

Bauschinger は更に豫め張力と壓力の交番の際の過度應力に依つて引下げられた弾性限界の再び上げ得られる(法則 7) 値は反覆強度 σ_s と一致する事に注目した。彼はこの弾性限界の下の限界を自然の弾性限界と名付けた。Bauschinger による σ_s は壓延、伸長等による人工上昇及張力と壓力との交番又は加熱による人工低下の以前の弾性限界に外ならない。それ故弾性限界の上限及下限(自然の弾性限界及降伏點)は設計の基礎たる實際強度の決定に當り出發點となる基本値を形作る。

第七章 安全率と許容應力

23. 安全率選擇の原則

鋼橋の部材の斷面決定は(バックリングの場合を除いては)通常次の方法による。即ち外力を決定したる後、材料の最大局部的應力強度(張力、壓力、剪力)を決定し、この應力強度が一定の値——許容應力——以下ならしめる様に斷面を決定する。

常に交番する荷重が問題となる橋梁に於ては、載荷及脱荷の無限回數の繰返しにも龜裂又は破壊が起つてはならぬ要求があるから、材料の破壊強度ではなくその實際強度が許容應力を決定する事は前述の説明により明かである。又當然の要求として、實際強度が降伏點を超過する場合には残留變形の發生に對する充分な安全度を必要とする條件がなければならない。

許容應力の決定に當り弾性限界のみから出發すべしと高調された要求は全然無意味である。弾性限界は同一材片に於てすら、交番する限界應力の差によつて異なる値を持つ。それ故これは許容應力決定の出發點とはなり得ない。それ故如何なる場合に於ても降伏點の到達に充分な安全度を持つ限りは、實際強度のみが許容應力の選擇を決定する。¹⁾

既に實際強度として次式を與へた。

$$\sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_p \left(1 \pm \frac{1}{2} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right) \dots \dots \dots (1)$$

S_{\min} と S_{\max} と同符號であれば、 $\frac{S_{\min}}{S_{\max}}$ は 0 と 1 の間にあつて、 $\sigma_a \geq \frac{2}{3} \sigma_p$ であるが、 $\frac{2}{3} \sigma_p$

は略降伏點と一致する。故に如何なる場合にも σ_a の最小値即ち降伏點により計算する。

S_{\min} と S_{\max} が反對の符號を持つ時は、 $\sigma_a < \frac{2}{3} \sigma_p$ となり、實際強度は負符號を用いた時の式(1)の値となる。それ故次の二つの場合が考へられる。

- 1) 實際強度を斷面決定の出發點とし、特に又許容應力の尺度として破壊強度を導く事は、それに依り残留變形の發生に對する安全さを明かにしないことを意味するとその後の人々は反對してゐる。降伏點が實際強度とならび決定的であると考えから、ここにあげる式はこの考へを破壊する。降伏點に達する迄は變形は比較的少く、Bauschinger の實驗によれば弾性限界はこの小残留變形を生ぜしめる荷重迄高められるから、變形の起るのは最初の過度應力の時のみである事は重要である。而も降伏點はどの鐵材料に於ても分明であるから、その状態は實際的には充分正確に決定される。Krohn も同様の立脚點に立つてゐる。Dr.-Ing. R. Krohn, Die zulässige Beanspruchung von Flußeisen in Bauwerken, Z. Bauw. 1917, S. 436. を参照。新ドイツ國有鐵道の規定も、許容應力の選擇に降伏點を顧慮した上で、實際強度から出發せんことを望むてゐる。

S_{min} と S_{max} とが同符號の場合: $\sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_B$

S_{min} と S_{max} とが異符號の場合: $\sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_B \left(1 - \frac{1}{2} \frac{S_{min}}{S_{max}} \right)$

安全率の選擇 實際の荷重と材料應力強度並に實際の材料強度を精確に決定せんとする時、實際強度の一般に考へられる最大値が降伏點であると言ふ制限の下には、許容應力を材料の實際強度迄あげる事は差支へない。然し實際には不可能な事である。それは無数の決定し難い計算の假定の差を生じ、その影響に依つて材料の實際強度の遙か下に當る許容應力を必要とするからである。許容應力に対する實際強度の比を安全率と稱する。

安全率の概念を一般的に定義する事は困難である。¹⁾ 初めは材料強弱學の問題としてでなく、力學の意味に於ける純粹の平衡問題として此術語が用ひられた。即ち安全率とは使用荷重に對する、まさに平衡を破らんとする最大荷重の比を意味した(例へば基礎、擁壁等の顛覆力率)。併し構造材料の強度が構造物の存立を決定する事が認められるならば、まさに構造物の存立を破らんとする材料應力強度(破壊強度、降伏點)の使用應力に對する比を安全率と認めねばならない。材料應力強度と荷重とが比例してゐる間は、荷重の比と應力の比とそのどちらが安全率を意味しても、一見同様と考へられる。併し左様ではない。限界應力の到達に對する ψ 倍の安全率は決して構造物が ψ 倍の使用荷重に堪える事を意味しない。何故ならば安全率 ψ は構造物の耐荷力を決定する他の多くの影響が計算に入るからである。

併し材料應力強度と荷重との間に比例が成り立たない時は、最早や安全率の定義を應力の比とする事は出来ない。此種の場合は例へば張應力に堪えない壁體の断面決定又は細い偏倚荷重を受ける部材の設計の際遭遇する。應力は荷重よりも早く増大する。この際幾分獨斷だが、安全率を耐荷荷重の使用荷重に對する比とする外はない。此際勿論安全度に及ぼす他の影響も考慮されてゐる。

不安定な彈性平衡狀態が構造物の安全度に影響を及ぼす場合(バックリング)にも事情は同様である。此際も亦耐荷荷重の使用荷重に對する比のみが安全率を示す。尙 41 に詳論する。²⁾

上に述べた計算の假定の差異は全く多種多様である。即ち上部構造の實際の自重の不正確な決定及びその分布、例へば機關車の縦揺及横揺の如き精確には追求出来ない動力學的影響による豫知出来ない分布に基く動荷重の局部的増加、³⁾ 計算に基く寸法による耐荷断面の決定の差異、錆による断面の減少、材料の強度の不確實さ、不靜定系の材料應力強度の計算決定の際の不確實さ、支承點の移動の影響、集成部材の不均等な協力、其の他計算に考へられない附加應力、缺點ある構造による強制應力等。

此等の影響を數字で表はす事は勿論殆ど不可能である。やはり之迄に得た經驗に基づく評價

1) 此困難さは計算では解らない、すべての不利益な影響を同時に一つの一般安全率中に考へようとする事にある。この影響の各に對する夫々の安全係數を採用することが出来たならば、この困難は忽ち除かれるであらう。その上で初めて死荷重及活荷重の超過に對する安全度及耐荷断面積の減少に對する安全度等につき述べる事が出来る譯である。
 2) Zimmermann, Dr. H.: Über den Sicherheitsgrad der Baukonstruktionen, insbesondere der auf Knicken beanspruchten Körper, Z. Bauw. 1886, S. 217ff.
 3) 既に述べた如く、衝撃増加を導く事によつて固有の動力學的作用を考へて居るからこれは此處に入つて來ない。断面決定に關する材料應力強度は既に此動力學的影響を考へて決定されて居る。

に頼つて居る。上に計上した差異を計算假定によつて觀察すれば、此等はいづれも鋼構造の施工の良い時は比較的少く、計算應力は略その値の 10% 位しか影響されない事を知る。之を概観すれば、此等の影響の總計の作用は多く見積つて計算應力の 80% 位であるといふ結論が得られる様である。故に鋼橋に對して安全率を 1.8 とすれば、活荷重の動力學的作用を含め、計算により求められる影響を考へた場合に、最小強度 3.7 t/cm² の構造用銑鐵の許容應力を次の如くとする事が出来る。

$\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots (1)$

及

$\sigma_{zul} = 1400 \left(1 - \frac{1}{2} \frac{S_{min}}{S_{max}} \right) \text{ kg/cm}^2, \dots \dots \dots (1')$

夫々同符號又は異符號の應力強度に對するものである。

極く稀に生ずる特殊の荷重に對し、例へば活荷重満載せる時の大風荷重、道路橋に稀に起る重荷重等に對しては 10% 即ち約 150 kg/cm² 割増をなす。それ故特殊の荷重により生ずる應力強度に對しては、許容限界を次の如くとする。

S_{min} と S_{max} とが同符號の時

$\sigma_{zul} = 1550 \text{ kg/cm}^2, \dots \dots \dots (2)$

S_{min} と S_{max} とが異符號の時

$\sigma_{zul} = 1550 \left(1 - \frac{1}{2} \frac{S_{min}}{S_{max}} \right) \text{ kg/cm}^2, \dots \dots \dots (2')$

此處で凡ての場合に活荷重の動力學的作用は、活荷重の靜力學的計算による部材應力、彎曲率及剪力に衝撃割増をなす事により考へねばならない。

二次應力は材料の全應力強度が彈性限界を超過する時減少し、降伏點を超過する時は最早や増大しない特性を有するから、上の説明に二次應力を考へなかつた。二次應力に依り起る伸長は屢々反覆されるにも拘はらず第 1 回の載荷によつて達した値を超過しないから繰返し應力を受ける時は、根本應力が彈性限界を超過しなければ、計算による高い二次應力も材料を破壊する事がない。第六編の實例を見られ度い。

それ故断面決定は上に述べた事を考慮して次の如く行なはれる。即ち應力の決定に當つては活荷重に衝撃係數 $(1 + \phi)$ を乗じて算定し、断面の決定は、豫め夫々の部材に生ずる限界應力が同符號か異符號かを知つて、許容應力を式 (1) 又は式 (1a) とし、又は特殊の荷重を考へた時は式 (2) 又は式 (2a) として行ふ。不安定な平衡にある部材に對しては尙バックリングに必要な考慮を拂ふ。

此方法は高級鋼が銑鐵と代つた場合に於ても同様である。只式 (1) 及び (1') の係數 1400 が $\frac{2/3 \sigma_B}{1.8} = 10/27 \sigma_B$ と代り、式 (2) 及び (2') の係數が $11/27 \sigma_B$ と代る。

兎も角必要な断面決定を行ふ前述の方法は決して新しくないが、構造材料の總ての特性、特に交番する應力に對する作用を計算に入れる利益を有し、局部的の材料應力強度が一般に夫々

の部材の安全率を決定する限りは、部材に略一様な安全度を與へる事を保證する。¹⁾ 鋼橋の各部材に對する死荷重の作用の活荷重の作用に對する割合は常に異なるから内力の決定に當り衝撃割増をなす事は、構桁の各部材に及ぼす動力學的作用の影響を正當に計算する唯一の可能性をもたらす。

現今ヨーロッパに行はれてゐる多くの橋梁規定(ドイツ國有鐵道の1922年5月の新規定を除く)は單に許容應力を支間に比例して増加せしめることに依り、活荷重の動力學的作用を考慮してゐる。活荷重の全應力に對する割合は、支間のみならず構桁様式にも關係するから、この方法は合理的でない事は上述により明かである。結構に於ては事情に依つては各部材によりこの割合が異なる。アメリカに於てはずつと以前から活荷重の應力を始めから衝撃係數を乗じて計算を行ひ決定してゐる。同様に張力壓力間に交番する應力に對しては許容應力を相當減じて計算してゐる。

新國有鐵道規定(92頁参照)も衝撃に對する注意を規定し、許容應力を降伏點並に實際強度に關聯して決めてゐる。

一つの構桁の箇々の部材の許容應力が如何に異なるかは、簡単な實例に依つて了解出来る。此の目的の爲め、71頁に述べた支間36mの鐵道橋の直弦構の中央弦材及腹材 D_s に對する断面決定を比較しよう。

S_d 死荷重による部材應力、

S_p 静止活荷重による部材應力、

とすれば移動活荷重のかゝつた時の部材の全應力は衝撃係數 $(1 + \varphi)$ を考慮に入れて

$$S_d + (1 + \varphi) S_p$$

となる。部材断面を F とすれば、許容應力を 1.4 t/cm^2 とする時は

$$F = \frac{S_d + (1 + \varphi) S_p}{1.4}$$

である。 σ_{zul} を活荷重が静止してゐると考へた場合の換算軽減した許容應力とすれば、

$$F = \frac{S_d + S_p}{\sigma_{zul}}$$

となる。兩式を結びつくと次の如くなる。

1) バックリング應力を受ける部材は此例に當嵌まらない。バックリング應力を受ける部材に對しては次に述べよう。張力と壓力とを交番に受ける時の許容應力の減少に對する考慮は今日に於ては最早以前とその意味を異にして居る。以後、昔鋼橋工に拂つたよりもバックリングの安全度に對し餘計の注意を拂つてゐる。張力と壓力を交番に受ける部材は、張力が壓力に比し非常に大きくない限り、その断面の決定は主としてバックリングの危険を考慮して行はれる。夫故(若し正しいバックリング公式を用ひると假定すれば)純粹の壓力又は張力をうけた時必要なよりも普通丈夫に断面が決定されてゐる。それ故そんな部材に對しては張力反壓力の實際の應力を決定すれば、概ね、應力の交番を考慮した時の許容應力よりも小なる事を知る。それにも拘はらず、この場合にも當嵌らぬ場合があり得る。こんな部材は尙相當断面を大にすべきである。上述の事情が今日尙 Wöhler の法則が満足される事が一般に知れて居るにも拘はらず、張力及壓力を交番に受ける部材の許容應力を減ずる事が多くの橋梁規定に見らるゝ原因である。

$$\sigma_{zul} = \frac{S_d + S_p}{S_d + (1 + \varphi) S_p} 1.4 \text{ t/cm}^2.$$

$(1 + \varphi)$ は 66 頁の第 10 表から直線補間法により

$$1 + \varphi = 1.34.$$

となる。中央弦材に對して

$$S_d = 57.2 \text{ t}, \quad S_p = 153.2 \text{ t}$$

であるから、

$$\sigma_{zul} = \frac{57.2 + 153.2}{57.2 + 1.34 \cdot 153.2} 1.4 = 1.12 \text{ t/cm}^2.$$

である。腹材 D_s に對しては

$$S_d = 3.0 \text{ t}, \quad S_p = -28.7 \text{ t 及 } +20.1 \text{ t}$$

である。

應力の交番を考慮して、式(1')により 1.4 t の代りに $1.4 \left(1 - \frac{1}{2} \frac{20.1}{28.7}\right) = 0.91 \text{ t/cm}^2$ とすれば、

$$\sigma_{zul} = \frac{3.0 + 28.7}{3.0 + 1.34 \cdot 28.7} 0.91 = 0.69 \text{ t/cm}^2.$$

となる。それ故腹材 D_s に對する許容應力は弦材にくらべ $\frac{1}{3}$ 小である。

併し之は抗壓部材であるから、純粹許容應力 0.69 t/cm^2 でなく、バックリングに對する必要な安全度により断面を決定する事が出来る。

上に根本的に實際強度から出發した断面決定方法を述べたが、尙許容應力を弾性限界に基き決定する方法に就いても考慮する必要がある。それは此の方法は今日尙一部分に行はれ、多くの官廳の規定がこの断面決定法に基いてゐるからである。

Gerber は 1860 年頃初めて、破壊應力でなく弾性限界から出發し、自重及活荷重の影響に就き異つた係數により計算を行つた。

S_d を自重による部材應力、 S_p を活荷重による部材應力、 $\sigma_e = 1600 \text{ kg/cm}^2$ を鍊鐵の弾性限界とする時、Gerber は必要な部材断面を

$$F = \frac{S_d + 3 S_p}{1600},$$

とした。此處に許容應力に對する式は

$$\sigma_{zul} = 1600 \frac{S_d + S_p}{S_d + 3 S_p} \text{ kg/cm}^2$$

となる。¹⁾ Gerber の断面決定法に於ては、衝撃係數と弾性限界への到達の安全率との間の分離が分明でない。Häselser が此缺點を更正した。²⁾ 彼は

1) Wöhler の實驗結果を知つてから、Gerber は Wöhler の法則に基く新しい断面決定法を發表した。85 頁の脚註 1 に示した文獻の 166 頁を参照。

2) 85 頁の脚註 1 に示した文獻の 204 頁を参照。

$$\sigma_e = \frac{n[S_D + (1 + \varphi)S_P]}{F}$$

とし、此處で n は安全率、 $(1 + \varphi)$ は衝撃係數、 σ_e は弾性限界である。結構桁に於ては二次應力も計算すべきであるから、Häselser は次の値を薦めた。

飯桁に對し $n = 1.6,$

結構桁に對し $n = 1.9,$

Häselser は衝撃係數を

$$1 + \varphi = 1.2 + \frac{1}{\nu}$$

とした。 ν は最大應力を決定する軸荷重の數である。

張力と壓力とに交番する場合に、Häselser は

$$\sigma_e = \frac{n S_{min}}{F \left(1 - \frac{1}{2} \frac{S_{min}}{S_{max}} \right)}$$

とした。此處に S_{min} 及び S_{max} は二つの反對の符號の衝撃作用を考へた極限應力の絶對値とする。

Ebert¹⁾ は同様に弾性限界から出發し、活荷重に對する増大係數を 1.5 に一定し、常に同符號の荷重を受ける時は次の式により必要な斷面積を決定した。

$$F = \frac{S_D + 1.5 S_P}{1200}$$

張力と壓力とに交番する場合に Ebert は次の式を用ひた。

$$F = 1.5 \frac{S_{min} + S_{max}}{1200}$$

此處に最大壓力及張力を加へ、衝撃係數 1.5 をかけた。 F の決定のため凡ての場合に許容應力 1200 kg/cm² が用ひられる。

24. 許容應力の規定²⁾

a) 1922年5月ドイツ國有鐵道の規定

I. 主桁、床組桁の張應力、彎曲應力、剪應力の許容應力。

鐵道の活荷重の垂直分力による床組桁及主桁の彎曲率、剪力、部材應力は皆支間及床組構造に依つて、第11表に示せる衝撃係數を乗せねばならない。縦桁及横桁の支間は横桁及主桁の軸間距離をとる。單桁橋や同様に支承された構造の主桁は別に制限がなく、その支間が衝撃係數を決定する。普通の拱橋に對しては死荷重が小であるから半分の支間に相當する衝撃係數をとる。無鉸連續桁に於ては主桁の衝撃係數は總ての徑間に對し、夫々の支間に應じて定める。突桁橋に於ては、吊架桁の支間は兩鉸間の距離、突桁を含む碇着桁の支間は碇着桁の支點間の距離とする。

1) Deutsche Bauzg. 1896.

2) バックリング規定は 31 參照、張應力は 64 參照。

第 11 表

支 間 m	ドイツ國有鐵道の規定による橋梁の衝撃係數 φ		
	軌條が直接又は敷飯により、主桁、横桁又は縦桁に取付けられるもの $\varphi = 1.20 + \frac{17}{l + 28}$	主桁又は縦桁に枕木の あるもの $\varphi = 1.19 + \frac{21}{l + 46}$	連續床のあるもの $\varphi = 1.11 + \frac{56}{l + 144}$
0	1,80	1,65	1,50
1	1,79	1,64	1,50
2	1,77	1,63	1,49
3	1,75	1,62	1,49
4	1,73	1,61	1,49
5	1,71	1,60	1,49
6	1,70	1,59	1,48
7	1,69	1,59	1,48
8	1,67	1,58	1,48
9	1,66	1,57	1,48
10	1,65	1,57	1,47
20	1,55	1,51	1,45
30	1,49	1,47	1,43
40	1,45	1,43	1,41
50	1,42	1,41	1,40
60		1,39	
70		1,37	
80		1,36	
90		1,35	
100		1,34	
110		1,33	
120		1,32	
130		1,31	
140		1,30	
150		1,30	

第 12 表

鐵 の 種 類	降伏點 σ_0 kg/cm ²	主桁及床組桁に對する許容張應力及許容彎曲應力	
		主 要 荷 重 の 場 合 (死荷重,活荷重,遠心荷重, 熱變化荷重) σ_{zul} kg/cm ²	主要荷重, 風荷重及追加荷重 の場合. (追加荷重として,制動荷重,進 行荷重, 横衝撃, 支承の摩擦抵 抗, 橋臺の横移動及橋脚の沈下) σ_{zul} kg/cm ²
		a) 新らしい橋	
鋸 鐵	2400	1400	1600
鋸 鋼	3800	$1400 \cdot \frac{3800}{2400} = \text{約 } 2200$	$1600 \cdot \frac{3800}{2400} = \text{約 } 2500$
		b) 古 橋	
1895年以前に建造された鋸鐵及鋸鋼	2200	1400	1600
1895年以後に建造された鋸鐵	2400	1500	1700

許容張應力及許容彎曲應力の限界として、第 12 表の値をとる。

例へば風荷重及附加應力を考慮しない時、新しい鋳鐵の橋の抗張材に對して次の値をとる。

$$\sigma = \frac{S_g + \varphi S_p}{F_n} \leq 1400 \text{ kg/cm}^2.$$

風荷重及附加荷重を考慮して断面を決定される部材は主荷重のみの應力が風荷重及追加荷重を考へない場合の許容應力を超過してはならない。

新しい鋳鐵の橋に對し與へられる値は最小降伏點 2400 kg/cm² の鋳鐵に依るものである。より高い降伏點 σ_Q を持つた高級構造材料に對する許容應力及許容彎曲應力は鋳鐵の σ_{zul} に $\frac{\sigma_Q}{2400}$ を乗じた値とする。

許容剪應力は許容張應力 τ_{zul} 及許容彎曲應力 σ_{zul} の 0,8 倍とする。

II. 歩道支持用部材の許容張應力、許容彎曲應力及許容剪應力。

鋳鐵の歩道支持用部材の許容張應力及許容彎曲應力は $\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ とす。許容剪應力 τ_{zul} は許容張應力及許容彎曲應力 σ_{zul} の 0,8 倍とす。

III. 交番應力を受ける部材及桁の計算。

交番應力を受ける部材及桁とは衝擊係數 φ を考慮した時、張應力及壓應力を交番に生ずる部材をいふ。衝擊係數を考慮した時、 $\max S$ を最大部材張應力、 $\min S$ を最大部材壓應力とすれば

$$\left. \begin{array}{l} \max S > \min S \\ \text{又は} \\ \max S < \min S \end{array} \right\} \text{に從ひ} \quad \left. \begin{array}{l} \sigma = \frac{\max S + \frac{1}{2} \min S}{F_n} \\ \text{又は} \\ = \frac{\frac{1}{2} \max S + \min S}{F_n} \end{array} \right\} \leq \sigma_{zul}$$

とす。1)

その上

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

でなければならぬ。2) 交番彎曲率を受ける時は、

1) 此の式は 89 頁に述べた式から次の如く導く。

例へば交番應力を受ける部材に對しては式 (1') により

$$\frac{S_{\max}}{F_n} \leq 1400 \left(1 - \frac{1}{2} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right),$$

故に

$$\frac{S_{\max}}{F_n \left(1 - \frac{1}{2} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right)} \leq 1400,$$

となる。次に

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{2} \frac{S_{\min}}{S_{\max}}} \sim 1 + \frac{1}{2} \frac{S_{\min}}{S_{\max}}$$

とおけば

$$\frac{S_{\max} + \frac{1}{2} S_{\min}}{F_n} \leq 1400,$$

となる。若し特殊の値 1400 に一般の値 σ_{zul} をおけば、この式は上述の式に同じ。此處では S_{\max} は兩應力の絶対値の大なる方である。

2) ω は所謂バックリング係數である。

$$\left. \begin{array}{l} \max M > \min M \\ \text{又は} \\ \max M < \min M \end{array} \right\} \text{に從つて、又は} \quad \left. \begin{array}{l} \sigma = \frac{\max M + \frac{1}{2} \min M}{W_n} \\ = \frac{\frac{1}{2} \max M + \min M}{W_n} \end{array} \right\} \leq \sigma_{zul} \text{ とす。}$$

IV. 横構及對傾構の許容應力及計算。

横構及對傾構の許容張應力及許容彎曲應力は第 13 表に示す。横構の支間は通常その支點間距離とす。突桁構式の横桁では吊架桁の支間として鉸間の距離を以てし、突桁及碇着桁の支間を碇着桁の支點間距離とする。第 13 表に與へられない値は直線補間法によつて求める。交番應力を受ける部材は III の規定によらず、單に最大部材應力を吟味する。抗壓材に對しては上述と同様である。

第 13 表

支 間 m	横構及對傾構の許容張應力及許容彎曲應力 σ_{zul} kg/cm ²			
	a) 新らしい橋		b) 古い橋	
	鋳鐵 ($\sigma_Q = 2400 \text{ kg/cm}^2$)	鋳鋼 ($\sigma_Q = 3800 \text{ kg/cm}^2$)	1895年以前に建造された鋳鐵及鋳鋼 $\sigma_Q = 2200 \text{ kg/cm}^2$	1895年以後に建造された鋳鐵 ($\sigma_Q = 2400 \text{ kg/cm}^2$)
10	970	1510	970	1030
20	1030	1610	1030	1100
30	1070	1680	1070	1140
40	1100	1720	1100	1170
50	1130	1760	1130	1200
60	1150	1800	1150	1220
70	1170	1820	1170	1240
80	1180	1840	1180	1250
90	1190	1850	1190	1260
100	1200	1870	1200	1270
110	1200	1880	1200	1280
120	1210	1900	1210	1290
130	1220	1910	1220	1300
140	1230	1920	1230	1310
150	1230	1920	1230	1310

b) 1908 年 2 月 1 日 Bayern 國有鐵道の規定 (道路橋)

a) 主桁及床組桁 靜荷重 (自重, 死荷重) に對する壓延鋼 (鋳鐵) の最大許容應力は有效断面につき $\sigma = 1200 \text{ kg/cm}^2$ とす。總ての動荷重は衝擊係數を乗ぜねばならない。衝擊を伴ふ荷重を靜荷重と同様に考へた場合は衝擊係數を 1,5 とす。集成されたものに對しては抗張材の断面を次の如く算定する。

$$\left. \begin{array}{l} {}^0S' \text{ 部材應力} \\ {}^0Z' \text{ 剪力} \\ {}^0M' \text{ 彎曲率} \end{array} \right\} \text{死荷重に對し}$$

又

$$\left. \begin{array}{l} {}^1S' \text{ 部材應力} \\ {}^1Z' \text{ 剪力} \\ {}^1M' \text{ 彎曲率} \end{array} \right\} \text{活荷重に對し}$$

とすれば之から

$${}^0S = 1,5 {}^1S', \quad {}^0Z = 1,5 {}^1Z', \quad {}^0M = 1,5 {}^1M'$$

が得られる。故に必要な断面は次の如し。

a) もし ${}^0S'$ を活荷重による ${}^0S'$ と同符号の絶対値の最大の應力とすれば、抗張部材及抗壓部材に對し(應力の交番なき時)

$$F_{am}^2 = \frac{{}^0S' + {}^vS'}{120},$$

b) 交番應力を受ける部材に對しては、若し ${}^vS'_z$ 及 ${}^vS'_D$ が活荷重による最大の張力及壓力とし、 ${}^vS'_z + {}^vS'_D$ を符號を考へざる二つの和とすれば、

$$F_{am}^2 = \frac{{}^vS'_z + {}^vS'_D}{120},$$

γ) 應力の交番を考へない時、鋼桁に對し計算に入れるべき換算彎曲率は

$$M = \frac{{}^0M' + {}^vM'}{120}.$$

b) 對傾構 對傾構の許容應力は風荷重による ${}^wS'$ 又は遠心荷重による ${}^cS'$ の作用に對し $\alpha = \frac{{}^0M' + {}^1M'}{M}$ となる。但し此値は主桁及中間桁の中央に對するものとする。同時に働く風荷重及遠心荷重の應力は 1200 kg/cm² を超過してはならない。

e) Württemberg に於て道路橋に對し用ひられた規定

鋼鐵に對し次の式を用ひる：

- a) 支間 15 m 未滿の主桁 (鋼桁及結構桁)に對し、 $S = 1,1(600 + 10l)$ kg/cm² とし、支間 15 m 以上の主桁に對し $S = 800 \left(1 \pm \frac{1}{2} \frac{S_{min}}{S_{max}}\right)$ kg/cm² とす。但し最高を 1000 kg/cm² とす、
- b) 床組部材 (横桁、縦桁及鋪板) に對し $S = 1,1(600 + 10l)$ kg/cm²
- c) 横構及對傾構に對し $S = 1000$ kg/cm²。
- d) 歩道構造に對し $S = 1000$ kg/cm²。
- e) 鋼桁の腹板 (中立軸に於て) の剪力に對し $t = 450$ kg/cm²。

d) Baden に於て道路橋に用ひられた許容應力

張應力及壓應力：

鋼鐵に對して：

$$K = \frac{1200}{1 + 0,5 \frac{D}{A}}$$

此處に A は最大部材應力又は最大彎曲率、 D は最大最小の部材應力又は最大最小の彎曲率の差異とす。

剪應力

許容剪應力は許容張應力、許容壓應力 K の 0,8 倍とす。

特殊の荷重に對し

鋼鐵に於ては $K \leq 1200$ とす。

e) 1904 年 8 月 28 日のオーストリアの橋梁規定

1. 鐵道橋に於ては鐵及鋼の最大應力の有效断面即ち鉄孔及働かない部分を控除した残りの断面の cm² 當りの kg が次に述べる限界値を超過してはならない。

a) 風荷重、横振動、側壓力及制動荷重から生ずる影響を除き鐵道橋に定つた總ての荷重を考へた時

1. 應張力又は壓應力

支間	0 m 乃至 10 m	鋼 鐵
〃	10 〃 〃 20 〃	750 + 5l
〃	20 〃 〃 40 〃	760 + 4l
〃	40 〃 〃 80 〃	800 + 2l
〃	80 〃 〃 120 〃	840 + l
〃	120 以上	840 + l

最高 . . . 1000

此の式に於て l は構桁の支間を m にて表はしたもので、橋脚及柱に對しては l は隣接せる支間の平均とする。横桁及縦桁に於ては l は此等の桁の支間とし、突桁はその長さの二倍とする。

剪應力、鉄を除く 鋼 鐵
600

b) 鐵道橋に定つた總ての荷重を考へた時

張應力又は壓應力 1200

剪應力、鉄を除く 700

2. 道路橋 歩道橋、人道橋及鐵道橋の人道構造にあつては、鐵及鋼の最大應力は、有效断面、即ち鉄孔及働かない部分を控除した残りの断面の cm² 當りの kg が次に述べる限界値を超過してはならない。

a) 風荷重による影響を除き、道路橋及人道構造に定つた總ての荷重を考へた時

張應力又は壓應力 鋼 鐵
800 + 3l

最高 1050

此の式に於て l は構桁の支間を m にて表はしたもので、橋脚及柱に對しては l は隣接する支間の平均とする。横桁及縦桁に於ては l は此等の桁の支間とし、突桁はその長さの 2 倍とする。

剪應力、鉄を除く 600

b) 道路橋に對し定つた荷重を考へた時

張應力及壓應力 1200

剪應力、鉄を除く 700

f) 1913 年 6 月 7 日のスイスの規定

張 力 及 壓 力

自重及規定に従つた荷重による張應力、壓應力又は彎曲應力は次の式により算定された値 t/cm² を超過してはならない。

鋼 鐵 に 對 し

鐵 道 橋 $\sigma = 0,900 + 0,200 \frac{A}{B}$

道路橋及上陸装置 $\sigma = 1,000 + 0,200 \frac{A}{B}$

此處に A は最小, B は最大の自重及活荷重による, 彎曲率又は應力を示す.

此際, 張力は符號+にて壓力は符號-にて表はし, 横構及制動構に於ては $\frac{A}{B} = -1$ とする.

鐵道橋に於ては風荷重の影響を考へねばならない. 併し主桁に對してはもしこの影響による應力が 0,100 t/cm² 以上になつた時は, 上式により算定された許容應力を 0,100 t/cm² だけ高める事が出来る.

張力, 壓力又は彎曲率に對する断面積の算定の際は鋸孔及ホルト孔により生ずる断面の減少を考慮する.

鋸桁に於て腹板の斜断面の應力も上に述べた値を超過してはならない.

g) 1919 年 5 月 3 日のスエーデンの規定

鐵道橋に於ては活荷重による彎曲率, 剪力及部材應力は衝撃による増加を次の如く考へて計算をなす.

$\varphi = \frac{1000}{13 + 0,7l} \%$

此處に l は荷重長 (影響線の零點間の距離) とす. 上の衝撃増加は列車時速 100 kg/時 の時成り立ち, 速度小なる時は軽減し得る.

鋸鐵に對する許容應力

材料の種類	張力, 壓力, 彎曲率
A 級 ¹⁾ : 普通の荷重	1200 kg/cm ²
特殊の荷重	1500 "
B 級: 普通の荷重	1000 "
特殊の荷重	1250 "

普通の荷重とは, 自重, 衝撃増加を含む活荷重, 遠心荷重及横振動から成る. 特殊の荷重とは, 普通の荷重, 風荷重, 制動荷重より成る.

h) ライン道路橋工事に對する Köln 市の規定

Köln の補助船橋

鋸鐵の許容應力

車道及歩道	800 kg/cm ²
車道が蒸汽道路輾壓機を受けたる時	1100 "
主桁が自重及活荷重を受けたる時	1100 "
同上と風荷重及温度變化を受けたる時	1350 "
横構	1000 "

Ni 含有量 1%, 強度 55 乃至 65 kg/mm² のニッケル鋼を使用せる時の許容應力は鋸鐵の許容應力の鋼に對しては 1,6 倍, 補剛桁及車道横桁に對しては 1,5 倍とする. 夫故その許容應力は鋼及補剛桁に對し夫々 1760 kg/cm² 及 1650 kg/cm² とし, 車道横桁に對しては 1200 及 1650 kg/cm² とす. 風荷重を考へた時

1) 80 頁の材質規定を参照.

は補剛桁に對し 2025 kg/cm² とす.

i) Rendsburg 及 Hochdonn の Kaiser Wilhelm 運河に架る橋梁

強度 4,4 乃至 5,1 t/cm², 破壊伸長 20%, 最小降伏點 3,0 t/cm² の炭素鋼を使用せる時の許容應力を鋸鐵より 20% 高くとつた.

j) ニューヨークの Blackwell-Island 橋及 Manhattan 橋の使用材料の許容應力

Blackwell-Island 橋¹⁾

	強度 t/cm ²	許容應力 t/cm ²	
		自重及普通の活荷重, 風荷重を含む	自重及特殊の活荷重
ニッケル鋼の眼桿及ホルト	7,0	2,10	2,74
主桁の主結構部材の鋸鐵	4,2 乃至 4,6	1,40	1,68
主桁の副材の鋸鐵	4,2 " 4,6	1,26	1,26

Manhattan 橋²⁾

	強度 t/cm ²	許容應力 t/cm ²	
		自重, 温度荷重及普通の活荷重又は自重温度荷重及風荷重	自重, 温度荷重及特殊の活荷重又は自重, 普通の活荷重, 温度荷重及風荷重
補剛桁のニッケル鋼	6 乃至 6,7	—	2,81
橋脚の構造鋼	4,2 " 4,8	1,41	1,76
補剛桁 "		1,41	1,69
車道桁及歩道桁 "		1,06	—
軌道桁 "		0,70	—
控繫 "		1,12	1,41

吊橋用鋼索の強度と許容應力の陳述

鋼線の原料は坩堝鋼(鑄鋼), 近來は鹽基性シーメンスマルチン鋼が用ひられる. その強度は 12,0 乃至 14,0 t/cm² である. 破壊伸長は 3 乃至 5%, 彈性限界は 6,0 乃至 7,0 t/cm² である. 許容應力は破壊強度の 1/3 乃至 1/4 とす. 針金の材料の彈性係数は平均 2 50 t/cm² である. 併し鋼索自體の彈性係数は之と異なる. 鋼索内の針金は螺線形に纏はれてゐるから, この螺線は荷重を受けた時彈力を持ち眞直に伸びるから. 伸長が大になる. 商會 Felten &

1) Heckel, M.: Die Blackwellinsel-Brücke. Eisenbau 1910, S. 269. 参照.
2) Haufe, Dr. W.: Die Manhattan-Brücke. Eisenbau 1911, S. 157. 参照

Guillaume, Carlswerke の索に對する Berg の行つた實驗によれば,¹⁾

組合せ鋼索は材料の弾性係数の 12 % を減少する.

捻り鋼索は 30 % を減少する.

平行鋼索, (アメリカの Manhattan 橋に用ひられた) は針金の弾性係數に同じ. 故に $E = 2150 \text{ t/cm}^2$ とすれば

	鋼索の弾性係數
捻り鋼索	1500 t/cm^2
組合せ鋼索	1900 %
平行鋼索	2150 "

Felten & Guillaume の新報告によれば, Köln のライン道路橋 (1913 年) の工事に對する第 2 回の劇しい競争の結果, 上述の商會のドイツ (組合せ) 鋼索は $E = 2000 \text{ t/cm}^2$, 強度 13.8 t/cm^2 の時の破壊伸長 3 % に達した. 競争條件によれば, 許容應力は強度の $\frac{1}{3}$. 迄とされてゐる.

ニューヨークの Manhattan 橋の工事に際しては, 鋼索に強度 15.3 t/cm^2 の針金材料が用ひられた. その最大許容應力は普通の活荷重に對し 4.22 t/cm^2 , 特殊の活荷重に對し 5.13 t/cm^2 とした. それ故最も不利な場合にも強度の約 $\frac{1}{3}$ とした.

1) Bohny, Dr. Ing. F.: Theorie und Konstruktion versteifter Hängebrücken. Leipzig 1905.