

D I N 4114

鋼構造物の挫屈計算規準

1952年 7 月 版

※ 85 号

建設省土木研究所橋梁研究室

ま え が き

我が国の橋梁関係の座屈計算は、このDIN 41 14を主として参考に行っているが、全訳されたものは出版されておらず不便であるので省内の業務資料として作成したものである。これは一部補筆してあるが、ほとんど、つぎの翻訳原本によっている。

研究状況資料 5—97

DIN 41 14 鋼構造物の座屈計算基準 1952年7月版

昭和30年3月 鉄道技術研究所

上記資料の作成を担当された多田橋造物研究室長および大宮克己氏（現・川崎重工）には、あらかじめ御了解を得たが、ここに改めて紙上を借りて厚く御礼申し上げる次第である。

担当 橋梁研究室 篠原洋司

目 次

第 1 部 規 定

1. 緒 論	1
2. 適 用 範 囲	1
圧 縮 材 の 挫 屈	
3. 通 則	2
計 算 上、真 直 な 中 心 圧 縮 材	
4. 概 説	2
5. 最 大 許 容 細 長 比	2
6. 挫 屈 長	2
7. 一 定 断 面 の 単 一 圧 縮 材	4
8. 一 定 断 面 の 組 立 圧 縮 材	6
9. 圧 縮 材 の 薄 板 部 分	12
計 算 上 真 直 な、偏 心 圧 縮 材	
圧 縮 及 び 曲 げ に よ る 応 力	
10. 計 算 上 真 直 な 偏 心 圧 縮 を 受 け る 一 定 断 面 部 材	13
弾 性 的 に 支 持 さ れ た 圧 縮 弦 材 及 び 圧 縮 部 材	
圧 縮 部 材 を 支 え る 補 助 部 材 を 含 む	
11. 概 説	15
12. 近 似 計 算 法	16
ア ー チ	
13. 対 称 ア ー チ の 挫 屈	18
ラ ー メ ン	
14. 独 立 矩 形 ラ ー メ ン の 柱 の 挫 屈	20
桁 の 横 挫 屈	
15. I 断 面 桁 の 横 挫 屈 安 全 度	22
鉋 桁 腹 鉋 の 挫 屈	
16. 概 説	22
17. 必 要 な 挫 屈 安 全 度 の 計 算	26
18. 腹 鉋 の 補 剛	29

第 2 部 指 針

規定 1 条の指針 1

Ri 1.1 総 論	33
Ri 1.2 一 般 記 号	33

規定 3 条の指針 3

Ri 3.1 概 説	34
Ri 3.2 着力点と断面形の影響	35

規定 6 条の指針 6

Ri 6.1 総 論	36
Ri 6.2 一 般 仮 定	36
Ri 6.3 鉄塔及び組立柱の隅柱の挫屈長	37
Ri 6.4 斜材及び垂直材の挫屈長 (トラス面に直交な挫屈)	38

規定 7 条の指針 7

Ri 7.1 概 説	40
Ri 7.2 挫屈換算係数	41
Ri 7.3 圧縮部材の直接設計	43
Ri 7.4 Engesser 挫屈荷重 s_K 及び Engesser 挫屈安全率 ν_K	45
Ri 7.5 1 軸対称断面を有する計算上の中心圧縮材の曲げ捩り挫屈	48
Ri 7.6 断面高の変化する圧縮材	50
Ri 7.7 軸力の変化する圧縮材	50
Ri 7.8 格間毎に断面、軸力共に変化し、格点で支持される圧縮材	53
Ri 7.9 計算上中心圧縮材の 2 次応力理論による負荷安全度の計算	57

規定 10 条の指針 10

Ri 10.1 計算上偏心圧縮材の曲げ捩り挫屈	57
Ri 10.2 計算上偏心圧縮材の 2 次応力理論による負荷安全度の計算	58

規定 12 条の指針 12

Ri 12.1 ボニートラスの圧縮弦材の挫屈に対する近似計算法	58
Ri 12.2 ボニートラスの圧縮弦材の精密な挫屈計算	61

規定 13 条の指針 13

Ri 13.1 対称物橋アーチのアーチ面内の挫屈	63
--------------------------------	----

規定 14 条の指針 14

Ri 14.1	1 区間多層及び 1 層多区間の矩形ラーメンに載荷された ヒンジ柱を有する矩形ラーメンの柱の控屈長	64
Ri 14.2	3 角形ラーメンの柱の控屈長	

規定 14 条の指針 15

Ri 15.1	1 断面桁の横控屈	68
---------	-----------------	----

規定 17 条の指針 17

Ri 17.1	4 方より圧縮される鉄の控屈	71
Ri 17.2	横縁の支持条件を変えた場合の控屈係数	72

規定 18 条の指針 18

Ri 18.1	複鉄を各区割に分割するに必要な垂直及び水平補剛材の最小剛度	73
Ri 18.2	油断複鉄の控屈応力	

第 1 部 規 定

1 緒 論

鋼構造物或はその一部に、不安定な平衡状態が生ずるかどうかを特に注意して計算しなければならない。鋼構造物の安定は完成時のみならず、建造中及び改造時にも確保しなければならない。安定確保のための重要な方法は連結である。連結によって各構造部分及び全構造部分及び全構造物の横方向の変形は防止され、これによって十分高い安全度が確保されるようになる。

2 適用範囲

鋼構造物の安定（曲げ挫屈、横挫屈、鉋の挫屈）に関する計算規準 DIN 4114 は次の緒規定に適用される。

- a) DIN 1050 Berechnungsgrundlagen für Stahlerm Hochbau
(構造物の鋼部分に関する計算規準)
- b) DIN 4100 Vorschriften für Geschweisste Stahlhochbauten
(溶接鋼建造物に関する規定)
- c) DIN 1073 Berechnungsgrundlagen für stählerne Strassenbrücken
(鋼道路橋に関する計算規準)
- d) DIN 4101 Vorschriften für geschweisste Vollwandige stählerne Strassenbrücken (溶接鋼道路鉋桁に関する規定)
- e) DIN 120 Berechnungsgrundlagen für stahlbauteile Von Kranen und Kranbahnen (クレーン及びクレーン構造物の鋼構部分に関する計算規準)
- f) DIN 4111 Stählerne Bohrtürme für Tiefbohrungen Stählerne Fordertürme für Hrdalgewinnung (深部掘くさく用の鋼、掘くさく塔、石油採掘用の鋼採掘塔)
- g) DIN 4112 Berechnungsgrundlagen für fliegende Bauten
(仮構造物に関する計算規準)
- h) DIN 4115 Stahleleichtbau und Stahlrohrbau im Hochbau
(鋼製軽建造物及び鋼管構造物)
- i) Deutsche Bundesbahn Berechnungsgrundlagen für Stählerne Eisenbahnbrücken (ドイツ連邦鉄道、鋼梁道橋計算規準) (BE)
- j) Deutsche Bundesbahn Vorläufige Vorschriften für Geschweisste Vollwandige Eisenbahnbrücken (ドイツ連邦鉄道、溶接鉋桁鉄道橋に関する暫定規定)
- k) Vorschriften für den Bau von Starkstrom-Freileitungen (VDE 0210)
(高圧送電構造物に関する規定)
- l) Berechnungsgrundlagen für Abraumförderbrücken
(鉋山用運搬橋に関する計算規準)
- m) Berechnungsgrundlagen für Fördergerüste
(搬送用構脚に関する計算規準)

圧縮材の挫屈

3 通 則

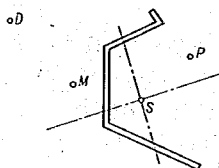
一般に圧縮材の重心軸 (S)、剪断中心軸 (M)、荷重の作用線 (P) が一致しない場合 (第1図) には、部材の横方向の変位によって曲げ並びに捩りを生ずる。この場合一般に捩り中心点 (D) を連結した線は上記の3線と一致せず部材端における適当な境界条件の場合には一つの曲線となることがある。この種の変形は曲げ捩り挫屈 (Biegedrillknickung) と呼ばれる。着力点の位置及び断面の形状によつては、特殊の場合として、1つの主軸に関する部材の曲げのみによる曲げ挫屈を生ずる (弾性領域内では Euler 公式と呼ばれている)。また剪断中心軸 (M) 及び荷重作用線 (P) と一致した、重心軸 (S) の回りの部材の捩りのみによる捩り挫屈を生ずる。これについては指針 Ri 3 に更に詳しく説明する。

S = 重 心 点

P = 着 力 点

M = 前剪中心点

D = 捩り中心点



第 1 図
計算上真直な中心圧縮材

4 概 説

真直な中心圧縮材と認められるのは構造物設計上そのように設計されたもののみである。計算上既知の偏心量で中心を外れた圧縮力を受けるか、或は無載荷状態で計算上ある大きさの曲線となっている部材、或は圧縮力の外に横荷重或は隅力を受ける部材は 10 条により計算する。水平或は傾斜している圧縮材で、水平面に対する投射長が 6.00 m を越えるものでは、10.05 条により自重の影響を考慮しなければならない。

5 最大許容細長比

圧縮材 (7 条) の細長比は 250 を越えてはならない。特に橋梁 (蛇山用運搬橋を除く) では圧縮材の細長比は $\lambda = 150$ を越えてはならない。しかし従荷重 (Zusatzkräfte) のみを受ける横構の腹部材或は圧縮弦材の挫屈の防止のみを目的とする補助部材 (12.4 条) はその細長比を 200 迄緩和することが出来る。組立圧縮材にあつては仮想細長比 (8 条) を用いる。高圧送電鉄塔に対しては細長比の制限は行なわない。

6 挫 屈 長

6.1 概 説

6.1.1 一定断面積 F を有する圧縮材が任意の支承を有する場合或は軸力の変化する場合或は挫屈の間に方向を変える圧縮力を受ける場合の計算は 7 条の方法によつて単純支持で且つ両端に方向の変わらない圧縮力を受ける部材の設計に還元できる。それに対する有効挫屈長として假想長 $s_K = \beta s$ を用いる。ここに s は部材の有組長である。

一般に部材の両端は横構、鈎、引張材により、また横方向の変位に対しては 12 条により確実に保持されていると

仮定する。以下に述べる例外を除くすれば、固定部材の関連（全結合部材を含め）を考慮した精密な計算を行なうのでなければ、部材断面の横曲れに対する固定及び阻止の作用は無視する。これにより部材端はヒンジで固定されていると考え、挫屈長 s_K は骨組長 s に等しいとする。部材端が移動しないように支持されていると云う仮定が満たされないときは、この挫屈長 s_K は骨組長 s より著しく大きくなる（ $\beta > 1$ ）。

6.1.2 圧縮材の横方向の挫屈を防止する補助部材の連結に当っては圧縮部材の突出している部分（フランジ）も横方向の変位に対し安全になるように注意する。

6.2 トラスの弦材及び斜材

6.2.1 トラス面内の挫屈に対しては $s_K = s$ を用いる。

6.2.2 トラス面に直角な挫屈に対しては次の規定を用いる。

格点が横方向に移動しないように固定されている場合は $s_K = s$ とする。格点が横方向に弾性的に支えられているに過ぎない場合は 1.1.1 2 条の規定を用いる。

2 つのトラス面内にある格点 a 及び b が横方向に動かないように固定され、部材長の両半分に異つた大きさの圧縮力 S_1 及び $S_2 < S_1$ （第 2 図）が働く部材では圧縮力 S_1 挫屈長 $s_K = s \cdot (0.75 + 0.25 S_2 / S_1)$ として計算する。

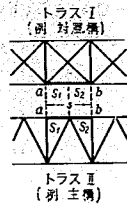
6.3 トラスの斜材及び垂直材

6.3.1 トラス面内の挫屈及び捩り挫屈に対しては挫屈長 s_K として、部材両端の連結鉗留又は溶接の図上で見積つた重心点間の距離 s_0 を用いる。部材が交叉している場合にはその交叉部材が圧縮材の連結に必要な鉗留数の少なくとも 1/4 又は規定と同等の溶接で相互に連結されている時には、その交叉はトラス面内では不動点と考えてよい。

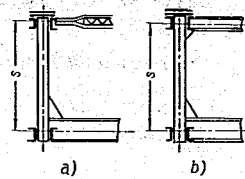
6.3.2 トラス面に直角な挫屈に対しては次の規定を用いる。

部材の両端が移動しないように固定されている場合は $s_K = s$ とし、またそれ等が曲げ剛さのある、横に動かないラーメンの横桁或は横梁と連結されている場合（第 3 a 図）は $s_K = 0.8 s$ とする。トラスの部材が閉ざされた横方向に動かない曲げ剛さのあるラーメンとなつている場合（第 3 b 図）は $s_K = 0.7 s$ とする。横方向の動き得るラーメンに対しては 1.4 条を適用する。

6.3.3 部材が 1 本の山形鋼よりなる場合には 1.0.8 条規定に注意すること。



第 2 図



第 3 図

6.4 層柱 (Geschossstützen)

6.4.1 多層構造物の柱が重なって立っており、その端部が移動しないように固定されている場合には柱屈長は層の高さを基にする。最下層については柱屈長は支持基礎より測る。

6.4.2 1/2 スティンの厚さ (1 スティンは 2.5 cm) の鋼壁の中にある石工巻きを行なった層柱はその壁面内の柱屈を計算しなければならない。尚その柱屈長は壁面内では連結によって永続的に動かないように固定されている横梁間の距離に等しいものとする。鋼柱が 1/2 スティンより厚い壁で取囲まれている時にはその柱は壁面内の柱屈に関しては、その建物の戸或は窓の高さに対応した長さに対して安全に作られなければならない。多層の鉄骨構造の石工巻きの壁の中の柱では、有効柱屈長の決定に石工による横方向の支持は考慮してはならない。

6.4.3 DIN 1050 (鋼建造物の計算基準) § 11.3 d により、圧縮応力のみを受け且つその接手が柱屈長の外側の十の部分にある連続解柱で、その端部断面を削り、互にびつたりとくつつけている場合には接合部の添接板及び新結合は支持荷重の半分に對し設計すればよい。圧縮応力のみを受ける柱の頂部及び底部においてその端部断面を直角に削り、十分な厚さの支持板を設けた場合には結合部 (柱の板、山形等) の板は支持荷重の十のみに對し設計すればよい。

7 一定断面の単一圧縮材

7.1 単一圧縮材

$$\omega \cdot \frac{S}{F} \leq \sigma_{zul}$$

でなければならない。ここに

S: 部材に生ずる最大圧縮力の絶対値 (kg) この計算には衝撃係数 φ (DIN 1073 DIN 1055 Blatt 3; DIN 120; Deutsche Bundesbahn Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken) 及び動荷重係数 (Ausgleichszahl) ψ (DIN 120) の規定は考慮するが疲労係数 (Dauerfestigkeitsbeiwert) r は考慮しない。

F: 部材の総断面面積 (cm²)

σ_{zul} : 計算を行なう荷重状態及び使用する鋼材の種類に相応した許容引張応力 (kg/cm²) (DIN 1073; DIN 1050; DIN 120; Deutsche Bundesbahn Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken)

ω : 鋼材の種類及び細長比 λ により変化し、第 1 表または第 2 表より得られる柱屈換算係数 (Knickzahl)

λ : 部材の細長比即ち $\lambda_x = s_{Kx} / i_x$, $\lambda_y = s_{Ky} / i_y$ の中の大きな値。ここに s_{Kx} , s_{Ky} は断面の主軸 $x-x$ または $y-y$ に真直な部材の柱屈長 (6 条)、また i_x , i_y はそれ等の軸に関連した回転半径である。

第1表 St 00.12、一般構造用鋼及びSt 37.12に対する座屈換算係数 ω

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	λ
20	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05	1.06	1.06	1.07	1.07	1.08	20
30	1.08	1.09	1.09	1.10	1.10	1.11	1.11	1.12	1.13	1.13	30
40	1.14	1.14	1.15	1.16	1.16	1.17	1.18	1.19	1.19	1.20	40
50	1.21	1.22	1.23	1.23	1.24	1.25	1.26	1.27	1.28	1.29	50
60	1.30	1.31	1.32	1.33	1.34	1.35	1.36	1.37	1.39	1.40	60
70	1.41	1.42	1.44	1.45	1.46	1.48	1.49	1.50	1.52	1.53	70
80	1.55	1.56	1.58	1.59	1.61	1.62	1.64	1.66	1.68	1.69	80
90	1.71	1.73	1.74	1.76	1.78	1.80	1.82	1.84	1.86	1.88	90
100	1.90	1.92	1.94	1.96	1.98	2.00	2.02	2.05	2.07	2.09	100
110	2.11	2.14	2.16	2.18	2.21	2.23	2.27	2.31	2.35	2.39	110
120	2.43	2.47	2.51	2.55	2.60	2.64	2.68	2.72	2.77	2.81	120
130	2.85	2.90	2.94	2.99	3.03	3.08	3.12	3.17	3.22	3.26	130
140	3.31	3.36	3.41	3.45	3.50	3.55	3.60	3.65	3.70	3.75	140
150	3.80	3.85	3.90	3.95	4.00	4.06	4.11	4.16	4.22	4.27	150
160	4.32	4.38	4.43	4.49	4.54	4.60	4.65	4.71	4.77	4.82	160
170	4.88	4.94	5.00	5.05	5.11	5.17	5.23	5.29	5.35	5.41	170
180	5.47	5.53	5.59	5.66	5.72	5.78	5.84	5.91	5.97	6.03	180
190	6.10	6.16	6.23	6.29	6.36	6.42	6.49	6.55	6.62	6.69	190
200	6.75	6.82	6.89	6.96	7.03	7.10	7.17	7.24	7.31	7.38	200
210	7.45	7.52	7.59	7.66	7.73	7.81	7.88	7.95	8.03	8.10	210
220	8.17	8.25	8.32	8.40	8.47	8.55	8.63	8.70	8.78	8.86	220
230	8.93	9.01	9.02	9.17	9.25	9.33	9.41	9.49	9.57	9.65	230
240	9.73	9.81	9.89	9.97	10.05	10.14	10.22	10.30	10.39	10.47	240
250	10.55										

第2表 St 52に対する座屈換算係数 ω

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	λ
20	1.06	1.06	1.07	1.07	1.08	1.08	1.09	1.09	1.10	0.11	20
30	1.11	1.12	1.12	1.13	1.14	1.15	1.15	1.16	1.17	1.18	30
40	1.19	1.19	1.20	1.21	1.22	1.23	1.24	1.25	1.26	1.27	40
50	1.28	1.30	1.31	1.32	1.33	1.35	1.36	1.37	1.39	1.40	50
60	1.41	1.43	1.44	1.46	1.48	1.49	1.51	1.53	1.54	1.56	60
70	1.58	1.60	1.62	1.64	1.66	1.68	1.70	1.72	1.74	1.77	70

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	λ
80	1.79	1.81	1.83	1.86	1.88	1.91	1.93	1.95	1.98	2.01	80
90	2.05	2.10	2.14	2.19	2.24	2.29	2.33	2.38	2.43	2.48	90
100	2.53	2.58	2.64	2.69	2.74	2.79	2.85	2.90	2.95	3.01	100
110	3.06	3.12	3.18	3.23	3.29	3.35	3.41	3.47	3.53	3.59	110
120	3.65	3.71	3.77	3.83	3.89	3.96	4.02	4.09	4.15	4.22	120
130	4.28	4.35	4.41	4.48	4.55	4.62	4.69	4.75	4.82	4.89	130
140	4.96	5.04	5.11	5.18	5.25	5.33	5.40	5.47	5.55	5.62	140
150	5.70	5.78	5.85	5.93	6.01	6.09	6.16	6.24	6.32	6.40	150
160	6.48	6.57	6.65	6.73	6.81	6.90	6.98	7.06	7.15	7.23	160
170	7.32	7.41	7.49	7.58	7.67	7.76	7.85	7.94	8.03	8.12	170
180	8.21	8.30	8.39	8.48	8.58	8.67	8.76	8.86	8.95	9.05	180
190	9.14	9.24	9.33	9.43	9.53	9.63	9.73	9.83	9.93	10.03	190
200	10.13	10.23	10.34	10.44	10.54	10.65	10.75	10.85	10.96	11.06	200
210	11.17	11.28	11.38	11.49	11.60	11.71	11.82	11.93	12.04	12.15	210
220	12.26	12.37	12.48	12.60	12.71	12.82	12.94	13.05	13.17	13.28	220
230	13.40	13.52	13.63	13.75	13.87	13.99	14.11	14.23	14.35	14.47	230
240	14.59	14.71	14.83	14.96	15.08	15.20	15.33	15.45	15.58	15.71	240
250	15.83										

中間値は計算する必要はない

7.2 振り抵抗の小さな部材は必要に応じ曲げ振り座屈及び振り座屈（3条及び指針Ri7.5参照）について計算する。

7.3 $\lambda < 20$ の部材では座屈計算は行わない。この時は $\omega = 1$ とする。

8 一定断面の組立圧縮材

8.1 記号

m : 組立工により1つの部材に組込まれる同種の単一材（第5e図では $m=3$ ）或は単一材に代る部材群（第8c図では $m=2$ ）の数。組立工には接工（第4a図〔格子部材〕）と綴工（第4b図〔ラーメン部材〕）とある。

S : 組立材に働く最大圧縮力の絶対値〔 N 〕

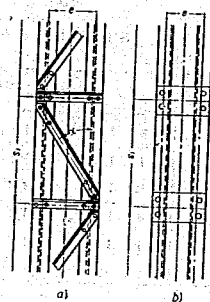
F : 組立材の総断面積〔 cm^2 〕

F_1 : 単一材の総断面積〔 cm^2 〕

$J_x = F \cdot i_x^2$ 及び $J_y = F \cdot i_y^2$: 主軸 $x-x$ 或は $y-y$ に関する総断面の2次モーメント〔 cm^4 〕。主軸 $x-x$ が単一材断面を総て横切っている時にはこれを素材軸（stoffachse）と呼ぶ。

s_{K_x} 及び s_{K_y} : 主軸 $x-x$ 或は $y-y$ に直角な座屈に対する6条により定められる組立材の座屈長〔 cm 〕

$\lambda_x = s_{K_x} / i_x$ 及び $\lambda_y = s_{K_y} / i_y$: 組立材の細長比



第 4 図

$J_1 = F_1 \cdot i_1^2$: 単一材の軸 1-1 に関する単一材断面の 2 次モーメント (cm^4) 軸 1-1 はこれ等の断面の最小軸である (第 5~6 図)

λ_1 : ラーメン部材 (Rahmenst b) の場合 (第 4 b 図) には

$$\lambda_1 = s_1 / i_1$$

格子部材 (Gitterst b) の場合 (第 4 a 図) には

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{F}{z \cdot F_D} \cdot \frac{d^3}{s_1 \cdot e^2}}$$

z : 平行面に並んでいる組立工の数

s_1 : 部材の最大区間長 (cm) (第 4 図)

F_D : 格子部材の各稜平の総断面積 (cm^2) 稜平を交叉配置とする時は F_D は両交叉稜平の断面積の総和とする。

d : 格子部材の稜平の骨組長 (第 4 a 図)

m : 区 間 数

e : 単一材軸間の距離 (cm)

8.2 部材の計算

8.2.1 部材配置 I (第 5、6 図)

8.2.1.1 m 箇の単一材よりなり、且つその断面が素材軸 $x-x$ を有する組立圧縮材の素材軸に直角な圧屈は単一圧縮材と同様に計算する。即ち

$$\omega x = \frac{S}{F} \leq \sigma_{zul}$$

ここに ωx は細長比 $\lambda x = s_{Kx} / i_x$ に関連した圧屈換算係数 (第 1 表または第 2 表) σ_{zul} は計算を行なう荷重状態に相応した許容引張応力 (7 条) である。

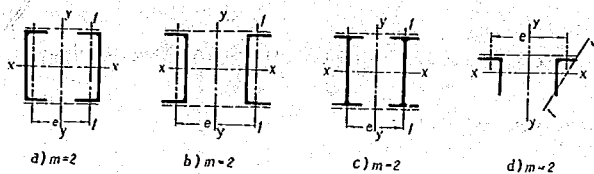
8.2.1.2 断面の主軸 $y-y$ に直角な圧屈は単一圧縮材と同様に次の仮想細長比を有する柱として計算する。

$$\lambda_{yi} = \sqrt{\lambda^2 \cdot y + \frac{m}{2} \lambda_1^2}$$

この場合にも

$$\omega_{yi} \frac{S}{F} \leq \sigma_{zul}$$

でなければならない。ここに ω_{yi} は仮想細長比 λ_{yi} に関連し、第 1 表または第 2 表より得られる圧屈換算係数 σ_{zul} は計算を行なう荷重状態に相応した許容引張応力 (7 条) である。

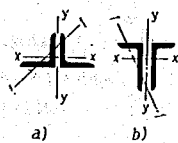


a) m=2

b) m=2

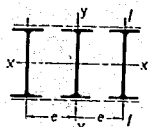
c) m=2

d) m=2

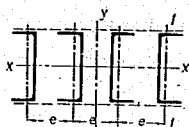


a)

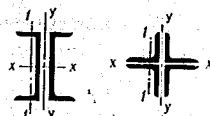
b)



e) m=3



f) m=4



c)

d)

第 5 図

第 6 図

8.2.1.3 橋梁及びクレーンでは細長比 s_1/i_1 は $s_1/i_1 \leq \frac{1}{2} \lambda_x$ なる条件を満たさなければならない。然し 8.3.4 条に注意すれば 50 以下にする必要はない。建築（鉱山用運搬機を含む）ではこの条件を次の様にする。

$$s_1/i_1 = \frac{1}{2} \lambda_x (4 - 3 \frac{\omega y i \cdot S}{F \cdot \sigma_{zul}})$$

ここに $\omega y i$, σ_{zul} は 8.2.1.2 条と同意義である。また $s_1/i_1 < 50$ となる時も 8.3.4 条を考慮すれば $s_1/i_1 = 50$ とすることが出来る。

8.2.1.4 2つの単一材よりなる組立圧縮材で単一材間の純間隔がガゼットの厚さより小さいか或は僅に大きく、単一材の結合に通しの填材を使用する場合は 8.2.1.2 条は直に $\lambda y i = \lambda y$ としてよい。

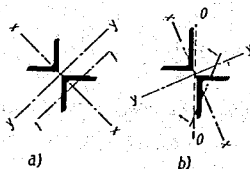
またこのことは組立工に 8.2.1.3 条及び 8.3.4 条の規定を適用し、尚待て組立工を行なった箇所の間を部材の軸方向に $15 i_1$ より小さい間隔に綴鋸或は綴釘を打った綴鋸或は填材を使用した部材にも適応される。断面 2 次モーメントには通しの填材は含めてもよい。断面積には連結箇所の部材応力（挫屈換算係数は除いて計算する）が σ_{zul} を越えないか或は越えてもガゼットの所で填材の連結を十分に行なつてこれをカバーしうる場合にのみ含めてもよい。

8.2.2 部材配置 II（第 7 図）

8.2.2.1 背中合わせにした 2 本の山形鋼よりなる圧縮材（第 7 a 図または第 7 b 図）では素材軸 $x-x$ に直角な方向の挫屈についてのみ計算すればよい。この場合

$$\omega x = \frac{S}{F} \leq \sigma_{zul}$$

でなければならない。ここに ωx は細長 $\lambda x = s_{x_1}/i_{x_1}$ に関連した挫屈換算係数（第 1 表或は第 2 表） σ_{zul} は計算を行なう荷重状態に相応した許容引張応力（7 条）である。



a)

b)

第 7 図



c)

8.2.2.2 細長比 s_1/i は 50 以下でなければならない。

8.2.2.3 s_{Kx} としては構面及びこれに直交な方向の挫屈に対し 6 条を基準とした両挫屈長の算術平均を用いる。

8.2.2.4 第 7 b 図に示す断面を有する部材では $i_x \approx i_y / 1.15$ 即ち $\lambda_x \approx 1.15 \frac{s_{Kx}}{i_y}$ としてもよい。ここに i_y は山形鋼の長脚に平行な重心軸に関する断面の回転半径である。

8.2.3 部材配置Ⅱ (第 8 図)

8.2.3.1 その断面が素材軸を持たない組立圧縮材 (第 8 a ~ 8 e 図) では

$$\omega y i \frac{S}{F} \leq \sigma_{zul} \quad \omega x i \frac{S}{F} \leq \sigma_{zul}$$

でなければならない。ここに $\omega y i$, $\omega x i$ は仮想細長比

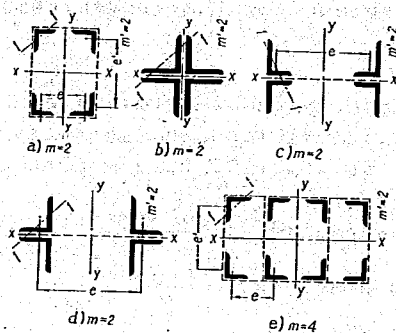
$$\lambda y i = \sqrt{\lambda y^2 + \frac{m}{2} \cdot \lambda_1 y^2} \quad \lambda x i = \sqrt{\lambda x^2 + \frac{m}{2} \cdot \lambda_1 x^2}$$

を用い第 1 表又は第 2 表より計算したものであり、 σ_{zul} は計算を行なう荷重状態に相応した許容引張応力 (7 条) である。

8.2.3.2 $y-y$ 軸に直交な部材の挫屈には $y-y$ 軸に平行な組立工は応力を受けないからこれ等の組立工により結ばれている部材は単一材と考える。故に $\lambda y i$ に関しては第 8 a ~ 8 d 図に示される断面では $m=2$ 、第 8 e 図に示す断面では $m=4$ を用いる。

同様な考え方が $x-x$ 軸に直交挫屈にも適用される。故に $\lambda x i$ に関しては第 8 図に示す部材断面の総てに対し $m=2$ となる。

第 8 a 図及び第 8 e 図の部材では矩形断面形は隅敏で確保しなければならない。



第 8 図

8.2.3.3 橋梁及びクレーンでは単一材の細長比 $\frac{s_{1y}}{i_1}$ と $\frac{s_{1x}}{i_1}$ は 50 以下でなければならない。建築 (鉤山用運搬橋を含む) ではこの条件は次のようになる。

$$\frac{s_{1y}}{i_1} \leq 50 \left(4 - 3 \frac{\omega y i \cdot S}{F \cdot \sigma_{zul}} \right) \quad \frac{s_{1x}}{i_1} \leq 50 \left(4 - 3 \frac{\omega x i \cdot S}{F \cdot \sigma_{zul}} \right)$$

ここに ω_{yi} 、 ω_{xi} 及び σ_{zul} は 8.2.3.1 条と同意義である。

8.2.3.4 第 8 b 図に示す断面を有する部材では山形鋼を規定の組立工の外に部材の軸方向に $15i_1$ 以下の間隔に綴鉄で結合した場合には $\lambda_{yi} = \lambda_y$ 、 $\lambda_{xi} = \lambda_x$ としてもよい。第 8 c 図に示す断面でも同様に相隣れる 2 つの山形鋼を綴鉄で $15i_1$ 以下の間隔に補足的に結合した場合には $\lambda_{xi} = \lambda_x$ としてもよい。

8.3 組立工の設計と計算

8.3.1 橋梁及びクレーンでは綴鉄及び綾平並びにそれらによる結合は仮想部材慣力

$$Q_i = \frac{F \cdot \sigma_{zul}}{80}$$

が働くとして、その許容応力、 σ_{zul} 及び τ_{zul} を超過しないように設計しなければならない。この許容応力は使用する鋼材と計算を行なう荷重状態に対し関係規定 (DIN 1073、DIN 1050、DIN 120 Deutsche Bundesbahn Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken) に定められている。建築 (鉱山用運搬橋を含む) では

$$Q_i = \frac{\omega_{yi} \cdot S}{80}$$

としてよい。ここに ω_{yi} は第 1 表又は第 2 表より得られ、仮想細長比 λ_{yi} に相応した挫屈換算係数である。素材脆を持たない部材 (第 8 図) では $x-x$ 軸に直交な部材の挫屈に有効な組立工も同様に挫屈換算係数 ω_{xi} を用いて設計すべきである。ラーメン部材 (第 4 b 図) で単一材軸 (第 5、8 図) の相対距離 e が $20i_1$ を超過する場合には組立工の設計に仮想部材応力を $5(e/i_1 - 20)\%$ 高めたものを基にする。格支部材 (第 4 a 図) ではその開きを大きく取つてもこの増加は必要でない。

8.3.2 単一材より成る格子部材では Q_i によつて綾平に働く力 D は次式により算出される。

$$D = \frac{Q_i}{z \cdot \sin \alpha}$$

ここに z は平行面内で相隣れる組立工の数、 α は綾平の傾斜角 (第 4 a 図) である。

8.3.3 ラーメン部材 (第 4 b 図) では組立工が 1 面の綾平よりなる場合 (5 d、8 b、8 c、8 d 図) と隣接する数面の綴鉄よりなる場合 (5 a、5 b、5 c、5 e、5 f、8 a、8 e 図) とがありうる。このような組立工の受け持つ剪断力 T の大きさは次のようになる。

$$2 \text{ つの単一材より成る組立材 } (m=2) \text{ では } T = \frac{Q_i \cdot s_1}{e}$$

$$3 \text{ つの単一材より成る組立材 } (m=3) \text{ では } T = \frac{Q_i \cdot s_1}{2e}$$

4 つの単一材より成る組立材 ($m=4$) では

$$\text{中央単一材間 } T' = 0.4 \frac{Q_i \cdot s}{e}$$

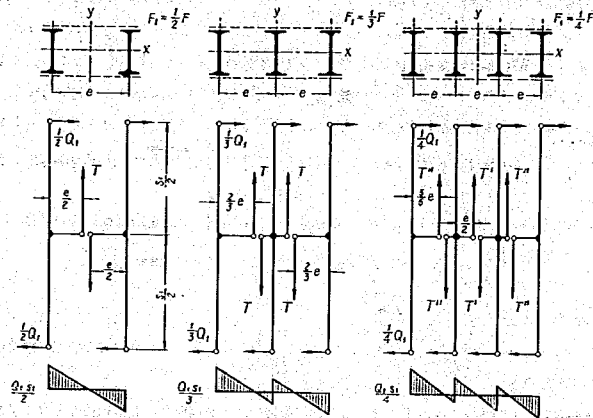
$$\text{それ以外 } T'' = 0.3 \frac{Q_i \cdot s}{e}$$

剪断力 T より綾平の中に生ずる曲げモーメント 0 の点は外側の単一材の軸間距離を次の関係に分けるように取る。(第 9 図)

$$2 \text{ つの単一材より成る組立材 } \frac{e}{2} : \frac{e}{2}$$

$$3 \text{ つの単一材より成る組立材 } \frac{2e}{3} : \frac{2e}{3} : \frac{2e}{3}$$

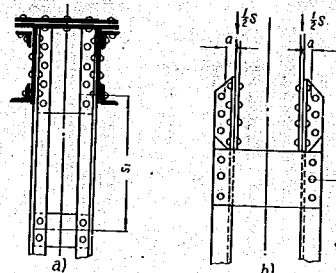
4つの単一材より成る組立材 $\frac{5e}{6} : \frac{4e}{6} : \frac{4e}{6} : \frac{5e}{6}$



第 9 図

8.3.4 綴数はその純間隔が等しいか或は殆んど等しくなるように配置し各単一材と少なくとも 2 本の綴り又は規定と同等の熔接で連結する。ラーメン部材の区間数は $n \geq 3$ でなければならないから綴りは少なくとも部材長の $1/3$ 点に配置する。

8.3.5 格子及びラーメン部材(第 4 a、4 b 図)には端綴りを配置しなければならない。この端綴りは各単一材と少なくとも 3 本の綴り又は規定と同等の熔接で連結する。2 枚の腹板を有する構造の部材では端綴りは出来れば 2 枚のガゼットの間に配置する(第 10 a 図)さもなければ端綴り並にその連結の設計に当って、単一材軸がガゼット面の内側或は外側にあるために生ずる第 10 b 図に示される $1/2 S \cdot a$ の互に等しい連結モーメントの半分(即ち $1/4 S \cdot a$)を T によって生ずるモーメントに加算しなければならない。ガゼットが部材の綴りの面にある時は端綴りは省略してもよい。



第 10 図

8.3.6 2単一材よりなる圧縮材で両単一材の純間隔がガゼットの厚さに等しいが或は極く僅か大きい時には(第6、7図)端部には特別な縦筋は必要がないが、少なくとも部材長の端点に各単一材と少なくとも2本の縦筋は規定と同等の溶接で連結した縦筋を配置しなければならない。第6図の部材では縦筋の代りに填材を使用し、部材軸の方向に少なくとも2本の縦筋は規定と同等の溶接で連結する。第7図の部材では縦筋を直角に置換えるかまたは平行に配置する。第6及び第7図の部材の縦筋或は填材ではその連結が剪断力Tを十分負担しうることを確認する。第8b図の部材に対しても同様で、第8c、8d図の部材にはx-x軸に直角な挫屈に関して同様に行なう。

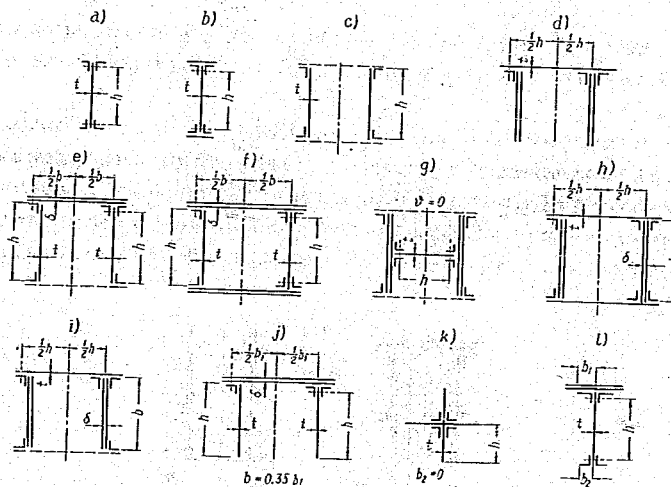
8.3.7 圧縮材の縦工または縦工が充複構造の蓋板或は縦筋とし並んで配置されている場合(第11e・g・i図)には $Q_1 = \frac{F \cdot \sigma_{zul}}{80}$ におけるFは両端山形鋼(或は1対の両端山形鋼)及び山形鋼の脚に接する両縦筋の部分の断面積とする。

8.3.8 組立工の連結には鉄を打ち得ない場合にのみボルトを使用することが出来る。この場合には出来る限り良く合ったボルトを使用する。

9 圧縮材の薄板部分

圧縮材の薄板部分の早期の挫屈を防止するためにその挫屈安全度は少なくとも全部材の挫屈安全度に等しくなければならない。(17.5条参照)

第3表に示される $h : t$ の関係を採用すれば総ての構造用鋼材に対し精密なる計算は行なわなくてもよい。ここに



第 11 図

- t : 薄板部分の厚さ (cm) (第11図)
- h : その無拘束な高さ (cm) (第11図)
- λ : 部材の挫屈計算の基になる細長比 (7条)

δ 及び b ：拘束された板の厚さ〔cm〕及び第11図より得られる仮想巾〔cm〕。溶接部材で第11図の中の h 、 b 、 b_1 は溶接シームの中央より測る。

$\phi = \frac{b \cdot t}{h \cdot \delta}$ 曲げ剛性のある連結により厚板と結合されている薄板の弾性固定を近似的に考慮した数、 $b \cdot t > h \cdot \delta$ 或は拘束する板のない場合には $\phi=1$ とする。

第 3 表

第11 a・b・c図の腹板或は 第11 d図の蓋板	$\lambda \leq 75$ $\lambda > 75$	$h/t \leq 45$ $h/t \leq 0.6 \lambda$
第11 e図の腹板	$\lambda \leq 75$ $\lambda > 75$	$h/t \leq 52.5 - 7.5 \phi^2$ $h/t \leq (0.7 - 0.1 \phi^2) \lambda$
第11 f・g図の腹板或は 第11 h・i図の蓋板	$\lambda \leq 75$ $\lambda > 75$	$h/t \leq 60 - 15 \phi^2$ $h/t \leq (0.8 - 0.2 \phi^2) \lambda$
第11 j図の腹板、緑山鋼が なく隔板のみをaの間隔に配置 した場合	$\lambda \leq 75$ $\lambda > 75$	$h/t \leq 25.5 - [10.5 - 15(h/a)^2] \phi^2$ $h/t \leq \{0.34 - [0.14 - 0.2(h/a)^2] \phi^2\} \lambda$
第11 k・lの腹板	$\lambda \leq 75$ $\lambda > 75$	$h/t \leq 15 + 30 \frac{b_2/b_1}{\lambda}$ $h/t \leq (0.2 + 0.4 \sqrt{b_2/b_1}) \cdot \lambda$

計算上真直な偏心圧縮材、圧縮及び曲げによる応力

10 計算上真直な偏心圧縮を受ける一定断面部材

10.0.1 部材の圧縮力 S が計算上偏心量 a で働くか、圧縮力の外に計算上 S により変化するか或は S と関連なく曲げモーメント M が働く場合には10.0.7、10.0.8、10.0.9条に挙げる例外を除き、常に次の規定に従わなければならない。先づ圧縮及び曲げの普通の計算を行ない、これに対して規準となる規定により部材に生ずる最大応力値が σ_{zul} の値を越えないことを確認する。この場合、変曲の影響は考えないが、銀孔控除、衝撃率 ϕ 、動荷重係数 ψ 、疲労係数 r に関する規定は考慮して計算を行なう。

10.0.2 専ら（主面と仮定した）曲げ面内に於ける挫屈に対し挫屈計算を行なう。この場合精密な計算を行なわない場合には次の方法による。力の着力点が断面の両主軸の1つの上にあるか、または M が断面主軸の1つに関するものである場合、その重心点が曲げ引張り及び圧縮の線より等距離にある。（ $e_z = e_d$ 、第12 a図）か、或は重心点が曲げ引張り線に近い部材断面（ $e_z < e_d$ 、第12 b図）では

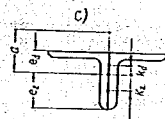
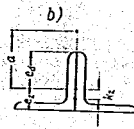
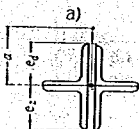
$$I) \quad \omega \frac{S}{F} + 0.9 \frac{M}{W_d} \leq \sigma_{zul}$$

でなければならない。重心点が曲げ引張り線より曲げ圧縮線に近い部材断面（ $e_z > e_d$ 、第12 c図）では次の2つの条件を満たさなければならない。

$$II) \quad \omega \frac{S}{F} + 0.9 \frac{M}{W_d} \leq \sigma_{zul}$$

$$\omega \frac{S}{F} + \frac{300 + 2 \cdot \lambda}{1000} \cdot \frac{M}{W_z} \leq \sigma_{zul}$$

上に述べた応力の絶対値を合計した近似式1及び2は細長比 λ が大きく偏心率 ϕ が小さい圧縮部材では10.01条で要求した普通の応力計算より大きな断面寸法となるから、この式が設計の基準となる。



$$\sigma_{bd} = \frac{M}{W_d} = \frac{M \cdot e_d}{J} = \frac{M}{F \cdot k_d} = \frac{S}{F} \cdot \frac{a}{k_d}$$

$$\sigma_{bz} = \frac{M}{W_z} = \frac{M \cdot e_z}{J} = \frac{M}{F \cdot k_z} = \frac{S}{F} \cdot \frac{a}{k_z}$$

第 12 図

ここに

S及びM: 衝撃値 ϕ (DIN 1073 ; DIN 1055, Blatt 3 ; DIN 120 ; Deutsche Bundesbahn, Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken) 及び動荷重係数 ψ (DIN 120) は考慮するが疲労係数 γ は考えずに計算した圧縮力 (kg) 及び曲げモーメント (kg-cm) の絶対値

F: 部材の総断面積 (cm²)

ϕ : 曲げ面内の挫屈に対する部材の挫屈換算係数

W_d及びW_z: 曲げ圧縮縁或は曲げ引張り縁に関する総断面の抵抗モーメント (cm²)

σ_{zul} : 計算を行なう荷重状態に相応した許容引張応力 (DIN 1073 ; DIN 1050 ; DIN 120 ; Deutsche Bundesbahn, Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken) (kg/cm²)

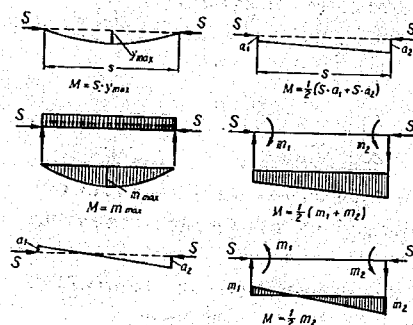
λ : 曲げ面内の挫屈に対する部材の細長比 (7条)

10.03 曲げ面に直角な撓りを伴った挫屈は必要に応じ指針Ri 10.1により計算する。

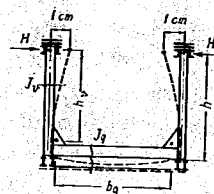
10.04 偏心圧縮或は圧縮と曲げにより応力を受ける部材の曲げモーメントMが計算上部材軸に沿って変化する場合に1、Ⅱ式にmaxMを用いる。maxMが部材両端の1つに生じ且つ部材の両端が曲げの方向に移動しないように固定されている場合にのみ、maxMの代りに両端曲げモーメントの算術平均を用いてもよい。然しこれは $\frac{1}{2}$ maxMより小さくしてはいけない (第13図)。柱に対しては上端を横に移動しないように固定してある場合にのみこの軽減を行なうてよく、またラーメン柱に対してはラーメン梁が、その軸方向に動き得ない場合にのみ適応される。

10.05 水平或は斜になつているため自重により曲げ応力を受ける中心圧縮材は10.04条により計算する。この場合Mとしては近似的に $M = G \cdot l_H / 10$ の値を用いる。ここにGは重量で l_H は平面図上で計った (水平面上に投射し

た) 部材の骨組長である。 $l_H \leq 6.00 \text{ m}$ の部材ではこの影響は考える必要はない。



第 13 図



第 14 図

- 10.06 圧縮力の作用点が部材断面の主軸上にないか或は中心圧縮力の外にモーメント M_x 及び M_y が働いている場合には I, II 式に最小軸に関する座屈換算係数を用い、繰応力 M/W_d 及び M/W_z の代りに M_x , M_y が同時に働いた場合に生ずる最大曲げ圧縮及び曲げ引張り応力を用いる。採り抵抗の小さい部材では必要に応じ曲げ捩り座屈を計算する。
- 10.07 中心に重心軸のある圧縮弦材では作用応力の偏心は考えなくてもよい。
- 10.08 圧縮を受ける 1 山形鋼よりなるトラスの腹材がその山形鋼の脚の 1 つを弦材或はガゼットに連結され、且つ従荷重 (Zusatzkraft) のみにより載荷される場合一鉄塔の腹材は総てそうであるとして部材の骨組長と断面の最小回転半径の比を探れば作用力の偏心は考えなくてもよい。
- 10.09 不静定支持のアーチ (13 条) 及びバラーメン (14 条) の座屈荷重の計算には部材軸の弾性的な長さの変化により生ずる小さな曲げモーメントは考えなくてもよい。トランスの 2 次応力に就ても同様である。
- 10.10 特に組立圧縮材が索材軸を含まない断面軸に直角な面内で計算工偏心圧縮を受ける場合には規定の 8 条に注意し I, II 式に 8.2 条に定められる座屈換算係数の γ_i を用いる。

弾性的に支持された圧縮弦材及び圧縮部材、
圧縮部材を支える補助部材を含む

11 概 説

下路の簡単なボニー桁の上弦材のように主桁面外への座屈を横構で止めていない圧縮弦材は横方向には主桁面に直角に設けられた半ラーメン (Halbrahmen) により弾的に支えられている。このような圧縮弦材の必要な座屈安全度の計算には半ラーメンの曲げ剛性が本質的なものになる。同様にトランス面に直角には弾的に支えられている過ぎないトラスの圧縮腹材 (第 16 図) の場合にも弾性的な支えとなっている支持部材の曲げ剛性が十分であることを確認しなければならない。

12. 近似計算法

12.1 主桁面外への座屈に対して曲げ剛性のあるラーメン（例えば半ラーメン）によつてのみ支えられている圧縮弦材で、精密な計算を行なわない場合には $1/\text{cm}$ で測つたラーメン抵抗は次の値でなければならない。

$$\text{中間ラーメン} \quad H_1 \leq c_1 \cdot H_0$$

$$\text{端部ラーメン} \quad H_2 \leq c_2 \cdot H_0$$

ここに

$$H_0 = \frac{2.5 \nu_K}{\beta m^2} \cdot \frac{\max S}{\min s}$$

H_1 或は H_2 は弦材の連結点をラーメン面内で水平に 1 cm 移動させるに必要なラーメン抵抗を $1/\text{cm}$ で表わしたものである（第14図）。又 $\max S$ は街原係数 ϕ 及び動荷重係数 ψ に関する規定は考慮するが疲労係数 r は考慮せずに計算した圧縮弦材の最大応力の絶対値を 1 で表わしたものである。

$\min s$ はラーメンからラーメンに渡された圧縮弦材の最小骨組長を cm で表わしたものである。 βm 及び ν_K を得るためには圧縮力 S 、断面積 F 、断面2次モーメント J_y 、部材長 s の各圧縮弦材に対し座屈換算係数

$$\phi_y = \frac{F \cdot \sigma_{zul}}{S}$$

に相当する細長比 λ_y を第1表又は第2表より求める。

この細長比 λ_y の最大値を用いて指針7.4.2の第8表より座屈安全率 ν_K を決定する。

$$\beta = \frac{s K_y}{s} = \frac{\lambda_y}{s} \sqrt{\frac{J_y}{F}}$$

これら全部の係数の算術平均が βm である。ここに示された近似計算法は総ての圧縮部材に対し $\beta \geq 1.2$ であることを仮定している。設計計算の時間問題になる c_1 を選ぶには c_2 を次により計算する。

$$c_2 = \frac{0.6 c_1 - 0.36}{c_1 - 1} \beta m$$

これに対して中間ラーメンの最小抵抗値 $\min H_1$ を用いて検算する場合には次の関係が解れば

$$\alpha = \frac{\min H_1}{H_2}$$

c_1, c_2 は次式より決定出来る。

$$c_1 = \frac{1 + 0.6 \alpha \cdot \beta m}{2} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{1.44 \alpha \cdot \beta m}{(1 + 0.6 \alpha \cdot \beta m)^2}} \right)$$

$$c_2 = \frac{c_1}{\alpha}$$

圧縮弦材の端部が主桁面に直角に固定されている場合—例えば曲弦桁の如きもの—では $H_2 = c_2 = \infty, \alpha = 0$ 、

$c_1 = 1$ であり各ラーメンに対し次の計算のみを行なえばよい。

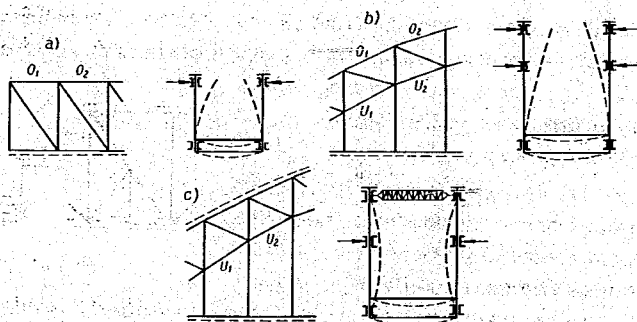
$$H_1 \geq H_0$$

圧縮断面の重心点と剪断中心点とが一致しない時(例えばT断面の如きもの)はRi 7.5 2によって計算した細長比 λ_{y1} は λ_y より大きくなりうる。

この場合には J_y の代りに割引を行なった値 J_y^* を用いる。

$$J_y^* = J_y \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_{y1}} \right)^2$$

トラスの補助柱(横桁を支えている)及びボニー型の(プラットトラス)端柱の応力計算では許容応力 σ_{zul} は90%しか使用してはいけない。同様の応力割引がボニー型の鉄道トラス橋の横桁及びその連結の総てに適用される。然し(例えば第15図に示される力に対し)半ラーメンの2次応力の計算を行えばこの応力割引に働く横力は隣接弦材に作用する最大部材力に衝撃係数のみを乗したものと $\frac{1}{100 \cdot \beta m}$ とし、端部ラーメンに対しては $\frac{1}{100}$ を用いる。 βm は圧縮弦材の横剛性を計算する時のものと同じである。



第 15 図

弦材と連結されている端ラーメンが主桁面から何等の部材力を受けない場合には横力として第2格間の圧縮弦材の最大力 $1/100$ を用いる。半ラーメンの接手及び連結の応力計算にも同じ横力を用いる。

1 2.2 下路鉋桁の主桁でも圧縮フランジの捻屈安全度も同様に計算する。フランジ断面としては鉋結構ではフランジプレートとそれに接している山形鋼の脚、I桁では(円のある腹板の部分を除いた)フランジとフランジプレート、又は鉋結構ではフランジプレートをを用いる。

2つの半ラーメン間の圧縮フランジの規準となる圧縮力 S は次式により求められる。

$$S = \frac{M}{J_x} \textcircled{\bullet}$$

ここに M はその圧縮フランジ断面の平均曲げモーメント J_x は水平重心軸に対する総断面の平均全断面2次モーメント、又 $\textcircled{\bullet}$ は全総断面の水平重心軸に対するフランジ総断面の1次モーメントである。圧縮フランジの箇々の断面のフランジ応力 S 、フランジ断面 F 、及び垂直重心軸に対する2次モーメント J_y が解ればボニー型の場合と同様に計算することが出来る。

半ラーメンの抵抗Hの計算で半ラーメン柱が剛なものとなれば

$$H = \frac{2E \cdot J_q}{h^2 \cdot b_q}$$

となる。鋼桁の圧縮フランジが数ヶ所で桁面に直角には動かないように保持されている時には橋梁安全度に関する

15.3及び14.5条の規定が適応される。

12.3 両端固定で、その中央が半ラーメンにより弾力的に支えられているトラス梁材(第16図)では、ラーメン抵抗が、

$$H \geq \frac{16 \nu_K \cdot S}{s} \left(\frac{s}{s_K} - \frac{1}{4} \cdot \frac{s^2}{s_K^2} - \frac{3}{4} \right)$$

であればトラス面外への撓屈を次の撓屈長で計算出来る。

$$s \geq s_K \geq \frac{s}{2}$$

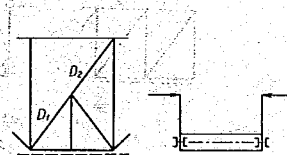
ここにHは部材の連結点をラーメン面内で水平に1cm移動させるラーメン抵抗をt/cmで表わしたものであり、Sは桁梁係数倍した最大圧縮力の絶対値をtで表わしたもので、又sは全部材の骨組長である。 ν_K の値は使用する鋼材及び細長比 $\lambda_y = s_{Ky} / i_y$ を用い指針7.42の第3表より得られ、

ここに i_y は圧縮材断面のトラス面に直角な回転半径である。

組立圧縮材では λ_{y1} は8.2条の λ_{y1} で置換える。

12.4 圧縮材のトラス面内の撓屈に対し、補助部材がないとした時の撓屈長を分割するために用いる補助部材には、その連結点を含み、支持される部材の最大圧縮力を桁梁係数 ϕ 倍したものの1/100が引張りまたは圧縮として作用しその時の応力が σ_{zu} !

を越えないようにする。垂直補助部材(第17図)では支えられている圧縮材の自重に相当する格点荷重Gをこの力に加える。



第 16 図

アーチ

13. 対称アーチの撓屈

13.1 アーチ面内の撓屈

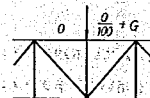
13.1.1 一定断面を有し、全経間に最荷した時計算上圧縮応力のみ(曲げを伴わない)を受ける対称アーチでは一精密な計算を行わない場合には一次の条件を満さなければならない。

$$\frac{Nv}{F} \leq \sigma_{zu}$$

ここに

Nv: 与えられた荷重(桁梁係数 ϕ は考慮するが疲労係数 γ は考えない)により

支間の各点に生ずるアーチの軸力の絶対値(tg)



第 17 図

F : アーチの総断面積 (cm²)

σ_{zul} : 計算を行なう荷重状態と用いる鋼材に相応して許容引張応力 (kg/cm²)

ω : 鋼材及び細長比 λ_x により変化し第1表又は第2表より得られる座屈換算係数

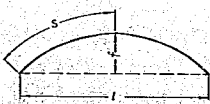
$\lambda_x = \beta \cdot s / i_x$: アーチ面内の (断面主軸 x-x に直角な) 座屈に対して適応される細長比

s : アーチ長の半分 (cm)

i_x : 主軸 x-x に関する総断面積の回転半径 (cm)

β : 第4表より得られる係数で中間値は直線的に挿入

13.1.2 計算上中央力線がアーチ軸と一致せず、そのため計算上圧縮及び曲げ応力の作用するアーチは10条により計算する。ここにSは13.1.1条に示される軸力N_vで ω は13.1.1条に示される座屈換算係数を用いる。例えば大きな拱矢比 f/l のアーチの半分に荷重がある場合に生ずる大きな曲げ応力には、座屈計算は近似的に応力計算で代用する。この場合に変形の影響、銀孔座屈、衝撃係数 φ 、疲労係数 r を考慮して計算した最大応力が σ_{zul} の値を越えないことを確認する。



$f/l =$	0.05	0.2	0.3	0.4	0.5
3 $\beta =$	1.20	1.16	1.13	1.19	1.25
2 $\beta =$	1.00	1.06	1.13	1.19	1.25
固定アーチ $\beta =$	0.70	0.72	0.74	0.75	0.76

第4表

13.1.3 僅かに変化する断面を有するアーチは、精密な計算を行わない場合には、13.1.1及び13.1.2条と同様に計算する。ここに i_x 及びFに対しては平均値を用いる。

13.1.4 アーチの面内の座屈に関する13.1.1、13.1.2、13.1.3条に示された規定は補剛桁を有するアーチ及び材により引張り部分と緊密に結合されているアーチには適用されない。

13.2 アーチ面に直角な座屈

アーチ面外への座屈に対しては振りの影響を考慮した精密な計算の代りに次の計算を行なう。

$$\omega_y \frac{N_v}{F} \leq \sigma_{zul}$$

ここに N_v 、F、 σ_{zul} は13.1.1条と同じであり、座屈換算係数 ω_y は次の細長比により第1表または第2表より得られる。

$$\lambda_y = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \frac{l}{i_y}$$

l はアーチの支間、 i_y はy-y軸に対する総断面積の回転半径である。第5表はその両端がアーチ面に直ちに回転しないようになっており、且つ垂直に働く等分布荷重を満載した抛物線アーチに対する係数 β_1 である係数の時の荷重の作用方向の影響を規定したもので、アーチの横座屈の時にアーチの負担している全荷重が、その方向を変えなければ $\beta_1 = 1$ である。車道を吊しているアーチで吊材が全アーチ荷重 q の中 $\alpha \cdot q$ の部分を受け、アーチの横座屈の間に吊材が斜になる場合には $\beta_2 = 1 - 0.35 \alpha$ で計算する。車道を支柱で支えているアーチで、その横座屈の間に支柱

第 5 表

$t/l =$	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4
$J_y = \text{一定} \quad \beta_1 =$	0.50	0.54	0.65	0.82	1.07
$J_y \cdot \cos \varphi = \text{一定} \quad \beta_1 =$	0.50	0.52	0.59	0.71	0.86

が斜になり得るが支柱間の横繋ぎによりこれが妨げられる場合には係数 $\beta_2 > 1$ となる。全アーチ荷重 q の中車道支柱が $\alpha \cdot q$ の部分を受持ち、アーチが橋台の所で横方面に動かないように支えられている車道と拱頂で横方面にしっかりと結合されている時には、鉛直荷重を用いる場合に限り $\beta_2 = 1 + 0.45 \cdot \alpha$ とする。第5表で J_y はアーチ面に直角な撓屈に対する断面2次モーメント J はアーチ面内の切線傾斜角である。

ラ メ ン

14. 独立矩形ラーメンの柱の撓屈

14.1 この規定は水平方向にはラーメン面に直角に固定されており、剛接格点を有する鉛直1層ラーメンに適応される。このラーメンは $P, P_1 \leq P$ なる力で載荷され、この力はラーメンが撓屈する間もその方向を保つものと仮定する。ラーメンの両柱は等しい断面積 F 及び2次モーメント J の一定断面を有するものとする。

横桁は一定断面2次モーメント J_0 を有する。

14.2 柱の断面は、精密な計算を行わない場合は、次の条件を満たさなければならない。

$$\omega \cdot \frac{P}{F} \leq \sigma_{zul}$$

ここに

P : 両荷重の中大きな荷重 (kg)

ω : 第1表又は第2表より得られる細長比 $\lambda = s_K / i = s_K \sqrt{F/J}$ に相当する撓屈換算係数

$s_K = \beta \cdot h$: ラーメン柱の撓屈長 (cm)

σ_{zul} : 計算を行なう荷重状態及び用いる鋼材に相応した許容引張応力 (kg/cm^2)

F 及び J : 柱の総断面積 (cm^2) 及びラーメン面内の撓屈に有効な総断面2次モーメント (cm^4)

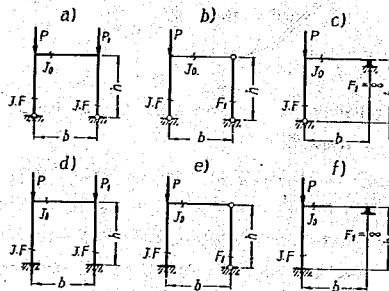
J_0 : 横桁の総断面2次モーメント (cm^4)

b 及び h : ラーメン骨組の巾及び高さ (cm)

β : 次の値により変化し、第18図に示されるラーメンに就ては以下に述べる。

$$m = \frac{P_1}{P} \leq 1 \quad c = \frac{J \cdot b}{J_0 \cdot h} \leq 10 \quad \alpha = \frac{4J}{b^2 \cdot F} \leq 0.2$$

はラーメン撓屈に対する軸力の影響を示すもので、多くの場合無視しうる程小さい。



第 18 図

14.3 第18 a図の独立2 ラーメンに対しては

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{2}(1+m)} \cdot \sqrt{4 + 1.4(c+6\alpha) + 0.02(c+6\alpha)^2}$$

としてよい。この式で

$$m = 1, \quad c = \frac{2J \cdot b}{J_0 \cdot h}, \quad \alpha = \frac{J}{b^2} \left(\frac{1}{F} + \frac{1}{F_1} \right),$$

とすれば第18 b図(無載荷のヒンジ柱を有する)又は第18 c図の腰掛けラーメン(Einhüftigen Rahmen)の計算にも使用してよい。

14.4 第18 b図の柱の根本を固定した独立ラーメンでは

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{2}(1+m)} \cdot \sqrt{1 + 0.35((c+6\alpha) - 0.017(c+6\alpha)^2)}$$

としてよい。この式で

$$m = 1, \quad c = \frac{2J \cdot b}{J_0 \cdot h}, \quad \alpha = \frac{J}{b^2} \left(\frac{1}{F} + \frac{1}{F_1} \right),$$

とすれば、第18 e図(無載荷のヒンジ柱を有する)又は第18 f図腰掛けラーメンの計算にも使用してよい。

14.5 両格点間の横桁が鉛直力で載荷される場合には柱は計算上圧縮と曲げ応力を受けるから、10条によつて計算される。二つの場合係数換算係数は細長比 λ に関するもので、これは14.3及び14.4条に示された β の式を用いて計算する。

14.6 β に関し14.3、14.4、14.5条に述べた式はラーメンの柱の間も荷重 P がその方向を持続する場合にのみ適応される。故に一般にはこれを端部ラーメンで連結されたトラスの柱の係数計算に使用してはならない。

桁の横挫屈

15 I断面桁の横挫屈安全度

15.1 腹板面内に曲げ応力を受けるI断面桁では十分な横挫屈安全度があることを確認しなければならない。

横挫屈の場合には桁は横方向に曲げられ同時に捻られる。

15.2 桁の捻れ及び横方向の曲りを防止する対策は総て横挫屈安全度を高めるに役立つ。これ等の対策としては先づ対傾構及び横構を配置することである。桁断面の断面内の回転を妨げる対傾構は桁の支承の所のみならず、なるべく他の桁断面にも配置する。桁の横変位は横構によって妨げられる。支承及び繋ぎの設定により、桁断面の捩り抵抗及び腹板軸に関する2次モーメントが大きくなり、また桁の捩りの時に(断面の横曲りを全部或は一部妨げるため)打撻しなければならない横曲り抵抗が大きくなるから、桁の横挫屈に対する抵抗も増大する。捩り抵抗は腹板厚及びフランジ厚の3乗で増大し、横曲りの抵抗は両フランジを連結する曲げ及び捩り補剛の対傾構の配置により、或は桁端に厚い腐板(Stirnpalte)を配置することによって高められる。

15.3 桁の圧縮フランジが c の距離の点で横方向に移動しないよう固定され、また腹板軸に関するフランジ断面 F_0 の回転半径 i_y が $c/40$ 以上であれば横挫屈安全度の計算は行わなくてもよい。

フランジ断面 F_0 としては鋼桁の場合にはフランジプレート及びそれに沿った両フランジ山形の脚、ロール桁の場合にはフランジプレート及びフランジ(曲線部分の腹板は除く)、又溶接桁ではフランジプレートをを用いる。

15.4 15.3条に述べた桁で $i_y < c/40$ で精密な横挫屈安全度の計算を行わない時には、桁の最大圧縮縁応力(銀孔挫除及び疲労係数は考慮せず、衝撃係数 η 及び動荷重係数 β は考慮して計算する)が1.14条の σ_{zu1}/ω の値を超えてはならない。ここで挫屈換算係数 ω は第1表又は第2表より得られ細長比 $\lambda = c/i_y$ に関するものであり、 σ_{zu1} は7条の許容引張応力である。

15.5 構造物の組立の場合には自重により長いI-桁が横挫屈しないよう予防手段を講ずる。クレーン走行桁等ではロープの斜引張が腹板面外に働くことがあるのに注意する。

鋼桁腹板の挫屈

16 概説

16.1 腹板は挫屈に対し十分安全であることを確認する。

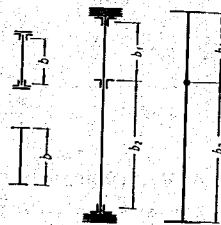
16.2 挫屈の瞬間の腹板の平面応力状態は、挫屈応力により定まる。

16.3 挫屈計算に当っては腹板を長さ a 、巾 b の四角な区劃長に分割する。

区劃長 a は垂直補剛材間の中心間隔に一致し、区劃巾 b は第19図に種々の場合を示す腹板の各様に首銀列が1列以上ある場合には b として対応する首銀列間の相対距離の算術平均を取る。

16.4 腹板はその区劃の4辺を総て単純支持と考える。

16.5 挫屈計算の場合にはその断面は常に銀孔の挫除は



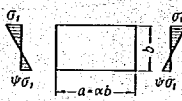
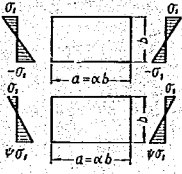
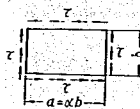
第 19 図

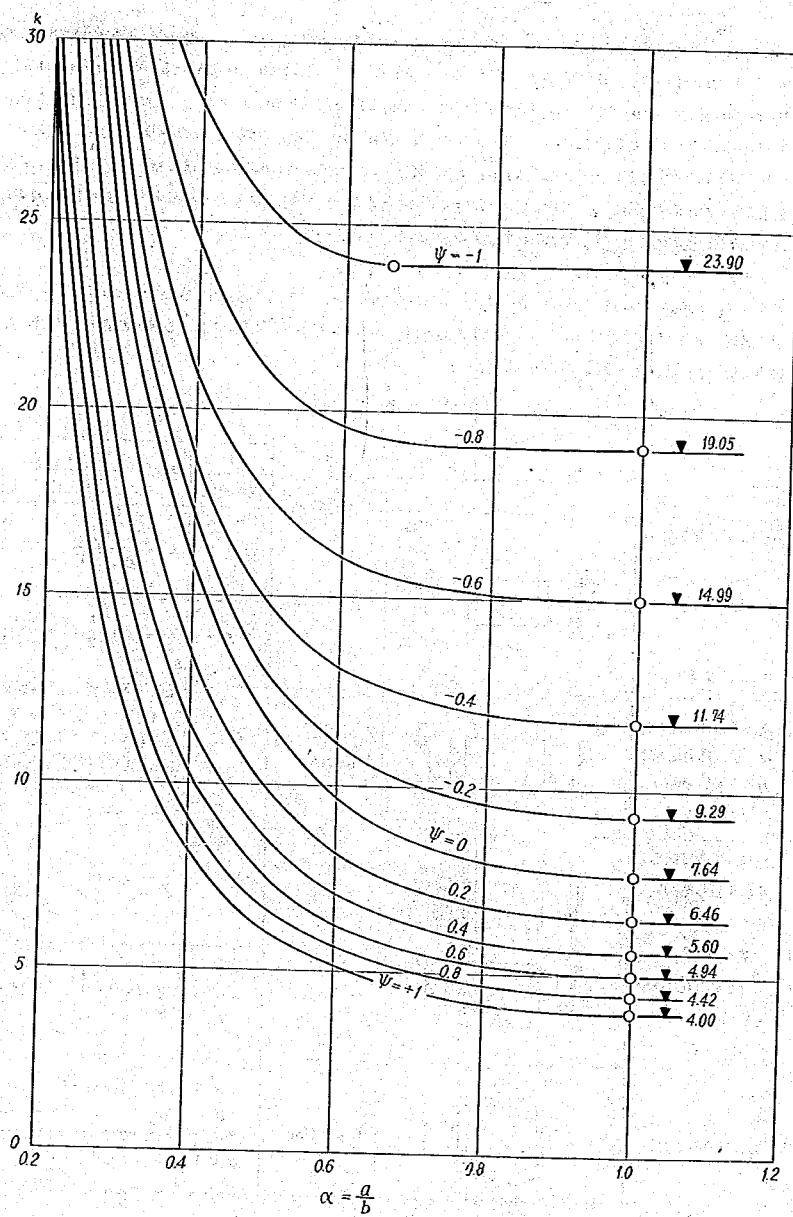
行なわない。外的荷重により腹板区割に生ずる応力（例えば等分布圧縮応力が σ_1 で直線的に変化する軸力或は剪断応力 τ ）には調整係数 ψ （DIN1073、DIN1055 Blatt3、DIN120、Deutsche Bundesbahn, Berechnungsgrundlagen für Stählerne Eisenbahnbrücken）及び動荷重係数 Ausgleichszahl Ψ （DIN120）は考慮するが、疲労係数 r は考えない。剪断応力 τ は剪断力が全巾 b 或は $(b_1 + b_2)$ に等分布するという仮定で計算する。 r としてはその腹板区割（16.3条）の縁に働く最大圧縮応力の絶対値を用いる。剪断応力と引張応力のみを受ける場合には更に精密な計算を行わない限り引張応力は挫屈計算に考慮してはならない。直線的に分布する軸力の状態は Ψ の大きさと符号によって示される。

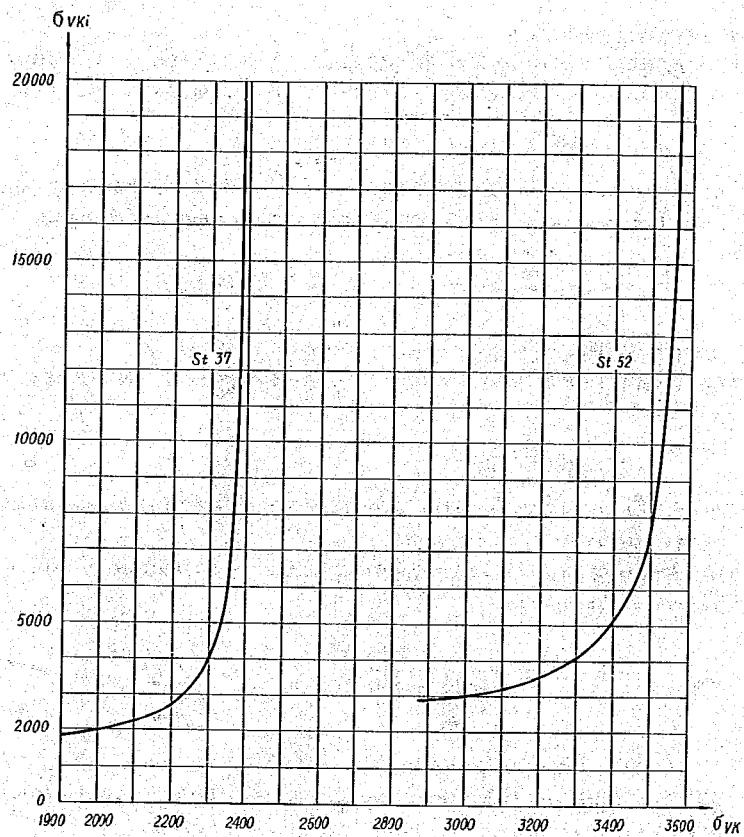
Ψ は第6条第1列欄で両端応力の商 $\Psi = \sigma_2 : \sigma_1$ で与えられる。

16.6 σ_1 及び τ_1 の決定にはその区割（16.3条）内の曲げモーメント或は剪断力の最大値がその区割の端に生ずる場合区割の中央に生ずる曲げモーメント或は剪断力の値が上述の端より $b/2$ の距離にある場所の値以上であれば、この中央値を σ_1 及び τ の計算に使用してもよい。

第 6 表

1	2	3	4
荷 重	挫 屈 応 力	適用範囲	挫 屈 係 数
直線分布の圧縮応力  $0 \leq \Psi \leq 1$	$\sigma_{IKI} = k \cdot \sigma_0$	$\alpha \geq 1$ $\alpha < 1$	$k = \frac{8.4}{\Psi + 1.1}$ $k = (2 + \frac{1}{2})^2 \cdot \frac{2.1}{\Psi + 1.1}$
直線分布の圧縮応力 及び引張応力圧縮応力の大きい場合 $-1 < \Psi < 0$	 $\sigma_{IKI} = k \cdot \sigma_0$		$k = (1 + \Psi) \cdot k' - \Psi k'' + 1.0 \Psi \cdot (1 + \Psi)$ ここに k は $\Psi = 0$ の場合の挫屈係数(第2行欄)また k' は $\Psi = -1$ の場合の挫屈係数(第4行欄)
直線分布の圧縮応力 及び引張り応力両者等しい場合 $\Psi = -1$ 又は引張り応力の大きい場合*) $\Psi < -1$	 $\sigma_{IKI} = k \cdot \sigma_0$	$\alpha \geq 3$ $\alpha < 3$	$k = 2.3.9$ $k = 15.87 + \frac{1.87}{\alpha^2} + 8.6 \alpha^2$
等分布剪断応力 	$\tau_{KI} = k \cdot \sigma_0$	$\alpha \geq 1$ $\alpha < 1$	$k = 3.34 + \frac{4.00}{\alpha^2}$ $k = 4.00 + \frac{5.34}{\alpha^2}$





- ・) 寸法比 α 及びEuler 応力 σ_e の計算には b の代りに仮想値 $b_i = 2b_0$ を使用する。

ここに b_0 は圧縮領域の中で $b_0 < 0.5b$ である。しかしこのことは剪断応力が同時に使用する場合の挫屈係数 k の計算には許容されない。

17 必要な挫屈安全度の計算

17.1 理想挫屈応力の決定には板が完全に平面であると、正確な中心作用力、理想的等方性の材料の仮定のみならず、無制限に適用されるHookeの法則の仮定を基としているが、この理想挫屈応力は第6表第4列欄の

$$\sigma_{KI} = k\sigma_e \quad \text{または} \quad \tau_{KI} = k \cdot \sigma_e$$

により与えられる。ここに k は荷重状態、支持条件、及び寸法比 $\alpha = a/b$ により変化する挫屈係数であり、 σ_e は基本挫屈応力(Bezugsspannung)でこれは挫屈長 b の中の広い板のEuler挫屈応力から導かれる即ち

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E t^2}{12b^2 (1-\mu^2)} = 1898 \left(\frac{100t}{b} \right)^2 = (137.8 \frac{t}{b})^2 \quad \text{kg/cm}^2$$

ここに E は弾性係数、 $\mu = 0.3$ はポアソン比、 t は板厚である。

17.2 第6表第4列欄はその4辺が単純支持の矩形板の簡単な数種の荷重状況に対する挫屈係数である。近似的な略算には

$$-1 \leq \psi \leq +1$$

の軸力に対する k は第20図により得られる。軸力と剪断力を同時に受ける場合には両方の個々の挫屈応力 σ_{KI} 及び τ_{KI} を別々に計算する。

17.3 個々の挫屈応力 σ_{KI} 、 τ_{KI} と16.5、16.6条より得た応力 σ_1 、 τ より理想合成応力(die ideale Vergleichsspannung)

$$\sigma_{VKI} = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}}{\frac{1+\psi}{4} \frac{\sigma_1}{\sigma_{KI}} + \sqrt{\left(\frac{3-\psi}{4} \frac{\sigma_1}{\sigma_{KI}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{KI}} \right)^2}}$$

により計算される。特に $\tau = 0$ の場合は簡単に $\sigma_{VKI} = \sigma_{KI}$ または $\sigma = 0$ の場合は $\sigma_{VKI} = \tau_{VKI} \cdot 3$ となる。

σ_{VKI} が材料の比例限を超えた場合には理想挫屈応力は総て割引きを行なわなければならないこの時には理想合成応力 σ_{VK} の代りに割引きをした合成応力 σ_{VK} を用い、また挫屈安全率は次の式で計算する。

$$\nu_B = \frac{\sigma_{VK}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}}$$

σ_{VK} の値に所望の割引きをした値 σ_{VK} は第7表より得られる。この表の中間は直線で挿入する。略算には σ_{VK} は近似的に第21図より直接得られる。

第7表及び第21図は与えられた応力値

$$\sigma_{VK} = \nu_B \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}$$

よりそれに相当する設計の時こえてはならないところの理想合成応力 σ_{VK1} を逆に導いたものである。

$\sigma_{VK} = \sigma_{VK1}$ の場合には $\nu_B = \nu_{B1}$ となる。

- 1 7.4 圧縮安全率は理想合成応力 $\sigma_{VK1} \leq 3,750 \text{ Kg/cm}^2$ の時、荷重状態 1 (主荷重) では $\nu_B \geq 1.35$ 、荷重状態 2 (主荷重及び従荷重) では $\nu_B \geq 1.25$ であり合成応力 $\sigma_{VK1} > 3,750 \text{ Kg/cm}^2$ の時には圧縮安全率は小さくし、荷重状態 1 に対しては、

$$\nu_B \geq 1.35 \left[0.9 + 0.1 \left(\frac{3750}{\sigma_{VK1}} \right)^2 \right]$$

または

$$\nu_B \geq 1.25 \left[0.9 + 0.1 \left(\frac{3750}{\sigma_{VK1}} \right)^2 \right]$$

安全率は一般にはこれ等荷重状態の 1 つに対してのみ計算すればよい。

- 1 7.5 圧縮材の構造部分を構成している矩形鉄の圧縮計算の場合はその部分の圧縮安全率 ν_B を全部材の圧縮安全率 ν_K 以上とする。しかも合成応力 $\sigma_{VK1} > 3,750 \text{ Kg/cm}^2$ に対しては、

$$\nu_B \geq \left(0.9 + 0.1 \left(\frac{3750}{\sigma_{VK1}} \right)^2 \right) \cdot \nu_K$$

とする。圧縮安全率 ν_K は鋼材の材質及び圧縮計算に用いる細長比 λ により変化し第 7 表には 2 種の鋼材に対し理想圧縮応力 σ_{VK} と関連して示している。圧縮安全率は必要に応じ鉄厚または、補剛材の曲げ剛性を大きくすることによって或は補剛材の添加によって必要な最小値迄高めなければならない。

精密な計算を行わずに補剛材を設けなくてもよい鉄厚は第 3 表により計算されたこの場合合成応力 $\sigma_{VK1} > 3,750 \text{ Kg/cm}^2$ の時には上に示した軽減を行なう。

- 1 7.6 圧縮材の構造部分を構成している矩形鉄の圧縮計算に当りこの圧縮材が横力による曲げによって更に応力を受ける場合の必要な安全率 $\nu_B^{N,M}$ は次式により算出される。

$$\nu_B^{N,M} = \frac{\nu_K \sigma_N + \nu_B \sigma_M}{\sigma_N + \sigma_M}$$

また合成応力 $\sigma_{VK1} > 5,750 \text{ Kg/cm}^2$ の場合には必要な安全率に上に述べた軽減を行なう。即ち

$$\nu_B^{N,M} = \left(0.9 + 0.1 \left(\frac{3750}{\sigma_{VK1}} \right)^2 \right) \cdot \frac{\nu_K \sigma_N + \nu_B \sigma_M}{\sigma_N + \sigma_M}$$

この式で荷重状態 1 の場合には $\nu_B = 1.35$ 荷重状態 2 に対しては $\nu_B = 1.25$ を用いる。 σ_N 及び σ_M は軸力及び曲げによる応力を夫々 10.0 2 条の 1) または 2) 式の第 1 項及び第 2 項に相当する圧縮安全率 ν_K は圧縮部材の細長比 λ に関連し、 λ の 10 位の数に対しては指針第 3 表より得られる。

- 1 7.7 建築の場合、腹板高が 1.00 m 以下で且つその曲げ圧縮側の縁応力が曲げ引張側の縁応力より少なる桁では荷重状態 1 (主荷重) の時は最大平均剪断応力の 2.6 倍が σ_{VK} の値を超過しない場合、また荷重状態 2 (主荷重重及び従荷動) の時はその 2.3 倍が σ_{VK} の値を超過しない場合には圧縮計算を省略してよい。

この σ_{VK} の値は第 7 表または第 2 1 図の

$$\sigma_{VK1} = 1760 (100 t/b)^2 \text{ Kg/cm}^2$$

第 7 表

σ_{VK1} Kg/cm^2	S 137			S 152		
	σ_{VK} Kg/cm^2	荷重状态 1 ν_{K1}	荷重状态 2 ν_{K2}	σ_{VK} Kg/cm^2	荷重状态 1 ν_{K1}	荷重状态 2 ν_{K2}
<1570	σ_{VK1}	2.50	2.19	σ_{VK1}	2.50	
1920	$\sigma_p=1920$	2.72	2.38	"	2.50	2.19
2000	1983	2.75	2.41	"	2.50	2.19
2100	2036	2.73	2.39	"	2.50	2.19
2200	2077	2.73	2.39	"	2.50	2.19
2300	2109	2.71	2.37	"	2.50	2.19
2400	2136	2.69	2.35	"	2.50	2.19
2500	2158	2.67	2.33	"	2.50	2.19
2600	2178	2.63	2.30	"	2.50	2.19
2700	2194	2.63	2.30	"	2.50	2.19
2800	2209	2.59	2.26	σ_{VK1}	2.50	2.19
2880	—	—	—	$\sigma_p=2880$	2.62	2.28
2900	2221	2.57	2.25	2899	2.64	2.31
3000	2233	2.54	2.22	2974	2.63	2.31
3200	2252	2.49	2.18	3077	2.62	2.30
3400	2267	2.46	2.15	3149	2.61	2.28
3600	2280	2.43	2.12	3203	2.59	2.27
3800	2291	2.39	2.09	3248	2.57	2.25
4000	2300	2.37	2.07	3284	2.53	2.22
4200	2308	2.33	2.04	3313	2.49	2.18
4400	2315	2.32	2.03	3338	2.48	2.17
4600	2321	2.27	1.99	3359	2.45	2.14
4800	2326	2.26	1.98	3378	2.43	2.13
5000	2331	2.23	1.95	3394	2.39	2.09
5500	2340	2.19	1.92	3426	2.33	2.04
6000	2347	2.16	1.89	3450	2.30	2.01
6500	2353	2.12	1.85	3469	2.25	1.97
7000	2358	2.09	1.83	3488	2.21	1.93
8000	2366	2.06	1.80	3506	2.17	1.90
10000	2374	2.00	1.75	3532	2.09	1.83
20000	2389	1.86	1.63	3574	1.91	1.67
∞	2400	1.73	1.50	3600	1.71	1.50

と関連している。またこの場合には一般に両荷重状態の1つに対してのみ計算すればよい。

17.8 完全にコンクリートで包まれた桁の腹板の座屈安全度は計算する必要はない。

18 腹板の補剛

18.1 16.3条に述べた腹板を長さ a 、巾 b の区割に分割することはその板の4周を動かさないように支えることを前提としている。

この支持は一般に桁のフランジ及び横桁と連結されている柱(半ラーメン柱)によってなされるが張板構造の場合には縦横の間仕切、或は縦横の連結部材によってなされる。

18.2 垂直或は水平補剛材で分割する場合には原則的に次の2つの方法がある。即ち垂直及び水平補剛材が相当大きな曲げ剛性(最小剛度についてはR118.1条参照)を有する場合、この場合にはその区割の座屈応力を少なくとも最も大きな応力を受けている分割区割に対して(周辺単純支持の仮定で)17.3条に与えられる値を高めうる。次に補剛材の曲げ剛性が最小剛度(R118.2条参照)以下である場合、この場合は座屈係数 k はその分割区割の有する座屈係数より小さくなるが然し必要な座屈安全率を得るには尚充分な大きさを有する。この第2の方法は特に合理的である。と云うのは最小限度により得た区割の座屈応力の増大はしばしば塑性領域における割引によって利用することが出来ないからである。

18.3 補剛材が腹板と連結されたため腹板に座屈荷重が働いた時比例限 σ_p を起す軸方向圧縮応力を生ずる場合には補剛材は腹板とともにSt37でなくSt52でも作つてよい。

構造用鋼材 $\sigma_D = 0.8 \sigma_p$ とする。

18.4 腹板の水平補剛材半ラーメン柱、縦間仕切り等となる場所で弱められることなく貫通し、或は同じ強さで持合されている場合には面積及び断面2次モーメントの算定に水平補剛材を桁の断面と一緒に考慮してよい。この場合補剛材が受持つ軸力の分担はその連結点で十分確保されるものと仮定する。

18.5 補剛材断面の撰定には腹板の座屈する時の補材の状態が重要となり、その曲げ剛性が板の小さな座屈のため、局部的な変形で低下するような補剛材は避ける。

才 2 部 指 針

規定 1 条の指針 1

Ri 1.1 総 論

載荷構造物の外力と内力との間に生ずる平衡には安定なものと不安定なものがある。載荷構造物の非常に小さな擾乱変形を行うのに正の仕事が必要となるような場合は安定であり、この様な特性は多くは破壊程度よりはるかに低い比較的小さな荷重状態下の構造物及び荷重条件の場合にのみ生ずる。高い荷重状態下では少くともある種の擾乱変形があつてもその変形を起させるには、何等正の擾乱仕事、即ち何等の力を加えることも要らない。この小さな擾乱変形を起させる場合変形仕事（原則として次的微小な）が 0 に等しく且負の可能性が全然ない場合には、これが安定の本質が失われる限界（安定限界）となる。柱或は柱構造の場合には、これを Knickbelastung（曲げ挫屈荷重）、曲げを受ける桁の場合には Kippbelastung（横挫屈荷重）、薄板、殻またはひだ構造の場合には Beulbelastung（挫屈荷重）と呼ぶ。

こゝで計算する構造物では既に存在する（小さな荷重状態下で生じた）挫屈変形の拡大は取扱わない。

Ri 1.2 統 一 荷 重

強度計算及び図面の記号には、DIN 1350 Zeichen für Festigkeitsberechnungen（強度計算記号）—Formelzeichen（数式記号）—Mathematische Zeichen（数学記号）—Masseinheiten（度量衡単位）—Zeichen für Formstahl, Stabstahl und Bleche（形鋼、棒鋼、鋼板記号）及び附屬書 Besondere Zeichen für Bauingenieurwesen（構造関係特別記号）並に次の記号を用いる。

P_K 或は S_K : 曲げ挫屈荷重、横挫屈荷重、仮の挫屈荷重または Engesser¹⁾ の挫屈荷重と呼ばれるもの〔 Kg 〕、これは定められた理想的假定（例えば理想的直線部材軸、理想的中心載荷及び理想的等方性材料）が満される場合の安定限界における荷重である。

σ_K : 挫屈応力または Engesser の挫屈能力と呼ばれるもの。〔 Kg/cm^2 〕

T : 挫屈弾性係数（Knickmodul）または Engesser の挫屈弾性係数と呼ばれるもの。〔 Kg/cm^2 〕

ν_K : 挫屈（KnickまたはKipp）安全率または Engesser の挫屈安全率と呼ばれるもの。

ν_D : 非弾性領域（Engesser の領域）の挫屈（Beul）安全率。

P_{K1} 或は S_{K1} : 理想挫屈荷重または Euler²⁾ の挫屈荷重と呼ばれるもの〔 Kg 〕これは Hook の変形法則に無制限に従う理想的材料という附加的假定をした場合の安定限界における荷重である。

σ_{K1} : 理想挫屈応力または Euler の挫屈応力と呼ばれるもの〔 Kg/cm^2 〕

ν_{K1} : 理想挫屈（KnickまたはKipp）安全率または Euler の挫屈安全率と呼ばれるもの。

ν_E : 弾性領域（Euler 領域）の理想挫屈（Beul）安全率。

P_{Kr} 或は S_{Kr} : 負担荷重〔 Kg 〕これは Hook の理想的材料の假定及び幾何学上の理想的假定を放棄した場合に平衡を保つ最大荷重。

σ_{Kr} : 負担応力〔 Kg/cm^2 〕

ν_{Kr} : 負担安全率

σ_{zul} : 許容引張応力〔 Kg/cm^2 〕

- σ_{dzu1} : 許容圧縮応力 (Kg/cm^2)
 $\omega = \frac{\sigma_{zu1}}{\sigma_{dzu1}}$: 圧縮換算係数
 σ_F : 降伏点における応力 (Kg/cm^2)
 s 或は l : 部材の骨組長 (cm)
 s_o : 図上で見つけた連結中心間の距離 (cm)
 i_x : 主軸 $x-x$ に関する部材断面の回転半径 (cm)
 s_x 或は l_x : 部材断面の主軸 $x-x$ に直角な圧屈に対する部材の圧屈長 (cm)
 $\lambda_x = \frac{s_x}{i_x}$: 部材断面の主軸 $x-x$ に直角な圧屈に対する部材の細長比。
 $\alpha_x = \frac{F}{i_x^2}$: 部材断面の主軸 $x-x$ に直角に圧屈に対する部材の断面の係数。
 a : 圧縮力の計算上既知な偏心量 (cm)
 u : 実際に避け得られない計算上中心圧縮材の圧縮力の偏心量 (cm)
 y_M : 断面重心点より剪断中心点迄の距離 (cm)
 e_d 及び e_z : 曲げ圧縮或は曲げ引張荷の偏心 (cm)
 k_d 及び k_z : 曲げ圧縮或は曲げ引張荷で割った部材断面の芯の巾 (cm)
 W_d 及び W_z : 曲げ圧縮或は曲げ引張荷に関する、断面の抵抗モーメント (cm^3)
 σ_{bd} 及び σ_{bz} : 曲げ圧縮応力或は曲げ引張応力 (Kg/cm^2)
 M : 部材断面の剪断中心点
 J_D : 部材断面の換り抵抗 (cm^4)
 C_k : 剪断中心に関する部材断面の横曲げ抵抗 (Wolbwiderstand) (cm^6)
 k : 横圧屈係数または圧屈 (Boul) 係数。
 注 意 部材力及び応力は全てその絶対値 (符号なし) 式中に導入する。

規定 3 条の指 針 3

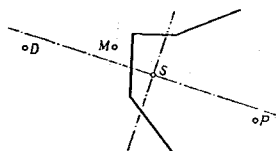
Ri 3.1 概 説

規定の 3 条に述べた一定断面を有する直線部材の圧屈の一般的形式としての曲げ振り圧屈は薄板の開放断面の場合 (第 1 a 図) には特に重要である。しかし曲げと振りの一緒になつたものは特殊な場合として第 1 b 図より第 1 h 図に示すように特殊な着力点または断面の特殊な対称性の場合に生ずる。

- (1) F. Engesser, Schweiz. Bauztg. 1895-24 Engesser はこの論文の中で F. Jasinski (Schweiz. Bauztg. 1895, S. 172) の抗張を基にして彼の前の意見 (Z. d. Arch. u. Ing. Ver. Hannover, 1889, S. 455) を修正し、それにより Hook の領域外にある理想的柱の曲げ圧屈の合理的理論を得たこの理論はこれとは別に、Th. V. Kármán (Physikal. Zeitschr. 1908, S. 138 及び VDI-Forschungsheft 81, Berlin 1910) により展開され実験的に証明された。
- (2) L. Euler は変分法を基礎として 1744 年に発表した彼の論文 (Methodus inveniendi) の補遺 De curvis elasticis の中に Euler 式として知られているヒンジ支承の中心圧縮理想柱の曲げ圧屈荷重の式を発表し、これによつて始めて安定問題を解決した。

Ri 3.2 着力点と断面形の影響

非対称断面の偏心圧縮材の場合（第1a図）には一般に振り中心点は剪断中心Mと一致しない。この場合には常に曲げ振り歪屈が存在する。しかし荷重が剪断中心に作用する場合（第1b図）振り中心軸が剪断中心軸と一致し、更に対称面内の偏心の影響を考慮しなければ、主軸に関する純粹の曲げ歪屈並に曲げ振り歪屈が可能である。非対称断面の中心圧縮材（第1c図）の場合には曲げ振り歪屈のみが可能である。剪断中心点と重心点とが一致する場合には着力点と振り剛性によつては3種類の歪屈が起る可能となる。この種のものとしては点対称或は少くとも2軸対称の断面（第1d、e図）並に第1f図に示すような特殊な断面の場合があるが、これ等の寸法はMとSとが一致するように選んでいる、剪断中心と重心点が一致しない。1軸対称の断面（第1g、h図）では曲げ及び振り歪屈が可能であるが振り歪屈は生じない。対称軸上に着力点がある場合には指針Ri 75及び Ri 101 により計算できる。

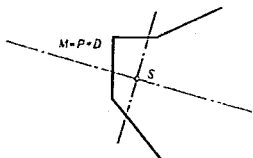


一般 的 な 場 合

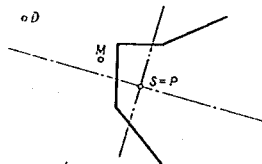
S ; 重 心 点
P ; 着 力 点
M ; 剪 断 中 心 点
D ; 振 り 中 心 点

第1a図 曲げ振り歪屈（対称軸なく、着力点も特殊でない場合）

特 殊 な 着 力 点 の 場 合



第1b図



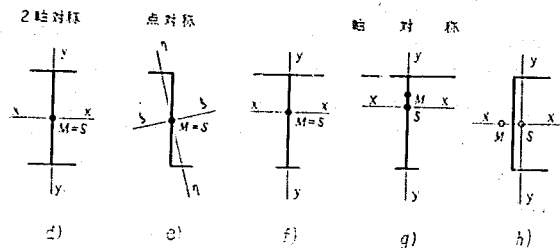
第1c図

1. ($P=M$ が他の主軸上にある時) 1 主軸の方向に曲げ歪屈
2. 力の作用線 (剪断中心軸) で曲げ振り歪屈
3. ($P=M$ が主軸上にない場合) 振りはなく両主軸で計算上偏心圧縮

中心圧縮の場合は曲げ振り歪屈

4. ($P=M$ が他の主軸上にある場合) 振りはなく1主軸に計算上偏心圧縮

特殊な断面形の場合



1. ($P=S$ の場合) 主軸 $x-x$ または $y-y$ に直角な曲げ圧縮
2. ($P=S$ の場合) 部材軸の振り圧縮
3. ($P \neq M$ の場合) 曲げ振り圧縮
4. ($P \neq S$ であるが主軸 $x-x$ または $y-y$ 上にある場合) 振りはなく主軸 $x-x$ または $y-y$ に直角な計算上偏心圧縮

1. ($P=S$ の場合) 対称軸の方向に曲げ圧縮
($P=M$ の場合) 対称軸に直角に曲げ圧縮
2. 曲げ振り圧縮
3. ($P \neq S$ であるが対称軸上にある場合) 振りはなく対称軸の方向に計算上偏心圧縮

第 1 d - h 図

規定 6 条の指針 6

Ri 6.1 総 論

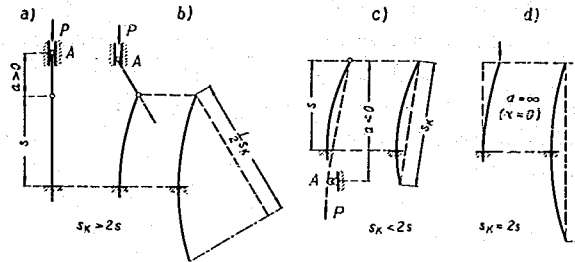
圧縮長とは断面の寸法が同一で理想圧縮荷重がその部材と等しい、両端ヒンジで支えられた仮想部材の長さである。故にこれは両端ヒンジで支えられた部材の場合にはその付組長 s と一致する。例えば 1 端ヒンジ他端固定の不変断面の部材では $s_K = 0.699s \approx 0.7s$, 更に両端固定の部材では $s_K = 0.5s$, また一端固定で他端自由の部材では $s_K = 2s$ となる。

Ri 6.2 慣行仮定

s_K の計算に当つては一般に部材の圧縮の間には部材に働く力はその方向を変えないと仮定する。この仮定は時には満たされない事もあるから、その時は s_K の計算に際し、その事を考慮する。⁴⁾ 例えば第 2 図に示す一定断面の柱において、部材に働く力の作用方向を柱の圧縮する間、点 A (部材の自由端より $a = s/d$ の距離にある) を通るような機構で束縛すれば、圧縮長 s_K は次式により計算される。

$$\tan \frac{\pi \cdot s}{s_K} - \left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) \frac{\pi \cdot s}{s_K} = 0$$

α の正の値に対し (第 2 a, b 図) $s_K > 2 \cdot s$, α の負の値に対し (第 2 c 図), $s_K < 2 \cdot s$, また $\alpha = 0$ (第 2 d 図), $\alpha = 1$, $\alpha = -\infty$ の特殊な場合には Ri 6.1 に述べた圧縮長は $s_K = 2 \cdot s$, $s_K = s$, $s_K \approx 0.7 \cdot s$ となる。

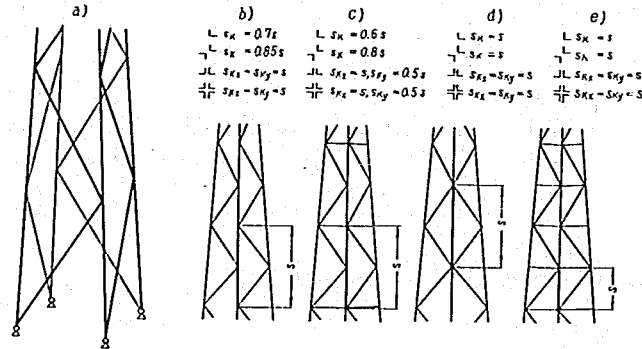


第 2 図

Ri 6.3 鉄塔及び組立柱の隅柱の挫屈長

Ri 6.3-1 4面より主として曲げ応力を受ける鉄塔（第3 a図）の異つた2つの側面で支えられた隅柱が等辺山形鋼よりなる部材の場合には種々な結構様式及び断面構成に対し、第3 b図より第3 e図に示される有効挫屈長 s_K が適用される。⁵⁾

この場合第3 b, c図の結構ではその隅柱に働く力は半格間毎に下から上に向い最上端の半格間に生ずる最大値の少くとも10%は減少すると仮定している。部材力としては、それ等の最大値を、また細長比 λ （規定7条）としては総ての場合に $\lambda = s_K / i_{min}$ を用いる。ここに i_{min} は隅柱断面の最小回転半径である。例外として、高圧送電塔でその隅柱が等辺山形鋼よりなる場合には、第3 b, c図の結構様式に対し、挫屈長 $s_K = s$ を基にすれば細長比は山形鋼の翼に平行な軸に関する回転半径を計算してよい。



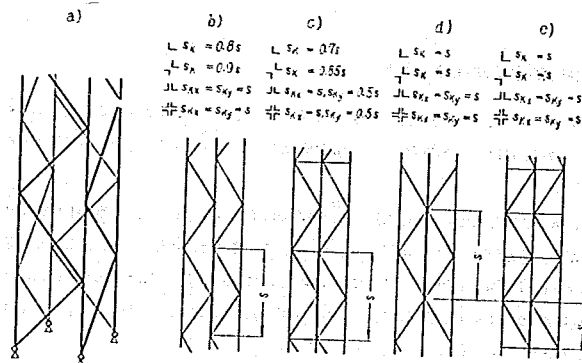
第 3 図

(4) P. P. Bijlaard, Dr. Ingenieur, Nederl.-Ind. 1939, S. 1, K. Hoening, Bautechn. 1942, S. 176, H. Beer, Stahlbau 1944, S. 23.

(5) Girkmann u. Königs Refer., Die Hochspannungsfreileitungen, Wien 1938.

Ri 6-3-2 4面よりなり、主として軸圧縮応力を受ける鉄塔（第4 a図の支柱または組立柱）の異つた2つの構面
で支えられた隅柱が等辺山形鋼よりなる部材の場合には、種々な結構様式及び断面構成に対し、第4 b図より第
4 c図に示される有効係数 s_K が適用される。この場合、第4 b, c図の結構ではその隅柱に働く力は半格間
毎に下から上に最上端の半格間に生ずる最大値の10%以内の減少をするものと仮定する。部材力としてはそれ
等の最大値をまた細長比 λ （規定7条）として、総ての場合に $\lambda = s_K / i_{\min}$ を用いる。この場合、 $i_{\min}$ は
隅柱断面の最小回転半径である。

Ri 6-3-3 鉄塔或は組立柱の隅柱を2本または4本の山形鋼を背中合せ（JL または $\frac{1}{2}$ 断面）にして作り、山形
鋼の脚がトラス面に平行な場合には両トラス面の各々の挫屈について計算する。細長比 λ （規定7条）としては
 $\lambda_x = s_{Kx} / i_x$ 及び $\lambda_y = s_{Ky} / i_y$ の両値の中、大きいものを用いる。

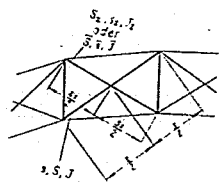


第 4 図

Ri 6-3-4 隅柱の最大部材力の計算には鉄塔または組立柱の軸力並に曲げモーメントを考慮する。これ等の最大部
材力及び Ri 6-3-1, Ri 6-3-2, Ri 6-3-3 に示された。細長比を用い規定の7条に要求される計算を行なう。
組立柱の場合にはこの外に（軸方向圧縮を受ける組立柱全体に関する）規定 8231及び 8232条の条項に注意す
る。

Ri 6-4 斜材及び垂直材の挫屈長（トラス面に直角な挫屈）

Ri 6-4-1 部材力 S 長さ s の圧縮材が、その中央で部材力 S_2 長さ、 s_2 の引張材と交り（第5 a図）、部材端が



第 5 a 図

それ等の部材の共通な面（トラス面）に直角には移動し
得ないような場合は、トラス面外への挫屈の計算には圧
縮材の有効係数 s_K を知らなければならない。これは
常に、0.5 s 以上であり、支点で両部材が全て次モー
メントを保持しているか或は一つの部材にのみこのことが
適用され、他の部材は交点でピンで結合されていると
見做されるかによつて異なる。これとは別に両部材はその

交点で直接或は繋ぎによつて十分に連結しなければならない。これに対して貫通部材はその交点で圧縮材の連結に必要な筋数の少くとも十或は規定に相当する溶接で連結する。高压送電塔では例外として交叉斜材の結合にボルトを用いてよい。しかしそのナットは（例えばスプリングワッシャーにより）特に弛まないようにしておくなければならない。

Ri. 6-4-2 両部材がその交点で全断面 2 次モーメントで貫通している場合（第 5 b 図）は設計する圧縮材の有効屈長には次式を適用する。

$$s_K = s \sqrt{1 - \frac{S_z \cdot s}{S \cdot s_z} \left(0.75 + \frac{\pi^2 E \cdot J_z}{s_z^2 S_z} \right)}$$

然し上式が小さな値となつても圧縮長は、 $s_K = 0.5s$ より小さくしてはならない。

Ri. 6-4-3 引張力 S_z で補剛される代りに圧縮力 $\bar{S}$ （第 5 c 図）が働く場合には有効屈長は大きくなり、次式を用いる。

$$s_K = s \sqrt{1 + \frac{\bar{S} \cdot s}{S \cdot \bar{s}} \left(1 - \frac{\pi^2 X E \cdot J}{s^2 \bar{S}} \right)}$$

然し上式が小さな値となつても圧縮長は $s_K = 0.5s$ より小さくしてはならない。

また $\bar{S}$ 部材は $\bar{s}_K = 0.5\bar{s}$ より小さな圧縮長で設計して

はならない。塑性領域の圧縮の弾性減少率には Ri 7-4-2 の第 3 表に $\lambda = \bar{s}/\bar{i}$ を用いる。

Ri. 6-4-4 圧縮部材は貫通して、補剛引張部材は交点でヒンジで連結されている場合（第 5 d 図）には、圧縮部材の圧縮長は次のようになる。

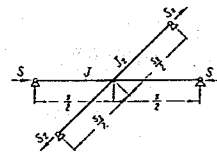
$$s_K = s \sqrt{1 - 0.75 \frac{S_z \cdot s}{S \cdot s_z}}$$

但し、 $s_K = 0.5s$ 以上とする。

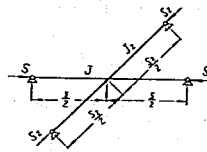
Ri. 6-4-5 引張部材が貫通して圧縮材が交点でヒンジで連結されており、（第 5 e 図）かつ $\frac{S_z \cdot s}{S \cdot s_z} \geq 1$ の場合には圧縮材は $s_K = 0.5s$ として設計する。これに対し $\frac{S_z \cdot s}{S \cdot s_z} < 1$ の場合には、この外に貫通引張材のトラス面に直角な彎曲に対する曲げ剛性が次の要求を満たすことが確認される時のみ $s_K = 0.5s$ を適用する。

$$E \cdot J_z \geq \nu_K \cdot \frac{S \cdot s_z^3}{12 \cdot s} \left(1 - \frac{S_z \cdot s}{S \cdot s_z} \right)$$

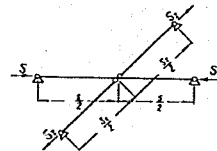
ν_K としては圧縮部材 S の細長比に相応する圧縮安全率を用いる。これは針針の第 3 表より得られる。



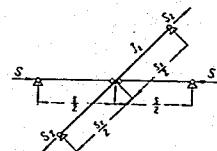
第 5 b 図



第 5 c 図



第 5 d 図



第 5 e 図

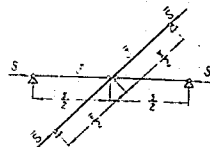
- Ri・6.4.6 両部材が圧縮応力を受け、その外に貫通部材 $\bar{S}$ の曲げ剛性トラス面外への彎曲に対し、次の要求を満たすことが確認される時には交点でヒンジで連結される圧縮材 S に対し挫屈長 $s_K = 0.5s$ を用いてもよい。

$$EJ \geq \nu_K \frac{\bar{S} \cdot s^3}{12 \cdot s} \left(1 + 1.21 \frac{\bar{S} \cdot s}{S \cdot s} \right)$$

貫通圧縮材 $\nu_K = 25$ を用い十分な確実さで設計する。

しかし挫屈安全度が $1.77 \leq \nu_K < 25$ であれば、貫通圧縮材に次の挫屈長を用いて規定7.1条に要求される計算を行なう。

$$s_K = \sqrt{\frac{\bar{S}}{1 - \frac{\bar{S} \cdot s^3}{12 EJ \cdot s}}}$$

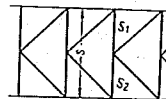


第5f図

- Ri・6.4.7 部材がその両端で移動しないように固定され、部材長の両半分に異つた太さの圧縮力 S_1 及び $S_2 < S_1$ (第5g図) が作用する場合には部材は圧縮力 S_1 及び挫屈長を用い

$$s_K = s \left(0.75 + 0.25 \cdot \frac{S_2}{S_1} \right)$$

そのトラス面に直角な挫屈の計算を行なう。 S_2 が引張力の場合にはこの式の正の符号の代りに負の符号を用いる。しかし、 s_K は $0.5s$ より小さくはならない。



第5g図

- Ri・6.4.8 高压送電鉄塔では斜材の設計に例外として挫屈長

$$s_K = 0.9s \text{ を用いてもよい。}$$

- Ri・6.4.9 部材が1本の山形鋼よりなり、設計時に着力点の偏心を考慮しない場合 (規定1008条) には細長比として Ri・6.4.2 より Ri・6.4.8 に定められた挫屈長と山形鋼断面の最小回転半径 i_{min} の比を用いる。

規定7条の指針 7

Ri 7・1 概 説

- Ri・7.1.1 計算上の中心圧縮部材は載荷方法により種々の特徴ある変形現象が生ずる。この変形現象には曲げ挫屈更に薄板部分の挫屈 (規定3条及び16条、指針 Ri・1.1 及び Ri・3 参照) がある。

- Ri・7.1.2 計算上の中心圧縮部材及び計算上軸力のみにより応力を受ける柱が曲げ挫屈をする場合には計算の基礎になる仮定により安定理論上3つの異つた圧縮力の値が生ずる。即ち理想 (Euler) 挫屈荷重 P_{K1} 、これは無限に適用される Hooke の変形法則の仮定並に広範な理想的仮定 (理想的直線材、理想的中心圧縮、理想的等方性材料) の拘束を受けるものである。⁶⁾ 次に普通 (Engesser) の挫屈荷重 P_K 、これを決定するには無限に適用される Hooke の変形法則の仮定は放棄するが、他の理想的仮定 (理想的直線材、理想的中心圧縮、理想的等方性材料) には前と同様に拘束される。最後に負担荷重 P_{K2} の計算には更に幾何学上の理想的仮定 (理想的直線材、理想的中心圧縮) を放棄する。⁷⁾ 理想的決定の困難さ及び必要な計算量は前記の順序で増大する。

それ故に、鋼構造物では簡単な場合にのみ負担荷重を、一般的には普通 (Engesser) の控屈荷重を、困難な場合には理想控屈荷重を計算の基礎とする。

Ri 7-1-3 計算上の中心圧縮材或は計算上曲げモーメントのかゝらない柱の設計で負担荷重 P_{Kr} を基にするとときは $P \leq \frac{P_{Kr}}{\nu_{Kr}}$ を確認する。ここに P は最大作用荷重、 ν_{Kr} は負担安全率である。普通 (Engesser) の控屈荷重 P_K 或は理想控屈荷重 P_{K1} を基にするとときは、 $P \leq \frac{P_K}{\nu_K}$ 或は $P \leq \frac{P_{K1}}{\nu_{K1}}$ を確認する。ここに ν_K は普通 (Engesser) の控屈安全率または ν_{K1} は理想控屈安全率である。

Ri 7-1-4 安全率 $\nu_{K1}, \nu_{Kr}, \nu_K$ は安全性と経済性の要求並に実際上の経験科学的知識により定められる範囲内にあき、計算の基礎になる理想的また簡易化された仮定が実際と離れることが多ければ多い程大きく決める。負担安全率に対しては一般に負担荷重の決定の際、実際に避け得ない作用力の偏心をできるだけ大きく考慮した場合に荷重状態 1 (主荷重) に対し $\nu_{Kr} = 1.71$ 、荷重状態 2 (主荷重及び従荷重) に対し $\nu_{Kr} = 1.5$ とする。Engesser の控屈安全率 ν_K は P_K により生ずる最大圧縮応力により変化し、控屈荷重は小さくその作用の下では鋼の比例限 σ_p を超えないような細長い部材及び柱では P_K は理想控屈荷重 P_{K1} と一致し、また ν_K は理想控屈安全率 ν_{K1} と一致する。理想控屈安全率は荷重状態 1 (主荷重) では $\nu_{K1} = 2.5$ 以上、また荷重状態 2 (主荷重及び従荷重) では $\nu_{K1} = 2.19$ 以上とする。この値は負担安全率より著しく大きくなっているから細長い部材及び柱では $P = \frac{P_{K1}}{\nu_{K1}}$ なる要求は $P \leq \frac{P_{Kr}}{\nu_{Kr}}$ なる要求より小さな許容荷重となることがある。故に設計に当り負担荷重より出発すれば常に $P \leq \frac{P_{Kr}}{\nu_{Kr}}$ $P \leq \frac{P_{K1}}{\nu_{K1}}$ の両方の計算を行なわなければならない。

Ri 7-2 控屈換算係数

Ri 7-2-1 多くの控屈の問題は控屈長 (規定 6 条及び指針 6) を採用することにより相当良好な近似性で、一定断面、一定軸力 (部材力 S) の計算上中心圧縮の両端ヒンジで支えられた直線材の控屈荷重の決定に還元できる。故にこれ等通例の場合には部材の控屈計算を画一的に規定する事 (規定 7 条) は目的に適つたものと云える。断面積及び部材力が変化しないため Ri 7-1-3 条に示された計算の代りに簡単に $\frac{S}{F} \leq \sigma_{dzul}$ なる要求をしてもよい。

ここに、 σ_{dzul} は許容圧縮応力である。

荷重状態 1 及び 2 (主荷重または主荷重及び従荷重) に対し σ_{dzul} の値を決定する時に何等特別な表を作らなくてもよいように、更に数値計算を簡便できるように、また計算上の偏心圧縮材 (規定 10 条) の計算の簡単な近似式を規定しうよう $\frac{S}{F} \leq \sigma_{dzul}$ なる要求を $\omega \frac{S}{F} \leq \sigma_{zul}$ の形に書き直す。ここに σ_{zul} は計算を行う。

(6) ここでは一般に幾何学的或は静力学的な理想的仮定が問題となつており、この仮定の達成には載荷方法の研究が解の分岐点 (Verzweigungsstelle) を導くという結果となり、かゝる分岐点の実現の規準は

K. Klöppel 及び K. H. Lie (Stahlbau 1943, S. 17) により一般的に公式化された。

この文献の外に H. Zimmermann, Bautechn. 1923, S. 10, F. Schleicher, Forschungshefte a. d. Geb. d. Stahlbaues, Heft 6, S. 146; W. Cornelius, Diss. Darmstadt 1944 参照。

(7) F. Hartmann, Stahlbrücken 1. Teil Wien. 1946; K. Jäger (Jezek), Die Festigkeit Von Druckstäben aus Stahl, Wien 1937; J. Fritzsche, Stahlbau 1936, S. 90; C. F. Kollbrunner, Stahlbau 1938, S. 25 参照。

荷重状態及び使用する鋼材に関連した許容引張応力で、 $\omega = \sigma_{zul} / \sigma_{zul}$ は挫屈換算係数であり、これは鋼材の材質及び部材の細長比 λ により変化した規定の第1表及び第2表により与えられる。

Ri. 7.2.2 この表を決定するに当つて σ_{zul} の値と挫屈換算係数 ω とを合理的な法則で結び合わせることができるよう Ri. 7.1.4 で導いた2つの算式 $\frac{S}{F} \leq \frac{\sigma_{Kr}}{\nu_{Kr}}$ 及び $\frac{S}{F} \leq \frac{\sigma_{K1}}{\nu_{K1}}$ を基準とし、その理想挫屈応力 $\sigma_{K1} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$ を $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ で計算し、負担応力 σ_{Kr} を次の仮定を基として算出する。

1. 一定な部材断面が第6 a 図に示されるような着力点の状態では負担力に対して非常に不利な形となつてゐる。

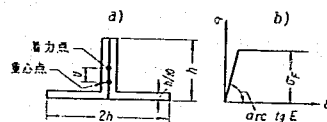
II. 両端ヒンジで支えられている部材に圧縮力が作用し部材の挫屈の間もその方向を保ち、圧縮力の着力点は断面の対称軸上でその重心点より u の距離にある。 u の大きさは計算上予見できず、実際上避け得ない圧縮力の偏心量を意味し、これは一般に部材長には関係しない部分と部材長と共に増大する部分よりなる。 u が部材断面の回転半径 i 及び部材の骨組長 s と $u = \frac{i}{20} + \frac{s}{500}$ なる関係で増大すると任意に仮定すれば $\frac{u}{i} = 0.05 + \frac{\lambda}{500}$ なる関係が生ずる。

III. 工学上の曲げ法則の仮定を Hooke の変形法則の領域外にも適用し、その際鋼は理想弾性——理想塑性の応力変法則 (第6 b 図) に従う。ここに $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ とし降伏応力としては大きな断面領域に有効な下限平均値を用いる。即ち $S100$ 、一般

構造用鋼 S137 に対しては $\sigma_y = 2300 \text{ kg/cm}^2$

構造用鋼 S152 に対しては、 $\sigma_y = 3400 \text{ kg/cm}^2$ の値を用いる。これ等の数値を判定する時に S100 の場合には σ_{zul} を更に小さく規定して σ_y を更に低くすることがあるのに注意する。母

曲線 (部材軸の平衡形) は近似的に正弦波の半波長で代用する。



第 6 図

IV. 前記 I から III に述べた部材の負担力に対する不利な影響は同時に働くものと考え、これに対して利益になる影響は從て考慮しない。計算する箇々の場合に關係なくこれ等非常に不利な仮定を考慮した場合は荷重状態 I の負担安全率を $\nu_{Kr} = 1.71$ から特に $\nu_{Kr} = 1.5$ に下げる。

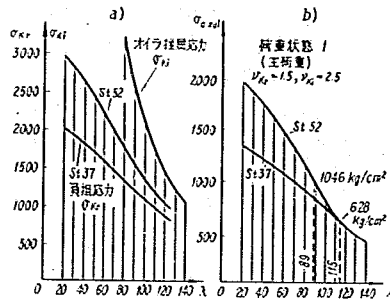
I から IV の仮定を基にした場合は上述の降伏応力 σ_y に対する細長比 λ と kg/cm^2 で表した負担応力 $\sigma_{Kr} = \sigma_{Kr} / F$ の關係は次式で計算できる。

$$\lambda^2 = \frac{\pi^2 \cdot E}{\sigma_{Kr}} \left[1 - \frac{m \cdot \sigma_{Kr}}{\sigma_y \cdot \sigma_{Kr}} + 0.25 \left(\frac{m \cdot \sigma_{Kr}}{\sigma_y \cdot \sigma_{Kr}} \right)^2 - 0.005 \left(\frac{m \cdot \sigma_{Kr}}{\sigma_y \cdot \sigma_{Kr}} \right)^3 \right]$$

ここに $m = 2317 \left(0.05 + \frac{\lambda}{500} \right)$

第7図及び第1表に理想挫屈荷重 $\sigma_{K1} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$ (Euler 挫屈応力) 及び上式より計算した負担応力 $\sigma_{Kr} = \frac{\sigma_{Kr}}{F}$ を細長比 λ に対して示す。 $\nu_{K1} = 2.5$ とした σ_{K1} と $\nu_{Kr} = 1.5$ とした σ_{Kr} に分けると得られた両応力の中、小さいものが荷重状態 I (主荷重) の場合の許容圧縮力 σ_{dzul} となる。荷重状態 2 (主荷重及び従荷重) の場合は、これらの値を許容引張応力の割合で高める。 $\omega = \sigma_{zul} / \sigma_{dzul}$ なる關係式を用いると σ_{dzul} から挫屈換算係数が得られる。構造用鋼の両材種に対しては、 $\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ 及び 2100 kg/cm^2 を用いる。

8) k. Jäger (Ježek), Die Festigkeit von Druckstäben aus Stahl, Wien 1937; J. Fritzsche, Stahlbau 1941, S. 37 u. 96.



第 7 図

Ri 7-3 圧縮部材の直接設計

与えられた断面形の圧縮部材に対し必要な断面積 F を直接の方法で求めようとするときは、与えられた S 、 $s_K \cdot \sigma_{zul}$ の値及び断面の係数 Z より部材係数 (stabkennzahl)

$$C = \sqrt{\frac{Z \cdot s_K^2 \cdot \sigma_{zul}}{S}}$$

を計算し、これと関連した係数 ω を第 2 表より求める。この場合中間値は直線的に挿入してよい。すると必要な断面積は $F = \omega \frac{S}{\sigma_{zul}}$ となり、部材の細長比 λ は第 2 表により与えられた大きさととなる。幾何学的に相似な断面では Z は断面積下に無関係で与えられた断面形に対し、 $Z = \frac{F}{J_2} = \frac{F^2}{J}$ なる関係式で計算できる。設計時に考えた断面 (何か 1 つの系統の形綱) が幾何学的に正確に相似できない時は、前に述べた計算方法は近似計算に過ぎずその有用性は断面係数 Z の正しい評価にかかっている。

第 1 表

λ	σ_{Kr}		σ_{K1}	σ_{zul} (荷重状態 I)	
	St 37	St 52		St 37	St 52
20	2023	2975	—	1349	1983
30	1941	2832	—	1294	1888
40	1845	2659	—	1230	1773
50	1737	2456	—	1158	1637
60	1617	2231	—	1078	1487
70	1489	1995	4230	993	1330
80	1358	1762	3238	905	1175
90	1229	1546	2559	819	1024
100	1107	1354	2073	738	829
110	994	1186	1713	663	685
120	892	1043	1439	576	576
130	—	—	1226	490	490
140	—	—	1057	423	423
150	—	—	921	368	368

断面係数 Z を計算する代りに直接換算係数を評価することもでき、見積つた値 ω を基にして面積 $F = \omega \frac{S}{\sigma_{zul}}$ を計算する。

この面積に対し断面表から回転半径 i が得られ部材係数 $\zeta = \frac{S}{i^4} \sqrt{\omega}$ が計算される。第2表より ζ に対し ω の値が得られる。これが ω と著しく相違する時は修正して新しい見積値を使用する。余り相違しない場合は算定した断面積 $F = \omega \frac{S}{\sigma_{zul}}$ を計算に用いてよい。第2表の ω と並んでいるのは部材の細長比 λ を再び与えるものである。

これ等四方法は幾何学的に相似の断面の $\lambda \cdot \sqrt{\omega}$ の値は断面積 F には関係しないということを応用したものである。

第 2 表

ζ	St 100 一般構造用鋼及び St 37		St 52	
	ω	λ	ω	λ
21	1.04	206	1.06	204
25	1.05	244	1.08	241
30	1.07	290	1.10	286
35	1.10	334	1.13	329
40	1.12	378	1.16	371
45	1.15	420	1.19	412
50	1.18	460	1.23	451
55	1.21	500	1.27	488
60	1.24	538	1.31	525
65	1.27	576	1.35	559
70	1.31	612	1.40	592
75	1.35	646	1.45	624
80	1.38	681	1.50	654
85	1.42	713	1.55	683
90	1.46	744	1.60	711
95	1.51	774	1.65	738
100	1.55	803	1.71	765
105	1.59	832	1.77	790
110	1.64	859	1.82	815
115	1.68	886	1.88	839
120	1.73	913	1.94	862
125	1.77	938	2.00	884
130	1.82	963	2.07	904
135	1.87	987	$\frac{\zeta}{6283}$	$793\sqrt{\zeta}$
140	1.92	1011		
145	1.97	1034		
150	2.02	1056		
160	2.12	1100		
170	2.22	1141		
180	2.34	1176		
> 180	$\frac{\zeta}{7695}$	$877\sqrt{\zeta}$		

しかし上述の方法で直接設計した場合には規定7条で要求される計算の $\frac{S}{F} \leq \sigma_{zul}$ をも行なわなければならないことに注意する。

Ri 7.4 Engesser 圧縮荷重 S_K 及び Engesser 圧縮安全率 ν_K

Ri 7.4.1 圧縮応力を決定する時に他の理想的仮定は捨て用いるがしかし Hooke の変形法則は無制限に適用しないでその代りに構造用鋼の応力歪線に基づきする場合には Euler の圧縮応力 σ_{K1} の代りに圧縮係数 T により変化する Engesser の圧縮応力 $\sigma_K = \frac{\pi^2 T}{\lambda^2}$ を用いる。 σ_F を構造用鋼の比例限及び弾性限とすれば $\sigma_K = \sigma_F$ の範囲(弾性領域)では $T = E$ となり $\sigma_K = \sigma_{K1}$ となる。然し非弾性領域 $\sigma_F < \sigma_K \leq \sigma_F$ では圧縮弾性係数 T は弾性係数 E より小となり、Engesser の圧縮応力 σ_K は Euler の圧縮応力 σ_{K1} より小となる。 σ_K を Engesser の圧縮安全率 ν_K で割れば許容圧縮応力 σ_{dzul} を得る。ここで規定7条より誘導した値 $\sigma_{dzul} = \sigma_{zul} / \omega$ と関連させて見ると ν_K は $\nu_K = \omega \frac{\sigma_K}{\sigma_{zul}}$ なる式となる。ここに ω は細長比 λ に関連し規定の第1表或は第2表より得られる圧縮換算係数 σ_{zul} は計算を行う荷重状態に相応した許容引張応力である。

Ri 7.4.2 安定計算の場合にはしばしば弾性減少率 (Abminderungszahl) $X = T/E$ が用いられる。

(規定17.3条及び解説 Ri 17.1) これを決定するための一般的基盤を見出すために Engesser の圧縮応力の計算は総ての鋼材に対し比例限 $\sigma_F = 0.8 \sigma_F$ を基にし、圧縮応力歪率則 ($\sigma - \epsilon$ 法則) を次のようにする(第8図)。

$$\frac{\sigma - \sigma_F}{\sigma_F - \sigma_F} = Tg \frac{\epsilon - \epsilon_F}{\sigma_F - \sigma_F}$$

或は説明し易い形で

$$\sigma = \sigma_F \left(0.8 + 0.2 Tg \frac{\epsilon - \epsilon_F}{\sigma_F - \sigma_F} \right)$$

これを計算値並びに過渡的条件に広く適用する。

この式で $\epsilon \geq \frac{0.8 \sigma_F}{E}$ である。

$\epsilon = \frac{0.8 \sigma_F}{E}$ であれば $\sigma = 0.8 \sigma_F$ 又 $\epsilon = \infty$ であ

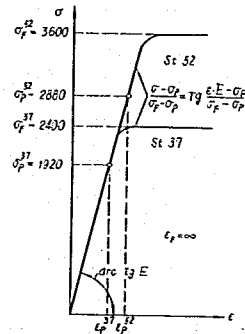
れば $\sigma = \sigma_F$ となる。弾性係数としては $E = 2100000$

Kg/cm^2 を又 σ_F としては平均値を用い、St 37 に対

しては $\sigma = 2400 Kg/cm^2$ 、St 52 に対しては $\sigma_F =$

$15 \times 2400 = 3600 Kg/cm^2$ とする。応力値 σ_K は荷重弾性係数 (Belastungsmodul) $E_1 = \frac{d\sigma}{d\epsilon}$ 卸荷弾性係数 (Entlastungsmodul) $E_2 = E$ 及び矩形断面を仮定した場合には Engesser の圧縮弾性係数 (knickmodul)

$$T = \frac{4 E_1 \cdot E}{(\sqrt{E_1} + \sqrt{E})^2}$$



第 8 図

9) W. Gehler, Baunormung 1923, S. 45; G. Unold, Knicknomogramm, NBW-Verlag 1928; O. Domke, Bauing. 1938, S. 661; K. Kammüller, Betonu Eisen 1942, S. 220

に因する $\sigma - \epsilon$ 法則から次のようになる。

$$E_1 = E \left[1 - \left(\frac{\sigma - \sigma_p}{\sigma_F - \sigma_p} \right)^2 \right]$$

弾性領域と非弾性領域との間の境界は St37 では $\lambda = 103898$, St52 では $\lambda = 84833$ となる。これらの値は Euler 式より得られ $\sigma_{K1} = 0.8 \sigma_F$ に対し $\sigma_{K1} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$ の値は次のようになる。

$$\frac{1}{\lambda} = \frac{E}{T} = \frac{(\sqrt{E_1} + \sqrt{E})^2}{4 \cdot E_1} = \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{E}{E_1}} \right)^2$$

E_1 に因する上の式及び $\frac{1}{\lambda} = \frac{\sigma_{K1}}{\sigma_K}$ を考慮すれば

$$\frac{1}{\lambda} = \frac{\sigma_{K1}}{\sigma_K} = \left(0.5 + \frac{0.5(\sigma_F - \sigma_p)}{\sqrt{(\sigma_F - \sigma_p)^2 - (\sigma_K - \sigma_p)^2}} \right)^2$$

両端支持の圧縮材 (普通の場合) では

$$\sigma_K = \lambda \cdot \sigma_{K1} = \lambda \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

これに λ を代入すれば $\sigma_K - \lambda$ の関係は

$$\frac{1}{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_K}{E}} \left(0.5 + \frac{0.5(\sigma_F - \sigma_p)}{\sqrt{(\sigma_F - \sigma_p)^2 - (\sigma_K - \sigma_p)^2}} \right)$$

また $\sigma_p = 0.8 \sigma_F$ より

$$\frac{1}{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_K}{E}} \left(0.5 + \frac{0.1 \sigma_F}{\sqrt{(0.2 \sigma_F)^2 - (\sigma_K - 0.8 \sigma_F)^2}} \right)$$

安全率は $\nu_K = \frac{\sigma_K}{\sigma_{zul}} = \frac{\sigma_K \omega}{\sigma_{zul}}$ となる。

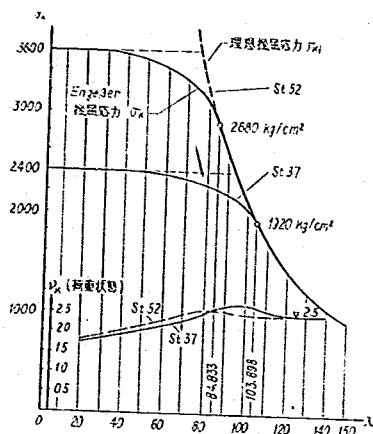
第3表及び第9図は λ の変化に対する σ_K と ν_K の関係を示す。荷重状態2 (主荷重及び従荷重) の場合は荷重状態1の ν_K の値を σ_{zul} 値の比即ち St37 の場合は $1600 : 1400 = 1.143$, St52 の場合は $2400 : 2100 = 1.143$ で割る。

第 3 表

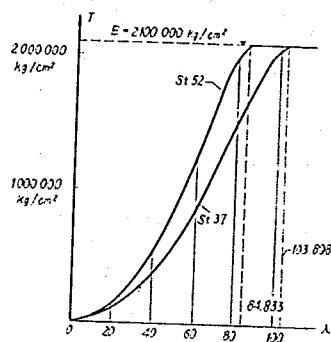
λ	σ_{K1}	St 37					
		σ_K *)	χ	σ_{dsul1}	ν_{K1}	σ_{dsul2}	ν_{K2}
20	51815	2397	0046	1349	177	1542	155
30	23029	2391	0104	1294	185	1479	162
40	12954	2382	0184	1230	194	1406	169
50	8290	2367	0285	1158	204	1324	179
60	5757	2344	0407	1078	218	1232	190
70	4230	2309	0546	993	233	1135	203
80	3258	2255	0696	905	249	1034	218
90	2559	2170	0848	819	265	936	232
100	2073	2024	0976	738	274	843	240
103898	1920	$\sigma_p=1920$	1000	707	272	808	238
110	1713	—	—	663	259	758	226
120	1439	—	—	576	250	658	219
130	1226	—	—	490	250	560	219
140	1057	—	—	423	250	483	219
150	921	—	—	368	250	421	219

λ	σ_{K1}	St 52					
		σ_K *)	χ	σ_{dsul1}	ν_{K1}	σ_{dsul2}	ν_{K2}
20	51815	3592	0069	1983	181	2267	158
30	23029	3578	0155	1888	190	2158	166
40	12954	3553	0274	1773	201	2027	175
50	8290	3511	0424	1637	214	1871	188
60	5757	3439	0597	1487	231	1699	202
70	4230	3317	0784	1330	250	1520	218
80	3238	3093	0955	1175	263	1343	230
84833	2880	$\sigma_p=2880$	1000	1099	262	1257	228
90	2559	—	—	1024	250	1170	219
100	2073	—	—	829	250	947	219
110	1713	—	—	685	250	783	219
120	1439	—	—	576	250	658	219
130	1226	—	—	490	250	560	219
140	1057	—	—	423	250	483	219
150	921	—	—	368	250	421	219

*) σ_K の値は全数値に渉り曲線となっている。



第 9 図

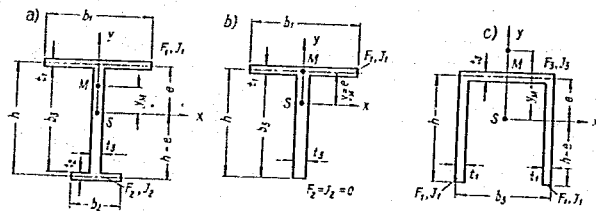


第 10 図

第 10 図は圧屈弾性係数 T と部材の細長比 λ との関係を示す。規定 17 条の第 7 表及び第 21 図にこの方法で計算した圧屈応力 σ_k (ここでは割引いた合成応力 σ_{vk} として示している) を理想圧屈荷重 $\sigma_{k1} = \frac{E}{T} \sigma_k = \frac{\sigma_k}{\lambda}$ の関係で表わしている。この表から与えられた σ_{k1} の値が如何なる σ_k に相当するか、また決定した Engesser の圧屈応力 σ_{k1} を得なければならぬかを直接決定することができる。

Ri 7-5 1 軸対称断面を有する計算上の中心圧縮材の曲げ戻り圧屈

Ri 7-5-1 薄板よりなる 1 軸対称の開放断面を持つ中心圧縮材においてその剪断中心点 M が重心点 S と一致しない場合 (第 11 図) には、対称面外への圧屈に当り部材は単に曲がるだけでなく¹⁰⁾ 捩られる。(Ri 3 参照) 然しこのような部材も仮想細長比 λ_{v1} と関係付けられるならば規定 7 条により設計すべきである。



第 11 図

Ri 7-5-2 これ等の仮想細長比は y 軸が対称なる 1 軸対称断面では次式により計算できる。

$$\lambda_{v1} = \frac{\beta_0}{iy} \sqrt{\frac{c^2 + iy^2}{2c^2} \left\{ 1 + \sqrt{1 - \frac{4c^2 (iy^2 + 0.093(\beta^2/\beta_0^2 - 1)iy^2)}{(c^2 + iy^2)^2}} \right\}}$$

10) R-Kappus, Luftfahrtforschung 1937 S.444 F.Wanstebein 未発表論文参照。

ここに

$$i_p = \sqrt{i_x^2 + i_y^2} ; \quad \text{重心点に対する極回転半径 (cm)}$$

$$i_M = \sqrt{i_p^2 + y_M^2} ; \quad \text{剪断中心点に対する極回転半径 (cm)}$$

$$y_M \quad \text{重心点に対する剪断中心点の縦距 (cm)}$$

$$e = \sqrt{\frac{(\beta \cdot s)^2 / (\beta_0 \cdot s_0)^2 C_M + 0.039 (\beta \cdot s)^2 J_D}{J_y}} ; \quad \text{断面の撓り半径 (cm)}$$

$$J_D ; \quad \text{撓り抵抗 (cm}^4\text{)}$$

$$C_M ; \quad \text{剪断中心点に対する横曲げ抵抗 (Wölbbiderstand) (cm}^6\text{)}$$

$$s ; \quad \text{部材の骨組長 (cm)}$$

$$s_0 ; \quad \text{変形規準になる図上で見つけた部材両端の連結鉄群又は溶接間の距離 (cm)}$$

$$\beta ; \quad \text{曲げに対する固定係数}$$

$$\beta_0 ; \quad \text{横曲げに対する係数 (Ri - 7.5 2.2 参照)}$$

Ri - 7.5 2.1 第11図の部材断面に対する断面値 y_M, C_M, J_D は次式により計算される。第11a及びb図に対し

$$y_M = \frac{1}{y} [e J_1 - (h - e) J_2]$$

$$C_M = \frac{J_1 \cdot J_2 \cdot h^2}{J_1 + J_2}$$

$$J_D = \frac{1}{3} (b_1 \cdot t_1^3 + b_2 \cdot t_2^3 + b_3 \cdot t_3^3)$$

第11c図に対し

$$y_M = e + \frac{J_1}{J_y} \cdot h$$

$$C_M = \frac{h^2}{3} \cdot \frac{J_1^2 + 2 J_1 \cdot J_3}{J_y}$$

$$J_D = \frac{1}{3} (2 b_1 t_1^3 + b_3 t_3^3)$$

これ等の式で J_1, J_2, J_3 は第11図に与えられたフランジ及び腹版の純断面の対称軸 $y-y$ に関する2次モーメントである。

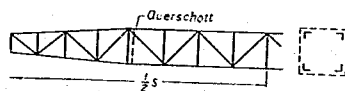
Ri - 7.5 2.2, Ri - 7.52 の仮想細長比に関する公式 $\beta = \beta_0 = 1$ とすれば両端また支承 (Gabel Lagerung) に適用される。この場合端部の断面の回転及び移動はその面内では起り得ない。これに対し各端部の断面は x 軸並びに y 軸で自由に回転でき又、部材軸の方向には自由に曲ることができる。これに対し、 $\beta = \beta_0 = 0.5$ の場合には y 軸に対する回転及び部材の端断面の曲がりに対しては完全に固定されている。部材の支持条件がまた支承の条件から離れて部材端が y 軸の曲げに対し弾性的に固定されている場合には $0.5 < \beta < 1$ または部材の端断面の曲がり弾性的に妨げられた場合には $0.5 < \beta_0 < 1$ となり、実際の場合には $0.5 < \beta < 1, \beta_0 = 0.5$ に取ることが多い。

Ri・7-5-3 点絞は2軸対称断面(Ri・3-2参照)で $i_p > c$ なる場合は部材は捩り変曲で計算する。この場合仮想細長比に対するRi・7-52の式は次のようになる。

$$\lambda_{vi} = \frac{\beta_s}{i_T} \cdot \frac{i_p}{c}$$

Ri 7-6 断面高の変化する圧縮材

軸力一定で殆んど等しい部材断面積 F 、然しその断面の高さは変化し、然も1つの1-断面で構成される部材並びに2単一材或は4単一材よりなる組立材(第12図)では一定断面2次モーメントを有する部材と同じように



第 1 2 図

$J = c \cdot \max J$ で計算してよい、ここに c は第4表より得られる¹¹⁾

この表は、

$$v = \sqrt{\frac{J_0}{J_1}} = \sqrt{\frac{\min J}{\max J}} \text{ を用いて}$$

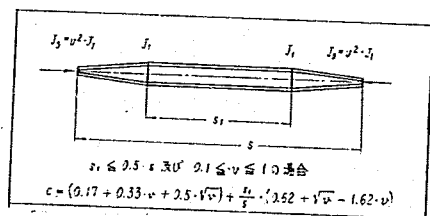
$J_0 \geq 0.01 J_1$ なる両端ヒンジの部材に対してのみ適用される。

$s_1 \geq 0.8s$ なる部材には $c=1$ としてよい。又、 s_1 が $0.5s$ と $0.8s$ との間にある部材では c は直接的挿入をしてよい。他の近似的 J の決定方法は Ri・13・12 に述べる。2単一材或は4単一材より構成される部材では規定8条に注意する。1つの1-断面で構成される部材では、その僅かの断面積 F の変化は平均値で代用する。又著しく変化する断面積 F を有する1単一材で構成される部材は Ri・7-8 により計算する。

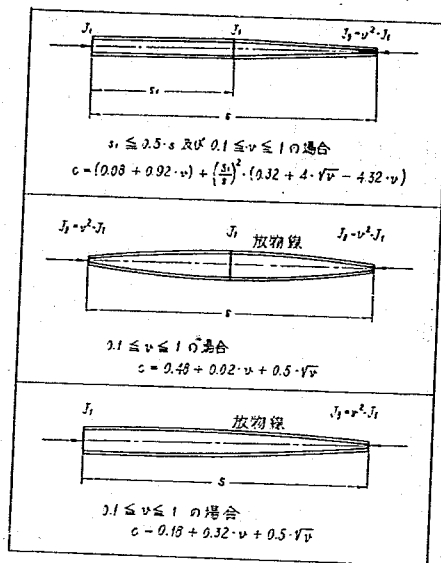
Ri 7-7 軸力の変化する圧縮材

Ri・7-7-1 一定断面を有する直線部材に直線或は現物線分布で、その最大値が N_1 なる連続的分布の軸力が作用する場合に、その部材は規定7条より撓曲長 s_x で且その両端に圧縮力 N_1 が一定な部材として計算してよい。

第 4 表

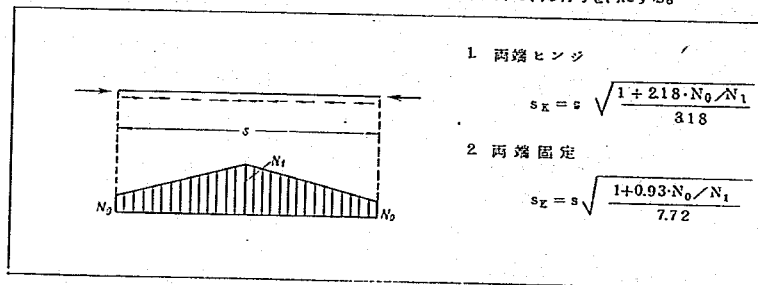


00 F.Tolke, Bauing. 1930 S. 500. E.Chwalla, Stahlbau 1934. S. 121. Über Druckstabe mit Sprungweise veränderlichem Querschnittstragmoment. F. Tolke Bauing. 1929. S. 600. G. Unold, Stahlbau-kalender 1942. S. 107参照。

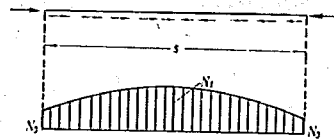


12)
 控屈長 s_x は第5表より得られる。部材に働く力は常に部材の控屈の間とその方向を保つと仮定する。
 この仮定は特に横方向の支えがなくそのためトラス面に直角に控屈しうるトラスの圧縮材の場合には一般に満たされるようである。

第5表 注意：この表の式は $N_0/N_1 \leq 1$ なる場合の総てに適用され、又 N_0 が引張力であつても、 $0.2 N_1$ を越えなければ使用してもよい。この場合には式中の(+)の符号を(-)にする。



03 J·Dondorff, Diss. Aachen 1907, K·Karas, Z. f. Bauwesen 1925, S. 86 u. 1928, S. 246,
 F·Reinitzhuber, Jb. dtsh Luftfahrtforschung 1940, S. 1820 und Allg
 Bau-Zeitung (Wien) 1952, Leon-Gedenkschrift S. 18, W. Bultmann,
 Stahlbau 1944 S. 49 参照。

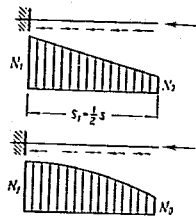


3 両端ヒンジ

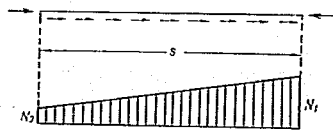
$$s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 + 1.09 N_0 / N_1}{2.09}}$$

4 両端固定

$$s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 + 0.95 N_0 / N_1}{5.40}}$$



5 1端固定で他端が自由に変位する部材の設計にも本質的には(1)式及び(3)式が応用できる。ここでは N_0 端自由、 N_1 端固定とする。
なお、 s としては部材長の2倍を用いる。



6 両端ヒンジ

$$s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 + 0.88 N_0 / N_1}{1.88}}$$

7 両端固定

$$s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 + 0.93 N_0 / N_1}{7.72}}$$

8 N_1 端ヒンジ、 N_0 端固定、

$$s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 + 0.51 N_0 / N_1}{3.09}}$$

9 N_1 端固定、 N_0 端ヒンジ、

$$s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 + 1.65 N_0 / N_1}{5.42}}$$

Ri・7.7.2 部材に働く力が挫屈の間にその方向を変え、その力の作用方向が挫屈した部材の彎曲線の切線の方と一致する場合には s_K に他の値を用いる (Ri・6.2 参照) 例えば第5表に与えられている近似式 1.3.6 の値は次のようになる。

$$s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 + 0.40 N_0 / N_1}{1.40}}$$

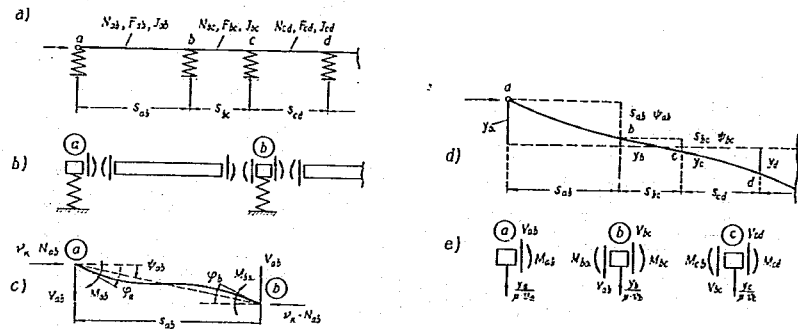
$$s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 + 0.14 N_0 / N_1}{1.14}}$$

$$s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 + 0.92 N_0 / N_1}{1.92}}$$

Ri 7-8 格間毎に断面、軸力共に変化し格点で支持される圧縮材

Ri 7-8-1 13) 控屈条件の誘導に際し連続部材 (第 13 a 図) を支点の両側で切断すれば、この連続部材は 1 本の部材と極く小さな格点に分けられる (第 13 b 図)、部材 $\overline{ab}$ は格点 a より格点 b に至り、長さ s_{ab} 、軸力 N_{ab} 、断面積 F_{ab} で (控屈の際に適用される) 主 2 次モーメントは J_{ab} である。この部材の控屈の場合には両端モーメント M_{ab} 、 M_{ba} 、端剪断力 V_{ab} が生ずる。

これ等 3 つの作用力は控屈の時に生ずる回転角 φ_a 、 φ_b 、 ψ_{ab} (第 13 c 図) と次の 3 つの基本式で関係付けられる。



第 13 図

$$(1) \begin{cases} M_{Ta} = A_{ab} \cdot \varphi_a + B_{ab} \cdot \varphi_b - (A_{ab} + B_{ab}) \psi_{ab} \\ M_{Ta} = A_{ab} \cdot \varphi_b + B_{ab} \cdot \varphi_a - (A_{ab} + B_{ab}) \psi_{ab} \\ V_{ab} = \nu_K \cdot N_{ab} \cdot \psi_{ab} \cdot \frac{1}{s_{ab}} (A_{ab} + B_{ab}) (\varphi_a + \varphi_b - 2\psi_{ab}) \end{cases}$$

ここに ν_K は連続部材に対する Engesser の控屈安全率である。部材 ab が端 a 或は端 b でヒンジで支えられている場合は基本式は次のようになる。

$$(2) \begin{cases} M_{ab} = 0 & M_{ba} = C_{ab} (\varphi_b - \psi_{ab}) \\ V_{ab} = \nu_K \cdot N_{ab} \cdot \psi_{ab} + \frac{C_{ab}}{s_{ab}} (\varphi_b - \psi_{ab}) \\ \text{或は} \\ M_{ab} = C_{ab} (\varphi_a - \psi_{ab}) & M_{ba} = 0 \\ V_{ab} = \nu_K \cdot N_{ab} \cdot \psi_{ab} + \frac{C_{ab}}{s_{ab}} (\varphi_a - \psi_{ab}) \end{cases}$$

03 E. Chwalla u. F. Jokisch, Stahlbau 1941 S. 33 sowie K. Kriese
Stahlbau 1941, S. 117 u. 1942 S. 5 u. 32

係数

$$A_{ab} = \alpha_{ab} \frac{T_{ab} \cdot J_{ab}}{s_{ab}} \quad B_{ab} = \beta_{ab} \frac{T_{ab} \cdot J_{ab}}{s_{ab}}$$

$$C_{ab} = r_{ab} \frac{T_{ab} \cdot J_{ab}}{s_{ab}}$$

は α_{ab} , β_{ab} , r_{ab} の函数として次の ϵ に対し第 6 表より得られる。

$$\epsilon_{ab} = s_{ab} \sqrt{\frac{\nu_K \cdot N_{ab}}{T_{ab} \cdot J_{ab}}}$$

第 6 表

ϵ	α	β	r	ϵ	α	β	r
0.00	4.000	2.000	3.000	π	2.467	2.467	0
0.10	3.999	2.000	2.998	3.20	2.399	2.492	-0.191
0.20	3.995	2.001	2.992	3.40	2.146	2.588	-0.974
0.30	3.988	2.003	2.982	3.60	1.862	2.702	-2.059
0.40	3.979	2.005	2.968	3.80	1.540	2.838	-3.691
0.60	3.952	2.012	2.927	4.00	1.173	3.004	-6.518
0.80	3.914	2.022	2.870	4.20	0.751	3.207	-12.947
1.00	3.865	2.034	2.794	4.40	0.259	3.462	-45.982
1.20	3.804	2.050	2.699	4.4934	0	3.603	$\mp \infty$
1.40	3.732	2.070	2.584	4.60	-0.323	3.787	4.4007
1.60	3.547	2.093	2.446	4.80	-1.029	4.211	1.6207
1.80	3.548	2.120	2.282	5.00	-1.909	4.785	1.0084
2.00	3.436	2.152	2.088	5.20	-3.052	5.592	7.196
2.20	3.309	2.189	1.861	5.40	-4.625	6.798	5.365
2.40	3.166	2.233	1.591	5.60	-6.992	8.759	3.980
2.60	3.005	2.283	1.270	5.80	-11.111	12.428	2.791
2.80	2.825	2.343	0.883	6.00	-20.637	21.454	1.665
3.00	2.624	2.412	0.408	6.20	-74.361	74.616	0.510
π	2.467	2.467	0	2π	$-\infty$	∞	0

ここに

$$\alpha = \frac{\epsilon \sin \epsilon - \epsilon^2 \cos \epsilon}{2(1 - \cos \epsilon) - \epsilon \sin \epsilon}$$

$$\beta = \frac{\varepsilon^2 - \varepsilon \sin \varepsilon}{2(1 - \cos \varepsilon) - \varepsilon \sin \varepsilon}$$

$$\gamma = \frac{\alpha^3 - \beta^3}{\alpha} = \frac{\varepsilon^2 \sin \varepsilon}{\sin \varepsilon - \varepsilon \cos \varepsilon}$$

又、 T_{ab} は R1・7-4 より挫屈応力 $\sigma_{ab} = \nu_K \cdot \frac{N_{ab}}{F_{ab}}$ に関する挫屈弾性係数として計算される。部材 ab に与えられたと同様な関係式が部材 $bc, cd, de, \dots$ に対しても生ずる。格点に働く外力は連続部材の挫屈の間その方向を変えないものと仮定する。軸力 N は圧縮力とし、その絶対値を用いる。引張り力が働く場合には $N=0$ を用いる。力は総て、長さは総て m で表し、端モーメント及び回転角は時計回りを正とする。正の V_{ab} の偶力は部材を時計の針の方向に回す (第 13 c 図)

R1・7-8-2 格点部分 b には部材端モーメント M_{ba}, M_{bc} 及び部材端剪断力 V_{ab}, V_{bc} の外、弾性支承より受ける支持力 $\mu \cdot y_b$ が働く、ここに y_b は部材の挫屈の時 (第 13 d 図) 格点 b に生ずる変位であり、 y_b は格点 b と連結されている弾性支承の単位変位 (1t の力が働く時の変位 m) である。 μ は総ての支承安全率である。同様な関係が格点 $a, c, d, \dots$ にも適用される。これ等の格点部分総ての回転及び変位の平衡条件は力学的に書くことができ (第 13 e 図)、前者は次のようになり、

$$(3) \quad M_{ab} = 0, \quad M_{ba} + M_{bc} = 0, \quad M_{cb} + M_{cd} = 0, \dots$$

又、後者は次のようになる。

$$(4) \quad -V_{ab} + \frac{y_a}{\mu \cdot y_a} = 0, \quad V_{ab} - V_{bc} + \frac{y_b}{\mu \cdot y_b} = 0, \dots$$

3つの基本式(1)を用い、第 13 d 図より集めた関係式

$$(5) \quad y_b = y_a - s_{ab} \cdot \psi_{ab}, \quad y_c = y_b - s_{bc} \cdot \psi_{bc} - s_{bc} \cdot \psi_{bc}, \dots$$

を考慮すれば、これ等の平衡条件は格点の回転角 $\varphi_b, \varphi_c, \dots$

部材回転角 ψ_{ab}, ψ_{bc} 格点変位 y_a に関する齊 1 次連立方程式となる。これ等の連立式の係数行列式を 0 に等しいとすれば求める挫屈条件が得られる。これは $\mu=1$ に対して最小の正の数 ν_K (求める連続部材の Engesser 挫屈安全率) で試算することにより求められる。弾性支承の場合には与えられた挫屈安全率 ν_K に対し最小の正の数 μ (与えられた挫屈荷重に対する支承安全率) を用いると必要な計算労力を最小にして解くことができる。 $\mu \geq 1$ になれば挫屈条件に定められた挫屈安全率 ν_K が得られるか或はこれを越えることになるかいつの場合にも安全は保証されたことになる。

R1・7-8-3 R1・7-8-2 に述べた挫屈条件は係数行列式の算定及びこれを 0 とすることにより、また、多くの場合これによるが、1歩1歩と未知数を消去して行くことにより得られる。R1・7-8-2 に述べた齊 1 次連立方程式を 0 でない未知数 (例えば ψ_{ab} 或は ψ_a) で割り、かくして得た未知数の商を新しい未知数 $x, y, z, \eta, \dots$ とする。

これ等の新しい未知数は従て連立式より消去される。こうして得られた最後のは 2 つの変数 ν_K と μ のみを含みこれが求むる挫屈条件となる。

R1・7-8-4 第 14 a 図に示される圧縮材に対し R1・7-8-2 に述べた齊 1 次連立方程式は次のようになる。

$$C_{ab} (\varphi_b - \psi_{ab}) + C_{bc} (\varphi_b - \psi_{bc}) = 0$$

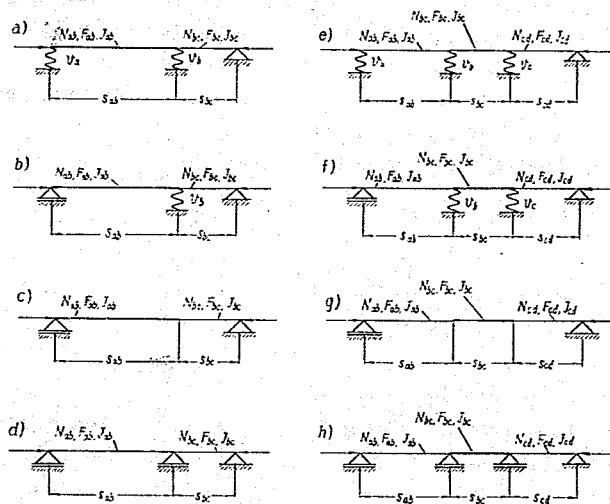
$$\begin{cases} s_{ab} \cdot \psi_{ab} + s_{bc} \cdot \psi_{bc} - \mu \cdot v_a \left(\nu_K \cdot N_{ab} \cdot \psi_{ab} + \frac{C_{ab}}{s_{ab}} (\varphi_b - \psi_{ab}) \right) = 0 \\ s_{bc} \cdot \psi_{bc} + \mu \cdot v_b \left(\nu_K \cdot N_{ab} \cdot \psi_{ab} + \frac{C_{ab}}{s_{ab}} (\varphi_b - \psi_{ab}) \right) - \nu_K \cdot N_{bc} \cdot \psi_{bc} - \frac{C_{bc}}{s_{bc}} (\varphi_b - \psi_{bc}) = 0 \end{cases}$$

この最初の式は(3)2より、後の2つの式は(4)5)2)による。

第14b図の圧縮材ではこれ等の式で $v_b = 0$ となり、第14c図の圧縮材ではその外に $1/v_b = 0$ となる。

3つの式を ψ_{ab} で割り新しい未知数 $x = \frac{\varphi_b}{\psi_{ab}} \cdot \xi = \frac{\psi_{bc}}{\psi_{ab}}$ (R1・7-8-3参照)を消去すれば捩屈条件が得られる。第14d図の場合には3つの式で $v_a = v_b = 0$ となり、従つて $\psi_{ab} = \psi_{bc} = 0$ となるから捩屈条件は簡単に $C_{ab} + C_{bc} = 0$ となる。¹⁴⁾

R1・7-8-5 第14e図に示される圧縮部材に対し、R1・7-8-2 に述べた斉1次方程式は次のようになる。



第 1 4 図

$$\begin{cases} C_{ab}(\varphi_b - \psi_{ab}) + A_{bc} \cdot \varphi_b + B_{bc} \cdot \varphi_c - (A_{bc} + B_{bc}) \psi_{bc} = 0 \\ A_{bc} \cdot \varphi_c + B_{bc} \cdot \varphi_b - (A_{bc} - B_{bc}) \psi_{bc} + C_{cd}(\varphi_c - \psi_{cd}) = 0 \\ s_{ab} \cdot \psi_{ab} + s_{bc} \cdot \psi_{bc} + s_{cd} \cdot \psi_{cd} - \mu \cdot v_a \left(\nu_K \cdot N_{ab} \cdot \psi_{ab} + \frac{C_{ab}}{s_{ab}} (\varphi_b - \psi_{ab}) \right) = 0 \\ s_{bc} \cdot \psi_{bc} + s_{cd} \cdot \psi_{cd} + \mu \cdot v_b \left(\nu_K \cdot N_{ab} \cdot \psi_{ab} + \frac{C_{ab}}{s_{ab}} (\varphi_b - \psi_{ab}) \right) - \nu_K \cdot N_{bc} \cdot \varphi_{bc} \\ - \frac{1}{s_{bc}} (A_{bc} + B_{bc}) (\varphi_b + \varphi_c - 2 \cdot \psi_{bc}) = 0 \\ s_{cd} \cdot \psi_{cd} + \mu \cdot v_c \left(\nu_K \cdot N_{bc} \cdot \psi_{bc} + \frac{1}{s_{bc}} (A_{bc} + B_{bc}) (\varphi_b + \varphi_c - 2 \cdot \psi_{bc}) \right) \\ - \nu_K \cdot N_{cd} \cdot \psi_{cd} - \frac{C_{cd}}{s_{cd}} (\varphi_c - \psi_{cd}) = 0 \end{cases}$$

最初の2つの式は(3)(1)より、又、後の3つは(4)(5)(1)による。

第14 f 図の圧縮材ではこれ等の式で $v_a = 0$ となり、第14 g 図ではその外に $\frac{1}{v_b} = \frac{1}{v_c} = 0$ となる。これ等5つの式を ψ_{ab} で割り、新しい未知数 $x = \frac{\varphi_b}{\psi_{ab}}$ $y = \frac{\varphi_c}{\psi_{ab}}$ $\xi = \frac{\psi_{bc}}{\psi_{ab}}$ $\eta = \frac{\psi_{cd}}{\psi_{ab}}$ (Ri. 7.8.3 参照) を消去すれば控屈条件が得られる。第14 h 図の場合には上に与えた式で $v_a = v_b = v_c = 0$ となり、従つて $\psi_{ab} = \psi_{bc} = \psi_{cd} = 0$ となるから φ_b で割ることにより唯一の未知数は $x = \frac{\varphi_c}{\varphi_b}$ となる。

この未知数を消去すれば控屈条件 $(A_{bc} + C_{ab})(A_{bc} + C_{cd}) - B_{bc}^2 = 0$ を得る。

Ri. 7.9 計算上中心圧縮材の2次応力理論による負担安全度の計算理想控屈荷重 P_{K1} が不明か、又は非常に長い計算によつてのみ得られるような例外的な場合には構造用鋼の理想弾性-理想塑性の応力-歪曲線を仮定し規定7.1条で要求される安定計算の代りに ν_{Kr} 倍した荷重及び力の作用点の変形の影響(2次応力理論)を考慮して構造物には降伏点を越えるような応力状態は生じないと言う確認を行つてもよい。構造上実際に避け得られない欠陥(Ri. 7.1.2 及び Ri. 7.2.2)の影響を補正するために作用力の適当な偏心、部材軸の彎曲、或はこれ等の変形を惹起する模度を特に考慮する。構造用鋼の降伏点は $\sigma_F^{37} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$ $\sigma_F^{52} = 3600 \text{ Kg/cm}^2$ また ν_{Kr} の値は荷重状態1では1.71、荷重状態2では1.50を用いる。

04 第14 c · b · g · h 図の圧縮部材に対しては G · U nold が、その控屈条件を合理的な形で Stahlbau-Kalender 1942 S. 103 及び Stahlbau Handbuch 1949/50 S. 122 に示している。

規定10条の指針 10

Ri. 10-1 計算上偏心圧縮材の曲げ捩り控屈¹⁵⁾

Ri. 10.11 薄板よりなる一定な開放断面の直線材が計算上偏心圧縮を受ける場合は Ri. 3 に述べた曲げ捩り控屈の危険がある。着力点が対称軸上重心点より $\pm a$ の距離にあるときは、それが仮想細長比 λ_{v1} と関連があれば1軸、点及び2軸対称断面を有する部材の設計は規定7.1条により行なうことができる。

Ri. 10.12 これ等の仮想細長比は次式で計算される。

$$\lambda_{v1} = \frac{\beta \cdot s}{i_y} \sqrt{\frac{c^2 + i_M^2 + a(i_x - 2y_M)}{2c^2} \left\{ 1 \pm \sqrt{1 - \frac{4c^2 \{ i_F^2 + a(r_x - a) + 0.093(\beta^2/\beta_0^2 - 1)(a - y_M)^2 \}}{c^2 + i_M^2 + a(r_x - 2 \cdot y_M)^2}} \right\}}$$

第2の根の符号は常に λ_{v1} を大きい実数とするように選ぶ。

$i_M, i_F, y_M, c, s, s_0, \beta, \beta_0$ の値は指針 Ri. 7.5.2 ~ 7.5.22 による。断面積 (Querschnittswert)

r_x は次の大きさとする。

$$r_x = \sqrt{\frac{y(x^2 + y^2) \cdot dF}{J_x}}$$

これは点対称及び2軸対称では0となる。第11 a · b 図の断面に対しては、

$$r_x = \frac{1}{J_x} \{ y_M \cdot J_y + F_1 \cdot o^2 - F_2 \cdot (h - o)^2 + \frac{t_2}{4} (c^4 - (h - o)^4) \}$$

第11 c図の断面に対しては

$$r_x = \frac{1}{J_x} \{ e (F_3 \cdot e^2 + J_c) + (2e-h) J_1 + \frac{1}{2} [e^4 - (h-e)^4] \}$$

主軸を坐標とした場合には a, y_M, r_x は正又は負となることもある。

Ri・10・13 $a = y_M$ 即ち剪断中心点に作用点のある場合には

$$\text{仮想細長比は } \lambda_{v1} = \frac{\beta \cdot s}{i_y} \sqrt{\frac{i_M^2 + y_M (r_x - 2 y_M)}{c^2}}$$

$$\text{或は } \lambda_{v1} = \frac{\beta \cdot s}{i_y}$$

このうち大きい方の値を根拠にする (Ri・3・2参照)

Ri・10・14 計算上の偏心圧縮材が彎曲に対し横方向に、例えば y 軸方向に部材軸より f の距離にヒンジで連結された横構により支えられているような場合には、曲げ捩り挫屈の可能性は横構の状態により左右される。この場合の細長比は

$$\lambda_{v1} = \frac{\beta \cdot s}{i_y} \sqrt{\frac{i_P^2 + f^2 + a (r_x - 2 f)}{C^2 + (f - y_M)^2}}$$

特に $a = \frac{i_P^2 + f^2}{2f - r_y}$ の場合には $\lambda_{v1} = 0$ となり、曲げ捩り挫屈は起りえない。

Ri 10・2 計算上偏心圧縮材の2次応力理論による負担安全度の計算

Ri・10・1 の曲げ捩り挫屈が規準にならない限り、規定10・02条(1)及び(2)式により要求される計算を行う代り構造用鋼の理想弾性-理想塑性の応力-歪線図を仮定して2次応力理論により負担安全度の確認を行つてもよい。この場合 ν_{Kz} 、倍した荷重及び変形の影響を考慮して生じた最大応力が降伏点を越えないことを確認する。 ν_{Kz} としては荷重状態1つの場合は1.71、荷重状態2の場合には1.50を用い、構造用鋼の降伏点は $\sigma_F^{37} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_F^{32} = 3600 \text{ kg/cm}^2$ を用いる。

規定12条の指針 12

Ri 12・1 ポニートラスの圧縮弦材の挫屈に対する近似計算法¹⁶⁾

Ri・12・1-1 ポニートラスでは各圧縮弦材の主断面外への挫屈は挫屈長 $s_K = \beta \cdot s$ として計算する。この場合 $\beta \geq 1.2$ でなければならない。さもなければ、大きさの等しい支持圧 (主桁の格間) に分布するラーメン抵抗 H_1 が常に分布しているという簡単な仮定を基にした近似計算法はもはや十分精密ではなくなる。上限としては構造上の特所から $\beta = 3$ を勧める。 $1.2 \leq \beta \leq 3$ の範囲内では β の値が大きい場合は又夫々ラーメンによつてトラス面外への挫屈に対する圧縮弦材の挫屈抵抗を等しくすることができる。¹⁷⁾

99 E.Chwalla, Forsch.-Heft ca. d. Geb. d. Stahlbaues, Heft 6 S. 12 並に R. Kappus の未公開論文、これには上述の腹筋面内の曲げの影響を考慮している。

Ri. 12.1.2 近似計算が（既存橋梁の）換算として使用されるか或は（橋梁設計の）新規計算として使用されたか
 によつて異つた2つの方法がある。これらの方法は更に圧縮弦材の端部が主橋面に直角には移動しないaの場合
 と、圧縮弦材の端部が主橋面に直角には半ラーメン（端ラーメン）により弾性的に支えられているbの場合とに
 分けられる。

最初の方法：圧縮弦材の換算、この場合には各部材の弦材断面積F、2次モーメント J_y 、圧縮力Sが既知であ
 る。基になる許容応力 σ_{zul} を完全に利用するために先づ総ての弦材に対し換算係数

$$\omega_y = \frac{F \cdot \sigma_{zul}}{S}$$

を計算し、規定の第1表又は第2表より、これに関連した細長比を算出する。この細長比 λ_y の最大値及び使用
 する鋼材に対し指針の第3表より、規準になるEngesserの換算安全率 ν_k が求まる。最後に各弦材の係数
 を次式により算出すると、

$$\beta = \frac{s_{xy}}{s} = \frac{\lambda_y}{s} \sqrt{\frac{J_y}{F}}$$

これ等の値の算術平均 β_m が求まる。これで次のEngesserの式による計算に必要な数値は総て既知となる。

$$H_0 = \frac{25 \nu_k}{\beta_m^2} \cdot \frac{\max S}{\min s}$$

ラーメン抵抗値 H_1 また必要な時には H_2 は t/cm で算出され、これは1tに等しい横力による横方向の変位
 （規定第14図）の逆数値となる。精密な計算を行う代りに、

$$H = \frac{1}{v} = \frac{E}{\frac{h_y^3}{3J_y} + \frac{h^2 b q}{2J_q}}$$

で計算してよい。ここで2次モーメント J_y, J_q が部材長又は桁長に沿ひ変化する場合には、その平均値を用
 いる。Hを t/cm にするためには $h \cdot h_y \cdot b q$ を $cm \cdot J_y \cdot J_q$ を cm^4 で計算し、弾性係数 $E = 2100 t/cm^2$
 とする。

- a) の場合圧縮弦材の端部が主橋面に直角に移動しない場合には $H_2 = c_2 = \infty$, $c_1 = 1$ となり中間ラーメン抵抗 H_1 のみは計算しなければならない。これ等の値が先にEngesser式で計算した値 H_0 以上であ
 れば圧縮弦材の換算度は規定を満足する。
- b) の場合圧縮弦材の端部が主橋面に直角には弾性的に支持されているにすぎない場合には中間ラーメンの抵抗 H_1 の外に端ラーメンの抵抗 H_2 をも計算する。これが中間ラーメン抵抗の最小値 $\min H_1$ と次の関係
 であるとするば

$$\alpha = \frac{\min H_1}{H_2}$$

これにより c_1, c_2 は次式によつて計算できる。

$$c_1 = \frac{1 + 0.6 \alpha \cdot \beta_m}{2} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{1.44 \alpha \cdot \beta_m}{(1 + 0.6 \alpha \cdot \beta_m)^2}} \right)$$

$$c_2 = \frac{c_1}{\alpha}$$

各中間ラーメンに対し

$$H_1 \geq c_1 \cdot H_0$$

端ラーメンに対し

$$H_2 \geq c_2 \cdot H_0$$

であれば規定は満される。

第2の方法：圧縮弦材の新規計算、この場合には各圧縮弦材は主桁面内の挫屈に対しては $s_{xy} = s$ 、主桁面の挫屈に対しては、 $s_{xy} = \beta \cdot s$ として計算する。この場合全ての圧縮材は同一の係数 β と関連している。この β は $120 \leq \beta \leq 300$ の範囲に選定すればよい。弦材断面を選定して弦材総てに対し挫屈換算係数 $\omega_y = \frac{F \cdot \sigma_{zul}}{S}$ を計算し、これに相当した細長比 λ_y を規定の第1表又は第2表より求める。この細長比 λ_y の最大値及び使用する鋼材に対して指針第3表より規準による Engesser の挫屈安全率 ν_K が得られる。最後に各弦材の係数 β を

$$\beta = \frac{s_{xy}}{s} = \frac{\lambda_y}{s} \cdot \sqrt{\frac{J_y}{F}}$$

より計算し、各部材の係数 β が互に極く僅かしか異ならないように断面の F 及び J_y を適当に選定する。これ等 β の値の算術平均より β_m が得られる。これにより次の Engesser の式による計算に必要な数値は悉く既知となる。

$$H_0 = \frac{25 \nu_K}{\beta_m^2} \cdot \frac{\max S}{\min s}$$

ラーメン抵抗 H_1 また必要な時には H_2 は t/cm で算出され、これは $1t$ に等しい横力による横方向の変位（規定第14図）の逆数値であり、精密な計算を行う代りに

$$H = \frac{1}{\nu} = \frac{E}{\frac{h_y^3}{3 J_y} + \frac{h^2 b_1}{2 J_q}}$$

で計算してよい。ここで2次モーメント J_y, J_q が部材長または桁長に沿って変化する場合には、その平均値を用いる。 H を $1/cm$ にするためには h, h_y, h_q を cm , J_y, J_q を cm^4 で計算し、弾性係数 $E = 2100 t/cm^2$ とする。

a) の場合、圧縮弦材の端部が主桁面と直角に移動しない場合には $H_2 = c_2 = \infty$ 、 $c_1 = 1$ となり中間ラーメン

- 00 Engesser Zusatzkräfte und Nebenspannungen, Bd. 2 S 142; W Cornelius Diss TH Darmstadt; W Schibler Heft 19 der Mitt aus dem Inst für Baustatik an der ETH Zurich 1946; K. Kriso, Stahlbau 1941, S. 117, und Federhofer-Girkmann-Festschrift S. 219, Wien 1950.
00 Hartmann Stahlbrücken, I. Teil, Wien 1946 参照。

ンの抵抗 H_1 のみは計算しなければならない。これ等の値が先に Engesser 式で計算した H_0 以上であれば圧縮弦材の横断変は規定を満足する。

b) の場合圧縮弦材の端部が主桁面に直角には弾性的に支持されているに過ぎない場合には中間ラーメンの抵抗 H_1 の外に端ラーメンの抵抗 H_2 をも計算する。係数 c_1 を経済的に要求される範囲 $1.1 < c_1 < 1.5$ 内に選べば係数 c_2 は、

$$c_2 = \frac{0.6 c_1 - 0.36}{c_1 - 1} \beta_n$$

となる。

$$\text{各中間ラーメンに対し} \quad H_1 \geq c_1 \cdot H_0$$

$$\text{端ラーメンに対し} \quad H_2 \geq c_2 \cdot H_0$$

であれば規定は満される。この式で β_n を一定とすれば c_1 を大きくすれば c_2 は小さくなる事が解る。これから中間ラーメンを剛に作れば端ラーメンは弱くすることができたその逆となる。圧縮弦材の端部を主桁面に直角に移動しないようにすれば中間ラーメンは最も弱くてよい。圧縮弦材を剛にすればする程半ラーメンは弱くしてよい。端ラーメンの抵抗 H_2 が大になれば、即ち端ラーメンが丈夫になれば c_1 を $1.1 < c_1 < 1.5$ の範囲内の大きな値で計算を繰返すべきでそれによる中間ラーメンは丈夫になる。端ラーメン及び中間ラーメンが丈夫であれば係数を $1.2 \leq \beta_n \leq 3.0$ の範囲内の大きな方に選ぶべきで、それにより圧縮材は剛になり J_y が大きくなる。高い β_n の値即ち大きな弦材剛度にも拘らず弱い端ラーメンを保持するためには中間ラーメンを剛にしなければならぬ時には、 $c_1 > 1.5$ を考慮する荷重状態2が決定的でないことが前から明らかでない場合は、その場合をも同様に計算する。このために指針の第3表に荷重状態2の圧屈安全率 ν_{x2} も含まれている。

Ri 12.2 ポーントラスの圧縮弦材の精密な圧屈計算

Ri 12.2.1 ポーントラスの圧縮弦材の精密な圧屈計算は Ri 17.8 に述べた方法によつて行い。圧縮弦材の各格点は第13 a 図と同様に順次 a, b, c とし、格点と格点間の弦材はその長さを順に s_{ab}, F_{bc} とし、軸力(圧縮力と仮定し、その絶対値を用いる)を N_{ab}, N_{bc} 断面積を F_{ab}, F_{bc} 断面2次モーメント(鉛直軸に関する)を J_{ab}, J_{bc} とする。各部材に関連した3つの係数 $A_{ab}, B_{ab}, C_{ab}, A_{bc}, B_{bc}, C_{bc}$ を Ri 7.8 に与えられる式を用い第6表及び Ri 7.4 に与えられた圧縮弾性係数 T_{ac}, T_{bc} の式を用いて計算する。ここに ν_K は Engesser の圧屈安全率である。圧縮弦材を支えている横ラーメンの変位 v_a, v_b は Ri 12.1.2 に与えられた式で決め、 μ, v_a, μ, v_b の形で導入する。ここに μ は支承安全率である。力を総てし、長さは総て cm を用いる。T 形弦材の場合には断面2次モーメントに対し、規定 12.1 条により割引いた値 J_y を用いる。

Ri 12.2.2 ポーントラスの圧縮弦材の Engesser 安全率 ν_K は一般に荷重状態1(主荷重)に対してのみ計算し、 $\nu_K \geq 2$ でなければならない。

Ri 12.2.3 Ri 7.8.2 に述べた斉一次の釣合条件を部材回転角 ψ_{ab} で割るとその商

$$x = \frac{\varphi_b}{\psi_{ab}}, \quad y = \frac{\varphi_a}{\psi_{ab}}, \quad \xi = \frac{\psi_{bc}}{\psi_{ab}}, \quad \eta = \frac{\psi_{cd}}{\psi_{ab}} \dots \dots \dots \text{及び} \quad \bar{y}_d = \frac{y_d}{\psi_{ab}}$$

が新しい未知数となる (Ri・7.3.3)、これ等の新しい未知数は順次に消去され、かくして最後の式には2つの係数 ν_K , μ のみを含み、これが求むる控屈条件である。控屈安全率の確認には控屈条件に $\nu_K = 2$ を入れ、控屈条件の最小の正の解 μ を求める。 $\mu \geq 1$ になれば必要な2倍の安全率が、或はそれ以上の安全率が得られ、各場合とも保証されたことになる。 $\mu < 1$ になれば横ラメンの曲げ剛度 (全部か或は一部の横ラメン) 或は圧縮弦材の曲げ剛度 (全部か或は一部の圧縮弦材) を高めなければならない。

Ri・12.2.4 ボー機が支間の中央に対称の場合は、圧縮弦材は対称か或は非対称に控屈し得るから、この両者の場合に対し支承安全率 μ を計算しなければならない。この場合計算は弦材の半分に制限してもよい。

Ri・12.2.5 Ri・12.2.3 に述べた新しい未知数 x , ξ で書かれた式は第15 a図に示した対称な4パネルの圧縮弦材の対称控屈に対しては次のようになる。

$$\begin{cases} C_{ab}(x-1) + (A_{bc} \cdot x - (A_{bc} + B_{bc}) \xi) = 0 \\ \overline{y_c} + s_{ab} + s_{bc} \cdot \xi - \mu \cdot v_a \left(\nu_K \cdot N_{ab} + \frac{C_{ab}}{s_{ab}} (x-1) \right) = 0 \\ \overline{y_c} + s_{bc} \cdot \xi + \mu \cdot v_b \left(\nu_K \cdot N_{ab} + \frac{C_{ab}}{s_{ab}} (x-1) - \nu_K \cdot N_{bc} \cdot \xi - \frac{1}{s_{bc}} (A_{bc} + B_{bc}) (x-2\xi) \right) = 0 \end{cases}$$

ここに

$$\overline{y_c} = -2\mu \cdot v_c \left(\nu_K \cdot N_{bc} \cdot \xi + \frac{1}{s_{bc}} (A_{bc} + B_{bc}) (x-2\xi) \right)$$

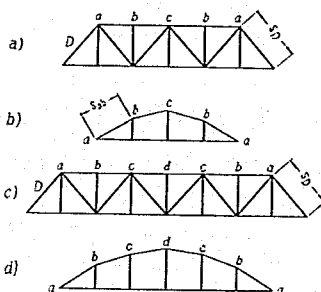
非対称控屈に関する連立方程式は上式に $y_c = 0$ また

第1式の () の中及び第3式の $(A_{bc} + B_{bc}) (x-2\xi)$ を簡単に $C_{bc} (x-\xi)$ として得られる。両者の連立方程式とも必要な控屈安全率 $\nu_K = 2$ を用い係数 ABC を計算して未知数 x , ξ を消去する。

かくして得られた控屈条件から各最小の正の正解 μ を求める。両者の解の値が $\mu \geq 1$ となれば2倍の安全率が保証される。計算を行う橋梁の圧縮弦材の端部 a が横方向に移動しないように固定されている場合 (第13 b図) には両式共に $v_a = 0$ となる。

Ri・12.2.6 Ri・12.2.3 に述べた式は第15 c図に示す対称な4パネルの圧縮弦材の対称控屈に対しては次のようになる。

$$\begin{cases} C_{ab}(x-1) + A_{bc} \cdot x + B_{bc} \cdot y - (A_{bc} + B_{bc}) \xi = 0 \\ A_{bc} \cdot y + B_{bc} \cdot x - (A_{bc} + B_{bc}) \xi + (A_{cd} \cdot y - (A_{cd} + B_{cd}) \eta) = 0 \\ y_d + s_{ab} \cdot \xi + s_{cd} \cdot \eta - \mu \cdot v_a \left(\nu_K \cdot N_{ab} + \frac{C_{ab}}{s_{ab}} (x-1) \right) = 0 \\ y_d + s_{bc} \cdot \xi + s_{cd} \cdot \eta + \mu \cdot v_b \left(\nu_K \cdot N_{ab} + \frac{C_{ab}}{s_{ab}} (x-1) - \nu_K \cdot N_{bc} \cdot \xi - \frac{1}{s_{bc}} (A_{bc} + B_{bc}) \cdot (x+y-2\xi) \right) = 0 \\ y_d + s_{cd} \cdot \eta + \mu \cdot v_c \left(\nu_K \cdot N_{bc} \cdot \xi + \frac{1}{s_{bc}} (A_{bc} + B_{bc}) (x+y-2\xi) - \nu_K \cdot N_{cd} \cdot \eta - \frac{1}{s_{cd}} (A_{cd} + B_{cd}) \cdot (y-2\eta) \right) = 0 \end{cases}$$



第 15 図

ここに

$$y_d = -2\mu \cdot v_0 \left(\nu_K \cdot N_{cd} \cdot \eta + \frac{1}{s_{cd}} (A_{cd} + B_{cd}) (y - 2\eta) \right)$$

非対称性屈に関する連立方程式は上に示した連立方程式に $y_d = 0$ また第2式の〔 〕の中及び第5式の $(A_{cd} + B_{cd})(y - 2\eta)$ を簡単に $C_{cd}(y - \eta)$ とすることにより得られる。両者の連立方程式とも必要な性屈安全率 $\nu_K = 2$ を用い、係数 A, B, C を計算して未知数 x, y, ξ, η を消去しかくして得られた両者の性屈条件から各最小の正の解 μ を求める。両者の解の値で $\mu \geq 1$ となれば2倍の安全率が保証される。計算を行う橋梁の圧縮弦材の端部 a が横方向に移動しないように固定されている場合(第15 d 図)には両式共に $v_a = 0$ となる。

規定 13 条の指針 13

Ri 13.1 対称放物線アーチ面内の性屈¹⁸⁾

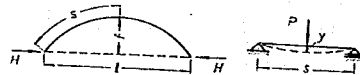
Ri 13.1.1 支間 l 上に鉛直に等分布する荷重を受けた一定断面の対称放物線アーチがその面内で性屈する場合の限界アーチ推力 H は規定 13.1 条を基にすれば、アーチと等しい断面を持ち性屈長 $s_K = \beta_H \cdot s$ で、アーチと同じ主軸の方向に性屈する直線部材の性屈荷重に等しくなる。ここに s はアーチの長さの半分で β_H は第7表より得られ、その中間値は直線的に挿入する。¹⁹⁾

第 7 表

$f/l =$	0.05	0.2	0.3	0.4	0.5
3鉸アーチ $\beta_H =$	1.20	1.20	1.22	1.35	1.48
2鉸アーチ $\beta_H =$	1.00	1.10	1.22	1.35	1.48
固定アーチ $\beta_H =$	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90

圧縮材の性屈荷重の場合と同様にアーチの限界アーチ推力の場合にも理想値 H_{E1} と Engesser の値 H_E と負担荷重値 H_{K1} (実際に登げ得ない理想論の仮定との相異を条件としたもの)に分けられる。

Ri 13.1.2 規定 13.1.3 条は断面 2 次モーメントは変化するが断面積 F は極く僅小しか変化しないアーチを取扱っている。この場合断面 2 次モーメントの平均値 $J_x = F \cdot i_x^2$ は Ri 7.6 より計算でき、而もこれは次の直線部材の一定断面 2 次モーメントと見做しうる。即ちこの直線部材は長さ s 桁と同様に支持され、桁の中央に働く横力 P により(第16図)、この直線が折れ、それと同一の力 P が横に働くとした場合に左の半アーチと同様な撓み y を生ずる。3鉸及び2鉸アーチの場合には両者共両端ヒンジで支えられ、固定アーチの場合には左端固定、右端ヒンジで支えられるものとする。



第 16 図

Ri・13・1・3 軸力が著しく変化する場合に規定13・11条により定められる代用部材をRi・7・7によつて計算する。それ故その長さは $\beta \cdot s$ に指針第5表より得られる根の値を乗じたものとなる。断面傾下が著しく変化し且つアーチが、その面内で弾性的に支えられている場合には代用部材の撓曲計算はRi・7・8によつて行いうる。

規定14条の指針 14

Ri 14・1 1 径間多層及び1層多径間の矩形ラーメン並びに 20) 載荷されたヒンジ柱を有する矩形ラーメンの柱の撓曲長。

これ等のラーメンの撓曲長 $s_x = \beta \cdot h$ に対する近似式を次に示す。この式はラーメン面内の撓曲に関するもので、ここでは規定14・2条は元のまゝ適応される。

Ri・14・1・1 柱の根本を固定した独立1径間2層ラーメン(第17図)に対しては次のようにしてよい。

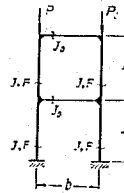
$$\beta = \frac{1}{\sqrt{2}}(1+m) \sqrt{1+125\alpha+0.89(1-\alpha)c-0.003(1-\alpha)c^3}$$

Ri・14・1・2 柱の根本を固定した独立1径間多層ラーメン(第18図)に対しては次のようにしてよい。

$$\beta_{0,1} = \frac{\sum_{n=0}^{n-1} d_n}{\sum_{n=0}^{n-1} k_n}$$

$$\beta_m \cdot m+1 = \beta_{0,1} \cdot q_m$$

$$d_n = \frac{p_n \cdot n+1 \cdot h_{n, n+1}}{p_{0,1} \cdot h_{0,1}}$$



第 17 図

08 E. Gaber, Bautechn 1934. S. 646; E. Chwalla, Stahlbau 1935 S. 121;

F. Stussi, Schweiz Bauztg. 1935 S. 132

C. F. Kollbrunner, Bautechn. 1936. S. 186, u. Schw Bauztg 1942

S. 113; E. Chwalla u. C. F. Kollbrunner, Stahlbau 1937 S. 121 u. 1938

S. 73; B. Busch, Bauing 1937 S. 812; F. Dischinger, Bauing 1939 S. 286

参照アーチのアーチ面外への撓曲「規定13・2条」に対してはF. Stussi, Abhandlgn Int Ver Brücken-u. Hochbau Band VII, S. 327, 1943/44

09 φ をアーチのノ点の切線傾斜角とすれば抛物線アーチでは $\cos \varphi = 1 / \sqrt{1 + f^2 / t^2}$ $N_v = H / \cos \varphi$ となり、規定第5表の値 β は β_H と $\beta = \beta_H \cdot \cos \varphi$ なる関係になる。

00 Hertwig, Pohl, Stahlbau 1936. S. 129. M. G. Puwein Zosterling

Arch. 1937 S. 319 und Stahlbau 1942. S. 24 W. Bultmann, Stahlbau

1941. S. 24 Chwalla u. Jokisch, Stahlbau 1941. S. 33. G. Ungold,

Stahlbau Kale nder 1942. S. 113 u. Stahlbau-Handb. 1940/50 S. 128

S. Sievers Stahlbau 1940. S. 48.

$$R_n = \frac{c}{b} \left(\sum_{i=1}^n r_i + k_{n-1}^2 \cdot \frac{J_1}{J_n} \right) + 0.6n(3n^2 - 1)\alpha$$

$$c = \frac{J_{0,1} \cdot b}{J_1 \cdot h_{0,1}} \quad a = \frac{4 \cdot J_{0,1}}{b^2 \cdot F_{0,1}}$$

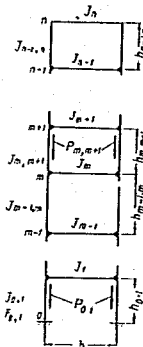
$$r_n = k_{n-2}^2 (1 + \chi_{n-1})^2 \frac{J_1}{J_{n-1}}$$

$$k_n = \sqrt{\frac{J_{n-1} + 1 \cdot P_{n-1} + 1}{J_0 \cdot 1 \cdot P_0 \cdot 1}} = k_{n-1} \cdot \chi_n$$

$$\chi_n = \sqrt{\frac{J_{n-1} + 1 \cdot P_{n-1} + 1}{J_{n-1} \cdot 1 \cdot P_{n-1} \cdot 1}}$$

$$q_n = \frac{h_{0,1}}{h_{n-1} + 1} \sqrt{\frac{J_{n-1} + 1 \cdot P_{n-1} + 1}{J_0 \cdot 1 \cdot P_{n-1} \cdot 1}}$$

$$d_0 = \chi_0 = k_0 = q_0 = 1 \quad d_n = \chi_n = k_n = q_n = 0$$



第 18 図

$\beta_0 \cdot 1$ の値は n 層・ $n-1$ 層 (最上層の作用は無視する), $n-2$ 層等順に計算し、その最大値を規準にする。

適用範囲 $\beta \cdot 0.1 \leq 2$

Ri・14・1・3 柱の根を固定した独立多径間 1 層ラーメンに

対して次のようにしてよい。

2 径間 (第 19 a 図) の場合には

$$\beta = \frac{1 + 0.4 c_n}{1 + 0.2 c_n} \sqrt{\frac{2 + p}{2 + t}}$$

3 径間 (第 19 b 図) の場合には

$$\beta = \frac{1 + 0.4 c_n}{1 + 0.2 c_n} \sqrt{\frac{1 + p}{1 + t}}$$

両者の場合とも

$$c_n = c + \frac{9}{4} \alpha$$

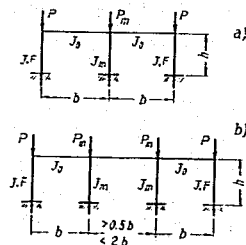
$$c = \frac{J \cdot b}{J_0 \cdot n}$$

$$P = \frac{P_n}{P}$$

$$t = \frac{J_n}{J}$$

$$\beta_n = \beta \sqrt{\frac{t}{p}}$$

$$\alpha = \frac{4 \cdot J}{b^2 \cdot F}$$



第 19 図

適用範囲: $\beta \leq 3$

柱の根本がヒンジの場合には

$$\frac{1 + 0.4 c_n}{1 + 0.2 c_n} \text{ の代りに } \frac{6 + 1.2 c_n}{3 + 0.1 c_n} \text{ を用いる。}$$

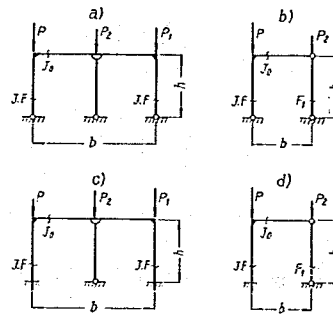
適用範囲 $\beta \leq 6$

Ri・14・14 柱の根本ヒンジで支えられた独立1層矩形ラーメンが特に1本のヒンジ柱を有し(第20図)然もそのヒンジ柱に控屈の間も鉛直に働く鉛直力

$P_2 = n \cdot p$ ($n \leq 2$) が作用する場合には規定の14・3条により計算した係数 β の値を尚 $\sqrt{1 + 0.48n}$ 倍しなければならない。

第20b図の腰掛けラーメンの場合には規定の14・3条の腰掛けラーメンに対して計算係数 β を更に $\sqrt{1 + 0.96n}$ 倍する。

Ri・14・15 柱の根本を固定した独立一層矩形ラーメンが特に1本のヒンジ柱を有し(第20c図)然もそのヒンジ柱に控屈の間も鉛直力 $P_2 = nP$ ($n \leq 2$) が作用する場合には規定の14・4条により計算した係数 β の値に尚、 $\sqrt{1 + 0.43n}$ を乗ずる。
第20d図の腰掛けラーメンの場合には規定の14・4条の腰掛けラーメンに対して計算した係数 β に尚 $\sqrt{1 + 0.86n}$ を乗ずる。



第 20 図

Ri・14・16 2つの格点間の横筋に鉛直力が作用する場合には、柱は計算上圧縮力及び曲げにより応力を受けるから規定10条により設計する。この場合控屈換算係数 ω は細長比 λ に関し、Ri・14・14よりRi・14・15に与えられた β の式を利用して計算してよい。

Ri 14・2 三角形ラーメンの柱の控屈長

3角ラーメンに鉛直、傾斜或は水平に頂点荷重が作用する場合(第21図)には、ラーメンがその面内で控屈するのを防止するために柱の断面 $\omega \frac{N_1}{F} \leq \sigma_{\text{容1}}$ の条件を満たさなければならない。

ここに

N_1 : 最大圧縮力 [Kg]

ω : 規定の第1表または第3表より得られる細長比

$$\lambda = s_x \sqrt{\frac{F}{J}} \text{ に関連する。}$$

控屈換算係数

$s_K = \beta \cdot s$: 柱の控屈長 (cm)

σ_{zul} : 計算を行う荷重状態及び使用する鋼材に相応した許容引張力 (kg/cm^2)

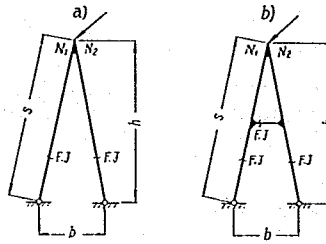
F 及び J : 柱の柱断面積の (cm^2) 及びラーメン面内の曲げに有効な 2 次モーメント (cm^4)

β : 2 つの柱に生ずる軸力 N_2/N_1 の比により変化する係数頂点荷重が鉛直の場合には $N_2/N_1 = +1$, 頂点

荷重が水平の場合には $N_2/N_1 = -1$, 頂点荷重が傾斜している場合には N_2/N_1 は $+1$ と -1 の間にある。

根本がヒンジ三角形のラーメンで、その根本の間隔が $0.3h \leq b \leq 0.5h$ の条件を満たす場合には $\beta = 0.80 + 0.05 \left(1 + \frac{N_2}{N_1}\right)^2$ としてよい。これ等のラーメンで高さの半分の所を柱と同じ断面を有する梁で補剛した場合 (第 21 b 図) には

$$\beta = 0.44 + 0.12 \left(1 + \frac{N_2}{N_1}\right) + 0.03 \left(1 + \frac{N_2}{N_1}\right)^2 \text{ としてよい。}^{21)}$$



第 21 図

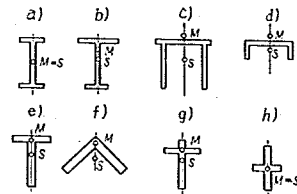
21) G Schmidt Stahlbau 1942. S. 45

規定15条の指針

Ri 15.1 I断面桁の横座屈

Ri 15.1.1 規定15条に定められているように薄板よりなり開放断面を有する桁は、その断面が対称軸を有しその対称面内で桁に曲げモーメントが働く場合には総て横座屈の危険がある。このことはその軸が直線O桁、並びに対称面内でその軸が曲つている桁にも適応される。薄板よりなる開放断面を有する桁の捩り抵抗 J_D (cm^4) 対称軸に対する2次モーメント J_y (cm^4) 及び撓断中心Mに対する横曲げ抵抗 C_M (cm^6) が大きくなければならぬ。与えられた支持条件では桁の横座屈に対する抵抗は増大する。横座屈に対する抵抗は増大する。横座屈問題の解は撓断面の撓断中心Mと重心点Sが一致する場合(第22a図及びb図)又は $C_M \approx 0$ の場合(横曲げ抵抗のない桁断面第22c~h断面)には簡単になる。横座屈の計算は拘束のない回転軸を有する横座屈(Ri 15.13及びRi 15.15参照)と横座屈で連結された拘束回転軸を有する横座屈(Ri 15.14参照)とに分けられる。

Ri 15.1.2 第24a, b図の桁の計算には先ず普通の応力計算を行い、その場合の規準となる規定より桁に生ずる最大応力が計算を行う荷重状態に相応した許容引張力 σ_{zul} (DIN 1073, DIN 1050, DIN 120, ドイツ連邦鉄道のB. E.) を越えないことを確認する。この応力計算では銀孔捻除及び係数 ψ , r , に関する規定を考慮に入れる。最後に横座屈の計算を行う。



第 22 図

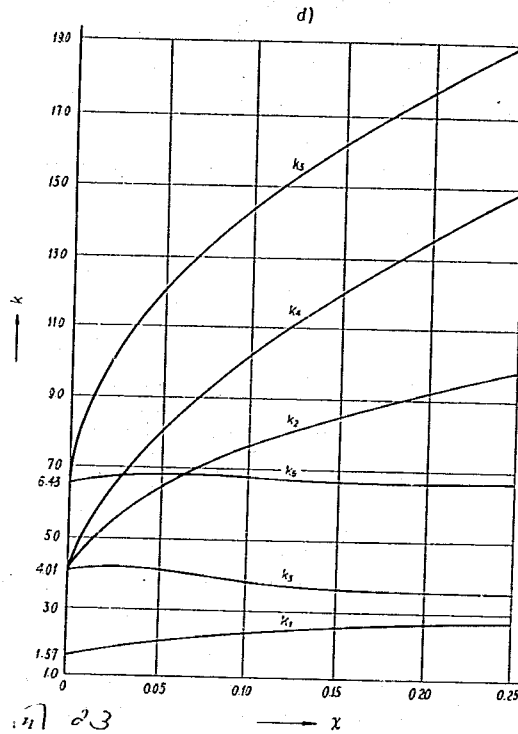
これはRi 15.1.3よりRi 15.1.5 に与えられる式を利用して理想横座屈応力 σ_{xi} これは理想横座屈荷重により桁のフランジ軸に生ずる最大圧縮応力を k_y/cm^2 で

表わしたものである)を計算する。これに対し規定の第7表または第21図より引いた横座屈圧力 σ_k (この場合 $\sigma_{vxi} \equiv \sigma_{xi}$, $\sigma_{vk} \equiv \sigma_k$) が得られ、横座屈安全率 $\nu_k = \frac{\sigma_k}{\sigma_{vxi}} = \frac{\sigma_k \cdot J_x}{\sigma_{vxi} \cdot M_{max}}$ が計算される。 J_x は主軸 $x-x$ に関する撓断面2次モーメント (cm^4) で、e桁の軸よりの圧縮フランジ軸の距離 (cm) である(第24a, b図)

M_{max} は外的荷重により生ずる桁の最大曲げモーメント (kg-cm) で衝撃係数 ψ , 動荷重係数 ψ は考えるが、疲労係数 r は考慮せずに計算する。横座屈安全率は荷重状態1(主荷重)の場合には $\nu_k = 1.71$ 以上、荷重状態2(主荷重及び従荷重)の場合には $\nu_k = 1.5$ 以上でなければならない。

22 E. Chwalla. Sitzungsber. Akad. Wiss. wien 11a 1944参照。

この計算は一般にこれ等荷重状態の1つに対してのみ行えばよい。



第 2 3 図

R1. 15.1.3 断面一定で2軸対称1-断面を有する片持梁(持送り)の場合には理想横屈応力に対し次式を適用する。

$$\sigma_{x1} = \frac{k \cdot e}{J_x \cdot l} \sqrt{E \cdot J_y \cdot G \cdot J_D}$$

ここに l は桁の長さ [cm], k は $x = \frac{E \cdot J_y}{G \cdot J_D} \left(\frac{h}{2t} \right)^2$ により変化する係数, h は2つのフランジ間の距離 [cm], $J_y \approx 2 \cdot \frac{t_1 \cdot b^3}{12}$ は腹板軸に対する桁断面の断面2次モーメント [cm⁴], $J_D = \frac{1}{3} (2 b_1 t_1^3 + h \cdot t_3^3)$ は桁断面の捩り [cm⁴] $E = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$ は弾性係数, $G = 810000 \text{ Kg/cm}^2$ は剪断弾性係数である。

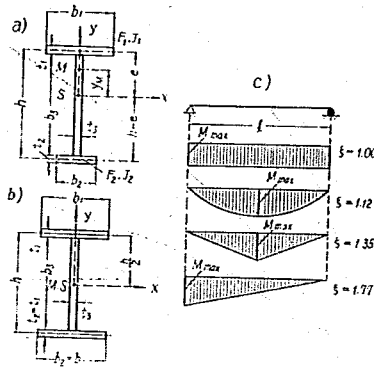
第23 a, b, c図に示される3種の荷重状態で桁の横曲りが固定点では妨げられる。自由端では許されると言う仮定の下では係数 k の値は第23 d図より得られる。ここで曲線 k_1 はその自由端にモーメントの作用する桁に対するもので、このモーメントのベクトルは横屈屈の間も断面的に鉛直に留るものとする。(第23 a図)。曲線 k_2, k_3, k_4 はその自由端に横屈屈の間も鉛直に動く鉛直集中荷重の作用する桁に対するもので(第23 b図) k_2 は桁断面の重心点に集中荷重のある場合 k_3, k_4 は上または下のフランジ断面の重心点に集中荷重が作用する場合に適用される。²³⁾

23 E. Meissner Diss Brunn 1944

曲線 k_3, k_4 は橋梁型の間も鉛直に働く、等分布荷重の作用する桁に対するもので(第 23 c 図) k_3 は桁の軸 k_4 は上のフランジ軸に分布荷重が作用する場合に適用される。

桁軸と上または下のフランジ軸との間に集中荷重または分布荷重が作用する場合には k は直線挿入法により得られる (k_3, k_4, k_5 曲線間或は k_3, k_4 曲線間) 桁の軸に作用する鉛直荷重により任意な曲げモーメント分布をする桁に対しては係数 k の概算は挿入法により得られる。

(第 23 a, b, c 図に示される曲げモーメント分布とそれに関連する係数 k_1, k_2, k_3)



第 24 図

Ri. 15-14 断面一定で 3 軸対称 I-断面を有し(第 24 b 図)全径間に等分布荷重の作用している桁が又支承で支えられた水平にヒンジで連結された横構によつて横方向に支持されている場合はその理想横屈応力 σ_{x1} は Ri. 15-13 に与えられた式を用いて同様に計算する。

この場合係数 k は概算次のようにしてよい。

$$k = \frac{\frac{1}{\chi} + \pi^2 \sqrt{\chi} \left[1 + \left(\frac{2f}{h} \right)^2 \right]}{0.81 \left(\frac{2v}{h} \right) - 1.74 \left(\frac{2f}{h} \right)}$$

ここに χ は Ri. 15-13 より計算され、 v は上方(曲げ圧縮側)を正とした桁軸より等分布荷重 P の作用点迄の距離 (cm) また f も同様に上方(曲げ圧縮側)を正とした桁軸より横構迄の距離 (cm) である。

上弦に載荷し、下弦を横構で横方向に支えている桁では $v = +\frac{n}{2}$, $f = -\frac{n}{2}$ となる。横構が桁の軸の上方 ($\geq 0.47v$) の距離にあれば、この式からは横屈屈は生じない。

横構が完全に有効でない架設時及び改築時には特別な横屈屈計算を行う。

Ri. 15-15 断面一定で 1 軸対称断面を有し(第 24 a 図)両端で腹縁に直角に弾性的に支持されそれに相当する量だけ横曲がりか妨げられる桁(この場合横移動並に断面内の回転は生じない)では理想横屈屈応力は概算次式により算出される。

20 H. Nylander. Abhdlg. Schwed. Ingenieurwiss. Akad. Bd. 174
Stockholm 1943. S. 171 u. 173 参照

$$\sigma_{K1} \approx \frac{\zeta \cdot S_{K1} \cdot c}{J_x} \left(\sqrt{\left(\frac{5u}{\chi} + \frac{r_x}{3} - y_M\right)^2 + c^2} + \left(\frac{5u}{\chi} + \frac{r_x}{3} - y_M\right) \right)$$

桁が2軸対称I-断面の場合には(第24b図)

$$r_x = 0, \quad y_M = 0, \quad C_K = J_1 \frac{h^k}{2} \approx J_y \frac{h^2}{4}$$

となり簡単に

$$\sigma_{K1} \approx \frac{\zeta \cdot S_{K1} \cdot h}{2J_x} \left(\sqrt{\left(\frac{5u}{\chi}\right)^2 + c^2} - \frac{5u}{\chi} \right)$$

ここに、

$\chi = \frac{\pi^2}{\beta^2}$: 腹板面に直角な弾性固定の割合により変化して π^2 と $4\pi^2$ の間にあつて $Ri \cdot 7.5 \cdot 22$ により定められる係数

$S_{K1} = \frac{\chi E J_y}{L^3}$: 腹板に直角な水平捻曲の場合の桁の Euler 捻曲荷重 [kg]

L : 桁の支間 [cm]

u : 曲げ圧縮側を正とした桁の軸より横力の着力点迄の距離 [cm]

横力が桁の軸に作用するか或は全然ない場合には $u = 0$ となり、横力が上または下の桁のフランジに作用する時は $u = +\frac{h}{2}$ 或は $u = -\frac{h}{2}$ とする。

ζ : 桁の曲げモーメント分布により変化する係数で第24c図に与えられる値を考慮して概算的に得られる。

r_x は $Ri \cdot 10 \cdot 12 \cdot y_M$ 及び c は $Ri \cdot 17.52 \sim Ri \cdot 7.522$ により得られる。

規定17条の指針 17

Ri 17-1 4方より圧縮された鉄の捻曲

Ri 17-1-1 単純支持の矩形鉄がその辺 b に沿い等分布圧縮応力 σ_x また辺 a に沿い等分布圧縮応力 $\sigma_y = \Omega \cdot \sigma_x$ 但し $0 \leq \Omega \leq 1$ を受けている場合(第25図)にはその理想捻曲限界は $\sigma_{xK1} = k_x \cdot \sigma$ で得られる。この σ は規定17-1条に与えられており、また捻曲係数 k_x には次式が適用される。²⁶⁾

$$1.0 \geq \Omega \geq 0.5 \quad \alpha \text{ の総てに対し} \quad k_x = \frac{\left(\frac{1}{\alpha} + \alpha\right)^2}{1 + \Omega \alpha^2}$$

$$0.5 \geq \Omega \geq 0 \quad \begin{cases} \alpha \leq \frac{1}{\sqrt{1-2\Omega}} \text{ に対し} \\ \alpha > \frac{1}{\sqrt{1-2\Omega}} \text{ に対し} \end{cases} \quad k_x = 4(1-\Omega)$$

Ri 17-1-2 理想合成応力は次のようになる。

$$\sigma_{v1} = \sigma_{xK1} \sqrt{1 + \Omega^2 - \Omega}$$

また捻曲安全率は

$$\nu_K = \frac{\sigma_{vK}}{\sigma_x \sqrt{1 + \Omega^2 - \Omega}}$$

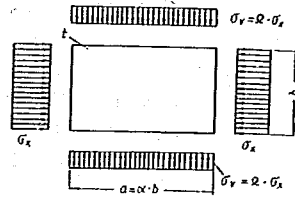
ここに σ_{vK} は σ_{vK1} の値に所要の引引きを行つた合成応力で規定の第7表より得られ、中間値は直線で挿入する。また近似計算には第21図を使用してもよい。

Ⓔ G. Unold stahlbau-Kalender 1942 S. 121 u. Stahlbau-Handbuch 1949/50 S. 136

Ⓔ K. Kloppel u. K. H. Iie Z VDI 1942 S. 71

Ri 17.1.3 控屈安全率の必要な最小値は規定 17.4条を用いる。

Ri 17.1.4 Ri 17.11 に与えられた関係式は横方向にのみ等分布圧縮される矩形板の理想控屈応力の計算にも使用される。この場合の理想支持条件に特に両横縁間の対辺距離 b は何等の変化 (どんな小さな変化) も生じないとする。すると縦方向の圧縮応力は $\sigma_y = \mu \cdot \sigma_x$ となり、Ri 17.11 及び 17.12 の式で係数 $\Omega = \mu$ となる。ここに μ はポアソン比である。

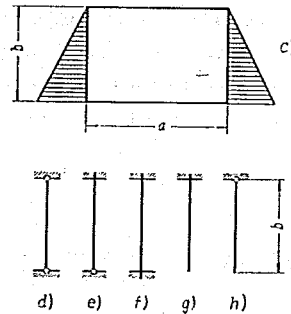
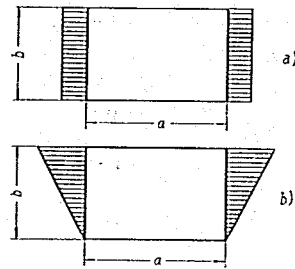


第 2 5 図

Ri 17.2 横縁の支持条件を変えた場合の控屈係数

Ri 17.2.1 矩形板の横縁「b」が単純支持で横縁「a」が第 26 d ~ h 図に示される支持条件で支持されている場合は第 26 a, b, c 図の荷重に対し第 8 表に示される控屈係数を用いる。

	図 26 d		26 e		26 f		26 g		26 h
控屈係数	k	$\alpha \geq$	k	$\alpha \geq$	k	$\alpha \geq$	k	$\alpha \geq$	k
図 26 a	4.00	1.00	5.40	0.79	6.97	0.67	1.28	1.63	0.43
26 b	7.81	0.98	1.216	0.77	1.356	0.65	6.26	1.58	1.71
26 c	7.81	0.98	9.89	0.80	1.356	0.65	1.64	1.67	0.57



第 2 6 図

20 C.F. Kolibrunner u. G. Herrmann, Schweiz Bauzeitung 1948. S. 146

規定18条の指針 18

Ri 18-1 腹板を各区画に分割するに必要な垂直及び水平補剛材の最小剛度

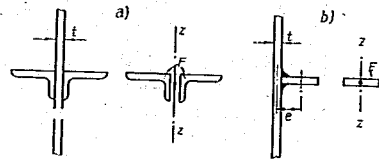
Ri 18-11 理想控屈応力(規定17条)に対し定つた理想控屈面があり、板はそれによつて控屈を始める。補剛材はこれ等の変形に抵抗し、それにより理想控屈応力を高める使命を有する。補剛材がないと考えた板が控屈する時等曲曲がりが生じないような場所(補剛してない板の控屈面の節線)に配置された補剛材は何等効果がない。

Ri 18-12 補剛材としては縦板は横補剛材特殊な場合斜補剛材²⁸⁾が用いられる。大きな腹板区画には縦板の補剛材を一様にした補剛格子を配置してもよい。補剛の効果は縦板の補剛材端に連結し、また格子の時にはその交点を剛に結合した場合には高められる。

Ri 18-13 補剛材控屈断面の面積 F の重心点が板の中央にある場合(対称配置第27a図参照)補剛材の曲げ剛度の計算には重心軸 $z-z$ に関する補剛材控屈断面の2次モーメント $J = J_z$ を使用する。
断面積 F の重心点が腹板の中央面より e の距離にある場合(片側配置第27b図参照)補剛材の曲げ剛度の計算には2次モーメント

$$J = J_z + F \left(e - \frac{t}{2} \right)^2 \text{ を使用する。}$$

Ri 18-14 腹板支間の理想控屈応力を受ける分割区画(周辺は単純支持とする。)の理想控屈応力高め、それによつて腹板の控屈計算に当り腹板を周体単純支持の区画に分割することができるように、規定18-1条及び



第 27 図

18-2 条の縦板の補剛材が持たなければならぬ曲げ剛度の最小値の決定に際して理想

的仮定で計算した断面2次モーメントの最小値は $J = r \frac{b^3}{12(1-\mu^2)} = 0.092 \cdot r \cdot b \cdot t^3$ となる。

腹板を上述の単純支持の区画に分割する場合にはRi 18-13により計算した補剛材の2次モーメントは $J \geq 0.092 \cdot r \cdot b t^3$ となる条件を満たさなければならない。

ここに

a 及び b : 補剛材により分割された腹板区画の長さ及び巾 [cm]

t : 腹板の厚さ [cm]

μ : 構造用鋼のポアソン比 0.3

r : 荷重と腹板区画の寸法比 $\alpha = \frac{a}{b}$ 。補剛材の配置および(軸方向力を受ける補剛材では)
 $\delta = F$ により変化する係数²⁹⁾

F : 補剛材の控屈断面面積 [cm²]

Ri 18-15 計算上軸応力のかからない補剛材(第9表3-5-8~15行横)または軸力 σ_1 より小さい補剛材(第9表1-6-7行横)で補剛板の理想合成応力 σ_{vst} が比例限 $\sigma_F = 0.8 \cdot \sigma_F$ を超える場合には総て、係数 r は理論上減少することになるが、これは一般には考慮しない。この場合には控屈安全率は高くなる。

W. Burchard Ing-Archiv 1937 S. 332 A. Kromm, Habilitation
Darmstadt 1951.

Ri 18.6 第9表に簡単な荷重状態及び種々の補剛材配置に対して係数 r^* の近似式を示す。補剛材をこの係数を考慮し、
 Ri 18.13~Ri 18.15により設計すれば、板の座屈応力を実用上斜線を施した周辺単純支持の分割区割の値を高めることができる。

各分割区割に種々の大きさの座屈の危険がある場合には座屈の危険の最も大きい分割区割に斜線を施した。

第9表

荷重及び補剛材配置

適用範囲

最小剛比

直線変化の圧縮応力

1	中央に1本の水平補剛材		$\alpha < \sqrt{6(1+2\delta)} - 1$	$r^* = (0.53 + 0.47\alpha) \left\{ \frac{\alpha^2}{2} (16(1+2\delta) - 2\frac{\alpha^2}{3} + \frac{1+2\delta}{2}) \right\}$
			$\alpha > \sqrt{6(1+2\delta)} - 1$	$r^* = (0.53 + 0.47\alpha) \left\{ \frac{1}{2} \delta (1+2\delta) - 1 \right\}^2 + \frac{1+2\delta}{2}$
2	1/3 点に2本の等しい水平補剛材		$\alpha < \sqrt{18(1+3\delta)} - 1$	$r^* = \frac{\alpha^2}{3} (36(1+3\delta) - 2) - \frac{\alpha^4}{3} + \frac{1+3\delta}{3}$
			$\alpha > \sqrt{18(1+3\delta)} - 1$	$r^* = \frac{1}{3} (18(1+3\delta) - 1)^2 + \frac{1+3\delta}{3}$
3	中央に1本の垂直補剛材		$0.4 \leq \alpha \leq 1.4$	$r^* = \frac{4(\frac{4}{\alpha^2} - \frac{\alpha^2}{4})}{\alpha^4 (1 - \frac{\alpha^2}{12} - 48)}$
			$\alpha > 1.4$	垂直補剛材は実用上効果なし
4	中央に各1本の水平及び垂直補剛材3つ		$0.9 \leq \alpha \leq 1.1$	$r^* = \frac{(1+\alpha^2)^2 (4(1+2\delta) - 1)}{2(1+\alpha^2)}$
				ここに $\rho = \frac{r_g}{r_L} = \frac{J_g}{J_L}$

曲げ応力

5	中央に1本の水平補剛材			$r^* = 13$
6	圧縮側より $b/4$ の点に1本の水平補剛材		$\alpha \leq 0.5$	$r^* = 24 + 18.4\alpha$
			$\alpha > 0.5$	$r^* = (12 + 92\delta)(\alpha - 0.3)$ 但し $r^* = 16 + 209\delta$ より小
7	圧縮側より $b/5$ の点に1本の水平補剛材		$0.5 \leq \alpha \leq 1.0$	$r^* = (213 + 1126\delta)(\alpha - 0.1)$
			$\alpha > 1.0$	$r^* = (320 + 1689\delta)(\alpha - 0.4)$ 但し $r^* = 50 + 200\delta$ より小
8	中央に1本の垂直補剛材		$0.6 \leq \alpha \leq 0.935$	$r^* = 62 - 12.7\alpha + 65\alpha^2$
			$\alpha > 0.935$	垂直補剛材は実用上効果なし

- 29) S. Timoschenko Eisenbau 1921 S. 147 E. Seydel Ing-Archiv 1933 S. 169
 F. Schler Bauing 1934 S. 505 und 1939 S. 217 E. Chwalla Vorbericht 2 Int
 Kongr IVBH Berl 1936 S. 957 und Stahlbau 1936 S. 161 R. Barbre Bauing.
 1936 S. 268 und Ing-Archiv 1937 S. 117 M. Hampf Stahlbau 1937 S. 16
 H. Fröhlich Bauing 1937 S. 673 G. Knipp Bauing 1941 S. 257 R. Stiffel
 Bauing 1941 S. 367 A. Kromm Stahlbau 1944 S. 81 E. Chwalla Stahlbau 1944
 S. 84 F. W. Bornscheuer Diss. T. H. Darmstadt 1946.

- 30) 両補剛材はその交差で曲げ剛性が減少することなく、異通するか或は同一角度で結合されていなければならない。

荷重及び補剛材配置			適用範囲	最小剛比
等分布剪断応力				
9	中央に1本の水平補剛材		$0.5 \leq a \leq 20$	$r^* = 5.4a^2(2a^2 + 25a^2 - a^2 - 1)$
10	1/3 点に2本の等しい水平補剛材		$0.3 \leq a \leq 10$	$r^* = 121a^2(44a - 1)$
11	1/4 点に1本の水平補剛材		$0.5 \leq a \leq 20$	$r^* = 7.2a^2(1 - 33a + 39a^2 - 11a^3)$
12	中央に1本の垂直補剛材		$0.5 \leq a \leq 20$	$r^* = \frac{54}{a} \left(\frac{2}{a} + \frac{25}{a^2} - \frac{1}{a^3} - 1 \right)$
13	1/3 点に2本の等しい垂直補剛材		$10 \leq a \leq 20$	$r^* = \frac{121}{a} \left(\frac{44}{a} - 1 \right)$
14	1/4 点に1本の垂直補剛材		$15 \leq a \leq 20$	$r^* = \frac{72}{a} \left(1 - \frac{33}{a} + \frac{39}{a^2} - \frac{11}{a^3} \right)$
15	中央に各1本の水平及び垂直補剛材		$1.5 \leq a \leq 20$	$r^* = 6.0 \frac{(1 + a^2)^2}{\frac{1}{a} + a^3}$ ここに $\rho = \frac{r_Q}{r_L} = \frac{J_Q}{J_L}$

Ri 18.17 複数が直線的に変化する直応力と等分布剪断応力とを同時に受ける場合には概算的に次のようにしてよい。

$$r^* = r_1^* \frac{\bar{\nu}_{B1}}{\bar{\nu}_{B1}} + \frac{\bar{\nu}_{B2}}{\bar{\nu}_{B2}}$$

ここに

r_1^* : 専ら直応力を受ける場合の最小剛比

r_2^* : 専ら剪断応力を受ける場合の最小剛比

$\bar{\nu}_{B1}$ または $\bar{\nu}_{B2}$: 挫屈の危険のある分割区割が直応力のみ或は剪断応力のみを受けている場合に規定 17.3 条により計算した挫屈安全率

$\bar{\nu}_{B1}$ または $\bar{\nu}_{B2}$: 最小剛比 r_1^* 或は r_2^* の時挫屈の危険の最大なる分割区割に直応力と剪断応力が同時に作用した場合の挫屈安全率

Ri 18.21 複数の補剛を Ri 17.1 に与えられた最小剛比 r^* 並に規定 18.2 条に示された第 2 の方法で計算する場合には補剛した区割に対する挫屈係数 k を計算し規定 17.4 条に希望する挫屈安全率 $\bar{\nu}_B$ を確認する。

この場合には補剛に用いる r の値は最小剛比 r^* より小さい。

数種の主要な荷重状態と補剛材配置に対する周辺単純支持の挫屈係数 k は第 10 表より得られる。寸法比 a による挫屈

係数kの変化は第28図より第31図に若干の割合rに対して与えている。

特に $r_L = r_Q$, $r_L = \frac{1}{2} r_Q$ の特別な場合に対する第10表第6行欄の係数kの値は第30図及び第31図より正確に得ることが出来る。

この場合

$$r = \frac{J}{0.092bt^3} \quad \delta = \frac{F}{b \cdot t}$$

とする。ここで

a = ab : 区割の長さ (cm)

b : 区割の巾 (cm)

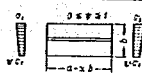
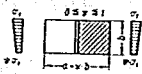
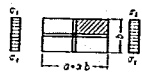
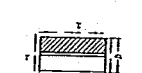
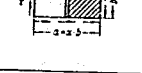
t : 厚 (cm)

F : 補剛材の総断面積 (cm²)

J : Ri 18.13 により計算した補剛材の総断面積の断面2次モーメント (cm⁴)

$r \geq r^*$ なる場合は総係数kは中間補剛材により形成される斜接を施した係数の危険のある分割区割に対し規定の第6表より計算する。

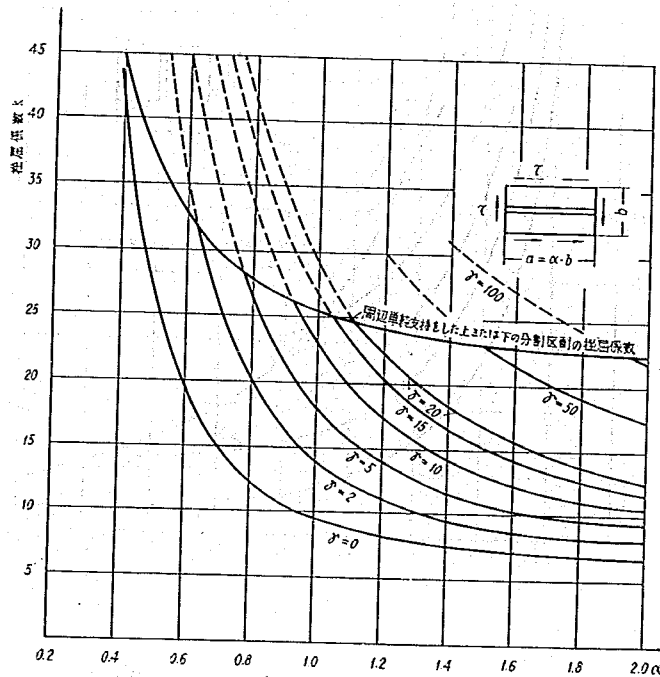
第 1 0 表

	荷重及び補剛材配置	適用範囲	係 数 k
1	巾bに直線分布の圧縮応力 中央に1本の水平補剛材 	$\alpha \leq \sqrt{1+2r}$ $\alpha > \sqrt{1+2r}$	$k = \frac{2}{0.95(F+1.1)} \cdot \frac{(1+\alpha^2)^2 + 2r}{\alpha^2(1+2\delta)}$ (31) $k = \frac{4}{0.95(F+1.1)} \cdot \frac{1+\sqrt{1+2r}}{1+2\delta}$ (31)
2	巾bに直線分布の圧縮応力 中央に1本の垂直補剛材 	$0.4 \leq \alpha \leq 1.0$	$k = \frac{A - \sqrt{A^2 - B}}{1.43a^2(F+1.1)}$ (32) $A = 15(1+\alpha^2)^2 + 0.167(9+\alpha^2)^2 + 3.33\alpha^2 r$ $B = (1+\alpha^2)^2(9+\alpha^2)^2 + 2\alpha^2 r((1+\alpha^2)^2 + (9+\alpha^2)^2)$
3	巾bに等分布の圧縮応力 中央に水平及び垂直補剛材(30) 	$0.9 \leq \alpha \leq 1.1$	$k = \frac{(1+\alpha^2)^2 + 2(r_L + r_Q \alpha^2)}{a^2(1+2r_L)}$ (33)
4	等分布剪断応力 中央に1本の水平補剛材 	$0.5 \leq \alpha \leq 2.0$	$k = \frac{493(1+\alpha^2)^2}{a^2 \sqrt{C}}$ (34) $C = \frac{1024(1+\alpha^2)^2 + 316(1+9\alpha^2)^2 + 405r}{(1+\alpha^2)^2(1+9\alpha^2)^2 + 2r(1+\alpha^2)^2 + 2r(1+9\alpha^2)^2}$ $+ \frac{1024(1+\alpha^2)^2 + 0.41(9+\alpha^2)^2 + 1.311r}{(1+\alpha^2)^2(9+\alpha^2)^2 + 2r(9+\alpha^2)^2 + 162r(1+\alpha^2)^2}$
5	等分布剪断応力 中央に1本の垂直補剛材 	$0.5 \leq \alpha \leq 2.0$	$k = \frac{493(1+\alpha^2)}{a^2 \sqrt{C}}$ $C = \frac{1024(1+\alpha^2)^2 + 0.41(1+9\alpha^2)^2 + 1.311r\alpha^2}{(1+\alpha^2)^2(1+9\alpha^2)^2 + 1.62r\alpha^2(1+\alpha^2)^2 + 2r\alpha^2(1+9\alpha^2)^2}$ $+ \frac{1024(1+\alpha^2)^2 + 3.16(9+\alpha^2)^2 + 2.405r\alpha^2}{(1+\alpha^2)^2(9+\alpha^2)^2 + 2r\alpha^2(9+\alpha^2)^2 + 2r\alpha^2(1+\alpha^2)^2}$
6	等分布剪断応力 中央に水平及び垂直補剛材(30) 	$0.5 \leq \alpha \leq 2.0$	$k = 260 \frac{1+\alpha^2}{a^2} \sqrt{(1+\alpha^2)^2 + 2(r_L + \alpha^2 r_Q)}$ (35) $r_L = r_Q$ の時の正確な値は 図30 $r_L = \frac{1}{2} r_Q$ の時は 図31

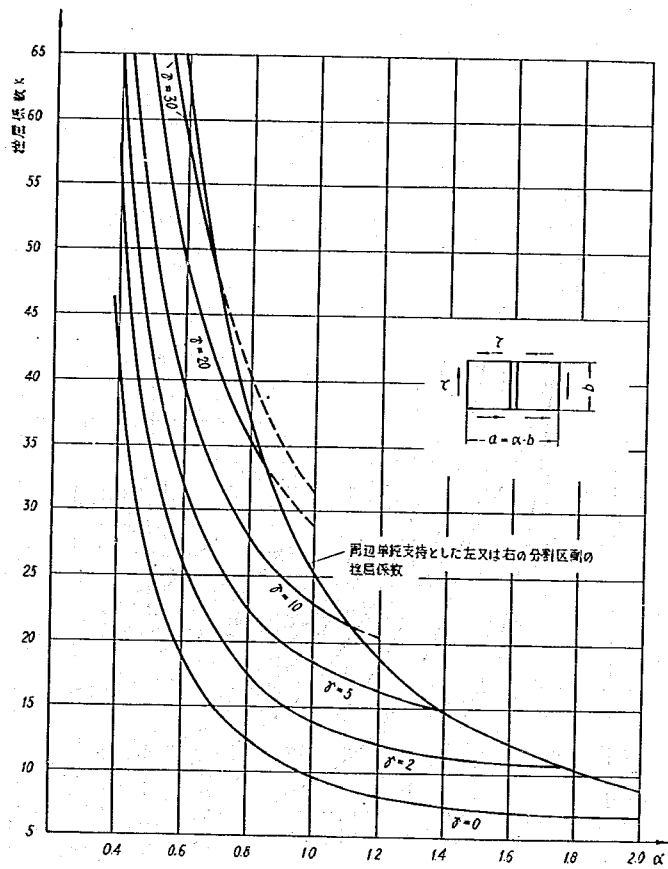
- 31) K. Torre (Stahlbau 1944 S 45) の解を用いた近似解
 32) エネルギー法 (水平方向の半波数 $m=1$ 及び 3、垂直方向の半波数 $n=1$) により近似的に計算した。
 33) H. Frohlich Bauing 1937 S 673 参照
 34) エネルギー法 (水平方向の半波数 $m=1.2.3$ 垂直方向の半波数 $n=1.2.3$) により近似的に計算した。また
 M. Hampf Stahlbau 1937 S 21 参照
 35) R. Krapfenbauer Diss, Wien 1951 参照

Ri 18.22 弾性的中間補剛材により補剛された鉄に巾 b 上に直線分布する圧縮応力 (緑応力 σ_1 及び $\psi \cdot \sigma_1$ 但し $0 \leq \psi \leq 1$) またはそれに等分布剪断応力 τ が作用する場合には捻屈計算は近似的に規定 17.1 条、17.3 条 17.4 条と同様に行なう。

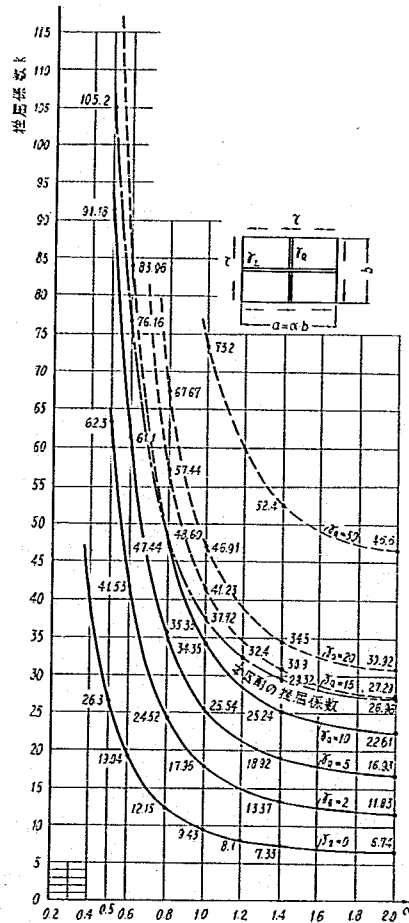
この場合の捻屈応力 σ_{1K1} 及び τ_{K1} は弾性的中間補剛材により補剛された鉄に対し第 10 表より計算する。
 r が Ri 18.17 で概算して定めた値 r^* に等しい或はこれより大きい場合には捻屈計算は中間補剛材により形成される周辺単純支持と考えられる分割区割に対して行なう。



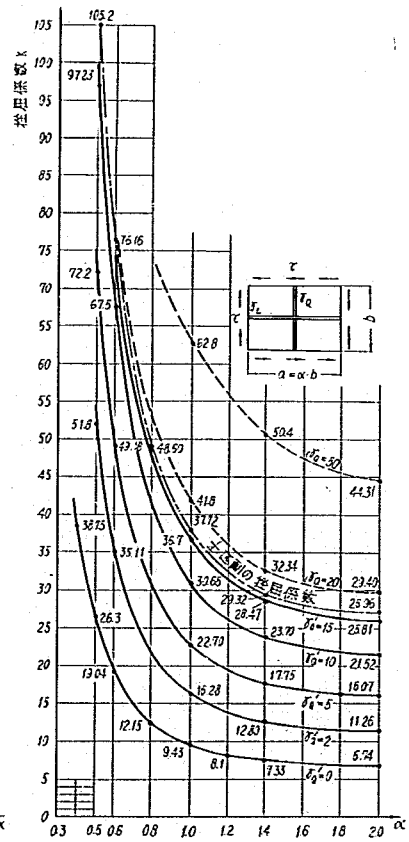
第 28 図 中央を水平補剛材で補剛した等分布剪断応力を受ける鉄の
 捻屈係数 k (第 10 表第 4 行欄)



第29図 中央を垂直補剛材で補剛した等分布剪断応力を受ける鉄の
捻回係数 k (第10表第5行欄)



第30図 中央を等しい垂直及び水平補剛材で補剛した等分布剪断応力を受ける板の座屈係数 k (第10表第6行欄 $r_L = r_Q$)



第31図 中央を垂直補剛材及びその半分の剛度の水平補剛材で補剛した等分布剪断応力を受ける板の座屈係数 k (第10表第6行欄 $r_L = \frac{1}{2} r_Q$)