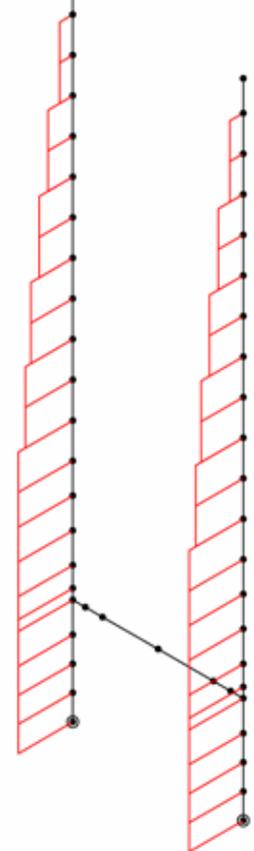
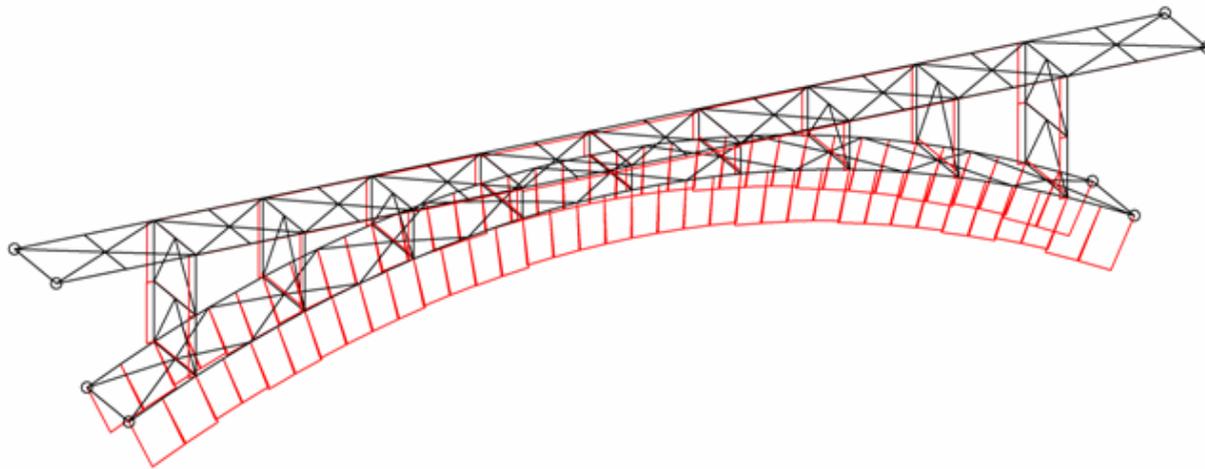
軸力が支配的で断面変化が緩やかな構造物

例えば、

② ラーメンの柱部材

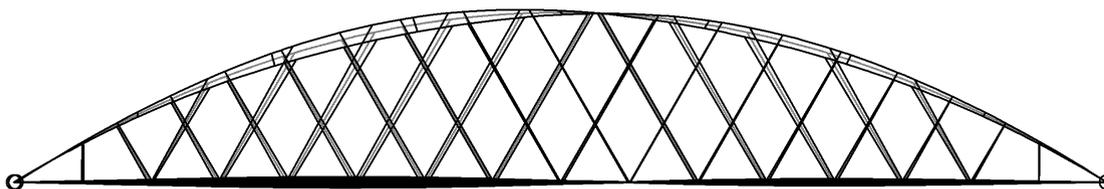
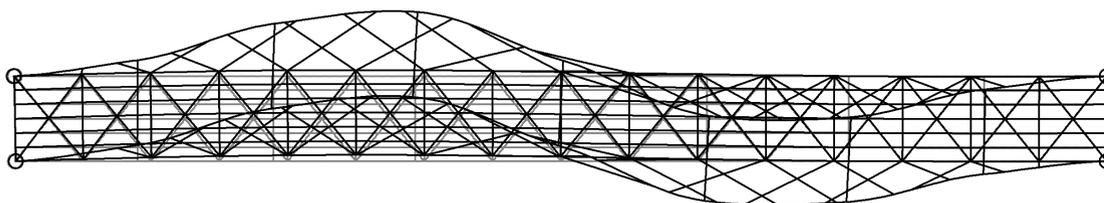
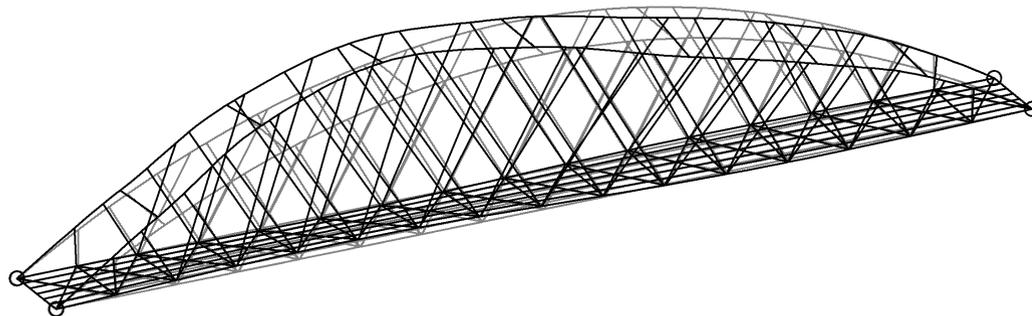
① アーチ橋のアーチリブ

(斜張橋の塔)



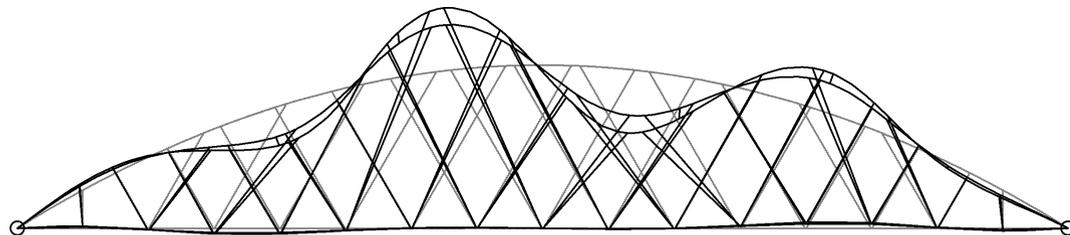
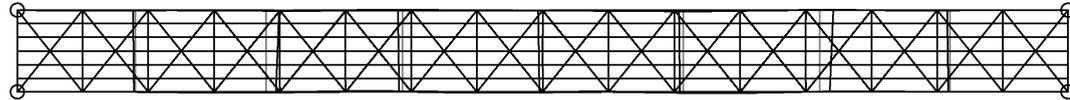
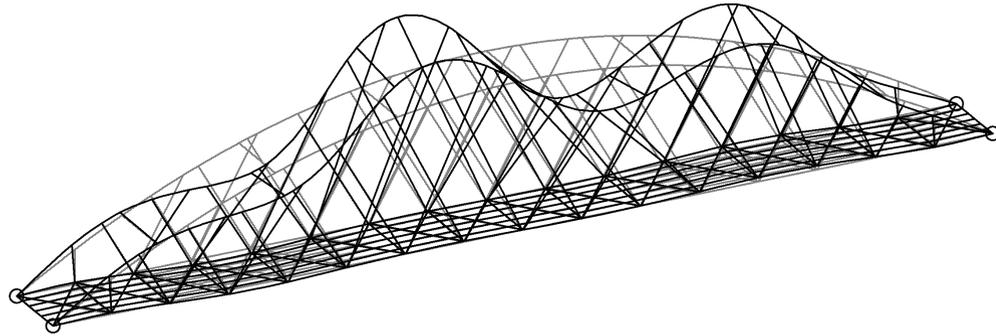
2) 面外座屈モード(1次)

$$\lambda = 12.066$$



3) 面内座屈モード(9次)

$\lambda = 31.027$



4) アーチリブ1/4点での有効座屈長

アーチリブ軸力 $N_C = -9682.3 \text{ kN}$

	固有値 λ	断面2次モーメント $I(\text{m}^4)$	有効座屈長 $\lambda_e(\text{m})$
面外	12.066	0.04332	27.056
面内	31.027	0.06259	20.280

面外の有効座屈長は、支材間隔よりも多少長めで、面内の有効座屈長は吊材間隔の2倍弱となり、妥当なものといえる。

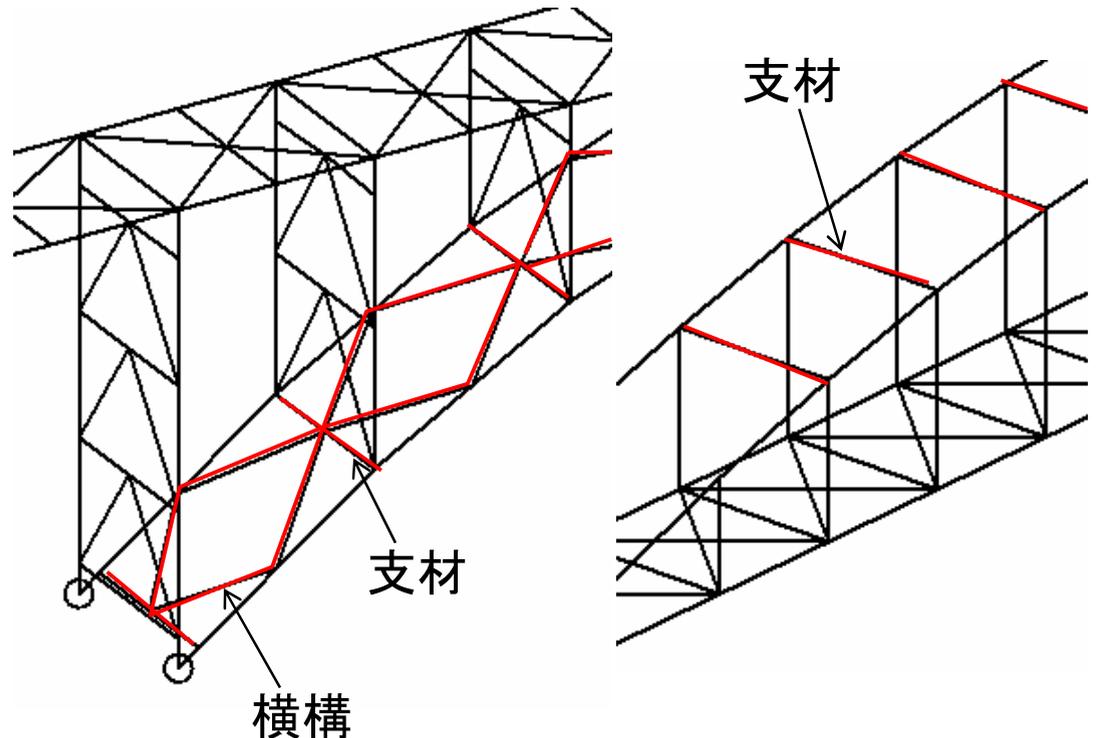
6. アーチリブ横繋ぎ材の座屈設計法

アーチ橋の面外座屈については、前章の線形座屈解析による有効座屈長法によればよいが、予め部材配置や部材剛度の目安が付けられると便利である。

面外座屈については、アーチリブの横繋ぎ材の剛性が大きく影響することから、ここではアーチリブの面外座屈と横繋ぎ材の剛性との関係を説明し、目安となる必要剛性を示す。

座屈設計ガイドライン
[2005年版]より

横繋ぎ材の種類



(1) 組立柱としてモデル化する近似計算法

アーチリブ構面だけを取り出してせん断変形を考慮した梁柱にモデル化して座屈強度を評価する。

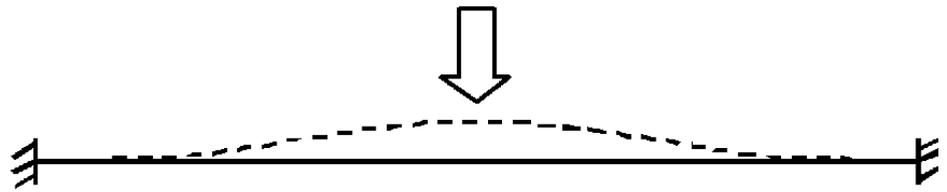
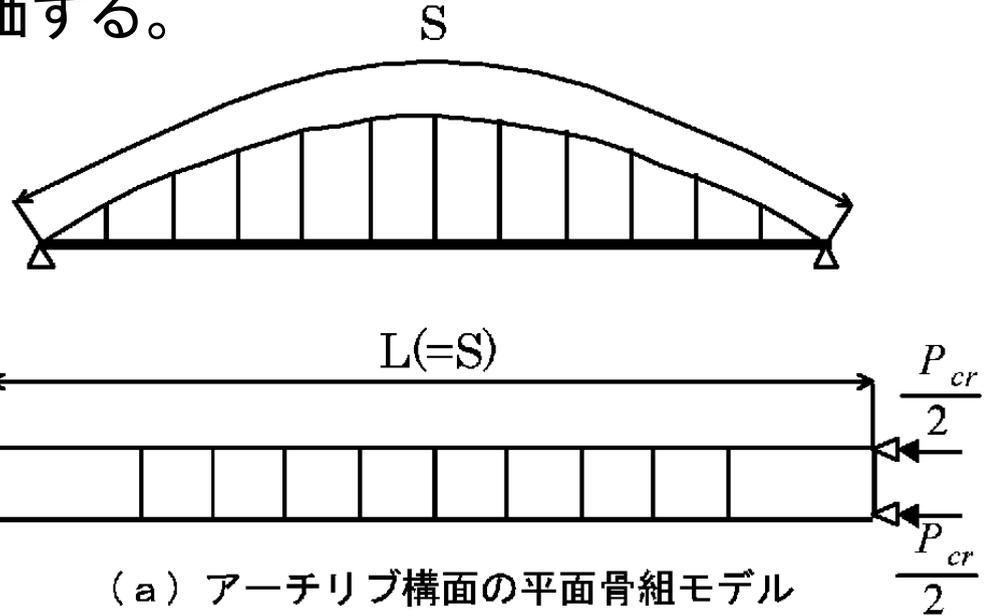
組立柱の座屈荷重

$$P_{cr} = P_{cr0} \frac{1}{1 + \frac{P_{cr0}}{GA_w}}$$

アーチリブ構面のせん断剛性

$$P_{cr0} = \frac{\pi^2 EI_g}{(L/2)^2}$$

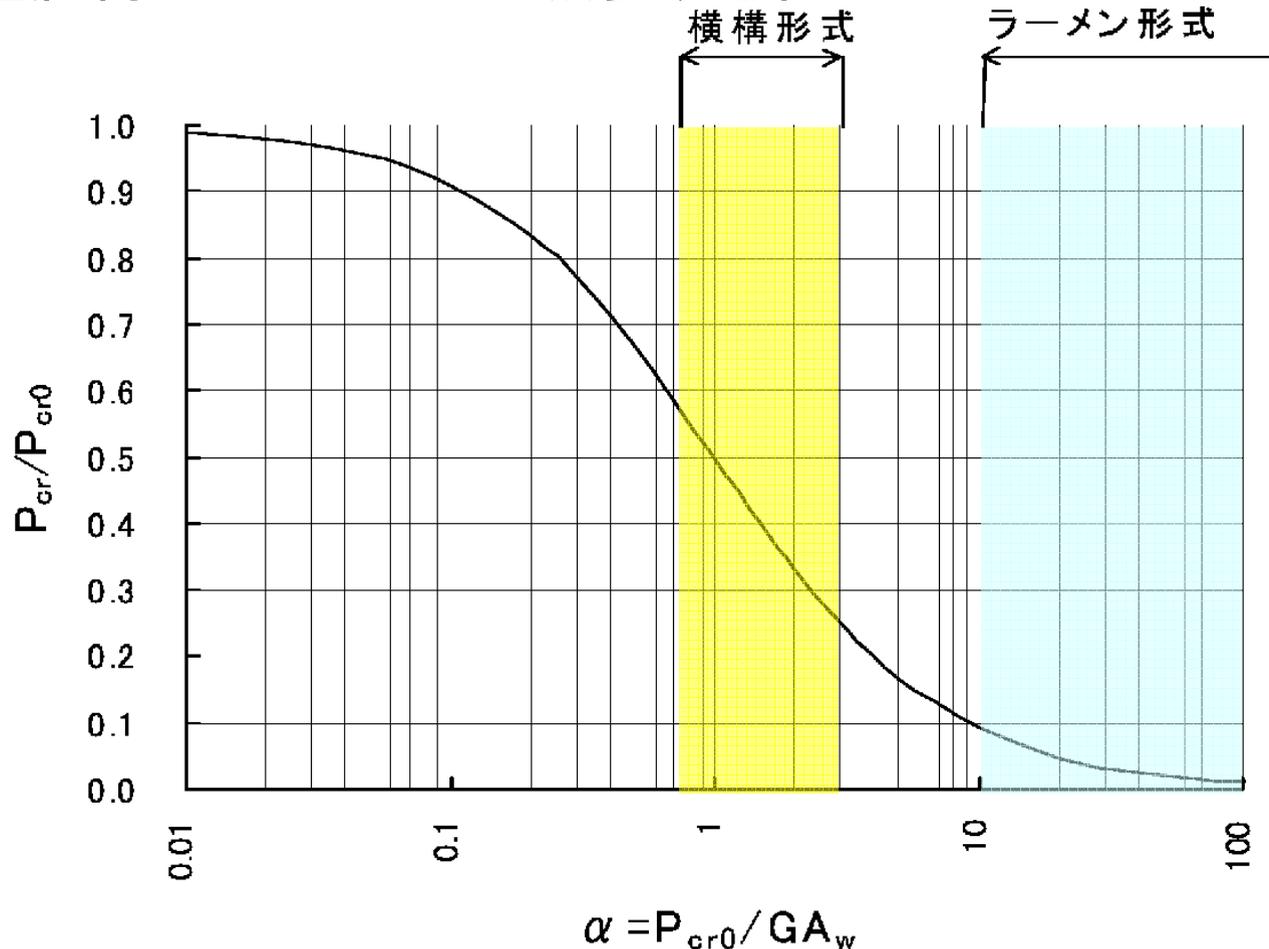
$$I_g = 2I_a + \frac{A_a a^2}{2} \approx \frac{A_a a^2}{2}$$



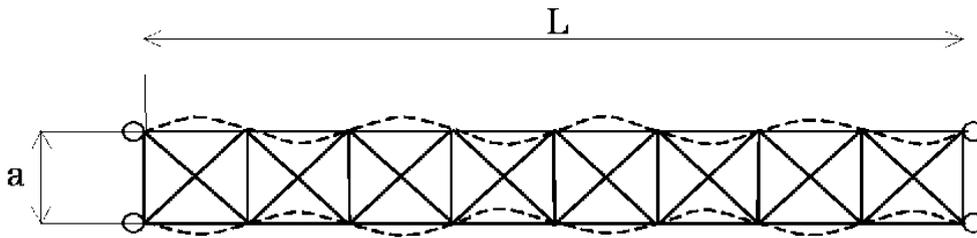
アーチリブ構面の面外座屈モデル

(2)アーチリブ構面のせん断剛性が座屈荷重に与える影響

実橋の横繋ぎ材のせん断剛性では、せん断変形を無視した場合に比べて座屈荷重が1/2以下に減少する。



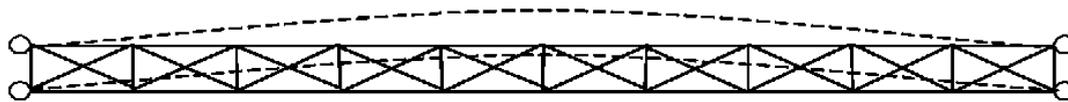
(3) アーチリブの面外座屈の形態



(a) 局部座屈

$$L/a < 20$$

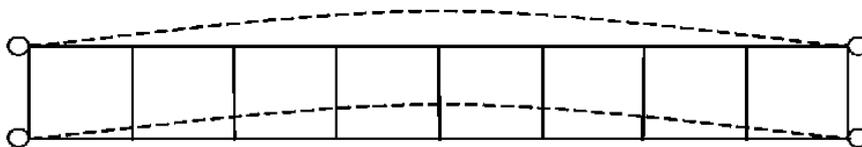
アーチリブが格点間で座屈する理想的な形態。



(b) L/a が大きい場合の全体座屈

$$L/a > 20$$

全体形状で決まるのでアーチリブの断面をアップさせるしかない。

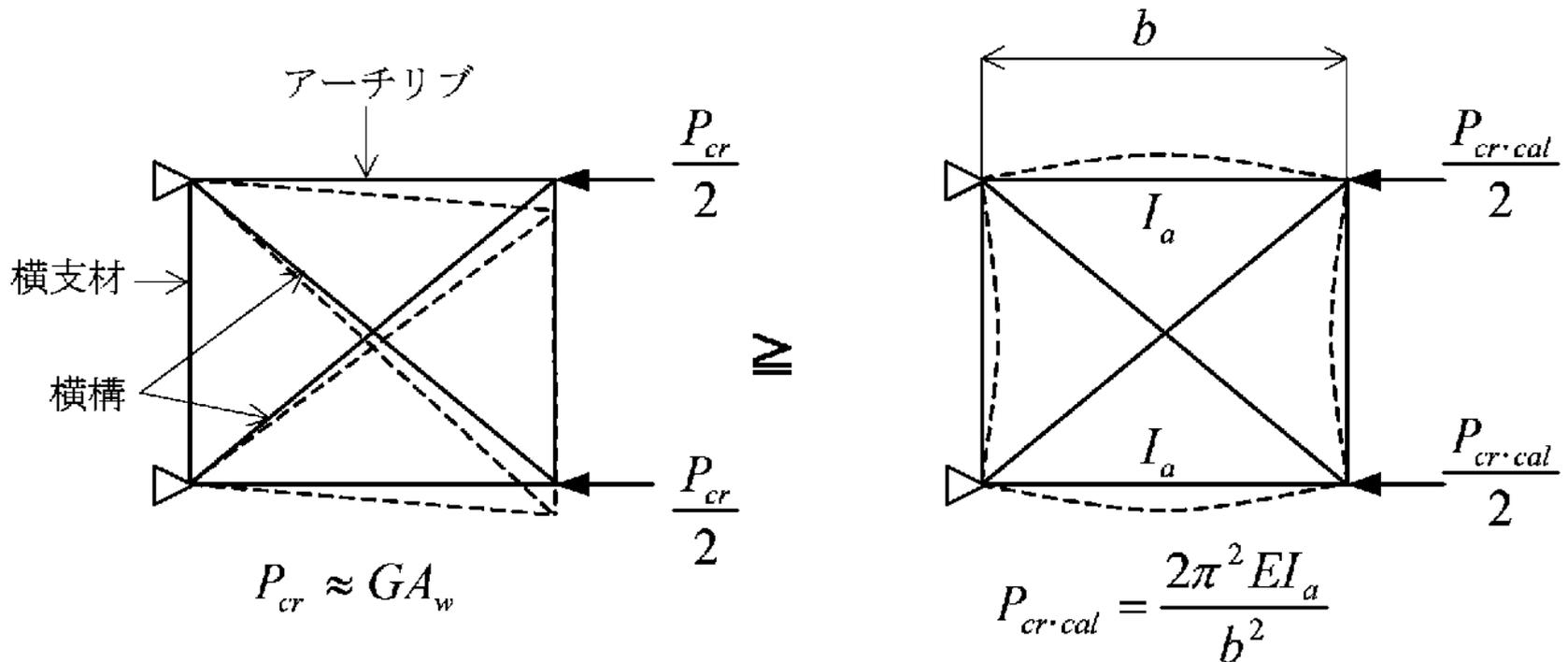


(c) 横つなぎ材の剛性不足による全体座屈

横繋ぎ材の設計の仕方である程度は防ぐことができる。

(4) 横繋ぎ材の設計指標の一つ

格点間パネルのせん断座屈荷重が、アーチリブ単材の格間長を有効座屈長とする局部座屈荷重を下回らないように、横繋ぎ材を設計する。



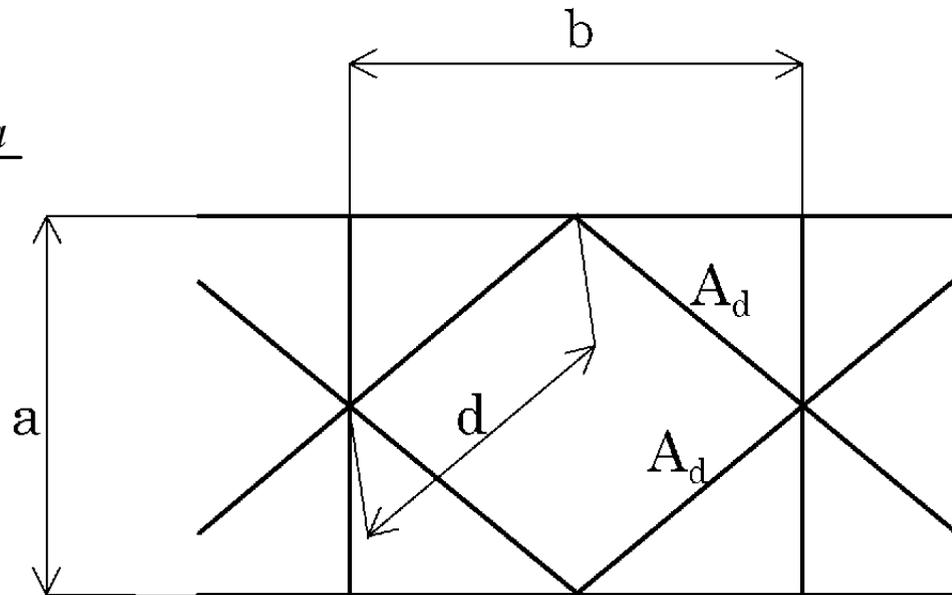
(a) パネル間のせん断座屈

(b) アーチリブ単材の局部座屈

(5) 横構形式の必要断面積

$$GA_w \geq P_{cr \cdot cal} = \frac{2\pi^2 EI_a}{b^2}$$

$$A_{d \cdot req} \geq \frac{8\pi^2 I_a d^3}{a^2 b^3}$$



- ・上式は、アーチ橋以外にトラス橋の横構にも適用可能。
- ・ラーメン形式横支材についても必要曲げ剛性が求められている。

7. アーチ橋の面内座屈の考え方

(1) アーチの面内不安定現象

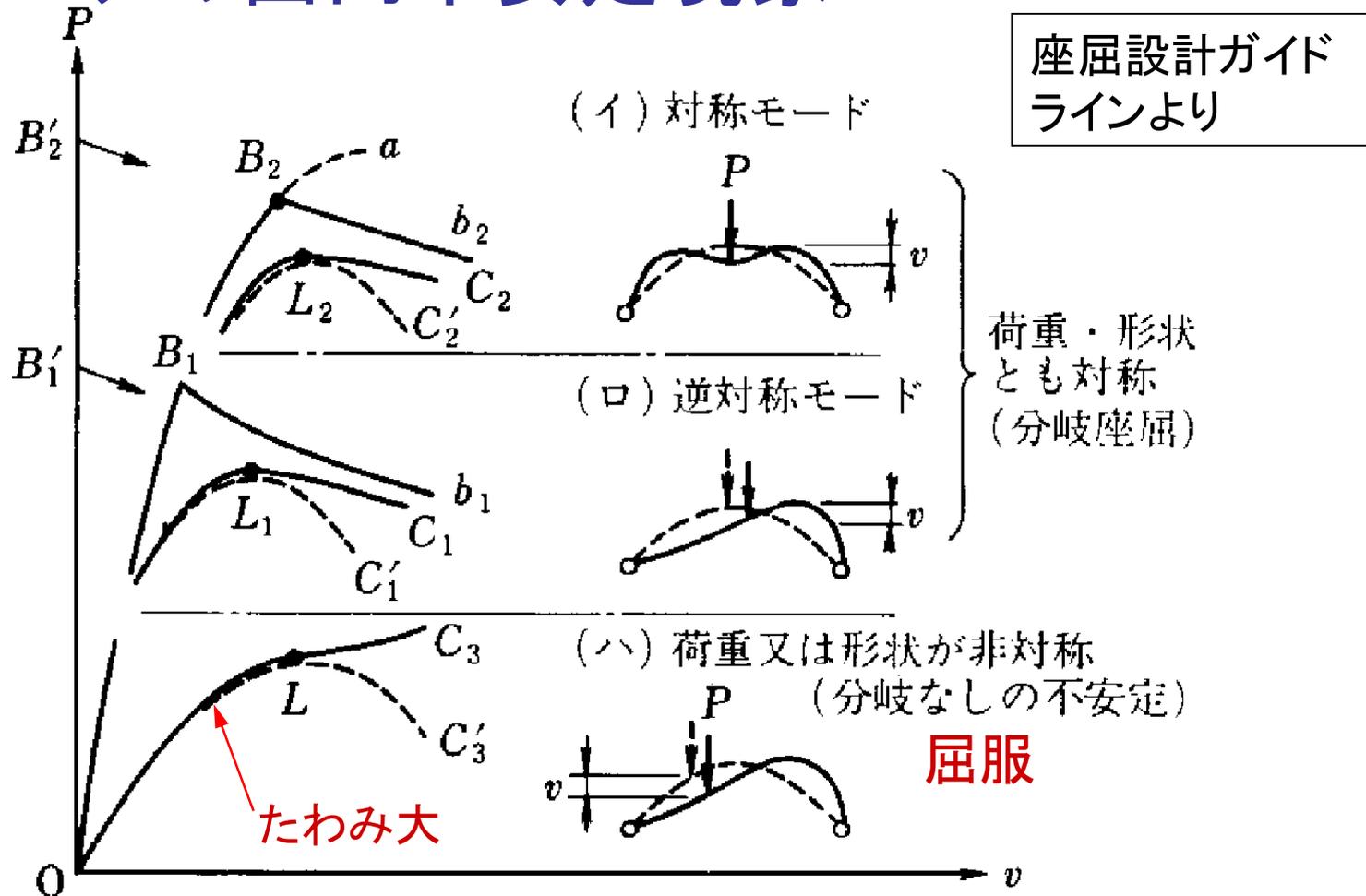
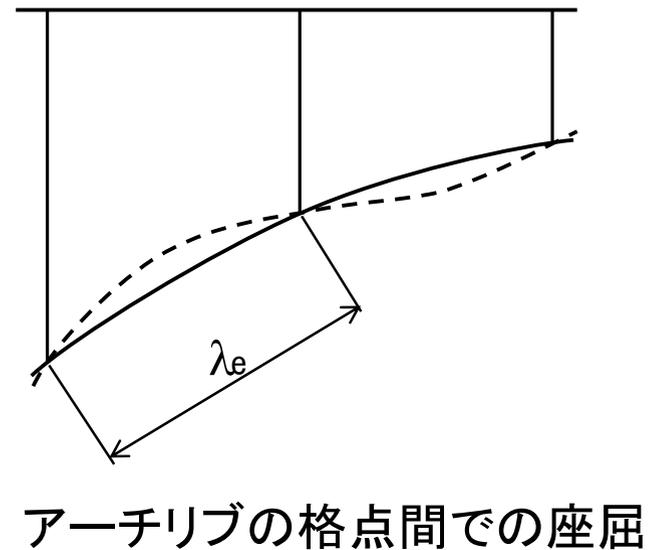
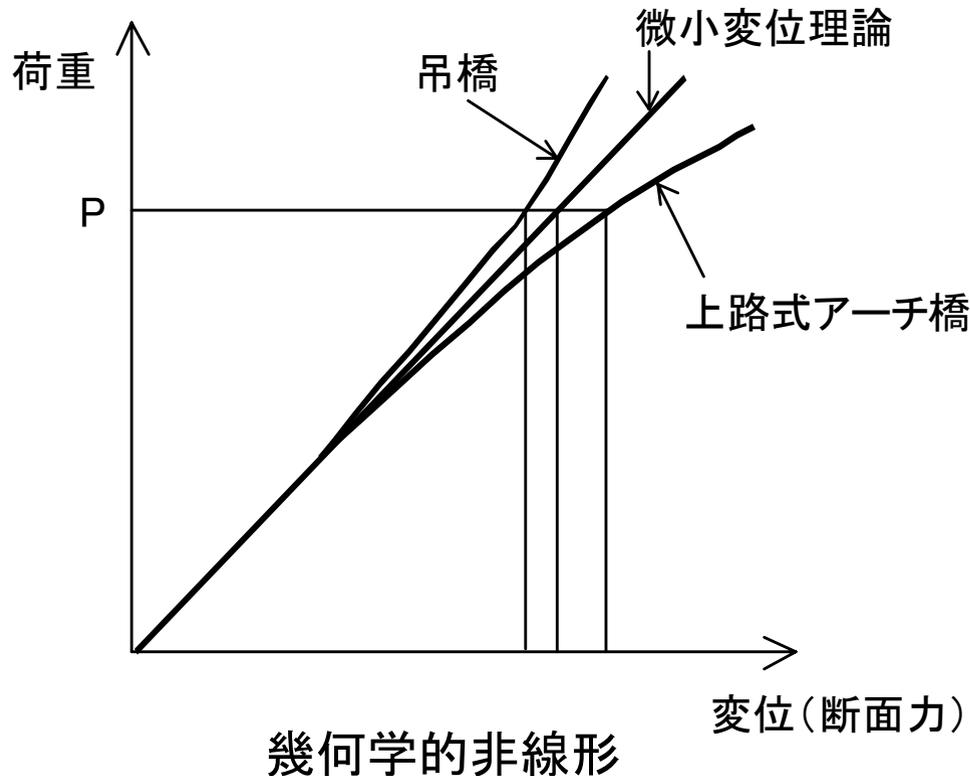


図 12.1 アーチ面内不安定における荷重-面内たわみ関係

(2) 道路橋示方書の考え方

アーチ全体の不安定現象としては、「屈服」が支配的であることから、通常の有効座屈長を決めた座屈設計法ではなく、変位の影響による曲げモーメントの増加分を考慮して設計する。

ただし、アーチリブの格点間では分岐座屈の恐れがあるので、格点間の長さを有効座屈長として設計する。

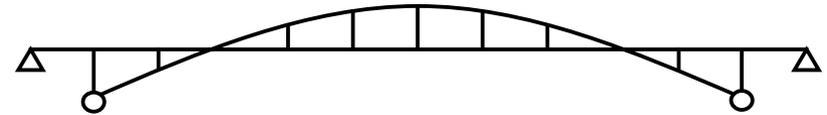
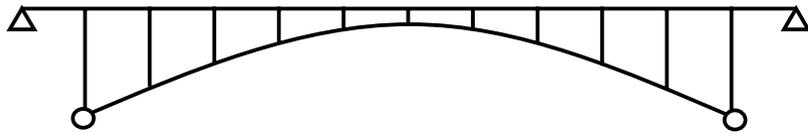


(3) 変位の影響を考慮するアーチ橋

変位の影響による応力度の増加が、微小変位理論による場合の10%を超える場合を目安とする。

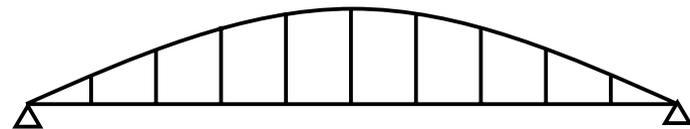
上路式アーチ橋

中路式アーチ橋



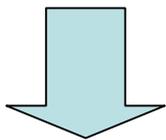
補剛桁に軸方向力が生じるアーチ橋では無視してよい。

下路式アーチ橋



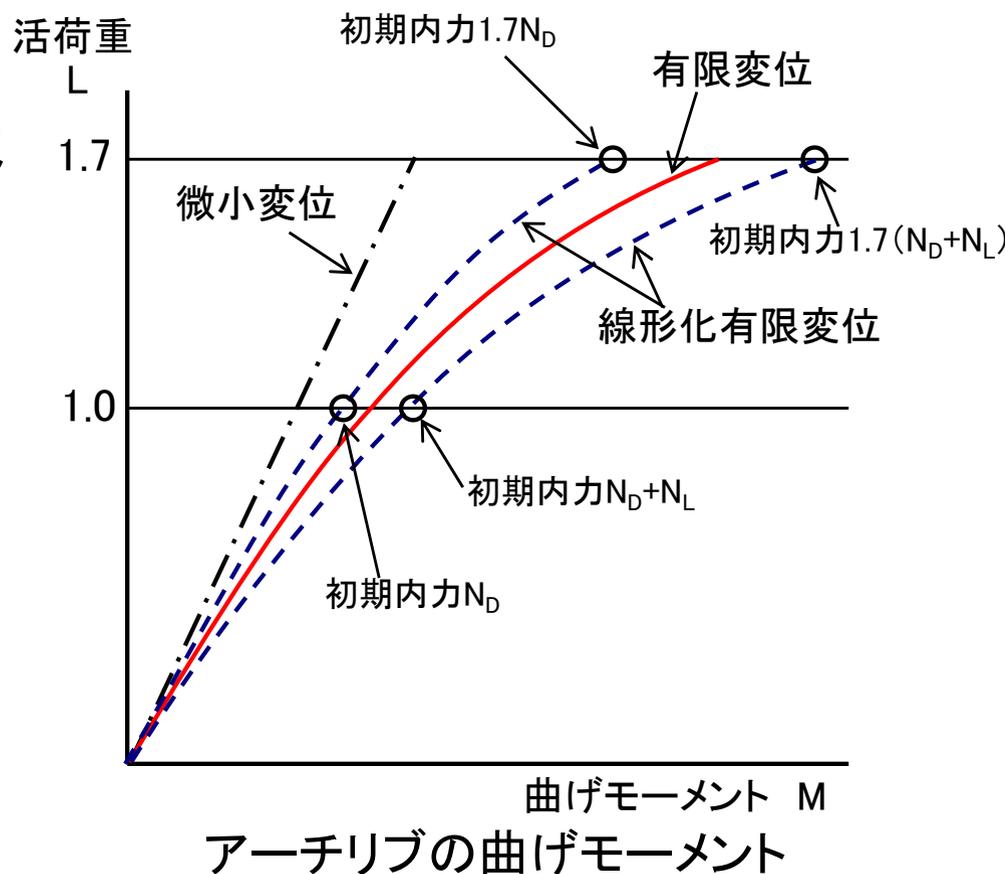
(4) 実用的な変位の影響の計算方法

変位の影響は有限変位理論によれば解析できるが、活荷重のような移動荷重に対して適用するのは非現実的。



線形化有限変位理論による解析方法が実用化されている。(道示にも解説あり)

死荷重と活荷重とによるアーチリブ軸力を初期内力として幾何剛性 K_G を考慮する。
 $K = K_E + K_G$



(5) 終局強度の照査

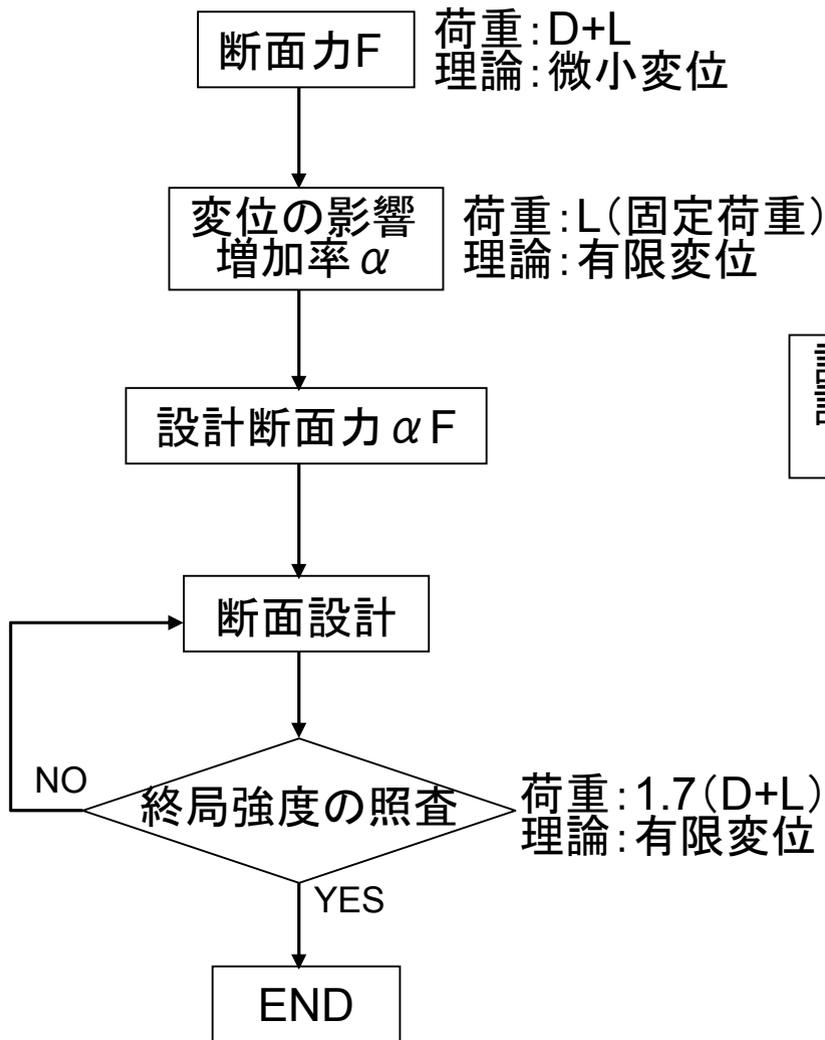
死荷重と衝撃を含む活荷重の1.7倍の荷重によって生じる応力度 σ_u が下記許容応力度を超えないことを確認する。

$$\sigma_u \leq 1.7 \sigma_{ta} \quad (\text{許容軸方向引張応力度})$$

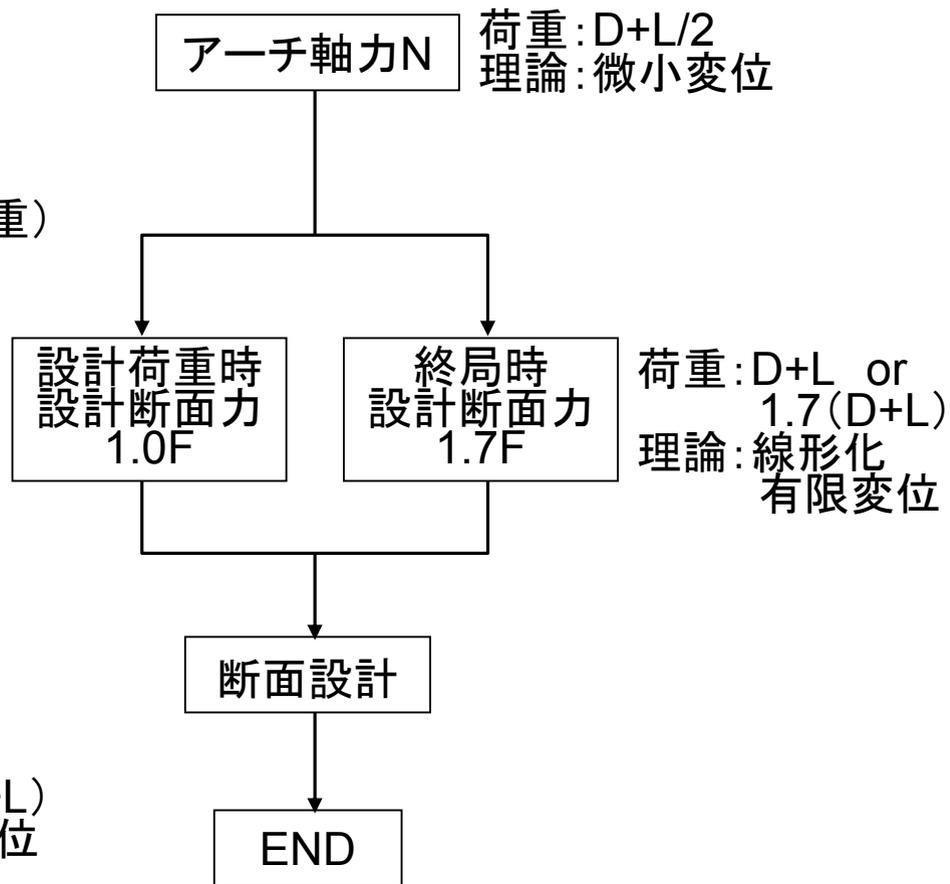
$$1.7 \sigma_{cal} \quad (\text{局部座屈に対する許容応力度})$$

荷重を1.7倍することにより、幾何非線形性で増加した断面力に対して応力度の照査を行うもの。

①従来型の設計フロー



②合理化された設計フロー



8. 最近施工された橋梁



(1) 複合ラーメン橋・今別府川橋

(2) ラチストラス橋・宮川橋



ご清聴有難うございました。

