

Br. 69-03

土木研究所費による研究
プレートガーダーの繰返し耐荷力に関する研究

土木研究所資料

第 554 号

鋼道路橋の荷重係数設計に対する暫定基準

昭和45年1月

建設省土木研究所

要 旨

本資料はAISI (American Iron and Steel Institute) が1968年2月に出した
" Tentative Criteria for Load Factor Design of Steel Highway Bridges "
を全文邦訳したものである。

これは鋼道路橋に対する荷重係数設計のための暫定基準であり、プレートガーダー、合成げた、ハイブリッドガーダー、圧縮部材および継手部材について規定している。

荷重係数設計とは鋼構造物についていえば、降伏点に対してある安全率をみた許容応力度を基準とする従来からの許容応力度設計とは異なり、鋼材の塑性化、部材の座屈などによつてきまる構造物の終局強度を基準とする設計法である。この場合、設計計算用荷重としては一般の示方書に規定された荷重にある安全係数を乗じたものを用いるが、この暫定基準では通常の荷重状態において死荷重に対して1.25、活荷重と衝撃に対して $1.25 \times \frac{5}{3} (= 2.08)$ という荷重係数を採用している。

しかし、この暫定基準では部材の断面力計算においては一部に塑性設計の考え方が入つてはいるが、原則として弾性計算を行なうこととなっており、設計の結果が現行の許容応力度設計によるものとあまり差がないようにしている。

Keywords : 橋梁, 上部構造, 鋼道路橋, 設計基準, 荷重係数

序

最近、従来から用いられてきた許容応力度を基準とする設計法にかわつて、その終局限界強度を基準にして構造物を設計しようとする気運がめばえ、この分野における研究論文も多く発表されるようになった。

このような終局限界強度を基準にして設計する方法の一つとして荷重係数設計法がある。ここで紹介しようとする荷重係数設計法とは、一般の示方書に与えられている荷重にある安全係数、すなわち荷重係数を乗じたものを設計計算用荷重とし、このような設計計算用荷重のもとで構造物が鋼材の降伏、部材の座屈などによつてきまる終局限界強度以下になるように設計する方法である。

以下に紹介するものはAISI (American Iron and Steel Institute) が1968年に非公式に提案した“Tentative Criteria for Load Factor Design of Steel Highway Bridges” (鋼道路橋の荷重係数設計に対する暫定基準) を全文邦訳したものである。今までに発表された、構造物の終局限界強度を基準にする設計法についての研究論文で、実際に構造物を設計する場合にうまく適用できるというものは少ない。しかしながら上述のAISIの暫定基準はこのような構造物の終局限界強度を基準にする設計法の実用化という点できわめて興味深いものであり、また橋梁という私共にとつてもつとも関係の深い構造物をとり扱つていて、私共の橋梁研究室の研究員グループでつくつている勉強会においてこのAISIの暫定基準を輪講にとりあげることにした。

輪講にさきだち、まず藤原、井上、堂垣内の3名が翻訳原稿を作成し、これを輪講の際に全員で手をおしするという方法をとつた。このようにして輪講の結果、でき上つた資料は私共の橋梁研究室の研究員以外の人達にとつても非常に有益なものであると思われたので、省内の業務資料として利用していただくためにこれを土木研究所資料として印刷することにした。このため、さらに、もう一度、国広、太田が通読し、一部訂正を加えて完成したものが本資料である。

なお、原文中の式、数値などはすべてin, lb. 単位であらわされているが、利用の便を考えて本資料ではcm, Kg単位に換算したものを()内に併記しておいた。

翻訳はできるだけ原文の表現に忠実なように行なつたので、邦文として読みづらい点があるということ、また省内での業務資料としての使用しか考えていないので、充分な復読を行なつておらず、術語の統一が完全とはいえないことなどをお許し願いたい。また、語学力の不足から意味をとりちがえている点があるのではないかということを懸念している。もしお気付きの点があつたら橋梁研究室まで御一報願いたい。

本資料の作成に関与した者はつぎのとおりである。

橋 梁 研 究 室 長	国 広 哲 男
橋 梁 研 究 室 主 任 研 究 員	太 田 実
“ 研 究 員	光 岡 毅
“ 研 究 員	藤 原 稔
“ 研 究 員	井 上 啓 一
富士製鉄土木技術部道路橋梁技術課	堂 垣 内 光 弘
(昭和44年4月～昭和45年3月 土木研究所技術研修員)	

なお、この原文は大阪大学の前田幸雄教授が1968年に渡米された折に入手され、これを日本鋼構造協会の「橋梁の極限強度設計研究班（委員長 同教授）」に資料として提出されたものである。

おわりに翻訳文の印刷にあたって御快諾を賜わった同教授に謝意を表したい。

昭和45年 1 月

国 広 哲 男

TENTATIVE CRITERIA
FOR
LOAD FACTOR DESIGN OF STEEL HIGHWAY BRIDGES

by George S. Vincent

Committee of Structural Producers • Committee of Steel Plate Producers

american iron and steel institute

FEBRUARY, 1968

目 次

緒 言	1
記 号	2
基 準	5
第 1 節 荷重係数設計	5
1.1 総 論	5
1.2 定 義	5
1.3 設 計 理 論	5
1.4 仮 定	5
1.5 鋼材の設計強度	5
1.6 コンクリートの設計強度	5
1.7 最大設計荷重	5
第 2 節 最大強度の計算	7
2.1 はりとけた	7
2.2 合成ばりと合成けた	10
2.3 ハイブリッドばりとハイブリッドけた	15
2.4 圧 縮 部 材	16
2.5 添接, 連結および構造細目	17
第 3 節 使用状態での挙動	20
3.1 過 大 荷 重	20
3.2 疲 勞	20
3.3 た わ み	21
解 説	23
解説の目次	23

緒

荷重係数設計の主たる目的は、橋梁の支間の長短、重量の大小にかかわらず、より確実な活荷重耐荷力をもたせようとするところにある。この目的が達成されるならば、それによつて鋼材の使用効率が高められることになる。また最大強度を求め、いろいろ解析を試みているうちに、より効率的な構造物の組立法が生れてくるであろう。所要の耐荷力を定めるのに用いられる荷重係数(1.7節)と、部材の理論最大強度を求める際に用いられる安全規準(2.5.1 A, 表-3中の ϕ)とは、種々の不確定因子を代表するものであり、ちょうど許容応力設計における安全率に相当するものである。

荷重係数設計は、設計荷重の何倍という形で構造物の部材断面を決定する設計法である。その際、設計荷重に対する係数を適切に定めさえすれば、橋梁の耐用年限内において通行することが予想される通常の自動車はもとより、時折混入するある程度オーバーロードの自動車や、またごくまれに現われるかも知れない不測の重車両に対しても安全が保たれるように設計することができる。

このような考え方にもとづく設計規準は、所詮AASHOの道路橋標準示方書の一部を構成すべきものである。荷重分布、細目の設計、限界比、疲労、たわみ、その他さまざまな基本的事項に関する規準は、最近の研究によつて改訂の必要があることが明らかにされている2, 3の項目をのぞいては、すべてAASHO示方書の規準を参照した。記号は1965年版AASHO示方書のそれに準じた。

このような設計法の基盤となつている考え方の如何にかかわらず、それを適用することによつて得られる構造物は慣用の許容応力設計によつて造られた構造物の使用上の挙動と比較してみなくてはならない。過去における経験や研究の成果を裏付けとする総合的判断というものは、たとえそれが新しい考え方の導入や慣用のことに対する一層の理解によつて変えうるものであるとしても、それは軽視されるべきではない。

本文の補足として、詳しい説明をつけた解説とその実証資料および参考文献をかけた。

本稿はつぎの諸氏によつてととのえられた：

第1節、第3節および全般の総括 ………

GEORGE S. VINCENT

コンパクトなはり ………

GEORGE C. DRISCOLL, JR.

言

はりとけた…BEN T. YEN, A. OSTAPENKO

合成はり……JAMES W. BALDWIN, JR.

圧縮材……T. V. GALAMBOS

スプライス、継手、細目 ………

JOHN W. FISHER

たわみ……KENNETH H. LENZEN

この研究は、アメリカ鉄鋼協会の COMMITTEE OF STRUCTURAL STEEL AND STEEL PLATE PRODUCERS からの委託により行なわれた。A. L. COLLIN, A. L. ELLIOTT, R. S. FOUNTAIN, T. V. GALAMBOS, C. A. MARMELSTEIN, W. H. MUNSE, I. M. VIEST (委員長) の諸氏からなる諮問委員会は、本研究に対して助言を与え、また手引を示してくれた。

各記号は使われているそれぞれの場所で定義されているが、使用上便利のようにここに総括しておく。

A	=断面積 (in^2)	D_s	=鋼断面に作用する死荷重によるモーメント (in-lb)
A_b	=ボルトの公称断面積 (in^2)	d	=部材の高さ (in)
A_f	=はりまたはけたの1フランジの断面積 (in^2)	d_b	=はりの高さ
$(AF_y)_{bf}$	=合成ばりの鋼断面の下フランジの断面積と降 伏応力の積 (lb)	d_c	=柱の幅
$(AF_y)_{tf}$	=合成ばりの鋼断面の上フランジの断面積と降 伏応力の積 (lb)	d_o	=垂直補剛材間隔 (in)
$(AF_y)_w$	=合成ばりの鋼断面のウェブの断面積と降伏応 力の積 (lb)	d_s	=スタッドジベルの直径 (in)
A_r	=中間支点上の鉄筋の断面積 (in^2)	E	=弾性係数 ($29,000,000 \text{ psi}$)
A_s	=カバープレートを含む鋼断面の全断面積 (in^2)	F	=応力 (psi)
A_s^r	=合成ばりの中間支点上においてフランジの有 効幅内にある橋軸方向鉄筋の全断面積 (in^2)	F_c	=曲げの面内における Euler 座屈応力 (psi)
A_s	=柱断面の総有効断面積 (in^2)	F_u	=公称最小引張り強度 (psi)
$(A_s F_y)_c$	=合成ばりのスラブの圧縮域にある鉄筋の断面 積と降伏応力の積 (lb)	F_v	=有効溶接断面における最大許容基本せん断応 力 (psi)
A_{sl}	=水平補剛材の断面積 (in^2)	F_v	=支圧型ボルトの最大許容せん断応力 (psi)
A_{st}	=片側もしくは両側垂直補剛材の断面積 (in^2)	F_{vcr}	=ウェブの弾性座屈におけるせん断応力 (psi)
A_w	=はりのウェブの断面積 (in^2)	F_{vy}	=せん断降伏応力 $= F_y / \sqrt{3}$ (psi)
a	=コンクリートの換算矩形応力ブロックの高さ (in)	F_y	=使用鋼材の公称最小降伏強度 (psi)
a	=ボルトの中心から鋼板の縁までの距離 (in)	F_{yf}	=フランジの公称最小降伏強度 (psi)
a	=箱げたの垂直補剛材間隔 (in)	F_{yr}	=鉄筋の公称最小降伏強度 (psi)
b	=箱げたのウェブの中心間距離 (in)	F_{yw}	=ウェブの公称最小降伏強度 (psi)
b	=ボルト中心よりコンクリート部ハンチ中心ま での距離 (in)	f_c'	=コンクリートの公称28日圧縮強度 (psi)
b	=合成ばりのスラブの有効幅 (in)	f_r	=支点上のスラブ鉄筋の活荷重と衝撃による応 力の振幅
b'	=フランジの突出幅 (in)	f_t	=作用荷重によるボルトの軸引張り応力 (psi)
c	=合成ばりのスラブに作用する圧縮力 (lb)	f_v	=引張りをうけるボルトの最大許容せん断応力 (psi)
c	=はり、柱の等価モーメント係数	G	=せん断弾性係数 ($11,200,000 \text{ psi}$)
c'	=合成ばりの鋼断面の上端部に作用する圧縮力 (lb)	G_{st}	=ひずみ硬化域におけるせん断弾性係数 (psi)
D	=フランジの純固定点間距離 (in)	g	=ファスナーの間隔 (in)
D	=死荷重	H_s	=スタッドジベルの高さ (in)
D	=箱げたのフランジの中心間距離 (in)	H	=ジベルによつて伝達される合成ばりのスラブ に作用する力 (lb)
D_c	=非対称断面の中立軸と圧縮フランジの純間隔 (in)	h	=溝型ジベルのフランジの平均厚 (in)
D_c	=合成断面に作用する死荷重によるモーメント (in-lb)	I	=衝撃
		I	=断面2次モーメント (in^4)
		I_s	=水平補剛材の断面2次モーメント (in^4)
		I_{st}	=片側または両側補剛材のウェブの中心まわり の断面2次モーメント (in^4)
		I_t	=垂直補剛材の断面2次モーメント (in^4)

J	=ねじれ定数 (in ⁴)	t_s	=合成ばりのスラブ厚 (in.)
K	=有効長係数	t	=溝型ジベルのウェブ厚 (in.)
k	=境界条件によつてきまる座屈係数	t_w	=ウェブ厚 (in.)
L	=圧縮部材の長さ (in.)	U	=最大設計荷重による合計モーメント, 合計せん断力, 合計軸力
L	=圧縮フランジの拘束点間距離 (in.)	V	=断面に作用するせん断力 (lbs)
L	=活荷重	V_p	=塑性抵抗せん断力 (lbs)
M, M_1, M_2	=断面に作用するモーメント (in.-lbs)	V_r	=活荷重と衝撃によるせん断力の範囲 (lbs/in.)
M_p	=全塑性抵抗モーメント (in.-lbs)	V_u	=最大抵抗せん断力 (lbs)
M_{pr}	=純断面の塑性抵抗モーメント (in.-lbs)	V_w	=箱げたのウェブに作用する設計せん断力
M_u	=最大抵抗モーメント (in.-lbs)	W_c	=地覆間の道路幅 (ft.)
N	=ジベルの数	W_L	=1箱げたに作用する輪荷重の一部
N_c	=反曲点における附加ジベルの数	w	=箱げた水平補剛材間のフランジ幅 (in.)
N_w	=橋上の活荷重車線数	w	=溝型ジベルの長さ (in.)
n	=箱げたの水平補剛材の数	$\bar{y}$	=合成ばりの鋼断面上端から中立軸までの距離 (in.)
P	=部材に作用する軸圧縮力 (lbs)	Z	=塑性断面係数 (in ³)
P_u	=最大軸圧縮耐力	Z_r	=ジベルに作用する荷重の許容設計範囲 (lbs)
Q	=ボルト1本あたりのテコ作用による力 (lbs)	α	=柱に作用する端モーメントの大きい値に対する小さい値の比
Q	=合成断面の中立軸に関する圧縮コンクリート断面の断面1次モーメントまたは負のモーメントに対してコンクリートに埋め込まれた鉄筋断面の断面1次モーメント (in ³)	β	= A_w/A_f (引張りフランジ) の比
Q_u	=ジベルの最大耐力 (lbs)	θ	=ウェブプレートの垂直軸からの傾斜角 (箱げた)
R	=箱げたあたりの活荷重車線数	ν	=ポアソン比 (0.3)
R	=ハイブリッドばりの最大モーメント強度の低減係数 (in.-lbs)	ρ	= F_{yw}/F_{yf} (引張りフランジ) の比
R_s	=箱げたの垂直補剛材と水平補剛材の交点に作用する垂直力 (lbs)	ϕ	=剛な継手におけるはりの軸と柱のウェブの補剛材との間の角度
R_w	=箱げたの垂直補剛材とウェブの交点に作用する垂直力 (lbs)	ϕ	=低減係数
r	=断面2次半径 (in.)	ψ	=引張りフランジの外縁から中立軸までの距離をハイブリッドばりの鋼断面の高さでわつた値
r_y	=Y-Y軸に関する断面2次半径 (in.)	$\Sigma (AF_y)$	= $(AF_y)_{bf} + (AF_y)_{tf} + (AF_y)_w$
r	=圧縮フランジのその垂直軸まわりの断面2次半径 (in.)		
S	=断面係数 (in ³)		
S_L	=水平補剛材の断面係数 (in ³)		
S_r	=スラブとけたの間の1インチあたりのせん断応力の範囲 (lbs/in ² /in.)		
S_t	=垂直補剛材の断面係数 (in ³)		
T	=作用荷重によるボルト1本あたりの軸引張り力 (lbs)		
t	=フランジ厚 (in.)		
t_c	=添接位置におけるフランジ厚 (in.)		
t	=ボルトで添接された一番薄い部分の厚さ (in.)		

訳者註：本文中の式や数値は、上記のごとく各記号がすべて in, lbs, 単位であるとして示されている。このため、本資料では、cm, kg 単位で用いる場合に換算の必要のある式や数値を () 書きで併記しておいた。

第1節 荷重係数設計

1.1 総論

この規準は、中庸長さを有する単純・連続のはりおよびけた構造物の設計に適用しようとするものである。本設計法のたてまえから、とくに規定を設けた部分をのぞいてはAASHOの道路橋標準示方書（以下“AASHO”と略称）第1部・設計の規定を優先させる。

1.2 定義

荷重係数設計とは、設計荷重の何倍という形の尺度により部材断面を決定する設計法である。使用性や耐久性を確保ならしめるために、たわみ、永久変形、使用時の作用荷重下における疲労特性、あるいはまた荷重作用時や変形が存在する場合の全体座屈および局部座屈について考慮する。

供用活荷重とは、特認なしで合法的に道路を通行することのできる自動車をいう。

設計荷重とは、AASHOの1.2節（1.2.4をのぞく）に定められた荷重である。

過大荷重とは、構造物に恒久的な被害を与えることなしに通行せうとと考えられる頻度の少ない荷重をいう。設計には、本規準の1.7に規定する $5/3 \cdot (L+I)$ を用いる。

最大荷重とは、1.7に規定する荷重をいう。

1.3 設計理論

モーメント、せん断力およびその他の力は、2.1.1.A.3の規定をのぞき構造物の弾性的挙動を想定して求める。

部材断面は、第2節に規定する方法で定めることとする。したがって、部材の計算最大強度は少なくとも全設計荷重に1.7のグループI、II、IIIに定める荷重係数を乗じた値となる。

使用上の挙動については、3節の規定において考慮される。

1.4 仮定

a) 曲げ部材におけるひずみは中立軸からの距離に直線的に比例するものと仮定する。

b) 使用鋼材の降伏強度 F_y 以下の領域では、応力は鋼材のひずみに $29,000,000 \text{ psi}$ ($2.04 \times 10^6 \text{ 磅}$) を乗じた値で与えられるものとする。降伏強度 F_y をこえる領域については、応力はひずみには無関係で、降伏強度 F_y に等

しいものとする。負モーメント領域においてコンクリート床版との合成作用を保つためにジベルが用いられるときは、コンクリート床版の縦方向鉄筋に対してもこの仮定を適用する。

c) 最大強度の点において、合成ばりのコンクリート床版における圧縮応力はひずみには無関係で、 $0.85 f_c'$ に等しいものと仮定する。

d) 曲げの計算において、コンクリートの引張強度は無視する。

e) 純せん断をうける鋼材については、せん断降伏応力 F_{vy} は引張降伏強度 F_y を $\sqrt{3}$ で割った値に等しいものと仮定する。せん断弾性係数 G は弾性係数 E を $2(1+\nu)$ で割った値に等しいものと仮定する。ここに、 ν はポアソン比で、鋼材では0.3とする。

1.5 鋼材の設計強度

鋼材の設計強度はAASHO 1.7.1の規定のとおり、規格最小降伏強度 F_y にとるものとする。ただし、部材の幾何学的な不安定性や繰返し荷重による疲労の影響を考慮する必要があるときは、これを低減する。

1.6 コンクリートの設計強度

コンクリートの設計強度 F_c' は、これを定めて設計図に示すこととする。

1.7 最大設計荷重

死荷重、活荷重および衝撃の作用により鋼部材に生ずるモーメント、せん断力および軸力は次式により計算する。下式において、 D 、 L 、 I はそれぞれ死荷重、活荷重および衝撃によつて生ずる断面力（モーメント、せん断力、軸力）である。

以下に用いられるこれら以外の荷重についてはその都度定義するが、それらはAASHO示方書に示されたものと同じである。複合荷重もしくは複合力をうける部材は、それらの合成効果を考慮して設計することとし、定められた荷重（または力）の組合せについて、モーメント、せん断力等の断面力を計算する。

$$\text{グループ I: } U = 1.25 \left[D + \frac{5}{3} (L+I) \right]$$

(1.7-1)

H 20 より小さいすべての荷重に対しては、まれに作用する重荷重に対する照査として、その重荷重のほか1車線にのみ普通の活荷重が載つた載荷状態 U_A について検算することとする。

$$U_A = 1.25 [D + 2.2 (L + I)] \quad (1.7-2)$$

$$\text{グループII: } U = 1.25 [D + W + F + SF + B + S + T] \quad (1.7-3)$$

地震荷重を考慮するときは、式(1.7-3)において W の代りに EQ を用いる。氷圧を考慮する場合は、式(1.7-3)において SF の代りに ICE を用いる。

グループIII:

$$U = 1.25 [D + L + I + CF + 0.3W + WL + F + LF] \quad (1.7-4)$$

上の諸式に用いられている記号の意味はつぎのとおりである。

上の諸式に用いられている記号の意味はつぎのとおりである。

- D : 死荷重
- L : 活荷重
- I : 活荷重による衝撃
- W : 構造物に作用する風荷重
- WL : 活荷重に作用する風荷重
- CF : 遠心力
- LF : 活荷重による縦方向力
- R : 摩擦による縦方向力
- S : 収縮
- T : 温度
- SF : 流水圧
- B : 浮力
- ICE : 氷圧
- EQ : 地震

第2節 最大強度の計算

2.1 はりとけた

2.1.1 対称断面のはりとけた

A コンパクトな断面

局部座屈に対して高い抵抗性を持ち、横倒れ座屈に抵抗するために適当なブレースングを持つた対称断面のI形ばりをコンパクトな断面という。

コンパクトな断面はほぼ一定のモーメントにおいて回転する塑性ヒンジを形成することができる。

つぎに述べるパラグラフ1の条件を満足させる圧延または組立てI形ばりはコンパクトな断面と考え、最大強度を次式で計算する。

$$M_u = F_y Z \quad (2.1.1-1)$$

ここに F_y は使用鋼材の公称降伏点、 Z は塑性断面係数である。*

1. コンパクトな断面として設計されたはりつぎの条件を満足しなければならない：(比較的良好に用いられる鋼材については、これらの条件を2.1.1 A2に表で示す。)

a) 突出フランジ部

$$b'/t \leq \frac{1600}{\sqrt{F_y}} \quad (2.1.1-2)$$

$$(b'/t \leq \frac{424}{\sqrt{F_y}})$$

ここに b' はフランジ突出幅、 t はフランジ厚である。

b) ウェブ厚

$$d/t_w \leq \frac{13300}{\sqrt{F_y}} \quad (2.1.1-3)$$

$$(d/t_w \leq \frac{3527}{\sqrt{F_y}})$$

ここに d ははりの高さ、 t_w はウェブ厚である。

c) 横方向の拘束

$M_2 \geq 0.7M_1$ のとき

$$L/r_y \leq \frac{7000}{\sqrt{F_y}} \quad (2.1.1-4)$$

$$(L/r_y \leq \frac{1856}{\sqrt{F_y}})$$

$M_2 < 0.7M_1$ のとき

$$L/r_y \leq \frac{11850}{\sqrt{F_y}} \quad (2.1.1-5)$$

$$(L/r_y \leq \frac{3142}{\sqrt{F_y}})$$

ここに L は圧縮側フランジの固定点間の距離、 r_y は $Y-Y$ 軸に関する断面2次半径、 M_1 および M_2 は隣接2固定点における曲げモーメントである。

所要の横方向の拘束は、主部材の横方向変位およびねじれを防止できるような拘束部材を用いるか、または圧縮側フランジの上面および側面をコンクリートに埋め込むことによつて得られる。

d) 最大軸圧縮力

$$P \leq 0.15 F_y A \quad (2.1.1-6)$$

ここに A は断面積である。

e) 最大せん断力

$$V \leq 0.55 F_y d t_w \quad (2.1.1-7)$$

2. 式(2.1.1-1)は応力～ひずみ曲線に踊り場(Yield plateau)が現われ、ひきつづいてひずみ硬化域を示すような鋼でのみ用いることができる。*

ASTM A36, A242, A440, A441およびA572の鋼材はこれらの条件を満足する。2.1.1 A1に示した制限を表1に示す。

表-11

F_y (ksi)	36000	42000	46000	50000	55000
(2531)	(2953)	(3234)	(3515)	(3867)	
b'/t	84	78	74	71	68
d/t_w	70	65	62	59	57
L/r_y (式2.1.1-4)	37	34	32	31	30
L/r_y (式2.1.1-5)	63	58	54	53	51

* Z の計算方法については解説を参照のこと。

圧延断面に対する値は1963年 American Institution of Steel Construction 発行の "Manual of steel Construction" 第6版に載っている。

** ASTMのA514鋼はこのような性質がないのでこの条件を満足しない。A514鋼のはりは2.1.1.B節にしたがつて設計する。

3. 2.1.1 A1の規定に従ったコンパクトな断面の連続ばりを設計するときには、弾性設計で求めた支点上の負の曲げモーメントを最大10%低減することができる。このような低減を行なうときは、その支間における負モーメントの平均減少量だけ正の最大曲げモーメントを増加するものとする。このような低減は張出部の荷重による負の曲げモーメントに対しては行なわない。

B. 拘束されたコンパクトでない断面

2.1.1 A1の条件を満足しないが、つぎに示すパラグラフ1の条件を満足する圧延または組立てI形ばりに対しては、最大強度を次式で計算する。

$$M_u = F_y S \quad (2.1.1-8)$$

ここにSは断面係数である。

1. 式(2.1.1-8)はつぎの条件を満足するはりに用いることができる。

a) 突出フランジ部

$$b'/t \leq \frac{2200}{\sqrt{F_y}} \quad (2.1.1-9)$$

$$(b'/t \leq \frac{583}{\sqrt{F_y}})$$

$M < M_u$ のとき、 b'/t は $\sqrt{M_u/M}$ 倍してよい。

b) ウェブ厚

$$D/t \leq 150 \quad (2.1.1-10)$$

ここに、Dは上下フランジ間の非拘束区間の純間隔である。

c) 圧縮側フランジの横方向の拘束点間隔

$$L \leq \frac{20,000,000}{F_y \cdot A_f} \quad (2.1.1-11)$$

$$(L \leq \frac{1,406,134}{F_y \cdot \frac{d}{A_f}})$$

ここにdははりまたはけたの高さ、 A_f はフランジの断面積である。

d) 最大軸圧縮力

軸圧縮力は式(2.1.1-6)で与えられる値をこえてはならない。

e) 最大せん断力

$$V \leq \frac{35 E t_w^3}{D} \quad (2.1.1-12)$$

ただし、 $0.58 F_y D t_w$ をこえてはならない。

2. パラグラフ1に示した制限を表2に示す。

表 2

F_y psi (ksi)	36000 (2531)	42000 (2953)	46000 (3234)	50000 (3515)	55000 (3867)	90000 (6328)	100000 (7031)
b'/t	115	107	103	98	94	73	70
L_d/A_f	556	476	435	400	364	222	200

C. AとBの中間的な断面

2.1.1 Aと2.1.1 Bの規定の中間的な断面性能を有する部材の最大強度は、ウェブ厚が常に式(2.1.1-3)を満足しなければならない場合は直線内挿法で計算してよい。

D. 拘束されていない断面

1. 式(2.1.1-11)の横方向の拘束条件を満足しない部材については、最大強度を次式で計算する：

$$M_u = F_y S \left[1 - \frac{3 F_y}{4 \pi^2 E} \left(\frac{L}{b'} \right)^2 \right] \quad (2.1.1-13)$$

拘束長Lの両端における作用モーメントの比が0.7より小さいときには、上式で求めた最大強度 M_u は20%増してよい。ただし $F_y S$ をこえてはならない。

2. 2.1.1 B1eの条件を満足しない部材においては、ウェブに2.1.1 Bで規定する垂直補剛材を設けるものとする。

3. 軸荷重が $0.15 F_y A$ をこえる部材は2.4節で規定するはり一柱として設計しなければならない。

E. 垂直補剛材を有するけた

1. 式(2.1.1-7)および式(2.1.1-12)のせん断力に対する条件を満足しないけたに対しては、ウェブに垂直補剛材を設ける必要がある。

垂直補剛材は有するが水平補剛材を有しないけたについては、ウェブ厚はつぎの条件を満足しなければならない。

$$D/t_w \leq \frac{36,500}{\sqrt{F_y}} \quad (2.1.1-14)$$

$$(D/t_w \leq \frac{9678}{\sqrt{F_y}})$$

D/t_w の値は各鋼種についてつぎのようになる。

F_y (psi) (ksi)	D/t_w
36,000 (2531)	190
42,000 (2953)	175
46,000 (3234)	170
50,000 (3515)	165
55,000 (3867)	155
90,000 (6328)	120
100,000 (7031)	115

2. 式(2.1.1-14)の条件を満足する垂直補剛材を有するけたの最大曲げ強度は、式(2.1.1-18)の条件をも考慮して式(2.1.1-8)または式(2.1.1-13)により計算する。

3. 式(2.1.1-14)の条件を満足するウェブをもつたはりやけたのせん断耐力は次式で計算する：

$$V_u = V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+(d_o/D)^2}} \right] \quad (2.1.1-15)$$

ここに：

$$V_p = 0.58 F_y D t_w \quad (2.1.1-16)$$

$$C = 8,000 (t_w/D) \sqrt{\frac{5.34 + 5(D/d_o)^2}{F_y}} - 0.3 \leq 1.0 \quad (2.1.1-17)$$

$$\left(C = 8,000 (t_w/D) \sqrt{\frac{0.375 + 0.3515 (D/d_o)^2}{F_y}} - 0.3 \leq 1.0 \right)$$

D = 上下フランジ間の非拘束区間の純間隔

d_o = 垂直補剛材の間隔

けたの1つのパネルがせん断力と曲げモーメントを同時に受け、そのときのせん断力の大きさが $0.6 V_u$ 以上であるときは、曲げモーメントは次式で与えられる値より小さくなければならない：

$$M/M_u = 1.375 - 0.625 V/V_u \quad (2.1.1-18)$$

そうでない場合には、ウェブ厚を増加するか、補剛材間隔を小さくするかしてせん断耐力を増すか、またはフランジの断面積を増加して曲げ耐力を増さなければならない。

4. 垂直補剛材は2.1.1 E 3.節に規定したせん断耐力にしたがつて d_o の間隔に設けるものとする。ただしその間隔は $1.5 D$ をこえてはならない。最大せん断力が式(2.1.1-12)で与えられる値より小さいようなけたの部分では垂直補剛材を省略してもよい。

単純けたの端から第1番目の補剛材間隔は D および次式で与えられる値をこえてはならない：

$$d_o = 14,500 \sqrt{D t_w^3 / V} \quad (2.1.1-19)$$

$$(d_o = 3,845 \sqrt{D t_w^3 / V})$$

垂直補剛材の幅厚比は次式を満足しなければならない。

$$\begin{aligned} b'/t &\leq \frac{2,600}{\sqrt{F_y}} \\ (b'/t &\leq \frac{689}{\sqrt{F_y}}) \end{aligned} \quad (2.1.1-20)$$

ここに b' は補剛材の突出幅である。

中間垂直補剛材の総断面積は次式の値より大きくなければならない。

$$A = 0.13 (BD t_w (1-C) (V/V_u) - 12 t_w^2) Y \quad (2.1.1-21)$$

ここに Y は補剛材の降伏点に対するウェブプレート降伏点の比である。

$B = 1.0$: 両側補剛に対して、

1.8 : 山形鋼片側補剛に対して、

2.4 : 平鋼片側補剛に対して、

C は式(2.1.1-17)で計算される。

ウェブの中心面に関する垂直補剛材の断面2次モーメントは次式の値より小さくしてはならない。

$$I = \frac{d_o t_w^3}{10.92} J \quad (2.1.1-22)$$

ここに：

$$J = 25 (D/d_o)^2 - 20 \geq 5$$

垂直補剛材は引張側フランジに密着させる必要はない。補剛材とウェブの連結部と引張側フランジの面との最大間隔は $4 t_w$ 以上であつてはならない。ウェブの片側のみ取りつけられた補剛材は圧縮側フランジに密着していなければならない。

F. 水平補剛材を有するけた

1. ウェブ厚が式(2.1.1-14)で規定された値よりも小さい場合には水平補剛材が必要である。

垂直補剛材と、圧縮側フランジから $D/5$ の位置に1本の水平補剛材とを有するプレートガーダーのウェブ厚はつぎの条件を満足しなければならない：

$$D/t_w \leq \frac{73,000}{\sqrt{F_y}} \quad (2.1.1-23)$$

$$(D/t_w \leq \frac{19,356}{\sqrt{F_y}})$$

D/t_w の値は各鋼種についてつぎのようになる。

F_y (psi) (ksi)	D/t_w
36,000 (2531)	380
42,000 (2953)	350
46,000 (3234)	340
50,000 (3515)	330
55,000 (3867)	315
90,000 (6328)	245
100,000 (7031)	230

2. 式 (2.1.1-23) の条件を満足する水平補剛材を有するけたの最大曲げ強度は式 (2.1.1-18) をも考慮して式 (2.1.1-8) または式 (2.1.1-13) で計算する。
3. 圧縮側フランジから $D/5$ の位置に1本の水平補剛材を有するけたのせん断耐力は式 (2.1.1-15) で計算する。

けたのパネルがせん断力と曲げモーメントを同時に受ける場合は、式 (2.1.1-18) の規定にしたがう。

4. 水平補剛材は、圧縮側フランジの内面から $D/5$ のところに取りつけるものとする。

水平補剛材の寸法はつぎの規定による。

- a) 幅厚比は式 (2.1.1-20) による値をこえてはならない。
- b) 補剛材の剛度は次式による値より小さくしてはならない。

$$I \geq D t_w^3 [2.4 \left(\frac{d_o}{D}\right)^2 - 0.13] \quad (2.1.1-24)$$

- c) 補剛材の断面2次半径は次式による値より小さくしてはならない。

$$r \geq \frac{d_o \sqrt{F_y}}{23,000} \quad (2.1.1-25)$$

$$\left(r \geq \frac{d_o \sqrt{F_y}}{6099} \right)$$

上述の I および r を計算するときには、巾 $18 t_w$ をこえない範囲で補剛材に接するウェブの帯を水平補剛材の一部と考えてよい。

水平補剛材を有するけたのパネルに対する垂直補剛材は、全パネル高 D の代りにサブパネルの高さを用いる以外は2.1.1 E 4 にしたがって設計してよい。さらに、垂直補剛材の断面係数は次式による値より小さくしてはならない。

$$S_x = \frac{1}{3} (D/d_o) S_1 \quad (2.1.1-26)$$

ここに D は全パネル高 (上下フランジの純間隔) であり、 S_1 は $D/5$ のところの水平補剛材の断面係数である。

2.1.2 非対称断面のはりとけた

A 概説

断面の垂直軸に関しては対称であるが、水平中心軸に関しては非対称であるようなはりやけたに対しては、式 (2.1.1-13) によつて最大強度を計算するときに b' を $0.9 b'$ とおくと2.1.1 Bおよび2.1.1 Dの規定をそのまま適用することができる。

B 垂直補剛材を有する非対称断面

垂直補剛材をもつた1軸対称断面の曲げ部材は2.1.1 Eの規定にしたがって設計および検討を行なうものとする。

中立軸と圧縮側フランジとの純間隔 D_c が $D/2$ をこえるときにはウェブ厚 t_w は次式の条件を満足しなければならない。

$$\frac{D_c}{t_w} \leq \frac{18,250}{\sqrt{F_y}} \quad (2.1.2-1)$$

$$\left(\frac{D_c}{t_w} \leq \frac{4839}{\sqrt{F_y}} \right)$$

C. 水平補剛材を有する非対称断面

非対称断面においてもウェブ厚が式 (2.1.1-14) または式 (2.1.2-1) で規定された値より小さいときには水平補剛材が必要である。

1 水平補剛材および垂直補剛材を有する非対称断面に対しては対称断面に対する2.1.1 Fの規定が適用できる。

ただし、

- a) 水平補剛材は圧縮側フランジの内面または脚から $2D_c/5$ のところに設ける。

- b) D_c が $D/2$ をこえる場合は、ウェブ厚 t_w はつぎの条件を満足しなければならない。

$$\frac{D_c}{t_w} \leq \frac{36,500}{\sqrt{F_y}} \quad (2.1.2-2)$$

$$\left(\frac{D_c}{t_w} \leq \frac{9678}{\sqrt{F_y}} \right)$$

2.2 合成ばりおよび合成けた

2.2.1 総論

合成ばりの設計は以下の制限を除いてAASHOの1.7節の条項によるものとする。

合成ばりは以下の基準が満足されるように設計するものとする。

- a) 各断面の最大強度はその断面における全計算モーメントに適當な荷重係数をかけた値より小さくしてはならない。

b) 鋼けたのウェブは全せん断外力を担うように設計されかつ2.1.1および2.1.2の規定を満足しなければならない。この適用に際しては、 D_c の値は活荷重に対する合成けたの中立軸と圧縮フランジの純距をとるものとする。

2.2.2 正モーメント断面

A. コンパクトな断面

鋼けた部分がつぎのペラグラフ2のコンパクトであるための条件を満足しているときは、最大強度はその断面上に完全塑性応力分布状態を考えたときの合成モーメントとして計算するものとする。(図-1)

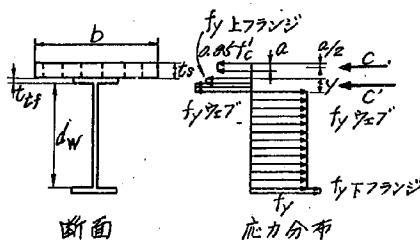


図-1

1. 完全塑性応力分布の合成モーメントはつぎのように計算する：

a) 床版に作用する圧縮力は式(2.2.2-1)、(2.2.2-2)、(2.2.2-3)によつて与えられる値の最小値とする：

$$C = 0.85 f_c' b t_s + (A_s F_y)_c \quad (2.2.2-1)$$

ここで b はスラブの有効巾、 t_s はスラブ厚である。

$(A_s F_y)_c$ は床版の圧縮領域にある鉄筋の断面積とその降伏点との積である。

$$C = (A F_y)_{bf} + (A F_y)_{tf} + (A F_y)_w \quad (2.2.2-2)$$

ここで $(A F_y)_{bf}$ は鋼けたの下フランジ断面積とその降伏点との積である(もしカバプレートがあるならそれもふくめて)。

$(A F_y)_{tf}$ は鋼けたの上フランジ断面積と降伏点との積である。

$(A F_y)_w$ は鋼けたのウェブ断面積と降伏点との積である。

$$C = \Sigma Q_u \quad (2.2.2-3)$$

ここで ΣQ_u は注目している断面とモーメントが零の断面との間のジベルの終局強度の合計である。

b) 応力の矩形分布の矩形の高さは床版に作用する圧縮力より計算する。

$$a = \frac{C - (A_s F_y)_c}{0.85 f_c' b} \quad (2.2.2-4)$$

c) 床版の圧縮力が式(2.2.2-2)で与えられる値より小さいときは、鋼けたの上部はつぎのような圧縮力をうけるものとする：

$$C' = \frac{\Sigma (A F_y) - C}{2} \quad (2.2.2-5)$$

d) 鋼けたの最上端から測つた鋼けた中の中立軸の位置はつぎのように求めることができる：

$C' < (A F_y)_{tf}$ のとき

$$\bar{y} = \frac{C'}{(A F_y)_{tf}} t_{tf} \quad (2.2.2-6)$$

$C' \geq (A F_y)_{tf}$ のとき

$$\bar{y} = \frac{C' - (A F_y)_{tf}}{(A F_y)_w} d_w + t_{tf} \quad (2.2.2-7)$$

e) 曲げをうける断面の最大強度は、すべての力とそれらの腕長さをすべて正の値としたときの中立軸に関するそれらの力の一次モーメントとして与えられる。

2. 鋼断面が式(2.1.1-3)および式(2.1.1-7)の条件を満足し、かつ鋼材がその応力~ひずみ曲線において隅り場とそれにつづいてひずみ硬化域を示すようなものであるとき、それを用いた合成はりとはコンパクトであると見なす。

B. コンパクトでない断面

鋼断面が2.2.2 A 2のコンパクトの条件を満足しないとき、その最大強度は最初の降伏におけるモーメントをとることとする。

支保工なしに死荷重がのせられるときのけたの最大圧縮応力および最大引張応力は、鋼けたにのみかかる $1.25 D_s$ によつて生ずる応力と合成けたの状態で作作用する $1.25 [D_c + 5/3 (L+I)]$ によつて生ずる応力との和となる。ただし、 D_s および D_c はそれぞれ鋼断面および合成断面に作用する死荷重によるモーメントである。

コンクリート強度が所要の28日強度の75%に達するまでけたが十分な支保工に支持されるときは、けたの応力は合成断面に作用する $1.25 [D + 5/3 (L+I)]$ による応力のみとなる。

2.2.3 負モーメント断面

負モーメント領域におけるはりおよびけたの最大強度は適用しうる限り 2.1.1 および 2.1.2 により計算を行う。床版コンクリートは引張応力を受け持たないと仮定する。床版の鉄筋が中間支点上で連続して配置される場合、鉄筋は鋼けた部分と一体となつて働くものと考えてよい。

2.2.4 箱けた

この節は中桁長さの単純および連続鋼-コンクリートノンコンパクト合成多箱桁橋の設計に関するものである。これはまた、1つのセルの上フランジ巾が隣接する2つのセルの上フランジ中心間距離にほぼ等しいような、独立セルから成る箱けた橋にも適用しうるものである。外側ウェブからの片持床版の張出し長さ（地覆、高欄をふくむ）は隣接する2つの箱けたの上フランジ中心間距離の60%を限度とし、かつ、いかなる場合にも $6ft$ をこえてはならないものとする。

A. 荷重の横配分

各箱けたの活荷重曲げモーメントは次式で与えられる輪荷重（前後輪とも） W_L によるモーメントとして求める。

$$W_L = 0.1 + 1.7R + \frac{0.85}{N_W} \quad (2.2.4-1)$$

ここで、

$$R = \frac{N_W}{\text{箱けたの数}}$$

$N_W = W_c / 12$ を最寄りの整数値に丸めたる値

$W_c =$ 地覆または高欄の間の路面巾 (ft で表わす)

R は 0.5 以上 1.5 以下とする。

B. ウェブ板

ウェブの設計せん断力 V_W は次式により計算する。

$$V_W = V / \cos \theta \quad (2.2.4-2)$$

ここで、 $V = 1$ つの箱けたのウェブ 1 枚あたりに作用する全垂直せん断力、

$\theta =$ ウェブ板の垂直面に対する傾斜角

C. 二次曲げ応力

ウェブ板の垂直面に対する傾きが 1:4 より大きくなく、かつ、下フランジの巾が支間長の 20% より大きくないときは、けた断面のねじれと底板の振動の結果生ずる横方向曲げ応力は考える必要はない。この範疇の構造物において、公共添加物のような二次的荷重による横曲げ応力は 5000 psi (3515 ㎏) を越えないものとする。

上記の制限を越える構造についてはすべての要因について横曲げ応力の詳細な計算を行うものとする。これらの応

力は規定された最大応力であるいは $20,000 \text{ psi}$ (1406 ㎏) をこえないものとする。

D. 引張フランジ

単純支持された支間については、底フランジはその巾が支間の 1/5 をこえないときは、曲げに抵抗するのに全断面が有効であるものとする。フランジの巾が支間の 1/5 をこえる場合は、支間の 1/5 に等しい巾だけを有効断面と考える。

連続けたの場合には、等価単純支間*に対して上準を適用する。

E. 圧縮フランジ

1. 式 (2.1.1-8) により降伏応力 F_y で設計された補剛材のつかない圧縮フランジは巾厚比が次式で与えられる値に等しいか、もしくは小さくなければならない：

$$b/t = \frac{6140}{\sqrt{F_y}} \quad (2.2.4-3)$$

$$(b/t = \frac{1628}{\sqrt{F_y}})$$

ここで、 b = ウェブ間のフランジ巾、(in.)

t = フランジ厚、(in.)

b/t が $6140/\sqrt{F_y}$ より大きく、かつ、 $13,300/\sqrt{F_y}$ ($3527/\sqrt{F_y}$) をこえないときは、補剛材のない底フランジの応力は次式で与えられる値をこえてはならない：

$$F = 0.592 F_y \left[1 + 0.687 \sin \left(\frac{13,300 - (b/t)}{7160} \sqrt{F_y} \right) \frac{\pi}{2} \right] \quad (2.2.4-4)$$

$$F = 0.592 F_y \left[1 + 0.687 \sin \left(\frac{3527 - (b/t)}{1,899} \sqrt{F_y} \right) \frac{\pi}{2} \right]$$

b/t が $13,300/\sqrt{F_y}$ ($3527/\sqrt{F_y}$) をこえるものに対してはフランジの応力は次式により与えられる値をこえてはならない：

$$F = 105 (t/b)^2 \times 10^6 \quad (2.2.4-5)$$

$$(F = 7.38 (t/b)^2 \times 10^6)$$

b/t 比は、死荷重の反曲点に近い低応力領域以外では 60 を越えないのが望ましい。

* 反曲点間の距離 (モーメントが 0 となる点の間の距離)

もし最大負モーメントの領域で b/l が 4.5 をこえるときは縦リブを考慮すべきである。

2. 縦リブを用いるときは、リブはフランジ巾の間に等分布するようにつけ、フランジに平行でリブのつけ根の軸線のまわりの各リブの断面 2 次モーメントが少なくとも次式に等しくなるようにする。

$$I_s = \phi t^3 w \quad (2.2.4-6)$$

ここに、

$\phi = 0.07 k^3 n^4$ 、ただし n は 1 より大きい値をとる。*

w = 縦リブ間のフランジ巾もしくはウェブからもつとも近い縦リブまでの距離、

n = 縦リブの数、ただし 5 以下とする。

k = 座屈係数

座屈係数 k の最大値は 4 とし、係数 ϕ の最小値は 8 とする。ただ 1 本の縦リブを用いる場合には、 k はその最大値 4 にとり、 ϕ はその最小値 8 とする。

リブをふくむフランジを、降伏応力 F_y について設計するときは、 w/t の値は次式で与えられる値をこえてはならない。

$$w/t = \frac{3.070 \sqrt{k}}{\sqrt{F_y}} \quad (2.2.4-7)$$

$$\left(w/t = \frac{8.14 \sqrt{k}}{\sqrt{F_y}} \right)$$

w/t がこれより大きな値でかつ $6.650 \sqrt{k} / \sqrt{F_y}$ ($1.763 \sqrt{k} / \sqrt{F_y}$) または 60 のいずれか小さい方の値をこえない場合は、リブをふくむフランジの応力は次式で与えられる値をこえてはならない。

$$F = 0.592 F_y \left[1 + 0.687 \sin \left(\frac{6.650 \sqrt{k} - (w/t) \sqrt{F_y}}{3.580 \sqrt{k}} \right) \frac{\pi}{2} \right] \quad (2.2.4-8)$$

$$\left(F = 0.592 F_y \left[1 + 0.687 \sin \left(\frac{1.763 \sqrt{k} - (w/t) \sqrt{F_y}}{9.49 \sqrt{k}} \right) \frac{\pi}{2} \right] \right)$$

w/t の値が $6.650 \sqrt{k} / \sqrt{F_y}$ ($1.763 \sqrt{k} / \sqrt{F_y}$) より大きく、かつ 60 をこえないときは、リブをふくむフ

ランジの応力は次式による値をこえてはならない：

$$F = 2.62 k (t/w)^2 \times 10^6 \quad (2.2.4-9)$$

$$(F = 1.84 k (t/w)^2 \times 10^6)$$

縦リブを用いるときは、少なくとも 1 本の横リブを死荷重の反曲点のちかくに設けるのがよい。その横リブの寸法は縦リブの寸法と同じとする。

フランジを降伏応力 F_y で設計する際に縦リブをその最大 w/l 値に等しい間隔に設けしかもその数が 2 本をこえるときには、横リブを考慮しなければならない。

3. 圧縮フランジをたてよこ両方向に補剛する場合に、縦リブはフランジの巾方向に等間隔に設けることとし、その断面はリブのつけ根のフランジに平行な軸線のまわりの断面 2 次モーメントが少なくとも次式で与えられる値以上となるように定める。

$$I_s = 8 t^3 w \quad (2.2.4-10)$$

横リブの断面は、その断面の中心を通り底縁に平行な軸のまわりの断面 2 次モーメントが少なくとも次式の値に等しくなるように定める。

$$I_t = 0.06 (n+1)^3 w^3 \frac{F}{E} \frac{A_f}{a} \quad (2.2.4-11)$$

ここに、

A_f = 縦リブをふくむ底フランジの断面積、

a = 横リブの間隔

F = 横リブの位置における最大圧力、

E = 鋼の弾性係数

リブをふくむフランジを降伏応力 F_y で設計するときは次式で与えられる値をこえてはならない：

$$w/t = \frac{3.070 \sqrt{k_1}}{\sqrt{F_y}} \quad (2.2.4-12)$$

$$\left(w/t = \frac{8.14 \sqrt{k_1}}{\sqrt{F_y}} \right)$$

ここに、

$$k_1 = \frac{[1 + (\frac{a}{b})^2]^2 + 87.3}{(n+1)^2 (\frac{a}{b})^2 (1 + 0.10(n+1))} \quad (2.2.4-13)$$

w/t がさらに大きいときで、 $6.650 \sqrt{k_1} / \sqrt{F_y}$ ($1.763 \sqrt{k_1} / \sqrt{F_y}$) または 60 のいずれか小さい方をこえない場合は、リブをふくむフランジの応力は次式により与えられる値をこえてはならない：

* この式を用いる際に、 k の値としては一般に 2 から 4 の間の値とされる。

$$F = 0.592 F_y \left[1 + 0.687 \sin \left(\frac{6.650 \sqrt{k_1} - (w/t) \sqrt{F_y}}{3.580 \sqrt{k_1}} \right) \frac{\pi}{2} \right] \quad (2.24-14)$$

$$\left(F = 0.592 F_y \left[1 + 0.687 \sin \left(\frac{17.63 \sqrt{k_1} - (w/t) \sqrt{F_y}}{9.49 \sqrt{k_1}} \right) \frac{\pi}{2} \right] \right)$$

w/t の値が $6.650 \sqrt{k_1} / \sqrt{F_y}$ ($17.63 \sqrt{k_1} / \sqrt{F_y}$) をこえ 60 をこえない場合は、リブをふくむフランジの応力は次式により与えられる値をこえてはならない。

$$F = 262 k_1 (t/w)^2 \times 10^6 \quad (2.24-15)$$

$$(F = 184 k_1 (t/w)^2 \times 10^6)$$

座屈係数 k_1 の最大値は 4 とする。 k_1 の値としてその最大値 4 をとるときは、横リブ間隔 a は $4w$ もしくはそれ以下とする。

横リブはフランジプレートに接合する必要はないが、箱のウェブと各縦リブとは接合する必要がある。ウェブへの接合は次式で与えられる垂直力に抵抗できるように設計する。

$$R_w = \frac{F_y S_t}{2b} \quad (2.24-16)$$

ここに、 S_t = 横リブの断面係数

各縦リブへの接合は次式により与えられる垂直力に抵抗しうるように設計しなければならない。

$$R_s = \frac{F_y S_t}{nb} \quad (2.24-17)$$

4. フランジリブの突出部の巾厚は、いかなる場合にも次式で与えられる値をこえてはならない。

$$b'/t' = \frac{2,600}{\sqrt{F_y}} \quad (2.24-18)$$

$$\left(b'/t' = \frac{689}{\sqrt{F_y}} \right)$$

ここに、 b' = 突出リブの巾、

t' = 突出リブの厚さ、

縦リブは、フランジの最大応力がリブに近接しているかもしくはすみ肉溶接によりそれが接合されている母材の許容応力度をこえない位置までのばさなければならない。

F. フランジとウェブとの溶接

フランジとウェブの溶接の有効のど厚はウェブ厚より小

さくてはならない。すみ肉溶接を用いるときは、接合されるフランジまたはウェブの両側を溶接する必要がある。

G. ダイアフラム

各支点での横たおれ、変位、ねじれに抵抗させるためにダイアフラム、クロスフレーム等を箱げた中にとりつけなければならない。

この規準によつて箱けた橋を設計するときには、中間ダイアフラムや中間クロスフレームは必要としない。

H. 横構

一般に横構は箱けた間には設ける必要はない。垂直投影面 1 ft^2 あたり 25 lbs の水平荷重が底フランジ面内に作用するものとする。この水平荷重に抵抗する断面としては、底フランジ (ウェブのような働きをする) と厚さの 1.2 倍に等しいウェブ部分 (フランジのような働きをする) とを考える。ここに規定した水平力と鋼けたおよび床版の死荷重とによる合応力が $0.8 F_y$ をこえるときは、横構を設けるものとする。

I. 出入口

気候、位置、材料等を配慮したうえで、型枠の撤去、検査、維持、排水などを行なうためのマンホールその他の開口部を床版または鋼箱けたに設けることを考慮するものとする。

2.2.5 ジベル

A. 総論

コンクリート床版と鋼けたとの接合面に生ずる水平せん断力は単純けたの支間全体および連続けたの正モーメント域に配置される機械的なジベルによつて受けもたれる。コンクリート床版中の鉄筋を合成断面の一部に考えて設計するときは、連続けたの負モーメント域にもジベルを設けることとする。コンクリート床版中の鉄筋を負モーメントの作用する断面の断面性能の計算において考慮しないときは負モーメント域にジベルを設ける必要はないが、3.2.2 C に定めるように、死荷重による曲げ反曲点の付近には余分のジベルを設けるものとする。

B. ジベルの設計

最大正モーメントの点と端部支点または死荷重反曲点との間、もしくは負モーメントの点と死荷重の反曲点との間に配置すべきジベルの数は、次式で与えられる数と等しいかそれ以上でなければならない。

$$N = \frac{H}{\phi Q_u} \quad (2.25-1)$$

ここで、 ϕ は低減係数、

H は下式で与えられる床版の作用力,

Q_u は個々のジベルの lb で表わした最高強度である。

1. 最大正モーメントの点で床板に作用する力はつぎの2式より得られる値のうち小さい方の値にとる。

$$H = A_s F_y, \text{ および } H = 0.85 f_c' b t_s$$

ここで,

A_s はカバプレートにふくむ鋼げたの全断面積

F_y は構造用鋼の公称最小降伏点,

f_c' はコンクリートの規定された圧縮強度,

b はAASHTO 1.7.99に与えられたフランジ有効巾

t_s はコンクリート床版の厚さ

2. 最大負モーメントの点で床版に作用する力はつぎの値にとる。

$$H = A_s' F_y' \quad (2.25-2)$$

ここで,

A_s' は中間支点上においてフランジの有効巾内にある縦方向鉄筋の全断面積,

F_y' は鉄筋の公称降伏点

3. 最大強度はつぎのようである。

チャンネル

$$Q_u = 550 (k + l/2) w \sqrt{f_c'} \quad (2.25-3)$$

$$(Q_u = 146 (k + l/2) w \sqrt{f_c'})$$

溶接スタッド

$$Q_u = 930 d_s^2 \sqrt{f_c'} \quad (2.25-4)$$

$$(Q_u = 247 d_s^2 \sqrt{f_c'})$$

ここで,

h はチャンネルフランジの平均厚 (in.)

l はチャンネルウェブの厚さ (in.)

w はチャンネルジベルの長さ (in.)

H_s はスタッドの高さ (in.)

d_s はスタッドの直径 (in.)

C 最大間隔

ジベルの最大間隔は24 in. (61 cm) をこえないものとする。ただし、連続ばりの中間支点上は引張フランジの応力度が高い位置への密な溶接をさせて、これよりあらい間隔とする。

2.3 ハイブリッドのはりとけた

2.3.1 総論

この節は

(1) 上下同じ公称最小降伏強度を有するフランジと、フランジより低い公称降伏強度を有するウェブから成る非合成のはりとけた。*

(2) ウェブより高い公称最小降伏強度を有する引張フランジとウェブより大きく引張フランジよりは小さい公称最小降伏強度を有する圧縮フランジから成る合成けた,

の設計に関するものである。これは、単純と連続のけたの両者に適用できる。非合成けたおよび連続合成けたの負のモーメントの部分では、圧縮フランジの断面積は、引張フランジの断面積と同等もしくは引張フランジの断面積よりその25%をこえない程度だけ大きくする。合成けたでは連続けたの負のモーメントの部分を除き、圧縮フランジの断面積は、引張フランジの断面積と同等もしくはそれよりも小さくする。床版の自重は合成作用なしに支えるが、活荷重は床版との合成作用で支持するような鋼げたを合成けたと考えることとする。合成、非合成けたのどちらについても、ウェブの公称最小降伏強度は、引張フランジの公称最小降伏強度の35%より小さくないものとする。この節では、フランジとは、鋼げたのフランジを指し、床版と鉄筋はふくまれないものとする。

2.3.2 非合成けた**

A. コンパクトな断面

1. 2.1.1 A1とA2の必要条件を満足する対称断面のけたについては、最大強度は次式により計算される。

$$M_u = F_{yf} A_f D + \frac{F_{yw} A_w D}{4} \quad (2.32-1)$$

ここで、 F_{yf} および F_{yw} はそれぞれフランジおよびウェブの公称最小降伏強度、 A_f は1フランジの断面積、 A_w はウェブの断面積、 D はウェブ高である。

2. 連続けたの負のモーメントに関する2.1.1 A3をコンパクトなハイブリッドのけたにも適用する。

B. コンパクトでない断面

1. 2.1.1 A1およびA3の必要条件をすべて満足しないが式(2.1.1-9)と式(2.1.1-11)の両者を満足するような、対称および非対称断面のけたについては、最

* 2.3節では、これ以後はりとしたものを指す。

** 連続合成けたの負のモーメントの部分を含む。

大曲げ強度は次式により計算される。

$$M_u = F_{yf} S R \quad (2.3.2-2)$$

ただし、対称断面については、

$$R = \frac{12 + \beta(3\rho - \rho^3)}{12 + \beta} \quad (2.3.2-3)$$

ここに、 $\rho = F_{yw}/F_{yf}$ 、 $\beta = A_w/A_f$ (引張フランジ)

である。また、非対称断面については、

$$R = 1 - \frac{\beta\psi(1-\rho)^2(3-\psi+\rho\psi)}{6 + \beta\psi(3-\psi)} \quad (2.3.2-4)$$

ここに、 ψ は、引張フランジの外縁から中立軸までの距離を割った高で割った値である。最大せん断強度は式(2.1.1-7)において F_y の代りに F_{yw} を用いて計算される。

2. 2.1.1.A1と式(2.1.1-11)の必要条件をすべて満足はしないが、式(2.1.1-9)を満足するような、対称および非対称断面のけたでは、最大曲げ強度は式(2.1.1-13)の右辺に R を掛けることにより計算される。

最大せん断強度は、式(2.1.1-12)で計算する。ただし $0.58F_{yw}D_{tw}$ より大きくはないものとする。

3. 式(2.1.1-10)と式(2.1.1-12)を満足しないような対称及び非対称断面のけたには、垂直補剛材を設けるものとする。ただし、補剛材間隔は $1.5D$ もしくは次式で与えられる値以下とする。

$$d_o = 14.500 \sqrt{D t_w^3 / V} \quad (2.3.2-5)$$

ここで d_o は垂直補剛材の間隔であり、 in 単位で表わす。垂直補剛材は式(2.1.1-22)により設計する。

4. 式(2.1.1-14)を満足しないような対称および非対称断面のけたには垂直補剛材に加えて水平補剛材を設けることとする。水平補剛材は2.1.1.F3に従って設計し、 $0.6F_{yf}$ より小さくないような公称最小降伏強度を有する鋼材を使用する。ウェブ厚は、式(2.1.1-23)による値より小さくしないものとする。

2.3.3 合成けた*

2.2節の“合成ばりおよび合成けた”は、ハイブリッドのけたにも適用される。ただし、鋼材断面が2.2.2.A2のコンパクトの必要条件を満足していない場合に合成断面の最大強度は、フランジが最初の降伏を起すときのモーメント

* 連続けたの負の曲げモーメントの部分を除く。

ントに式(2.3.2-4)の R を掛けた値とする。(ここで ψ は変形した断面の引張フランジから中立軸までの距離を割った高で割った値である。)

2.4 圧縮部材

2.4.1 軸方向荷重

A. 最大耐力

集中荷重を受ける柱の最大強度は次式により計算する。

$$P_u = A_s F \quad (2.4.1-1)$$

ここで A_s は柱の総有効断面積、 F はつぎの2式のいずれかで与えられる値である。

$$\frac{KL}{r} \leq \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} \quad \text{のとき:}$$

$$F = F_y \left[1 - \frac{F_y}{4\pi^2 E} \left(\frac{KL}{r} \right)^2 \right] \quad (2.4.1-2)$$

または、

$$\frac{KL}{r} > \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} \quad \text{のとき:}$$

$$F = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \quad (2.4.1-3)$$

ここで、 K は座屈面内の有効長に関する係数

L は2支点間の部材長(in)

r は座屈面内の断面2次半径(in)

F_y は鋼材の降伏応力(psi)

E は $29,000,000 psi$ (2.03×10^6 ㎏)

F は座屈応力(psi)

B. 横方向の拘束

横方向の拘束がない部分の長さは、AAS HO示方書

1.7.1.2の最小細長比の条件を越えてはならない。

C. 有効長

有効長の係数 K は、つぎのように求めるものとする。

1. 両端部において両方向に横方向の拘束をもつ部材については、

*例えば、“Guide to Design Criteria for Metal Compression Members” Johnston著, John Wiley and Sons発行 1966 New York)第2章の横方向に拘束のない部材およびトラスに対する K 値の算定、第7章のボートラスに対する K 値の算定を参照。

$K = 0.75$: リベット, ボルトおよび溶接接合端の場合

$K = 0.875$: ピン結合端の場合

2. 両端部が、斜材または隣接する構造部材への連結材をもたず十分な横方向の拘束がないような部材については、有効長の係数は適切な方法で求めることとする。*

2.4.2 軸方向荷重と曲げの複合力

A. 最大耐力

偏心荷重を受けるはり一柱に作用する最大軸力 P (lbs) と最大曲げモーメント M (in-lbs) との複合力はつぎの2つの相関関係式の両者を満足しなければならない。

$$\frac{P}{A_s F} + \frac{MC}{M_u \left(1 - \frac{P}{A_s F_e}\right)} \leq 1.0 \quad (2.4.2-1)$$

$$\frac{P}{A_s F_y} + \frac{M}{M_p} \leq 1.0 \quad (2.4.2-2)$$

ここで、 F は式 (2.4.1-2) または式 (2.4.1-3) によって決定される座屈応力 (psi)、

M_u は式 (2.1.1-1)、式 (2.1.1-8) または式 (2.1.1-13) で与えられる最大モーメント、

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad \text{は曲げの面内におけるオイラ}$$

一の座屈応力 (psi)、

C は "等価モーメント係数"

$M_p = F_y Z$ は式 (2.1.1-1) で与えられる完全塑性モーメント、

Z は塑性係数、

$\frac{KL}{r}$ は曲げの面内における有効細長比である。

B. 等価モーメント係数

はり一柱構造物の両端に斜材もしくは横方向の拘束をもつ隣接部材への連結材がとりつけられて、曲げの面内における横方向の拘束が与えられる場合には、等価モーメント係数 C は次式により求めることができる。

$$C = 0.6 + 0.4 \alpha \geq 0.4$$

ここに、 α は大きい方の端モーメントに対する小さい方の端モーメントの比であり、 α は両端のモーメントが反対向き (すなわち一方が時計方向なら他方は時計と反対方向) のときを正、同じ向きのときを負にとる。いかなる場合に

も、係数 C は安全側にとつて1としてよい。

2.5 添接, 連結およびその細目

2.5.1 連結材

A. 総論

連結材は、その最大強度に低減係数 ϕ を掛けた値が少なくとも設計荷重に1.7に定められた荷重係数を掛けた値に等しくなる様に断面を定める。最大強度に低減係数を乗じた値を表-3に示す。

B. 溶接

つき合せ溶接における溶接金属の最大強度は、母材金属の強度と同等もしくはそれ以上であることとする。すみ肉溶接における溶接金属の最大強度は母材のそれと同等である必要はないが、溶接方法や溶接金属は、溶接が確実に行なえるようなものを選定することとする。有効溶接断面積はAASHO示方書1.7.2.9に定められたようにとるものとする。

C. ボルトおよびリベット

締結材の断面積を計算する際、せん断面がねじ部を通る場合以外は公称直径を用いることとする。引張、またはせん断と引張の複合力を受ける締結材には高力ボルトを使用するのが望ましい。

支圧形式の継手において、引張とせん断の複合力が作用する場合には、ボルトヤリベットの量はせん断応力がつぎの値をこえないように定めるものとする。

$$f_v \leq \sqrt{F_v^2 - (0.6 f_t)^2} \quad (2.5.1-1)$$

ここで、

F_v は締結材のせん断強度で表-3に ϕF として示す値

f_t は作用荷重による引張応力

表 3

締結材の形式	強度 (ϕF)
つき合せ溶接 (1) すみ肉溶接 (2)	$1.00 F_y$ $0.45 F_u$
低炭素鋼ボルト ASTM A 307 引 張 せん断 (3)	$27 ksi (18.9 \frac{Kg}{cm^2})$ $25 ksi (17.5 \frac{Kg}{cm^2})$
動力締めリベット ASTM A 502 せん断 - 1級 せん断 - 2級	$25 ksi (17.5 \frac{Kg}{cm^2})$ $30 ksi (21.0 \frac{Kg}{cm^2})$
高力ボルト ASTM A 325 引 張 (5) せん断 (支圧形式) (3)(4)(5) ASTM A 490 引 張 せん断 (支圧形式) (3)(4)	$76 ksi (53.2 \frac{Kg}{cm^2})$ $54 ksi (37.8 \frac{Kg}{cm^2})$ $84 ksi (58.8 \frac{Kg}{cm^2})$ $67 ksi (46.9 \frac{Kg}{cm^2})$

- (1) F_y = 連結金属の降伏点
- (2) F_u = 溶接棒金属の最小強度。ただし連結金属 (母材) の引張強度よりは大きくないものとする。
- (3) せん断面がボルトねじ部を通る場合はねじ部の断面積を用いる。
- (4) 支圧形式の継手における支圧応力は連結される部材の引張強度をこえないものとする。
- (5) A 325 のボルトでは、直径 $7/8$ in. (2.22cm) 以上となると引張強度は低下する。記載した設計値は $7/8$ in. (2.22cm) までのボルトに適用される。直径 $7/8$ in. (2.22cm) 以上のボルトの設計値は、引張については $0.56 F_u$ せん断については $0.45 F_u$ として計算する。ここで F_u は ASTM 規格のボルト最小引張強度である。

D. 摩擦継手

摩擦継手は、3.1.3にしたがって、過大荷重のもとで滑りを生じないように設計する。この種の継手を設計する場合には、最大強度を考慮する必要はない。

2.5.2 連結

A. 添接

添接には、リベット、高力ボルト、または溶接のいずれを用いてもよい。引張、圧縮、曲げ、またはせん断に用いる添接は、添接箇所における計算合応力と部材全強との平均値より小さくないように設計する。ただし、いかなる場合でも、部材の全強の75%より小さくしないものとする。断面の異なる部材の添接箇所については、添接の最大強度は少なくとも添接される部材のうち断面の小さい方の部材の全強の75%であることとする。

圧縮部材の最大強度は総断面積を用いて求める。主として曲げを受ける部材についても、総断面積について計算する。ただし、各フランジの総断面積の15%以上が欠ける場合はその分を差し引いて計算する。引張材および添接材では、純断面積が総断面積の85%より大きい場合には総断面積を用い、15%以上が欠ける場合には純断面積を用いて計算する。

B. 連続部材によつてこの作用を受けるボルト

直接引張によつて作用荷重を受けもつ必要のあるボルトは、外部荷重と連結部材の変形にもつづいてこの作用による引張力の合力について設計する。

総引張力は、2.5.1 A の表-3に示す値を越えてはならない。

てこの作用による引張力は次式で求められる。

$$Q = \left[\frac{3b}{8a} - \frac{l^3}{20} \right] T \quad (2.5.2-1)$$

ここで、

- Q はボルト1本当りのてこ力 (負の場合は0とする)、
- T は外部荷重によるボルト1本当りの直接引張力、
- a はボルトの中心から板の縁端までの距離、
- b はボルトの中心から連結部までの距離、
- t は連結部におけるもつともうすい部分の厚さ (in.)

C. 剛接合 (溶接及びボルトによる)

剛接合による連続性が設計における基本的な仮定とされているような、ラーメン構造のすべての接合は最大荷重を受けた場合のモーメントや、せん断、軸力に抵抗し得る様に設計する。

はりのウェブ厚は次式で与えられる値と同等もしくはそ

はりのウェブの補剛材は、

$$t_w < \frac{A_f}{t_b + 5k} \quad (2.5.2-3)$$

の場合には柱の圧縮フランジ側に、また

$$t_c < 0.4 \sqrt{A_f} \quad (2.5.2-4)$$

の場合には、柱の引張フランジ側に設けるものとする。

ここで、 t_w は補剛を要する部分のウェブの厚さ。

k はフランジの外表面から補剛される部材の補剛位置のウェブ先端までの距離。

t_b は集中荷重を伝えるフランジの厚さ

t_c は補剛される部材のフランジ厚

A_f は集中荷重を伝えるフランジの断面積

である。

れ以上とする。

$$t_w \geq \sqrt{3} \left(\frac{M_p}{F_y d_b d_c} \right) \quad (2.5.2-2)$$

ここで、 M_p は柱のモーメント、

d_b ははりの高さ、

d_c は柱の高さ、

連結部のウェブ厚が上式で与えられる値よりも小さい場合には、ウェブを斜補剛材か、または連結部をおおうだけの補強板をウェブに接合して補強するものとする。

柱がはりとは交差する点において、柱の圧縮フランジ脚から伝達される集中荷重のためにその先にあるはりのウェブがゆがみをうけたり、あるいは柱の引張フランジ脚に引張られてはりのフランジにはらみ出しを生ずるおそれのあるような、はりの部分にはウェブに補剛材を設ける必要がある。

第3節 使用状態での挙動 (Service Behavior)

3.1 過大荷重

3.1.1 非合成けた

2.1.1の規定にもとづいて設計した非合成けたについては、荷重 $D + \frac{5}{3}(L + I)$ によつて生ずる曲げモーメントは $0.8 F_y S$ をこえないものとする。2.1.1A 3の規定にしたがつてモーメントが再分配されるときには、上述の制限は最初のモーメントに対してではなく再分配された後のモーメントに対して適用する。

3.1.2 合成けた

2.2.2 Aの規定にもとづいて設計したコンパクトな合成けたについては、荷重 $D + \frac{5}{3}(L + I)$ によつて生ずる曲げモーメントは断面が初めて降伏するときの曲げモーメントの95%をこえないものとする。1.7節の荷重 U_A によつて設計したけたについては、荷重 $D + 2.2(L + I)$ によつて生ずるモーメントは断面が初めて降伏するときの曲げモーメントの95%をこえないものとする。死荷重応力を計算するときには、架設中に仮設支柱があるかないかを考えなければならない。

3.1.3 摩擦継手

荷重 $D + \frac{5}{3}(L + I)$ によつて高力ボルト摩擦継手に生ずるせん断応力はASTMA 325ボルトに対して $21,000 \text{ psi}$ (1476 唳), ASTMA 490ボルトに対して $28,000 \text{ psi}$ (1969 唳) をそれぞれこえないものとする。

摩擦継手にせん断力と引張力が作用し、作用力によつて摩擦力の合計拘束力が減少する場合には、最大せん断応力は次式から得られる値をこえてはならない。

A 325に対して

$$f_v = 21,000 \left[1 - \frac{f_t}{(0.53 \times \text{引張強度})} \right] \quad (313-1)$$

$$\left(f_v = 1476 \left[1 - \frac{f_t}{(0.53 \times \text{引張強度})} \right] \right)$$

A 490に対して

$$f_v = 28,000 \left[1 - \frac{f_t}{(0.53 \times \text{引張強度})} \right] \quad (313-2)$$

$$\left(f_v = 1969 \left[1 - \frac{f_t}{(0.53 \times \text{引張強度})} \right] \right)$$

3.2 疲 勞

3.2.1 総 論

作用荷重のもとでの鋼部材または接合部の疲労に対する検討ならびに許容疲労応力度 F_r については、AASHTO 示方書 1.7.1 および 1.7.2 に規定された基本許容応力度の低減を行なわなければならない。AASHTO 1.7.3 に従うものとする。

3.2.2 合成構造

A. 床版鉄筋

合成作用を負モーメント領域で考えるときには、床版鉄筋の応力巾は $20,000 \text{ psi}$ (1406 唳) までとする。

B. ジベル

ジベルは疲労を考慮してつぎのように設計する。

$$1. \quad S_r = \frac{V_r Q}{I} \quad (3.2.2-1)$$

ここで、

S_r = 注目する断面において床版とけたとの接合部の長さ1 呎当りに作用する水平せん断力の振巾、

V_r = 活荷重と衝撃によるせん断力の振巾、どの断面でもせん断力の振巾は最小せん断力と最大せん断力の差(死荷重をふくまず)をとるものとする。

Q = 合成けたの中立軸に関する圧縮コンクリート断面の換算断面1次モーメントまたは負モーメント領域においてコンクリート中に埋めこまれた鉄筋の断面1次モーメント。

I = 正モーメント領域における合成けたの換算断面2次モーメント、もしくは負モーメント領域における鋼けたとコンクリート中の鉄筋断面とによる断面2次モーメント。

2. 個々のジベルの bb で表わした荷重の許容設計振巾 Z_r はつぎに示すとおりである。

チャンネル

$$Z_r = B w \quad (3.2.2-2)$$

溶接スタッド (H_s/d_s が4またはそれ以上のものについて)

$$Z_r = a d_s^2$$

上式においては、つぎの記号を用いている。

w = チャンネルジベルのフランジ巾方向の長さ, in

d_s = スタッドの直径

a = 繰返し数 100,000回に対し, 13000 (142)

500,000回に対し, 10,600 (116)

2,000,000回に対し, 7,850 (86)

B =繰返し数 100,000回に対し, 4,000(111)
 500,000回に対し, 3,000(83)
 2,000,000回に対し, 2,400(66)

$H = in.$ で表わしたスタッドの高さ

3. ジベルの所要間隔はけたのある横断面における全ジベルの抵抗力(Z_r)を長さ1in. 当りの水平せん断力振巾 S_r で割つた値として得られる。連続ばりの中間支点上では、引張フランジの応力度が高い位置へジベルを設けることを避けてジベル間隔を変えてもよい。ただし、ジベル総数は変えないものとする。

C. 定 義

負モーメントに対する合成断面の断面性能の計算に際して、コンクリート中の鉄筋を考慮しない場合に、反曲点付近に設ける余分のジベルの数は次式で求める。

$$N_c = \frac{A_r f_r}{Z_r} \quad (3.2.2-4)$$

ここで

N_c =反曲点上に設ける追加ジベルの数,

A_r =中間支点上の鉄筋の断面積,

f_r =衝撃をふくむ活荷重による支点上の床版鉄筋の応力振巾(厳密計算を行なわないときは、 f_r は10,000 psiとしてよい。)

Z_r =各ジベルの許容設計荷重巾

追加ジベル N_c は、反曲点から床版有効巾の1/3に等しい距離内に設けるものとする。

3.2.3 ハイブリッドのけた

ハイブリッドのけたは疲労に対してはけた全体はフランジ材と同一の材料からなるものと考えて設計する。ただしウェブの添接およびウェブへの取付け物(補剛材およびフランジ~ウェブすみ肉溶接はのぞく)に対する許容疲労応力度はウェブ材に対する値を基準とする。

3.3 たわみ

鋼材または鋼材とコンクリートの合成構造に対するたわみの制限はAASHO示方書の1.7.13の規定に従うものとする。

解 説

解 説 の 目 次

緒	言	25
記	号	27
第1節	荷重係数設計	29
1.3	設 計 理 論	29
1.7	最大設計荷重	29
第2節	最大強度の計算	31
2.1	はり と けた	31
2.2	合成ばりと合成げた	40
2.3	ハイブリッドばりとハイブリッドげた	46
2.4	圧 縮 部 材	47
2.5	添接, 連結および構造細目	49
第3節	使用状態での挙動	54
3.1	過 大 荷 重	54
3.3	た わ み	55

示方書または基準書における解説の目的とするところは、裏付けの資料が必要とされるような規定についてそれを明確にし、詳説し、正統化し、あるいは論証することにある。

規定の根拠となつてゐる参考文献は、それぞれの規定の必要性と妥当性を示し、かつその適用にあたつての問題点を明らかにし、それぞれの規定を設計者が理解するうえでの助けとなるであろう。

このような裏付け資料は、経験の浅い設計者が一般に使用されている示方書を用いる場合とか、経験の深い設計者が使用している示方書では設計できないような応用に直面した場合に助けとなる。いずれに対しても、このような裏付け資料は適切な経済的設計を生み出すための均衡のとれた正しい判断を下すうえでの助けとなるものである。

新しく設計規準が作られた場合、それが設計者にとつて経験上からはその規定の範囲や、構造物の形や強度への影響について考えを及ぼす事が出来ないような、なじみのうすい考え方や方法をふくむものであるならば、解説は特に必要である。この斜道路橋の荷重係数設計に対する設計基準は、まさにこの場合に当たるものであり、この解説の意義もそこにある。

各記号は使われているそれぞれの場所で定義されているが、使用上便利なようにここに総括しておく。

A	=断面積 (in^2)	D_s	=梁断面に作用する死荷重によるモーメント (in-lb)
A_b	=ボルトの公称断面積 (in^2)	d	=部材の高さ (in)
A_f	=はりまたはけたの1フランジの断面積 (in^2)	d_b	=はりの高さ
$(AF_y)_{bf}$	=合成ばりの鋼断面の下フランジの断面積と降伏応力の積 (lb)	d_c	=柱の幅
$(AF_y)_{tf}$	=合成ばりの鋼断面の上フランジの断面積と降伏応力の積 (lb)	d_o	=垂直補剛材間隔 (in)
$(AF_y)_w$	=合成ばりの鋼断面のウェブの断面積と降伏応力の積 (lb)	d_s	=スタッドジベルの直径 (in)
A_r	=中間支点上の鉄筋の断面積 (in^2)	E	=弾性係数 ($29,000,000 \text{ psi}$)
A_s	=カバースレートを含む鋼断面の全断面積 (in^2)	F	=応力 (psi)
A_s^r	=合成ばりの中間支点上においてフランジの有効幅内にある橋軸方向鉄筋の全断面積 (in^2)	F_e	=曲げの面内における Euler 座屈応力 (psi)
A_s	=柱断面の総有効断面積 (in^2)	F_u	=公称最小引張り強度 (psi)
$(A_s F_y)_c$	=合成ばりのスラブの圧縮域にある鉄筋の断面積と降伏応力の積 (lb)	F_v	=有効溶接断面における最大許容基本せん断応力 (psi)
A_{sl}	=水平補剛材の断面積 (in^2)	F_v	=支圧型ボルトの最大許容せん断応力 (psi)
A_{st}	=片側もしくは両側垂直補剛材の断面積 (in^2)	F_{vcr}	=ウェブの弾性座屈におけるせん断応力 (psi)
A_w	=はりのウェブの断面積 (in^2)	F_{vy}	=せん断降伏応力 $= F_y / \sqrt{3}$ (psi)
a	=コンクリートの換算矩形応力ブロックの高さ (in)	F_y	=使用鋼材の公称最小降伏強度 (psi)
a	=ボルトの中心から鋼板の縁までの距離 (in)	F_{yf}	=フランジの公称最小降伏強度 (psi)
a	=箱げたの垂直補剛材間隔 (in)	F_y^r	=鉄筋の公称最小降伏強度 (psi)
b	=箱げたのウェブの中心間距離 (in)	F_{yw}	=ウェブの公称最小降伏強度 (psi)
b	=ボルト中心よりコンクリート部ハンチ中心までの距離 (in)	f_c'	=コンクリートの公称 28 日圧縮強度 (psi)
b	=合成ばりのスラブの有効幅 (in)	f_r	=支点上のスラブ鉄筋の活荷重と衝撃による応力の振幅
b'	=フランジの突出幅 (in)	f_t	=作用荷重によるボルトの軸引張り応力 (psi)
c	=合成ばりのスラブに作用する圧縮力 (lb)	f_v	=引張りをうけるボルトの最大許容せん断応力 (psi)
c	=はり、柱の等価モーメント係数	G	=せん断弾性係数 ($11,200,000 \text{ psi}$)
c'	=合成ばりの鋼断面の上端部に作用する圧縮力 (lb)	G_s	=ひずみ硬化域におけるせん断弾性係数 (psi)
D	=フランジの純固定点間距離 (in)	g	=フラスナーの間隔 (in)
D	=死荷重	H_s	=スタッドジベルの高さ (in)
D	=箱げたのフランジの中心間距離 (in)	H	=ジベルによつて伝達される合成ばりのスラブに作用する力 (lb)
D_c	=非対称断面の中立軸と圧縮フランジの純間隔 (in)	h	=溝型ジベルのフランジの平均厚 (in)
D_c	=合成断面に作用する死荷重によるモーメント (in-lb)	I	=衝撃
		I	=断面 2 次モーメント (in^4)
		I_s	=水平補剛材の断面 2 次モーメント (in^4)
		I_{st}	=片側または両側補剛材のウェブの中心きわりの断面 2 次モーメント (in^4)
		I_t	=垂直補剛材の断面 2 次モーメント (in^4)

J	=ねじれ定数 (in ⁴)	t_s	=合成ばりのスラブ厚 (in.)
K	=有効長係数	t	=溝型ジベルのウェブ厚 (in.)
k	=境界条件によつてきまる臨風係数	t_w	=ウェブ厚 (in.)
L	=圧縮部材の長さ (in.)	U	=最大設計荷重による合計モーメント, 合計せん断力, 合計軸力
L	=圧縮フランジの拘束点間距離 (in.)	V	=断面に作用するせん断力 (lbs)
L	=活荷重	V_p	=塑性抵抗せん断力 (lbs)
M, M_1, M_2	=断面に作用するモーメント (in.-lbs)	V_r	=活荷重と衝撃によるせん断力の範囲 (lb/in.)
M_p	=全塑性抵抗モーメント (in.-lbs)	V_u	=最大抵抗せん断力 (lbs)
M_{pr}	=純断面の塑性抵抗モーメント (in.-lbs)	V_w	=箱げたのウェブに作用する設計せん断力
M_u	=最大抵抗モーメント (in.-lbs)	W_c	=地覆間の道路幅 (ft.)
N	=ジベルの数	W_L	=1箱げたに作用する輪荷重の一部
N_c	=反曲点における附加ジベルの数	w	=箱げた水平補剛材間のフランジ幅 (in.)
N_w	=橋上の活荷重車線数	w	=溝型ジベルの長さ (in.)
n	=箱げたの水平補剛材の数	$\bar{y}$	=合成ばりの鋼断面上端から中立軸までの距離 (in.)
P	=部材に作用する軸圧縮力 (lbs)	Z	=塑性断面係数 (in ³)
P_u	=最大軸圧縮耐力	Z_r	=ジベルに作用する荷重の許容設計範囲 (lbs)
Q	=ボルト1本あたりのテコ作用による力 (lbs)	α	=柱に作用する端モーメントの大きい値に対する小さい値の比
Q	=合成断面の中立軸に関する圧縮コンクリート断面の断面1次モーメントまたは負のモーメントに対してコンクリートに埋め込まれた鉄筋断面の断面1次モーメント (in ³)	β	= A_w/A_f (引張りフランジ)の比
Q_u	=ジベルの最大耐力 (lbs)	θ	=ウェブプレートと垂直軸からの傾斜角 (箱げた)
R	=箱げたあたりの活荷重車線数	ν	=ポアソン比 (0.3)
R	=ハイブリッドばりの最大モーメント強度の低下係数 (in.-lbs)	ρ	= F_{yw}/F_{yf} (引張りフランジ)の比
R_s	=箱げたの垂直補剛材と水平補剛材の交点に作用する垂直力 (lbs)	ϕ	=剛な継手におけるはりの軸と柱のウェブの補剛材との間の角度
R_w	=箱げたの垂直補剛材とウェブの交点に作用する垂直力 (lbs)	ϕ	=低減係数
r	=断面2次半径 (in.)	ψ	=引張りフランジの外縁から中立軸までの距離をハイブリッドばりの鋼断面の高さでわつた値
r_y	=Y-Y軸に関する断面2次半径 (in.)		
r	=圧縮フランジのその垂直軸をわりの断面2次半径 (in.)	$\sum (AF_y) = (AF_y)_{bf} + (AF_y)_{tf} + (AF_y)_w$	
S	=断面係数 (in ³)		
S_t	=水平補剛材の断面係数 (in ³)		
S_r	=スラブとけたの間の1インチあたりのせん断力の範囲 (lbs/in ² /in.)		
S_t	=垂直補剛材の断面係数 (in ³)		
T	=作用荷重によるボルト1本あたりの軸引張り力 (lbs)		
t	=フランジ厚 (in.)		
t_c	=接続位置におけるフランジ厚 (in.)		
t	=ボルトで接続された一番薄い部分の厚さ (in.)		

第1節 荷重係数設計

1.3 設計理論

鋼構造部材の最大強度は、その断面構成如何によりつぎのようないろいろな状態できまる。たとえば、

弾性屈服できまる場合：

$$M_u = FS$$

初期の降伏できまる場合：

$$M_u = F_y S$$

または、完全塑性応力状態できまる場合：

$$M_u = F_y Z$$

最初の2式の場合には、構造物全体を通じての応力の分布は、弾性的であるので、内部モーメント、せん断力、及び軸力は弾性挙動を考慮ることによって正確に求めることができる。

完全塑性応力の状態になった場合には、構造物はその最大強度に到達する前に応力の内部再分配を受け、弾性状態にもとづく構造解析はもはや適用できなくなる。すべての部材がコンパクトである限り、その構造物は塑性機構に移行して、その時の内部力は塑性設計の手法で計算される。

残念ながら、この基準を作成した時点では、橋梁への塑性設計の適用という面で数多くの疑問点がまだ解決されないまま残されている。たとえば、現在用いられている荷重分配係数は弾性的応力状態にのみ適用され、降伏後の横分配についての知識はきだ十分でない。

そこで、1.3節では、いかなる場合にも内力は弾性状態にもとづいて計算することとし、コンパクトな断面を用いる場合には、ある程度負モーメントの低減を認めるという形で塑性領域において発揮される高い強度を考慮に入れることとした。最大強度をもとに断面寸法を決定した場合、そのままではそれが供用荷重のもとで満足すべき機能を発揮するかどうかは保証のかぎりでないので、供用荷重に対するかぎりの照査を第3節において行なうこととした。

1.7 最大設計荷重

荷重係数設計では、もろもろの作用力に抗するに必要な部材の強度については、部材の最大強度をある程度低減して考え、作用力についてはその大きさとか作用の仕方という点での不確実性を補うべくある程度の割増しを考慮する。すなわち、

$$\phi \times \text{最大強度} = r[\alpha D + \beta(L+I)]$$

ここで、 ϕ は一般には断面の強度に関する不確実性を補う係数、

r は荷重の解析及びその他のすべての影響に関する不確実性を補う係数、

α は死荷重の増加分を、また

β は過大荷重分を補う係数である。

係数 ϕ に包含される不確定因子を列挙すると：

- 1) 断面の強度の解析と計算に関する不確定因子、
- 2) 材料の強度のばらつき、
- 3) 断面の寸法のばらつき、
- 4) 実験結果のばらつき、
- 5) 実験結果を実際の構造物へ適用する場合の適用性
- 6) ある部材が破壊した場合の他への影響

設計者は、AASHTO示方書に規定されているような歩道、舗装、ガードレール、公共添加物等の如き死荷重の将来における増加を見こして、あらかじめ死荷重の見積りに余裕をもたせておくとの前提において、この規準では α は1.0にとることとする。

係数 β は過大荷重を考慮して5/3とする。この過大荷重は、規定に示されていることもあり、示されていないこともあり、また偶発的であつたりする。これは、一車線に二倍の活荷重があつて他には何も車両がない場合にほぼ相当する。

もろもろの不確定因子の大きさを見積ることは、とくにいろいろな因子がたがいに複そうし合っているときは、事実上不可能なことである。強度の係数 ϕ に包含される種々の不確定因子を考えると、設計の主要要素一曲げ、せん断、直応力のおのおのについて異なつた ϕ 値を採用すべき根拠は何もない。そこで、曲げ、せん断、直応力のいずれに対しても同じ ϕ 値を考慮ことにし、これを上式の右辺に分母に移項させる。このようにして r/ϕ 値を1.25としたのが、式(1.7-1)である。

継手の強度についても大きな不確定性が残されているが2.2.5および2.5.1では妥当と考えられる ϕ 値を設定して用いた。

意図したところは作用応力による設計において得られるものと比べて短支間の範囲では同じ断面が、また長支間ではより軽量となるような断面が得られるような荷重係数式を選び出す事である。簡単に考えるため、非合成の単純梁の最大強度のモーメント容量が $F_y S$ で作用応力による設

計モーメントが $0.55 F_y S$ であるとする、従来の作用応力設計法による所要断面係数と荷重係数設計法による所要断面係数との比は

$$R_s = 0.55 \frac{\gamma}{\phi} \frac{R + \beta}{R + 1} \quad (A)$$

となる。ここで R は死荷重モーメントと活荷重に衝撃を加えたモーメントとの比である。支間の関数として表わされる R の値は 1960 年 the Bureau of Public Road 発行の単支間標準設計によるもので図 A-1 に示されている。

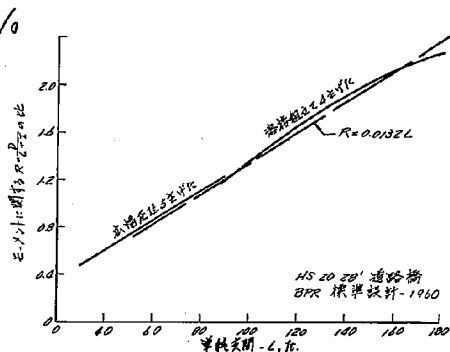


図 A-1

合成げたの設計の場合、この比率は近似的に

$$R_s = 0.55 \frac{\gamma}{\phi} \frac{kR + \beta}{kR + 1} \quad (B)$$

となる。

ここで $k = S_c / S_s$

S_c は合成断面に作用するモーメントに対して必要な断面係数

S_s は鋼材断面のみに作用するモーメントに対して必要な断面係数である。

鋼材の断面をもつとも広巾のフランジをもつ広巾フランジ圧延ばりのようにコンパクトで、抵抗モーメントが $F_y Z$ となるような 2.1.1 A の必要条件を満足する場合には、比率 R_s は式 A と B による値より 15% 少なくとも良い。

R_s の値を、 $R = 0.0132L$, $\gamma/\phi = 1.25$, $\beta = 5/3$, $k = 1.25$ として図 A-2 にプロットした。これより、コンパクトでない断面のはりについての曲線は、単純ばりの支間 30' と 40' の間で縦座標が 1.0 となることがわかる。単純ばりの支間 30' ~ 40' は連続ばりの端支間のほぼ 40' ~ 50' に相当する。コンパクトな断面の最大強度を基として設計されたはりの断面は相当減少する事が予期さ

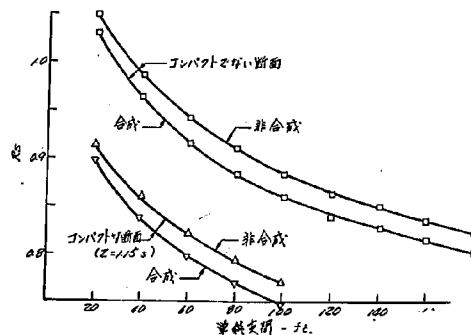


図 A-2

れるところである。しかしながら一般には 3.1 の規定でその設計が支配される。

荷重の組み合わせについては、普通曲げ部材が AASHO 示方書の 1.2.2.2 に包含されている荷重の内いくつかは受けないであろうという事実を考慮して単純化される。適用できるところでは、もちろん AASHO が用いられる。

グループ I は死荷重、活荷重および衝撃からなる基本的荷重である。

グループ II は活荷重がない場合に構造物に影響をおよぼすと考えられる荷重の組み合わせを包含しようとするものであり、グループ III は衝撃を含む満載活荷重の組合せにおいて構造物に作用すると考えられる他の荷重を考えたものである。

第 2 節 最大強度の計算

2.1 はりとけた

2.1.1 対称断面のはりとけた

A コンパクトな断面

コンパクトな断面で十分なブレースングをもつた対称 I 形はり、一定モーメントで回転する塑性ヒンジ（断面の塑性化）を形成することができる。塑性化しそれによつてモーメントが再配分されることによつて、局部座屈や横倒れ座屈が生ずる前に部材は降伏モーメントの Z/S 倍の大きな曲げモーメントに達することができる。

ASTM A36 鋼におけるこのような性質については参考文献 1 に示されている。このような考え方を最大降伏強度 $50,000 \text{ psi}$ (3515 ㏫) の鋼材 (ASTM A441) にまで拡張しようとする新しい試みがおこなれたが、これは構造用炭素鋼の実験結果を解釈する場合に対しても役立つ。この作業はまとまり、設計指針案が参考文献 2 に示されている。ここに挙げた規定はこの後者の業績に沿つたものである。

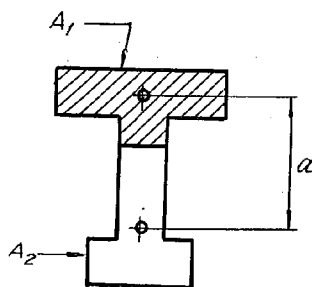
塑性断面係数 Z の計算

塑性断面係数 Z は断面の $1/2$ の部分の他の $1/2$ の部分の中心を通る軸に関する断面 1 次モーメントである。

$$A_1 \text{ (斜線部分)} = A_2 \text{ (白い部分)} = A/2$$

$a = A_1$ および A_2 の中心間の距離

$$Z = a A_1 = a A_2$$



1 つの断面が異なつた降伏点の鋼板や形鋼から組立てられている場合には、塑性モーメントは Z を用いずにすべての縁応力が引張または圧縮のそれぞれの降伏点に達するという断面における平衡をもとにして計算しなければならない。

1. a) 突出フランジ部

ひずみ硬化が生ずるまでフランジの局部座屈をおさえる

ためには、はりの圧縮側フランジは式 (2.1.1-2) を満足しなければならない。

参考文献 2 の 3.4 節から、

$$\frac{b'}{t} \leq \sqrt{\frac{G_{st}}{F_y} \left(\frac{4}{3 + \frac{F_u}{F_y}} \right)}$$

ここに、

$$G_{st} = G \left(\frac{2}{1 + \frac{E}{4 E_{st} (1 + \nu)}} \right)$$

$$G = \frac{E}{2 (1 + \nu)}$$

上式はつぎのように書ける。

$$b'/t \leq \sqrt{\frac{4 G_{st}}{3 + F_u/F_y} F_y}$$

分子の値は A36 鋼で 1640, $F_y = 50,000 \text{ psi}$ (3515 ㏫) の A441 鋼で 1500 (398) である。これらの値にはあまり差がないので一律に 1600 (424) とおいた。

式 (2.1.1-2) の制限を満足しないフランジはひずみ硬化が始まる前に局部座屈をおこす。この座屈は部分的にコンクリート床版にうめ込んでも避けることはできないが解説の 2.2 節で述べるようにジベルを用いてフランジを床版に固定することによつて避けることができる。

b) ウェブ厚

ひずみ硬化が生ずるまでウェブの局部座屈を避けるためには、はりのウェブは式 (2.1.1-3) を満足しなければならない。

参考文献 1 の 6.2 節には A36 鋼に対する限界の高さ一厚さ比は 70 であることが示されている。踊り場 (yield plateau) の現れる他の鋼材に対しては、この限界比は F_y の平方根に反比例する値としておけば安全側であることが Lehigh 大学で最近進められている研究によつて明らかになつた。参考文献 1 の解析はフランジの中心間距離 d_f を基準にしているが、1963 年 AISC 発行の鋼構造指針第 6 版の中の“塑性断面係数表”の d/w を使用するうえで便利のように、ここでは式 (2.1.1-3) に全け

た高 d を用いている。ここに w はウェブ厚である。

式(2.1.1-3)が、補剛されないウェブに対する AASHTO の示方書 1.7.7 2 の値と本質的に同じ値を与えることは注目に値する。

c) 横方向の拘束

正縮側フランジにひずみ硬化が生ずるまで主部材の横方向変位やねじれを避けるために式(2.1.1-4)または式(2.1.1-5)にしたがつて横方向の拘束を設けなければならない。

横方向の拘束の間隔の問題に対する解答は参考文献2の3.5節に挙げられている。

等モーメントをうけるはりの最大間隔は次式で与えられる。

$$\frac{L}{r_y} = \frac{\pi \sqrt{E}}{k \sqrt{F_y (1 + 0.56) \frac{E}{E_{st}}}}$$

ここに E_{st} はひずみ硬化域の弾性係数である。

$0.56 E/E_{st}$ の項は2.0となり、根号の中は1項のみとなる。 k は部材端の拘束状態に関する項で、ひずみが弾性的な場合には0.54である。したがって：

$$\frac{L}{r_y} = 7.8 \sqrt{\frac{E_{st}}{F_y}}$$

E_{st} はA36鋼で約900,000 psi (6327.6 MPa)、高強度鋼で700,000 psi (4921.5 MPa)である。根号内にこの平均値800,000 psi (5624.6 MPa)を用いると L/r_y は最大6%変化するがこれは無視してよい。この値を代入すると式(2.1.1-4)が得られる。モーメントに勾配がある場合には応力状態はこれより安全側になる。モーメント勾配のあるはりに対する拘束材の最大間隔は次式で与えられる：

$$\frac{L}{r_y} = 0.7 \pi \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

E に29,000,000 psi (2038.900 MPa)を代入すると上式はつぎのようになる。

$$\frac{L}{r_y} = \frac{11,850}{\sqrt{F_y}}$$

$$\left(\frac{L}{r_y} = \frac{3142}{\sqrt{F_y}} \right)$$

拘束点間の両端におけるモーメントの比が0.7より小さいときには、この2番目の式を用いなければならない。

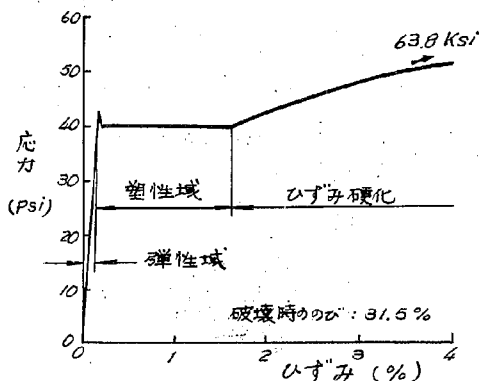
d) 軸圧縮力

広幅フランジ鋼のけたが強軸まわりに曲がつたときの塑性モーメントの減少は軸力が計算で求めた塑性軸荷重の15%以下のときには無視してよいことがわかっている(参考文献1の7.2節)。

e) セン断力

広幅断面が強軸まわりに曲がつたときの曲げ抵抗は、せん断力がこの節の式で計算した値よりも小さいときにはほとんどその影響を受けないことがわかっている(参考文献1の6.1節)。拘束されていない純けた高の代りに全けた高を用いて参考文献1のように $d/D = 1.07$ とすると、参考文献1の式(6.1.3)は $V \leq 0.54 F_y d t_w$ となる。この基準ではAISCの示方書にあわせて係数を0.55としている。

2. コンパクトな断面の設計の基本となつた理論的、実験的研究は、図A-3に示す応力-ひずみ曲線をもつ鋼材に対して行われた。したがってコンパクトなはりの設計基準はこれと異なつた応力-ひずみ特性を有する鋼材に対して用いてはならない。



図A-3 熱間圧延低炭素鋼の応力-ひずみ曲線の例

3. この規定はコンパクトな断面がモーメントを再分配することが実際に可能であるということを考慮している(参考文献1の1章および5章)

B. コンパクトでない断面

スレンダーな断面や拘束の不十分な断面は降伏して塑性ヒンジができる前に弾性的に座屈する。この節では最外縁が降伏するときの曲げモーメントでちょうど弾性座屈が生ずるという限界状態を定義している。

a) b'/t の値は古典的な板の座屈解に基づいてい

考文献5の3.3節)。

これはAASHO示方書の1.7.7 0(4)の次式と同じである。

$$\frac{b}{t} = \frac{3250}{\sqrt{f_b}}$$

$$\left(\frac{b}{t} = \frac{862}{\sqrt{f_b}} \right)$$

b) D/t_w の値はAASHO示方書の1.7.7 2の制限比である。

c) 横方向の拘束間隔の値はI形部材の横倒れ座屈の古典的解に対してよく用いられるDe Vries の簡略式を基にしている(参考文献4)。

d) この制限はコンパクトなはりに対するものと同じである。

e) 最大せん断力 V の値は古典的な板の座屈の解に基づいており、AASHO示方書の1.7.7 2のつぎの式と同じである。

$$t = \frac{D\sqrt{f_v}}{7500}$$

$$\left(t = \frac{D\sqrt{f_v}}{1989} \right)$$

C. コンパクトな断面とコンパクトでない断面の中間の断面

最大強度が不連続にならないように、フランジに対してはつぎのような直線的内そを行なう。

$$\frac{1600}{\sqrt{F_y}} < b'/t < \frac{2200}{\sqrt{F_y}}$$

$$\left(\frac{424}{\sqrt{F_y}} < b'/t < \frac{583}{\sqrt{F_y}} \right)$$

この内そを図A-4に示す。また横方向の拘束間隔に対してはつぎのようになるが、その内そを図A-5に示す。

$$\frac{7000\gamma_y}{\sqrt{F_y}} < L < \frac{20,000,000}{F_y \frac{d}{A_f}}$$

$$\left(\frac{1856\gamma_y}{\sqrt{F_y}} < L < \frac{1,406,134}{F_y \frac{d}{A_f}} \right)$$

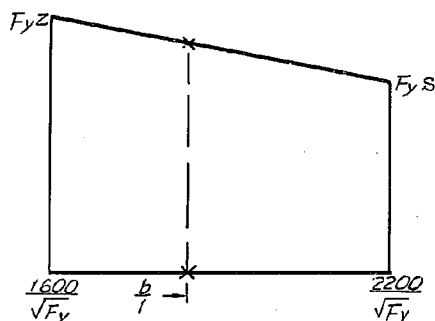


図 A-4

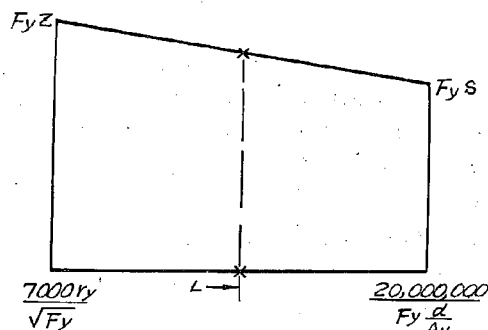


図 A-5

D 拘束のない断面

式(2.1.1-11)にしたがつて横方向の拘束をもたないはりやけたでは、臨伏応力に達する前に部材の横倒れ座屈が生ずる。したがって部材の曲げ耐力は柱の非弾性座屈式から求められる(参考文献1の5.4節)

$$\frac{F_{cr}}{F_y} = \frac{M_u}{F_y S} = 1 - \frac{\lambda^2}{4}$$

ここに

$$\lambda^2 = \frac{(L/\gamma')^2 F_y}{\pi^2 E}$$

この λ^2 は圧縮側フランジの横倒れ座屈の特性をあらわす値である。次式のようにおくと最大強度式(2.1.1-13)が得られる。

$$\gamma' = \sqrt{\frac{I_f}{A_f}} = \frac{b'}{\sqrt{3}}$$

これはAASHO示方書の1.7.1の式と同じである。

横倒れ座屈に対する最大強度は拘束の間隔によつてき

る。式(2.1.1-13)は2拘束点間のフランジの全長にわたって応力が等分布しているという条件から求められる。拘束点間で応力勾配があるときには、横倒れ座屈は緩和される。両側の拘束点の曲げモーメントの比が0.7のときには限界応力は約20%増加し、モーメント比がさらに減少するとこのパーセンテージは高くなることがわかっている(参考文献5の4.4節)。実際の強度は次式で計算される:

$$\frac{F_{cr}}{F_y} = 1 - \frac{\lambda^2}{4C}$$

ここに

$$C = 1.75 - 1.05 \frac{M_2}{M_1} + 0.3 \left(\frac{M_2}{M_1} \right)^2$$

強度の20%増加は、AASHTO示方書1.7.1脚注(1)において現在認められている値に一致する。

2. 垂直補剛材を有するけた

1. 最近完了または現在も継続中の大規模な理論的実験的研究によつて静的および動的荷重のもとでの補剛材を有するけたの挙動がしだいに理解されるようになった。これによつて静的最大強度は座屈によるよりも降伏によつてきまり、またウェブは荷重が増加するにしたがつてしだいに側方にはらみ出すことがわかった。この横方向へのたわみはプレートガーダーの疲労強度を決定づける。

垂直補剛材を有するプレートガーダーの疲労試験結果〔6.6A〕の一部を図A-6に示す。

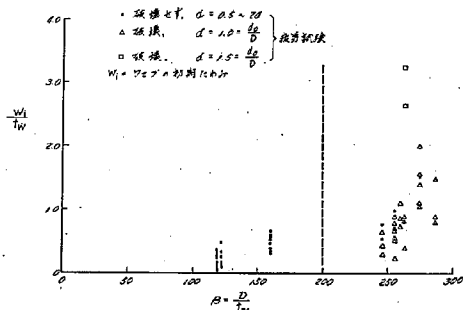


図 A-6

これらのけたは公称なみ、もしくはそれよりも高い荷重をうけている。 $D/t_w < 200$ のプレートガーダーはみな比較的わずかのウェブのはらみ出しを生じたにとどまり、2,000,000回以上の繰返し応力でも破壊していない。一方 $D/t_w > 200$ のけたのいくつかはウェブの大きなはらみ出しによつて2,000,000回よりも少ない繰返し載荷で疲労破壊した〔6B〕。ウェブの降伏点は33,000 psi (2320 ㎏) から45,000 psi (3164 ㎏) の間の値であった。次式は構造用炭素鋼(降伏点33,000 psi (2320 ㎏))

に対して200というウェブの幅厚比を与えるが、この値以下の場合には疲労を考えなくてよい。

$$D/t_w = \frac{36,500}{\sqrt{F_y}}$$

$$\left(D/t_w = \frac{9,678}{\sqrt{F_y}} \right)$$

この基準では垂直補剛材を有するけたの上限値としてこの値を用いる(式(2.1.1-14))。

AASHTO示方書の1.7.7.1(A)の垂直補剛材を有するプレートガーダーに対する現在の上限値が式(2.1.1-14)によるよりも約15%小さいのは興味深い。AASHTOの制限値は四辺単純支持版の弾性座屈公式によつている。プレートガーダーのウェブの変形は単純支持版のそれより小さいこと、いいかえればフランジがウェブを拘束していることが最近の研究で明らかになった。^{*} この拘束によつて理論的な座屈荷重は控え目にみて約30%増加すると考えられる。

この基準では、せん断力と曲げモーメントが同時に作用する場合、せん断強度を低減させることを規定しているのに対し、現行のAASHTO示方書ではこのような低減を考えていないことは注目すべきである。

2. ウェブが横にはらみ出すと、ウェブの曲げ応力分布は非線形になること、すなわちウェブは通常の直線応力分布をもとにした場合よりも小さなモーメントしか受けることができなくなることが明らかにされている〔7〕。ウェブがスレンダーになるほどウェブけたの最大強度に寄与する割合が小さくなる。幅厚比がAASHTOによる細長比の制限値 $31,000/\sqrt{F_y}$ ($8,220/\sqrt{F_y}$) まではプレートガーダーの最大曲げ強度は $M_u = F_y S$ で計算してよい。それよりもスレンダーなウェブをもつけたに対しては:

$$M_u = FS$$

ここに

$$F = F_y \left[1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{D}{t_w} - \frac{31,000}{\sqrt{F_y}} \right) \right]$$

$$\left(F = F_y \left[1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{D}{t_w} - \frac{8,220}{\sqrt{F_y}} \right) \right] \right)$$

垂直補剛材を有するプレートガーダーは、疲労条件にもとづいたウェブの幅厚比 $36,500/\sqrt{F_y}$ ($9,678/\sqrt{F_y}$) までは許される。この制限を用いかつ上式において

^{*} Lehigh Universityにおける最近の研究

$A_w = 2A_f$, $F_y = 36,000 \text{ psi}$ (2531 ㎏) とすると次式が得られる。

$$F = 0.975 F_y$$

上式はウェブのはりみ出しによるけたの最大強度の低下がもつとも大きくなる場合を表わす。垂直箱剛材を有するプレートガーダーの設計においてはこの低下を無視してよいと思われる。

3. けたのパネルのせん断耐力はウェブが作用荷重に耐える能力如何によつて左右される。厚いウェブはよく知られた“はり作用”によつて荷重を支え、その場合のせん断応力は VQ/I 、もしくは簡単に V/A_w として計算される。せん断力によつて座屈するような薄いウェブでは、ウェブパネルに張力場作用が生じて、これが作用荷重を支えるのに寄与する〔8〕。この作用はブラットトラスの引張斜材の働きに似ている。ウェブパネルのせん断耐力ははり作用の効果と座屈後の張力場作用の効果との和として考えることができ、このことは実験的にもたしかめられている〔8〕。その結果が式(2.1.1-15)であるが、ここでカッコ内の第1項はせん断に対するウェブの座屈の限界値であり、第2項は後座屈に関する項である。

せん断に対するウェブの座屈限界は一般につぎのように表わされる。

$$C = \frac{F_{cr}}{F_y/\sqrt{3}} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{D}\right)^2 \frac{\sqrt{3}}{F_y}$$

ここに $F_y/\sqrt{3}$ は Mises の条件によるせん断降伏力である。また単純支持のウェブに対しては

$$\frac{d_o}{D} \geq 1 \text{ に対して } k = 5.34 + 4.00 \left(\frac{D}{d_o}\right)^2$$

$$\frac{d_o}{D} \leq 1 \text{ に対して } k = 4.00 + 5.34 \left(\frac{D}{d_o}\right)^2$$

k についてのこれらの式は近似的に1つの式にすることができ図 A-7 a に示すように $k = 5.34 + 5 \left(D/d_o\right)^2$ となる。

π , E , ν などの数値を代入すると C の変化は参考文献 8 で求めることができ、それを x の関数としてプロットしたものを図 A-7 b に示す。ここに x は $10,000 \times (t_w/D) \sqrt{k/F_y}$ を表わす。参考文献 8 の C の式はかなり複雑である。近似的なとりあつかいをするとき(2.3.3-17)のようになり、その値は図-7 b のようになる。もちろん座屈応力はせん断降伏力より高くはなりえないので、 C は 1.0 以下、もつとも大きいときで 1.0 でなければならない。

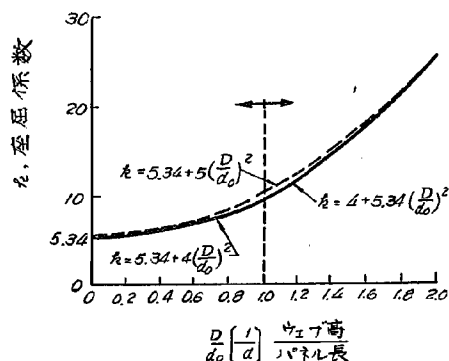


図 A-7 a

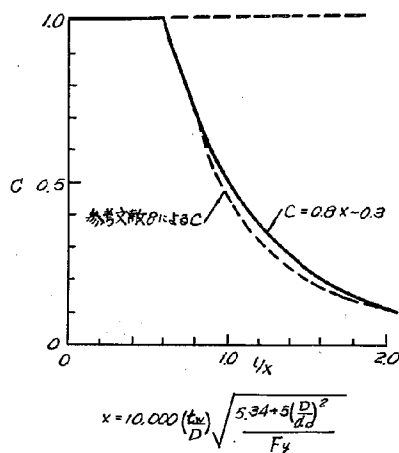


図 A-7 b

けたのパネルのせん断力と曲げモーメントが両方とも大きいときには、ウェブプレートはせん断力に抵抗するのに十分な強度を有し、かつ抵抗曲げモーメントの増大にも寄与するものでなければならない。ここに挙げた規定にしたがつて設計したウェブプレートはせん断力が $0.6V_u$ より小さいかモーメントが $0.75M_u$ より小さいかぎりはそのように挙動することが研究の結果明らかにされている〔9〕。これらの2つ値を直線的に結んだ値は安全側の値となる。この直線は式(2.1.1-18)で与えられる。

(最大強度が式(2.1.1-18)によつてきまる場合でウェブ厚やフランジ断面を大きくすることが好ましくないときは、箱剛材間隔をせまくすることによりせん断と曲げの同時作用の影響を低減させるのがもつとも簡単である。

この目的のためには普通補剛材を1本余計に設けるだけで十分である。)

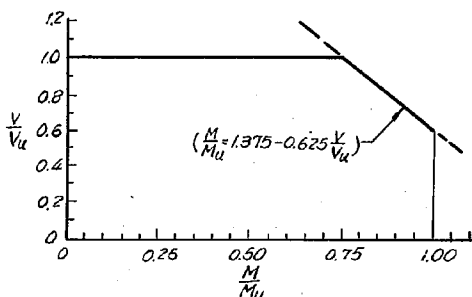


図 A-3

4. けたのパネルのせん断耐力はパネル長さに影響されるので、所要のせん断耐力にたして垂直補剛材の間隔を定めなければならない。理論的には所要のせん断耐力が小さい場合には補剛材間隔を大きくとることができる。実際上はもつと剛なパネルにするために最大1.5 Dの間隔が必要とされる。

けた端においては、最端パネルの張力場を固定すべきことなりのパネルがないので、けたのせん断耐力ははり作用によつてのみ与えられる。

したがって補剛材間隔は、計算上せん断によるウェブの座屈が生じないように定めなければならない。式(2.1.1-19)はこの制限を与えており、現行のAASHTO規定の $d = 11,000 t_w / \sqrt{f_v}$ ($= 2917 t_w / \sqrt{f_v}$)と同じ結果を示している。

張力場作用が生じたところでは、垂直補剛材はブラストラスの垂直材と同じような応力をうける〔8〕。式(2.1.1-15)の角括弧の中の第2項に対応する張力場の力の垂直分力は補剛材が受けもつと考える。

この分力の大きさはつぎのようになる。

$$F_s = \frac{1}{2} F_y t_w D \left(\frac{d_o}{D} - \frac{(d_o/D)^2}{\sqrt{1 + (d_o/D)^2}} \right) \times (1-C)$$

ここに F_y はウェブの降伏点である。

実際に用いる d_o/D の範囲においては括弧の中の値は0.2から0.3の間にある。平均値として0.26を用いると上式はつぎのようになる。

$$F_s = 0.13 F_y D t_w (1-C)$$

補剛材の材質および幾何形状を考えあわせると、補剛材の

必要断面積は $0.13 YBD t_w (1-C)$ となる。

せん断耐力が完全に活用されない場合は、所要断面積は耐力に対する作用荷重の比 V/V_u と同じ割合で低下してよい。さらに支点上の補剛材の場合と同じく、また垂直補剛材に実際に作用する力はあらかじめ計算した値よりも常にかなり小さいという実験結果(表A-1)にもとづきウェブの一部は張力場作用による圧縮力に抵抗する役目をするものとする。ここでは、その中央にある $12 t_w$ のウェブ部分がその作用をするものとする。

然して、平鋼や山形鋼の補剛材の所要断面積はつぎのようになる。

$$0.13 YBD t_w (1-C) V/V_u + 12 Y t_w^2$$

これは式(2.1.1-21)である。

表A-1 垂直補剛材に作用する力

けた	縦横比 $a = d_o/D$	補剛材 断面積 A_s (in ²)	F_s^* (kip)	σ_s (ksi)	$\sigma_s A_s$ (kip)	$\sigma_s A_s / F_s^*$
G6	1.50	2.0	-36.8	-10.2 [△]	-20.4	0.555
			-36.8	-8.3 [△]	-16.6	0.451
G7	1.00	2.0	-42.8	-6.2 [△]	-12.4	0.290
			-40.0	-6.5 [△]	-13.0	0.325
G8	1.50	2.0	-40.0	-5.4 [△]	-10.8	0.270
			-33.8	-7.5 [△]	-15.0	0.444
E1	1.50	2.0	-51.2	-6.6 [△]	-13.2	0.258
E2	1.50	2.0	-73	0	0	0
E4	1.50	2.0	-48.5	-3.6	-7.2	0.148
E5	0.75	2.0	-20.0	0	0	0
			-26.2	0	0	0

*張力場作用による理論値

△破壊したパネルに隣接する補剛材の実測応力

ウェブパネルの境界はウェブの方向に直角のはらみ出しに対しては支持されていない。したがって垂直補剛材はその面の方向に適当な剛性をもっている必要がある。式(2.1.1-22)はその所要剛性を与えるものである。

これらの式はほとんど現行のAASHTO示方書から直接とつたもので、これらはかなり以前の調査によつて得られた経験式を根拠とするものである。〔10〕

補剛材の取り付け方の一つとして、垂直補剛材を圧縮側フランジと引張側フランジとの間にびつたりおさめる方法がある。取りあつかいや架設がしやすいようにはりやけたの剛性をとくに高める必要でもないかぎり、垂直補剛材は圧縮側フランジにのみタツチするようにとりつけるだけで

きつちりおさまっている補剛材と同じぐらいに十分に圧縮側フランジを支えることができる。引張側フランジと垂直補剛材端との間の補剛材の欠けるウェブ区間の間隔はクリップリングが生じないようにあまり大きくてはいけない。この間隔は理論的には $4t_w$ 以下といわれ〔11〕, これですでに十分であることが実証されている〔12〕。フランジが傾くのを防ぐには補剛材が片側のみにある場合にはそれが圧縮フランジに密着していなければならないことはいうまでもない。

F. 水平補剛材を有するけた

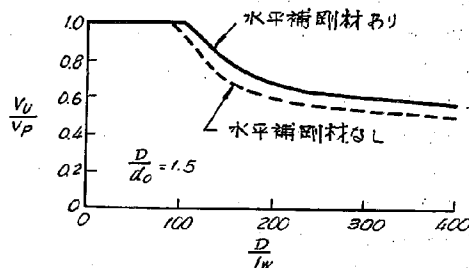
1. 垂直補剛材を有するけたに対して式 (2.1.1-14) で規定した値よりウェブ厚が小さいときには, ウェブを1本の水平補剛材で補剛しなければならない。この節に述べてあるように適当な寸法の水平補剛材を適当な位置に配置したときには, 補剛材はウェブのはらみ出しを有効におさえることができたの垂直断面内の曲げ応力 (M_c/I) 分布を直線的に保つことができるほどに剛で強くなる。こうすることによって疲労破壊のおそれなくなり, その最大曲げ強度は式 (2.1.1-8) または式 (2.1.1-13) で与えられる。

D/t_w が 400 より大きな値の A36 鋼の大形プレートガーダーについての最近の静的実験〔13〕は水平補剛材はウェブのはらみ出しを小さくするのに有効であることを示しており, またハイブリッドけたの疲労試験〔14〕によつて水平補剛材はウェブに疲労クラックが発生するのを防止するのに有効であることも確められている。

したがつて, 式 (2.1.1-23) のウェブ厚は垂直補剛材と1水平補剛材をもつけたに対する安全係数の上限値を与えている。この制限厚は垂直補剛材のみをもつけたに対する値の2倍である。

2. 水平補剛材は1つのパネルを2つのサブパネルに分割する。垂直補剛材や水平補剛材を適切に設計したときは, それぞれのサブパネルは2.1.1 E 3でのべたようなせん断耐力を発揮する。したがつて水平補剛材のあるパネル全体のせん断耐力はそれぞれのサブパネルのせん断耐力の和となる〔13〕。

圧縮側フランジから $D/5$ のところにある水平補剛材は図A-9に示すようにそれほど効果が大きくない。したがつてプレートガーダーのせん断強度を計算するときには水平補剛材の影響は無視してよいといえる。



図A-9 水平補剛材がせん断強度に与える効果

3. 水平補剛材の第一の目的はウェブのはらみ出しを防ぐことにある。曲げによるウェブの座屈に対しては $D/5$ という値が最適であることが理論的実験的研究から明らかにされている〔5〕。 $D/5$ の位置にとりつけた水平補剛材は曲げをうけているときにウェブのはらみ出しを有効に防げることも最近の実験によつてわかつた〔13〕。せん断力がある場合には曲げモーメントもかならずあり, 適切な断面をもつ水平補剛材は, どんな位置にとりつけてもせん断によるウェブのはらみ出しを防ぐとともにせん断耐力の増加に寄与し〔13〕, また現在の橋梁の設計には $D/5$ という値が一般に採用されているので, ここでは水平補剛材の必要なパネル全部に対してこの位置にとりつけることと規定する。

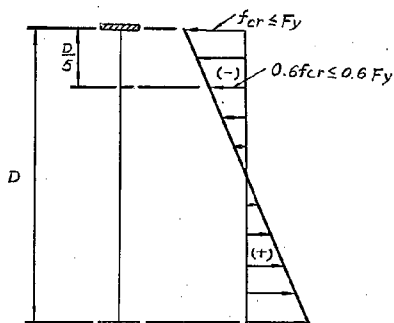
水平補剛材はその寸法が適切であるためにはつぎのような多くの条件を満足しなければならない。a) 補剛材の局部座屈を避ける最大幅厚比, b) ウェブが座屈するとき補剛材の位置で節を生じさせるのに必要な最大剛度, c) 補剛材の横倒れ座屈を防ぐことのできる最小の断面2次半径および, d) 張力場の力を受けもつに必要な最小断面積。

a) の条件は, 局部座屈は降伏以前には生じないと仮定して式 (2.1.1-20) で表わされる。降伏点 F_y が補剛材とけたとで異なる場合は補剛材の値を用いなければならない。式 (2.1.1-20) は式 (2.1.1-9) に比べておおまかなようにみえるが, 補剛材を厚いフランジに接続した場合よりもウェブに接続した場合の方がうすい補剛材の縁の固定効果が大きいということから, このようながいが生ずる (参考文献3の1.7.1節)。 F_y をもとにした式 (2.1.1-20) は, 許容応力 $f_b = 0.55 F_y$ をもとにした AASHTO 示方書の 1.7.7.3 の値よりも安全係数の値を与える。

水平補剛材の必要剛度には曲げに対するものとせん断に

対するものの2つの異なつた要素が含まれている。曲げに対する最小剛度は式(2.1.1-24)で与えられるが、これは現行のAASHTO示方書に示されているものである。せん断に対する最小剛度は曲げに対するよりも大きい(参考文献15)。しかし、せん断強度を計算するときには水平補剛材を無視するので、曲げに必要な剛度のみを用いる。

ウェブが座屈しても、水平補剛材が適当な寸法であればけた断面の曲げ応力分布は直線性を保持する。そのとき $D/5$ のところにある水平補剛材は圧縮側フランジの60%、最大 $0.6F_y$ の圧縮応力をうける(図A-10)。



図A・10 水平補剛材の位置における応力

柱としての補剛材は柱作用によつて倒れ座屈しないだけの剛性を持たなければならない。荷重の偏心荷おおよび初期たわみによつて補剛材の応力が20%増加すると仮定し、補剛材の端は部分的に拘束されているとすると、必要剛度はこの解説の2.1.1 D節の基本柱公式によつて求められる。

$$\begin{aligned} \left(\frac{0.6F_y}{F_y} \right) 120\% &= 1 - \frac{\lambda^2}{4} \\ &= 1 - \frac{F_y}{4\pi^2 E} \left(\frac{0.7d_o}{r} \right)^2 \\ r &= \frac{d_o \sqrt{F_y}}{23,000} \\ \left(r = \frac{d_o \sqrt{F_y}}{6099} \right) \end{aligned}$$

強力場の力を支えるために水平補剛材は十分な断面が必要である。上述したa), b), c)の条件にしたがえば、十分な補剛材断面積が得られ、これ以外に何も規定する必要はない。

水平補剛材は圧縮側フランジと同じように柱として作用

する。

補剛材と共に柱として作用するウェブの部分は $20t_w$ から $30t_w$ の間である[5]。現在の橋梁設計基準にあわせて補剛材と共用作用するウェブ部分の巾は $18t_w$ にとることとする。

分割されたおののサブパネルはそれぞれ独立したパネルのように挙動する。したがつて垂直補剛材は D をサブパネル高とした場合、2.1.1 E4のすべての条件を満足しなければならない。水平補剛材の長さ方向に沿つた力は集中反力として隣接の垂直補剛材に伝達される[13]。水平補剛材と垂直補剛材の断面係数の関係は集中反力によつて垂直補剛材が破壊しないとの条件から導びかれる。この関係を表わしたのが式(2.1.1-26)である。

2.1.2 非対称断面

A. 概説

断面の垂直軸に関しては対称であるが、水平中心軸に関しては非対称であるようなはりやけたは、曲げをうけた場合の中立軸が部材やウェブの高さの半分のところにないという点で2軸対称の断面と異なっている。したがつて断面係数 S は上下フランジで異なり、また曲げ応力も異なる。

1.軸対称断面のはりやけたについては参考文献5.7および16で詳しく述べられている。曲げ強度を計算するいくつかの式の中で式(2.1.1-13)が一番簡単で b' を適切に与えさえすれば十分に正確である。

式(2.1.1-13)の誘導にあつては、断面の対称性(1軸または2軸)の如何にかかわらず、“有効圧縮フランジ柱”が部材の曲げ強度を支配するものと考えた[7]。式(2.1.1-13)の b' は解説の2.1.1 Dで述べたように圧縮フランジ柱の断面2次半径 r' で表わされる。これは簡単のためにつぎのような近似を用いた。

$$r' = \frac{b'}{\sqrt{3}}$$

これを非対称断面に用いる場合に、このような近似ができるかどうかは保証のかぎりでない。圧縮側フランジが大きくて中立軸がこれに近い場合にはウェブはほとんど圧縮力をうけもたない。圧縮側フランジのみが“有効圧縮フランジ柱”として作用するが、このときは $r' = b'/\sqrt{3}$ という近似式が使える。しかし中立軸が引張側フランジに近いときにはウェブのかなり多くの部分が圧縮力をうけもつことになる。このような場合には断面2次半径はつぎのように近似できる。

$$r' = \sqrt{\frac{t_f}{A_f + \frac{1.5}{6} A_f}}$$

$$= (0.9) \sqrt{\frac{t_f}{A_f}} = \frac{(0.9 b')}{\sqrt{3}}$$

これは式(2.1.1-13)において b' を $0.9 b'$ におきかえたものである。

B. 垂直補剛材を有する場合

せん断耐力は断面が非対称であることには影響されないし〔8〕, 圧縮域の曲げ耐力は前節2.1.2 Aで b' を修正して求めることができるので2.1.1 B節の規定はすべて非対称断面にも適用できる。

式(2.1.2-1)は中立軸と圧縮側フランジ間の距離 D_c がつぎの値をこえてはならないことを規定したものである。

$$\frac{18,250 t_w}{\sqrt{F_y}} = \frac{1}{2} \frac{(36,500 t_w)}{\sqrt{F_y}}$$

$$\left(\frac{4,839 t_w}{\sqrt{F_y}} = \frac{1}{2} \frac{(9,678 t_w)}{\sqrt{F_y}} \right)$$

これは式(2.1.1-14)で与えられる値の半分である。

いいかえれば式(2.1.1-14)で定義された最大許容ウェブ幅厚比はウェブの圧縮域の大きさに応じてこれでチェックされる。ウェブの幅厚比もしくは距離 D_c が制限値をこえる場合には、水平補剛材を入れるか、ウェブ厚を増すかしてウェブが大きくなり出すのを避けなければならない。

C. 水平補剛材を有する場合

もう一度述べるが、圧縮域の曲げ耐力は2.1.2 A節で b' を修正して求めることができるので、水平補剛材を適切な位置に設ける場合には対称断面に対する規定は非対称断面に対しても適用することができる。

a) 対称断面のけたに対しては水平補剛材は圧縮側フランジから $D/5$ のところに取っつけると規定してある。これは最適な距離であり〔5〕, 圧縮側フランジと中立軸の間の距離の $2/5$ である。ウェブのはらみ出しを効果的に制限するための $2D_c/5$ は、このようにして定められたものである。

b) 垂直補剛材を有する断面の場合と同様に、式(2.1.2-2)は D_c をつぎの値に制限したものである。

$$\frac{36,500 t_w}{\sqrt{F_y}} = \frac{1}{2} \frac{(73,000 t_w)}{\sqrt{F_y}}$$

$$\left(\frac{9,678 t_w}{\sqrt{F_y}} = \frac{1}{2} \frac{19,356 t_w}{\sqrt{F_y}} \right)$$

これは式(2.1.1-23)で与えられる値の半分である。
すなわちウェブの圧縮域もまた幅厚比の制限を満足する

参考文献 2.1節

- (1) ASCE-WRC Joint Committee, "Commentary on Plastic Design in Steel," ASCE Manual No. 41, 1961.
- (2) Driscoll, Jr., G.C., Beedle, L.S., Calambos, T.V., Lu, L.W., Fisher, J.W., Ostapenko, A., Daniels, J., "Plastic Design of Multistory Frames," Lecture Notes, Lehigh University, 1965.
- (3) Beedle, et al., "Structural Steel Design," Ronald Press, 1964.
- (4) deVries, K., "Strength of Beams as Determined by Lateral Buckling," Trans. ASCE, Vol. 112, p. 1245, 1947.
- (5) Column Research Council, "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members," Wiley, New York, 1966.
- (6) Yen, B.T. and Mueller, J.A., "Fatigue Tests of Large-Size Welded Plate Girders," WRC Bulletin No. 118, November, 1966.
- (6A) Lew, H.S. and Toprac, A.A., "Fatigue Strength of Hybrid Plate Girders Under Constant Moment," HRB Proceedings, 40th Annual Meeting, 1967.
- (6B) Mueller, J.A. and Yen, B.T., "Girder Web Boundary Stresses and Fatigue," WRC Bulletin No. 127, Jan. 1968.
- (7) Basler, K. and Thurlimann, B., "Strength of Plate Girders in Bending," Proceedings ASCE, Vol. 87, ST6, August, 1961.
- (8) Basler, K., "Strength of Plate Girders in Shear," Proceedings ASCE, Vol. 87, ST7, October, 1961.
- (9) Basler, K., "Strength of Plate Girders under Combined Bending and Shear," Proceedings, ASCE, Vol. 87, ST7, October, 1961.
- (10) Bleich, F., "Buckling Strength of Metal Structures," McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, 1952.
- (11) Basler, K. and Thurlimann, B., "Plate Girder Research," Proceedings, AISC National Engineering Conference, 1959.
- (12) Basler, K., Yen, B.T., Mueller, J.A., and Thurlimann, B., "Web Buckling Tests on Welded Plate Girders," WRC Bulletin No. 84, September, 1960.
- (13) Cooper, P.B., "Strength of Longitudinally Stiffened Plate Girders," Proceedings ASCE, Vol. 93, ST2, April, 1967.
- (14) Toprac, A.A., "Fatigue Strength of Full-size Hybrid Girders," Proceedings of the 1963 AISC National Engineering Conference, Tulsa, Oklahoma.
- (15) Klöppel, K. and Sheer, J.S., "Baulwerte Ausgesteifter Rechteckplatten," Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, Germany, 1960.
- (16) Clark, J.W. and Hill, H.N., "Lateral Buckling of Beams," Proceedings, ASCE, Vol. 85, ST7, July, 1960.

2.2 合成ばりおよび合成げた

2.2.1 総論

この節に述べられている特別な規準は、合成げたに固有のもので、その他については設計者はできるだけ鋼ばりを扱った節の規定によらなければならない。規準a)の規定ははりのどの断面においても河当な終局強度を保証することについて述べている。全断面が鋼製の場合と異なり、ジベルが断面に完全に応力を伝える役割を果たすのは支間中央断面のみであるので、合成桁の最大モーメント耐力は、桁の橋軸方向にそつて変化する。支間中央断面以外の断面では、ジベルの不完全性のために最大モーメント耐力は支間中央断面のそれより小さくなる。したがつて、抵抗モーメント図の形によつては、最大モーメントの断面が必ずしも危険断面になるとはかぎらない。示方書はどの断面でも適当な強度となるように定めてはいるが、設計者はどこで危険断面が生じやすいかすぐに見当がつくであろう。

規準b)は鋼ばりの設計に関する2.1.1と2.1.2を参照しなければならない。合成げたのウェブと鋼げたのウェブとの間の基本的な差は、(1)ウェブによつて受け持たれるせん断力の割合が異なること、(2)合成げたはほとんどの場合非対称断面で、中立軸は、げた高の真中にあること、(3)合成げたの上フランジはしっかりと床版にアンカーされているので、鋼げたのフランジよりもウェブの座屈に対して大きな拘束を持つことである。床版がせん断力の一部を受け持つことはほとんど疑いのないところであるが、これを書いた時点ではせん断力の何パーセントがスラブで受けもたれるかについては、まだ資料が十分でなかった。そこで鋼げたの部分が全せん断力を持つと仮定しておけば安全側になる。

非対称に載荷されたウェブの座屈強度に関する資料はほとんど皆無にちかい。しかし、正モーメントの領域においてはウェブの圧縮域の高さは同様の鋼げたにおけるものよりも、常に合成げたの方が小さく高い座屈荷重を示す。負モーメント領域では合成げたのウェブの圧縮域は同じけた高の鋼げたよりもやや大きいので、合成げたの方が危険側になる。しかし、ウェブの全せん断力に関する安全側の仮定と床版による支持の効果とは、このような圧縮域の高さの差を補うに十分であろう。

2.2.2 正モーメント断面

断面全体が十分に塑性化することを保証するためのコンパクトな条件を定義するのは完全な鋼げたの場合より合成げたの方がややむずかしい。床版は2つの状態で上フランジの局部座屈を拘束する。床版中へのジベルの定着はフラ

ンジの座屈を直接拘束し、最終的にはジベル間で局部座屈する傾向があるが、その際に床版は圧縮の大部分をうけもち、座屈を間接的に防ぐ。

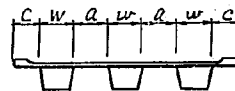
床版が、合成げたの強度に対してごくわずかの役割しか果たさない場合を除いて、完全に塑性域に入つた断面ではウェブ全体が引張をうけることになり、ウェブに対するコンパクトの条件はほとんど意味を持たない。しかし、終局モーメント耐力がジベルによつて制限される支間の端部付近ではウェブのかんりの部分は圧縮を受けるものと考えられる。したがつてこの場合のウェブの局部座屈に対する λ を λ_{cr} を保証するための規定を作らなければならない。合成げたは支間中央付近ではコンパクトに対する条件は満足されるが、支間端部付近の断面ではこの条件は満足されないことに注意しなければならない。

2.2.3 負モーメント断面

負モーメント領域では、合成げたが非対称断面となりがちであることを除いて合成げたと鋼げたとの違いはほとんどない。したがつて設計者は鋼げた断面についての2.1.1-2.1.2を参照すればよい。

2.2.4 箱げた

この節は2本または2本以上の対称単一セル箱げたで相となる2本の箱げたの上フランジ中心間距離 a が上フランジの中心間隔ではかつた桁巾 W に等しく配置されたものの設計に限る(図A・11(a))。さらに、外側のウェブからはかつた床版の片持ちはり出し長さ C は支間中央部においてけた間隔 a の60%もしくは6フィートを越えないものとする。荷重の横分配、曲げ2次応力、底フランジ板の有効性に係る本規準の規定は、上記のような制限を満足する諸元の箱げた橋についての広範な研究を根拠とするものであることから、このような制限が必要となる。その研究から得られた結論が、上記の制限を満足しないような箱げたにも適用しうるかどうかは明らかでない。このような制限を満足しない諸元の橋梁については、適切な構造解析法を用いて研究されなければならない。



図A・11(a) 代表的な橋の断面

$$\frac{a}{w} = 0.65 \quad \frac{a}{w} = 1, \frac{c}{a} = 0.6 \quad \frac{a}{w} = 1.35$$

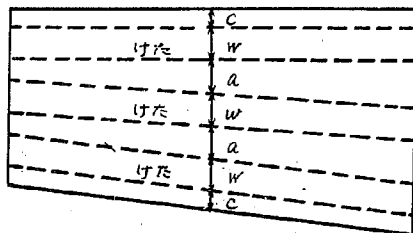


図 A-11(b) 橋の幅員の変化の例

箱げたの巾は運搬上の制約その他の理由により制限されよう。また、ときには路面巾の変化に合わせてけたを扇状に拡げることが必要となることがある。このようなことを考えると、相となる 2 本の箱げたの上フランジ中心間距離 a を 1 つの箱げたのけた巾 w に厳密に等しくとることが常に可能であるとはかぎらず、そうすることが常に便利であるともかぎらない(図 A-11(b) 参照)。しかし、この暫定基準のいくつかの規定の根拠となつた研究は w と a が等しい橋について行なわれたものであるので、距離 w に対する距離 a の範囲についてはある制限を設けておく必要がある。そこで、上記のような研究を根拠とする規定の妥当性を失なわしめることなく設計への適用にあたつてある程度の柔軟性をもたせるために、つぎのような制限を設けることは不合理ではなからう。

- a) 支間中央において a は、 $0.8w$ より小さくなく、かつ $1.20w$ より大きくてはならない。
- b) 支点では a は、 $0.65w$ より小さくなく、かつ $1.35w$ より大きくてはならない。

これらの制限に従うとき、路面巾の変化に対してどのように適応しうかを、一例として図 A-11(b) に示す。

A 横方向分布

設計活荷重曲げモーメントを計算するための各箱げたに分配される輪荷重 W_L の式は、単純支持合成箱げた橋の解析と模型による研究を基礎としている。

その研究については文献〔3.4〕にのべられている。この研究によれば、この型式の橋の挙動を解析するのに折れ板の理論を用いることがたしかめられる。そこでこれを用いて種々の支間長、種々の箱げた数、種々の車線数をもつ 31 の橋について荷重のいろいろな組合せに対する箱げた 1 本あたりの最大荷重を求めた。

AASHTO の示方書 1.2.9 の荷重強度の低減はいくつか

の車線に同時に載荷したときの各部材に生ずる最大応力について、その低減を認めている。これは設計においてつぎのような荷重状態のうち、もつとも危険なものを用いるのと同じ。すなわち、1 車線または 2 車線に 100% の H 荷重または HS 荷重をのせた場合、3 車線に 90% の H 荷重または HS 荷重をのせた場合および 4 車線または 4 車線以上に 75% の H 荷重または HS 荷重をのせた場合のいずれかである。これらのおののの荷重状態についてけた 1 本あたりの最大荷重を計算し、その中の絶対最大値 W_M (これが設計に用いられる) を 31 橋のおののについて求めた。これらの W_M の値を次式により計算した W_L の値とともに表 A-2 に示す。

$$W_L = 0.1 + 1.7R + 0.85/N_w$$

同表より、上式によつて設計に用いるべきけた 1 本あたりの最大荷重を非常に正確に見積ることができる(これは内側けたおよび外側けたの両者を含む)。調査を行なつた 31 の橋梁についての W_L/W_M 値の平均値は 1.01 である。

規準では、本式中の R の値は 0.5 より小さくなく、かつ 1.5 より大きくないように規定したが、これは本式の適用範囲をこの式の適用性がたしかめられている橋梁の諸元の範囲にとどめるためである。

AASHTO 示方書 1.2.9 節の荷重強度の低減の規定は上述のような W_L の式の誘導過程をすでに考慮したものであるので、本式により求めた設計荷重に対してさらに低減を行なうのは正しくない。

単純けたについて得られた荷重横分配は連続けたにも適用できるものと考えられる。

箱げたの間隔がけたの長さ方向に変化するときは、 W_L の計算に用いる N_w の値は支間中央における橋の巾員に対応する N_w の値をとるべきである。

W_L の式の誘導にあたり考慮の対象とした橋梁は、いずれもダイアフラムは支点上にのみ有し支間部にはダイアフラムがないものであつた。支間部にもダイアフラムがあるときは、橋の荷重横分配特性は支間部にダイアフラムがないときよりもやや良好になる。もし、特別な場合としてダイアフラムを有する場合の荷重横分配特性を用いたいときには、適切な構造解析法を用いてそれについての研究を行なう必要がある。

各けたへの死荷重の分配については、AASHTO 示方書 1.3.1(B)：縦げたの曲げモーメントの規定をそのままこの形式の橋にも適用することができる。AASHTO 1.3.

表 A-2 1 箱けたあたりの最大活荷重

橋の 番号	N_w 車線数	G 橋げた 本数	支間 (Ft)	W_M (1) (輪荷 重)	W_L (1) (輪荷 重)	W_L W_M
1	6	4	50	2.87	2.79	0.97
2	6	4	75	2.85	2.79	0.98
3	6	4	100	2.79	2.79	1.00
4	6	4	150	2.79	2.79	1.00
5	5	4	75	2.41	2.40	1.00
6	5	4	150	2.39	2.40	1.00
7	4	4	50	2.08	2.01	0.97
8	4	4	75	2.02	2.01	1.00
9	4	4	100	1.96	2.01	1.03
10	4	4	150	2.07	2.01	0.97
11	4	5	50	1.69	1.67	0.99
12	4	5	75	1.64	1.67	1.02
13	4	5	100	1.62	1.67	1.03
14	4	5	150	1.53	1.67	1.09
15	3	3	50	2.18	2.08	0.96
16	3	3	75	2.12	2.08	0.98
17	3	3	100	2.12	2.08	0.98
18	3	3	150	2.03	2.08	1.03
19	3	4	50	1.69	1.66	0.98
20	3	4	75	1.64	1.66	1.01
21	3	4	100	1.60	1.66	1.04
22	3	4	150	1.57	1.66	1.06
23	3	2	75	3.04	2.93	0.96
24	2	2	50	2.18	2.23	1.02
25	2	2	75	2.16	2.23	1.03
26	2	2	100	2.12	2.23	1.05
27	2	2	150	2.11	2.23	1.06
28	2	3	50	1.70	1.66	0.98
29	2	3	75	1.63	1.66	1.02
30	2	3	100	1.58	1.66	1.05
31	2	3	150	1.55	1.66	1.07

(1) W_M = 折板理論によつて計算したけたあたりの最大荷重 平均 $W_L/W_M = 1.01$

(2) $W_L = 0.1 + 1.7R + 0.85/N_w$

1 (B) の規定は、けたの設計に用いる死荷重は、けた自重、そのけたが受持つ床版の重量、それに地盤・高欄・舗装の重量を床版を支持するけたの本数で割つた値の合計とすることを規定したものである。

B. ウェブ板

ウェブ板が垂直面に対して傾斜しているときは、ウェブ板の面内のせん断力 V_w は垂直せん断力 V より大きくなる。 V_w は次式で与えられる。

$$V_w = V / \cos \theta$$

ここで θ はウェブ板の垂直面に対する傾き角である。

設計計算を行なう際に、抵抗せん断力の計算にはウェブ面内のせん断力 V_w を、ウェブ板の高さ D はウェブの傾斜に沿つて測つた値を用いる。

C. 2 次曲げ応力

今考えているような型の箱けたが偏心荷重を受けると箱断面にはねじりが生ずる。このねじりにより 2 次曲げ応力が発生し、その大きさは断面の隅の部分で最大となる。この型式の橋におけるねじりによる 2 次曲げ応力について、解析的研究が行われた。それによると、この規準の 2.2.4, 2.2.4 c の制限に合致するような形状の橋については、2 次曲げモーメントによる応力はさして大きなものでなく、設計にあつて考慮しなければならないほどのものではない。これらの制限に従わない形の橋についてはさらに研究を行い、ねじりによる 2 次応力の最大値を計算しなければならない。

上述の解析的研究で考慮の対象とした橋を表 A-3 に示す。これらのすべての橋梁について、おのおのけたに最大のねじりを生ぜしめるような載荷状態、すなわち、橋の支間の同じ断面位置において巾員方向に關してもつとも偏心載荷となる位置へ 1 車線または 2 車線に載荷した場合について解析した。この場合、もつともうすくてもつとも高い応力を受ける部材であるウェブの最大ねじり応力は橋梁によつて 3,000 psi (211 唸) から 6,000 psi (422 唸) までの範囲となつてゐる。橋の巾員の反対側に偏心載荷するときは逆の応力をひき起すので、その相反応力の振巾によつては疲労が問題となる。最悪の荷重状態を考えた場合のこの相反応力の全振巾は、概略 3000 psi (211 唸) から 11,000 psi (773 唸) の範囲となる。最大応力および最大応力振巾は奇数のけたをもつ橋の中央のけたに生ずる。このような 2 次応力は、公共添加物等の付加荷重による横曲げ応力がこの規準の 2.2.4 C にしたがつて制限される場合には問題となるような大きさにはならない。

基本的な規定事項の条件に合致せしめるためには、おそらくウェブには垂直補剛材が必要となろう。その場合には、垂直補剛材はウェブの高さいっぱい配置し、連続すみ肉溶接でウェブにとりつけなければならない。

これらの規準の制限をはずれるもので、断面のねじりが問題となるようなものについては、ねじりとその結果起る 2 次応力は主げた間に中間ダイアフラムや中間横構を設けることにより減少させることができる。しかし、中間ダイ

アフラムを用いると、ダイアフラムとけたとの接合点付近に高い局部応力が生じやすいことに注意しなければならない。

箱桁橋において、走行車両の通過の際に生ずる振動や衝撃—これらは動的応力をもたらす—は、同程度の支間の他形式の橋梁におけるそれらとくに変るところはない。したがって、一般に用いられているAASHOの衝撃式がこの場合にも適用できる。しかし、もし巾広い水平板部材が橋梁断面として用いられるときは、局部的な板の振動が橋全体としての振動によつて引き起こされる。規定された制限条件を満足する形の橋梁において、このような振動によつて広幅の板に生ずる応力についての一解析的研究が行なわれた。この研究の対象として選定された橋は、いずれも振動の影響が大きい橋である。この研究により振動による最大応力は引張、圧縮とも3,000 psi (211 ㎏) のオーダーであることがわかった。つぎにのべるようなことから本規準2.2.4および2.2.4 Cの制限をまもるかぎり振動による2次応力についてはこれを設計においてはつきりした形で考慮に入れる必要はないものと考えられる。

1) ねじりによる最大2次応力はウェブと上フランジとの接合部に生ずるのに対し、振動による2次応力は底フランジの中央線上およびウェブと底フランジとの接合部において最大となる。

2) さらに、最大ねじり応力は内側のけたに生ずるのに対し、最大振動応力は垂直たわみをもつとも大きな端箱けたに生ずる。

3) 最大ねじり応力は2台の車両がいちばん外側とそのつぎの車線とにあるときに生ずる。このような荷重のもとで、2台の車両による振動の位相がびつたりと合つて危険な振動状態を生ずることはまず起り得ないと考えられる。

4) 上記のような観点から、最大静的応力と最大ねじり応力とが同時に生ずることもまずないものと考えられる。

表 A-3 2次応力の計算を行なつた橋梁の一欄表

荷重状態	車線1にのみ トラック荷重				車線1および2に トラック荷重			
支間 (ft.)	50'	75	100	150	50	75	100	150
1. 3車線2主げた橋		×						
2. 6車線4主げた橋	×		×	×	×		×	×
3. 2車線2主げた橋		×		×				
4. 3車線3主げた橋		×		×		×		×
5. 4車線4主げた橋		×		×		×		×
6. 4車線5主げた橋	×		×	×	×		×	×

5) この研究で用いられた増巾率は定常状態での応答にもとづくものである。定常状態の応答が支間の上に車両があるときに起ることはまずあり得ないので、この研究に用いられた増巾率は安全側の値といえる。

もし、橋の形が示方書の制限にしたがわれないようなものであるときは、その橋の動的挙動についての解析を行なわなければならない。

D. 引張フランジ

曲げの基礎理論は、応力は中立軸からの距離に比例すること、すなわち応力はフランジの幅方向には一定であるとの仮定のうえになり立っている。フランジ幅が非常に大きいと、シア・ラグのためにフランジの幅方向の応力分布は一樣でなくなることは、よく知られているところである。このようなけたの計算を行うときの常用の手段は、実際のフランジ巾の代りにそれよりも小さなフランジ巾を考え、そのような断面に基礎理論を適用することによつて最大曲げ応力が正しく求められるとする方法である。このような計算法において用いられる縮小されたフランジ幅を“有効幅”とよぶ。

“有効幅”の研究についてはIビーム〔5, 6, 7, 8〕と箱けた〔9, 10〕の両方についていくつか報告されている。ScordelisとLにより開発された計算プログラムを用いての実際の箱けた橋設計の応力解析は有効幅を計算するのにも用いられる。このプログラムでは、板の縁端力、剛性、最終内力、モーメントおよび変位を計算するのにGoldberg-Leveの方程式〔11〕を用いている。この研究で対象とされた橋梁の支間—フランジ幅比は5.65から3.53までの範囲となつている。

有効フランジ幅と全フランジ幅との比は、支間—幅員比のもつとも小さい橋の0.89から支間—幅員比のもつとも大きい橋の0.99までの範囲となつている。このことから

フランジ板の幅が橋の支間の1/5(20%)をこえないときは、フランジ全幅を有効と見なすことができよう。上記の結果は単純支持の橋について得られたものであるが、この規定は、支間長として等価支間、すなわち反曲点間距離を用いれば連続橋にも適用することができる。

E. 圧縮フランジ

重鋼構造物では、圧縮部材の設計において局部座屈が問題となることはほとんどない。しかし箱けた橋のような薄肉構造では圧縮部材の局部座屈の可能性を考慮しなければならない。

両縁補剛の場合で $6140/\sqrt{F_y}$ (1628/

$\sqrt{F_y}$), 片縁補剛の場合で $2600/\sqrt{F_y}$ (689/ $\sqrt{F_y}$) をこえない幅厚比の板部材は, 降伏応力に達するまでに局部弾性座屈が生ずることはないと考えることができ.

上記の幅厚比の限界値は無次元板座屈曲線における $\lambda = \sqrt{F_y/F_{cr}}$ が 0.6 の値に対応し, また, 座屈係数 k では 2 つの終端条件に対してそれぞれ 4.0 および 0.72 に対応する。これらの k の値は安全側の値であり, また $\lambda = 0.6$ という値は Beedle その他により [12] 報告されている (F_{cr} は弾性限界座屈応力である。)。 λ が 0.6 より小さいとき破壊は鋼の降伏によつて起る。

λ が 0.6 から 1.3 の間の値のとき破壊はその鋼の降伏点と弾性限界座屈応力のいずれよりも低い応力で座屈することによつて起る。幅厚比が $6650\sqrt{k}/\sqrt{F_y}$ ($1763\sqrt{k}/\sqrt{F_y}$) より小さいときの F を与える式は, $\lambda = 0.6$, $F = F_y$ の点と, $\lambda = 130$ での F_{cr} を表わす線とをむすんだ遷移曲線の式となる。これは図 A-12 に示されている。

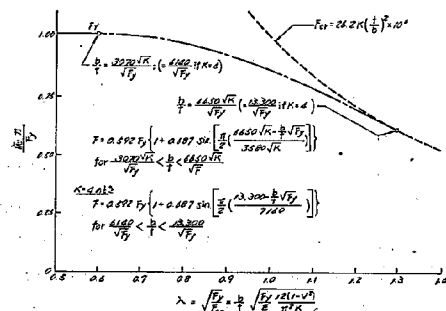


図 A-12 設計のための板の座屈曲線

幅厚比が $6650\sqrt{k}/\sqrt{F_y}$ ($1763\sqrt{k}/\sqrt{F_y}$) より大きい場合は F の式は図 A-12 中の F_{cr} を表わす線の式となる。 b/t について提案さえている 60 という上限値は独断的なものである。 F の式は b/t 値が 60 以上である場合にも適用できる。

縦リブのみを持つ圧縮フランジに関する規定は弾性安定の理論を基礎としている [11]。すなわち, このような圧縮フランジに関する規定は, 2 本以上の縦リブを用いるとき, リブの所要剛性は出来上つた構造物が設計に用いた座屈係数 k の値に見合った座屈挙動を示すものと考えて, ただちに計算しうるものとして定められたものである。

したがつて縦リブ 1 本だけの場合, 規定せる最小の剛性のものを用いたときにそれは板座屈係数 k が 4 であるときの挙動を示すことになる。

縦リブの所要剛性 I_s を与える式は一つの簡略式であるが, この式は複雑な弾性安定の式から求まる厳密値にちか

い値を与えるものである。
表 A-4 は, 剛度 $I_s = \phi b^3 w$ のリブを用いた場合について弾性安定計算式より得られた板座屈係数 k の値と, 係数 ϕ を計算するのに用いた最初に仮定した k の値とを比較したものである。これより実際の k の値は最初に仮定し

表 A-4

補剛材 の本数	" k " の 仮定性	$\phi = 0.07$ $k^3 n^4$	$I_s = \phi b^3 w$ に対して弾性 理論で計算した " k " の値
2	1	1.1	0.91
2	2	8.9	1.91
2	3	30.3	3.03
2	4	71.8	4.15
3	1	5.7	0.90
3	2	45.5	1.98
3	3	153	3.05
3	4	362	4.12
4	1	17.9	1.89
4	2	143	2.92
4	3	482	2.89
4	4	1140	3.75
5	1	43.8	0.87
5	2	350	1.82
5	3	1180	2.65
5	4	2800	3.63

* 表の値は $w/t = 36$ のときの値である。 k の値は w/t が大きくなるとやや増加する。

た値に非常に近いことがわかる。仮定した k 値と実際の k 値とのちがいが起る応力 F の変化は k の仮定値と実際の値との差よりもかなり小さく, 無視することができる。これらの k の値は座屈波長が最も不利な値に自由になりうると仮定される長い圧縮フランジにおいて起りうる最小値である。短い圧縮フランジでは座屈波長が最も不利な値よりも小さくなり, 実際の k の値は係数 ϕ を計算するのに用いられる仮定値より大きくなるであろう。したがつてここで提案された方法は安全側のものである。4 という k 値は補剛材にはさまれた板パネルの座屈に対応するもので, それでフランジの強度がきまるものであることから, 補剛されたフランジ全体に対する k 値は上限値 4 ということになる。

縦リブおよび横リブが所定の剛度をもつように設計され

かつ横リブが4wの間隔に設けられるときは、個々の板バネは剛支点上にあるような挙動を示し、座屈係数 k_1 は4である。このことから、補剛されていないフランジの応力は b/t のかわりに w/t を用いて補剛されたフランジの要素にも適用することができる。横リブの間隔が4wより大きいときは座屈係数は4より小さくなり、応力はそれに応じた値となるはずである。 k_1 の式中の a/b に対する規定上限値3は k_1 の最小値に対応するものである。 a/b が3より大きいときにこの式により与えられる k_1 の値は仮想値であるからこれを用いてはならない。

横リブの所要断面2次モーメントを求める式は縦リブで補剛された板をそれと等価な1組の柱要素の集まりにおきかえることによつて誘導されたものである。この場合、1組の柱要素の断面寸法はすべての柱要素の座屈荷重の合計が補剛された板の全座屈荷重に等しくなるように定めた。柱が2つの横支点間で半波形の座屈を生ずるようにするために必要な横支点の剛性は、弾性安定の理論から求められている〔13〕。本基準に規定した横リブの所要断面2次モーメントは上述の等価な柱において必要とされる横支点の剛性に見合うものであり、したがつてこれは補剛された板の所要剛性を与えるものである。このような断面算定法を横リブのない板の場合に適用すると、特定の場合について計算された厳密弾性理論解にくらべて安全側の値が得られることがたしかめられている〔13〕。

横リブがその機能を十分に発揮するためには横リブは各縦リブと、横リブの両端部において箱げたウエブに接合されていなければならない。

これらの接合部に伝えられる力は求められないながら、そう大きなものではない。横リブは上述のように耐力部材ではないけれども所要の剛性をもつように設計しておこうとするものである。したがつて、横リブの接合部をAASHTO示方書1.7.2.1の接合部強度の規定にしたがつて横リブの強度の75%の力を伝達するように設計するのは適切ではない。本基準の R_w と R_s を与える式では接合部が横リブの強度の25%の力を伝えるように考えている。本基準による R_w と R_s の値は実際の場合については妥当な値であり、これによつてきまる接合部の形もまず妥当なものであると考えられる。

縦リブの長さについての必要条件是補剛部材の端部における止端部疲労耐力をもとに定めたものである〔14〕。リブの止端部の断面の応力が規定値をこえるときは、溶接止端部の応力集中のために設計で考えた最大荷重の繰返し数よりも少ない繰返し荷重によつて疲労破壊を生ずる可能

性がある。しかし示方書に従つて設計されるならば、補剛材に疲労破壊が生ずることは考えられない。定められた設計荷重のもとで、構造物の負モーメントの領域内では補剛材位置の応力が規定値におさまらないときは、補剛材を正モーメント領域までのばす必要がある。

底フランジの設計に関して、圧縮とけたのねじりによるせん断との組合せの場合については何も規定していない。これは、あるけたに最大モーメントが生じその中間支点付近のフランジに最大圧縮応力が生ずるような荷重状態のもとではそのけたのねじれ量は無視しう程度にしかならないとの解析的研究の結果から、本基準のいろいろな制限値を満足するような橋梁については、最大圧縮荷重に対して底フランジを設計する際にねじりによるせん断は考慮しなくてもよからうとの考えから、そのような規定は設けなかつたのである。

本基準に規定する制限値を満足しないような断面諸元の橋梁については何らかの解析法により底フランジの応力状態について研究する必要がある。ねじりせん断が存在することによる限界座屈応力の低下は、たとえば広く利用されている文献〔16〕の図表から求めることができる。

この問題に関する一般的なことがらは参考文献〔17〕にのべられている。

F. フランジとウエブの溶接

振動や断面のねじれによつて箱けたに2次曲げ応力が生ずる可能性があるので、ウエブとフランジの溶接はウエブ全強を伝達するのに十分な寸法とすることが重要である。このようにすれば、たとえウエブとフランジの溶接にすみ肉溶接が用いられたとしても、それは規定による最大横曲げ応力を十分に伝達し、かつその疲労強度も十分なものとなる〔14〕。

完全溶込みの溶接またはすみ肉溶接のいずれを用いるにせよ、フランジとウエブの接合部の両側を溶接することもまた重要である。このようにすることにより横曲げモーメントによる曲げ応力を最小におさえかつ疲労破壊のおそれをなくすることができる。

AASHTO示方書1.7.2.7の隅肉溶接の最小寸法に関する規定には、もちろんしたがわなければならない。

G. ダイアフラム

箱けた橋は支点上において断面形状がしかるべく保持されるときにはじめて作用荷重に対して設計で考えたとおりの耐力を示す。支点上のダイアフラムまたはクロスフレームが、この断面形保持の役割を果たす。したがつて、箱けたには原則としてダイアフラムやクロスフレームを設けなけ

ればならないが、箱げたの横ゆれや回転が別の方法であさえられるときは、それを省略することができる。

本基準によつて設計される真直な箱げた橋には、支間中間部にダイアフラムやクロスフレームを設ける必要はない。これは式(2.2.4-1)によるけた1本あたりの設計荷重は中間ダイアフラムのない橋の挙動に關する研究をもとに定められているためである。あえて中間ダイアフラムや中間クロスフレームを用いるとすれば、その設計の安全度は必要以上に大きくなつてしまう。

箱げたの製作、運搬、架設および床版打設の期間中横断面の形状を正しく保存するために、床版打設が終るまで組立式または仮設用の筋かいを設けることは必要と考えられる。契約図書に図面にこのような筋かいの細目が示されていないときは、それを図面に追加するなり特記仕様としてあげるなりして、請負者にそれについての注意をうながす必要がある。

H. 横 構

橋の完成時には、床版は大変有効な横構として働く。また、架設中は普通用いられるような巾のけたの底フランジが一時的な横構として十分有効に作用する。この基準の横構に關する規定は架設中に相当大きな横荷重をうけても横造物の安全が保たれるように定めたものである。このような条件のもとでは応力は $0.8F_y$ までとることが妥当と考えられる。荷重は鋼断面のみにかかるものと考え、支承や下部構造への荷重の伝達までは計算上考えないこととする。

2.2.5 ジベルの強度

ジベルの設計はAASHTO示方書の1967年改訂案による。

参 考 文 献 2.2 節

(1) Slutter, R. G. and Driscoll, G. G., Jr., "Flexural Strength of Steel-Concrete Composite Beams", Structural Journal ASCE, Vol. 91, No. ST2, April 1965.

(2) Slutter, Roger G. and Fisher, John W., "A Proposed Procedure for the Design of Shear Connectors in Composite Beams" Fritz Engineering Laboratory Report No. 316.4, March, 1966.

(3) Johnston, S. B. and Mattock, A. H., "Lateral Distribution of Load in Composite Box Girder Bridges", Highway Research Record, No. 167, Bridges and Structures, 1967, pp. 25-33.

(4) Mattock, A. H., and Johnston, S. B., "Analytical and Model Study of Composite Box Girder Bridges", Presented at Seattle ASCE Structural Engineering Conference, May, 1967.

(5) Karman, T., "Festschrift August Foppls", p. 114, 1923.

(6) Schnadl, G., "Werft und Reederei", Vol. 9, p. 92, 1928.

(7) Reissner, E., "Der Stahlbau", p. 206, 1934.

(8) Chwalla, E., "Der Stahlbau", 1936.

(9) Reissner, E., "Quarterly of Applied Mechanics", Vol. 4, p. 268, 1946.

(10) Argyris, J. H., (Brit.) Aeronautical Research Council, Reports and Memoranda, No. 2038, 1944.

(11) Goldberg, J. E. and Leve, H. L., "Theory of Prismatic Folded Plate Structures", IABSE, Publications, Vol. 16, 1957, pp. 59-86.

(12) Beedle, L. S., et al, "Structural Steel Design", The Ronald Press Co., New York.

(13) Timoshenko, S. P., and Gere, J. M., "Theory of Elastic Stability", McGraw-Hill Book Co., New York.

(14) Munse, W. H., "Fatigue of Welded Steel Structures", Welding Research Council, 1964.

(15) Newmark, N. M. and Veletsos, A. S., Journal of Applied Mechanics, 19:563.

(16) Kloppel, K. and Scheer, J., "Beulwerte ausgesteifter Rechteckplatten", W. Ernst & Sohn, Berlin, 1960.

(17) Johnston, B. G., "Design Criteria for Metal Compression Members", 2nd Edition, J. Wiley & Sons, Inc., New York, 1966.

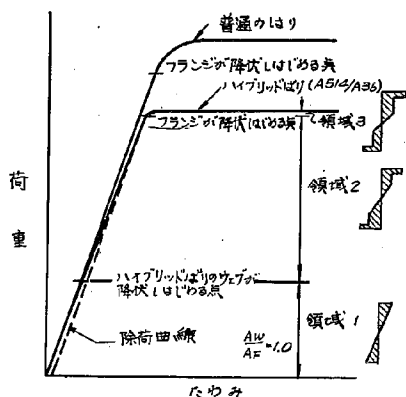
(18) Walker, W. H., and Veletsos, A. S., "Response of Simple Span Bridges to Moving Vehicles", Engineering Experiments Station Bulletin 486, University of Illinois, 1966.

2.3 ハイブリッドなはりけた

参考文献1に記されている、多くの理論的および実験的研究は、ハイブリッドのけたの曲げの特性は、すべてフランジ材と同じ鋼材からなるけたのそれとほとんど同じであることを示している。これについて、同一寸法をもつてこれら2種類のけたについての理論上の荷重へたわみ曲線を一例とした示したのが図A-13である。両方のけたともフランジはA514鋼(降伏点100ksi, 70Kg/mm²)である。

が、ウェブは一方はA514鋼を、他方はA36鋼(降伏点 36ksi , 25.2Kg/mm^2)を用いたものである。

ハイブリッドげたでは、小さな荷重でウェブの降伏が生ずるものの、このウェブの降伏は降伏していないフランジによつて抑制されるので荷重-たわみ曲線にはほとんど影響をおよぼさない。どちらのけたの場合も荷重-たわみ曲線はフランジに降伏が生じ始める点でわずかに直線をはずれるだけである。



図A-13 ハイブリッドはりの代表的な荷重-たわみ曲線したがって、コンパクトでないハイブリッドげたはウェブよりはむしろフランジの最初の降伏によるモーメントを基準にして設計することができる。都合の良い事に、この場合フランジとウェブの鋼材が同一の断面の降伏モーメントに対し腹板の降伏の影響を考慮したある低減率を用いる方法で設計することができる。

コンパクトな断面の最大曲げ強度は塑性モーメントにもとづいて計算されるので、ハイブリッド断面の初期のウェブ降伏は最大曲げ強度には影響をおよぼさず、したがって塑性モーメントに関する慣用の公式はハイブリッド断面にも適用することができる。

参考文献1に記されている研究によれば、ハイブリッドげたのウェブ降伏は、巾厚比の制限や補剛材に対する必要条件にもほとんど影響しないことがたしかめられている。

しかしながら、せん断と曲げの複合力をうけるハイブリッドげたにおいてウェブの降伏が張力場の形成におよぼす影響については、まだ設計基準にとり入れうるだけの十分な資料が得られていない。したがって、ハイブリッドげたの垂直補剛材に対する必要条件は、せん断座屈理論式に準

拠したAASHTO示方書1.7.7.2の規準によるものとする。

非対称断面としては、圧縮フランジ断面が引張フランジ断面より大きいものだけを用いてよいこととした。これは(1)このような断面に対するウェブの巾厚比の条件は対称断面に対するそれより緩いものとする(上フランジの大きい非対称断面では、ウェブの大部分が引張域となるため)こと、(2)このような断面が実際には用いられる(横たおれ座屈が問題となるような場合は圧縮フランジを引張フランジより大きくするのが経済的である)こと、それに(3)このような断面に対しては最大モーメント低減の式を適用することとしたこと、によるものである。

— 参考文献 2.3 節 —

(1) Subcommittee 1 - Hybrid Beams and Girders of the Joint ASCE-AASHTO Committee on Flexural Members, "The Design of Hybrid Steel Beams", to be published in the ASCE Structural Journal.

2.4 圧縮部材

2.4.1 軸方向荷重

A. 最大耐力

柱の公式の内、最初の式はある部分ですでに降伏が始まった後に柱の座屈が生ずる場合の式で、これは"CR C柱強度式"である[1]。この式は、座屈限界応力の大きさが鋼材の降伏応力の半分から降伏応力までの範囲にあるような短柱および中程度の長さの柱に適用される。2番目の式は弾性座屈に関する有名なオイラーの式であり、長柱に用いられる。

CR Cの式はAASHTO示方書に用いている種々の柱の公式と同形の式、すなわち放物線式であり、またこの式はAASHTO公式に対して一定の安全率をふくむものである(たとえば、 $0 \sim 120$ の範囲の細長比の柱の場合、 $F_y = 33\text{ksi}$ (221Kg/mm^2) 鋼では $FS = 2.2$, $F_y = 50\text{ksi}$ (35Kg/mm^2) 鋼では $FS = 2.3$ である)。CR Cの式の便利な点はこの降伏強度の鋼の場合にも、またどのような端部拘束条件に対しても広く適用できることである。

座屈応力は、残留応力、初期たわみなどいろいろな因子に影響されるもので、それをより厳密に求めるためにいろいろな計算法が用いられている。[1], [2], [3]。CR Cの式は、実験結果とつき合せたときにいろいろな鋼種からなる柱の強度のばらつき範囲の平均に位置するような値

を与える1つの平均値曲線を表わすものである(文献2の図9.2.3, 図9.2.4, 図9.2.5参照)。

このようなことから、文献[4], [5]をはじめ他のいくつかの示方書でもこのCRC公式が採用されている。このように、柱の設計公式はまったく新しいものではなく、今までにもよく用いられてきたもので、かつ実験的にも十分にしかめられているものである。

B. 有効長

有効細長比 KL/r を用いるのは、フレーム構造またはトラス構造における柱の座屈応力の計算を、ピン端部を有する部材の座屈応力の計算で代用するための一つの手法である。端部における変位が拘束されている部材(トラスの圧縮部材のような)では、有効長は柱の長さの $1/2$ からその全長までの値をとる[1]。このような場合に対してはリベット、ボルトまたは溶接による端部連結に対して $K=0.75$ 、ピン端部に対して $K=0.875$ とするAASHTO旧来の有効長係数がある。柱の一端が他端に対して相対的に変位しようとする場合は、有効長は実際の柱の長さより大きなものとなり、この様な場合にAASHTOの有効長係数 0.75 および 0.875 を用いると危険側になる。有効長係数を求めるにはいろいろな方法があるが[1], CRC推奨の簡易ノモグラフは安全側の値を与えるうえに、使用も簡単である(文献1の図-2.21)参照。

2.4.2 軸方向荷重と曲げの複合力

A. 最大耐力

はり~柱構造の設計の妥当性を照査するための相関式はAASHTO示方書(付録C)の方法とはかなり相様を異にする。AASHTOのはり~柱構造の設計方法は部材の最大応力線が降伏応力に達するときの状態を限界状態と考えて定められたものである。しかしながらはり~柱構造のある部分が非弾性状態にならなければ極限荷重には到達しない[6]。弾性解析(これは"secant formula"法とよばれる)をはり~柱構造に適用することに対して文献1にはつぎのような異議がのべられている。

1. 非線型の応力-ひずみ曲線を示すはり~柱構造に対し弾性解析を適用することは合理的でない。
2. 弾性解析では、残留応力の影を合理的に考慮に入れることができない。
3. たとえば端部に大きい偏みがあり、副軸のまわりの曲げモーメントを受けるI形部材のようなものに初期降伏を基準にした設計を適用すると、過大な設計を行なうことになる。
4. 主軸のまわりの曲げを受け、座屈に弱い方向には横方

向に支持されていないI形の柱については、別個に横倒れ座屈のチェックがなされなければならない。

本規準の相関関係式は、これらの異論も解決するものである[1]。しかしながら、secant formula法が適用出来る範囲ではどちらの方法によつてもほとんど同じ結果が得られよう[1], [7]*。このように本規準の相関関係式は融通性があり、適用範囲の広いものである。しかし、一方、軸力が零の場合(はり)とモーメントが零の場合(柱)という2つの極限状態を結ぶ線は一つの経験式であつて、理論的な根拠のうえに定められたものではない。

鋼のはり~柱構造に対するこれらの相関関係式の適用性については、より複雑で厳密な手法により得られた結果や実験結果との比較において十分に実証されている。これらについては参考文献[1], [6], [7], [8]に示されている。

第一番目の相関関係式は部材の安定性の基準を表わし、第二番目の式は断面の塑性モーメントが限界内にあることをたしかめるものである。この後者の式は下記のような厳密式をそれよりも安全側の値を与える形になおしたものである[6]：

$$M_u = 1.18 M_p \left(1 - \frac{P_u}{A_s F_y} \right)$$

最初の式の F_y は作用モーメントの面内における有効細長比を用いて計算すべきことに注意しなければならない。

B. 等価モーメント係数

"等価モーメント係数"は両端のモーメントが等しくない場合で一つの側にだけ変形を生ずるようなあまり厳しくない荷重状態の場合を考慮したものである。示方書の方法よりももっと厳密な方法を取り入れることも可能ではあるが[1], 簡単のためにそれは省略した。ここに与えた規準は、安全側のものである。

— 参考文献 2.4 節 —

- (1) Column Research Council, "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members", ed. Bruce G. Johnston, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1966 (see also the first edition, published by Column Research Council, Ann Arbor, Michigan, 1960).

* AASHTO示方書の付録Cの曲線に関する相関式の安全率は、0から100の細長比の範囲で、約1.6から2.0に変わる。

表 A - 5

(2) Tall, L., "Compression Members", Chap. 9 in "Structural Steel Design", ed. L. Tall, Ronald Press Co., New York, 1964.

(3) Tall, L., Beedle, L. S., "Basic Column Strength" Proc. ASCE, Vol. 86, ST7, p. 139, July, 1960.

(4) AISC, "Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings", AISC, New York 1963.

(5) AISI, "Light Gage Cold-Formed Steel Design Manual", AISI, New York, 1963.

(6) Galambos, T. V., "Combined Bending and Compression", Chap. 11 in "Structural Steel Design", ed. L. Tall, Ronald Press Co., New York, 1964.

(7) Austin, W. J., "Strength and Design of Metal Beam-Columns", Proc. ASCE, Vol. 87, ST4, p. 1, April, 1961.

(8) Van Kuren, R. C., Galambos, T. V., "Beam-Column Experiments", Proc. ASCE, Vol. 90, ST2, p. 223, April, 1964.

2.5 添接，連結およびその細目

2.5.1 連結材

A. 総論

橋梁の最大強度は，連結の強度よりはむしろ部材の強度によつて決定されることを明確にし，また連結の強度は非常にばらつくものであることを考慮に入れて，連結材の設計に低減係数 ϕ を採り入れることとした。設計上用いられる連結材の強度は低減係数 ϕ と，実験的に求められる最大強度 F との積として求められる。

係数 ϕ の値を表A-5に示す。機械的連結材（ボルトおよびリベット）に対しては荷重の種類にかかわらず ϕ 値は一律に0.75とした。低炭素鋼ボルトとすみ肉溶接については，実験結果のばらつきが大きいことを考えてそれよりも小さい値を決めた。

軟鋼のボルトは引張荷重をうけるときにその最大引張強度を発揮する前にネジ部のめくれを生ずることがある。すみ肉溶接は施工法や溶接順序などにより大きな強度のばらつきを生ずる。連結材料の降伏点が最大強度を左右するようなときは，低減係数 ϕ は1.0をとることとした。

連結材の形式	最大強度 F	ϕ	ϕF
つき合せ溶接	100% 降伏点 ¹	1.00	1.0 F_u
すみ肉溶接	0.7 × 引張強度 ²	0.64	0.45 F_u
低炭素鋼ボルト ASTM A303			
引 張	0.75 × 引張強度 ³	0.67	0.50 F_u
せん 断 ⁴	0.60 × 引張強度 ³	0.75	0.45 F_u
動力用リベット ASTM A502 1級			
引 張	0.50 × 引張強度 ³	0.75	0.45 F_u
せん 断	0.50 × 引張強度 ³	0.75	0.45 F_u
ASTM A502 2級			
引 張	0.50 × 引張強度 ³	0.75	0.45 F_u
せん 断	0.50 × 引張強度 ³	0.75	0.45 F_u
高力ボルト ASTM A325			
引 張	0.75 × 引張強度 ³	0.75	0.56 F_u
せん断（圧延形式） ⁵	0.60 × 引張強度 ³	0.75	0.45 F_u
ASTM A490 （ただしAASHTOがこれを 採用する場合）			
引 張	0.75 × 引張強度 ³	0.75	0.56 F_u
せん断（圧延形式） ⁶	0.60 × 引張強度 ³	0.75	0.45 F_u

1. 連結材の材料についての値
2. 形断面の最小強度。ただし連結材の引張強度より大きくないものとする。
3. ASTMの最小引張強度
4. せん断がボルトとネジ部を通る場合ネジ部の引張強度を用いる。
5. $F_u = 55,000 \text{ psi}$ (3850 MPa)
6. $F_u = 67,000 \text{ psi}$ (4600 MPa)
7. 圧延形式の連結のせん断力は連結材の引張強度をこえないものとする。

B. 溶 接

つき合せ溶接における最大力は普通引張または圧縮力である。連結する部材厚と同じサイズのつき合せ溶接を用いれば連結部の全強さを伝達するのに十分であることが実験的にたしかめられている〔1〕。

せん断のみを受けるすみ肉溶接の終局強度は溶接金属の強度により，また作用する荷重の方向が溶接に平行であるか直角であるかによつて変る。荷重の向きが平行の場合も直角の場合も溶接はせん断で破断するが，破断面は同じにはならない。実験によれば，最小のど厚を用いて求めたすみ肉溶接の最大強度は溶接金属の引張強度の70～75%程度となる〔1〕，〔2〕，〔3〕。

全体に大きな変形を生ずることなくひずみ硬化した材料の場合と同じように，溶接部ではせん断降伏が支配的なものとはならないことは古くから知られているところである。そこで本規準では，すみ肉溶接に対する単位応力は溶接金属のせん断強度を基準に $F_u = 0.45 F_u$ と定め，これに，連結部がその最大強度を発揮する前に溶接に破壊が生じないことをたしかにするための係数（ $\phi = 0.64$ ）を用いることとした。

表A5において ϕF を求めるのに用いる溶接棒の最小強度 F_u の値としては，溶接棒につけられた分類番号（EXX X）のXXの値を用いておけば安全である。ここでXXは

溶接棒の最小強度 (60, 70, 80, 90 ksi など) を意味する。

もし、すみ肉溶接が曲げとせん断の複合応力の原因となるような偏心荷重をうけるときは [13], [14], 各応力のベクトル和の大きさに見合ったサイズとして設計しなければならない。

曲げとせん断の複合作用を受ける垂直方向の溶接 (E 60 溶接棒による) についての実験結果を図 A-14 に示す。この実験結果から提案した溶接応力を用いれば最大設計荷重において溶接破壊に対して十分安全な余地をもつようにしうることがわかる。また、偏心荷重をうけるすみ肉溶接の設計を溶接に作用するせん断力のベクトル和をもとに行なう方法は、安全な設計法であることも明らかである。

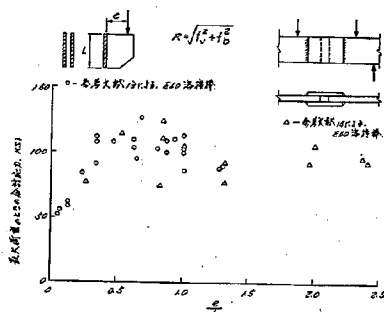


図 A-14 曲げとせん断をうける隅肉溶接

C. ボルトおよびリベット

ボルト結合の設計をより簡便にするため、最大単位引張応力をボルトの公称径の関数で表わす。支圧形式の高力ボルトのせん断強度は、せん断面の位置でさまる。せん断面がボルトのねじ部を通る場合は、ねじ部の断面積がせん断に対する有効断面となる。

低炭素鋼ボルトが引張力を受ける場合には、その最大応力はねじ部の応力作用面積に対する鋼の引張強度に制限される。応力作用面積と公称断面積との比は $1/2 \sim 1$ インチ径のボルトで $0.725 \sim 0.773$ の値となる。その平均値の 0.75 を用いて低炭素鋼ボルトの最大強度を $0.75 F_u$ として表わすことができる。

引張力を受ける高力ボルトの場合、最大応力は応力作用面積に対する最大引張強度、すなわち $0.75 F_u$ からきまる。 ϕ 値を 0.75 とすることで 25% の余剰強度が付与され

[5], それと同時にボルトに実際に生ずる引張力が制限値をこえないことが確実に保証される。

表 A-5 の高力ボルトに対する許容引張応力が $0.56 F_u$ であるのに対し、現行の高力ボルトに対する許容引張応力度 (AASHTO 1.7.5) に通常の安全率 1.83 を掛けた値がほぼそれと等値の $0.54 F_u$ となることは興味あるところである。

低炭素鋼ボルト、動力締めリベットおよび高強度ボルトで締結された支圧形式の連結の最大せん断強度は、平均極限せん断強度を、ボルトの引張強度の 60% にとりて定めたものである。

低炭素鋼ボルトおよび動力締めリベットに対する 0.75 という ϕ 値は、現行の許容せん断応力度に安全率 1.83 を掛けた値にほぼ匹敵するものである。高力ボルトに対してもこれと同じ値を用いることとした。参考文献 7 に報告されている研究によれば、この規定にしたがつて設計されたボルトに実際に生ずる応力の大きさはそれより低強度の締結材に生ずる応力のみで、十分の余剰強度をもつものである。文献 7 の研究は広範な実験によつて実証されている。図 A-15 は A 325 鋼ボルトのせん断強度を集約して示したものである。この図より、最大設計荷重 ($0.45 F_y$) のもとでも適度の余剰強度をもち、従つて連結部の強度が十分発揮されるだけの余裕があることは明らかである。

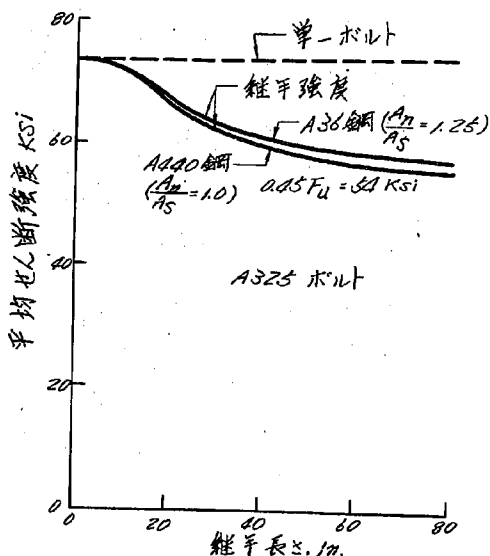
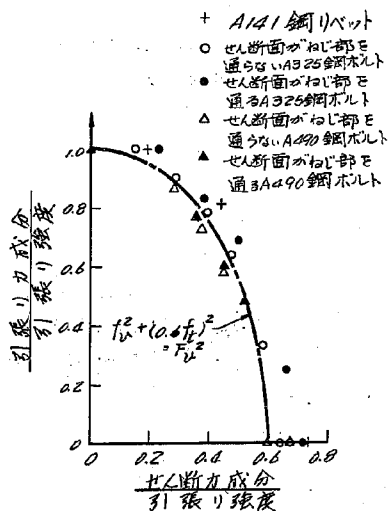


図 A-15

リベットの許容設計値と参考文献7に計算されている高力ボルト継手のせん断強度とを比較すると、高力ボルト継手における余剰せん断強度はリベット継手の強度に匹敵するものであることがわかる。

引張およびせん断を受ける支圧形式の連結におけるリベットおよび高力ボルトについては、実験結果は1つの楕円上にある。参考文献8に報告されている研究には、リベット継手にもボルト継手にもほぼ同一の安全率を用いること、リベットおよびボルトの最大強度は楕円上で表わすことができることが示されている。図A-16には、リベット、せん断面がねじ部を通るようなボルト、せん断面がねじ部を通らないボルトについての実験結果と、設計への適用を意図した相関曲線とを示してある。この曲線と実験値とはよく一致している。せん断面がボルトねじ部を通る場合についてはねじ部の断面積を用いることによつてその耐力を適正に評価しうることもまたこの図から明らかである。



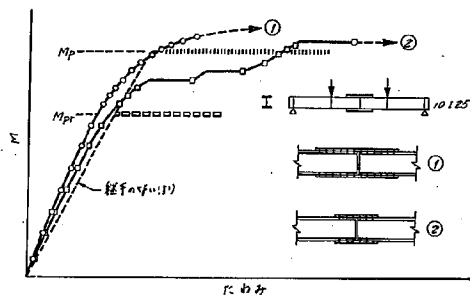
図A-16 相関曲線

2.5.2. 連結

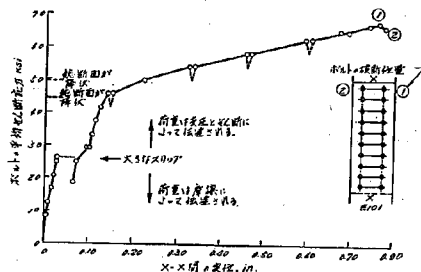
A. 添接

実験[5], [9], [10]によれば、ボルト穴のために相当量のモーメント耐力が損なわれることがないかぎり、曲げ部材は総断面の抵抗モーメントを用いて設計することができる。図A-17は2本のボルト添接げたの性状をくらべたもので、これより、支圧形式の連結(②)においてさ

え完全塑性モーメントにも耐えうる事がわかる。どちらのけたもボルト穴による25%の塑性強度の減少があつたにもかかわらず、ボルト穴の影響はほとんど現われていない(M_{pr} = 純断面の塑性モーメント)。これはひずみ硬化の影響と添接材による断面増のゆえと考えられる。



図A-17 はりに継手がある場合のモーメント-たわみ曲線



図A-18 代表的な荷重-変位曲線
(A325ボルトによるA440鋼の継手)

引張部材についてもこれと同様な性能を示すことが実験的にたしかめられている。典型的な引張試験の結果の一例を図A-18に示すが、これにより純断面の降伏はこの引張部材の変形挙動にはほとんど影響をおよぼしていないことがわかる。部材の破壊は総断面の降伏が生じたのちでなければ起らない。総断面に降伏が生じたのちにも純断面に対しては破壊に対するある程度の余裕を残しておくことが必要である。すなわち、

$$\frac{F_u A_n}{F_y A_g} > 1.0$$

$$\frac{A_n}{A_g} > \frac{F_y}{F_u}$$

純断面に対する最大許容荷重を引張破壊強度の85%とすれば、

$$A_n / A_g \geq \frac{F_y}{0.85 F_u}$$

A36及びA440鋼の総断面で降伏を生ぜしめるには、 A_n / A_g の比は $F_y / 0.85 F_u$ の値よりも大きくなけれ

ならない。これらの鋼材では A_n/A_g の比率は実際には 0.7 から 0.84 の間となるであろう。そこで 0.85 という値を限界値として定めた。

B. てこの作用を受けるボルト

現行の示方書の規定によれば、直接引張により荷重を支える形式のボルトは外的作用荷重と連結部の変形に起因するてこ作用によつて生ずる引張力との合力に抵抗するものでなければならない。最近の研究において、このてこ作用によつて生ずる力の大きさを計算する式が得られている〔5〕。文献 5 に示されている半経験式はつぎのようである。

$$Q = \left[\frac{\frac{1}{2} - \frac{g t^4}{30 a b^2 A_b}}{\frac{a}{b} \left(\frac{a}{3b} + 1 \right) + \frac{g t^4}{6 a b^2 A_b}} \right] T$$

解析が複雑であるため、変数の値をいろいろに変えて試算が行なわれた。この研究から、2.5.2.B に示した経験式によりてこ作用力をかなり正確に求めうことがわかつた。この簡略式と文献 5 に提案されている計算式によつて得られた結果を比較して図 A-19 および図 A-20 に示す。

図 A-19 はボルト位置とボルト径をいろいろに変えたときのてこ作用力を示したものである。T 形柱の長さ方向のボルト間隔 g のそれぞれの値についてパラメータ b/a は $1/2 \sim 4/3$ の範囲に変えられている。これらの図より、この経験式はいずれのボルト径の場合についてもやや小さ目のてこ力を与えることがわかる。

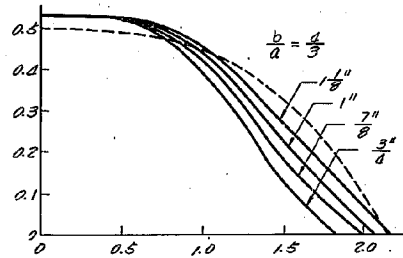
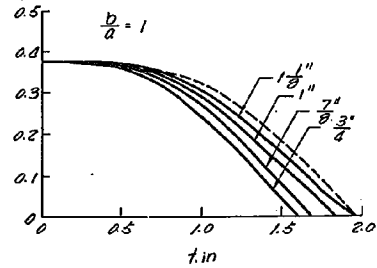
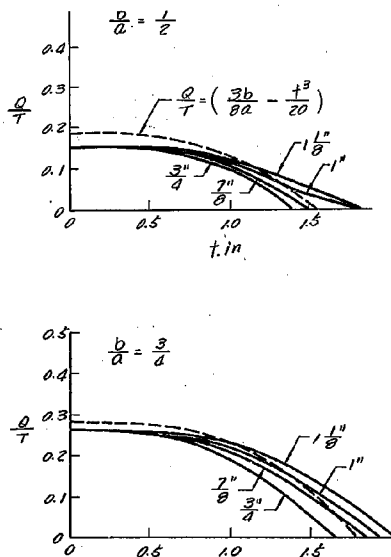


図 A-19 設計基準と半経験式の比較

図 A-20 からは、 g の値が大きく変化してもてこ力はほとんど変わらないことがわかる。したがつて計算にあつては変数 g は考慮する必要がない。

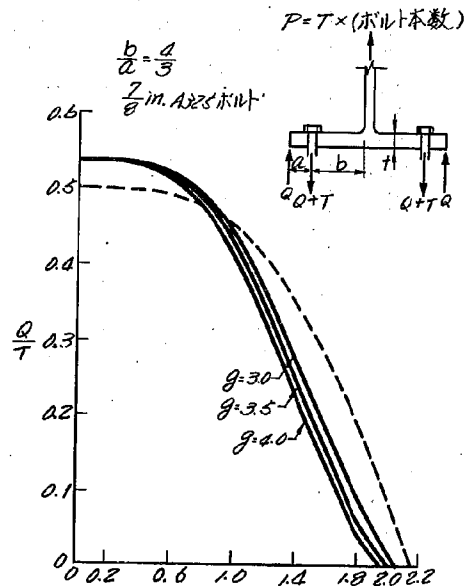


図 A-20 変数 g の影響

C. 剛結合（溶接およびボルトによる）

剛接構造の連結に関する本規程の規定については、参考文献10の8章に詳しく記されている。この形式の連結は構造物にラーメン構造を用いる際に必ず現われるものである。はりまたは連結ウェブに対する照査規定は鋼接節構造の連結に対して適切な強度と剛性を保証しようとするものである。

橋梁の場合には、ごく薄い斜め補剛材をつけるだけでも十分な剛性が得られようし、また連結部のウェブ厚を大きくすることでもこの目的は達せられよう。

柱のフランジからはりのフランジに集中荷重が伝達されるようなはりの適切性の照査規定は、このような集中荷重をはりのウェブに伝えるのにウェブ補剛材を必要とするかどうかを確かめようとするものである。補剛材を設ける場合にはその補剛材の厚さは柱のフランジ厚と同じにしておくのが無難である。

— 参考文献 2.5節 —

- (1) Freeman, F. R., "The Strength of Arc-Welded Joints", Proc. Inst. of Civil Engr. Vol. 231, pp. 322-325, London, 1930.
- (2) American Welding Bureau, "Report of Structural Steel Welding Committee", American Welding Bureau, 1931.
- (3) Denara, L. F., "Survey of Existing Published Information", Appendix D, Report of Weld Panel of the Steel Structures Research Committee, Dept. of Science and Industrial Research, London, 1938.
- (4) Munse, W. H., "Research on Bolted Connections", Transactions, ASCE, Vol. 121, 1956, pp. 1255-1266.
- (5) Douty, R. T. and McGuire, W., "High-Strength Bolted Moment Connections", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 91, No. ST2, Proc. Paper 4298, April, 1965, pp. 101-128.
- (6) RCRBSJ, "Specifications for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts", Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints of the Engineering Foundation, New York, 1966.
- (7) Fisher, J. W. and Beedle, L. S., "Criteria for Designing Bearing-Type Bolted Joints", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 91, No. ST5, October, 1965, pp. 129-154.

(8) Chesson, E., Faustino, N. L., and Munse, W. H., "High-Strength Bolts Subjected to Tension and Shear", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 91, No. ST5, October, 1965, pp. 155-180.

(9) Johnson L. G., Cannon, J. C., and Spooner, L. A., "High-Tensile Preloaded Joints", British Welding Journal, September, 1960.

(10) WRC-ASCE Joint Committee, "Commentary on Plastic Design in Steel", ASCE Manual No. 41, 1961.

(11) Munse, W. H., Bell, W. G., and Chesson, E., "Behavior of Riveted and Bolted Beam-to-Column Connections", Transactions, ASCE, Vol. 126, Part II, pp. 729-749.

(12) Higgins, T. R., "New Formulas for Fasteners Loaded Off Center" Engineering News Record, Vol. 172, No. 21, May 21, 1964, pp. 65-67.

(13) Archer, F. E., Fischer, H. K., and Kitchen, E. M., "Fillet Welds Subjected to Bending and Shear", Civil Engineering and Public Works Rev., Vol. 54, No. 634, London, April, 1960.

(14) Schreiner, N., "The Behavior of Fillet Welds when Subjected to Bending Stresses", Welding Journal, Vol. 14, No. 9, 1935.

第 3 節 使用状態での挙動

3.1 過大荷重

鋼の曲げ部材の強度に関しては、とくに問題となることはない。その耐久性については実際の供用状態や AASHTO の道路試験橋を通じて十分にたしかめられてきたところである。しかし、時折しか通らない過大荷重によつて橋を通る感じが損なわれるような永久変形がおこることも考えられるので、これを制限する必要がある。AASHTO の道路試験の第 4 報告、橋梁に関する調査にはこれに関するデータが与えられている。

この試験で調査された非合成げたには降伏強度以下の応力しか生ぜしめないような荷重によつてフランジ内の平均残留応力に匹敵する大きさの永久変形が生じた。これに関するデータは第 4 報告書の 68 ページの表 39 に示されている。1-A および 2-B の橋梁の形状寸法は表 5 の降伏点および最大強度ならびに表 7 の残留応力に関するデータをもとにして修正する必要がある。1-A, 9-A および 9-B のはりが $0.77F_y$ の応力で永久変形を生じたことは重視する必要がある。普通、永久変形そのものはさして重要なものではないが、そのレベルまで応力をうけている状態は、多数の過大荷重の作用を考えるときはもはや十分な断面諸元とはいえなくなるような一種の限界状態を示唆するものであるといえよう。

3-A の橋梁は荷重をうけて応力が $0.90F_y$ になつたとき、3.41 in. (8.66 cm) の永久変形を生じた。抵抗モーメント $F_y S$ のコンパクトでない断面として設計されたはりの場合には、荷重係数公式中の 1.25 という係数は死荷重と活荷重の $5/3$ 倍 (1 車線に 2 倍の活荷重をのせた場合に相当) の荷重とをうけたときに部材には $F_y/1.25 = 0.80F_y$ の応力を生ずることを意味しているが、この $0.80F_y$ という値は好ましくない永久変形を避ける合理的な上限値として定められたものである。しかし、部材断面が $1.15S$ に等しい Z を有するコンパクトな断面である場合には、モーメント耐力は $1.15F_y S$ であり、部材は $1.15 \times 0.80F_y = 0.92F_y$ の応力をうけることになる。このようなはりの設計は過大荷重の規定に左右されることになる。

過大荷重が合成げたに与える影響はこれと異なつたものである。AASHTO の橋梁の試験では合成げた橋の中で 2-B の橋のみが F_y 以下の応力で永久変形を残した。その値は $0.88F_y$ の応力で 0.67 in. (1.70 cm) である。

通常圧延されたはりのフランジの平均残留応力は圧縮応力である。これは圧縮フランジの計算応力が F_y をこえて

しまふまで引張側フランジが塑性降伏するのを延ばす効果がある。一方、圧縮残留応力が存在することによつて圧縮側フランジが F_y 以下の作用応力で降伏することになる。合成構造においては共働する床版が圧縮力のほとんどをうけもち、はりのフランジが降伏するのを拘束すると考えられる。このちがいを考慮してこの基準では過大荷重が合成げたに作用した場合に対して F_y の 95% までの計算応力を認めている。

3.1.3 摩擦継手

摩擦継手の最大せん断力の値は、許容しうる過大荷重のもとで継手がちょうどする限界になるように定められている。RCRBSJ では実際の構造物において起りうる値の代表値としてすべり係数の値を 0.35 にとつている。

したがつて許容しうる過大荷重のもとでの限界せん断応力はつぎのようになる：

$$F_v = \frac{0.35 \times \text{最小ボルト引張強度}}{A_b}$$

または

$$F_v = \frac{0.35 \times 0.7 \text{ 引張強度} \times A_s}{A_b}$$

A325 ボルトに対しては、上式はつぎのようになる。

$$F_v = 0.35 \times 0.7 \times 115 \times 0.76 = 21 \text{ ksi}$$

$$(F_v = 1476 \text{ 磅})$$

A490 ボルトに対しては

$$F_v = 0.35 \times 0.7 \times 150 \times 0.76 = 28 \text{ ksi}$$

$$(F_v = 1969 \text{ 磅})$$

摩擦継手が引張成分 P をうけるときには、締付け力は $T_i - P$ に減少し、したがつて摩擦抵抗も減少する。摩擦抵抗はボルトの締付け力に比例するので、許容せん断力もまたその変化に比例する。したがつて、

$$\frac{f_v}{F_v} = \frac{T_i - P}{T_i}$$

$$f_v = F_v \left(1 - \frac{P}{T_i} \right)$$

$$= F_v \left(1 - f_t A_b / 0.70 \text{ 引張強度} \times A_s \right)$$

$$= F_v \left(1 - f_t / 0.70 \text{ 引張強度} \times A_s / A_b \right)$$

$$= F_v (1 - f_t / 0.53 \times \text{引張強度})$$

ここに f_v = 低減されたせん断応力

T_t = 初期ボルト張力

f_t = 作用荷重による引張応力

3.3 たわみ

歴史的には、たわみ量と支間の比を規制することの第一の目的は、活荷重たわみを規制することにあつたと考えられる[1]。道路橋や鉄道橋の振動を減ずるために、たわみ制限が示方書に採り入れられた。その時点では使用材料や許容応力に厳しい制限はなかつた。長年にわたる経験を通してたわみ制限の最適規準について、あるいはその効用についてさへ疑問が持たれるようになった。このような事情にくわえて、かかるたわみ制限は高強度材料を用いた設計にきびしい制約を与えるようになってきたことから、橋梁の振動の原因、影響および制御に関する再検討が必要となつた。

理論的研究はもちろん、現場試験や研究所での試験がいろいろと行なわれてきたが、それらが示すことは、橋梁の振動の原因とか影響とかいうものは非常に複雑であるということである。この顧みざる振動を、単にたわみ制限を設けるだけで十分に防止することはできない。一方、もし橋梁に何かの欠陥が生じたとしても、それが振動によるものであるとすることはできない。ただし、たとえばひどいクラックやコンクリートのいたみを生じている床版のように何かほかの原因ですでに損傷をうけている橋梁の場合は別である。振動が不快な現象として問題となるのは、橋の上にいる人間や橋の上で静止している車両がそれに感応する場合だけである。

弾性ばりの上をなめらかな回転によつて移動する荷重が通過するときには、認知しうる程度の振動が生ずる。この場合、もし移動荷重の速度と支間長との関係が橋梁の自由振動に対し共振もしくは半同調を生ぜしめるようなものであるときは、この振動はかなり増巾されることになる。振動はまた、床版や橋梁取付け部の凹凸、車両の懸架部分と非懸架部分との共振その他の原因によつても生ずる。伊利ノイ大学[2,3]およびマサチューセッツ工科大学[4]ではこの問題についての研究がすすめられてきたが、その結果、理論または模型実験によつて工学的精度で振動を予測することができるようになつた。

示方書では、たわみ制限によつて振動を最小にしようとしてきた。橋梁の剛性が増加すると単位荷重当りのたわみは減少する。同時に剛性が増すことは「衝撃係数」が増加することとなる。剛性がある上限値に達すると、単位荷重

あたりのたわみは1つの水平線に漸近する。D. T.

Wright [5]は、橋梁の総剛性がたわみ1インチあたり(支間中央載荷時の支間中央における値)200kipをこえたときの平均振幅係数は、活荷重1kip当り約0.0005(インチであつたことを示している。剛性がこの値以上に増加すると、わずかではあるが平均振幅係数は減少する。

振動数と振幅の減衰は振幅と同様、人間が振動を感じる場合に影響を及ぼすパラメーターである。実際に橋梁に生ずる振動の一般的な振動数の範囲は2~7サイクル/秒である。また減衰は一般に限界減衰の1~2%である(対数減衰では0.06~0.13)。この範囲の振動数においては人間は振巾、速度あるいは加速度よりも加速度の変化に対して敏感であることをJaneway がのべている[6]。

Reicher と Meister [6]および Goldham[6]は別個に人間の感応について実験したがこれら2つの実験結果はかなり一致するところがあり、いずれも人間は加速度の変化に敏感であるとの前述の説が正しいことを示した。このようなことから考えて、総剛性が200kipとなるように設計された橋梁には、全車軸または全車輪が一体的に挙動するものとして重量20kipの車両が通過するときに人間が感知しうる振動を生ずるものと考えられる。橋梁の剛性をこれより増加させても人間が感知しえない範囲にまで振動を少なくすることはできないであろう。

振動は、人が立つているか座っているかによつてその感じ方が異なる。そこで橋梁の用途や架橋位置についても検討する必要が生ずる。歩行中の人間は多分振動を感じないであろうし、動いている車に乗っている人も振動を感じないであろう。駐車した車に乗っている人間は、おそらく橋梁の振動数がその車両の固有振動数にちかひものであつたときにのみ振動を感じるであろう。このようなことから、振動の問題に関しては橋梁の用途によつて仕様をかえる必要があるように思われる。振動が感知されるのは、おそらく歩道のある橋梁上においてだけである。

不幸にして、振動の感知と対をなすものとしてその心理的影響がある。人間は、どの様な動きや振動も誇大に感知する傾向がある。風、衝撃波あるいは橋や建物の振動を研究している技術者によると、この誇張率は1~100のオーダーにあるものと考えられる。

十分な減衰がある場合には、振動に対する人間の感覚は弱められる[7]。もし振動を10サイクル以下で小振幅に減衰させたなら、人間はその減衰に比例して感応する。

0.010インチの振幅では、もし5サイクルかそれ以下の振動数で0.001インチに振幅が減衰されると、人間は感

じくなる。それには限界減衰の7.5%かそれ以上の減衰が必要であるが、一般の橋梁においては、この値は限界減衰のたかだか1~2%である。効果的なダンパーもいろいろ考案されているが、そのほとんどのものが価格が高すぎる様に考えられている。最近、ビルディングに粘弾性材料を用いて所要の減衰効果を得た事例があるが、これも一つの方法である。このように、経済的な面にこだわりさえしなければ、振動はなくすることができるのである。

以上のべたことがらより、橋梁のたわみ制限およびけた高~支間比の制限にかかわる規定を設けるかわりに、橋梁をつぎのような3つの部類にわけて扱う方法を示唆するのである。

1. 車両交通専用の橋梁

応力制限のみを規定する。

時として生ずる緊急停止または作業者に対して振動が最小になるように橋梁を設計する必要はない。

2. 歩道や駐車地帯のある都市地域の橋梁

振動を実用上不都合が起らない程度に小さくするため橋梁の最小剛性をたわみ1インチあたり200kipとす。

3. ベンチ、つり場、遊歩道等の橋梁

たわみ1インチあたり200kipsの最小剛性をもつこととし、加えて振動を消去するため限界減衰の7.5%の減衰を付与せしめる。

1については、このようにするのが有利であると考えられるが、これについてはさらに研究する必要がある。

2および3は、100フィート以上の支間を有するある形式の橋梁で、その剛性及び価格を高めることとなる。結果的にそうなるとしても、それだけでその妥当性が評価されるものとは考えられない。

これらについてはさらに今後の研究課題とし、現時点ではAASHO示方書のとおりに従うことを推奨するものである。

参 考 文 献 3.3 節

(1) Committee on Deflection Limitations of Bridges, "Deflection Limitations of Bridges" Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Volume 84 ST3, May, 1958.

(2) Walker, W. H. and Veletsos, A. S., "Dynamic Response of Simple Span Highway Bridges to Moving Vehicles," Engineering Experiment Station Bulletin No. 486, University of Illinois, Urbana, Ill.

(3) Nieto-Ramirez, J. A. and Veletsos, A. S., "Dynamic Response of Three-Span Continuous Highway Bridges to Moving Vehicles," Engineering Experiment Station Bulletin No. 489, University of Illinois, Urbana, Ill.

(4) Biggs, John M., Suer, Herbert and Louw, Jacobus M., "Vibration of Simple Span Highway Bridges," Transactions of American Society of Civil Engineers, Volume 124, 1959.

(5) Wright, D. T., "Highway Bridge Vibrations," Proceedings of Canadian Good Roads Association, 1964.

(6) Wright, D. T. and Green, R., Human Sensitivity to Vibrations, Queen's University, Kingston, Ontario, Report No. 7, February, 1959.

(7) Lenzen, Kenneth H., Vibration of Steel Joist-Concrete Slab Floor Systems, Studies in Engineering Mechanics, Report No. 16, University of Kansas, Lawrence, Kansas, 1962.