

2章 荷 重

2.1 荷重の種類

設計にあたっては、次の荷重を考慮しなければならない。

主 荷 重 (P)	1. 死 荷 重 (D)
	2. 活 荷 重 (L)
	3. 衝 撃 (I)
	4. プレストレス力 (PS)
	5. コンクリートのクリープの影響 (CR)
	6. コンクリートの乾燥収縮の影響 (SH)
	7. 土 圧 (E)
	8. 水 圧 (HP)
	9. 浮力又は揚圧力 (U)
従 荷 重 (S)	10. 風 荷 重 (W)
	11. 温度変化の影響 (T)
	12. 地震 の 影 響 (EQ)
主荷重に相当する	13. 雪 荷 重 (SW)
特 殊 荷 重 (PP)	14. 地盤変動の影響 (GD)
	15. 支点移動の影響 (SD)
	16. 波 圧 (WP)
	17. 遠 心 荷 重 (CF)
従荷重に相当する	18. 制 動 荷 重 (BK)
特 殊 荷 重 (PA)	19. 施 工 時 荷 重 (ER)
	20. 衝 突 荷 重 (CO)
	21. そ の 他

橋を設計するときを考えなければならない荷重の種類を列挙したものであって、架橋地点の諸条件や構造等によって適宜選定することができ、必ずしも全部採用する必要はない。

2.2 荷 重

2.2.1 死 荷 重

(1) 死荷重は、材料の単位体積重量を適切に評価して設定しなければならない。

(2) 死荷重の算出には表-2.2.1に示す単位体積重量を用いてもよい。

表-2.2.1 材料の単位体積重量 (kN/m³)

材 料	単位体積重量
鋼・鋳鋼・鍛鋼	77.0
鋳 鉄	71.0
アルミニウム	27.5
鉄筋コンクリート	24.5
プレストレストコンクリート	24.5
コンクリート	23.0
セメントモルタル	21.0
木 材	8.0
歴青材 (防水用)	11.0
アスファルト舗装	22.5

(1) 橋の設計において死荷重の影響は大きい。材料の単位体積重量はあらかじめ実重量を明らかにする等によって適切に評価して設定しなければならない。

(2) 各種材料の単位体積重量の一応の標準を示す意味で、調査結果をもとにこの条に示す値を採用した。なお、いずれも各種測定値の中からやや大きい値をとっている。

設計基準強度が 60N/mm²を超える高強度コンクリートを用いる場合のプレストレストコンクリートの単位体積重量は、「高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書—高強度コンクリートを用いたプレストレストコンクリート道路橋の設計施工指針—(案)」(建設省土木研究所他、平成7年11月)を参考に、標準的な値として 25kN/m³を用いてもよい。

木材の単位体積重量は樹齢や含水率によって異なり、8.0kN/m³は通常の使用材に対してやや過大であるが、かすがい、ボルト等の金物を含むものとして、上記の値とした。

土の単位体積重量については2.2.6の解説を参照されたい。

2.2.2 活荷重

- (1) 活荷重は、自動車荷重 (T 荷重, L 荷重)、群集荷重及び軌道の車両荷重とし、大型の自動車の交通の状況に応じて A 活荷重及び B 活荷重に区分しなければならない。
- (2) 高速自動車国道、一般国道、都道府県道及びこれらの道路と基幹的な道路網を形成する市町村道の橋の設計にあたっては B 活荷重を適用しなければならない。その他の市町村道の橋の設計にあたっては、大型の自動車の交通の状況に応じて A 活荷重又は B 活荷重を適用しなければならない。
- (3) 床版及び床組を設計する場合の活荷重

床版及び床組を設計する場合の活荷重は次のとおりとする。

- 1) 車道部分には図-2.2.1 に示す T 荷重を載荷する。T 荷重は橋軸方向には 1 組、橋軸直角方向には組数に制限がないものとし、設計部材に最も不利な応力が生じるように載荷する。T 荷重の橋軸直角方向の載荷位置は、載荷面の中心が車道部分の端部より 250mm までとする。載荷面の辺長は、橋軸方向及び橋軸直角方向にそれぞれ 200mm 及び 500mm とする。

なお、B 活荷重を適用する橋の床組を設計する場合には、T 荷重によって算出した断面力等に表-2.2.2 に示す係数を乗じたものを用いるものとするが、この係数は 1.5 を超えてはならない。

支間長が特に長い縦桁等は、T 荷重と L 荷重のうち不利な応力を与える荷重を用いて設計しなければならない。

- 2) 歩道等には、群集荷重として 5.0 kN/m^2 の等分布荷重を載荷する。
- 3) 軌道には、軌道の車両荷重と T 荷重のうち設計部材に不利な応力を与える荷重を載荷する。軌道の車両は両数に制限がないものとし、占有幅及び荷重は当該軌道の規定に従わなければならない。

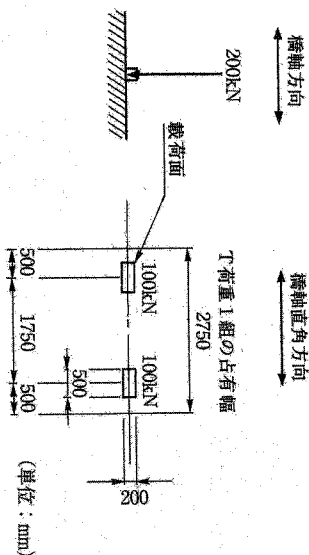


図-2.2.1 T 荷重

表-2.2.2 B 活荷重を適用する際に床組等の設計に用いる係数

部材の支間長 L (m)	$L \leq 4$	$4 < L$
係数	1.0	$\frac{L}{32} + \frac{7}{8}$

(4) 主桁を設計する場合の活荷重

主桁を設計する場合の活荷重は次のとおりとする。

- 1) 車道部分には A 活荷重又は B 活荷重の区分に応じて、図-2.2.2 及び表-2.2.3 に示す 2 種類の等分布荷重 p_1 、 p_2 よりなる L 荷重を載荷する。 p_1 は 1 橋につき 1 組とし、L 荷重は着目している点又は部材に最も不利な応力が生じるように、橋の幅 5.5m までは等分布荷重 p_1 及び p_2 (主載荷荷重) を、残りの部分にはそれらの各々の 1/2 (従載荷荷重) を載荷する。

ただし、支間長が特に短い主桁や床版橋は、T 荷重と L 荷重のうち不利な応力を与える荷重を用いて設計しなければならない。T 荷重を用いて設計する場合には、T 荷重は橋軸直角方向には 2 組を限度とし、3 組目からは 1/2 に低減する。なお、B 活荷重を適用する橋を設計する場合においては、T 荷重によって算出した断面力等に表-2.2.2 に示す係数を乗じることとするが、この係数は 1.5 を超えてはならない。

ゲルバー桁の吊桁及び片持部に対しては、表-2.2.3 における支間長 L としてそれぞれ図-2.2.3 に示す L_1 及び L_2 をとらなければならない。

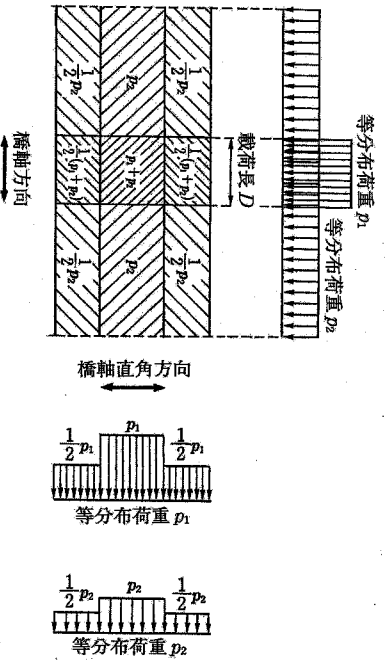


図-2.2.2 L荷重

表-2.2.3 L荷重

荷重	主 載 荷 重 (幅 5.5m)		等 分 布 荷 重 p_1		等 分 布 荷 重 p_2		従 載 荷 重
	載 荷 長 D (m)	曲 げ モー メント を 算 出 する 場 合	せん断力 を 算 出 する 場 合	荷 重 (kN/m ²)	荷 重 (kN/m ²)	荷 重 (kN/m ²)	
A活荷重	6	10	12	$L \leq 80$	$80 < L \leq 130$	$130 < L$	主 載 荷 重 の 50%
B活荷重	10	10	12	$L \leq 80$	$80 < L \leq 130$	$130 < L$	

L: 支間長 (m)

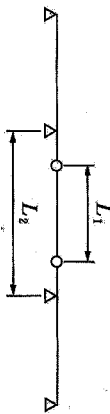


図-2.2.3 ゲルバー桁における支間長Lのとり方

2) 歩道等には、群集荷重として表-2.2.4に示す等分布荷重を載荷する。

表-2.2.4 歩道等に載荷する等分布荷重

支間長 L (m)	$L \leq 80$	$80 < L \leq 130$	$130 < L$
等分布荷重 (kN/m ²)	3.5	$4.3 - 0.01L$	3.0

- 3) 軌道には、軌道の車両荷重とL荷重のうち設計部材に不利な応力を与える荷重を載荷する。軌道の車両は両数に制限がないものとし、占有幅及び荷重は当該軌道の規定による。自動車の通行を許さない軌道敷がある場合においては、L荷重の載荷幅はこの部分を除いてもよい。
- (5) 下部構造を設計する場合の活荷重
下部構造を設計する場合の上部構造に載荷する活荷重は、原則として(4)に規定する荷重とする。

道路構造令第35条の規定を受け、設計自動車荷重を245kNとし、これに大型の自動車の交通状況を勘案して活荷重を定めたものである。

- (1) 自動車の走行による橋への影響は、大型の自動車の走行頻度により異なると考えられる。そこで、活荷重は、総重量245kNの大型の自動車の走行頻度が比較的高い状況を想定したB活荷重と、総重量245kNの大型の自動車の走行頻度が比較的低い状況を想定したA活荷重の2つに区分することとしている。これを平成5年改定以前の活荷重との関係で見ると、A活荷重は「1等橋に負載する活荷重」として定められていたTL-20荷重を、またB活荷重は「特定の路線にかかる橋に負載する活荷重」として定められていたTT-43荷重をそれぞれ包括している。

また、利用の便を考え、活荷重をA活荷重とB活荷重の総称で区分している。A、B活荷重は、それぞれ自動車荷重(T荷重、L荷重)、群集荷重、軌道の車両荷重から構成されるが、このうち群集荷重及び軌道の車両荷重については、A、B活荷重による違いはない。

- (2) 高速自動車国道、一般国道、都道府県道及びこれらの道路と基幹的な道路網を形成するいわゆる幹線市町村道については、幹線道路としての役割とネットワークとしての機能の連続性等を考慮して、B活荷重を適用することとしている。その他の市町村道については、大型の自動車の交通の状況に応じてA活荷重又はB活荷重を適用することとしている。

- (3) 一般に、床版及び床組に不利な応力を生じさせる荷重と、主桁に不利な応力を生じさせる荷重とは、その分布範囲や起こりうる回数に差があることから、活荷重は従来どおり床版及び床組の設計に用いる荷重と、主桁の設計に用いる荷重とに区別することとしている。なお、床版を主桁の一部として安全性の照査を行う場合には、主桁の設計に用いる荷重を適用する等、適切な荷重を用いる必要がある。

床版及び床組の設計には、歩道等及び軌道敷を除き一般にT荷重を用いるものとしている。床版及び床組の設計においては、車両1台の載荷が支配的になることからA、B活荷重とも同じT荷重を適用することとしている。

T 荷重は橋軸方向には 1 組、橋軸直角方向には組数に制限がないものとし、着目している点又は部材に最も不利な応力を与えるように載荷するものとしている。また、T 荷重の橋軸直角方向の載荷位置は、図-解 2.2.1 示すように載荷面の中心が車道部分の端部より 250mm までとしている。

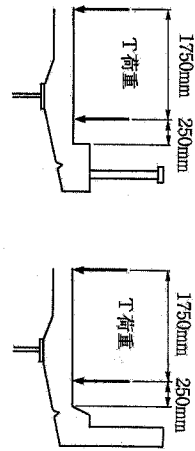


図-解 2.2.1 T 荷重の載荷位置

この T 荷重は、実際の車両の軸重を示したのではなく、車両の隣り合う車軸を 1 組の集中荷重に置き換えたものである。T 荷重の 200kN は、この車軸の影響に、床版及び床組の耐久性を考慮して定めたものである。

B 活荷重を適用する橋の床組の設計においては、支間長がある長さを超えた場合に隣接する車両の影響を考慮する必要がある。この影響を考慮するために表-2.2.2 に示す係数を設け、T 荷重で算出した断面力等（曲げモーメント、せん断力、反力、たわみ等）に、部材の支間長に応じて係数を乗じることとしたものである。ここでいう部材の支間長とは、車両進行方向に平行な部材の支間長であり、一般には縦桁、横桁の設計にかかわらず、縦桁の支間長を指す。一方、A 活荷重は大型の自動車の走行頻度が比較的低い状況を想定していることから、隣接する車両の影響は考慮せず、T 荷重によって算出した断面力等に対して表-2.2.2 の係数は乗じないこととしている。

また、縦桁等において支間長が長くなると、T 荷重より(4)の 1) に規定する L 荷重の影響が大きくなるため、支間長が特に長い縦桁等においては、T 荷重と L 荷重のうち不利な応力を与える荷重で設計するものとしている。この場合、一般に 15m 未満は T 荷重が、15m 以上は L 荷重が不利な応力を与える荷重としてもよい。なお、L 荷重により算出した断面力等には、表-2.2.2 に示す係数は適用しない。

歩道等の床版及び床組の設計には、群集荷重として 5.0kN/m² の等分布荷重を載荷するものとしている。なお、歩道等の床組には冬季の除雪作業、又は架設時の転圧等思わぬ大きな集中荷重が作用することがあるから注意を要する。上記の数値はこれらを考慮して若干の余裕を見たものであるが、必要により特別な荷重を考える必要がある。

なお、床組が車道部分と歩道等にまたがるような場合には、歩道等の部分に対しては群集荷重を載荷する必要がある。

(4) 大型の自動車が橋上に満載される確率はかなり小さいと考えられることから、主桁を設計する場合には、着目している点又は部材に最も不利な応力を生じる位置に大型の自動車を運行させて載荷するとともに、その周囲にはその他の車両を載荷するという考え方をとっている（図-解 2.2.2）。ここでは、この状態がある一定の長さを持つ 1 組の等分布荷重 p_1 と全体に載荷する等分布荷重 p_2 で置き換えたものである。等分布荷重 p_1 の載荷長は、B 活荷重では 10m とするが A 活荷重では大型の自動車の走行頻度が低いことから低減して 6m とする。

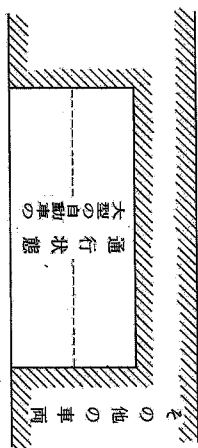


図-解 2.2.2 L 荷重の考え方

等分布荷重 p_1 は、曲げモーメントを算出する場合には 10kN/m²、せん断力を算出する場合には 12kN/m² を用いることとしている。

曲げモーメント及びせん断力以外の断面力等を算出する場合には、原則として軸力及びたわみの計算には、10kN/m² を、反力及びねじりモーメントの計算には 12kN/m² を用いるものとする。ただし、例えば、トラスの斜材、アーチ橋の垂直材等の軸力部材のように、せん断に対して有効に働く部材、反力を受けて設計する部材等については、等分布荷重 p_1 に 12kN/m² を用いる必要がある。

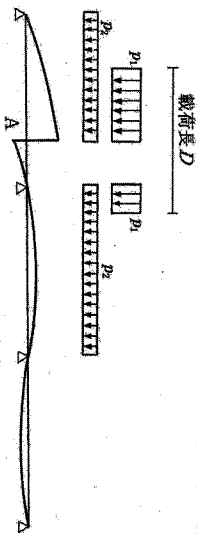
等分布荷重 p_2 は、大型の自動車以外の全ての荷重（自動車、群集、自転車等）を代表したものであるが、このうち支配的な影響があるものは自動車荷重であり、3.5kN/m² を適当としている。特別な場合には車道部分上の群集荷重がこの値以上になることも考えられるが、このようなことは極めてまれにしか起こらないものとし、通常の設計荷重としては考えないことにしている。

等分布荷重 p_2 と支間長 L との関係については、 L の増加に伴って p_2 を減少させるのが適当と考えられ、支間長 80m 以下では一定値、80m を超える場合は低減を考慮し、その最小値を 3.0kN/m² としている。

L 荷重は車道部分に載荷し、着目している点又は部材に最も不利な応力を生じさせるように、幅 5.5m までは主載荷荷重を、他の車道部分には従載荷荷重を載荷するものとした。したがって、主載荷荷重及び従載荷荷重は、橋軸方向及び橋軸直角方向において影響線が同一符号となる範囲に載荷するものである。

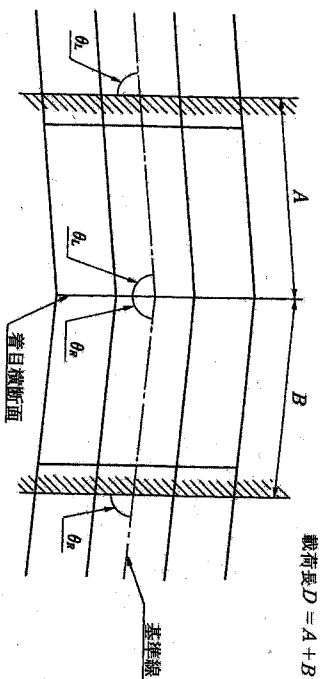
橋軸方向において、影響線が等分布荷重 p_1 の載荷長より短い区間で正負反転する場合

には、図一解 2.2.3 に示すように等分布荷重 p_1 を載荷長の範囲内で同一符号区間のみに載荷する。

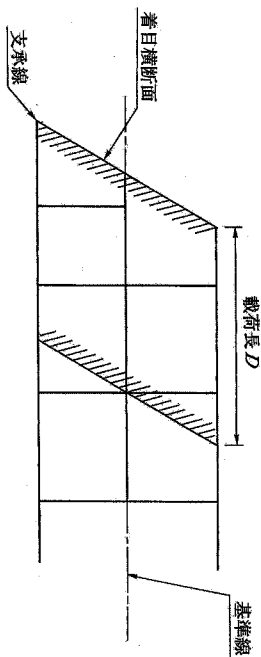


図一解 2.2.3 等分布荷重 p_1 の載荷方法

また、斜橋や曲線橋を設計する場合の等分布荷重 p_1 は、着目している点又は部材に不利な応力を生じさせるように載荷する。すなわち、図一解 2.2.4 に示すように載荷範囲を決定するための基準線を設け、その基準線上で着目横断面に平行な等分布荷重 p_1 の載荷範囲を定める必要がある。なお、このときの基準線は、原則として構造物中心とする。斜橋において着目横断面が支承線に平行な場合の例を図一解 2.2.5 に示す。

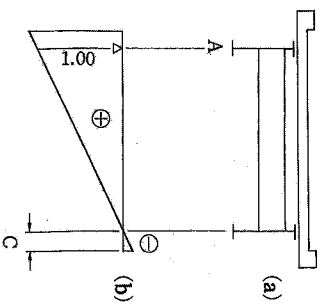


図一解 2.2.4 等分布荷重 p_1 の載荷方法の例



図一解 2.2.5 斜橋における等分布荷重 p_1 の載荷方法の例

橋軸直角方向については、図一解 2.2.6 に示すように主桁 A における反力の影響線は (b) のようになるから、C の部分には載荷しないことになる。主桁相互の協力作用を考慮して計算を行う場合も同様である (図一解 2.2.7)。



図一解 2.2.6 主桁 A の影響線

幅員の大きい橋では、大型の自動車や横方向に満載されることはまれにしか起こらないものと考えられる。したがって、幅員の大きい橋では荷重の値を多少減らして設計するのが合理的である。低減の方法については、諸外国で行っている方法を参考にして、次のように規定されている。すなわち、図一解 2.2.8 に示されるように、着目している桁断面 C において、設計で想定される車両が主桁①に最も大きい影響を与える状態で 2 台並ぶことはしばしばあると考えられるが、さらにその側方にも同程度の荷重が同時に並ぶことは極めてまれであることより、この範囲においては等分布荷重を 1/2 に減じて載荷することとしたものである。

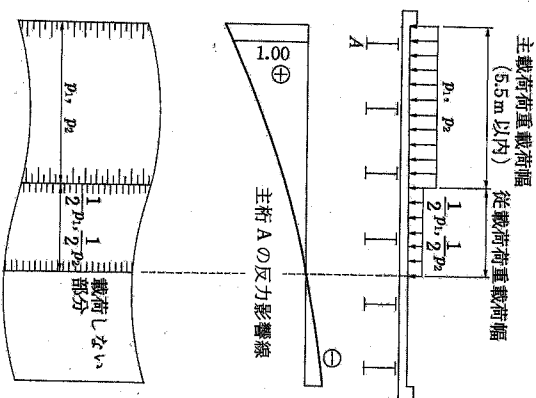


図-解 2.2.7 L荷重の載荷方法

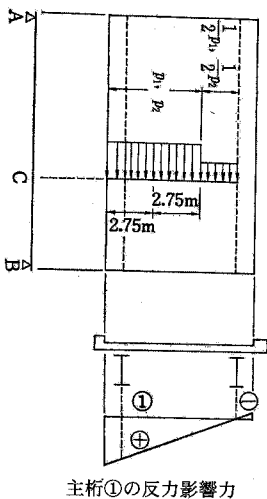


図-解 2.2.8 橋軸直角方向の荷重の低減

主桁の設計にあたっては一般にL荷重を用いるものとしたが、支間長が短くなるとL荷重よりT荷重の影響が大きくなるため、支間長が特に短い主桁や床版橋においては、L荷重とT荷重のうち不利な応力を与える荷重を用いて設計するものとしている。この場合、一般に15m以上はL荷重が、15m未満はT荷重が不利な応力を与える荷重としてよい。なお、T荷重を用いて設計する場合には、B活荷重を適用する橋ではT荷重によって算出した断面力等に表-2.2.2に示す係数を乗じたものを用いるが、このときの部材の支間長は2.2.3に示す衝撃係数を求めるときの支間長に準じるものとする。一方、A活荷重を適用する橋では(3)と同様の考え方から表-2.2.2の係数は乗じないこととしている。また、T荷重が橋軸直角方向に3組以上載荷されるときには、3組目から1/2

に低減するものとしている(図-解 2.2.9)。

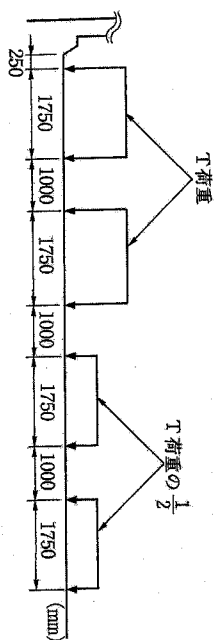


図-解 2.2.9 主桁設計時のT荷重の載荷方法

主桁を設計する場合の歩道等に載荷する群集荷重は、車道部分の活荷重がT荷重、L荷重にかかわらず3.5kN/m²を用いることとし、車道部分と同様に支間長が80m以上の橋では荷重を低減することとしている。

(5) 下部構造を設計する場合の上部構造に載荷する活荷重は、(3)若しくは(4)に規定した荷重のうち不利な影響を与える荷重とすべきであるが、ほとんどの場合、(4)に規定した荷重が不利な影響を与えるのでこの荷重を載荷することを原則としている。

2.2.3 衝撃

(1) 活荷重の載荷に際しては衝撃を考慮しなければならない。衝撃は橋の支間長、構造特性、死荷重と活荷重の比等を適切に考慮して設定しなければならない。

(2) (3)及び(4)の規定により衝撃を考慮する場合においては、(1)を満たすもののみならず。

(3) 表-2.2.5の支間長を用いて、表-2.2.6により上部構造の衝撃係数を算出し、衝撃を考慮する。ただし、歩道等に載荷する等分布荷重、吊橋の主ケーブル及び補剛桁を設計する際の活荷重による衝撃は考慮しない。

クラリートの配合選定にあたっては、単位セメント量及び単位水量をむやみに多くすると、コンクリート硬化時の水和発熱の増大や乾燥収縮の増加を招き、ひび割れが生じやすくなる可能性がある。したがって、作業に適するワーカビリティをもつ範囲内で、コンクリート設計基準強度に合った適切な水セメント比 W/C を設定したうえで、単位セメント量及び単位水量をできるだけ小さくすることが必要となる。

重力式橋台、ケーソンの底版等に用いられる無筋コンクリートの設計基準強度は $18\text{N}/\text{mm}^2$ 以上のものを原則としている。なお、ワーキング下面に打ち込まれる均しコンクリート(捨コンクリート)等は無筋コンクリート部材の最低設計基準強度以下のコンクリートを使用してよい。

コンクリート橋及び下部構造の主構造部に用いる鉄筋コンクリート部材の設計基準強度は $21\text{N}/\text{mm}^2$ 以上とすることを原則としている。

プレストレストコンクリート部材は、設計、施工上、高い圧縮強度を有するコンクリートを用いる必要があるため、この条文のように規定している。ただし、プレストレストが比較的小さく、定着部を有しない横桁の場所打ちコンクリート等については、耐久性を考慮した上で設計基準強度を $24\text{N}/\text{mm}^2$ 程度までとしてもよい。

3.3 設計計算に用いる物理定数

- (1) 設計計算に用いる物理定数は、使用する材料の特性や品質を考慮した上で適切に設定しなければならない。
- (2) (3) から (6) までの規定による場合においては、(1) を満たすものとみなす。
- (3) 表-3.1.1に示す鋼材の物理定数は表-3.3.1の値とする。

表-3.3.1 鋼材の物理定数

鋼種	物理定数の値
鋼及び鉄	$2.0 \times 10^5 \text{N}/\text{mm}^2$
PC鋼線、PC鋼より線、PC鋼棒のヤング係数	$2.0 \times 10^5 \text{N}/\text{mm}^2$
鋼のせん断弾性係数	$1.0 \times 10^5 \text{N}/\text{mm}^2$
鋼及び鉄のポアソン比	0.30
鋼及び鉄のポアソン比	0.25

なお、プレストレストの減少量を算出する場合のPC鋼材の見かけのリラクセーション率は、表-3.3.2の値を標準とする。ここで、高温の影響を受ける場合とは、蒸気養生を行う場合又は部材上縁に配置されたPC鋼材の純かぶり高が 50mm 未満で加熱混合型アスファルト舗装を行う場合とする。

表-3.3.2 PC鋼材の見かけのリラクセーション率(%)

PC鋼材の種類	リラクセーション率		備考
	標準値	高温の影響を受ける場合	
PC鋼線	5	7	通常品
PC鋼より線	1.5	2.5	低リラクセーション品
PC鋼棒	3	5	通常品

これにより難しい場合は、PC鋼材の引張応力度に応じて測定されたリラクセーション率から、コンクリートのクリューア、乾燥収縮等の影響を考慮して別途にPC鋼材の見かけのリラクセーション率を定める。

(4) コンクリートのヤング係数は次による。

- 1) 鉄筋コンクリート構造物の不静定力又は弾性変形の算出及びプレストレストコンクリート部材の設計計算に用いるヤング係数は表-3.3.3の値とする。
- 2) 鉄筋コンクリート部材の応力度の計算に用いるヤング係数比 n は 15 とする。

表-3.3.3 コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60
ヤング係数	2.35×10^4	2.5×10^4	2.65×10^4	2.8×10^4	3.1×10^4	3.3×10^4	3.5×10^4

(5) コンクリートのせん断弾性係数は式 (3.3.1) により算出しなければならない。

$$G_c = \frac{E_c}{2.3} \dots \dots \dots (3.3.1)$$

ここに、 G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm^2)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

(6) コンクリートのクリューア係数及び乾燥収縮度は2.2.5の規定によらなければならない。

(3) 鋼のヤング係数 E 、せん断弾性係数 G 、ポアソン比 μ の間には式(解3.3.1)の関係がある。

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \dots \dots \dots (\text{解 } 3.3.1)$$

$E = 2.0 \times 10^5$ (N/mm^2)、 $\mu = 0.3$ とすると $G = 7.692 \times 10^4$ (N/mm^2) となる。

しかし、 E や μ の値は鋼材によってある程度のばらつきがあるものであるから、この数

値を丸めて $G=7.7 \times 10^4$ (N/mm²) とした。

なお、支承の設計に対しては鉄鋼のヤング係数は 2.0×10^5 N/mm²、ポアソン比は 0.30 としてよい。

JIS に規定されていない、多くの本数の PC 鋼線を束ねる、又はより線にして用いる場合のケーシングのヤング係数は 2.0×10^5 N/mm² 以下となることもあるので、試験により別途定めるものとする。

なお、PC 鋼材のプレストレストレンシングの管理で PC 鋼材の伸びを算出する場合には、コンクリート橋幅 20.8 に規定するように、現場における試験により見かけのヤング係数を定める必要がある。

PC 鋼材の純リラクセーション率は、引張ひずみ一定の条件で生じる応力度の減少量を、初期の PC 鋼材の引張応力度に対する比率 (百分率) で表したものである。一方、これに対して PC 鋼材がプレストレストコンクリートに用いられる場合には、コンクリートの乾燥収縮、クリープ等によって、最初に与えられた PC 鋼材引張ひずみが時間とともに減少するため、ひずみ一定のもとで行う PC 鋼材のリラクセーション試験で測定した値より引張応力度の減少量は少なく、小さなリラクセーション率を示すこととなる。これを見かけのリラクセーションという。

見かけのリラクセーション率はプレストレストコンクリート部材の有効プレストレスに影響を及ぼすため、PC 鋼材の選定にあたっては、原則として設計段階より考慮した見かけのリラクセーション率を有する鋼材を使用する必要がある。

また、見かけのリラクセーション率は死荷重作用時の PC 鋼材位置でのコンクリートに作用している軸方向圧縮応力度の大きさによって異なるため、死荷重作用時の PC 鋼材位置でのコンクリートに作用している圧縮応力度が 5 N/mm² を下回るような場合は、表-3.3.2 の値を用いることはできない。ただし、プレストレストコンクリート直後の PC 鋼材に作用している引張応力度が引張強度 (規格値) の 65% 以下の場合には、上記のコンクリートの圧縮応力度が 3 N/mm² 程度であっても表-3.3.2 の値を用いてよい。

現在流通している PC 鋼材は低リラクセーション品がほとんどであるが、エポキシ樹脂を被覆した鋼材では通常品である場合があるので注意を要する。

PC 鋼材に低い値の緊張力を与える場合等特別にリラクセーション率を定める場合には、引張応力度に応じた純リラクセーション率を試験により定めるものとする。この場合、純リラクセーション率は常温での 1,000 時間試験の値の 3 倍とする (JIS G 3536: 2008 参照)。

(4) 引張応力が作用する場合と圧縮応力が作用する場合では、コンクリートの応力度ひずみ曲線は若干異なるのでヤング係数は必ずしも等しくはないが、設計計算において一般に問題とならないので、等しいものとしている。

表-3.3.3 の値は全国の調査結果の平均値である。設計基準強度が表-3.3.3 の間の場合

には、ヤング係数は直線補間による値としてよい。

プレキャスト部材において、設計基準強度が 60 N/mm² を超え 80 N/mm² までの高強度コンクリートを用いた場合は、コンクリートのヤング係数は表-解 3.3.1 による。

表-解 3.3.1 高強度コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度	70	80
ヤング係数	3.7×10^4	3.8×10^4

なお、表-3.3.3 の値は、設計荷重作用時及び終局荷重作用時の部材の設計に用いるもので、コンクリートが若材齢時に部材の応力度又は破壊に対する安全度の照査を行う場合には、コンクリートのヤング係数を試験等により別途定める必要がある。

PHC 杭のコンクリートのヤング係数は、 4.0×10^4 N/mm² を用いてよい。また、SC 杭のコンクリートのヤング係数は、 3.5×10^4 N/mm² を用いてよい。

(5) 式 (3.3.1) はコンクリートのポアソン比を $1/6$ として求めたものである。

表-解 1.6.5 溶接構造用圧延鋼材及び溶接構造用耐熱性熱間圧延鋼材の機械的性質 (板厚により降伏点又は耐力が変化しない鋼材)

鋼種	降伏点または耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	引張試験		衝撃試験
			伸	び	
SM400 C-H	235 以上	400~510	16 以下 16 を超えるもの	1A 号 1A 号	18 以上 22 以上
			40 を超えるもの	4 号 24 以上	0
SMA400 CW-H	235 以上	400~540	16 以下 16 を超えるもの	1A 号 1A 号	17 以上 21 以上
			40 を超えるもの	4 号 23 以上	0
SM490 C-H	315 以上	490~610	16 以下 16 を超えるもの	1A 号 1A 号	17 以上 21 以上
			40 を超えるもの	4 号 23 以上	0
SMA490 CW-H	355 以上	490~610	16 以下 16 を超えるもの	1A 号 1A 号	15 以上 19 以上
			40 を超えるもの	4 号 21 以上	0
SM520 C-H	355 以上	520~640	16 以下 16 を超えるもの	1A 号 1A 号	15 以上 19 以上
			40 を超えるもの	4 号 21 以上	0
SM570 -H	450 以上	570~720	16 以下 16 を超えるもの	5 号 5 号	19 以上 26 以上
			20 を超えるもの	4 号 20 以上	-5
SMA570 W-H	450 以上	570~720	16 以下 16 を超えるもの	5 号 5 号	19 以上 26 以上
			20 を超えるもの	4 号 20 以上	-5

* : JIS Z 2241 (金属材料引張試験方法) による。
 ** : これらの試験温度より低い温度で試験を行う場合は、その試験温度に置きかえてもよい。
 注 : 鋼種の名称の後の“-H”は JIS 規格材と区別するための記号である。

参考文献

- (社) 日本道路協会：鋼道路橋施工便覧, 1985. 2
- (社) 日本溶接協会：WES3008 鋼板及び平鋼の厚さ方向特性, 1999
- (社) 土木学会鋼構造委員会鋼材規格小委員会：耐ラメラテ鋼の土木構造物への適用, 土木学会誌, 1985. 8

2章 設計の基本

2.1 設計一般

- (1) 使用目的との適合性及び構造物の安全性等の照査は、2.2 に規定する荷重の組合せを用いて、2.3 により行わなければならない。地震の影響の照査は、本編及び耐震設計編により行わなければならない。
- (2) 耐久性の検討は、5 章の規定により行わなければならない。

(1) 鋼橋の構造設計においては、荷重によって橋の各部材に生じる応力が、部材の安全性を確保できるレベルに留まることを照査し、また荷重によって橋に生じる変位が有害なものとならないレベルに留まることを照査する。また、通行者が安全かつ快適に使用できる使用性を確保するためには、使用性を害するような過大な変形を生じないこと、及び通行者に不快感を与えるような振動を生じないことが要求される。さらに、構造物の安全性を確保するためには、断面の破壊や部材の不安定化によって耐荷能力が失われることを避ける必要がある。構造設計とはこうした要求を満足するために、設計計算等を行なうことにより最適な構造諸元を決定する作業である。

なお、設計にあたっては共通編 1.3 に規定する基本理念のうち施工品質の確保、維持管理の確実性及び容易さ、環境との調和及び経済性について常に念頭におく必要がある。地震の影響の検討、すなわち、地震の影響に対する応答値の算出や部材の照査は、耐震設計編の規定による必要がある。ただし、レベル 1 地震動に対する耐震性能 1 の照査は、本編の規定による。

(2) 構造物の性能は、時間の経過とともに変化し、一般的には低下していく。例えば、塗装を施した鋼橋の場合、経年的な塗膜の劣化により、色調が変化したり防せい防食の機能が低下していくため、ある段階で塗替えを行うことが必要となる。このように、設計にあたっては経年変化による影響を適切に考慮する必要がある。なお、これまでの調査^{1),2)}によると、鋼橋における主たる損傷形態は、鋼材の腐食と疲労、鉄筋コンクリート床版の損傷及び支承や伸縮装置の破損となっている。鋼材の疲労については、設計時に適切にその影響を考慮することで早期に大規模な補修や補強が必要となることがないようにすることも可能と考えられるが、腐食、鉄筋コンクリート床版の疲労損傷、支承や伸縮装置の破損は、それらについて配慮して設計を行っても、様々な要因から発生が避け得ないことも考えられる。したがって、設計においては必要に応じて懸念される損傷形態と

それらに対する補修等の方法についても検討しておくことが望ましい。なお、床版は、補修や取替えが必要となった場合には、一般に工事が大きかりになるだけでなく、交通への影響も大きなものとなることが考えられるので、特に、耐久性について十分な検討を行うことが望ましい。

2.2 設計に用いる荷重の組合せ

鋼橋の設計は、表-2.2.1に示す荷重組合せのうち、最も不利となる条件を考慮して行わなければならない。

表-2.2.1 荷重の組合せ

荷重の組合せ	
(1)	主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP)
(2)	主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 温度変化の影響(T)
(3)	主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 風荷重(W)
(4)	主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 温度変化の影響(T) + 風荷重(W)
(5)	主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 制動荷重(BK)
(6)	主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 衝突荷重(CO)
(7)	活荷重及び衝撃以外の主荷重 + 地震の影響(EQ)
(8)	風荷重(W)
(9)	制動荷重(BK)
(10)	施工時荷重(ER)

この条文は、同時に作用する可能性が高い荷重の組合せのうち、構造物及び各部分材に不利な影響を与える組合せを示したものである。

2.3 荷重に対する安全性等の照査

- (1) 構造物の安全性等を確保するために強度、変形及び安定を照査しなければならない。
- (2) (1)を照査するにあたっては、部材に発生する応力度が3章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。
- (3) 衝撃を含まない活荷重に対して部材の総断面積を用いて算出した主桁、床桁及び縦桁のたわみは、表-2.3.1に示す許容値以内でなければならない。ただし、ラーメン構造のたわみの照査は16章の規定による。

- (4) (2)及び(3)で規定する照査によるほか、4章以降の規定に従って安全性等の照査を行う場合においては、基本的事項について(1)を満たすものとみなす。

表-2.3.1 たわみの許容値

橋の形式	桁の形式		L/1,200 L
	単純桁及び連続桁	ゲルバー桁の片持部	
鋼桁形式	コンクリート床版を有する鋼桁	$L \leq 10$	$L/2,000$
		$10 < L \leq 40$	$\frac{L}{20,000/L}$
		$40 < L$	$\frac{L}{12,000/L}$
吊橋形式	その他の床版を有する鋼桁	L/500	L/300
斜張橋形式		L/350	L/300
その他の形式		L/600	L/400

L: 支間長 (m)

- (3) 例えば、構造各部の応力が許容応力度以内であっても、橋全体としての剛性が低い場合には、二次応力による予期せぬ損傷が生じたり、過大なたわみや振動によって走行安全性に問題が生じる等、橋に要求される性能が満たされなくなることがあるので、橋全体としての剛性がある程度以上であることを規定したものである。

特にコンクリート床版を有する桁構造に関しては、鋼桁部分だけを考える場合には相当量のたわみを生じてでもその安全性や耐力はほとんど影響を受けないが、鋼桁のたわみがコンクリート床版に及ぼす影響は極めて大きい。表-2.3.1は、桁のたわみによってコンクリート床版に付加される曲げ応力度が許容値を超えないために必要なたわみ制限量を算出して規定したものである。ここでは、鋼桁は格子剛度 $Z \geq 10$ を与える荷重分配桁をもっているものとし、鉄筋コンクリート床版に加わる付加曲げモーメントを、9.2.4で規定する曲げモーメントの15%までを許容している。

鉄筋コンクリート床版の付加応力度については、主桁の正負の曲げモーメントが生じる箇所の橋軸方向及び橋軸直角方向の曲げ圧縮応力度、曲げ引張応力度、偏載荷重によって橋端部に生じるせん断応力度等を調べたが、一般に橋軸方向の曲げ圧縮応力度が最も大きな値を示すことがわかったので、たわみの規定は主桁の曲率を制限するような形で表すことにしている。また、主桁の曲率を制限するという観点から、ゲルバー桁の片持部では単純桁の約2倍のたわみを許容することになっている。なお、ゲルバー桁の片持部のたわみは図-解 2.3.1のようにとる。なお、これらの考え方はプレストレストコンクリート床版についても準用できる。

吊橋・斜張橋その他の形式では支間長が十分大きいと考えられるため、床版の種類による区別を設けなかったが、側径間等で支間長40m以下の部分があれば上記の趣旨によって鋼桁の規定を準用する必要がある。コンクリート床版を支えている床桁・縦桁についても、鋼桁として同様に扱う。条文の「部材の総断面」の意味は、孔引き等を考慮しないということである。したがって、この条文を適用する場合は、各章に規定した有効幅を考慮して算出する。

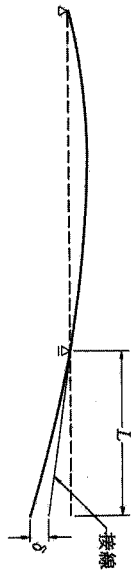


図-解 2.3.1 ゲルバー桁片持部のたわみ

(4) 本編は、鋼橋の設計における基本的な事項について記載しているものであり、設計にあたっては、必要に応じて関連する技術基準等を参考とする必要がある。

参 考 文 献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所：橋梁の架替に関する調査結果(W)，国土技術政策総合研究所資料第444号，2008.4
- 2) 西川和廣：道路橋の寿命と維持管理，土木学会論文集，No.501/I-29，1994.10

3章 許容応力度

3.1 一般

- (1) 許容応力度は、3.2に規定する値とする。
- (2) 3.2に規定しない材料の許容応力度は、材料の機械的性質や強度のばらつき等を踏まえ、(1)に規定する材料の許容応力度と同等以上の安全度をもつように設定しなければならない。
- (3) 板厚が40mmを超え板厚により降伏点又は耐力が変化しないことを保証された鋼材の許容応力度に、それぞれの鋼種の40mm以下の板厚に対して規定する値を用いる場合においては、(2)を満たすものとみなす。
- (4) 鋼橋の設計に用いる許容応力度等は、荷重の組合せに応じて表-3.1.1に示す割増係数を乗じた値とする。
- (5) 施工時荷重として施工時の風荷重又は地震の影響を考慮する場合の割増係数は、表-3.1.1の値にかかわらず、架橋地点の条件、施工中の構造系等を考慮して、適切に定めなければならない。

表-3.1.1 許容応力度の割増係数

荷重の組合せ	割増係数
(1) 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP)	1.00
(2) 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 温度変化の影響(T)	1.15
(3) 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 風荷重(W)	1.25
(4) 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 温度変化の影響(T) + 風荷重(W)	1.35
(5) 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 制動荷重(BK)	1.25
(6) 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 衝突荷重(CO)	1.70
鋼部材に対して	1.50
鉄筋コンクリート部材に対して	1.50
(7) 活荷重及び衝撃以外の主荷重 + 地震の影響(EQ)	1.20
(8) 風荷重(W)	1.20
(9) 制動荷重(BK)	1.20
(10) 施工時荷重(ER)	1.25

(1) JISに規定される構造用鋼材の降伏点又は耐力は、表-解 1.6.4に示すとおり板厚によって変化する。鋼材の許容応力度をJISに従った鋼種及び板厚ごとに規定している。なお、板厚 16mm 以下の鋼材については、従来と同様にその板厚区分は考慮しないこととし、許容応力度は 16mm を超え 40mm 以下の場合の降伏点又は耐力に基づき規定している。

(2) 3.2の規定に示す以外の材料の許容応力度の設定について示したものである。許容応力度は、使用する材料の強度等の機械的性質のばらつき等も踏まえて、3.2に規定する材料と同等以上の安全度を有するように設定する必要がある。JIS材における許容応力度は、材料の基準降伏点に対して安全率約 1.7を見込んだ値としており、材料強度が高くなるに従って、引張強さと降伏点との比が小さくなることを考慮して、安全率も若干高めとしている。3.2に示される以外の材料の許容応力度の設定に際しても、表-解 3.2.1に示す JISに規定される構造用鋼材に対する安全率を参考に、少なくとも同等以上の安全度を有するように設定する必要がある。

(3) 1.6(5)で規定されている板厚により降伏点又は耐力が変化しない鋼材（H仕様）を使用する場合には、表-解 1.6.5に示すように、40mm を超える板厚に対し、降伏点又は耐力を 40mm 以下のものと同じ値とすることができる。したがって、この場合の許容応力度は、その鋼材の板厚に関わらず、板厚区分 40mm 以下の場合の規定値と同じ値を用いてもよい。

(4) 共通編 2.1で規定した荷重の中には、まれにしか起こらない性質のものも含まれているから、このような荷重に対しては許容応力度を割増してもよいこととし、この条文において各種荷重の組合せによる許容応力度の割増係数を規定したものである。

施工時荷重は一時的なものであるため、許容応力度の割増しを認めている。この割増係数は、施工時荷重の大きさ、架設材の組立の精度等が橋の設計に用いられるものとの等しい精度を有する場合にのみ適用されるものである。

また、既設橋の補修や補強工事を一般車両の通行を制限せずに実施する場合には、施工時荷重に対する割増係数はそのまま適用できない。

(5) 表-3.1.1に規定した施工時荷重に対する割増係数は、施工時荷重に施工時の風荷重及び地震の影響を考慮しない場合の値である。施工時に考慮すべき風荷重や地震の影響は、架橋地点の条件、施工時期、施工期間の長短により左右され、また、それに対して考慮すべき安全性も施工中の構造等により異なり、これらを一律に定めることは難しい。したがって、ここでは施工時に風荷重や地震の影響を考慮した場合の割増係数を特に定めず、上記の事項を考慮して、個々の場合にに応じて別途に定めることにしている。

3.2 鋼材の許容応力度

3.2.1 構造用鋼材の許容応力度

(1) 構造用鋼材の許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度は、表-3.2.1に示す値とする。

表-3.2.1 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度 (N/mm²)

鋼材の板厚 (mm)	鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40 以下		140	185	210	255
40 を超え 75 以下				195	245
75 を超え 100 以下		125	175	190	240

(2) 構造用鋼材の許容軸方向圧縮応力度は、式 (3.2.1) により算出した値とする。

$$\sigma_{ca} = \sigma_{reg} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{cao} \dots\dots\dots (3.2.1)$$

ここに、 σ_{ca} : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{reg} : 表-3.2.2(a), (b)に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{cal} : 4.2.2 から 4.2.4 及び 15.3 に規定する局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)

σ_{cao} : 表-3.2.2(a), (b)に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値 (N/mm²)

表-3.2.2(a) 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (溶接箱形断面以外の場合) (N/mm²)

鋼種 板厚 (mm)	SM400 SM400W SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SM570W SMA570W
40 以下	$140 - \frac{l}{r} \leq 18$ $140 - 0.82 \left(\frac{l}{r} - 18 \right)$ $18 < \frac{l}{r} \leq 92$ $\frac{1,200,000}{1,200,000 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $92 < \frac{l}{r}$	$185 - \frac{l}{r} \leq 16$ $185 - 1.2 \left(\frac{l}{r} - 16 \right)$ $16 < \frac{l}{r} \leq 79$ $\frac{1,200,000}{1,200,000 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $79 < \frac{l}{r}$	$210 - \frac{l}{r} \leq 15$ $210 - 1.5 \left(\frac{l}{r} - 15 \right)$ $15 < \frac{l}{r} \leq 75$ $\frac{1,200,000}{1,200,000 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $75 < \frac{l}{r}$	$255 - \frac{l}{r} \leq 18$ $255 - 2.1 \left(\frac{l}{r} - 18 \right)$ $18 < \frac{l}{r} \leq 67$ $\frac{1,200,000}{1,200,000 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $67 < \frac{l}{r}$
	$125 - \frac{l}{r} \leq 19$ $125 - 0.68 \left(\frac{l}{r} - 19 \right)$ $19 < \frac{l}{r} \leq 96$ $\frac{1,200,000}{1,200,000 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $96 < \frac{l}{r}$	$175 - \frac{l}{r} \leq 16$ $175 - 1.1 \left(\frac{l}{r} - 16 \right)$ $16 < \frac{l}{r} \leq 82$ $\frac{1,200,000}{1,200,000 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $82 < \frac{l}{r}$	$195 - \frac{l}{r} \leq 15$ $195 - 1.3 \left(\frac{l}{r} - 15 \right)$ $15 < \frac{l}{r} \leq 77$ $\frac{1,200,000}{1,200,000 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $77 < \frac{l}{r}$	$245 - \frac{l}{r} \leq 17$ $245 - 2.0 \left(\frac{l}{r} - 17 \right)$ $17 < \frac{l}{r} \leq 69$ $\frac{1,200,000}{1,200,000 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$ $69 < \frac{l}{r}$

l: 部材の有効座屈長 (mm)
r: 部材の総断面の断面二次半径 (mm)

備考
75 を超え 100 以下

表-3.2.2(b) 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (溶接箱形断面の場合) (N/mm²)

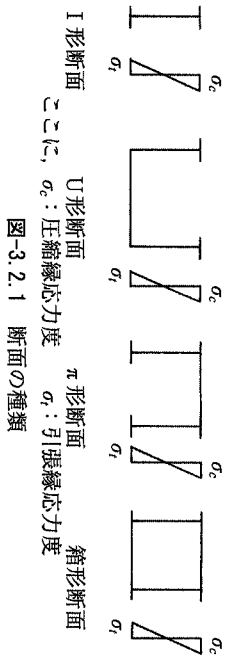
鋼種 板厚 (mm)	SM400 SM400W SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SM570W SMA570W
40 以下	$140 - \frac{l}{r} \leq 18$ $140 - 0.37 \left(\frac{l}{r} \right)$ $+ 0.0088 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 21$ $18 < \frac{l}{r} \leq 92$ $140 - 1.6 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 39$ $- 0.0023 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 39$ $92 < \frac{l}{r}$	$185 - \frac{l}{r} \leq 16$ $185 - 0.60 \left(\frac{l}{r} \right)$ $+ 0.0093 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 18$ $16 < \frac{l}{r} \leq 79$ $185 - 2.4 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 32$ $- 0.0027 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 32$ $79 < \frac{l}{r}$	$210 - \frac{l}{r} \leq 15$ $210 - 0.73 \left(\frac{l}{r} \right)$ $+ 0.0099 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 17$ $15 < \frac{l}{r} \leq 75$ $210 - 2.9 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 30$ $- 0.0029 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 30$ $75 < \frac{l}{r}$	$255 - \frac{l}{r} \leq 19$ $255 - 1.0 \left(\frac{l}{r} \right)$ $+ 0.011 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 23$ $19 < \frac{l}{r} \leq 67$ $255 - 4.2 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 31$ $- 0.0032 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 31$ $67 < \frac{l}{r}$
	$125 - \frac{l}{r} \leq 20$ $125 - 0.33 \left(\frac{l}{r} \right)$ $+ 0.0077 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 23$ $20 < \frac{l}{r} \leq 96$ $125 - 1.4 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 40$ $- 0.0023 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 40$ $96 < \frac{l}{r}$	$175 - \frac{l}{r} \leq 16$ $175 - 0.55 \left(\frac{l}{r} \right)$ $+ 0.0090 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 18$ $16 < \frac{l}{r} \leq 82$ $175 - 2.2 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 33$ $- 0.0026 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 33$ $82 < \frac{l}{r}$	$195 - \frac{l}{r} \leq 16$ $195 - 0.65 \left(\frac{l}{r} \right)$ $+ 0.0096 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 18$ $16 < \frac{l}{r} \leq 77$ $195 - 2.7 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 33$ $- 0.0028 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 33$ $77 < \frac{l}{r}$	$245 - \frac{l}{r} \leq 19$ $245 - 0.96 \left(\frac{l}{r} \right)$ $+ 0.011 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 23$ $19 < \frac{l}{r} \leq 69$ $245 - 4.0 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 31$ $- 0.0032 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 31$ $69 < \frac{l}{r}$

l: 部材の有効座屈長 (mm)
r: 部材の総断面の断面二次半径 (mm)

備考
75 を超え 100 以下

(3) 構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は次による。

- 1) 部材の圧縮縁の許容曲げ圧縮応力度は、圧縮フランジの固定状態及び図-3.2.1に示す断面の種類によって、表-3.2.3(a)及び表-3.2.3(b)に示す値とする。



ここに、 σ_c : 圧縮縁応力度 σ_t : 引張縁応力度
図-3.2.1 断面の種類

表-3.2.3(a) 許容曲げ圧縮応力度
(圧縮フランジがコンクリート床版等で直接固定されている場合並びに箱形断面及びpi形断面の場合) (N/mm²)

鋼材の板厚 (mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40以下	140	185	210	255
40を超え75以下	125	175	195	245
75を超え100以下			190	240

表-3.2.3(b) 許容曲げ圧縮応力度
(表-3.2.3(a)に規定する以外の場合) (N/mm²)

鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40以下	$140: \frac{l}{b} \leq 4.5$ $140: \frac{l}{b}$ $-2.4 \left(\frac{l}{b} - 4.5 \right)$	$185: \frac{l}{b} \leq 4.0$ 185 $-3.8 \left(\frac{l}{b} - 4.0 \right)$	$210: \frac{l}{b} \leq 3.5$ 210 $-4.6 \left(\frac{l}{b} - 3.5 \right)$	$255: \frac{l}{b} \leq 5.0$ 255 $-6.6 \left(\frac{l}{b} - 5.0 \right)$
$\frac{A_w}{A} \leq 2$	$125: \frac{l}{b} \leq 5.0$ 125 $-2.2 \left(\frac{l}{b} - 5.0 \right)$	$175: \frac{l}{b} \leq 4.0$ 175 $-3.6 \left(\frac{l}{b} - 4.0 \right)$	$195: \frac{l}{b} \leq 4.0$ 195 $-4.2 \left(\frac{l}{b} - 4.0 \right)$	$245: \frac{l}{b} \leq 4.5$ 245 $-6.2 \left(\frac{l}{b} - 4.5 \right)$
40を超え75以下	$5.0 < \frac{l}{b} \leq 30$	$4.0 < \frac{l}{b} \leq 30$	$3.5 < \frac{l}{b} \leq 27$	$5.0 < \frac{l}{b} \leq 25$

$\frac{A_w}{A}$	75を超え100以下		$\frac{A_w}{A} > 2$	
	40以下	40を超え75以下	75を超え100以下	40を超え75以下
	$140: \frac{l}{b} \leq \frac{9}{K}$ 140 $-1.2 \left(\frac{l}{b} - 9 \right) \frac{9}{K}$	$185: \frac{l}{b} \leq \frac{8}{K}$ 185 $-1.9 \left(\frac{l}{b} - 8 \right) \frac{8}{K}$	$190: \frac{l}{b} \leq 4.0$ 190 $-4.0 \left(\frac{l}{b} - 4.0 \right)$	$240: \frac{l}{b} \leq 4.5$ 240 $-6.0 \left(\frac{l}{b} - 4.5 \right)$
	$9 < \frac{l}{b} \leq 30$	$8 < \frac{l}{b} \leq 30$	$4.0 < \frac{l}{b} \leq 27$	$4.5 < \frac{l}{b} \leq 25$
	$210: \frac{l}{b} \leq \frac{7}{K}$ 210 $-2.3 \left(\frac{l}{b} - 7 \right) \frac{7}{K}$	$175: \frac{l}{b} \leq \frac{8}{K}$ 175 $-1.8 \left(\frac{l}{b} - 8 \right) \frac{8}{K}$	$190: \frac{l}{b} \leq \frac{8}{K}$ 190 $-2.0 \left(\frac{l}{b} - 8 \right) \frac{8}{K}$	$245: \frac{l}{b} \leq \frac{9}{K}$ 245 $-3.1 \left(\frac{l}{b} - 9 \right) \frac{9}{K}$
	$7 < \frac{l}{b} \leq 27$	$8 < \frac{l}{b} \leq 27$	$8 < \frac{l}{b} \leq 27$	$9 < \frac{l}{b} \leq 25$

A_w : 腹板の総断面積 (mm²)
 A : 圧縮フランジの総断面積 (mm²)
 l : 圧縮フランジの固定点間距離 (mm)
 b : 圧縮フランジ幅 (mm)
 $K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A}}$

- 2) 4.2.2 から 4.2.4 までに規定する局部座屈に対する許容応力度が表-3.2.3 に示す値より小さい場合は、1)の規定にかかわらず 4.2.2 から 4.2.4 までに規定する局部座屈に対する許容応力度を許容曲げ圧縮応力度とする。
- 3) 応力度を照査する断面を含む圧縮フランジの固定点間の部材において、部材両端の曲げモーメントが異なり、その間で曲げモーメントがほぼ直線的に変化する場合は、表-3.2.3 に示す値に (M/M_{eq}) を乗じて許容応力度を割増ししてよい。ただし、表-3.2.3 の上限値又は 4.2.2 から

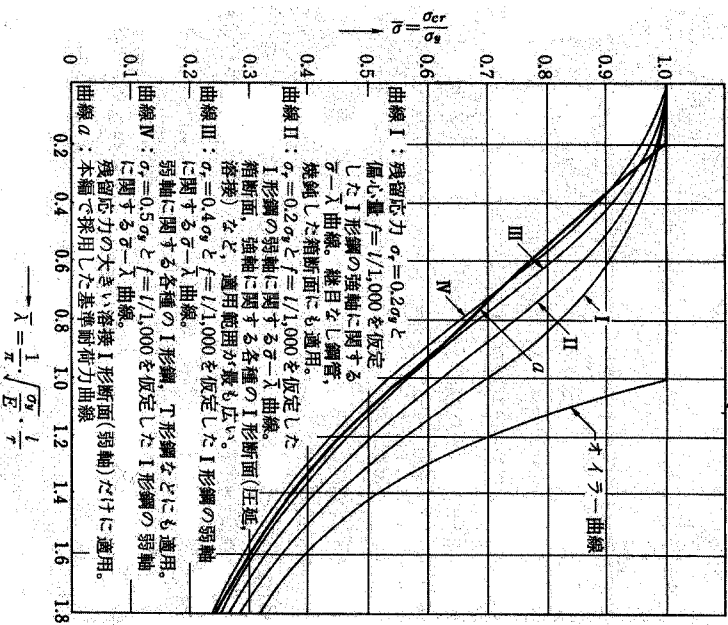


図-解 3.2.1 表-3.2.2(a)の許容応力度の基本とした耐力曲線

曲線 I ~ IV の計算仮定と、上記の実験²⁾等によって確認された適用範囲とを図-解 3.2.1 に略記した。

図-解 3.2.1 に示したように、断面形状等に応じて適当な耐力曲線を用いれば経済的な設計ができるが、これまで、設計の簡略化を図るために、1 つの耐力曲線だけを用いることとし、基準耐力曲線としては図-解 3.2.1 の 4 本の曲線のほぼ下限値に相当する式 (解 3.2.1) が採用されていた。

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma} &= 1.0 & (\bar{\lambda} \leq 0.2) \\ \bar{\sigma} &= 1.109 - 0.545\bar{\lambda} & (0.2 < \bar{\lambda} \leq 1.0) \\ \bar{\sigma} &= 1.0 / (0.773 + \bar{\lambda}^2) & (1.0 < \bar{\lambda}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{(解 3.2.1)}$$

ここに、 $\bar{\sigma} = \frac{\sigma}{\sigma_s}$, $\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_s}{E}} \cdot \frac{l}{r}$

今回の改定では、構造の合理化の観点から、この基準耐力曲線に加えて、圧縮部

材において一般的に使用されている溶接箱形断面を対象として式 (解 3.2.2) の基準耐力曲線を新たに設定している。

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma} &= 1.0 & (\bar{\lambda} \leq 0.2) \\ \bar{\sigma} &= 1.059 - 0.258\bar{\lambda} - 0.190\bar{\lambda}^2 & (0.2 < \bar{\lambda} \leq 1.0) \\ \bar{\sigma} &= 1.427 - 1.039\bar{\lambda} + 0.223\bar{\lambda}^2 & (1.0 < \bar{\lambda}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{(解 3.2.2)}$$

この基準耐力曲線は、既往の研究結果^{4), 5)}により、溶接箱形断面 (矩形断面の 4 辺を溶接接合した部材) を対象として、初期不整として残留応力と初期曲がりを考慮した場合の耐力の下限値を基準に設定したものである。基準耐力曲線の設定には、残留応力として既往の計測結果に基づき 0.25σ_s を、初期曲がりとして 18.3.2 に規定される f = 1/1,000 を考慮している。

許容軸方向圧縮応力度は、上記の基準耐力曲線に対して安全率 1.7 をとり定めることを基本方針としている。

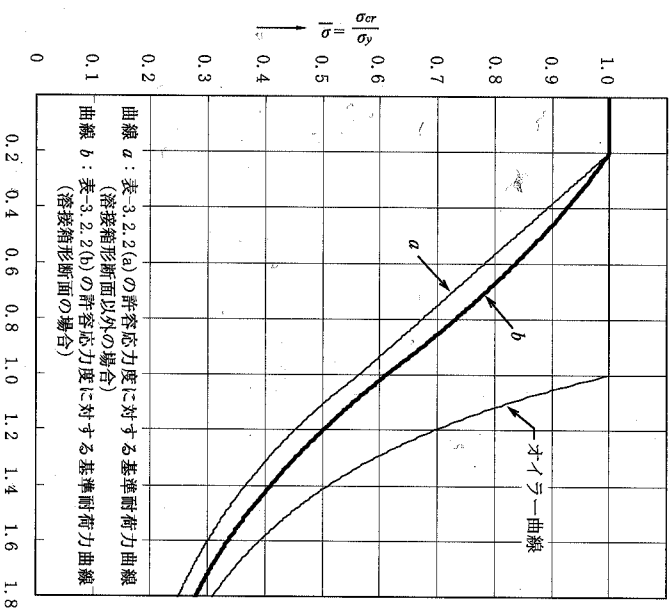


図-解 3.2.2 表-3.2.2 の許容応力度に対する基準耐力曲線

→ $\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_s}{E}} \cdot \frac{l}{r}$

SMS570 及び SMA570W については、その許容軸方向圧縮応力度の上限値を約 4%低い値におさえており、 $\bar{\lambda}$ が小さい領域では安全率は 1.7 より大きくとっている (図-解 3.2.3 参照)。

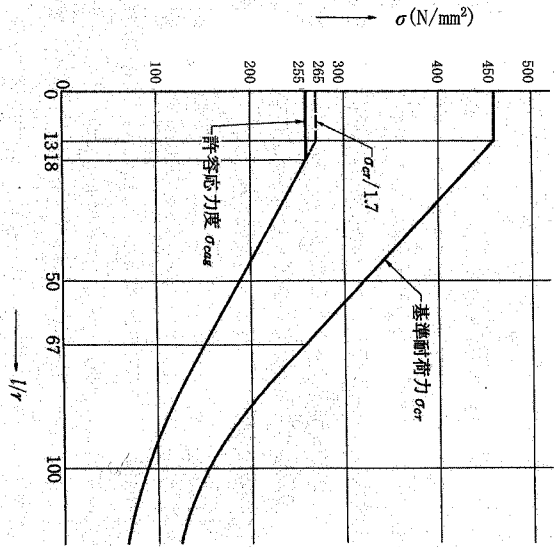


図-解 3.2.3 SMS570, SMA570W の許容軸方向圧縮応力度 (溶接箱形断面以外かつ板厚 40mm 以下の場合)

なお、軸方向圧縮部材は一般に自重の影響を無視して設計してよいが、水平又はこれに近い状態で配置され、しかも l/r の大きい部材については、ごくまれに自重の影響を考慮する必要があるのに注意しなければならない。ただし、片側ガセットで取付けられ偏心圧縮力を受ける山形又は T 形断面部材に対して 4.5 の規定を用いて設計する場合や鋼管部材のうちで製造管に属するものについては、 l/r にかかわらず自重の影響を無視することができる。これは、前者の場合偏心の影響が卓越するので自重の影響は無視できると考えられ、また後者の場合許容応力度そのものが製造管を対象とし、安全側の値をとっていることによるものである。しかし、ごくまれな用例として、両側にガセットを設け通常中心圧縮部材と考えられるような部材で、しかも l/r が 70 程度を超えるような部材に対しては、自重による影響を考慮して設計する必要がある。この場合軸方向力と曲げモーメントを受ける部材として 4.3 の規定により設計する。有効座屈長 l については各章の規定によるが、規定されていない場合は表-解 3.2.2 を参考に $l = \beta \cdot L$ により求めることができる。

式 (3.2.1) は、上記により算出した局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 σ_{cr} に対して、更に部材を構成する板の局部座屈の影響を考慮して、部材としての許容軸方向圧縮応力度 σ_{cm} を与えたものである。4.2.2, 4.2.3 及び 4.2.4 に規定する板及び補剛板の局部座屈に対する許容応力度 σ_{cm} が σ_{cm} に等しい場合、すなわち局部座屈の影響を考慮しなくてよい場合は、部材の許容軸方向圧縮応力度 σ_{cm} は σ_{cr} をとってよい。しかしながら σ_{cm} が σ_{cm} を下回る場合、すなわち局部座屈の影響を考慮しなければならぬ場合は、柱としての座屈と局部座屈が連成して部材の座屈強度は両者を下回ることもある。この場合、部材の座屈強度が両者をどの程度下回るかは、部材の剛性、それを構成する板の剛性等により異なるが、ここでは安全側をとり、また従来の示方書の考え方に従い、式 (3.2.1) のように定めている。

表-解 3.2.2 柱の有効座屈長

座屈形状が点線のような場合	L: 部材長 (mm)					
	1	2	3	4	5	6
β の理論値	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
β の推奨値	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0

材端条件	回転に対して	水平変位に対して
	固定	固定
	自由	固定
	固定	自由
	自由	自由

(3) 許容曲げ圧縮応力度

桁の圧縮縁については、桁の横倒れ座屈強度を基本に許容曲げ圧縮応力度を定めている。すなわち、横倒れ座屈に対して、桁は圧縮フランジの固定点において単純支持されているものとし、この両端に等曲げモーメントが作用したときの圧縮縁の許容横倒れ座屈応力度によって許容曲げ圧縮応力度を規定している。圧縮フランジが直接コンクリート床版等で固定されている場合並びに箱形及び π 形断面の場合は、曲げによる横倒れ座屈が起りにくいので、許容曲げ圧縮応力度はその上限値までとするものとしている。

横倒れ座屈強度は、 A_y/A_x 及び l/b の関数として近似的に表すことができる。本編では、横倒れ座屈の基準耐荷力曲線を A_y/A_x の大きさにより 2 種類の基本式で与えている。こ

の基本式は式(解 3.2.3)のとおりである。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_c/\sigma_y &= 1.0 & (\alpha \leq 0.2) \\ \sigma_c/\sigma_y &= 1.0 - 0.412(\alpha - 0.2) & (\alpha > 0.2) \end{aligned} \right\} \text{ (解 3.2.3)}$$

ここに、 $\alpha = \frac{2}{\pi} K \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{1}{b}$

$$K = 2 \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}} \quad (A_w/A_c \leq 2)$$

この基準耐力曲線に対して安全率約1.7をとったものが、表-3.2.3に示した許容曲げ圧縮応力度である。ただし、SM570及びSMA570Wについては、許容曲げ圧縮応力度の上限値を約4%低い値としており、 α の小さい領域では安全率は1.7より大きくとっている。横倒れ座屈については、柱の座屈と異なり局部座屈と連成することは少ないが、局部座屈強度が横倒れ座屈強度を下回る場合、耐荷力は局部座屈により決定されるので、条文2)のように定めている。

なお、圧縮フランジの固定点間距離は、横倒れ座屈を拘束するような構造の床桁、横構、対傾構等の取付部における部材骨組線の交点間の距離であり、ストラットのみの取付間隔や、腹板の垂直補剛材取付部の間隔をとってはならない(図-解 3.2.4 参照)。

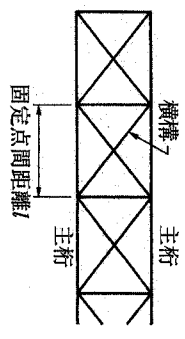


図-解 3.2.4 圧縮フランジの固定点間距離

また、 l/b の最大値(例えばSMA400では $l/b=30$)は、許容曲げ圧縮応力度が極端に低下するのを防ぐために制限したものである。

また、式(解 3.2.3)は本来上下等フランジの桁に対する基準耐力曲線であるが、上下のフランジ断面積が等しくない桁に対して十分な精度で適用できるので、この場合でも同じ基準耐力曲線を用いることにしている。また、式(解 3.2.3)はU形断面、V形断面の桁にも適用できるが、V形断面の桁では鉛直面内の曲げモーメントによって、断面の上フランジ及び腹板には外側へ開こうとする力が作用するので、断面変形を生じないように十分剛な横構、対傾構を配置する必要がある。

この条文に規定した部材としての横倒れ座屈のほかに、橋全体としての横倒れ座屈を照査することが必要となる場合がある。すなわち、断面全体の水平方向の断面二次モーメントが鉛直方向の断面二次モーメントより小さく、更に支間長が腹板間隔のおよそ18

倍より大きい2主桁の橋等では橋全体の横倒れ座屈を照査^③する必要がある。

固定点間で曲げモーメントがほぼ直線変化をする場合は、この条文の3)に示すように許容曲げ圧縮応力度を増すことができる。これは主として合戦桁の架設時の桁端付近に適用することを目的としたものである。すなわち、図-解 3.2.5のように両固定点①、②における曲げモーメントをそれぞれ M_1 、 M_2 (ただし $M_1 \geq M_2$)とすると、この固定点間では換算曲げモーメント M_{eq} が全長にわたって作用するものとして設計することができる。規定ではこれを、 M/M_{eq} 倍した許容曲げ圧縮応力度に対し、設計断面に作用する曲げモーメント M を用いて算出した曲げ圧縮応力度を照査する形で表現している。

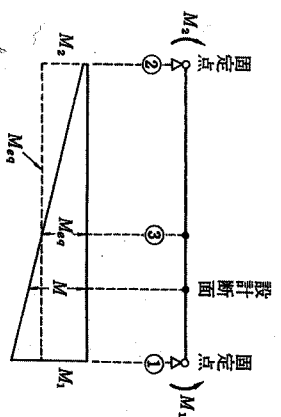


図-解 3.2.5 固定点間で曲げモーメントがほぼ直線的に変化する場合

この場合、部材断面は①~②の間で等断面であることが前提となっており、極端な変断面部材については上記の照査は適用できない。

また、図-解 3.2.6に示すように固定点間に荷重が作用する場合は、式(3.2.2)又は式(3.2.3)によって求めた換算曲げモーメントに、その荷重によって生じる曲げモーメントの最大値 ΔM_{max} を加えた値をこの場合の換算曲げモーメントとするのが望ましいが、一般に ΔM_{max} の値は僅かであると考えられるので、特に規定されていない。 ΔM_{max} が無視できない場合は別途検討する必要がある。

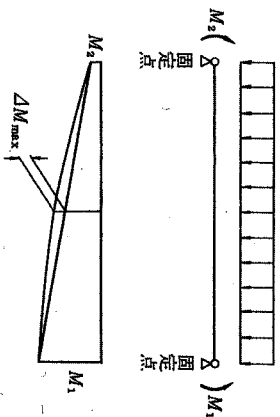


図-解 3.2.6 固定点間に荷重が作用する場合

連続縦桁等の支点付近の断面を設計する場合には、その支間長の1/4を固定点間距離としてもよい。ただし、この場合には3)を適用してはならない。

(4) 許容せん断応力度及び許容支圧応力度

表-3.2.4に定めた許容せん断応力度は、表-解3.2.1に示した基準降伏点について、von Misesの降伏条件 $\tau_v = \sigma_v \sqrt{3}$ を適用し、更に安全率約1.7をとったものである。ただし、許容引張応力度の場合と同様に、SM570及びSMA570Wについては安全率を若干高くしている。

鋼材と鋼材との接触機構は、平面と平面（平面に近い円筒面や曲面を含む）とが接触するものと、球面（又は円筒面）と平面とが微小面で接触するものとに分けられ、後者は一般に「ヘルツ理論による支圧」といわれている。

ヘルツ理論には、

- 1) 接触面積の大きさが曲率半径に比べて十分小さい。
 - 2) 接触部の応力が弾性限度内であり、組織的に均一である。
- という仮定条件があり、現実の状態とは異なっているが、支圧についてはこれによって実用上差し支えない。

ヘルツ接触部付近では、荷重を増加していくと金属の塑性変形が始まり、ごくわずかな残留変形が残るようになり（極限支圧応力状態）、更に荷重を増加していくと接触部付近全域で塑性変形を生じる（降伏支圧応力状態）。種々の金属表面にかたい鋼球を押し込み、圧痕の表面積で荷重を除いた値をもって測定される押し込み硬さ（例えばブリネル硬さ）は、ほぼ降伏支圧応力に相当するといわれている。

SS400級のブリネル硬さは、 $HB=140 \sim 150$ 、SM490級で $HB=150$ であり、降伏支圧応力の約50%を許容支圧応力度とし、表-3.2.4のように規定したものである。SM490Y級及びSM520級については、ヘルツの許容支圧応力度を用いて設計する部材への使用実績も少なく、また高支圧強度の支承等は合金鋼又は高強度合金鋼を用いればよいので、特に規定されなかった。また、平面と平面が接触している場合については、鋼鉄道橋の設計標準⁷⁾やAASHTO⁸⁾の基準値を参考にして、許容引張応力度の50%増しを許容支圧応力度としている。この値は、平面どうしで相対的に移動しない場合を対象としており、相対的に移動がある構造は摩擦・摩耗が増大しやすくなるので、⁸⁾できるだけ避けるほうがよい。やむを得ない場合は、表-3.2.4に規定した許容値の1/2を用いる。

3.2.2 鑄造品の許容応力度

支承部等に用いる鑄造品の許容応力度は表-3.2.5に示す値とする。

表-3.2.5 鑄造品の許容応力度

応力の種類 鑄造品の種類	軸方向応力度		曲げ応力度		せん断応力度	支圧応力度		ヘルツ公式で計算する場合の支圧 必要値 HB ⁹⁾	
	引張	圧縮 ¹⁾	引張	圧縮 ¹⁾		せん断 ない平面 接触 ²⁾	せん断 ある平面 接触 ²⁾		
鍛鋼品	SF490A	140	140	140	80	210	105	600	125以上
	SF540A	170	170	170	170	100	125	700	145以上
鑄鋼品	SC450	140	140	140	80	210	105	600	125以上
	SCW410	140	140	140	80	210	105	600	125以上
	SCW480	170	170	170	100	250	125	700	145以上
	SCMn1A	170	170	170	100	250	125	700	143以上
機械構 造用鋼	SCMn2A	190	190	190	110	280	140	780	163以上
	S35CN	190	190	190	110	280	140	720	149以上
	S45CN	210	210	210	120	310	155	800	167以上
	FC250	60	120	60	50	120	60	650	135以上
鑄鉄品	FCD400 ⁹⁾	140	140	140	80	210	—	—	—

- 注：1) 許容圧縮応力度は座屈を考慮しない場合の値である。
 2) 曲面接触において、図-3.2.2に示す r_1 と r_2 との比 r_1/r_2 が、円柱面と円柱面では1.02未満、球面と球面では1.01未満となる場合は、平面接触として取扱う。この場合の許容支圧応力度は、投影面積について算出した応力度に対する値である。
 3) HBはJIS Z 2243に規定するブリネル硬さを表す。
 4) FCD400については規格値のない項は使用しない。

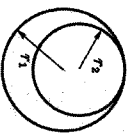


図-3.2.2 曲面接触

鑄造品はその機械的性質の規格値から、ほぼ表-解3.2.3のグループに仕分けできる。したがって、鍛鋼品、鑄鋼品、機械構造用鋼の軸方向応力度、曲げ応力度及びせん断応力度について、それぞれ同グループ内の圧延鋼の許容応力度と同等としている。

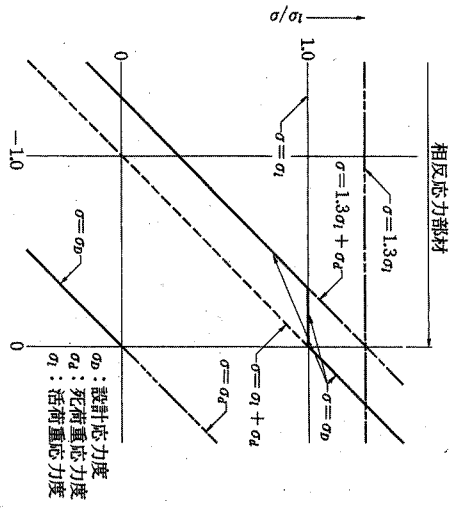


図-解 4.1.1 相反応力部材の設計応力度

4.1.3 交番応力部材

- (1) 引張力及び圧縮力を交番して受ける部材については、それぞれの応力に對して安全なように設計しなければならない。
- (2) (3)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
- (3) 引張力及び圧縮力により生じる各応力に對して所要断面積を算出し、大きい方の断面積を用い、かつ圧縮力に對して座屈の照査を行う。

交番応力を受ける部材では、各応力に對して所要断面積を求め、大きい方の断面積を用いなければならないことはもちろんであるが、同時に圧縮応力に對する座屈の照査を行う必要がある。例えば、トラスの腹材には支間の中央付近で交番応力を生じるので、各応力に對して安全なように設計する必要がある。横構の腹材のように風向によって応力の符号が反対になる部材は、やはり交番応力部材であり、風向による引張、圧縮の各応力に對して抵抗できる断面とする必要がある。

4.1.4 鋼材の最小板厚

- (1) 鋼材の最小板厚は、腐食環境や製作及び輸送中の取扱い等も考慮して定めなければならない。
- (2) (3)及び(4)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
- (3) 鋼材の板厚は8mm以上とする。ただし、I形鋼及び溝形鋼の腹板において

は7.5mm以上としてよい。また、鋼床版や箱桁等の補剛材に用いる閉断面縦リブについては、腐食環境が良好又は腐食に對して十分な配慮を行う場合、6mm以上としてもよい。

(4) 主要部材として用いる鋼管の板厚は7.9mm以上とし、二次部材として使用する鋼管の板厚は6.9mm以上とする。

鋼材の最小板厚は、腐食や製作運搬中の取扱いを考慮して決めたものである。防せい防食の方法や使用部位等によって腐食環境などの条件は異なり、取扱いや製作の条件も個々の橋によって異なるが、一般的値として規定したものが(3)及び(4)である。

I形鋼や溝形鋼の腹部の板厚は市場品使用の便を考慮して7.5mmまでと緩和している。ただし、山形鋼の板厚は8mm以上とする必要がある。また、閉断面縦リブについては、従来から9.4.6に規定されているが、近年の使用範囲の拡大を考慮してこの条文にも規定している。鋼管については、主要部材として使用される鋼管の板厚は7.9mm以上とし、JIS規格品(JIS G 3444)使用の便宜を図った。二次部材については、鋼管の断面性能が優れていること等を考慮して6.9mm以上とした。

ただし、防護欄材、フライアー材、歩道等用床版等はこの規定によらなくてもよい。

4.1.5 部材の細長比

- (1) 部材の細長比は、部材の剛度が確保できる値以下としなければならない。
- (2) (3)の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。ただし、アイバー、棒鋼、ワイヤロープ等はこの限りでない。
- (3) 主要部材及び二次部材の細長比は、表-4.1.1に示す値以下とする。

表-4.1.1 部材の細長比

部材	細長比(L/r)	
	主要部材	二次部材
圧縮部材	120	150
引張部材	主要部材	200
	二次部材	240

ここに、L：引張部材の場合は骨組長、圧縮部材の場合は有効座屈長 (mm)

r：部材総断面の断面二次半径 (mm)

なお、横構や対傾構を主要部材としての機能をもたせないで設計する場合には二次部材としてよい。

この条文は、橋全体の剛性を確保する目的で、部材の細長比の最大値を規定したものである。部材長 l は考える方向によって異なる場合があるため、それぞれの方向について細長比を算出し、そのうち最大のものについてこの条文を適用する。この条文はほかに支障がなければこの数値までの細長比が許容されるといふ意味のものであるため、適用に際しては十分その点を考慮する必要がある。主構造や床組部材等、橋の主要な構造部分を作成する部材である主要部材に対して、例えば横荷重のみに対して設計する場合の横荷重のような二次部材では、細長比はこの条文を満足しても、部材の剛度が不足して過度の横揺れが生じたりしないように配慮する必要がある。橋を立体的に解析して主桁や主構間の荷重分配を受けもたせる等主要部材と同等の機能を考慮して設計を行うような場合の横荷重や対傾構は主要部材として取扱う必要がある。

4.2 圧縮応力を受ける板及び補剛板

4.2.1 一般

- (1) 圧縮応力を受ける両縁支持板、自由突出板及び補剛板の局部座屈に対する許容応力度は、板の支持条件、溶接による初期変形及び残留応力等の初期不整の影響等を考慮して4.2.2から4.2.4までに規定する許容応力度と同等以上の安全度を有するように設定しなければならない。
- (2) 耐震設計上変形能の確保が要求される部位における両縁支持板、自由突出板及び補剛板については、変形能が確保できる部材寸法としなければならない。
- (3) 4.2.2から4.2.5までの規定による場合においては、(1)及び(2)を満たすものとみなす。

(1) 圧縮応力を受ける板及び補剛板の局部座屈に対する許容応力度を定める際には、4.2.2から4.2.4までに規定する許容応力度と同等以上の安全度を有するように設定する必要がある。圧縮応力を受ける両縁支持板、自由突出板及び補剛板の局部座屈に対する強度は、板の支持条件のほかに板の初期不整等の影響に左右される。板の初期不整は溶接による変形や残留応力によって生じるものであり、部材を構成する板の厚さに大きく左右される。そこで、4.2.2から4.2.4までに規定する最小板厚が守られない場合には、基準耐力曲線も従来の規定から異なることに注意する必要がある。許容応力度の設定にあたっては、従来と同等以上の安全度を有することを基本とし、基準耐力に対して必要な安全率を確保する必要がある。

(2) 鋼製橋脚の基部等では、地震時に脆性的な破壊を防ぐことに配慮して、変形能の確保

を図ることができる部材寸法となるよう配慮する必要がある。構造細目については、耐震設計編の鋼製橋脚の規定に従う。

4.2.2 圧縮応力を受ける両縁支持板

- (1) 圧縮応力を受ける両縁支持板の板厚及び局部座屈に対する許容応力度は、(2)及び(3)の規定による。ただし、鋼桁の腹板には適用しない。
- (2) 圧縮応力を受ける両縁支持板の板厚は、表-4.2.1に示す値以上とする。ただし、架設時のみに一時的に圧縮応力を受ける場合の板厚は、式(4.2.1)を満たせばよい。

表-4.2.1 圧縮応力を受ける両縁支持板の最小板厚 (mm)

鋼種 鋼材の 板厚 (mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40 以下	$\frac{b}{56f}$	$\frac{b}{48f}$	$\frac{b}{46f}$	$\frac{b}{40f}$
40 を超え 75 以下	$\frac{b}{58f}$	$\frac{b}{50f}$	$\frac{b}{48f}$	$\frac{b}{42f}$
75 を超え 100 以下				

$$\left. \begin{array}{l} t \geq \frac{b}{80f} \\ \text{かつ} \\ t \geq \frac{b}{220} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (4.2.1)$$

ここに、 t : 板厚 (mm)
 b : 板の固定縁間距離 (mm) (図-4.2.1 参照)
 f : 応力勾配による係数、 $f = 0.65\phi^2 + 0.13\phi + 1.0$
 ϕ : 応力勾配、 $\phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$
 σ_1, σ_2 : それぞれ板の両縁での縁応力度 (N/mm²)、ただし、 $\sigma_1 \geq \sigma_2$ とし、圧縮応力を正とする (図-4.2.2 参照)。

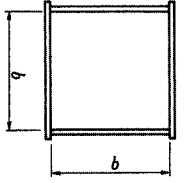


図-4.2.1 板の固定縁間距離

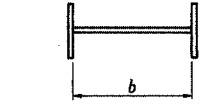


図-4.2.2 板の縁応力度

(3) 圧縮応力を受ける両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度は、表-4.2.2に示す値とする。ただし、橋脚基部等の耐震設計上変形能の確保が要求される部位に用いられる両縁支持板については、局部座屈に対する許容応力度がその上限値となる範囲で部材寸法を設計する。

表-4.2.2 両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度

鋼種	鋼材の板厚 (mm)	局部座屈に対する許容応力度 (N/mm ²)
SS400 SM400 SMA400W	40以下	$\frac{b}{38.7f} \leq t$ $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{38.7f}$
	40を超え 100以下	$\frac{b}{41.0f} \leq t$ $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{41.0f}$
	185	$\frac{b}{33.7f} \leq t$
SMA490	40以下	$\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{33.7f}$
	40を超え 100以下	$\frac{b}{34.6f} \leq t$ $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{34.6f}$

SMA490Y SM520 SMA490W	40以下	$\frac{b}{31.6f} \leq t$ $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{31.6f}$
	40を超え 75以下	$\frac{b}{32.8f} \leq t$ $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{32.8f}$
SM570 SMA570W	40以下	$\frac{b}{28.7f} \leq t$ $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{28.7f}$
	40を超え 75以下	$\frac{b}{29.3f} \leq t$ $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{29.3f}$
	75を超え 100以下	$\frac{b}{33.3f} \leq t$ $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{33.3f}$
	240	$\frac{b}{29.6f} \leq t$ $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{29.6f}$

4.2.3 圧縮応力を受ける自由突出板

(1) 圧縮応力を受ける自由突出板の板厚 t は、自由突出幅 b の $1/16$ 以上とする。

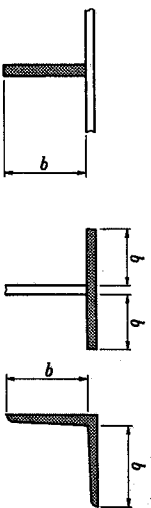


図-4.2.3 自由突出幅

(2) 圧縮応力を受ける自由突出板の局部座屈に対する許容応力度は、表-4.2.3に示す値とする。ただし、橋脚基部等の耐震設計上変形能の確保が要求される部位に用いられる自由突出板については、局部座屈に対する許容応力度がその上限値となる範囲で部材寸法を設計する。

表-4.2.3 自由突出板の局部座屈に対する許容応力度

鋼種	鋼材の板厚 (mm)	局部座屈に対する許容応力度 (N/mm ²)
SS400 SM400 SMA400W	40以下	$\frac{b}{12.8} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{12.8}$
	40を超え 100以下	$\frac{b}{13.6} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{13.6}$
SM490	40以下	$\frac{b}{11.2} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.2}$
	40を超え 100以下	$\frac{b}{11.5} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.5}$
SM490T SM520 SMA490W	40以下	$\frac{b}{10.5} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.5}$
	40を超え 75以下	$\frac{b}{10.9} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.9}$

SM570 SMA570W	75を超え 100以下	$\frac{b}{11.0} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.0}$
	40以下	$\frac{b}{9.5} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.5}$
	40を超え 75以下	$\frac{b}{9.7} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.7}$
	75を超え 100以下	$\frac{b}{9.8} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.8}$

4.2.4 圧縮応力を受ける補剛板

(1) 圧縮応力を受ける両縁を支持された補剛板に、4.2.5の規定を満たす補剛材が等間隔に配置されている場合は、補剛板の板厚及び局部座屈に対する許容応力度は(2)及び(3)の規定による。ただし、鋼桁の腹板及び鋼床版には適用しない。

(2) 圧縮応力を受ける補剛板の板厚は、表-4.2.4に示す値以上とする。ただし、架設時のみに一時的な圧縮応力を受ける補剛板の板厚は、式(4.2.2)を満たせばよい。

手の腹板に作用することを考慮する必要がある。

10.6 対傾構

縦桁間には必要に応じて対傾構を設け、その設計にあたっては11章の規定に準じる。

縦桁は鋼桁の一種であって、縦桁の設計は11章の各規定による。特に対傾構については注意を喚起する意味でこの条文を設けている。

11章 鋼 桁

11.1 適用の範囲

この章は主として曲げモーメントとせん断力を受ける充腹のI形断面、 π 形断面及び箱形断面の鋼桁を主桁とする上部構造の設計に適用する。

なお、鋼桁を主桁以外の目的で用いる場合にも、この章を準用することができる。

この章の規定の適用範囲を一般的に述べたものである。鋼桁には充腹形式の全ての桁構造が含まれるが、各形式の特異性を考慮して細かい規定を設けることは困難なので、基本的な形式であるI形断面、 π 形断面及び箱形断面の桁について規定してある。なお、同種の構造の鋼桁を縦桁や床桁等の主桁以外に用いる場合も、本章の規定を準用できる。さらに、この章で対象とする鋼桁を主桁とする上部構造にはコンクリート床版を組合わせる場合が多いが、鋼床版を有する上部構造などにも適用可能である。

一方、適用の範囲にない他の特殊な形式については、設計者の技術的判断によりこの章の規定を準用するか、又はその特殊性が著しい場合はそれに対する処置を講じる必要がある。

鋼桁は直橋、斜橋、曲線橋等いろいろな形で利用されるが、この章では構造物の断面力の算定法、すなわち構造物の解析上の仮定及び解析法には触れないこととし、断面力が算定された後の部材断面の決定法、細部設計等に関連したことにについて規定している。

11.2 設計一般

11.2.1 一般

(1) 鋼桁の設計にあたっては、断面内の曲げモーメント、せん断力、ねじりモーメントによる各応力度及びその組合せに対して安全となるようにしなければならぬ。

(2) 11.2.2から11.2.4までの規定による応力度を許容応力度以下とし、かつ11.2.5及び11.2.6の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。

部材の設計にあたっては、共通編 2.2 に規定される荷重の組合せによって生じる各応力度のそれぞれが許容応力度以下であっても、合成応力度が許容応力度を超える場合がある。また、横桁との接合点等で 2 方向の応力が加わることがある場合には、二軸応力状態に対する安全性の照査が必要となる場合がある。

そこで、作用する断面力からの応力度の算出法について 11.2.2 から 11.2.4 までに規定し、合成応力度や二軸応力状態に対する安全性の照査法を 11.2.5 及び 11.2.6 に規定したものである。

11.2.2 曲げモーメントによる垂直応力度

曲げモーメントによる垂直応力度は、式 (11.2.1) で算出する。ただし、引張フランジにボルトの孔がある場合には、式 (11.2.1) による引張フランジ応力度に (引張フランジ総断面積/引張フランジ細断面積) を乗じる。

$$\sigma_b = \frac{M}{I} y \quad \dots\dots\dots (11.2.1)$$

ここに、 σ_b : 曲げモーメントによる垂直応力度 (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

I : 総断面の中立軸のまわりの断面二次モーメント (mm⁴)

y : 中立軸から着目点までの距離 (mm)

一般に鋼桁では曲げモーメントにより断面が決定されることが多いが、その場合の垂直応力度の算出を示したものである。断面二次モーメント、中立軸 (断面弾性主軸) の位置等は、ボルト等の孔があることを考慮しない総断面について計算するものとし、主として曲げによる引張応力度を受ける引張側フランジにボルト等の孔がある場合は、式 (11.2.1) によって計算された引張フランジ応力度に (引張フランジ総断面積/引張フランジ純断面積) を乗じ、引張フランジの孔による欠損を考慮する。

支間長に比べてフランジの幅が広い鋼桁では、いわゆる「せん断遅れ」の影響を考慮しなければならないことがある。この場合にはフランジの有効幅に対応する有効断面を総断面として考える必要がある。

開断面台形桁等では、上フランジに断面全体としての鉛直曲げによる曲げ応力度のほかに、フランジの水平方向への曲げによる応力度が重なる場合があり、式 (11.2.1) は適用できないので注意する必要がある。また、I 形断面曲線桁等では、鉛直方向の曲げによる応力度の半径方向の成分が水平曲げを引き起こすことに注意する必要がある。

11.2.3 腹板の曲げに伴うせん断応力度

腹板の曲げに伴うせん断応力度は、式 (11.2.2) で算出してもよい。

$$\tau_b = \frac{S}{A_w} \quad \dots\dots\dots (11.2.2)$$

ここに、 τ_b : 曲げに伴うせん断応力度 (N/mm²)

S : 曲げに伴うせん断力 (N)

A_w : 腹板の総断面積 (mm²)

曲げに伴うせん断応力度の断面内での分布は、鋼桁のような薄肉断面のほりでは、せん断力が各板の中央の中央線に沿った方向に流れると考えた、いわゆるせん断流理論によるのが厳密な値を与えることが知られている。

比較的板厚の厚い充実度の高い断面では、初等はりの理論によって、曲げに伴うせん断応力度の分布は次式を用いることができる。

$$\tau = \frac{SQ}{Ih} \quad \dots\dots\dots (\text{解 } 11.2.1)$$

ここに、 τ : 曲げに伴うせん断応力度 (N/mm²)

S : 曲げに伴うせん断力 (N)

Q : 断面内の着目点を通り中立軸に平行な線より外側にある総断面の中立軸まわりの断面一次モーメント (mm³)

I : 総断面の中立軸まわりの断面二次モーメント (mm⁴)

h : 着目点の中立軸に平行な方向の板厚 (mm)

しかし、一般の鋼桁では、曲げに伴うせん断力の大部分が腹板で受け持たれ、しかもこれは腹板内にほぼ均一に分布すると考えても上述の理論との誤差は少ないので (11.2.2) の簡易式で算出してもよいとしている。

以上 3 つの計算法によるせん断応力度の流れの方向、分布の相違の概略を図解 11.2.1 に示した。

腹板のせん断応力度については式 (11.2.2) によってよいが、フランジについては非常に状況が異なるので、フランジの局部応力度の検算を行うような場合のフランジのせん断応力度の算出には、せん断流理論によって求める必要がある。

計算式	せん断応力度の分布図	備 考
$\tau = \frac{S}{A_u}$		
$\tau = \frac{SQ}{H}$		$\tau_{max} = \frac{3S(BH^2 - bh^2)}{2(BH^3 - bh^3)}(B-b)$ ただし、 $b = b_1 + b_2$
せん断流理論 $\tau = \frac{S}{T} f$		I形断面 $\tau_1 = \frac{S}{T} \frac{bh}{4}$ $\tau_2 = \frac{S}{T} \frac{bh}{2} \frac{t_f}{t_w}$ $\tau_{max} = \frac{S}{T} \left(\frac{h^2}{8} + \frac{bh}{2} \frac{t_f}{t_w} \right)$ 箱形断面 $\tau = \frac{S}{T} \frac{bh}{4}$ $\tau = \frac{S}{T} \frac{bh}{4} \frac{t_f}{t_w}$ $\tau_{max} = \frac{S}{T} \left(\frac{h^2}{8} + \frac{bh}{4} \frac{t_f}{t_w} \right)$

図-解 11.2.1 せん断応力度の計算式

11.2.4 ねじりモーメントによる応力度

ねじりモーメントを考慮する場合、純ねじりによるせん断応力度とそりねじりによるせん断応力度との合計及びそりねじりによる垂直応力度を考慮する。

ただし、I形断面主桁を用いた格子構造では、一般に桁の純ねじり及びそりねじりによる応力度を無視することができる。

また、箱形断面主桁を用いる場合には、格子構造、単一主桁構造いずれの場合でも、一般にそりねじりによる応力度を無視することができる。

中心角又は曲率が大きい曲線橋、斜角の小さい斜橋及び大きい偏心荷重が作用する直橋等、構造物の性質上ねじりの影響を無視できない場合には、ねじりの影響に配慮する必要がある。

鋼桁のような薄肉断面のはりでは、ねじりモーメントは純ねじりモーメントとそりねじりモーメントの和として受け持たれる。純ねじりモーメントは断面内にせん断応力度のみ

を生じさせ、そりねじりモーメントは桁軸方向のそりねじりによる垂直応力度と、それに釣合うそりねじりによるせん断応力度を生じさせる。

厳密には一つの部材断面内では必ず両者が共存するが、一般に充実度の大きい断面や箱桁のように薄肉でも閉じた断面では純ねじりモーメントの方が大きく、I形断面のように開いた薄肉断面ではそりねじりモーメントの方が大きく、それらによる応力度もそれぞれ大きい。

I形断面主桁を用いた格子構造では、桁自体のねじり抵抗が小さいため、ねじりモーメントによって生じるせん断応力度及びそりねじりによる垂直応力度は無視しうる程小さい。したがって、桁自体のねじり抵抗を無視して解析してよい。

また箱形断面主桁を用いた格子構造では、曲げモーメントによる垂直応力度を算出する載荷ケースとそりねじり応力度を算出する載荷ケースが大幅に異なることや、格子構造の箱桁は一般に張出しが小さく、そりねじり応力度自体が大きくないことから、一般には、そりねじりの影響を無視し、純ねじりによる影響のみを考慮することである。

さらに、箱形断面を用いた単一主桁構造の場合では、一般に断面寸法が大きく、支間も比較的大きい。このような場合にもそりねじりによる応力度は小さいためこれを無視してもよいことになっている。

ただし、張出しの大きい合成床版や鋼床版をもつ場合、又は箱形断面が特に扁平で幅が広い場合には別途検討が必要である。

11.2.5 合成応力度の照査

(1) 曲げモーメント及び曲げモーメントに伴うせん断力のみが作用する断面で、垂直応力度及び曲げに伴うせん断応力度がともに 3.2.1 に規定する許容応力度の 45% を超える場合は、曲げモーメント及び曲げに伴うせん断力がそれぞれ最大となる荷重状態について、式 (11.2.3) を満たさなければならぬ。

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau_b}{\tau_a} \right)^2 &\leq 1.2 \\ \sigma_b &\leq \sigma_a \\ \tau_b &\leq \tau_a \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11.2.3)$$

(2) ねじりモーメントを考慮する場合は、曲げモーメント及び曲げに伴うせん断力がそれぞれ最大となる状態について、式 (11.2.4) を満たさなければならぬ。

$$\left\{ \begin{aligned} \left(\frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 &\leq 1.2 \\ \sigma &\leq \sigma_a \\ \tau &\leq \tau_a \end{aligned} \right. \dots\dots\dots (11.2.4)$$

ここに、 $\sigma : \sigma_b + \sigma_w$ (N/mm²)

$\tau : \tau_b + \tau_s + \tau_w$ (N/mm²)

σ_b : 曲げモーメントによる垂直応力度 (N/mm²)

τ_b : 曲げに伴うせん断応力度 (N/mm²)

τ_s : 純ねじりによるせん断応力度 (N/mm²)

σ_w : そりねじりによるせん断応力度 (N/mm²)

τ_w : そりねじりによるせん断応力度 (N/mm²)

σ_a : 3.2.1に規定する許容引張応力度 (N/mm²)

τ_a : 3.2.1に規定する許容せん断応力度 (N/mm²)

(1) ねじりを考えないで、曲げモーメントによる応力度と曲げに伴うせん断応力度に対して設計する場合は、各応力度が個々の許容応力度内に入っても合成応力度が許容応力度を超えることが考えられるためこの規定を設けている。

$$\left(\frac{\sigma_b}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau_b}{\tau_a} \right)^2 \leq 1.2 \dots\dots\dots (解 11.2.2)$$

上式は、 σ_b/σ_a 、 τ_b/τ_a のいずれかが0.45より小さい場合には必ず満たされるので垂直応力度 σ_b 、せん断応力度 τ_b がともに許容応力度の45%を超える場合のみ照査する。 σ_b と τ_b の組合せは無数にあり、これら組合せの全てを照査することはできないので、曲げモーメント及び曲げに伴うせん断力がそれぞれ最大となる2つの荷重状態について照査すればよい。

1つの断面内では、垂直応力度とせん断応力度がともに大きくなる点で照査する必要がある。例えば、I形断面ではフランジと腹板の接合部、箱桁では隅角部である。

(2) ねじりモーメントを考慮する場合の合計応力度は、

$$\sigma = \sigma_b + \sigma_w \dots\dots\dots (解 11.2.3)$$

$$\tau = \tau_b + \tau_s + \tau_w \dots\dots\dots (解 11.2.4)$$

となる。ただし、11.2.4の規定により τ_s 又は σ_w 、 τ_w を省略できる場合がある。これらの合計応力度が、それぞれ許容応力度より小さくなければならぬことは当然であるが、その他に(1)と同じく、

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 \leq 1.2 \dots\dots\dots (解 11.2.5)$$

なる合成応力度の照査が必要である。

曲げ応力度を最大にする荷重状態と、ねじり応力度が最大になる荷重状態は異なり、上記の照査式に対して最も厳しい荷重状態を求めることは不可能な場合が多い。そこで一般に設計を支配する曲げモーメント及び曲げに伴うせん断力が、それぞれ最大となる荷重状態について照査すればよいこととしている。

11.2.6 二軸応力状態の照査

主桁フランジとラーメン横ばりのフランジが直接連結される場合等のように、主桁に2方向の応力が加わる部分の応力度は、式(11.2.5)を満たされなければならぬ。

$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right) \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right) + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 \leq 1.2 \dots\dots\dots (11.2.5)$$

ここに、 σ_x 、 σ_y : 照査する箇所互いに直交する方向に生じる垂直応力度、ただし引張応力度を正、圧縮応力度を負とする。(N/mm²)

τ : 照査する箇所に生じるせん断応力度 (N/mm²)

σ_a : 3.2.1に規定する許容引張応力度 (N/mm²)

τ_a : 3.2.1に規定する許容せん断応力度 (N/mm²)

主桁のフランジとラーメン橋脚の横ばりのフランジが共用されているような場合、又は主桁のフランジに分配橋脚のフランジが直接連結されているような場合は、その箇所の応力は二軸応力状態となり、各軸方向単独の応力照査のみでは危険となることがあるので、この条文の規定を設けている。

なお、 σ_x が許容引張応力度となっているのは、圧縮応力度に対しては許容圧縮応力度の上限値をとるということであり、この条文に規定した照査は圧縮応力度に対しても行うことはもちろんである。

11.3 フランジ

11.3.1 一般

(1) フランジの設計においては、部材断面内の応力の分布を適切に考慮しなければならぬ。また、溶接ひずみの影響並びに製作、輸送及び架設時の応力についても考慮し安全性を確保しなければならぬ。

(2) 11.3.2 から 11.3.5 までの規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。

11.3.2 引張フランジの自由突出部の板厚

引張フランジ自由突出部の板厚は、鋼種にかかわらず自由突出幅の 1/16 以上とする。

引張フランジ自由突出部の板厚は、溶接ひずみによる悪影響や運搬中等の不慮の外力に備え、また、フランジ内の応力分布を均等なものとするため上記のように定めている。なお、圧縮フランジ自由突出部は、圧縮応力を受ける板として 3.2.1 及び 4.2.3 により設計すればよい。

11.3.3 箱桁の引張フランジ

箱桁の引張フランジの板厚は腹板の中心間隔の 1/80 以上とする。ただし、十分に剛な補剛材がある場合には腹板中心間隔のかわりに補剛材中心間隔を用いてよい。

箱桁の引張フランジの板厚は不慮の外力に備えて腹板中心間隔の 1/80 以上としている。なお、箱桁の圧縮フランジは、圧縮応力を受ける板として 3.2.1, 4.2.2 及び 4.2.4 により設計すればよい。

11.3.4 鋼板を重ね合わせたフランジ

(1) 鋼板を重ね合わせてフランジとする場合には、外側フランジは 1 枚を原則とする。

- (2) 外側フランジの板厚は次による (図-11.3.1 参照)。
 - 1) 外側フランジの板厚は内側フランジの板厚の 1.5 倍以下とする。
 - 2) 圧縮フランジに用いる外側フランジの板厚は外側フランジの幅の 1/24 以上とする。
 - 3) 引張フランジに用いる外側フランジの板厚は外側フランジの幅の 1/32 以上とする。
- (3) 外側フランジの長さは桁高 (m) の 2 倍に 1m を加えた値以上とする。
- (4) 外側フランジの端部には、理論端から 300mm 以上で、かつ外側フランジの幅の 1.5 倍以上の余長を設ける。

- (5) 引張フランジに用いる外側フランジは、外側フランジを除いた断面で算出したフランジの応力度が許容応力度の 90% 以下となるところまで延長する。
- (6) 外側フランジの端部の溶接は不等脚の連続すみ肉溶接とし、その溶接細目は図-11.3.2 に示すとおりとする。
- (7) 内側フランジの設計には、11.3.2 の規定を適用する。

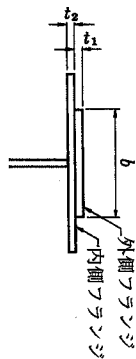


図-11.3.1 外側フランジの板厚
 圧縮フランジ: $t_1 \leq 1.5t_2$, かつ, $t_1 \geq b/24$
 引張フランジ: $t_1 \leq 1.5t_2$, かつ, $t_1 \geq b/32$

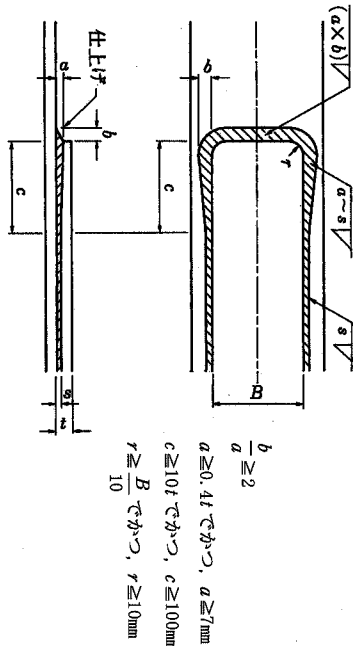


図-11.3.2 外側フランジの端部の溶接細目

- (1) フランジはなるべく 1 枚の板で構成するのが望ましい。しかしながら、場合によっては重ね合せフランジにしなければならないこともあり、その場合は外側フランジは 1 枚とすることを原則としている。
- (2) 外側フランジが内側フランジに比べ厚すぎるのは、溶接性及び応力の流れ等を考慮すると望ましくないので、外側フランジの板厚は内側フランジの板厚の 1.5 倍以下としている。圧縮力を受けるフランジの板厚は、すみ肉溶接のひずみによる浮き上がり等を考慮して、従来の規定どおり鋼種にかかわらず外側フランジ幅の 1/24 以上としている。また、引張力を受けるフランジについては、このようなひずみが減少する方向に応力が働くことを考えて 1/32 まで緩和している。
- (3) 桁に短い重ね合せフランジ部分を設けると、桁の応力分布を初等はり理論で解析する

うえで問題があるので、外側のフランジを桁高の2倍に1mm加えた値より長くするように規定している。

(4) 外側フランジの端部においては、桁断面が急変することによる応力の乱れを考慮して300mm以上又は外側フランジ幅の1.5倍以上の余長を付けることにしている。これらの値は従来の経験と外国の示方書等を参照して定めたものである。

なお、条文の理論端とは、設計計算において外側フランジを除いた断面で算出したフランジの応力度が許容応力度になるところを意味する。

(5) 引張力を受けるフランジにおいては疲労強度が問題となる。このため(4)の規定以外に内側フランジプレートに作用する応力度が許容応力度の90%以下になるところまで、外側フランジを延長する。なお、疲労耐久性の照査については、6章の規定による。

(6) 外側フランジの端部では、応力の流れを円滑にする必要がある。このため、外側フランジ端部には不等脚長をもつ連続すみ肉溶接を行い、更にその溶接細目を規定している。

11.3.5 フランジの有効幅

応力度と変形を計算するためのフランジの片側有効幅 λ は、式 (11.3.1) 及び式 (11.3.2) により算出し、その適用方法は表-11.3.1による。

$$\lambda = b \left. \begin{aligned} & \left(\frac{b}{l} \leq 0.05 \right) \\ & = \left[1.1 - 2 \left(\frac{b}{l} \right) \right] b \quad \left(0.05 < \frac{b}{l} < 0.30 \right) \dots \dots \dots (11.3.1) \\ & = 0.15l \quad \left(0.30 \leq \frac{b}{l} \right) \end{aligned} \right\}$$

$$\lambda = b \left. \begin{aligned} & \left(\frac{b}{l} \leq 0.02 \right) \\ & = \left[1.06 - 3.2 \left(\frac{b}{l} \right) + 4.5 \left(\frac{b}{l} \right)^2 \right] b \quad \left(0.02 < \frac{b}{l} < 0.30 \right) \dots \dots \dots (11.3.2) \\ & = 0.15l \quad \left(0.30 \leq \frac{b}{l} \right) \end{aligned} \right\}$$

ここに、 λ : フランジの片側有効幅 (mm) (図-11.3.3)

b : 腹板の間隔の1/2又は片持部のフランジの突出幅 (mm)

(図-11.3.3)

l : 等価支間長 (mm) (表-11.3.1)

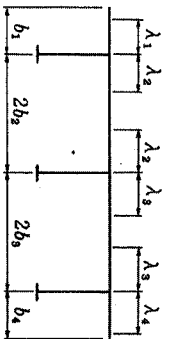


図-11.3.3 フランジの有効幅

表-11.3.1 フランジの片側有効幅

区間 (箇所)	記号	片側有効幅		摘 要
		等価 支間長 l	適用式	
①	λL_1	$0.8L_1$	L	
	λL_2	$0.6L_2$		
	λL_3	$0.2(L_1 + L_2)$		
②④	λS_1	$0.2(L_2 + L_3)$		
	λS_2			
③⑤	λL_1	L_1		
	λL_3			
⑥⑧	λS_2	$2L_2$		
	λS_1			

この条文は鋼床版桁、合成桁等の鋼桁が主桁作用を受ける場合のフランジの有効幅について規定したものである。

有効幅の定義に用いた力学モデルは、図-解11.3.1に示すものである。すなわち、支間 L の単純桁(A)に、片側幅 b のフランジ(B)が結合しているものとする。この際、桁の方向に生じるフランジ応力の桁と直角方向 (y 方向) の分布を $\sigma(y)$ とすれば、片側有効幅 λ は次式によって計算される。

$$\lambda = \int_{\sigma_0}^{\sigma(y)} \frac{b \sigma(y) dy}{\sigma_0} \dots \dots \dots (\text{解 } 11.3.1)$$

$\sigma(y)$ の分布は b/L の値及び桁と結合する床版の縁辺における桁のひずみ分布 (曲げモーメントの分布) の形状に支配される。

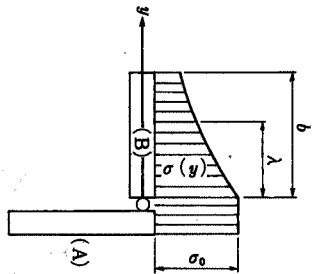


図-解 11.3.1 片側有効幅λ

図-解 11.3.2(a)及び(b)に示す2つの曲げモーメントの分布に対して得られた支間中央のλ/bの理論値をそれぞれ図-解 11.3.3の破線(1)及び(2)に示す。



図-解 11.3.2 曲げモーメントの分布

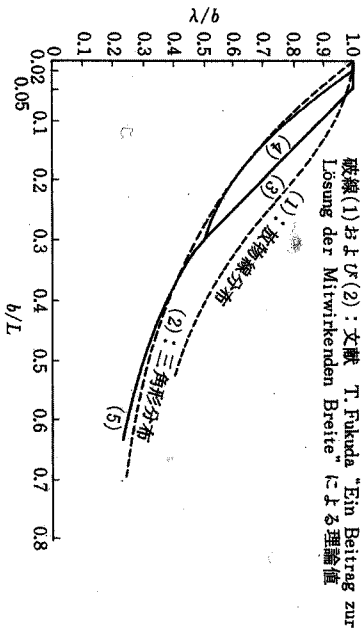


図-解 11.3.3 λ/bの理論値

実線(3)から(5)は、理論値を基に桁に生じる曲げモーメントの分布を考慮して作った曲線である。b/L>0.30の範囲に対して曲線(5)のみで与えたのは、この領域では桁に生じる曲げモーメントは集中荷重が支配的(曲げモーメントの分布形が三角形分布)である場合が多いと考えたからである。

また、有効幅の計算上の仮定、実用上の便等を考えると、理論値による曲線(2)において $b/L \leq 0.02$ の範囲は、 $\lambda/b = 1.0$ と考えて差し支えない。この趣旨に沿って曲線(2)を修正して、曲線(4)として与えている。

単純桁の場合は、b/Lの増加に伴って曲げモーメントの分布が放物線形から三角形に移行するとみなすのが安全と考え、λ/bの値を曲線(3)及び(5)で求めるものとしている。なお、厳密には支間中央と支点付近とは有効幅は異なるが、ここでは支間中央で得られたλ/bをそのまま全長にわたって用いることにし、条文のように定めている。

連続桁の場合は、図-解 11.3.4に示すように支間中央部と支点部では明らかに曲げモーメントの分布が異なる。したがって、支間中央部は前述の単純桁に準じ、λ/bの値を曲線(3)及び(5)で、支点上では支点上付近の曲げモーメントを三角形分布とみなして、λ/bの値を曲線(4)及び(5)で求めるものとしている。この場合の等価支間長 l は曲げモーメントが 0 になる点の間の距離とし、表-11.3.1 のように定めている。また、この支点上と支間中央部との有効幅の差異は、0.2L の間で直線的に変化させてすり付けることにしている。

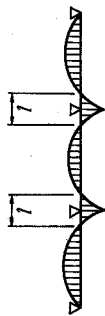


図-解 11.3.4 支点上の等価支間長

ゲルバー桁の場合も、前述の単純桁及び連続桁の考え方に準じて表-11.3.1 のように定めている。等価支間長は図-解 11.3.6に示すとおりとしている。

片持部の曲げモーメントは直線分布と考え、図-解 11.3.5 のように対称性を考慮し、等価支間長 l として $2L_2$ をとれば、曲げモーメントは三角形分布となる。したがって、λ/b の値は曲線(4)及び(5)を用いることにしている。

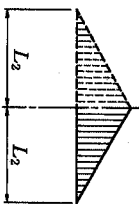


図-解 11.3.5 片持ち部の等価支間長

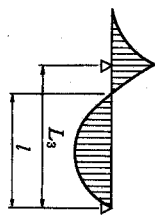


図-解 11.3.6 ゲルバー桁の等価支間長

11.4 腹板

11.4.1 一般

- (1) 腹板の設計においては、溶接ひずみの影響並びに製作、輸送及び架設時の応力についても考慮して、座屈に対する安全性を確保しなければならぬ。
- (2) 11.4.2 から 11.4.7 までの規定による場合においては、(1) を満たすものとみなす。

(1) 11.4.2 から 11.4.7 までの規定に従って、鋼桁の腹板に垂直補剛材と水平補剛材を適切に配置することで条文(1)の要求性能を満たすことができるが、腹板の板厚、垂直補剛材、水平補剛材に関する 11.4.2 から 11.4.7 のそれぞれの規定は互いに密接な関係があるため、これらの規定を1つでも変更する場合には、関連するその他の規定に対する影響についても十分な検討を行う必要がある。

11.4.2 腹板の板厚

鋼桁の腹板厚は表-11.4.1 に示す値以上とする。
 計算応力度が許容応力度に比べて小さい場合は、表-11.4.1 の分母に許容曲げ圧縮応力度の上限値を計算曲げ圧縮応力度で除した値の平方根を乗じることができ。ただし、1.2 を超える値を乗じてはならない。

表-11.4.1 鋼桁の最小腹板厚 (mm)

鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
水平補剛材のないとき	$\frac{b}{152}$	$\frac{b}{130}$	$\frac{b}{123}$	$\frac{b}{110}$
水平補剛材を1段用いるとき	$\frac{b}{256}$	$\frac{b}{220}$	$\frac{b}{209}$	$\frac{b}{188}$
水平補剛材を2段用いるとき	$\frac{b}{310}$	$\frac{b}{310}$	$\frac{b}{294}$	$\frac{b}{262}$

ここに、 b : 上下両フランジの純間隔 (mm)

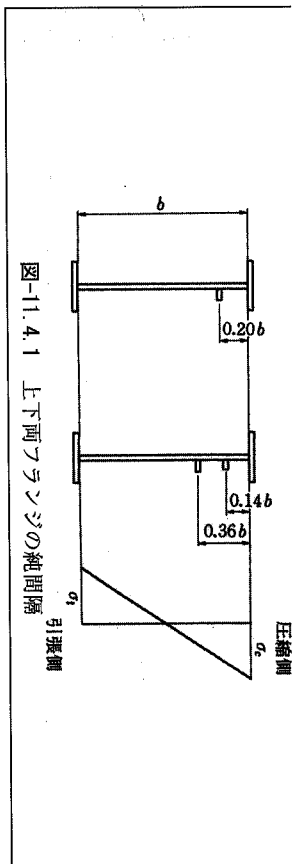


図-11.4.1 上下両フランジの純間隔

ここでは水平補剛材が2段まで使用される鋼桁の腹板厚の最小値を定めている。なお、この腹板厚は 11.4.3 で規定する垂直補剛材の間隔に関する規定を満たすことを前提としており、鋼桁に曲げモーメント及びせん断力が同時に作用する場合を考慮してある。

鋼桁の腹板は純せん断を受ける場合、座屈後もかなり大きな耐力を有するため、各国ともこの安全率を軸方向圧縮力を受ける部材の座屈安全率よりも低くしている。本編でも、腹板の後座屈強度を考慮して腹板の計算上の座屈応力度に対する安全率を低減している。以下にその考え方を示す。

(1) 座屈安全率 η_b

鋼桁の腹板の座屈安全率は、

- 1) 純圧縮を受ける場合 1.70
 - 2) 純曲げを受ける場合 1.40
 - 3) 純せん断を受ける場合 1.25
- とし、圧縮、曲げ、せん断がそれぞれ組合わされて作用する場合には、次の一般式で与えられるものとしている^{1), 2)}。

$$\eta_b = 1.25 + (0.30 + 0.15 \phi) e^{-4.3\eta} \geq 1.25 \quad \dots\dots\dots (解 11.4.1)$$

ここに、 ϕ は腹板の上下縁の応力比であり、 η は腹板に加わるせん断応力度と、大きい方の縁圧縮応力度との比である。

また、座屈安全率は水平補剛材のある場合は、フランジや水平、垂直補剛材で囲まれる腹板の区画ごとに照査して、上の所要安全率 η_b が確保されればよいものとしている。

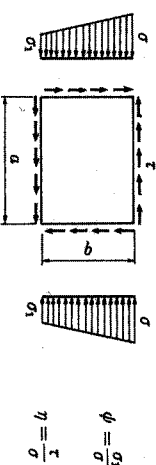


図-解 11.4.1 腹板に作用する垂直応力度とせん断応力度

(2) 基本式

曲げモーメントとせん断力を受ける板の座屈照査式は、次式で与えることができる。

$$\frac{1+\phi}{4} \frac{\sigma_c}{\sigma_\sigma} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi}{4} \frac{\sigma_c}{\sigma_\sigma}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_\sigma}\right)^2} = R^2 / \nu_B \quad \dots\dots\dots (解 11.4.2)$$

ここに、R はいわゆる座屈パラメータであり、降伏状態に近い応力度で板の座屈を防ぐのに必要な板の幅厚比と、弾性座屈理論から求まる幅厚比との比である。

溶接による残留応力が腹板の座屈に及ぼす影響は比較的小さいと考えられるが、水平補剛材をもった腹板の圧縮フランジに隣接した区画だけは特にこれを考慮して、圧縮フランジ及びその近傍の腹板の安全に慎重を期し、本編では、R と φ との関係を次式のよう

R = 0.90 - 0.10 φ (解 11.4.3)

また、σ_c、τ_c はそれぞれ次式で与えられる。

$$\sigma_\sigma = k_\sigma \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad \dots\dots\dots (解 11.4.4)$$

$$\tau_\sigma = k_\tau \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

ここに、k_σ：垂直応力度に対する座屈係数³⁾

k_τ：せん断応力度に対する座屈係数³⁾

μ：ポアソン比

したがって、(解 11.4.2) を t/b について解くと次式を得る。

$$\left(\frac{t}{b}\right)^2 \geq \frac{\nu_B \sigma_c}{(425 R)^2} \left\{ \frac{1+\phi}{4k_\sigma} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi}{4k_\sigma}\right)^2 + \left(\frac{\eta}{k_\tau}\right)^2} \right\} \quad \dots\dots\dots (解 11.4.5)$$

水平補剛材のある場合も各区画ごとに同様に計算される。この結果をまとめると以下のようになる。

1) 水平補剛材を用いない場合

$$\left(\frac{t}{b}\right)^2 \geq \frac{\nu_B \sigma_c}{(425 R)^2} \left\{ \frac{1+\phi}{4k_\sigma} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi}{4k_\sigma}\right)^2 + \left(\frac{\eta}{k_\tau}\right)^2} \right\} \quad \dots\dots\dots (解 11.4.6)$$

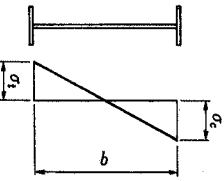


図-解11.4.2 鋼桁の応力分布 (水平補剛材を用いない場合)

2) 水平補剛材を1段用いる場合

$$\left(\frac{t}{b}\right)^2 \geq \left(\frac{b_1}{b}\right)^2 \frac{\nu_{B1} \sigma_{c1}}{(425 R_1)^2} \left\{ \frac{1+\phi_1}{4k_{\sigma 1}} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi_1}{4k_{\sigma 1}}\right)^2 + \left(\frac{\eta_1}{k_{\tau 1}}\right)^2} \right\} + \left(\frac{b_2}{b}\right)^2 \frac{\nu_{B2} \sigma_{c2}}{(425 R_2)^2} \left\{ \frac{1+\phi_2}{4k_{\sigma 2}} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi_2}{4k_{\sigma 2}}\right)^2 + \left(\frac{\eta_2}{k_{\tau 2}}\right)^2} \right\} \quad \dots\dots\dots (解 11.4.7)$$

で、かつ

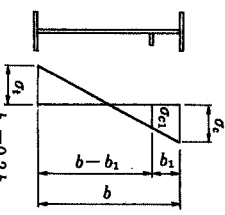


図-解11.4.3 鋼桁の応力分布 (水平補剛材を1段用いる場合)

3) 水平補剛材を2段用いる場合

$$\left(\frac{t}{b}\right)^2 \geq \left(\frac{b_1}{b}\right)^2 \frac{\nu_{B1} \sigma_{c1}}{(425 R_1)^2} \left\{ \frac{1+\phi_1}{4k_{\sigma 1}} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi_1}{4k_{\sigma 1}}\right)^2 + \left(\frac{\eta_1}{k_{\tau 1}}\right)^2} \right\} + \left(\frac{b_2}{b}\right)^2 \frac{\nu_{B2} \sigma_{c2}}{(425 R_2)^2} \left\{ \frac{1+\phi_2}{4k_{\sigma 2}} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi_2}{4k_{\sigma 2}}\right)^2 + \left(\frac{\eta_2}{k_{\tau 2}}\right)^2} \right\} + \left(\frac{b_3}{b}\right)^2 \frac{\nu_{B3} \sigma_{c3}}{(425 R_3)^2} \left\{ \frac{1+\phi_3}{4k_{\sigma 3}} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi_3}{4k_{\sigma 3}}\right)^2 + \left(\frac{\eta_3}{k_{\tau 3}}\right)^2} \right\} \quad \dots\dots\dots (解 11.4.8)$$

で、かつ

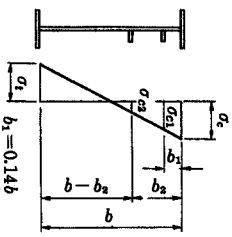


図-解11.4.4 鋼桁の応力度分布 (水平補剛材を2段用いる場合)

表-11.4.1は、これらの式を純曲げ状態及び曲げモーメントとせん断力が同時に作用する状態について計算した結果をまとめたものである。なお、水平補剛材の位置は

繰返し計算によって最適位置を求めており、これについては11.4.6に規定している。一方溶接施工の面からは、10mm以下の腹板厚に対して2段以上の水平補剛材を設けるのは好ましくない。また、調質鋼ではひずみ取りが困難であるので、薄い腹板に補剛材を溶接することは、避けるのが望ましい。表-11.4.1でSM400級鋼材で水平補剛材を2段用いるときの最小腹板厚が、SM490の場合のそれと同一値となっているのは、上記の趣旨に沿って溶接ひずみの発生を少なくするためと、部材の組立運搬及び架設時の安全性を考えて最低値をb/310におさえたためである。

また、40mmを超える板厚については、座屈照査の基本的考え方より作用応力度が下がることによって安全側の設定となること、実際の腹板高での適用がないと考えられることから、制限値を一定としている。

11.4.3 垂直補剛材の配置及びその間隔

(1) 上下両フランジの純間隔が表-11.4.2の値を超える場合は、腹板には垂直補剛材を設けなければならない。

計算せん断応力度が許容せん断応力度に比べて小さい場合は、表-11.4.2の値に許容せん断応力度を計算せん断応力度で除した値の平方根を乗じることができ。ただし、1.2を超える値を乗じてはならない。

表-11.4.2 垂直補剛材を省略しうるフランジ純間隔の最大値 (mm)

鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
上下両フランジ純間隔	70t	60t	57t	50t

ここに、t：腹板の板厚 (mm)

(2) 垂直補剛材の間隔は、次式を満たさなければならない。ただし、 $a/b \leq 1.5$ とする。

1) 水平補剛材を用いない場合

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{345}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{77+58(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} > 1\right) \dots\dots\dots (11.4.1)$$

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{345}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{58+77(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} \leq 1\right) \dots\dots\dots (11.4.2)$$

2) 水平補剛材を1段用いる場合

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{900}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{120+58(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} > 0.80\right) \dots\dots\dots (11.4.3)$$

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{900}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{90+77(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} \leq 0.80\right) \dots\dots\dots (11.4.4)$$

3) 水平補剛材を2段用いる場合

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{3,000}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{187+58(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} > 0.64\right) \dots\dots\dots (11.4.5)$$

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{3,000}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{140+77(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} \leq 0.64\right) \dots\dots\dots (11.4.6)$$

ここに、a：垂直補剛材間隔 (mm)

b：腹板の板幅 (mm)

t：腹板の厚さ (mm)

σ ：腹板の縁圧縮応力度 (N/mm²)

τ ：腹板のせん断応力度 (N/mm²)

垂直応力 σ とせん断応力 τ が同時に作用する場合の座屈の照査式は次式で表わされる。

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \left(\frac{1}{\gamma_b}\right)^2 \dots\dots\dots (解 11.4.9)$$

ここで、 σ_a 及び τ_a は4周単純支持の板に曲げ応力及びせん断応力がそれぞれ単独に作用した場合の座屈応力度で、次式のように表わされる。

$$\sigma_a = k_\sigma \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \dots\dots\dots (解 11.4.10)$$

$$\tau_a = k_\tau \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

また、 k_σ 、 k_τ は座屈係数であり、この場合は次のようになる。

$$k_\sigma = 23.9$$

$$k_\tau = 5.34 + \frac{4.00}{(a/b)^2} : (a/b > 1) \dots\dots\dots (解 11.4.11)$$

$$k_\tau = 4.00 + \frac{5.34}{(a/b)^2} : (a/b \leq 1)$$

式(解 11.4.9)に式(解 11.4.10)を代入すると、

$$\gamma_B^2 \left(\frac{b}{t}\right)^4 \left\{ \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 E} \right\}^2 \left[\left(\frac{\sigma}{k_\sigma}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{k_\tau}\right)^2 \right] \leq 1$$

となり、これより式(解 11.4.12)が得られる。

$$\gamma_B^2 \left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{18k_\sigma}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{18k_\tau}\right)^2 \right] \leq 1 \dots\dots\dots (解 11.4.12)$$

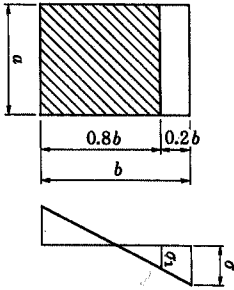
垂直補剛材はせん断座屈に対して配置されるため、前述の 11.4.2 の解説の純せん断を受ける場合の座屈安全率 $\gamma_b = 1.25$ を使用する。

(1) 水平補剛材を用いない場合

この場合の関係式は、式(解11.4.11)の k_0 と k_1 とを式(解11.4.12)に代入し $\gamma_b = 1.25$ とすることによって得られたものである。

(2) 水平補剛材を1段用いる場合

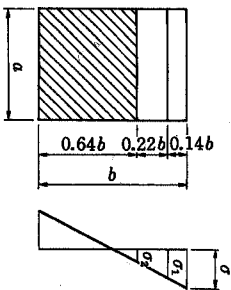
水平補剛材が圧縮フランジから測って 0.20b 付近にある場合は、図解 11.4.5 の斜線部分について、(1)の水平補剛材を用いない場合と同様の数式上の取扱いをしたうえで、 $\sigma_1 = 0.60\sigma$ とすることによって求めたものである。



図解 11.4.5 水平補剛材を1段用いる場合

(3) 水平補剛材を2段用いる場合

図解 11.4.6 の斜線部分について(1)と同様の数式上の取扱いをし、更に $\sigma_2 = 0.28\sigma$ とすることによって求めたものである。



図解 11.4.6 水平補剛材を2段用いる場合

表-11.4.2は、前記の基本式(解11.4.5)

$$\left(\frac{t}{b}\right)^2 \geq \frac{\gamma_b \sigma_c}{(425R)^2} \left\{ \frac{1+\phi}{4k_0} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi}{4k_0}\right)^2 + \left(\frac{\gamma}{k_1}\right)^2} \right\}$$

において、 $\sigma = 0.45\sigma_a$ と $\tau = \tau_a$ が共存する場合を考え、 $R=1.0$ とし、更に垂直補剛材がな

いことから $a=b$ とおいた場合の式(解 11.4.11) から得られる $k_1 = 5.34$ 、 $k_0 = 23.9$ を代入して計算した各種別別の b/t の値に、幾分安全を見込み数値を整えたものである。

なお、40mm を超える板厚については、座屈照査の基本的考え方より作用応力度が下がることによって安全側の設定となること、適用する場合がないと考えられることから制限値を一定としている。

11.4.4 垂直補剛材の剛度、鋼種及び板厚

(1) 4.2.5(5)により算出した垂直補剛材1個の断面二次モーメント I_0 は、式(11.4.7)を満たさなければならない。

$$I_0 \geq \frac{bf^3}{11} \gamma_{0,req} \gamma_{0,req} \quad \dots \dots \dots (11.4.7)$$

ここに、 t : 腹板の板厚 (mm)
 b : 腹板の板幅 (mm)
 $\gamma_{0,req}$: 垂直補剛材の必要剛比、 $\gamma_{0,req} = 8.0 \left(\frac{b}{a}\right)^2$
 a : 垂直補剛材の間隔 (mm)

- (2) 垂直補剛材の幅は、腹板高の 1/30 に 50mm を加えた値以上とする。
- (3) 垂直補剛材は、腹板の鋼種にかかわらず SM400 級の鋼種を用いてよい。
- (4) 垂直補剛材の板厚は、その幅の 1/13 以上とする。

垂直補剛材の剛度は、11.4.2 及び 11.4.3 により設計された鋼桁の腹板が、フランジが降伏するまで耐荷力を保ち得るように定めている。この場合、垂直補剛材は腹板のせん断座屈後の張力場からの圧縮力を受ける。したがって、厳密にはこの圧縮力に対して応力度の照査を行う必要があるが、ここでは従来の経験から応力度の照査を省略し、鋼種としては SM400 級を用い、また圧縮材として SM400 級で要求される板厚及び剛性を確保すればよいものとしている。なお、垂直補剛材の剛度について諸外国の規定と比較すると、図解 11.4.7 のとおりである^{3),4)}。

式(11.4.7)に用いる垂直補剛材間隔 a は、11.4.3 に規定する照査式を満足する最大の値をとればよい。しかしながら、この最大値を求めるのは煩雑であり、一般には垂直補剛材の間隔を照査した値を用いてよい。この場合、対傾構、横構、連結板の配置等によって、補剛材間隔が部分的に照査に用いた値より小さくなる場合でも、あらかじめ補剛材剛度を大きくとる必要はない。

垂直補剛材の幅は、これをあまり小さくすると計算で考慮していない作用による二次応力等に対して断面が不足することも考えられるので桁高の 1/30 に 50mm を加えたものより

大きくとることにしている。

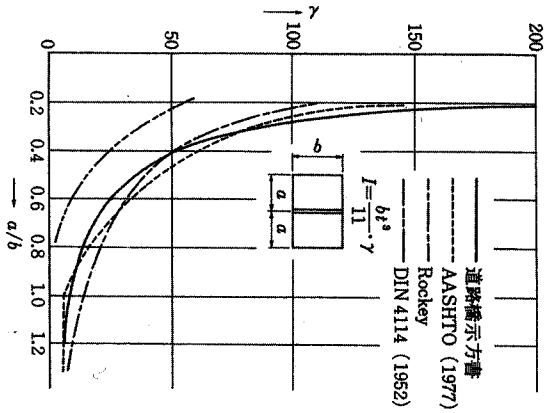


図-解 11.4.7 垂直補剛材の剛度

11.4.5 垂直補剛材の取付け方

- (1) 支点部の垂直補剛材はフランジに溶接する。
- (2) 支点部以外の垂直補剛材の取付け方は、次による。
 - 1) 垂直補剛材と圧縮フランジは溶接する。
 - 2) 荷重集中点の垂直補剛材と引張フランジは原則として溶接せず密着させる。
 - 3) 荷重集中点以外の垂直補剛材と引張フランジは適当な間隔をあけて取付ける。
 - 4) 床版に接する引張フランジと垂直補剛材とは2)及び3)の規定にかかわらず溶接する。

(1) 支点部の垂直補剛材は、力を円滑に腹版に伝達させる必要があることからフランジに溶接する。ここで支点部の垂直補剛材とは支点上の垂直補剛材のほか、縦桁を横桁上フランジで支持する場合に支持部分の縦桁や横桁に設ける垂直補剛材等を指すものである。

(2) 垂直補剛材と圧縮フランジを溶接するのは、圧縮フランジの不整や変形を防止し、桁全体の耐力の低下を招かないようにするためである。

縦桁、対傾槽等の取付部のような荷重集中点の垂直補剛材は、疲労への配慮から原則としてフランジには溶接せず密着させるものとしている。ただし、曲線桁や折れ桁を有する橋等では、構造上、桁の面外方向に生じる水平力を垂直補剛材を介して横組部に円滑に伝達させる必要があるため、垂直補剛材と引張フランジは溶接する。

荷重集中点以外の垂直補剛材は、引張フランジに密着させなくとも特に支障がないと考えられるため、防せい防食上の配慮から図-解 11.4.8 に示すように引張フランジと適当な間隔をあけて取付けるものとしている。

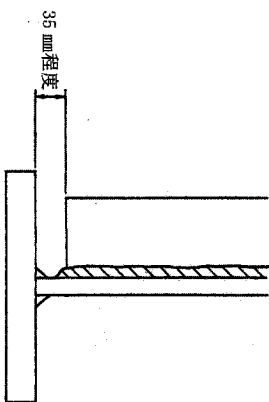


図-解 11.4.8 垂直補剛材と下フランジとの取合いの例

コンクリート床版や鋼床版に接する引張フランジでは、床版の主桁作用により応力状態が緩和されフランジの疲労の問題が生じにくいことから、上記にかかわらず床版や腹版の面外変形を拘束するために垂直補剛材は引張フランジに溶接する。なお、疲労に関する事項は6章による。

11.4.6 水平補剛材の位置

水平補剛材の取付位置は、それを1段用いる場合は0.20b付近、2段用いる場合は0.14bと0.36b付近とするのを原則とする。

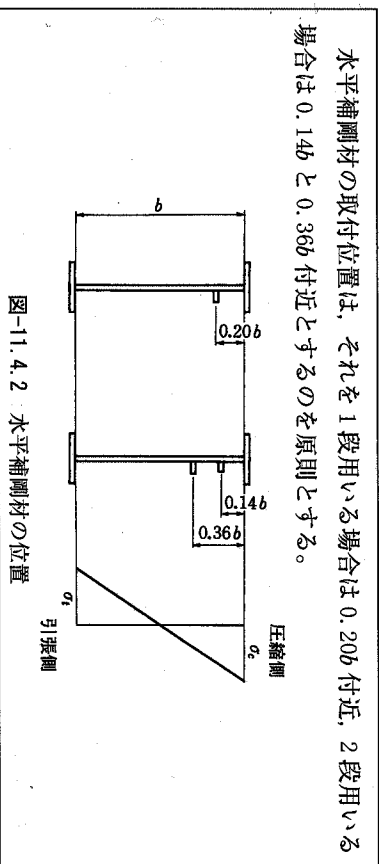


図-11.4.2 水平補剛材の位置

11.4.2の解説で触れたとおり、表-11.4.1は、ここで示した位置に水平補剛材を配置した場合に適用できるものである。したがって、もし条文に規定した以外の位置に水平補剛材を配置する場合は、11.4.2(2)の解説中に示した基本式、式(解 11.4.5)に従って安全であることを照査する必要がある。

水平補剛材と垂直補剛材は腹板の同じ側に設ける必要はないが、同じ側に設ける場合は、水平補剛材は垂直補剛材間になるべく幅広く設けるのがよい。しかし、垂直補剛材を通して連続又は垂直補剛材と密着させなくてもよい。また、腹板の現場連結部では水平補剛材は省略してよい(図-解 11.4.9)。

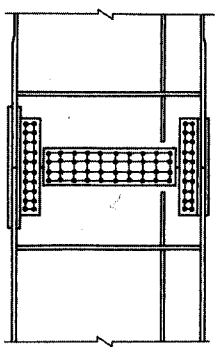


図-解 11.4.9 水平補剛材の省略

11.4.7 水平補剛材の剛度、鋼種及び板厚

(1) 4.2.5(5)により算出した水平補剛材1個の断面二次モーメント I_h は、式(11.4.8)を満たさなければならない。

$$I_h \geq \frac{bf^3}{11} \gamma_{h,req} \dots \dots \dots (11.4.8)$$

ここに、 t : 腹板の板厚 (mm)
 b : 腹板の板幅 (mm)
 $\gamma_{h,req}$: 水平補剛材の必要剛比、 $\gamma_{h,req} = 30 \left(\frac{a}{b} \right)$
 a : 垂直補剛材の間隔 (mm)

(2) 水平補剛材にはその取付位置に生じる腹板の最大応力が生じるものとして、その鋼種及び板厚を決定する。

(1) 水平補剛材の剛度は、鋼桁の腹板がフランジの降伏まで耐荷力を保ち得るように定められている。水平補剛材の必要剛比 $\gamma_{h,req}$ を求める場合、垂直補剛材の間隔 a については、11.4.4の規定にかかわらず、実間隔をとってよい。図-解 11.4.10にこの条文の規定と他の設計基準との比較を示す(3),(4)。

(2) 水平補剛材は、取付位置の腹板に作用する曲げ圧縮応力度と等しい圧縮応力度が生じ

るものとして設計する必要がある。ただし、水平補剛材の断面を、桁の有効断面積に算入してはならない。

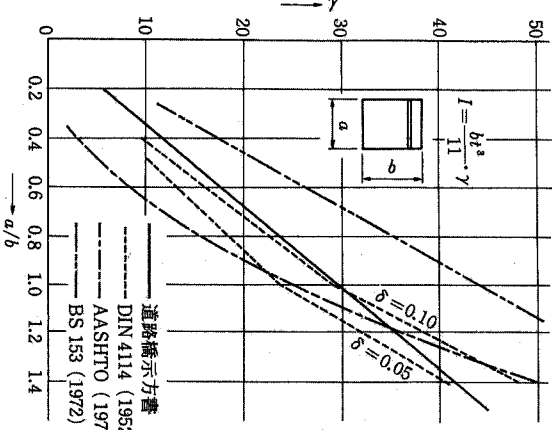


図-解 11.4.10 水平補剛材の剛度

11.5 荷重集中点の構造

11.5.1 一般

(1) 鋼桁の主桁の支点並びに床桁、縦桁及び対傾構等の取付部等のような荷重集中点では、集中荷重に対する安全性が確保できる構造としなければならない。

(2) 11.5.2及び11.5.3の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。

11.5.2 荷重集中点の補剛材

(1) 鋼桁の主桁の支点並びに床桁、縦桁及び対傾構等の取付部等のような荷重集中点には垂直補剛材を設ける。

このとき、垂直補剛材の設計にあたっては、11.4.5(1)及び11.4.5(2)2)

の規定を満たさなければならない。

- (2) 荷重集中点の垂直補剛材は、次により軸方向圧縮力を受ける柱として設計する。
 - 1) 柱としての有効断面積は、補剛材断面及び腹板のうち補剛材取付部から両側にそれぞれ腹板厚の12倍までとする。ただし、全有効断面積は補剛材の断面積の1.7倍を超えてはならない。
 - 2) 許容応力度の算出に用いる断面二次半径は腹板の中心線について求めるものとし、有効座屈長は桁高の1/2とする。

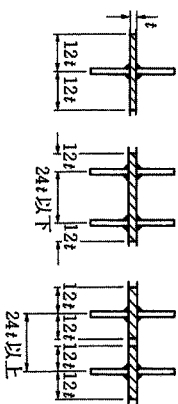


図-11.5.1 荷重集中点の腹板の有効長

荷重集中点の補剛材は全反力を受ける柱として設計する。その場合の軸方向の許容圧縮応力度は3.2.1に規定する値を用いるが、応力の分布は荷重集中点で最大となる三角形と仮定し、有効座屈長は桁高の1/2をとることとしている。

溶接桁の場合は腹板も下フランジに密着しているため、柱としての断面積の計算には腹板の一部も有効に働くと考えてよいこととしている。腹板の有効幅は材質等によって変動するが設計の簡略化のため全ての材質に対して板厚の24倍と規定している。

柱としての全有効断面積のうち、腹板の断面積の占める割合を補剛材断面積の70%以下としているのは、支承に最も近い箇所では腹板の前記有効幅がまだ働いておらず、ほとんど補剛材の断面積によって反力に耐えなければならないことを考慮したためである。なお、補剛材下端に特に大きなスカーラーを設ける場合には、支圧応力度を3.2.1に規定する許容応力度に対して照査する必要がある。

11.5.3 設計細目

- (1) 垂直補剛材と腹板の連結は、垂直補剛材が全集中荷重を受けるものとして設計する。
- (2) 支点上の垂直補剛材は両側に対称に設け、フランジの両縁に達するまで延ばすのを原則とする。

垂直補剛材と腹板との連結を設計する場合、支点上等のようにフランジを通して集中荷

重が作用する場合には、腹板と垂直補剛材との応力の分担が必ずしも明確ではないので、安全側をとって全集中荷重を垂直補剛材が受け持つと仮定するように規定している。また、横桁等が直接取付く垂直補剛材のように集中荷重が直接垂直補剛材に作用する場合には、この集中荷重によって連結の設計を行うことは当然である。

支点上の主桁に設ける垂直補剛材や横桁上フランジの上で、縦桁を支持する場合のように集中荷重が直接フランジに作用する構造において、支持位置に取付けた垂直補剛材は断面形を対称とし偏心の影響を避けることが好ましいと考えられるので、少なくとも支点上では必ず腹板の両側に垂直補剛材を設けるように規定している。また、垂直補剛材はできるだけフランジの縁に達するまで延ばし、力を円滑に腹板に伝えることを原則としている。

なお、連続桁の固定支承で、特にピン支承のように支承高の高い場合には、地震時において固定支承直上に曲げモーメントが作用し、それに伴い腹板に圧縮力が生じることがある。このため、固定支承直上の部分については、座屈等の損傷が生じないように腹板を補剛材等で補強するのが望ましい。また、支承部直上等の構造細目については本編の規定によるほか、耐震設計編の規定による。

11.6 対傾構及び横構

11.6.1 一般

- (1) 鋼桁を主桁とする橋の設計にあたっては、橋全体の立体的な機能が確保できる構造としなければならない。
- (2) 8章並びに11.6.2及び11.6.3の規定による場合においては、(1)を満たすものとみなす。

鋼桁を主桁として橋の上部構造を設計する場合に、立体的な機能を確保するための原則について規定したものである。

近年、フレックストレストコンクリート床版を有する少数主桁橋において、横構を省略したり、対傾構を簡略化した構造が設計される場合があるが、これらは、構造物全体として横構や対傾構の機能を補完することで鋼桁橋が必要とする横荷重への抵抗や、構造物全体の剛性の確保等の要求を満たしているものである。橋として必要な性能が確保されていればこのような構造も可能であると考えられるが、横構の省略や対傾構の簡略化が床版等の他の部材に及ぼす影響や完成時、架設時における構造全体系の安定性、地震時の荷重の確実な伝達、また曲線橋においてはねじれに対する安全性などについても十分検討を行い、橋に要求される性能が確保できることを検証する必要がある。