5. 設計編

5.1 設計では何を照査するか

木橋を構成する部材は、構造形式や部材の形状、支持条件、荷重状態および想定される限界状態に応じて、耐力や変形量の照査を行わなければならない。

限界状態設計法では終局限界状態および使用限界状態の各限界状態における必要耐力に対して、設計耐力が等しいかそれを上回るように次式で照査する[5.1)]。

$$\Sigma\gamma S_0 \leq \phi A_f R_0 \tag{5.1}$$

ここで、γ, ϕはそれぞれ荷重係数、耐力係数、S_0は荷重効果の公称値、R_0は終局限界状態または使用限界状態における耐力の公称値、A_f は耐力の調整係数である。

(1)終局限界状態設計

終局限界状態設計においては、耐力（終局限界耐力）の公称値は、「**4. 材料編**」で与えられる材料の特性値に部材の断面の性質（断面積、断面係数など）を表す係数を乗じたものとする。また、終局限界状態設計用の荷重係数γ_Uおよび耐力係数ϕ_Uは、信頼性指標（β)、部材耐力のばらつき（変動係数VR)、設計供用期間、あるいは荷重の組合せに応じて、それぞれ「**2. 基本編**」**表－2.1～表－2.20**に示す値を用いるものとする。

(2)使用限界状態設計

使用限界状態設計においては、応力の照査を行うとともに、部材および接合部の剛性を適切に算定して、変形量の照査も行うものとする。

①応力の照査

応力の照査に用いる場合の耐力（使用限界耐力）の公称値は、終局限界状態設計における耐力の公称値をもとにして定める（通常の場合終局限界耐力の2/3とする。）また、この場合の荷重係数γ_Sおよび耐力係数ϕ_Sは、信頼性指標、部材耐力のばらつきVR、設計供用期間、あるいは荷重の組合せに応じて、それぞれ「**2. 基本編**」**表－2.21～表－2.40**のうちの「応力の使用限界状態」に示す値を用いるものとする。

②変形量の照査

変形の照査においては耐力の公称値は、4. 材料編で与えられる材料のヤング係数の特性値に断面の係数を乗じたものとする。また、このときの荷重係数γ_Sおよび耐力係数ϕ_Sは、信頼性指標、部材耐力のばらつきVR、設計供用期間、あるいは荷重の組合せに応じて、それぞれ「**2. 基本編**」**表－2.21～表－2.40**のうちの「変形の使用限界状態」に示す値を用いるものとする。

5.2 軸力を受ける木部材

(1) 引張力を受ける木部材

引張材の断面は、つぎの終局限界状態設計および使用限界状態設計により算定する。

① 終局限界状態設計

$$N_U \leq \phi_U A_f R_{tU} \tag{5.2}$$

ここで、

$$N_U = \sum \gamma_{Ui} S_{ni}$$

記号　N_U：終局限界状態について求めた必要耐力（軸方向引張力）(N)

γ_{Ui} ：終局限界状態設計用の荷重係数

S_{ni} ：荷重の基本値に対応する荷重効果

ϕ_U ：終局限界状態設計用の耐力係数

$A_f = K_d \cdot K_m \cdot K_p$ （「**4. 材料編**」で与えられる耐力の調整係数）

R_{tU} ：部材の引張終局限界耐力の公称値$(= F_t \cdot A_e)$ (N)

F_t ：部材の引張基準材料強度 (N/mm^2)

A_e ：部材の有効断面積 (mm^2)

②使用限界状態設計

$$N_S \leq \phi_S A_f R_{tS} \tag{5.3}$$

ここで、

$$N_S = \sum \gamma_{Si} S_{ni}$$

記号　N_S ：使用限界状態について求めた必要耐力（軸方向引張力）(N)

γ_{Si} ：使用限界状態設計用の荷重係数

S_{ni} ：荷重の基本値に対応する荷重効果

ϕ_S ：終局限界状態設計用の耐力係数

$A_f = K_d \cdot K_m \cdot K_p$ （「**4. 材料編**」で与えられる耐力の調整係数）

R_{tS} ：部材の引張終局限界耐力の公称値（R_{tU} の 2/3 倍）(N)

③ 有効断面積

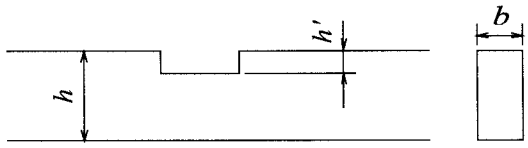
引張材の有効断面積は、全断面積から断面欠損の総和を減じた正味断面積を欠損の状況に応じて適切に低減した値とする。また、引張材の断面欠損は全断面積の 1/4 以下とする。

引張材においては、木材の節・材中間に設けられる切欠き・孔などによる断面欠損・偏心した引張力などにより強度が低下するので、これらの影響を考慮した有効断面によって計算しなければならない。特に、材縁における切欠きは材の引張強度を著しく低下させるので注意が必要である。

（ｉ）切欠き

切欠き部の有効断面積 A_e は 次式により求めるのがよい。

$$A_e = b(h - h') \times 0.5 \tag{5.4}$$

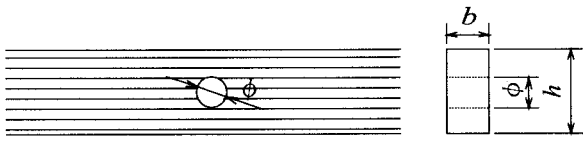


図－5.1　切欠き断面

（ii）孔

引張部材の中央部に**図－5.2** のような丸い孔をもつ場合の有効断面積 A_e は次式による。なお、孔の位置が中央部から材縁端に片寄っている場合は、さらに断面を低減することが必要である。

$$A_e = \left(1 - \sqrt{\varphi / h}\right) bh \tag{5.5}$$



図－5.2　引張材における丸孔

④ 注意事項

木材の引張接合部は、十分な応力伝達と剛性が確保されるように設計する。また材の年輪の傾斜・節・干割れなどは強度・安全性の低下となる恐れがあるので注意しなければならない。

(2) 圧縮力を受ける木部材

圧縮材の断面は、「①単一圧縮材」あるいは「②複合圧縮材」の方法に従い、終局限界状態設計および使用限界状態設計について照査する。なお、端部の他材との接触面は部分圧縮（めり込み）に対しては「③部分圧縮（めり込み）に対する照査」によって照査する。

① 単一圧縮材

（ｉ）終局限界状態設計

$$N_U \le \phi_U A_f \eta R_{cU} \tag{5.6}$$

ここで、

$$N_U = \sum \gamma_{Ui} S_{ni}$$

記号　N_U：終局限界状態について求めた必要耐力（軸方向圧縮力）(N)

γ_{Ui}：終局限界状態設計用の荷重係数

S_{ni}：荷重の基本値に対応する荷重効果

ϕ_U：終局限界状態設計用の耐力係数

$A_f = K_d \cdot K_m \cdot K_p$（「**4. 材料編**」で与えられる耐力の調整係数）

η：材の細長比に応じて決る座屈低減係数

R_{cU}：部材の圧縮終局限界耐力の公称値$(= F_c \cdot A)$ (N)

F_c：部材の圧縮基準材料強度(N/mm^2)

A：部材の有効断面積 (mm^2)

（ii）使用限界状態設計

$$N_S \le \phi_S A_f \eta R_{cS} \tag{5.7}$$

ここで、

$$N_S = \sum \gamma_{Si} S_{ni}$$

記号　N_S：終局限界状態について求めた必要耐力（軸方向圧縮力）(N)

γ_{Si}：終局限界状態設計用の荷重係数

S_{ni}：荷重の基本値に対応する荷重効果

ϕ_S：終局限界状態設計用の耐力係数

$A_f = K_d \cdot K_m \cdot K_p$（「**4. 材料編**」で与えられる耐力の調整係数）

η：材の細長比に応じて決る座屈低減係数

R_{cS}：部材の圧縮使用限界耐力の公称値（R_{cU} の 2/3 倍） (N)

（iii）座屈低減係数 η

座屈低減係数 η は材の細長比 λ に応じて(5.8)式により算出する。ただし、λ は(5.10)式による。

$$\begin{cases} \eta = 1 & (\lambda \le 30) \\ \eta = 1.3 - 0.01\lambda & (30 < \lambda \le 100) \\ \eta = 3000/\lambda^2 & (100 < \lambda) \end{cases} \tag{5.8}$$

軸方向圧縮力を受ける断面が一様な部材の座屈荷重を P_k とし、材の断面積を A とすれば、座屈強度 $F_k = P_k / A$ は材の細長比 λ に関係し、$\lambda > 100$ の弾性範囲では、

$$\text{オイラー式}\quad P_k = \frac{c\pi^2 EI}{l^2} \rightarrow F_k = \frac{c\pi^2 E}{\lambda^2}$$

が実験結果とよく一致する。$\lambda \leqq 100$ では塑性座屈するので通常実験近似式を用いる。普通構造材では弾性係数と圧縮強度との間に $E \fallingdotseq 300F_c$（F_c は圧縮基準材料強度）の関係があるので、この関係をオイラー式に代入し、材端をピン（c=1）として近似強度式に変換すると

$$\lambda > 100 \text{ に対し：}\quad F_k = \frac{c\pi^2 E}{\lambda^2} \cong \frac{3000F_c}{\lambda^2}$$

となる。

$\lambda \leqq 100$ では直線式を採用し、λ=30 で圧縮基準材料強度 F_c となり、λ=100 で上式に接続する式として次式を得る。

$$\lambda = 30 \sim 100 \text{ に対し：}\quad F_k = (1.3 - 0.01\lambda)F_c$$

座屈強度と圧縮基準材料強度の関係を

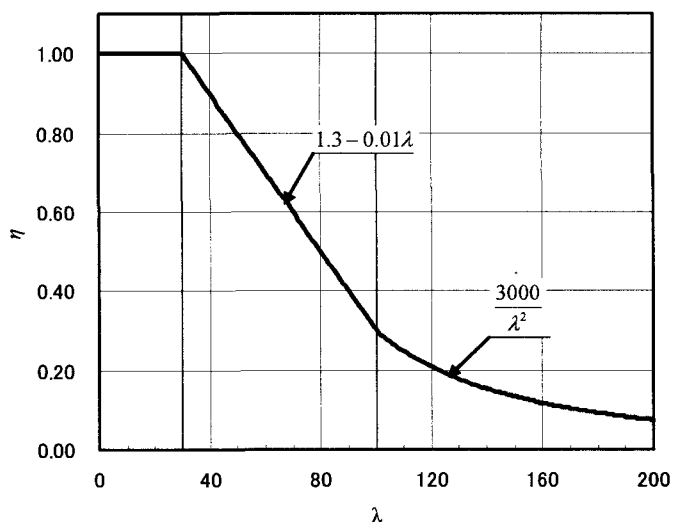
$$F_k = \eta F_c$$

記号　F_k ：座屈強度 (N/mm^2)

F_c ：圧縮基準材料強度 (N/mm^2)

η ：材の細長比に応じて決る座屈低減係数

とおけば、座屈低減係数 η は材の細長比 λ に応じて (5.8) 式となる（**図－5.3** 参照）[5.2)]。



図－5.3　細長比と座屈低減係数の関係

なお、λ>100 で実験により弾性係数を求めた場合については、(5.6)式による終局限界状態設計に代えて、次の(5.9)式を用いてよい。

$$N_U \leq \phi_U A_f N_{kU} \qquad (5.9)$$

ここで、

$$N_U = \sum \gamma_{Ui} S_{ni}$$

記号　N_U, γ_{Ui}, S_{ni} ：(5.6)式に同じ

$N_{kU} = \dfrac{\pi^2 EA}{\lambda^2}$ ：座屈の終局限界耐力　(N)

$\gamma_{Ui}, S_{ni}, \phi_U, A_f, A$ ：(5.6)式に同じ

E ：部材の設計用弾性係数　(N/mm^2)

ここで、実験により求める弾性係数Eおよびその変動係数は次による。

Eは実測値から求めた分布の5%値を使い、変動係数は実測値から計算したものを使う。荷重・耐力係数はEの公称値を分布の5%値としたものの値を使う。この場合、使用限界状態設計においては、(5.9)式の終局限界状態表す添字Uを、使用限界状態を表すSに読み代えて検討する。その際、座屈の使用限界耐力N_{kS}はN_{kU}の2/3とする。

(iv) 細長比

圧縮材の細長比λは(5.10)式により算出する。ただし、細長比は150以下とする。

$$\lambda = l_k / i \qquad (5.10)$$

ここで、

$i = \sqrt{I/A}$　　長方形断面の場合・・・$i = h/3.46$ (mm)

円形断面の場合・・・・・$i = D/40$ (mm)

記号　λ：圧縮材の細長比

l_k：次項(v)に示す座屈長さ (mm)

i：座屈方向の断面2次半径 (mm)

I:全断面積に対する座屈方向の断面2次モーメント (mm^4)

A：全断面積 (mm^2)

h：長方形断面の座屈方向の材高 (mm)

D：円形断面の直径 (mm)

(v) 座屈長さ

座屈長さは、材端の支持状況によって決り、オイラー式を用い

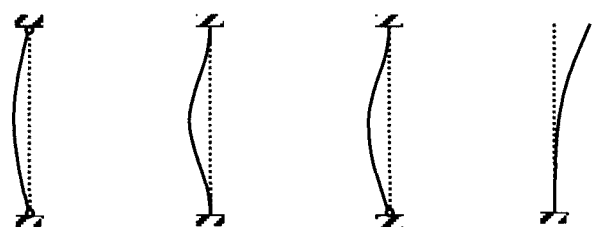
$$P_k = \frac{c\pi^2 EI}{l^2} \rightarrow \frac{\pi^2 EI}{\left(\frac{l}{\sqrt{c}}\right)^2} = \frac{\pi^2 EI}{l_k^{\,2}}$$

と変形すれば、座屈長さ$l_k = \frac{l}{\sqrt{c}} = \frac{1}{\sqrt{c}} \times l$である。$l$は実長である。材端の支持状況に応じた座屈長さ$l_k$は**表－5.1**となるが、実際には支持・構造の状況に応じて適当な増減を行う。

(a) 材の両端が移動せず、かつ、材端がピン支持とみなしうるときの座屈長さl_kは材長に等しくとる。

(b) 材端が移動する場合、あるいは材の途中の変位が拘束され、または材端の回転が拘束される場合はそれぞれに応じて座屈長さを増し、あるいは減じる。

表－5.1　座屈長さl_k

座屈モード				
l_k	l	$0.5l$	$0.7l$	$2l$
c	1	4	2	1/4

② 複合圧縮材

複合圧縮材とは、**図－5.4**のように平行な2つの主材の間に数個のつなぎ材を設けて構成

するアーチ、トラス、柱材など、主として圧縮を負担する部材のことをいう。

中心荷重を受ける複合圧縮材の断面は、単一圧縮材に準じて算定する。この場合、細長比の算定にあたっては、複合圧縮材の構成方法を適切に考慮した有効断面２次モーメントを用いる。

ただし、主材全長の細長比は 200 以下、主材のつなぎ間細長比は 60 以下とする。

圧縮力を受ける弦材、端柱および連続トラスの中間支点に取り付く斜材などは、垂直軸まわりの断面二次半径 i に関する細長比 λ は、水平軸まわりの細長比 λ より小さくなるようにして、面外座屈が生じないようにする。

アーチの面外座屈の照査は現時点では鋼アーチに準じた照査法とするが、骨組み線の変位の影響は考慮しなくてよい。また**図－5.5** のように一つのアーチリブがダブルアーチリブから成り、リブ格点においてダブルアーチリブが剛結されていると見なし得る場合は、面外座屈に関して「**道示 13.4**」を適用できる。すなわち垂直軸まわりの断面二次半径 r は次式で評価できる。

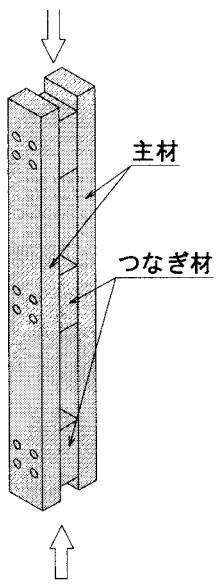
$$r = \sqrt{\left\{ I_Z + A_g \left(\frac{b}{2} \right)^2 \right\} \Big/ A_g} \qquad (5.11)$$

ここで、I_z：ダブルアーチリブ片側の鉛直軸まわりの断面二次モーメント（cm^4）

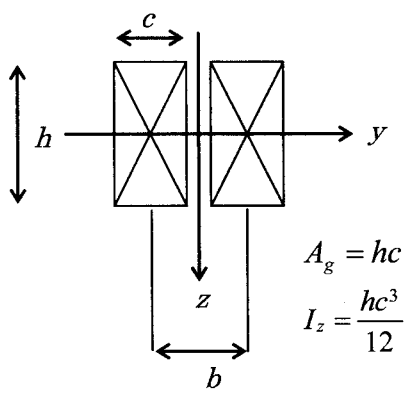
A_g：ダブルアーチリブ片側の総断面積　（cm^2）

b：ダブルアーチリブ両側軸線の間隔　（cm）

下路式木アーチ橋は一般にライズが低く、自立式アーチとなることが多いので、特に面外座屈の照査が重要となる。



図－5.4　複合圧縮材



図－5.5　ダブルアーチリブ

③ 部分圧縮（めりこみ）に対する照査

（ｉ）終局限界状態設計

材の接触面に対し、部分圧縮（めり込み）について終局限界状態設計の場合、(5.12)式によって照査する。

$$N_U \leq \phi_U A_f R_{cU\theta} \qquad (5.12)$$

ここで、

$$N_U = \sum \gamma_{Ui} S_{ni}$$

記号　N_U：設計用軸方向圧縮力の接触面に直角方向の分力　(N)

γ_{Ui}：終局限界状態設計用の荷重係数

S_{ni}：荷重の基本値に対応する荷重効果

ϕ_U：終局限界状態設計用の耐力係数

$A_f = K_d \cdot K_m \cdot K_p$（「**4. 材料編**」で与えられる耐力の調整係数）

$R_{cU\theta}$：繊維方向と角度 θ をなす方向の部分圧縮（めり込み）終局限界耐力の公称値 $(= F_{c\theta} \cdot A)$　(N)

$F_{c\theta}$：繊維方向と角度 θ をなす方向の部分圧縮（めり込み）基準材料強度　(N/mm^2)

A：接触面積（mm^2）

（ii）使用限界状態設計

材の接触面に対し、部分圧縮（めり込み）について使用限界状態設計の場合、(5.13)式によって照査する。

$$N_S \leq \phi_S A_f R_{cS\theta} \qquad (5.13)$$

ここで、

$$N_S = \sum \gamma_{Si} S_{ni}$$

記号　N_S：設計用軸方向圧縮力の接触面に直角方向の分力　(N)

γ_{Si}：終局限界状態設計用の荷重係数

S_{ni}：荷重の基本値に対応する荷重効果

ϕ_S：使用限界状態設計用の耐力係数

$A_f = K_d \cdot K_m \cdot K_p$（「**4. 材料編**」で与えられる耐力の調整係数）

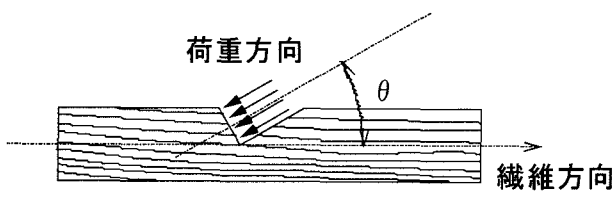
$R_{cS\theta}$：繊維方向と角度 θ をなす方向の部分圧縮（めり込み）使用限界耐力の公称値（$R_{cU\theta}$ の 2/3 倍）　(N)

木材の繊維方向と角度 θ をなす方向の強度 σ_θ は、以下のハンキンソン式で表される。

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_0 \cdot \sigma_{90}}{\sigma_0 \sin^2\theta + \sigma_{90} \cos^2\theta} \qquad (5.14)$$

記号　σ_0：繊維方向の強度

σ_{90}：繊維直角方向の強度



図－5.6　部分圧縮（めり込み）

5.3 曲げを受ける木部材

曲げ材の断面は、つぎの終局限界状態設計および使用限界状態設計により照査する。

(1) 終局限界状態設計

$$M_U \leq \phi_U A_f C_b R_{bU} \qquad (5.15)$$

ここで、

$$M_U = \sum \gamma_{Ui} S_{ni}$$

記号　M_U：終局限界状態について求めた必要耐力（曲げモーメント）（N・mm）

γ_{Ui}：終局限界状態設計用の荷重係数

S_{ni}：荷重の基本値に対応する荷重効果

ϕ_U：終局限界状態設計用の耐力係数

$A_f = K_z \cdot K_d \cdot K_m \cdot K_p$（「**4. 材料編**」で与えられる耐力の調整係数）

C_b：横座屈補正係数（本節「**(3) 横座屈補正係数**」による）

R_{bU}：部材の曲げ終局限界耐力の公称値（$= F_b \cdot Z_e$）（N・mm）

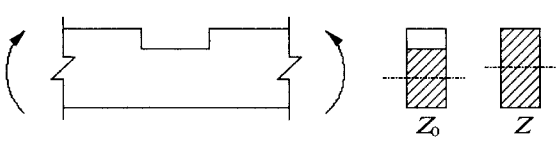
F_b：部材の曲げ基準材料強度（N/mm^2）

Z_e：有効断面係数（mm^3）

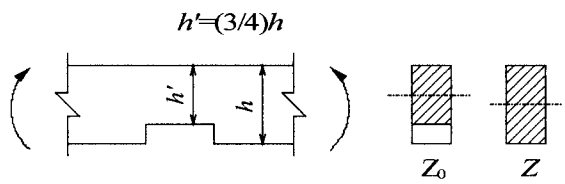
①有効断面係数の算定

切欠きの有無に応じ有効断面係数を適切に評価する必要がある。切欠き部の断面係数の算定は(5.16)式で算定するが、できるだけ引張側には切欠きを設けないことが望ましい。

切欠きのない場合　Z_e=全断面係数 Z
圧縮側に切欠きのある場合　Z_e=正味断面係数 Z_0（図－5.7）
引張側に切欠きのある場合（切欠きは梁高の 1/3 以下に制限）（図－5.8）
切欠きが梁高の 1/4 以下の場合　Z_e=0.60×正味断面係数 Z_0
切欠きが梁高の 1/3 以下の場合　Z_e=0.45×正味断面係数 Z_0　(5.16)



図－5.7　圧縮側に切欠きのある場合



図－5.8　引張側に切欠きのある場合

(2) 使用限界状態設計

使用限界状態設計においては曲げ応力と変形について照査を行う。変形の照査においては、部材の剛性を適切に評価し、使用限界状態について求めた必要変形が、使用限界変形以下となるように設計する。

① 曲げ応力に対する照査

曲げ応力に対する照査は、終局限界状態設計の(5.13)式において、終局限界状態を表す添字 U を使用限界状態を表す添字 S に読み代えて行う。その際、曲げ使用限界耐力の公称値 R_{bS} は R_{bU} の 2/3 とする。

② 変形（たわみ）の照査

桁高の高い主桁などせん断変形が無視できない梁については、たわみ計算にあたりせん断たわみの影響を考慮する。

過度のたわみは、構造物の細部の損傷の原因となったり、振動を増幅したりする可能性があるため、構造物の用途に応じて適宜たわみの照査を行う必要がある。参考までに、道路橋

示方書[5.3]、林道必携[5.4]が示している、活荷重によるたわみの許容値の例を**表－5.2**に示す。なお、表中の床版形式のL/500は、AASHTO[5.5]の例を参考にした。

また、歩道橋に対して立体横断施設技術規準[5.6]では、原則としてL/600 とし、状況に応じてL/400 までのたわみを許容している。

表－5.2　活荷重によるたわみの許容値例

橋梁形式			たわみの許容値（m）	
			単純桁および連続桁	ゲルバー桁の片持部
桁形式	コンクリート床版を持つ桁橋	$L \leq 10$	L/2000	L/1200
		$10 < L \leq 40$	$\dfrac{L}{20{,}000/L}$	$\dfrac{L}{12{,}000/L}$
		$40 < L$	L/500	L/300
	その他の床版を持つ桁橋		L/500	L/300
床版形式			L/500	
ラーメン形式			L/500	
吊橋形式			L/350	
斜張橋形式			L/400	
その他の形式			L/600	L/400

L：支間長(m)

(3) 横座屈補正係数

横座屈をおこすおそれのある梁高の高い曲げ材については、横座屈に対する補正をした曲げ終局限界耐力の公称値により照査する。横座屈に対する補正は、曲げ終局限界耐力に横座屈補正係数C_bを乗じて行う。横座屈補正係数は、横座屈細長比(5.17)式と横座屈係数(5.18)式と**表－5.4**により算定する。

$$C_s = \sqrt{\frac{l_e h}{b^2}} \tag{5.17}$$

$$C_k = 1.39\sqrt{\frac{E_{//y-y}}{F_{bx-x}}} \tag{5.18}$$

記号　C_s：横座屈細長比

C_k：横座屈係数

l_e：有効横座屈長さ　(mm)　（**表－5.5**による）

h：材高　(mm)

b：材幅　(mm)

$E_{//y-y}$：y-y軸のヤング係数　(N/mm^2)

F_{bx-x}：x-x軸の曲げ基準材料強度　(N/mm^2)

表－5.4　横座屈補正係数

曲げ材の横座屈細長比	横座屈補正係数
C_s	C_b
$C_s \leq 10$	1.00
$10 < C_s \leq C_k$	$1-\frac{1}{3}\left\|\frac{C_s}{C_k}\right\|^4$
$C_k < C_s \leq 50$	$\frac{1.2E_{//y-y}}{C_s{}^2 F_b}$
$50 < C_s$	許容されない

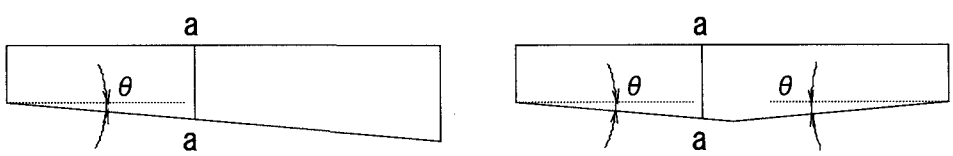
表－5.5　有効座屈長さ

梁の種類	横座屈長さ l_0	荷重の種類	有効横座屈長さ l_e
単純梁	振れ止め材間の距離	任意	$1.9l_0$
		等分布	$1.9l_0$
		両端等モーメント	$1.85l_0$
		中央集中	$1.6l_0$
片持ち梁	支持点より先端までの距離	任意	$1.9l_0$
		自由端集中	$1.7l_0$
		等分布	$1.25l_0$

(4) 変断面曲げ材（集成材）

曲げを受ける変断面材の任意断面における曲げ耐力ならびにせん断耐力は，**図－5.9** における θ の値が極端に大きくないかぎりは、任意断面 a-a の断面に基づき 通常の曲げ材の照査に用いる各式を用い計算してさしつかえない。

なお，θ が大きい場合は，これを考慮して曲げ耐力，せん断耐力ならびに垂直方向の引張耐力を計算する必要がある．



(a)単テーパービーム　　(b)両テーパービーム

図－5.9　変断面曲げ材

(5) 湾曲材（集成材）

湾曲材の湾曲部は、曲げ耐力と半径方向耐力の双方について照査を行う。

① 曲げ耐力の検定

（ｉ）終局限界状態設計

$$M_U \leq \phi_U A_f K_c R_{bU} \tag{5.19}$$

ここで、

$$M_U = \sum \gamma_{Ui} S_{ni}$$

記号　M_U：終局限界状態について求めた必要耐力（曲げモーメント）(N・mm)

γ_{Ui}：終局限界状態設計用の荷重係数

$A_f = K_z \cdot K_d \cdot K_m \cdot K_p$ （「4. 材料編」による）

R_{bU} ：部材の曲げ終局限界耐力の公称値$(= F_b \cdot Z_e)$ (N・mm)

F_b ：部材の曲げ基準材料強度 (N/mm^2)

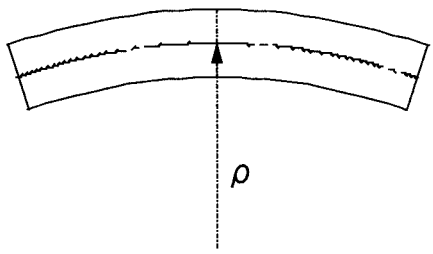
Z_e ：有効断面係数 (mm^3)

K_c ：湾曲影響係数で「4. 材料編」による。

$$K_c = 1 - 2000(t/\rho)^2 \qquad (5.20)$$

t ：ラミナ厚 (mm)

ρ ：湾曲の中心線における曲率半径(**図－5.20**) (mm)



図－5.10 等断面湾曲材

(ii) 使用限界状態設計

上記の終局限界状態設計の(5.19)式において、終局限界状態を表す添字 U を使用限界状態を表す添字 S に読み代える。このとき、曲げ使用限界耐力の公称値R_{bS}は、R_{bU}の 2/3 とする。

② 半径方向耐力の検定

(i) 部材高さが一定の長方形断面の湾曲材

(a) 終局限界状態設計

$$M_U \le \frac{2}{3}\rho \cdot \phi_U \cdot A_f \cdot F_{rU} \cdot b \cdot h \qquad (5.21)$$

記号　M_U, A_f, ϕ_U ：(5.19)式と同じ

ρ ：湾曲材の中心線における曲率半径 (mm)　**(図－5.10)**

b ：材幅 (mm)

h ：断面のせい (mm)

F_{rU} ：半径方向応力に対する終局限界強度で、曲げモーメントが湾曲を減じる（曲率半径を増す）方向に働くときは半径方向応力は引張となるが、F_{rU}の値はせん断基準材料強度F_Sの 1/3 以下とする。曲げモーメントが湾曲を増す（曲率半径を減じる）方向に働くときは半径方向応力は圧縮となり、F_{rU}の値はめり込み強さ（材中央部）$F_{C,90}$とする。

(b) 使用限界状態設計

上記の終局限界状態設計の(5.21)式において、終局限界状態を表す添字 U を使用限界状態を表す添字 S に読み代える。このとき、半径方向応力に対する使用限界強度の公称値F_{rS}は、F_{rU}の それぞれの値の 2/3 とする。

(ii) 長方形変断面の湾曲材

(a) 終局限界状態設計

$$C_p \cdot M_U \le \frac{1}{6}\phi_U \cdot A_f \cdot F_{rU} \cdot b \cdot h \qquad (5.22)$$

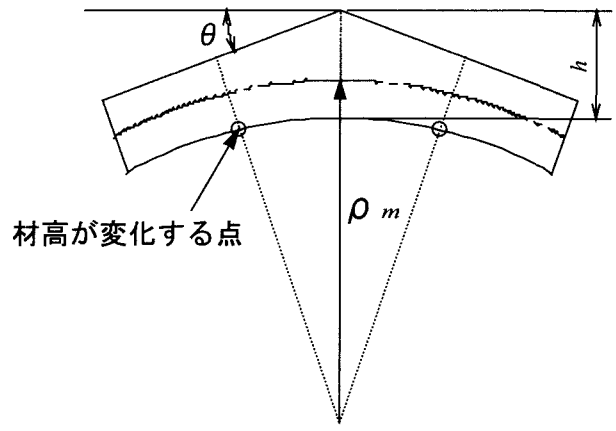
記号　　$M_U, A_f, \phi_U, F_{rU}, b, h$ ：(5.21)式と同じ

C_p ：半径方向応力係数で次により求める。

$$C_p = A + B(h/\rho_m) + C(h/\rho_m)^2 \qquad (5.23)$$

ρ_m ：湾曲部分中央の曲率半径（**図－5.11**）

A,B,C：**表－5.6** に示す係数



図－5.11 変断面湾曲材

表－5.6 半径方向応力係数C_pを計算するための係数

θ	A	B	C
(0.0)	(0.0)	(0.2500)	(0.0)
2.5	0.0079	0.1747	0.1284
5.0	0.0174	0.1251	0.1939
7.5	0.0279	0.0937	0.2162
10.0	0.0391	0.0754	0.2119
15.0	0.0629	0.0619	0.1722
20.0	0.0893	0.0608	0.1393
25.0	0.1214	0.0605	0.1238
30.0	0.1649	0.0603	0.1115

（注）θは湾曲材と水平部材との勾配（度）（**図－5.11** 参照）

(b) 使用限界状態設計

上記の終局限界状態設計の(5.22)式において、終局限界状態を表す添字 U を使用限界状態を表す添字 S に読み代える。このとき、半径方向応力に対する使用限界強度の公称値F_{rS}は、F_{rU}の それぞれの値の 2/3 とする。

5.4 せん断を受ける木部材

(1) 終局限界状態設計

終局限界状態における曲げ材のせん断耐力に対する照査は、次の(5.24)式により行う。

$$\alpha Q_U \le \phi_U A_f R_{sU} \qquad (5.24)$$

ここで、

$$Q_U = \sum \gamma_{Ui} S_{ni}$$

記号　α：断面形状で定まる値で長方形の場合は 3/2

Q_U：終局限界状態について求めた必要耐力（せん断力）(N・mm)

γ_{Ui}：終局限界状態設計用の荷重係数

S_{ni}：荷重の基本値に対応する荷重効果

ϕ_U：終局限界状態設計用の耐力係数

$A_f = K_d \cdot K_m \cdot K_p$（「**4. 材料編**」で与えられる耐力の調整係数）

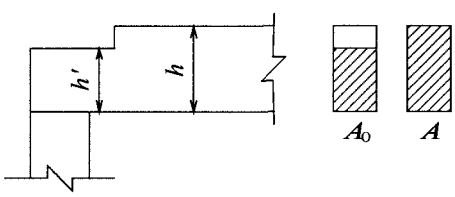
R_{sU}：部材のせん断終局限界耐力の公称値$(= F_s \cdot A_e)$ (N)

F_s：部材のせん断基準材料強度 (N/mm^2)

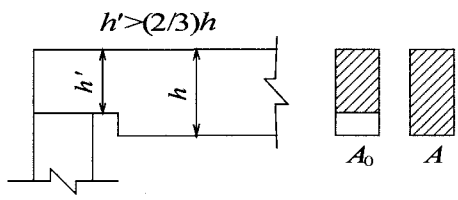
A_e：部材の有効断面積 (mm^2)

支点付近における有効断面積は切欠きの有無に応じ(5.25)式によって算定する。

切欠きのない場合　A_e＝全断面積 A
圧縮側に切欠きのある場合　A_e＝正味断面係数 A_0（**図－5.12**）
引張側に切欠きのある場合（切欠きは材せいの 1/3 以下に制限）
A_e＝(正味断面積 A_0)^2/全断面積 A（**図－5.13**）　(5.25)



図－5.12　圧縮側に切欠きのある場合



図－5.13　引張側に切欠きのある場合

(2) 使用限界状態設計

せん断耐力に対する検定は、上記の終局限界状態設計の(5.24)式において、終局限界状態を表す添字 U を、使用限界状態を表す添字 S に読み代えて行う。 その際、せん断使用限界耐力の公称値 R_{sS} は R_{sU} の 2/3 とする。

5.5　曲げと軸力を受ける木部材

(1) 曲げを伴う引張材

①　終局限界状態設計

$$\frac{N_U}{\phi_{tU} \cdot A_{ft} \cdot R_{tU}} + \frac{M_U}{\phi_{bU} \cdot A_{fb} \cdot R_{bU}} \leq 1.0 \qquad (5.26)$$

ここで、

$$N_U = \sum \gamma_{Ui} S_{ni} \text{、} \quad M_U = \sum \gamma_{Ui} S_{ni}$$

記号　N_U：終局限界状態について求めた必要耐力（軸方向圧縮力）(N)

M_U：終局限界状態について求めた必要耐力（曲げモーメント）(N・mm)

γ_{Ui}：終局限界状態設計用の荷重係数

S_{ni}：荷重の基本値に対応する荷重効果

ϕ_{tU} ：引張限界耐力に対する終局限界状態設計用耐力係数
ϕ_{bU} ：曲げ限界耐力に対する終局限界状態設計用耐力係数
$A_{ft} = K_d \cdot K_m \cdot K_p$ （「**4. 材料編**」による）
$A_{fb} = K_z \cdot K_d \cdot K_m \cdot K_p$ （「**4. 材料編**」による）
R_{tU} ：部材の引張終局限界耐力の公称値$(= F_t \cdot A_e)$ (N)
F_t ：部材の引張基準材料強度 (N/mm^2)
A_e ：有効断面積 (mm^2)
R_{bU} ：部材の曲げ終局限界耐力の公称値$(= F_b \cdot Z_e)$ (N・mm)
F_b ：部材の曲げ基準材料強度 (N/mm^2)
Z_e ：部材の有効断面係数 (mm^3)

② 使用限界状態設計

上記の終局限界状態設計の(5.26)式において、終局限界状態を表す添字 U を使用限界状態を表す添字 S に読み代える。このとき、使用限界耐力の公称値 R_{tS} および R_{bS} は R_{tU} および R_{bU} のそれぞれ 2/3 とする。

(2) 曲げを伴う圧縮材

① 終局限界状態設計

$$\frac{N_U}{\phi_{cU} \cdot A_{fc} \cdot \eta \cdot R_{cU}} + \frac{M_U}{\phi_{bU} \cdot A_{fb} \cdot R_{bU}} \leq 1.0 \qquad (5.27)$$

ここで、

$$N_U = \sum \gamma_{Ui} S_{ni} \text{、} \quad M_U = \sum \gamma_{Ui} S_{ni}$$

記号
N_U : 終局限界状態について求めた必要耐力（軸方向圧縮力）(N)
M_U : 終局限界状態について求めた必要耐力（曲げモーメント）(N・mm)
γ_{Ui} ：終局限界状態設計用の荷重係数
S_{ni} ：荷重の基本値に対応する荷重効果
ϕ_{cU} ：圧縮限界耐力に対する終局限界状態設計用耐力係数
ϕ_{bU} ：曲げ限界耐力に対する終局限界状態設計用耐力係数
η : 座屈低減係数（「**5. 2. 2 圧縮力を受ける部材**」参照）
$A_{fc} = K_d \cdot K_m \cdot K_p$ （「**4. 材料編**」による）
$A_{fb} = K_z \cdot K_d \cdot K_m \cdot K_p$ （「**4. 材料編**」による）
R_{cU} ：部材の圧縮終局限界耐力の公称値$(= F_c \cdot A_e)$ (N)
F_c : 部材の圧縮基準材料強度 (N/mm^2)
A_e ：有効断面積 (mm^2)
R_{bU} ：部材の曲げ終局限界耐力の公称値$(= F_b \cdot Z_e)$ (N・mm)
F_b ：部材の曲げ基準材料強度 (N/mm^2)
Z_e ：部材の有効断面係数 (mm^3)

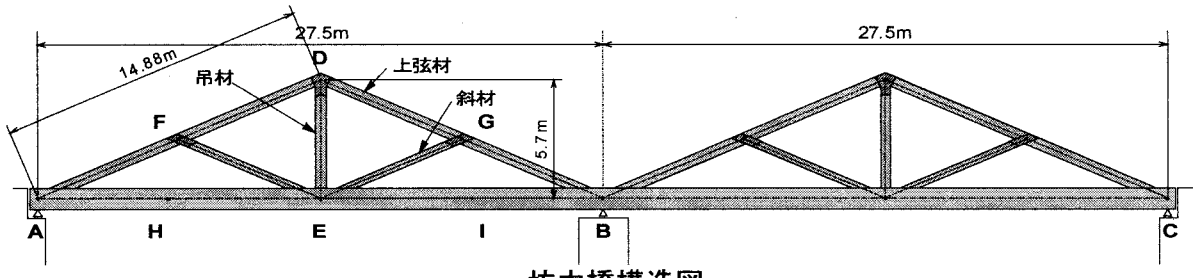
② 使用限界状態設計

上記の終局限界状態設計の(5.27)式において、終局限界状態を表す添字 U を使用限界状態を表す添字 S に読み代える。このとき、使用限界耐力の公称値 R_{cS} および R_{bS} は R_{cU} および R_{bU} のそれぞれ 2/3 とする。

(3) 限界状態設計法による設計計算例

ここでは、限界状態設計法による設計計算の流れを理解するために、「**(2)曲げを伴う圧縮材**」の終局限界状態における照査について設計例を用いて具体的に説明する。また、「**5.2 軸力を受ける木部材**」における設計についても併せて解説する。

対象とするのは、下図に示す 2 径間連続キングポストトラスであり、秋田県の坊中橋の設計計算書を引用したものである。



坊中橋構造図

① 設計条件

設計供用期間	:	50 年
目標信頼性指標	:	β=3.0
活荷重	:	A 活荷重
使用材料	:	上弦材、主桁：スギ異等級対称構成集成材　E75-F240
		吊材：スギ同一等級構成集成材　E75-F270

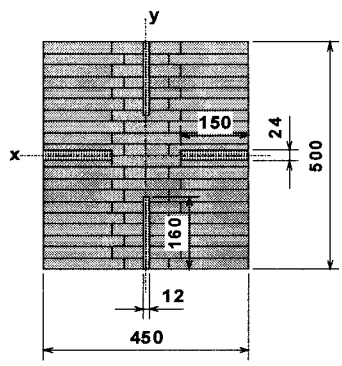
② 上弦材の照査

上弦材（A-F-D）の断面は右図のようであり、水平および垂直方向にそれぞれ挿入鋼板が配置されている。

この上弦材に作用する断面力は、

死荷重による圧縮力：　N_D=593 kN
活荷重による最大圧縮力：　N_L=890 kN
死荷重による曲げモーメント:　M_D=11.0 kN･m
活荷重による曲げモーメント:　M_L=16.4 kN･m。

なお、同橋の設計計算書から雪荷重および群集荷重による断面力の内訳が得られなかったため、上記の断面力は、これらを含んだ値となっている。しかしながら、雪荷重および群集荷重による断面力の占める割合は小さいものと推察される。



上弦材断面

上弦材の合成断面の換算断面積 A、および水平軸回りの換算断面 2 次モーメント I_x は、それぞれ、木材換算（ヤング係数比 $n=E_s/E_w=28$）として

A=534,000 mm^2
I_x =8.03×10^9 mm^4

上弦材は、斜材および主桁との格点部でピン支持と考えられるので、**表－5.1** より座屈長さ l_k は、

$$l_k = l = \frac{14{,}885}{2} = 7{,}443\,\mathrm{mm}$$

水平軸回りの断面 2 次半径 i は、

$$i = \sqrt{I_x/A} = \sqrt{8.03\times10^9/534000} = 122.6$$

となる。したがって、細長比 λ は(5.10)式により、

$$\lambda = l_k/i = 7{,}443/122.6 = 60.7$$

以上より、座屈低減係数 η は (5.8)式より、

$$\eta = 1.3 - 0.01\lambda = 1.3 - 0.01 \times 60.7 = 0.693$$

となる。

「4.3(3)耐力の調整係数」より、

荷重継続期間影響係数	K_d=0.55	**(表－4.7** D+L の荷重組合せ)
含水率影響係数	K_m=1.0	**(表－4.6** 使用環境 3 とした場合)
処理影響係数	K_p=1.0	(通常の防腐処理の場合)
寸法効果係数	K_Z=0.94	**(表－4.17** h=500)

以上の値を用いて、(5.27)式により、**曲げを伴う圧縮材の照査を行う。**

$$\frac{N_U}{\phi_{cU} \cdot A_{fc} \cdot \eta \cdot R_{cU}} + \frac{M_U}{\phi_{bU} \cdot A_{fb} \cdot R_{bU}} \leq 1.0$$

スギ集成材（E75-F240）の基準材料強度は、**表－4.9、表－4.13** より

圧縮基準材料強度：F_c=17.4 N/mm^2、変動係数 VR=0.12

曲げ基準材料強度：F_c=24.0 N/mm^2、変動係数 VR=0.15

死荷重（D）＋A 活荷重（L）の荷重組合せ（終局限界状態）における荷重係数 γ_D、γ_L および耐力係数 ϕ_U を与えている**表－2.4** から VR=0.12、VR=0.15 のときの値を VR=0.1 と VR=0.2 のときの値から直線補間してそれぞれ求めると、以下の値が得られる。

VR=0.12（圧縮）のとき：γ_D=0.99 、γ_L=1.57、ϕ_U=0.70

VR=0.15（曲げ）のとき：γ_D=0.98 、γ_L=1.57、ϕ_U=0.64

したがって、死荷重（D）＋A 活荷重（L）による、軸方向圧縮力および曲げモーメントは、

$$N_U = \sum \gamma_{Ui} S_{ni} = \gamma_D \cdot N_D + \gamma_L \cdot N_L = 0.99 \times 593 + 1.57 \times 890 = 1{,}984 \text{ kN}$$

$$M_U = \sum \gamma_{Ui} S_{ni} = \gamma_D \cdot M_D + \gamma_L \cdot M_L = 0.98 \times 11.0 + 1.57 \times 16.4 = 36.5 \text{ kN·m}$$

$$A_{fc} = K_d \cdot K_m \cdot K_p = 0.55 \times 1.0 \times 1.0 = 0.55$$

$$A_{fb} = K_z \cdot K_d \cdot K_m \cdot K_p = 0.94 \times 0.55 \times 1.0 \times 1.0 = 0.517$$

$$R_{cU} = F_c \cdot A_e = 17.4 \times 534{,}000 = 9{,}291.6 \text{ kN}$$

$$R_{bU} = F_b \cdot Z_e = F_b \cdot I/(h/2) = 24.0 \times 8.03 \times 10^9 / 250 = 770{,}880 \text{ kN·m}$$

以上より、(5.27)式の左辺は、

$$\frac{N_U}{\phi_{cU} \cdot A_{fc} \cdot \eta \cdot R_{cU}} + \frac{M_U}{\phi_{cU} \cdot A_{fb} \cdot R_{bU}} = \frac{1{,}984}{0.70 \times 0.55 \times 0.693 \times 9291.6} + \frac{36.5}{0.64 \times 0.517 \times 770{,}880} = 0.800 + 0.00014 = 0.800 < 1.0$$

となり -OK

③ 吊材の照査

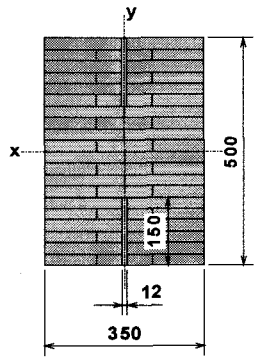
次に、吊材(D-E)の断面は右図のようであり、上弦材と同様に挿入鋼板が配置されている。

この吊材に作用する断面力は、

死荷重による引張力：　　N_D=426 kN

活荷重による最大引張力：　　N_L=640 kN

ただし、②と同様に活荷重による断面力には、雪荷重および群衆荷重による断面力を含んでいる。



吊材断面

吊材の合成断面の換算断面積 A は、木材換算として

A=275,800 mm^2

となる。

吊材は軸力のみを受けるため、同一等級集成材（E75-F270）としており、引張基準材料強度 F_t は、表－4.10 より F_t=19.2 N/mm^2、変動係数 VR は、**表－4.13** より VR=0.20 である。

よって、死荷重（D）＋A 活荷重（L）の荷重組合せ（終局限界状態）における荷重係数 γ_D、γ_L および耐力係数 ϕ_U を与えている**表－2.4** から VR=0.2 のときの以下の値が得られる。

γ_D=0.98 、γ_L=1.56、ϕ_U=0.54

したがって、（5.2)式より、死荷重（D）＋A 活荷重（L）による、軸方向引張力は

$$N_U = \sum \gamma_{Ui} S_{ni} = \gamma_D \cdot N_D + \gamma_L \cdot N_L = 0.98 \times 426 + 1.56 \times 640 = 1416 \text{ kN}$$

となる。次に**①と同様に、4.3(3)耐力の調整係数より、**

K_d=0.55、K_m=1.0、K_p=1.0

$$A_f = K_d \cdot K_m \cdot K_p = 0.55 \times 1.0 \times 1.0 = 0.55$$

$$R_{tU} = F_t \cdot A_e = 19.2 \times 275{,}800 = 5{,}295 \text{ kN}$$

以上より、(5.2)式の右辺は、

$$\phi_U A_f R_{tU} = 0.54 \times 0.55 \times 5{,}295 = 1{,}573 \text{ kN}$$

となり

$$N_U = 1{,}416 \text{ kN} < 1{,}573 \text{ kN} = \phi_U A_f R_{tU}$$ -OK

④ めり込みに対する照査

中間支点 B の反力は、

死荷重による反力：　　R_{BD}=1117 kN

雪荷重による反力：　　R_{BS}=216 kN

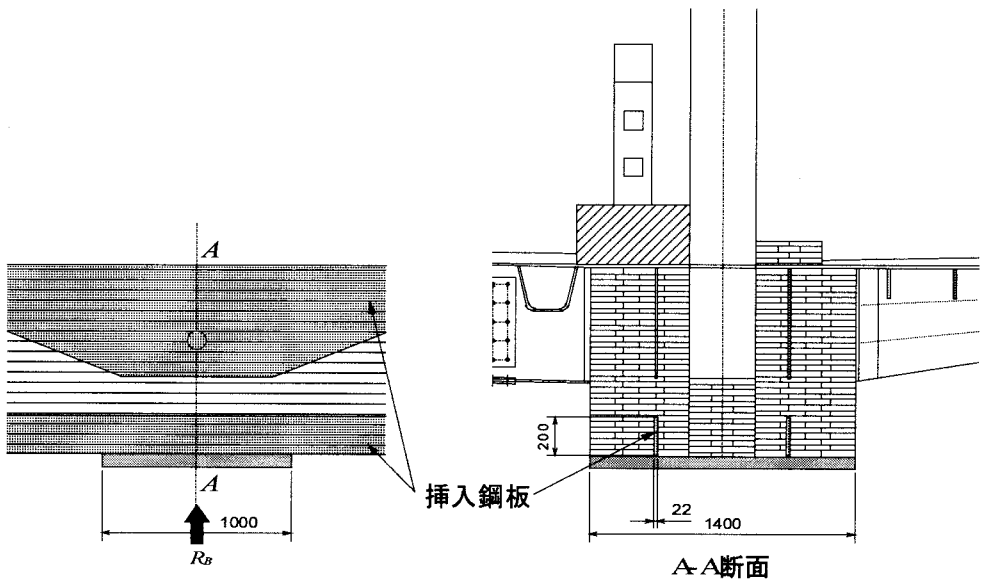
L(A)活荷重による反力：　R_{BL}=951 kN

支点反力については、死荷重、雪荷重および L 荷重による反力の内訳が得られていたので、これらの荷重組合せについて照査することとする。

主桁の支圧面積（木材換算）は、下図に示すように、

A=1000×1400＋1000×22×28=2,016,000 mm^2

スギ集成材（E75-F240）の部分圧縮（めり込み）の基準材料強度 $F_{C,90}$ は、**表－4.12** より $F_{C,90}$=4.2 N/mm^2、変動係数 VR は、**表－4.13** より VR=0.18 である。



中間支点断面

よって、死荷重（D）＋雪荷重（S）＋A 活荷重（L）の荷重組合せ（終局限界状態）における荷重係数 γ_D、γ_S、γ_Lおよび耐力係数ϕ_Uを与えている**表－2.10** から直線補間して、以下の値が得られる。

$\gamma_D = 0.98$ 、$\gamma_S = 1.00$ 、$\gamma_L = 1.58$、$\phi_U = 0.58$

(5.12)式より、死荷重（D）＋雪荷重（S）＋A 活荷重（L）の荷重組合せによる、鉛直荷重は

$$\begin{aligned} N_U &= \sum \gamma_{Ui} S_{ni} = \gamma_D \cdot R_{BD} + \gamma_S \cdot R_{BS} + \gamma_L \cdot R_{BL} \\ &= 0.98 \times 1{,}117 + 1.00 \times 216 + 1.58 \times 951 \\ &= 2{,}813 \text{ kN} \end{aligned}$$

となる。

4.3(3)耐力の調整係数より、

K_d=0.55、K_m=1.0、K_p=1.0

$$A_f = K_d \cdot K_m \cdot K_p$$
$$= 0.55 \times 1.0 \times 1.0 = 0.55$$
$$R_{cU,90} = F_{c,90} \cdot A_e$$
$$= 4.2 \times 2{,}016{,}000 = 8{,}467 \text{ kN}$$

(5.12)式の右辺は、

$$\begin{aligned} \phi_U A_f R_{cU,90} &= 0.58 \times 0.55 \times 8{,}467 \\ &= 2{,}701 \text{ kN} \end{aligned}$$

以上より、

$$N_U = 2{,}813 \text{kN} > 2{,}701 \text{kN} = \phi_U A_f R_{cU,90}$$

これは、(5.12)式を満たさない結果であるが、以上の計算例は、限界状態設計法における設計計算の流れを理解するために示したものであり、信頼性指標 β の設定などによっては、必ずしも許容応力度設計法と同じ結果とはならない場合がある。ここで示した設計例も、従来の許容応力度設計法における照査においては言うまでもなく合格している。

5.6 木と木をつなぐ

木橋に使われる部材の長さは有限であるため、木橋は構造要素として必ず接合部を有する。接合部は木橋の“要”であり、種々の外力から木橋を守り、また、形状を維持するために非常に重要な存在である。また、実際問題として部材自体が破壊することは少なく、接合部が破壊点となることが多い。この点からも接合部の設計は大変重要であることがわかる。

以下は、部材としての木質材料をつなぐための接合部について、照査法の基本と施工に関する注意点を述べたものである。

(1) 木橋に用いられる主な接合形式

一般に木橋において使用される接合部は、建築に用いられるものと同様、種々の型式が存在する。しかし、本資料では、対象とする木橋用の接合形式を、主としてボルト、ドリフトピン等の機械的接合具（以下、ダウエル型接合具と称する）を用い、木材同士あるいは木材と鋼板とをつなぎ合わせた形式に限定する。

木質構造の接合部の強度発現機構は複雑であり、接合具の種類に依存しない汎用的な理論は未だ確立されていない。実際、木質構造設計規準[5.7]においても、接合具によって、理論式を用いて耐力を求めるもの（ボルト、ドリフトピン、ラグスクリュー）、実験式により求めるもの（釘）、実験による実測値を耐力とするもの（ジベル類、メタルプレートコネクタ等）など、種々の算定法が混在している。オーソライズされたモデルが存在し、その強度特性がある程度理論的に求められ、耐力の分布を議論できること、木橋の接合部として一般に用いられることが多いもの、という観点から、ボルト、ドリフトピン、ラグスクリューの３接合具に限定した。

なお、木橋における接合部は基本的には屋外に暴露された状態に置かれるため、建築物とは比較にならないほど過酷な条件にさらされる。従って、接合部は、基本的に圧縮を伝達する部分にのみ配置するものとし、引張および曲げ応力の生じる部分には用いないことが望ましい。これは、圧縮接合部であれば限界状態に達した場合でも部材同士の接触により崩壊に至りにくいと推測されるためである。

(2) 接合部の耐力と限界状態

限界状態設計法における接合部の耐力

接合部の照査を行うにあたり、接合部における限界状態を定義する必要があるが、これについては議論の分かれるところである。すなわち、木橋に用いられる接合部の荷重－変形（木質構造分野では、“すべり”と称することもある）関係がバラツキを伴うこと、また、接合部の強度特性値に対する評価手法に関して統一的なものが未だ存在しないこと等から、各限界状態と接合部の性状とを対応づけることが非常に難しい。

前述のような問題をふまえた上で、終局限界状態と使用限界状態における照査について考えることとする。ここで、建築物における設計例では、接合部における終局限界状態として破断、破壊、許容されない過度の変形など、使用限界状態として使用上傷害となる変形、弾性限度などとしており[5.8]、これを元に考えると、木橋接合部における終局限界状態に対しては耐力について、使用限界状態に対しては耐力及び必要な場合は変形について、それぞれ照査を行うのが適当である。この場合、各接合部の初期剛性（すべり係数）から接合部の軸方向剛性、軸直交方向剛性、回転剛性を算定し、接合部の変形量を照査する。なお、鋼構造等と比較すると木質材料から構成される接合部は、耐力的には劣るが、変形性能に優れている。すなわち、大変形を生じても崩壊には至らないことも多い。設計者はこの特性を理解し、強度で設計するか変形で設計するか判断する必要がある。

①接合部の終局限界耐力の算定

終局限界耐力については、接合部の破壊モードを勘案して定める。ただし、終局変形能が問題となる場合には、実験結果等に基づいて検討する。接合部実験の結果を適用する場合は、終局荷重と終局荷重時変形などを勘案し、強度特性値の分布性状を考慮して定める。

終局限界状態について照査を行う場合、耐力によるか変形によるかによって方法が異なる。すなわち、耐力については、理論式あるいは実験式を用いることができるが、変形性能については、現状では確立した式が存在していないため、実験による検証が必要である。このとき、実験値は、統計的な議論に耐えうる質および量を具備していなければならない。

②接合部の使用限界状態耐力の算定

接合部の使用限界耐力は、接合部に作用する応力が弾性限度以下であり、接合部での急激な変形の増加や残留変形の蓄積の起こらない状態を想定して定める。

接合部に関する使用限界については、既述のように、接合具が降伏しないことを条件とした。しかし、クリープ変形挙動についても考慮する必要があるため、ある時点で弾性限度以下となっていてもその応力下でクリープ変形が生じることも考慮し、ある程度の時間についても考慮する必要がある。

5.7 接合部の性能照査手法

(1) 接合部に対する照査式

木橋における接合部の照査は、下記の式で示される。

$$\sum \gamma_{ui} \cdot S_{ni} \leq \phi \cdot A_f \cdot R_u \qquad (5.28)$$

ここで、

γ_{ui}：荷重係数
S_{ni}：荷重効果
ϕ：終局あるいは使用限界状態における耐力係数
A_f：耐力調整係数
R_u：接合部に対する限界耐力の公称値

(5.28)式において、設計する接合部の仕様や状況に従って耐力調整係数（A_f）を定める（詳細については、(2)参照）。また、終局あるいは使用限界状態における耐力係数（ϕ）については、接合部の変動係数を一律0.15として、設計対象とする荷重の組み合わせに応じた荷重・耐力係数を**表－2.1～表－2.40**の中から選択する。

一般に、ダウエル型接合部の耐力算定にあたっては、密度（樹種）、設計断面、荷重角度、接合具の本数・配置・間隔、荷重条件、偏心、部材含水率等の影響を考慮する必要がある。また、接合部の許容される変形量も考慮して決定する必要がある。

(2) 接合部における耐力調整係数

接合部の耐力は、接合部の終局限界耐力あるいは使用限界耐力の値に対して、設計条件に対応した接合部に関する耐力の調整係数、すなわち、荷重継続期間影響係数（K_{jd}）、接合システム係数（K_{js}）、含水率影響係数（K_{jm}）、処理影響係数（K_{jp}）、劣化係数（K_{jf}）を乗じて求める。以下に個々の係数について説明する。

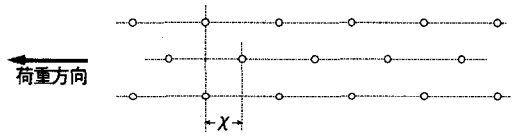
① 荷重継続期間影響係数（K_{jd}）

4.2 で述べられているように、木材の破壊強度は荷重継続時間に依存するが、このような性質を持つ木材あるいは木質材料を部材とする接合部も同様の挙動を示す。荷重継続期間影響係数は、このような考えを基にして導入された係数である。接合部のクリープ特性については、測定データが少なく、一般的な理論は確立されていなため、係数の値は、継続載荷実験などによる接合部のクリープ破壊特性に基づき決定する。なお、通常の場合、すなわち、接合部のクリープ特性が木材のクリープ特性に依存していると考えられる場合は、**表－4.7**の値を適用することができる。

② 接合システム係数（K_{js}）

多数本の接合具から構成され、同じ列に複数の接合具が並ぶ接合部については、接合部全体の耐力は接合具の本数に比例せず、１本あたりの耐力が逆に低下する。しかも、その低下率は本数が多いほど大きくなる。この現象は、接合具の配置や間隔に対する要求を満足して

いても認められる。従って、接合システム係数（K_{js}）によって、耐力を低減させる必要がある。すなわち、接合具１本あたりの耐力を、１列中の接合具の数に応じて、接合システム係数（K_{js}）により低減させる。なお、接合具を千鳥に配置することは、終局状態における割裂線の連続を防ぐ意味でも効果がある。しかし、**図－5.14**のように接合具が千鳥に配置され、列間隔yが接合具の最短距離xの1/4より小さい場合には、この２列は同じ列と考えて接合システム係数（K_{js}）を適用する必要がある。



図－5.14　千鳥配置の場合の接合部最短距離

欧米の規格（Eurocode 5、NDS等）では、同様の効果に対して有効接合具本数（n_{ef}、実際の接合具本数≧n_{ef}）という係数を導入し、接合具の本数を減らすことで耐力を低減させる方式を採用している[5.9),5.10), 5.11)]。

③ 含水率影響係数（K_{jm}）

ダボ型接合部の耐力発現機構は、主として木材の支圧と接合具自身の曲げによっていると考えられる。一方、木材は周囲の温湿度環境によって含水率が変化するため、この支圧強度も変化する。一般に含水率の増加とともに接合部の耐力は低減し、また、放湿過程(木材から水が放出されて含水率が低くなる過程)では、接合部のクリープ変形量が顕著に増大することが知られている(メカノソープティブ変形)。従って、含水率の高い木材は使用を避けるべきであり、また、常に湿度の高い環境での木材の使用も控えるべきである。

このような背景から、含水率影響係数は含水率が木材などの強度に及ぼす影響を勘案し、使用環境区分に応じて決定する。一般に、常時湿潤状態（使用環境Ⅰに相当）において使用する接合部で、かつ、木材の支圧強度が決定要因となる場合は、含水率影響係数を 2/3 とする。また、断続的な湿潤状態（使用環境Ⅱに相当）において使用する場合には、乾湿繰返しによる影響を勘案して 0.75 とする[5.12)]（表－**4.6** 参照）。

④ 劣化係数（K_{jf}）

主として生物による木材の劣化が接合部の強度に及ぼす影響を勘案して、劣化の生じやすい環境および劣化の初期段階における耐力低下の照査に用いる。ただし、接合部の劣化と強度との関係については、明確な理論は確立されていない。従って、現状では劣化係数を定義するのみとし、劣化に関する理論の構築を待ちたいと思う。

(3) 耐力の算定において留意すべき事項

① 被接合部材の基準密度と対応樹種グループ

ダボ型接合部の耐力は部材である木材の密度に大きく影響を受ける。従って、設計にあたっては接合具が接する部分における密度の実測値を用いることが理想である。しかし、現実に各部材の密度を非破壊的に実測することは困難であることが多い。そのような場合は、次善の策として、その部材の公称値を用いる。公称値も不明である場合は、樹種名に従って３グループに分けられた、**表－5.7** の値を用いることもできる。

表－5.7　接合部の設計における基準密度と対応樹種グループ

グループ	平均密度*	基準密度**	樹　種
J1	0.50	0.42	ベイマツ、クロマツ、アカマツ、カラマツ、ツガ
J2	0.44	0.37	ベイヒ、ベイツガ、ヒバ、ヒノキ、モミ
J3	0.38	0.32	トドマツ、エゾマツ、ベニマツ、スプルース、スギ、ベイスギ

*：各グループの気乾密度(含水率 15%)の平均値（グループ内最小値）

**：各グループの気乾密度(含水率 15%)の下限 5%値

② 荷重角度

木材は異方性材料であり、繊維方向およびそれに直交する方向によって強度的性質が異なる。接合部については、繊維方向と荷重の作用方向とのなす角度（この角度を荷重角度と呼ぶ）によって、この影響を整理することができる。

下記に示す(5.29)式は Hankinson 式と呼ばれる式で、繊維平行方向および直交方向の耐力値を用いて、任意角度の接合部の耐力を補間計算することができる。

$$R_\theta = \frac{R_0 \cdot R_{90}}{R_0 \sin^2\theta + R_{90}\cos^2\theta} \qquad (5.29)$$

ここで、

R_0：角度 θ のときの耐力(N)、R_0：繊維方向の耐力(N)、R_{90}：繊維に直角方向の耐力(N)、

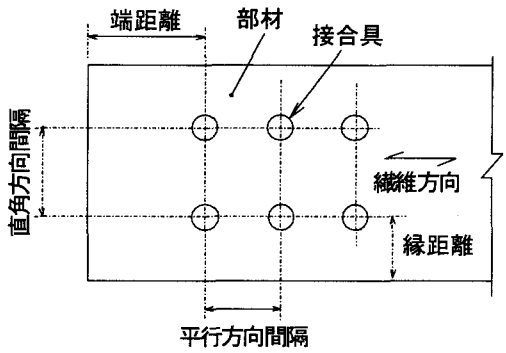
θ：荷重角度(度)

③ 接合具の配置間隔

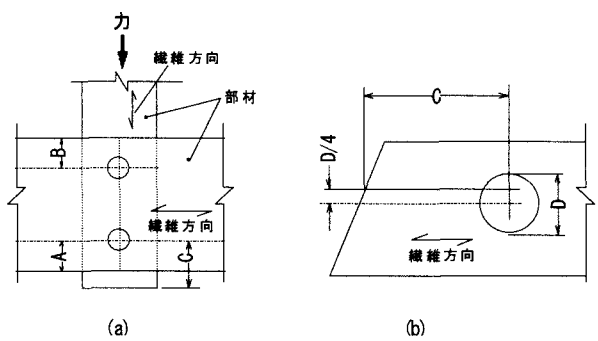
ここでいう接合具の間隔とは、接合具の中心間距離である。また、**図－5.15** に示すように部材の繊維方向間の距離を平行方向間隔、繊維に直角方向の距離を直交方向間隔と称する。

また、端距離とは、接合具の中心から部材のもっとも近い端までの距離を繊維平行方向に測った距離であり、部材端が斜めに切断してある場合は、接合具の直径（D）の 1/4 の距離をずらした点から端部までの距離（**図－5.16 (a)および(b)**における距離 C）とする。

また、縁距離とは、接合具の中心から部材のもっとも近い縁までの距離を繊維直交方向に測った距離とする。なお、縁距離には、作用する力の方向によって、負担側縁距離（**図－5.16 (a)**における距離 A と非負担側縁距離（**図－5.16 (a)**における距離 B ）の２種類の距離があることに留意する。



図－5.15　接合具の縁距離・端距離と間隔



図－5.16　縁距離および端距離

接合具の配置間隔、端距離および縁距離は、接合具に要求される耐力を発揮できるように接合具毎に定められた要求値以上を設定する必要がある。要求値も満たない場合は、耐力が算定できないだけでなく、予測し得ない変形あるいは破壊を生じる可能性がある。

接合具軸は、接合部の同一面内の隣接する接合具の中心または接合具群の主軸を結んだ線とする。

接合具軸角度は、上記の接合具軸と部材長軸とのなす角度をさし、接合具の配置間隔を定めるにあたっては接合具軸角度を考慮する。

④ 偏心

主要な接合部においては、力の作用線が接合具（群）の抵抗力の図心を通るように接合具を配置しなければならない。やむを得ずこの配置ができない場合には、偏心によって生じるモーメントの影響を考慮する必要がある。

ただし、木橋における接合部は、非常に過酷な条件に置かれることは既述の通りであり、偏心を生じるような接合部は設計段階でできるだけ排除することが望ましい。

⑤ 接合部施工時の含水率

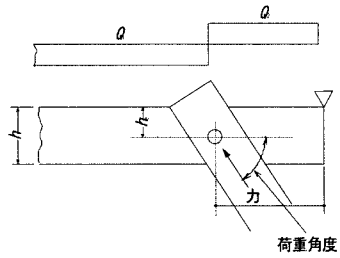
接合部を施工する時点での木材の含水率は、今後使用される環境における平衡含水率と等しくすることが原則である。含水率の高い材料を接合部に使用することは、施工時点での耐力が低くなるばかりでなく、周囲の環境と平衡になるまでの過程における含水率の増加が、特に変形に対して大きな影響を与え、予想以上に変形量が増大する可能性もあるためである。また、周囲の温湿度における平衡含水率よりも極端に低い含水率の木材を使用することも耐力の低下を招くので注意が必要である。なお、木材の含水率が 20%以上になると劣化が発生しやすいといわれており[5.13]、その点にも注意しなければならない。

それでもなお、施工時と使用時との含水状態が異なる、あるいは使用が長期間にわたることによって含水率の変化が明確に予想される場合は、その影響を適切に評価し、その状況に応じて接合部に関する含水率影響係数(K_{jm})により耐力を低減させる。

なお、使用環境により接合具および金物類にさびが生じるおそれのある場合は、期待する耐用年数に応じて適切な防錆（せい）処理を施す。

⑥ 接合部のせん断応力度

木橋における接合部では、**図－5.17** のように荷重角度が 0°より大きくなるような場合がある。そのような場合は、接合部のせん断応力度 F_v を（5.30）式を用いて終局限界状態係数倍荷重として求め、この値と部材の基準せん断強度に耐力係数を乗じた値とについて照査を行なう。



図－5.17　接合部せん断応力

$$F_v = K \cdot \frac{3Q}{2bh_e} \qquad (5.30)$$

ここで、

Q：部材のせん断力：Q_1、Q_2 のうちのどちらか大きい値（**図－5.17** 参照）、

b：部材の幅

h_e：部材のせいから力の非負担側における縁距離（ボルト接合部の場合、縁からもっとも近いボルトの中心までの距離）を差し引いた値

K：接合部の端*距離* C が部材せいの 5 倍以上の場合、K=2/3（ただし、鋼板を挿入する接合形式の場合は K=1.0）、5 倍未満の場合は h/h_e

ただし、木橋における接合部は圧縮接合のみが望ましいことは既述の通りである。

⑦ 異種接合を併用した接合部の耐力

同一箇所の接合部に異なる形式の接合法を併用する場合（胴付き接合併用を含む）は、原則として両者の耐力を加算することはできない。異種接合法を併用する接合部の耐力は、実験などの結果に基づき、その耐力性状を勘案して決定する。

⑧ 共通的な注意事項

添え板など接合に用いる鋼板、およびその溶接方法などについては、「道路橋示方書・同解説」[5.14]の規定に従う。

各接合部は構造計画の仮定にできるだけ忠実な構造とする。構造物全体の変形によって接合部に二次応力が生じるおそれのある場合には、その影響を考慮する。

接合部は、存在応力に耐え、かつ、必要な剛性を確保しうるように設計する。

変形が重視される構造物に対しては、構造物全体の変形計算において接合部の変形を考慮する。

接合部に用いる接合具は、その使用環境条件下において期待する耐用年数を通じて所要の性能を保持できるものを用いる。さびを生じるおそれのある金物類には、耐用年数に応じた適切な防錆（せい）処理を施す。

接合部は、構造計算上の仮定、施工の精度、使用に伴うすりへりなどの影響が懸念される場合には、必要に応じて増強する。

木橋における接合部は、いわば屋外暴露条件下であり、非常に厳しい条件下におかれる。従って、少なくとも雨仕舞いに対しては厳重な検討を行う必要がある。

5.8 接合部の耐力

(1) ボルト接合部

ここで取り上げるボルト接合部は、木質材料同士あるいは木質材料と鋼板とで構成されたものに限定している。これは、ボルト接合部の耐力が、その構成部材によって変化するためである。従って、上記の構成以外でも、各部材の強度特性値（支圧強度）、接合具の特性値（曲げ剛性）、および接合メカニズムについて十分な検証が行われ、接合耐力の分布が統計的に推定できる場合に限って、以下の既述を読み替えて適用することも可能である。

① ボルト・ナットおよび座金の寸法および品質

ボルト・ナットは、JIS B 1180（六角ボルト）、JIS B 1181（六角ナット）の規格による。また、ボルト接合に使用する座金の寸法および厚さは**表－5.8**を基準とする。

表－5.8　ボルト座金の寸法および厚さ（mm）

応力の種類	座金の大きさ	ボルト径					
		8	10	12	16	20	24
引張りを受けるボルト	厚さ	4.5	4.5	6	9	9	13
	角座金の一辺	40	50	60	80	105	125
	丸座金の直径	45	60	70	90	120	140
せん断を受けるボルト	厚さ	3.2	3.2	3.2	4.5	6	6
	角座金の一辺	25	30	30	50	60	70
	丸座金の直径	30	25	40	60	70	80

ボルト頭はボルトと一体につくりだしたものであり、ボルトの有効長（働き長さ）は、これを締め付けたとき、ねじ山が 2 山以上ナットより突き出す長さとする。また、使用期間中にナットが脱落しないような配慮をしておくことが望ましい。

ボルトおよびナットは、使用環境条件、期待する耐用年数に応じた適切な防錆（せい）処理を施す。

② せん断耐力

ボルト接合部のせん断耐力を求めるための式は、主材、側材および接合具をモデル化して構築された、いわゆるヨーロッパ型降伏理論（European Yield Theory、EYT 理論）といわれる理論式[5.15), 5.16)]である。この式による計算値は、既往の実験結果との適合性も優れている。ただし、この式によって求められるせん断耐力は、ボルトとボルト孔のすき間がきわめて小さい場合を前提としたものであることに留意する必要がある。

ボルト接合部のせん断に対する終局限界耐力の公称値は(5.31)式による。使用限界耐力の公称値は終局限界耐力の 2/3 とする。

$$P_{AU} = P_y K_w \tag{5.31}$$

ここで、

P_{AU}：ボルト接合部のせん断に対する終局限界耐力の公称値

P_y：ボルト接合部の降伏耐力の公称値（N）

K_w：接合形態に応じてきまる耐力割増し係数

ただし、ボルトの径長比 $l/d \geqq 8$ の場合（l：ボルト長さ、d：ボルト直径）に限っては下記の値を使うことができる

（ｉ）木材を添板とする２面せん断の場合：K_w=1.2

（ii）鋼板を添板とする２面せん断の場合：K_w=1.5

（iii）鋼板を挿入した２面せん断の場合　：K_w=1.2

（iv）鋼板を２枚挿入した４面せん断の場合：K_w=1.2

更に、上式におけるボルト接合部の降伏耐力は(5.32)式による。

$$P_y = C \cdot F_e \cdot d \cdot l \qquad (5.32)$$

ここで、

P_y：ボルト接合部に対する降伏耐力の公称値(N)

C：接合形式とその破壊形式によって定まる接合形式係数

F_e：主材の支圧強度 (N/mm^2)

d：ボルト径 (mm)

l：主材厚 (mm)

ただし、接合形式係数 C の値は、接合の形式（下記(ｉ)～(vi)、**図－5.18** 参照）に応じて次の値をとる。式中の記号は次による。

α：側材厚／主材厚 (l'/l)

β：側材と主材の支圧強度の比 (F'_e/F_e)

γ：ボルトの基準材料強度と主材の支圧強度の比

F：ボルトの基準材料強度(N/mm^2)

F_e および F'_e：主材および側材の支圧強度(N/mm^2)

(ｉ)木材の主材および側材よりなる２面せん断ボルト接合

次の４式のうちの最小値をとる。

$$2\alpha\beta, \quad 1, \quad \sqrt{\frac{8\alpha^2\beta^2(1+\beta)}{(2\beta+1)^2}+\frac{8\beta\gamma\left(\frac{d}{l}\right)^2}{3(2\beta+1)}}-\frac{2\alpha\beta}{2\beta+1}, \quad \frac{d}{l}\sqrt{\frac{8\beta\gamma}{3(1+\beta)}}$$

(ii)木材の主材および鋼板を添え板とする２面せん断ボルト接合

次の２式のうちの最小値をとる。

$$1, \quad \frac{d}{l}\sqrt{\frac{8\gamma}{3}}$$

(iii)木材の主材の中央部に鋼板を挿入した２面せん断ボルト接合

次の３式のうちの最小値をとる。

$$1, \quad \sqrt{2+\frac{8}{3}\gamma\left(\frac{d}{l}\right)^2}-1, \quad \frac{d}{l}\sqrt{\frac{8}{3}\gamma}$$

(iv)木材の主材に鋼板を２枚挿入した４面せん断ボルト接合

次の４式のうちの最小値をとる。

$$1, \quad \frac{1}{2+\lambda}\left\{\sqrt{8+\frac{8}{3}\cdot(2+\lambda)^2\cdot\gamma\cdot\left(\frac{d}{l}\right)^2}-2+\lambda\right\},$$

$$\frac{2}{2+\lambda}\left\{\sqrt{2+\frac{2}{3}\cdot(2+\lambda)^2\cdot\gamma\cdot\left(\frac{d}{l}\right)^2}-1\right\}+\frac{d}{l}\sqrt{\frac{8}{3}\cdot\gamma},$$

$$\frac{d}{l}\sqrt{\frac{8}{3}\cdot\gamma}+\frac{\lambda}{2+\lambda}, \quad \frac{d}{l}\sqrt{\frac{32}{3}\cdot\gamma}$$

(v)木材の主材および側材による１面せん断ボルト接合

次の６式のうちの最小値をとる。

$$1,\quad \alpha\beta,\quad \frac{\sqrt{\beta+2\beta^2(1+\alpha+\alpha^2)+\alpha^2\beta^3}-\beta(1+\alpha)}{1+\beta},$$

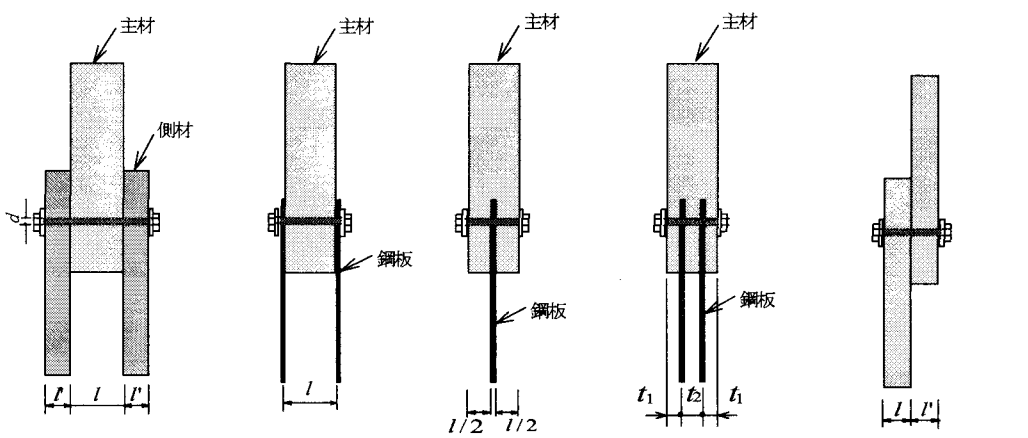
$$\sqrt{\frac{2\beta(1+\beta)}{(2+\beta)^2}+\frac{2\beta\gamma\left(\frac{d}{l}\right)^2}{3(2+\beta)}}-\frac{\beta}{2+\beta},$$

$$\sqrt{\frac{2\alpha^2\beta^2(1+\beta)}{(2\beta+1)^2}+\frac{2\beta\gamma\left(\frac{d}{l}\right)^2}{3(2\beta+1)}}-\frac{\alpha\beta}{2\beta+1},\quad \frac{d}{l}\sqrt{\frac{2\beta\gamma}{3(1+\beta)}}$$

(vi)木材と鋼板によるによる１面せん断ボルト接合

つぎの３式のうちの最小値をとる。

$$1,\quad \sqrt{2+\frac{2}{3}\gamma\left(\frac{d}{l}\right)^2}-1,\quad \frac{d}{l}\sqrt{\frac{2}{3}\gamma}$$



図－5.18　ボルト接合部における接合形式

厳密には EYT 式と呼ばれているものは（5.32）式であり、この式から求められる値は、接合部の降伏耐力である。(5.31) 式は、降伏耐力と最大耐力との比から求められた割り増し係数によって、終局限界耐力を推定するための式である。また、使用限界状態耐力係数（=2/3）は、これまでの実験データにおいて比例限度が最大荷重の 2/3 であることから導かれている。

耐力を求めるために必要な木材の支圧強度は、材料の支圧実験から得た実測値か、または、密度（ρ）を用いて次式から求めた値を用いる。式中の密度は、実測値の平均値、あるいは**表－5.7** の平均値を用いる。

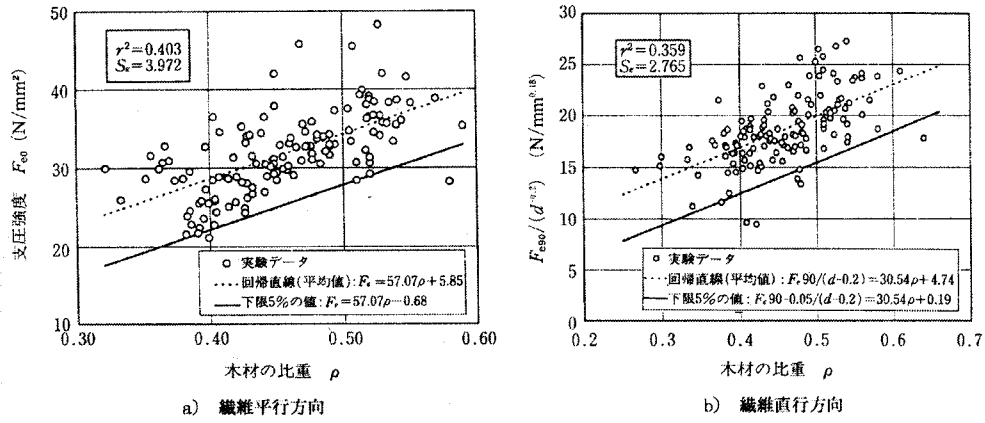
$$F_{e\parallel}=57.07\rho-0.68 \tag{5.33}$$

$$F_{e\perp}=(30.54\rho+0.19)\cdot d^{-0.2} \tag{5.34}$$

ここで、

$F_{e\parallel}$：繊維平行方向の支圧強度（N/mm^2）、$F_{e\perp}$：繊維直交方向の支圧強度（N/mm^2）

上記２式は、既往の支圧実験のデータを密度との関係でまとめた結果から以下のように誘導されたものである[5.17]。すなわち、ある特定の密度に対する支圧強度値(繊維直交方向の場合は、この値を $d^{0.2}$ で除した値)が正規分布するとして、その 5%点の値を求めたものである。**図－5.19** に実際のデータを示す。ここで、回帰直線上の値は平均値とし、回帰の標準偏差



図−5.19　支圧強度と木材の密度との関係（F_e：支圧強度、d：鋼棒直径 mm） [5.17]

s_eは密度にかかわらず一定で、$s_e = s\sqrt{1-r^2}$ である（s はＹ軸の値の標準偏差、r^2 は決定係数）とした。

ある荷重角度に対応する支圧強度の算定は、材料に対する圧縮基準強度の評価方法に準じておこなう。

なお、異等級構成の集成材を部材とする接合部のせん断耐力算出に当たっては、個々の接合具が接する位置のラミナのグレードが異なる可能性があるため、注意が必要である。特に内層付近にボルトが存在する場合は、ラミナのグレードが低くなる可能性があるため、ボルトに接する部分の支圧強度を用いて評価する必要がある。

③ 接合部せん断耐力における変動係数の算定

(a)　接合部せん断耐力における分布型

本手引きでは、接合部における耐力の算定について、変動係数を一律 0.15 として荷重・耐力係数を求めるとしたが（5.7 (1)参照）、この根拠を以下に示す。

接合部における限界状態設計では、荷重・耐力係数が必要であり、そのためには、接合部耐力の分布型と変動係数の値が必要となる。木材や木質材料の強度分布は、2P ワイブル分布を用いると言うことが ISO で提案されているが、接合部耐力の分布型については提案されていない。

木材・木質材料の破壊は、材料中に存在するクラックなどの破壊を引き起こす欠点の存在確率に依存していると考えられているので、最弱リンク説にもとづくワイブル分布とみなすことが一般的である。一方、同節で示されている European Yield Theory(EYT)式を見れば分かるが、木質接合部におけるさまざまな荷重に対する抵抗は、接合具の材料へのめり込みや接合具の変形が主体であること、つまり、さまざまな要因が入り込んでくることを考えれば、正規分布と考えることが合理的であろう。しかし、正規分布のいやらしさは、かなり確率は小さいが、負の値もとってしまうというところにある。そこで、対数正規分布ということも考えられるが、材料と同じ、2P ワイブル分布で近似することとする。これは、せん断力を受ける接合部について、接合具近傍における応力解析を行い、先述したように、クラックなどの欠点が材料の破壊を引き起こし、接合部としての破壊をもたらすという文献[5.18]もあることにもよる。

(b)　EYT 式による各モードの降伏耐力の最小値の割合

本手引きでは接合部におけるせん断耐力を EYT 式より算定することとしている。この方法は、材料の支圧強度および接合具の曲げ降伏強度を用い、考えられる降伏モードごとの接合部せん断耐力を算定しているものであり、それらの降伏モードの降伏耐力の最小値を接合部におけるせん断耐力とするものである。また、「耐力を求めるために必要な木材の支圧強度は、材料の支圧実験から得た実測値か、または、密度（ρ）を用いて次式から求めた値を用いる。式中の密度は、実測値の平均値、あるいは**表−5.7** の平均値を用いる。」としている。そこで、

まず、**表－5.7** における樹種群ごとの密度の平均値および、(5.33)式および(5.34)式を用いて、接合具径を 10、12、16、20、22、24mm、径長比＝(主材厚＋側材厚)/接合具径を 4、6、8、10、12、14、16 まで、計 42 種類に対して、各接合形式におけるモードごとの降伏耐力を算定し、どのモードが最小値となるか割合を求め、以下に示した。単位は%である。

（ｉ）木材の主材および側材よりなる 2 面せん断ボルト接合（主材厚＝2×側材厚）

荷重	繊維に平行			繊維に直交		
樹種群	J1	J2	J3	J1	J2	J3
モード 1	14.3	14.3	14.3	0	0	0
モード 2	0	0	0	54.8	52.4	52.4
モード 3	85.7	85.7	85.7	45.2	47.6	47.6
モード 4	0	0	0	0	0	0

（ii）木材の主材および鋼板を添え板とする 2 面せん断ボルト接合（鋼板厚＝9mm）

荷重	繊維に平行			繊維に直交		
樹種群	J1	J2	J3	J1	J2	J3
モード 1	4.8	7.1	14.3	28.6	33.3	35.7
モード 2	0	0	0	0	0	0
モード 3	81.0	78.6	71.4	59.5	57.1	54.8
モード 4	14.3	14.3	14.3	11.9	9.5	9.5

（iii）木材の主材の中央部に鋼板を挿入した 2 面せん断ボルト接合（鋼板厚＝9mm）

荷重	繊維に平行			繊維に直交		
樹種群	J1	J2	J3	J1	J2	J3
モード 1	0	0	0	0	0	0
モード 2	4.8	7.1	14.3	28.6	28.6	28.6
モード 3	42.9	50.0	42.9	71.4	71.4	71.4
モード 4	52.4	42.9	42.9	0	0	0

（iv）木材の主材および側材による 1 面せん断ボルト接合（主材厚＝側材厚×1.5）

荷重	繊維に平行			繊維に直交		
樹種群	J1	J2	J3	J1	J2	J3
モード 1	0	0	0	0	0	0
モード 2	0	0	0	28.6	28.6	14.3
モード 3	28.6	28.6	28.6	0	0	14.3
モード 4	0	0	0	0	0	0
モード 5	71.43	71.43	71.43	71.43	71.43	71.43
モード 6	0	0	0	0	0	0

（v）木材と鋼板によるによる 1 面せん断ボルト接合（鋼板厚＝9mm）

荷重	繊維に平行			繊維に直交		
樹種群	J1	J2	J3	J1	J2	J3
モード 1	0	0	0	0	0	0
モード 2	28.6	28.6	0	42.0	42.0	42.0
モード 3	0	0	16.7	0	0	0
モード 4	0	0	0	0	0	0
モード 5	71.4	71.4	83.3	0	0	0
モード 6	0	0	0	0	0	0

(c) シミュレーションによる各モードの変動係数

次に、シミュレーションをすることにより各モードの耐力の変動係数を求めた。具体的に表すと次のようになる。

(1) **図－5.19** に示された支圧強度と木材の密度との関係を使用して、相関のある(密度、支圧強度)の乱数を 2,000 発生させる。

(2) 発生させた支圧強度を用いて、**5.8** に示された各種接合形式ごとに、それぞれの降伏モードにしたがい、EYT 式により降伏耐力を算定し、そのなかの最小値とそのモードを求め、最小値をその接合部における降伏耐力とする。

(3) **表－5.7** における樹種群ごとに、密度の範囲を求める。つまり、例えば、J1 では、基準密度(各グループの気乾密度(含水率 15%)の下限 5%値)が 0.42、変動係数が 0.1 であるから、平均値は 0.50 と算出される。そこで、J1 の密度の範囲は(平均値－3×標準偏差)～(平均値＋3×標準偏差)とした。同様にして、J2 および J3 における密度の範囲を求めた。

(4) (1)で発生させた密度を各樹種群における範囲ごとに分け、各樹種群における降伏耐力の変動係数を求める。

このようにして求めた変動係数を以下に示す。接合具径 d(mm)の横の数字は降伏モードであり、**5.8** で示された EYT 式の順番に対応している。また、“－”で示された箇所は、最小値にはならないモードである。

(ⅰ) 木材の主材および側材よりなる 2 面せん断ボルト接合 (主材厚＝2x 側材厚)

荷重	樹種群	径長比	4				10				16			
		d(mm)	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
繊維に平行	J1	10	0.15	0.15	－	－	－	－	0.09	－	－	－	0.10	0.08
		16	0.15	0.15	－	－	－	－	0.09	－	－	－	0.10	0.08
		24	0.15	0.15	－	－	－	－	0.09	－	－	－	0.10	0.08
	J2	10	0.14	0.14	－	－	－	－	0.09	－	－	－	0.10	0.08
		16	0.14	0.14	－	－	－	－	0.09	－	－	－	0.10	0.08
		24	0.14	0.14	－	－	－	－	0.09	－	－	－	0.10	0.08
	J3	10	0.14	0.14	－	－	－	－	0.09	－	－	－	0.10	0.08
		16	0.14	0.14	－	－	－	－	0.09	－	－	－	0.10	0.08
		24	0.14	0.14	－	－	－	－	0.09	－	－	－	0.10	0.08
繊維に直交	J1	10	0.16	0.19	－	－	－	0.14	0.09	－	－	－	0.11	－
		16	0.16	0.19	－	－	－	0.14	0.09	－	－	－	0.11	－
		24	0.16	0.19	－	－	－	0.14	0.09	－	－	－	0.11	－
	J2	10	0.16	0.18	－	－	－	0.13	0.09	－	－	－	0.11	－
		16	0.16	0.18	－	－	－	0.13	0.09	－	－	－	0.11	－
		24	0.16	0.18	－	－	－	0.13	0.09	－	－	－	0.11	－
	J3	10	0.14	0.18	－	－	－	0.14	0.09	－	－	－	0.11	－
		16	0.14	0.18	－	－	－	0.14	0.09	－	－	－	0.11	－
		24	0.14	0.18	－	－	－	0.14	0.09	－	－	－	0.11	－

(ⅱ) 木材の主材および鋼板を添え板とする 2 面せん断ボルト接合 (鋼板厚＝9mm)

荷重	樹種群	径長比	4				10				16			
		d(mm)	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
繊維に平行	J1	10	0.16	－	－	0.08		－	0.06	0.09	－	－	0.06	0.09
		16	0.13	－	0.06	－	－	－	0.08	－	－	－	0.08	－
		24	0.13	－	0.08	－	－	－	0.09	－	－	－	0.09	－
	J2	10	0.16	－	－	0.08	－	－	0.06	0.09	－	－	0.06	0.09
		16	0.13	－	0.06	－	－	－	0.08	－	－	－	0.08	－
		24	0.13	－	0.08	－	－	－	0.09	－	－	－	0.09	－

	J3	10	0.16	−	−	0.08	−	−	0.06	0.09	−	−	0.06	0.09
		16	0.13	−	0.07	−	−	−	0.08	−	−	−	0.08	−
		24	0.13	−	0.08	−	−	−	0.09	−	−	−	0.09	−
繊維に直交	J1	10	0.19	−	−	−	0.11	−	0.07	0.10	−	−	0.07	0.10
		16	0.18	−	−	−	−	−	0.09	−	−	−	0.09	−
		24	0.18	−	0.07	−	−	−	0.10	−	−	−	0.10	−
	J2	10	0.19	−	−	−	0.11	−	0.07	0.10	−	−	0.07	0.10
		16	0.18	−	−	−	−	−	0.09	−	−	−	0.09	−
		24	0.18	−	0.07	−	−	−	0.10	−	−	−	0.10	−
	J3	10	0.19	−	−	−	0.11	−	0.06	0.10	−	−	0.06	0.10
		16	0.19	−	−	−	−	−	0.09	−	−	−	0.09	−
		24	0.18	−	0.06	−	−	−	0.10	−	−	−	0.10	−

（iii）木材の主材の中央部に鋼板を挿入した2面せん断ボルト接合（鋼板厚＝9mm）

荷重	樹種群	径長比	4				10				16			
		d(mm)	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
繊維に平行	J1	10	−	0.14	0.08	−	−	−	0.12	0.08	−	−	−	0.10
		16	−	0.13	0.09	−	−	−	0.12	0.09	−	−	−	0.10
		24	0.09	0.13	0.09	−	0.09	−	0.11	0.08	0.09	−	−	0.09
	J2	10	−	0.14	0.08	−	−	−	0.12	0.08	−	−	−	0.10
		16	−	0.13	0.09	−	−	−	0.12	0.09	−	−	−	0.10
		24	0.09	0.13	0.09	−	0.09	−	0.11	0.08	0.09	−	−	0.09
	J3	10	−	0.14	0.07	−	−	−	0.12	0.08	−	−	−	0.10
		16	−	0.13	0.09	−	−	−	0.12	0.09	−	−	−	0.10
		24	0.10	0.13	0.09	−	0.09	−	0.11	0.08	0.09	−	−	0.09
繊維に直交	J1	10	−	0.19	−	−	−	−	0.14	−	−	−	0.13	0.10
		16	−	0.18	0.07	−	−	−	0.14	0.11	−	−	0.13	0.10
		24	−	0.18	0.08	−	0.04	−	0.14	0.11	0.08	−	0.13	0.10
	J2	10	−	0.18	−	−	−	−	0.13	−	−	−	0.13	0.10
		16	−	0.18	0.08	−	−	−	0.13	0.11	−	−	0.12	0.10
		24	−	0.17	0.08	−	−	−	0.13	0.11	0.07	−	0.13	0.10
	J3	10	−	0.18	−	−	−	−	0.13	−	−	−	0.13	0.10
		16	−	0.18	0.10	−	−	−	0.13	0.11	−	−	0.13	0.10
		24	−	0.17	0.09	−	−	−	0.13	0.11	0.07	−	0.13	0.10

（iv）木材の主材および側材による1面せん断ボルト接合（主材厚＝側材厚 x1.5）

荷重	樹種群	径長比	4						10						16					
		d(mm)	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
繊維に平行	J1	10	−	0.06	0.11	−	−	−	−	−	0.0	0.23	0.10	0.08	−	−	−	−	0.0	0.08
		16	−	0.06	0.11	−	−	−	−	−	0.0	0.23	0.10	0.08	−	−	−	−	0.0	0.08
		24	−	0.06	0.11	−	−	−	−	−	0.0	0.23	0.10	0.08	−	−	−	−	0.0	0.08
	J2	10	−	0.09	0.11	−	−	−	−	−	0.0	0.21	0.10	0.08	−	−	−	−	0.1	0.08
		16	−	0.09	0.11	−	−	−	−	−	0.0	0.21	0.10	0.08	−	−	−	−	0.1	0.08
		24	−	0.09	0.11	−	−	−	−	−	0.0	0.21	0.10	0.08	−	−	−	−	0.1	0.08
	J3	10	−	0.09	0.11	−	−	−	−	−	0.0	0.21	0.10	0.08	−	−	−	−	0.1	0.08
		16	−	0.09	0.11	−	−	−	−	−	0.0	0.21	0.10	0.08	−	−	−	−	0.1	0.08
		24	−	0.09	0.11	−	−	−	−	−	0.0	0.21	0.10	0.08	−	−	−	−	0.1	0.08
繊維に直交	J1	10	−	0.15	0.12	−	−	−	−	−	−	−	0.11	−	−	−	−	−	0.1	0.09
		16	−	0.15	0.12	−	−	−	−	−	−	−	0.11	−	−	−	−	−	0.1	0.09

		24	-	0.15	0.12	-	-	-	-	-	-	-	0.11	-	-	-	-	-	0.1	0.09
	J2	10	-	0.15	0.12	-	-	-	-	-	-	-	0.11	-	-	-	-	-	0.1	0.08
		16	-	0.15	0.12	-	-	-	-	-	-	-	0.11	-	-	-	-	-	0.1	0.08
		24	-	0.15	0.12	-	-	-	-	-	-	-	0.11	-	-	-	-	-	0.1	0.08
	J3	10	-	0.15	0.12	-	-	-	-	-	-	-	0.11	-	-	-	-	-	0.1	0.08
		16	-	0.15	0.12	-	-	-	-	-	-	-	0.11	-	-	-	-	-	0.1	0.08
		24	-	0.15	0.12	-	-	-	-	-	-	-	0.11	-	-	-	-	-	0.1	0.08

（v）木材と鋼板によるによる1面せん断ボルト接合（鋼板厚＝9mm）

荷重	樹種群	径長比	4						10						16					
		d(mm)	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
繊維に平行	J1	10	-	-	0.0	0.11		0.08	-	-	-	-	0.06	0.10	-	-	-	-	0.06	0.10
		16	-	-	0.1	-	0.06	-	-	-	-	-	0.08	-	-	-	-	-	0.08	-
		24	-	-	0.1	-	0.07	-	-	-	-	-	0.08	-	-	-	-	-	0.08	-
	J2	10	-	-	0.0	0.11	-	0.07	-	-	-	-	0.06	0.10	-	-	-	-	0.06	0.10
		16	-	-	0.1	-	005	-	-	-	-	-	0.08	-	-	-	-	-	0.08	-
		24	-	-	0.1	-	0.06	-	-	-	-	-	0.08	-	-	-	-	-	0.08	-
	J3	10	-	-	0.0	0.11	-	0.07	-	-	-	-	0.06	0.10	-	-	-	-	0.06	0.10
		16	-	-	0.1	-	0.05	-	-	-	-	-	0.08	-	-	-	-	-	0.08	-
		24	-	-	0.1	-	006	-	-	-	-	-	0.08	-	-	-	-	-	0.08	-
繊維に直交	J1	10	-	-	0.0	0.12		-	-	-	-	0.1	0.06		-	-	-	-	0.06	0.10
		16	-	-	0.1	-	-	-	-	-	-	-	0.09	-	-	-	-	-	0.09	-
		24	-	-	0.1	-	-	-	-	-	-	-	0.10	-	-	-	-	-	0.10	-
	J2	10	-	-	0.0	0.12	-	-	-	-	-	0.1	0.06		-	-	-	-	0.06	0.10
		16	-	-	0.1	-	-	-	-	-	-	-	0.09	-	-	-	-	-	0.09	-
		24	-	-	0.1	-	-	-	-	-	-	-	0.10	-	-	-	-	-	0.10	-
	J3	10	-	-	0.0	0.12	-	-	-	-	-	0.1	0.06	0.10	-	-	-	-	0.06	0.10
		16	-	-	0.1	-	-	-	-	-	-	-	0.09	-	-	-	-	-	0.09	-
		24	-	-	0.1	-	-	-	-	-	-	-	0.10	-	-	-	-	-	0.10	-

(d)　接合部せん断耐力における変動係数の算定

(c)における変動係数の値は、径長比や繊維に対する荷重の方向、樹種群により異なっていることが分かる。また、EYT 式により求められた降伏モードとシミュレーションにより求められた降伏モードが異なっている接合形式があるが、これは EYT 式を用いる場合、材料の密度は樹種群の平均値を用いているが、シミュレーションでは、変動係数 0.1 とした正規分布で与えているため生じたことと考えられる。

径長比や繊維に対する荷重の方向、樹種群に応じて荷重・耐力係数が異なっているのでは、設計する上で非常に煩雑である。そこで、同表より上限値を求め、それによって接合部における変動係数を規定することにする。このような観点から変動係数の値を眺めてみると、径長比の小さな接合部で変動係数が 0.20 弱になっている箇所があるが、それ以外では、上限値をほぼ 0.15 と考えてよいことが分かる。木橋では径長比の値は比較的大きいと考えられので、接合部におけるせん断耐力の変動係数を 0.15 とし、この変動係数の値に応じた**2．基本編**における荷重・耐力係数の値を用いることとする。

④ せん断耐力の低減

ボルトの使用本数が多数であって、力の作用条件、使用状況、施工精度によりボルト 1 本当たりの耐力が低下するおそれがある場合には、接合システム係数（K_{js}）を用いてせん断耐力を適切に低減する。

接合部に引張荷重が作用する接合部は、可能な限り避けるべきであるが、やむを得ず設計

する場合は、接合部の断面欠損部分における母材の破壊を避けるために、母材有効断面部分の引張応力度が材の引張基準強度を超えないよう照査を行う。

木材の繊維に平行方向以外から力を受ける接合部では、(5.30) 式により求めたせん断応力が部材のせん断に対する終局限界耐力を超えないように照査を行う。

原則として、部材の繊維直交方向あるいは繊維に傾斜する方向に力が加わるような接合部は設計段階で排除すべきであるが、やむを得ない場合は、たとえば、炭素繊維強化シート等を木材の繊維直交方向に巻くなどして割裂が生じにくい措置を講じるとともに、状況に応じて耐力を低減する必要がある。

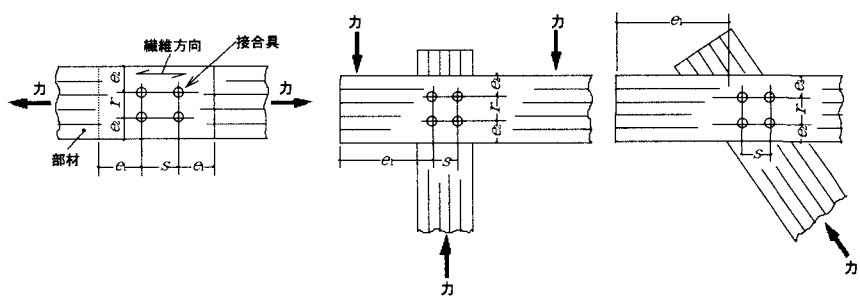
⑤ ボルトの配置

せん断を受けるボルト接合部におけるボルトは、**表－5.9** および**図－5.20** を満足するように配置させる。ただし、ここに示す値は最低限のものである。従って、この値を満足できないようであれば部材の寸法から見直す必要がある。なお、繊維平行方向の場合、e_1 を端距離、e_2 を縁距離と呼んでいる。

l/d（径長比）が小さい、すなわち、太短い接合具を用いる場合は、e_1 および s の値を上記に定める規定よりなるべく大きい寸法を確保する。これは、径長比が小さい接合具を用いた接合部では、接合具の変形が小さく、脆性的な破壊を生じやすいことから[5.19]、割裂線の生じる繊維方向の距離を長くする必要があるためである。また、e_2 および r の値は、力の作用条件および使用状況を考慮し、適切な値を決定する。

表－5.9　せん断を受けるボルトの配置

距離・間隔	加力方向		
	繊維方向	繊維に直角方向	中間角度
S	7d以上	3d (l/d=2) 3d～5d (2≦l/d<6) 5d以上 (l/d≧6)	角度に応じて繊維方向と繊維に直角方向の値の中間値をとる
r	3d以上	4d以上	
e_1	7d以上(荷重負担側) 4d以上(荷重非負担側)	7d以上	
e_2	1.5d以上. l/d>6のときは1.5d以上 かつr/2以上	4d以上(荷重負担側) 1.5d以上(荷重非負担側) ただし、(5.2)式による検討を行う	



図－5.20　せん断を受けるボルトの配置

⑥ 施工上の注意事項

ボルト接合部の施工にあたっては、ボルトとボルト孔のすき間が原因となって構造部に支障をきたす変形を生じさせないように、可能な限り各材の孔位置および直径が一致するようにする。なお、多数本のボルトを有する接合部において、施工上の問題から挿入鋼板等の先穴とボルトのクリアランスやスリットと鋼板のクリアランスを大きくする場合は、施工後にスリットあるいはボルト孔に樹脂を充填する等、初期ガタを抑制する措置を施す必要がある。

ボルトができるだけ孔に密着するように、先孔の直径はボルトの軸径程度とすることが必要である。先孔の直径がボルトの軸径を超える場合には、せん断耐力を適切に低減させる必要がある。

ボルトの締付けは、通常、座金が木材にわずかにめり込む程度とする。

⑦ ボルト接合部の引張耐力

ボルト接合部の引張短期荷重に対する終局限界耐力の公称値は、(5.35) 式と (5.36) 式のうち、小さいほうの値をとる。この場合、座金は有害な変形を生じない充分な厚さを有するものとする。なお、ボルトが純粋に引抜力を受けるような設計は避ける。従って、複合応力として引抜力に対する考慮が必要である場合にのみ、下記の照査を行う。

ここで、荷重継続期間を中長期とする場合の引抜耐力は、(5.35) 式による値の 0.67 倍と、中長期に対する荷重継続期間影響係数 K_d を (5.36) 式に乗じた値のうち、小さいほうの値とする。同様に、中短期とする場合の引抜耐力は、(5.35) 式による値と (5.36) 式による値に中短期に対する荷重継続期間影響係数 K_d を乗じた値のうち、小さいほうの値とする。さらに、荷重継続期間を長期とする場合の引抜耐力は、(5.35) 式による値の 0.67 倍および (5.36) 式による値に、長期に対する荷重継続期間影響係数 K_d を乗じた値のうち、小さいほうの値とする。

$$P_{tU} = 0.75 \cdot F \cdot A_Z \tag{5.35}$$

$$P_{tU} = F_e \cdot A_w \tag{5.36}$$

ここで、

P_w：引抜きに対する終局限界耐力の公称値 (N)

F：ボルトの基準強度 (SS400 クラスのボルトでは 240N/mm^2)

A_Z：ボルトの軸断面積 (mm^2)

F_e：木材のめり込み基準強度 (N/mm^2)

A_w：座金の面積 (mm^2)

⑧ 注意事項

ボルトは、節・目切れなどの有害な欠点を避けて配置させる。万が一、避けられない場合には、その影響を適切に評価して耐力を低減したうえで、その接合部の安全性を検証する。実際に低減をおこなう場合は、実験等により低減率を確認する必要がある。

ボルト接合部では、木材の乾燥収縮に伴う緩み (ガタ) を避けるために乾燥した木材を用いる。地域材の有効利用等の目的で丸太を用いるような場合は、管理を徹底して行う。高含水率材の使用は、乾燥による収縮のみならず、劣化の原因ともなる場合があるので、注意が必要である。その他、特別な理由により未乾燥材を使用する場合には、含水率影響係数等を用いて適切に耐力を低減させるとともに、維持管理においては乾燥による割れが生じないよう注意するとともに、ボルトの常時締め直し機構を設ける等の措置を講じる。

(2) ドリフトピン接合

① ドリフトピンの品質

ドリフトピンの品質は JIS G 3191 (丸鋼) と同程度以上のものを用いる。また、使用環境条件および期待する耐用年数に応じた適切な防錆処置を施したものを用いる。

② ドリフトピン接合のせん断耐力

ドリフトピン接合部の耐力発現機構は、ボルトと同様に考えてよい。従って、EYT 式によってせん断耐力の計算を行うことができる。ドリフトピン接合部のせん断に対する終局限界耐力の公称値は (5.37) 式を用いて計算する。

使用限界耐力の公称値も、ボルトと同様に終局限界耐力の 2/3 としてよい。ただし、ドリフトピン接合では加力時にドリフトピンの変形に伴う部材間の開きが生じないようにボルトやラグスクリュー等を併用すると同時に、施工後長期間に亘ってドリフトピンが脱落しないための措置を講じる必要がある。

$$P_{AU} = P_y \cdot K_y \tag{5.37}$$

ここで、

P_{AU}：せん断に対する終局限界耐力の公称値（N）
P_y：ドリフトピン接合の降伏耐力（N）
K_w：耐力割増係数（K_w=1.0 とする）

上式におけるドリフトピン接合の降伏耐力は(5.38)式による.

$$P_y = C \cdot F_e \cdot d \cdot l \tag{5.38}$$

ここで、
P_y：ドリフトピン接合の降伏耐力（N）
C：接合形式とその破壊形式によって定まる接合形式係数
F_e：主材の支圧強度（N/mm^2）
d：ドリフトピンの軸径（mm）
l：主材厚（mm）

接合形式係数 Cは、**図－5.21** に示す接合の形式に応じて以下の値をとる。ただし、式中の記号は以下に示す通りである。
α：側材厚/主材厚（l'/l）
β：側材と主材の支厚強度の比（F_e'/F_e）
γ：ドリフトピンに用いられる鋼材の基準材料強度と主材の支圧強度の比（F/F_e）
F：ドリフトピンの鋼材の基準材料強度（N/mm^2）
F_eおよびF_e'：主材および側材の支圧強度（N/mm^2）
ただし、主材の基準支圧強度（F_e）の値は、接合部の条件によって、繊維方向、繊維直交方向および繊維に傾斜する場合と対応した値にそれぞれ読み替える必要がある。

（ｉ）木材の主材および側材よりなる 2 面せん断接合
次の 4 式のうち最小値をとる.

$$2\alpha\beta,\quad 1,\quad \sqrt{\frac{8\alpha^2\beta^2(1+\beta)}{(2\beta+1)^2}+\frac{8\beta\gamma\left(\frac{d}{l}\right)^2}{3(2\beta+1)}}-\frac{2\alpha\beta}{2\beta+1},\quad \frac{d}{l}\sqrt{\frac{8\beta\gamma}{3(1+\beta)}}$$

（ⅱ）木材の主材中央部の鋼板を挿入した 2 面せん断接合
次の 3 式のうち最小値をとる.

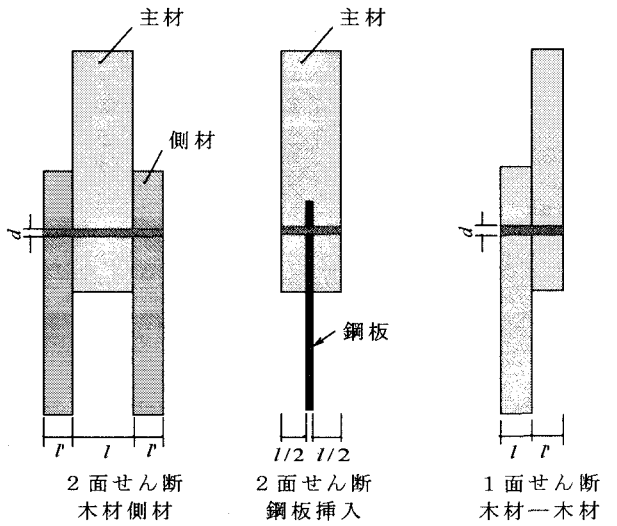
$$1,\quad \sqrt{2+\frac{8}{3}\gamma\left(\frac{d}{l}\right)^2}-1,\quad \frac{d}{l}\sqrt{\frac{8}{3}\gamma}$$

（ⅲ）木材と木材による 1 面せん断接合
次の 6 式のうち最小値をとる

$$1,\quad \alpha\beta,\quad \frac{\sqrt{\beta+2\beta^2(1+\alpha+\alpha^2)+\alpha^2\beta^2}-\beta(1+\alpha)}{1+\beta},$$

$$\sqrt{\frac{2\beta(1+\beta)}{(2+\beta)^2}+\frac{2\beta\gamma\left(\frac{d}{l}\right)^2}{3(2+\beta)}}-\frac{\beta}{2+\beta'},$$

$$\sqrt{\frac{2\alpha^2\beta^2(1+\beta)}{(2\beta+1)^2}+\frac{2\beta\gamma\left(\frac{d}{l}\right)^2}{3(2\beta+1)}}-\frac{\alpha\beta}{2\beta+1},\quad \frac{d}{l}\sqrt{\frac{2\beta\gamma}{3(1+\beta)}}$$



図－5.21　せん断を受けるドリフトピンの接合形式

ドリフトピンは、ボルトのように頭部、ナット、座金が存在せず、ロープ効果が期待できないため、負荷方向が繊維方向の場合、降伏後の耐力上昇が認められない。既往の実験結果から、終局耐力はEYT式による降伏耐力計算値の1.1～1.2倍程度であることが知られているが、本手引きでは終局耐力における耐力割増係数は1.0として計算する。

また、木材の支圧強度については、実験値を用いるか、あるいはボルトと同様に、(5.33)式あるいは(5.34)式と木材の密度を用いて求める。ここで密度は、実測値あるいは**表－5.7**の平均値を用いることができる。繊維に対して傾斜した場合の支圧強度については、材料の圧縮強度の評価方法に従う。

③ せん断耐力の低減(接合システム係数および含水率影響係数)

多数本の接合具から構成される接合部に対しては、力の作用条件、使用状況、施工精度に応じて、接合システム係数を用いてせん断耐力を適切に低減させる。

部材が引張負荷を受ける接合部については、接合部の断面欠損部分における母材の破壊を避けるために、母材有効断面部分の引張応力度が部材の基準引張強度を超えないように設計する。

木材の繊維に平行方向以外から力を受ける接合部では、(5.30)式により求めたせん断応力度が部材の基準せん断強度を超えないように設計する。

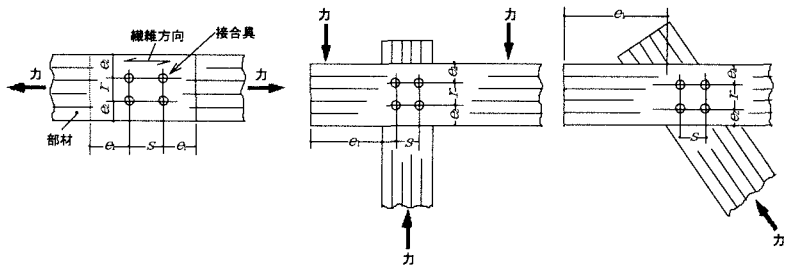
ドリフトピン接合部では、木材の乾燥に伴うガタや割れを避けるために、乾燥した木材を用いる。やむを得ず未乾燥材を使用する場合は、含水率影響係数等を用いて適切に耐力を低減して設計すると同時に、維持管理にあたっては乾燥による割れが生じないように注意するとともに、ドリフトピンが使用期間に亘って脱落しないための措置を講じる必要がある。

④ ドリフトピンの配置

せん断を受けるドリフトピンの配置は、**表－5.10**および**図－5.22**によるが、l/dが小さい場合には、脆性破壊を避けるために、eおよびsの値を上記に定める規定よりなるべく大きくなるように設計する。

表－5.10　ドリフトピンの配置

距離・間隔	加力方向		
	繊維方向	繊維に直角方向	中間角度
s	$7d$以上	$3d$ (l/d=2) $3d$～$5d$ ($2 \leqq l/d < 6$) $5d$以上 ($l/d \geqq 6$)	角度に応じて繊維方向と繊維に直角方向の値の中間値をとる
r	$3d$以上	$4d$以上	
e_1	$7d$以上(荷重負担側) $4d$以上(荷重非負担側)	$7d$以上	
e_2	1.5d以上. l/d>6のときは1.5d以上 かつr/2以上	$4d$以上(荷重負担側) 1.5d以上(荷重非負担側) ただし、(6.2)式による検討を行う	



図－5.22　ドリフトピンの配置

⑤ ドリフトピン接合の注意事項

ドリフトピン接合部は、ボルト接合部と比較すると初期ガタがほとんど認められないことが有利な点として挙げられる。しかしながら、繰り返し負荷によってゆるみが生じると、極端な場合には接合具が抜け落ちる可能性もあるので、管理を徹底する必要がある。

ドリフトピン接合部の施工にあたっては、ドリフトピンと孔のすき間の存在により構造部に支障をきたす変形を生じさせないために、できるだけ各孔が一致するようにし、かつ、ドリフトピンが孔に密着するようにドリフトピンの軸径よりも小さな先孔をあける。ドリフトピンの先孔の大きさについては明確な基準はないが、軸部の直径（異形の場合は最小値）と同寸とするのが現実的である。先穴が小さすぎると、打ち込み時に割裂を生じる危険性がある。特に、密度の高い材料ほど割裂が生じやすくなるので注意が必要である。

(3) ラグスクリュー接合

① ラグスクリューおよび鋼材の品質

ラグスクリューの規格は、製造者団体の規格[5.20]あるいはDIN規格[5.21]に準じたものとする。また、側材として用いる鋼板の材質は、「道路橋示方書・同解説　Ⅱ鋼橋編」[5.14]に準ずる（JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材(SS400)参照)。

② せん断耐力

ラグスクリュー接合部についても、せん断耐力は、木部材の支圧強度とラグスクリューの曲げによって発現すると考えられることから、ボルトおよびドリフトピン接合と同様に EYT 式を用いて計算することができる。

すなわち、側材に鋼板（厚さ 13mm 以下）を用い、木材の繊維平行方向の力を受ける場合、ラグスクリュー接合部のせん断に対する終局限界耐力の公称値は(5.39)式によって求める。

使用限界耐力の公称値は終局限界耐力の公称値の 2/3 とする。耐力に関する調整係数は 5.7 (2)に従って決定する。

$$P_U = P_y \cdot K_w \tag{5.39}$$

ここで、

P_U：ラグスクリュー接合部のせん断に対する終局限界耐力の公称値 (N)

P_y：ラグスクリュー接合の降伏耐力の公称値
K_w：耐力割増係数（K_w=1 とする）
上式中、降伏耐力公称値は(5.40)式によって求める。

$$P_y = C \cdot F_e \cdot d \cdot l \qquad (5.40)$$

ここで、
P_y：ラグスクリュー接合部に対する降伏耐力公称値（N）
F_e：主材の基準支圧強度（N/mm^2）
l：ラグスクリュー有効挿入長さ（mm）
d：ラグスクリュー胴部の直径（mm）
C：接合形式とその破壊形式によって定まる係数。
ただし、係数Cの値は次の３式の最小値とする。

$$1, \quad \sqrt{2+\frac{4M_y}{F_e d l_2^2}}-1, \quad \frac{d}{l_2}\sqrt{\frac{4M_y}{F_e d^3}}$$

ここで、
M_y：ラグスクリューの降伏モーメント（実測値）あるいは、$M_y = S_y d^3/6$（完全塑性状態を仮定した式）による計算値
S_y：曲げ試験で得られるラグスクリューの降伏応力度（N/mm^2）

上式における木材の基準支圧強度については、実験値を用いるか、あるいはボルトやドリフトピン接合部と同様に、(5.33)式あるいは(5.34)式と木材の密度を用いて求める。ここで密度は、実測値あるいは**表－5.7** の平均値を用いることができる。繊維に対して傾斜した場合の支圧強度については、材料の圧縮強度の評価方法に従う。

③ せん断耐力の低減

鋼板の厚さが 13mm を超える場合は、ラグスクリューの打ち込みの長さの比を用いて低減させる。

木材の繊維に直交する方向に力を受ける場合のラグスクリュー接合部のせん断耐力は、繊維方向に力を受ける場合の 1/2 とする。また、荷重角度が 0° ～90° の範囲にある場合は（5.29）式を用いて補正する。

複数本のラグスクリューで構成される接合部のせん断耐力は、ラグスクリュー１本あたりのせん断耐力を接合システム係数K_{js}により適切に低減させる。

施工時および使用状態において木材の含水率が 20%以上の場合は、含水率影響係数K_{jm}を用いて、せん断耐力を 2/3 に低減させる。

④ 引抜耐力

ラグスクリューの引抜きに関するデータは非常に少ない[5.22), 5.23), 5.24)]。下記の式は、このような実験結果を基に、データのバラツキなどを考慮して導かれたものである。

ラグスクリュー接合部の引抜きに対する終局限界耐力の公称値は（5.41）式で求める。使用限界耐力の公称値は終局限界耐力の 2/3 とする。ただし、ラグスクリューのねじ谷径部断面の応力が、その材料の基準引張強度を超えないことを検証しなければならない。

$$P_{wU} = 23.5 \cdot \rho^{0.8} \cdot d \cdot l' \qquad (5.41)$$

ここで、
P_{wU}：引抜きに対する終局限界耐力の公称値（N）
ρ：木材の気乾密度（実測値の平均値、あるいは、**表－5.7** の平均密度）
d：ラグスクリューの軸直径（mm）
l'：木材にねじ込まれたねじ部の長さ（mm）

接合部に関する調整係数は5.7 (2)に従って決定する。

ただし、構造耐力上主要な部分においてラグスクリューを引抜方向に抵抗させることは避ける。特別な理由により使用する場合は、側面打ちの場合の引抜耐力の 3/4 を超えないように設計する。

施工時や使用状態での木材の含水率が 20%以上となる場合は、含水率影響係数 K_{jm} を用いて引抜耐力を 2/3 に低減させる。

⑤ せん断と引抜きを同時に受ける場合の耐力

荷重が木材の表面に対し、ある角度をもって作用することにより、ラグスクリュー接合部がせん断と引抜きを同時に受ける場合は、荷重をせん断力と引抜力に分けて検討した上で、複合応力状態に対する安全性を確認する。

⑥ ラグスクリューの座金および配置

ラグスクリュー接合部に使用する座金および厚さはボルト座金に関する**表－5.8** に、配置については**表－5.9** を用いて決定する。この場合、ボルトの胴部直径をラグスクリューの胴部直径と読み替えて適用する。

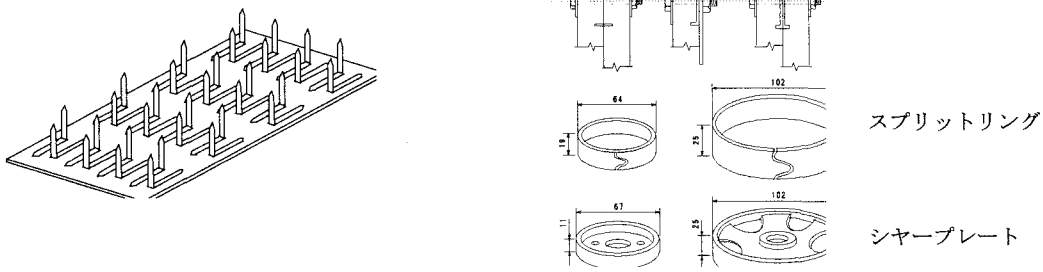
⑦ 施工上の注意事項

胴部の先孔は胴部の直径と同寸とし、その長さも胴部と同寸とする。ねじ部の先孔は、**表－5.7** における基準密度グループ J1 の材料を用いた場合には、ねじ直径の 60～75%、その他のグループの材料に対しては 40～70%とし、その長さは少なくともねじ部の長さと同じにする。先穴が小さい場合は部材に割裂が生じ、また、大きい場合には、ねじ部における木材と接合具とのかみ合わせが少なくなるので、いずれの場合も所定の能力を発揮できなくなる。従って上記の条件を必ず満たすように施工する。

ラグスクリューは先孔に対してレンチなどで回しながら挿入するものとし、ハンマーなどで打ち込まないようにする。なお、挿入を容易にするために石けんまたはほかの潤滑剤を用いてもよい。

(4) その他の接合具を用いた接合部

木質構造では、上記の接合具以外にメタルプレートコネクタ、ジベル（**図－5.23** 参照）、および構造用金物等も用いられている。これらの接合具に対する公称値等の設計値については、建築学会編・限界状態設計法を参照されたい[5.25]。



図－5.23　その他の接合具の例
（左：メタルプレートコネクタ（一例）、右：ジベル類、図中の数字の単位：mm）

5.9 接着剤による接合

接着剤による接合部については、接着接合に要求される条件によって、適切な接着剤の選択および接着作業を行う必要がある。

接着接合には接着剤単独接合とメカニカル(機械的)な接合具と接着剤を併用する接着剤併

用接合とがあるが、木橋における接着接合部は直接風雨にさらされるなど建築物とは比較にならないほど厳しい条件におかれる。従って、木橋における接着接合部としては、後者の接着剤併用接合のみが適用できるものと考える。

接着剤併用接合とは、接着剤と釘・ボルトなどのメカニカルな接合具を併用する接合で、接合部に要求される剛性・強度・靱性に対し、メカニカルな接合と接着接合が補完しあって性能を確保するものである。

(1) 接着剤

使用できる接着剤は、フェノール樹脂木材接着剤（JIS K 6802）の規格によるものと同等、またはそれ以上の性能をもつものとする。なお、フェノール樹脂木材接着剤と同等の接着剤としては、レゾルシノール樹脂接着剤、エポキシ樹脂接着剤がある。

水性高分子イソシアネート系木材接着剤、ポリウレタン樹脂接着剤、メラミン・ユリア共縮合樹脂接着剤については、それらの耐久性が立証された場合に限り、同等として用いることができる。なお、接着剤は、通常の建物内で曝される程度の熱環境において、構造耐力上支障のある軟化または硬化を生じない性能のものを用いる。また、接着剤硬化に伴う収縮により接合部に有害な欠陥を生じさせないものを選択する。

接着剤は、品質保証期間を過ぎたものや、温湿度、紫外線、密封度などについての保管状況管理が充分でないものは使用しない。

また、接着剤の使用にあたっては、接着剤製造業者の指示する配合仕様による調合条件、施工条件および作業手順にしたがって施工する。とくに温度管理に留意し、低温または著しい高温にならないように注意する。さらに、あらかじめ接着力試験を行って接着力を確認するか、または、作業後抜き取り試験を行い、接着力を確認する必要がある。

(2) 接着される材料

接着面は、原則として、反り直し、および、むらとりを行い、機械かんな仕上げまたはそれ以上の平滑な仕上げとし、表面によごれなどが無いようにする。なお、接着作業に先だつ前処理等に関して接着剤製造業者の指示がある場合には、それに従って施工する。

接着される木質系材料の含水率は、20%を超えない範囲とし、かつ、構造部材として使われる環境における平衡含水率に近いものでなければならない。その場合、接着される２材の含水率の差は5%以内であるようにする。

主要構造部における異樹種間ならびに木材と木材以外の材料との接着接合は、接合部の耐力と耐久性が実験により立証された場合に限って採用する。

熱・温湿度繰返し、紫外線等の環境が通常とは異なる特殊な環境で使用される部材、または接着部分が直接風雨にさらされる部材などの接着接合については、その影響を勘案して必要に応じた耐久性上有効な措置を講じ、かつ、構造耐力上必要な接着性能を確保できる場合に限り採用する。

(3) 耐力

接着剤併用接合部のせん断耐力は、実験によって定めるものとする。実験においては接着力を測定するための小試験体だけではなく、実際の接合部の寸法における実験も行う必要がある。この場合、理論的な耐力算定式が存在しない場合は、耐力の統計的な分布を特定できるだけの試験体を準備しなければならない。

(4) 接着作業

接着剤を用いた接合を行う操作は、接着剤製造業者の推奨する接着仕様に従って行い、実験によって接合部に要求される構造性能と耐久性が立証された場合は、その接着作業条件を標準とする。また、使用開始時期については、接合部に要求される条件や接着剤製造業者推奨の接着仕様によって適切に定められたものを採用する。

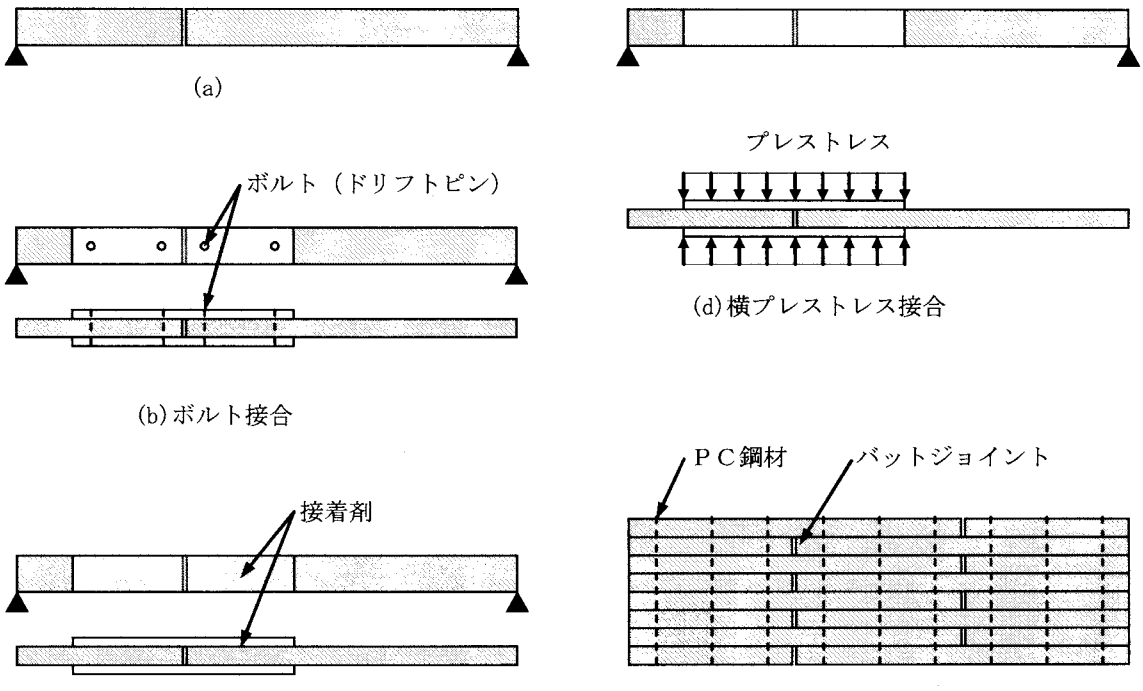
5.10 プレストレスによる接合

プレストレスを用いた木材の接合には，プレストレスを繊維直角方向に導入する横プレストレス方式と、繊維方向に導入する縦プレストレス方式の２つがある。前者は「**5.9 接着剤による接合**」の接着剤の効果をプレストレスによる木材間の摩擦によって代替させるもので，応力伝達の機構は鋼桁の連結に用いられる摩擦接合用高力ボルトによる接合と同じである（同様に，ドリフトピン接合は，支圧接合用高力ボルトによる接合に似ている)。一方、後者は接合面（木口面）に直接的にプレストレスを与えるものであり、PC桁のプレキャストセグメント工法と同じである。どちらの方式も木材のクリープが接合性能に影響を与える。

(1) 横プレストレス接合

図－5.24 (a)のように木材の縦継ぎの必要がある場合、接合位置に母材断面と同等以上の添え木を配し、**図－5.24** (b)のように，木材とボルトの支圧によって応力を伝達するボルト接合やドリフトピン接合を用いて縦継ぎすることができる。

一方，支圧ではなく，主材と添え木の間の摩擦によって応力を伝達する方法もある。**図－5.24** (c)の接着剤による接合はその代表であり、この接着剤の代わりにプレストレスによる摩擦を利用するのが横プレストレス接合である（**図－5.24** (d)）。このとき、**図－5.24** (e)のように接合される木材と添え木を等断面として、お互いの役割を接合方向に並べられた複数の木材が受け持つようにして集成すると、短い部材を用いた長支間のプレストレス木床版の施工が可能となる。つまり、プレストレス木床版は接合工法の一つでもあり、支間20m以上の橋も架設されている。なお，プレストレス木床版の不連続箇所をバットジョイント（butt joint)と呼ぶ。

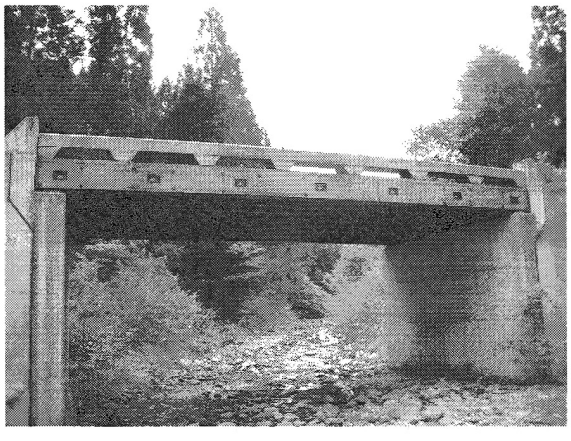


図－5.24　横プレストレス接合

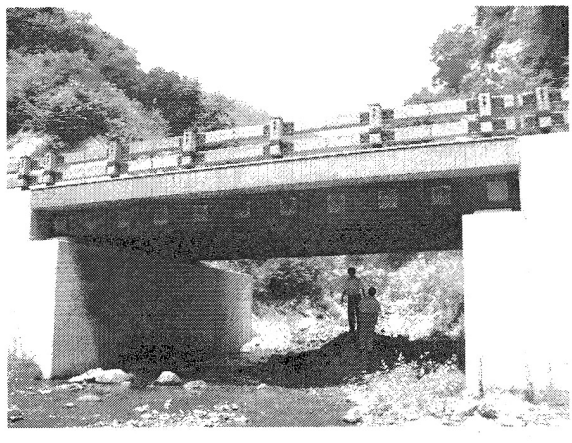
①プレストレス木床版橋

釘打ち木床版[5.26]の補修を目的として、1970年代中頃にカナダのオンタリオ州で開発された工法であり、より耐久生のあるPC鋼棒で床版の幅員方向をプレストレスすることにより床版の剛性を向上させるというものである。1980年代始めからは床版そのものを橋体とするプレストレス木床版橋へと発展しカナダ、アメリカ、オーストラリアを中心に低コスト木橋として広く普及している。国内では1993年に秋田県内の林道に「揚の沢橋」（**写真－5.1**）が初めて建設されて以来、全国各地に事例を増やしている。長野県においては、**写真－5.2** に示すような林道橋を対象にプレストレス木床版橋の標準設計化を図っている。

プレストレス床版はまた、大規模なトラス橋やアーチ橋の床版としても採用されている。



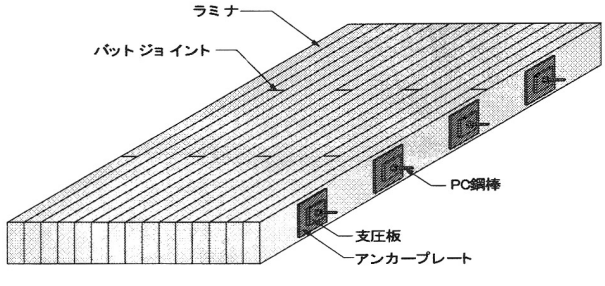
写真－5.1　揚の沢橋（秋田県）



写真－5.2　クルワドウ橋（長野県）

①プレストレス木床版橋の構造

プレストレス木床版は幅員方向に並んだラミナを複数のPC鋼棒で緊張することによって一体化させる構造である。ラミナには製材や、LVL、集成材といった木質材料が用いられるが、製材ラミナを用いる場合，製材長さの関係上，図－5.25 に示すようにバットジョイントが配置される。また，LVLや集成材を用いる場合でも支間長が長くなる場合には、部材製作や輸送上の制約に応じてバットジョイントを配置する必要がある。



図－5.25 プレストレス木床版の構造

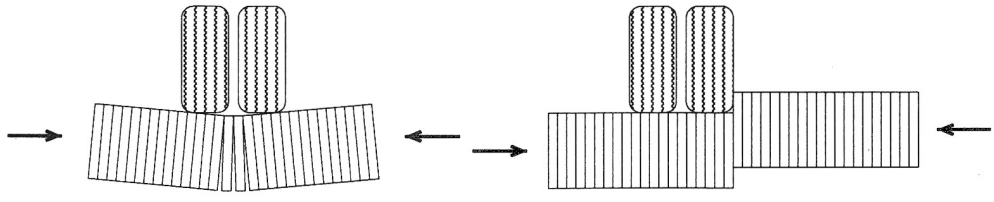
②プレストレス木床版の設計

プレストレス木床版に関する設計法や施工法は，カナダのOHBDC[5.27]やアメリカのAASHTO[5.28]に規定されている。また，最近では欧州規格のEurocode5-Part2[5.29]にも取り入れられている。

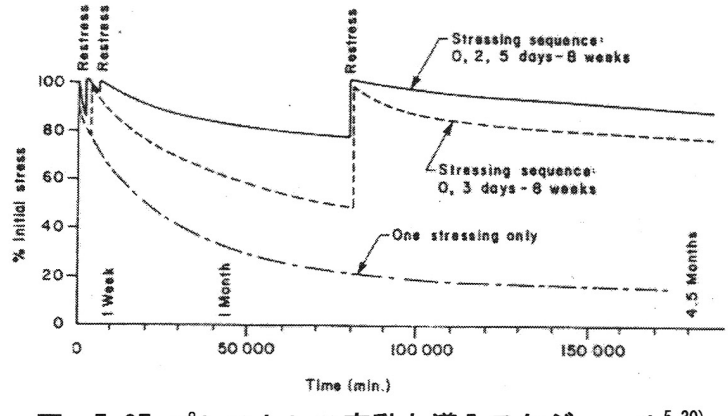
プレストレス木床版は、直交異方性板として適切にモデル化して設計する必要があるが、床版の有効幅を用いて設計する簡易設計法[5.30]をも提案されている。

③プレストレスの変動

プレストレスは，図－5.26 に示すように，(a)幅員方向の曲げモーメントによって床版下面に引張応力が生じないこと，(b)せん断力によって隣接するラミナが滑らないことの２条件を満たすように導入する必要があるが、鋼棒のリラクセーションと木質材のクリープによってプレストレスの損失が生じることが知られている。これらの損失に対し、定期的に再プレストレスを行う必要がある。この作業を行わない場合、図－5.27 に示すようにプレストレスは初期導入の約80%が失われるとも言われている[5.30)]。



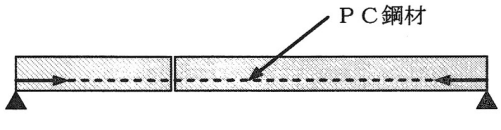
図－5.26 プレストレスの必要条件



図－5.27 プレストレス変動と導入スケジュール[5.30)]

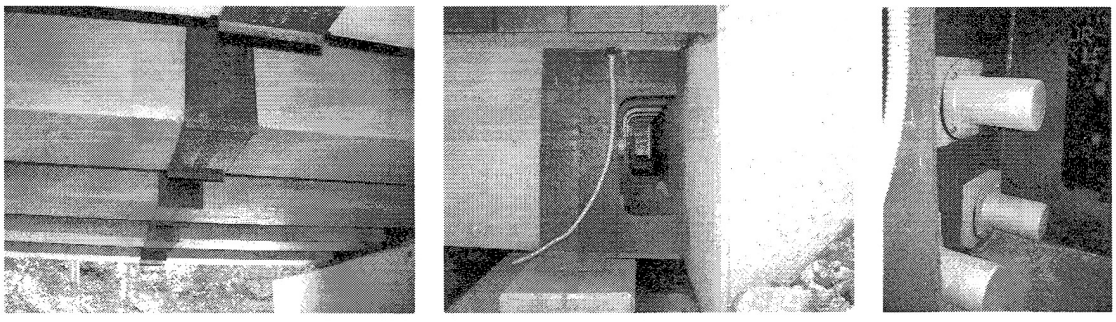
(2)縦プレストレス接合

接合面に発生するであろう応力を打ち消すような応力をあらかじめ与えておくもので、プレストレスコンクリートと全く同じ理論である。コンクリートの場合は、端部において上側に引張応力が発生しないように、ケーブルを曲げ上げるなどの工夫が必要であるが、木材の場合は引張力に抵抗できるため、直線配置としても問題ない。



図－5.28 縦プレストレス接合

写真－5.3　さくらばし（長野県）



写真－5.4　プレストレス接合部（さくらばし）

5.11　単純木桁橋の耐風設計

既存の設計例は入手困難のため、あるいは存在しないため道路橋仕方書・同解説の設計を参考とする。上横構は省略し、支間 25m 以下では下横構も省略できる。さらに支間 25m 以上でも桁幅が大きい場合やダブルビームの場合は、鉄筋コンクリート橋に準じて下横構も省略してよい（案）。

(1) 風荷重

① 許容応力度設計法での風荷重

単位面積に作用する風荷重は「**道示**」によれば

$$p=\frac{1}{2}\rho U_d{}^2 C_d G$$

ここで　ρ：空気密度（$=0.125\text{kgf}\cdot\text{s}^2/\text{m}^4$）

U_d：設計基準風速＝40m/s。日本全国の高度 10m における、50 年間でその風速を超えない確率が 0.6 以上となる風速（10 分間平均風速）。

C_d：抗力係数

G：ガスト応答係数

「C_d：抗力係数」

1）プレートガーダー

2）２主構トラス

3）その他の形式の橋梁

角形断面では風上側部材には 1.6, 風下側部材には 0.8 の抗力係数を適用する。

活荷重には 1.6 を適用。

「G：ガスト応答係数」

海上の風を想定し、1.9 を標準値とする。以上より風荷重の公称値は

$$p=\frac{1}{2}\rho U_d{}^2 C_d G=\frac{1}{2}\times\frac{1}{8}\times 40^2\times 1.6\times 1.9=304\,\text{kgf/m}^2 \fallingdotseq 300\,\text{kgf/m}^2 \fallingdotseq 3\text{kN/m}^2$$

② 木桁橋

「道示 2.2.9 風荷重」では

1）プレートガーダー

2）２主構トラス

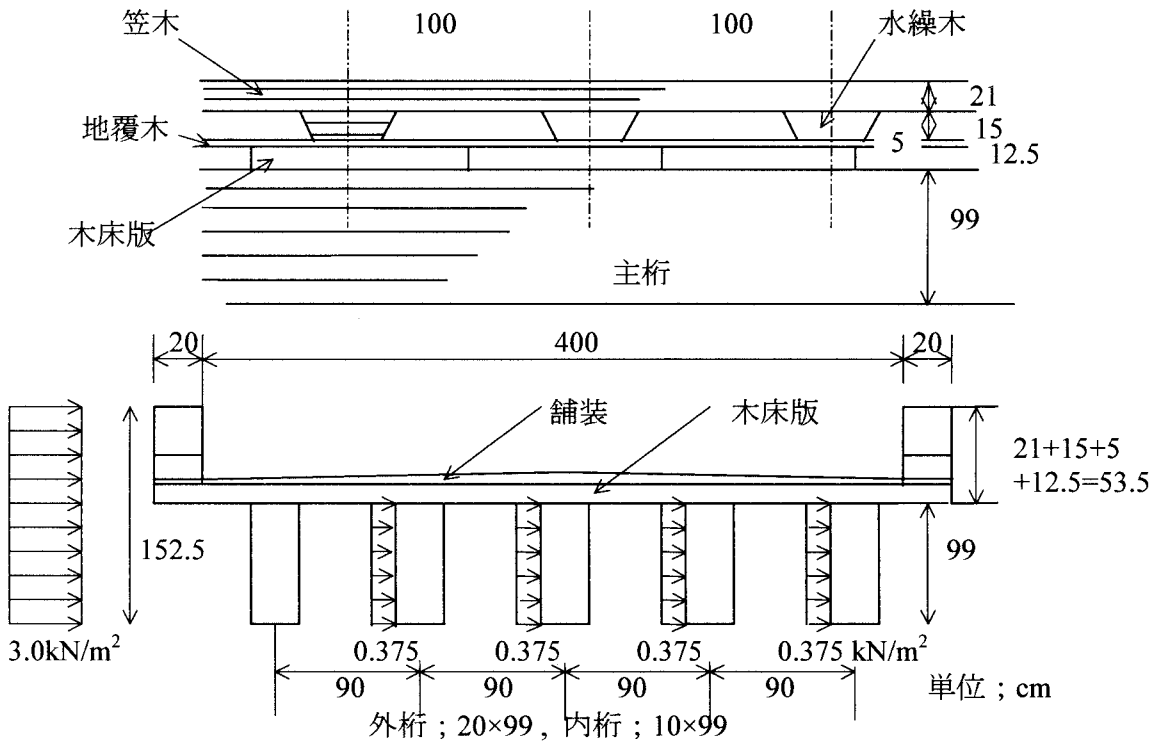
3）その他の形式の橋梁

となっている。木桁橋の場合プレートガーダーを準用することも考えられるが、桁断面形状が相当異なること（桁幅が広く上下フランジに相当するものがないなど）から、「3）その他の形式の橋梁」を適用することとする。すると**表－5.11** を用いることになる。

表－5.11 プレートガーダーあるいは2主構トラス以外の橋梁の部材に作用する風荷重(kN/m²)、公称値

部材の断面形状		風荷重	
		風上側部材	風下側部材
円　形	活荷重載荷時	0.75	0.75
	活荷重無載荷時	1.5	1.5
角　形	活荷重載荷時	1.5	0.75
	活荷重無載荷時	3.0	1.5

鵜養橋（二等林道橋）を例にとる。側面図と横断面図を下に示す。



図－5.29　鵜養橋一般図

表－5.11 より角形で活荷重無載荷時を適用すれば風荷重は上図のようになる。風下側の風荷重の総量が 1.5kN/m² と解釈するから、風下の各桁に作用する風荷重は1主桁当たり、1.5/4=0.375 kN/m² となる。風荷重は水平投影面積の図心に作用するが、側面図から分かるように充実率は 100%に近いので、総高 152.5cm（=53.5cm+99cm）に一様に作用するものとする。

橋軸方向単位長さ当たりの風荷重の合計は以上より

$$p_w = 3.0 \times 1.525 + 1.5 \times 0.99 = 6.06\,\mathrm{kN/m}$$

許容応力度設計法で鋼桁橋の場合、許容応力度を割り増すので

$$p_w = 6.06/1.2 = 5.05\,\mathrm{kN/m}$$

とする。<u>限界状態設計法ではこのような割り増しを行わず、調整係数で評価する。</u>

「プレートガーダーを準用する場合」

総高 D=1.525m、総幅 B=4.4m であるので

$$B/D = 4.4/1.525 = 2.89 < 8$$

$$p_w = [4.0 - 0.2(B/D)]D \quad = [4.0 - 0.2 \times 2.89] \times 1.525 \quad = 5.22\,\mathrm{kN/m}$$

これは最小値 6.0kN/m より小さいので $p_w = 6.0\,\mathrm{kN/m}$ を採用。しかしこの値は上で求めた荷重

より小さい。この意味においても**表－5.11**の形式とするのが妥当のようである。

(2) 地震荷重

次に地震荷重を考える。木橋の設計地震動はレベル１地震動とする。「道示Ⅴ耐震設計編」6.3.3項により設計水平震度は

$$k_h = c_z k_{h0} \tag{5.42}$$

ここで

c_z：地域別補正係数で秋田県はB地域0.85

k_{h0}：レベル１地震動の設計水平震度の標準値で地盤種別および（上部構の重量を含む下部構の）固有周期別Tに応じて定まる。ここではII種地盤としその最大値k_{h0}=0.25を採用する。

以上より設計水平震度は

$$k_h = 0.85 \times 0.25 = 0.21$$

となる。本橋の集成材の材積は23.0m^3,舗装の平均厚さは7cmである。よって橋軸方向の橋の単位重量は

$$w_d = \frac{\rho_W V_W + \rho_P V_P}{l} = \frac{8.0kN/m^3 \times 23.0m^3 + 22.5kN/m^3 \times 4.0m \times 0.07m \times 14.0m}{14.0m}$$

$$= \frac{272.2kN}{14.0m} = 19.4kN/m$$

ここでρ_W, ρ_Pは木材およびアスファルト舗装の公称値である。参考値として文献3.1)の（木材＋鋼材＋舗装）の床面積当たりの平均死荷重を用いると

$$w_d = \mu_D B = 0.374tf/m^2 \times 4.4m = 1.65tf/m = 16.1kN/m$$

となる。この値は上記の 84.1%となるが、これは鵜養橋とこれより桁高が小さい坊川林道二号橋の平均値を用いたからと考えられる。

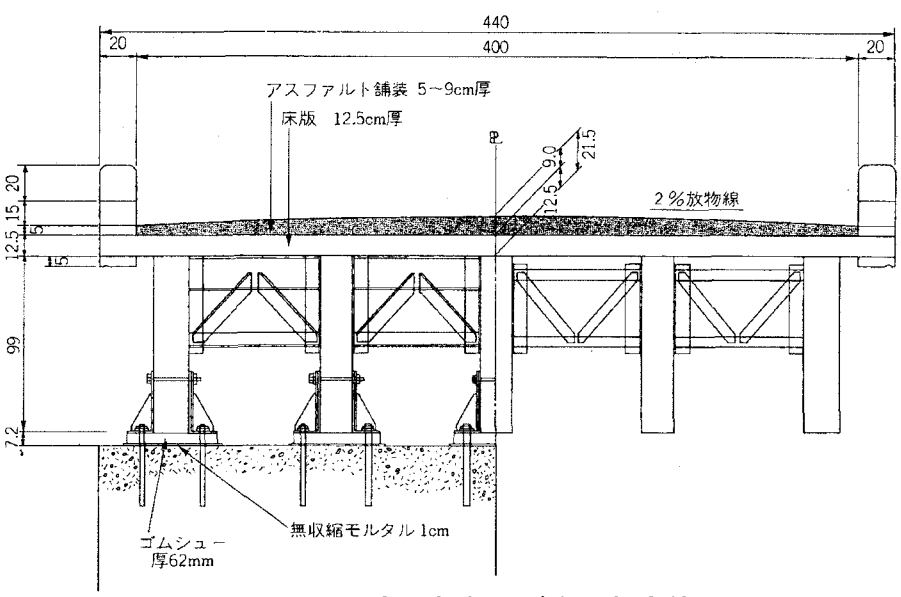
以上より橋全体に作用する水平地震荷重は

$$p_e = 19.4 \times 0.21 = 4.07kN/m$$

組み合わせ荷重の割増しを考慮すればp_e=4.07/1.5 =2.71kN/mとなる。

以上より風荷重を採用。この例から分かるように床版が木床版の場合は最大震度を想定しても風荷重の方が大きくなる。鉄筋コンクリート床版の場合はこれが逆になることも有り得るので注意しなければならない。

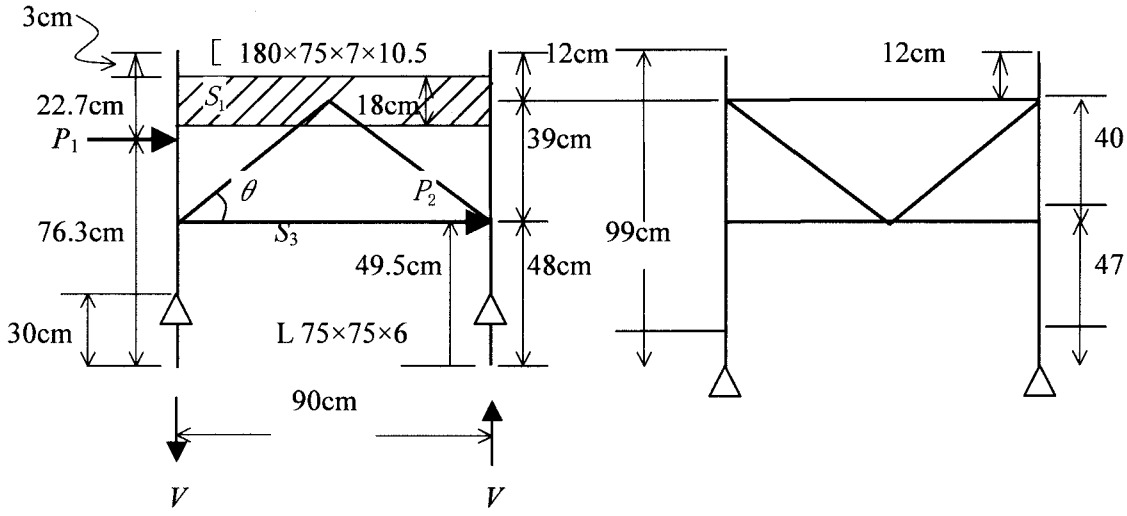
(3) 支承水平ボルトの設計荷重



図－5.30　支承部および中間部全体図

① 風荷重の場合

(a) 支点反力



(a) 端対傾構　　(b) 中間対傾構

図－5.31　対傾構一般図

1パネルのみの端対傾構を取り出すと、上図(a)のとおりである。風圧は風上側 3.0kN/m^2、風下側 0.375kN/m^2 を考える。風上側の水平力 P_1 は、支承部ボルト中心線より 1.525/2－0.30＝0.463m の所に作用し

$$P_1 = 3.0\text{kN/m}^2 \times 1.525\text{m} \times 15\text{m} \times \frac{1}{2} = 34.3\text{kN}$$

風下側の水平力 P_2 は、支承より 0.99/2-0.30 =0.195m の所に作用し

$$P_2 = 0.375\text{kN/m}^2 \times 0.99\text{m} \times 15\text{m} \times \frac{1}{2} = 2.78\text{kN}$$

支承部に生ずる鉛直反力 V は,風力 P_1 と P_2 による転倒モーメントのつり合いより

$$V = \left(34.3 \times 0.463 + 2.78 \times 0.195\right) \times \frac{1}{0.90} = 18.2\,\text{kN}$$

これは支承のアンカーボルトの橋台に対する引き抜き抵抗力および支承の水平ボルトの設計値となる。なお風荷重は風圧 p(kN/m^2)、もしくは設計風速 U_d(m/s)の二乗に比例するから

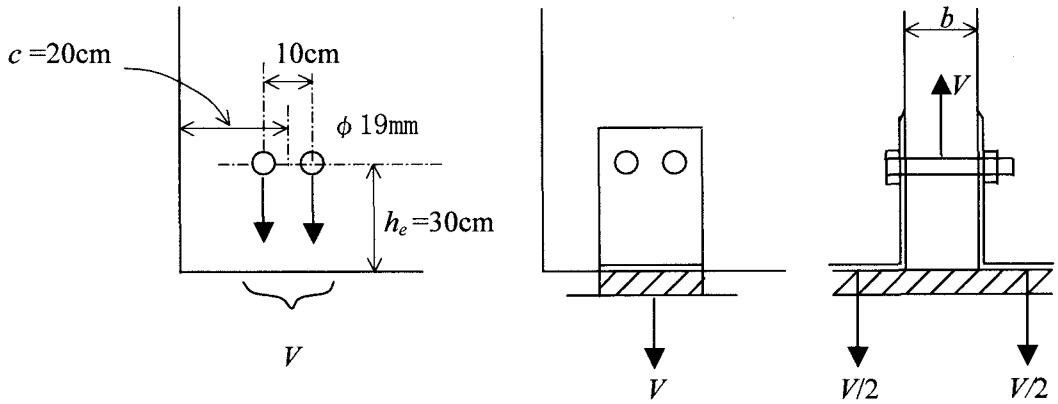
$$V \equiv S_n = aU_d^{\,2} \quad \text{(N)}$$

と書ける。a は定数で S_n を荷重効果の公称値という。本例の場合、結果のみ記すと a=11.3 となる。

(b) 鋼トラスの許容応力度設計

省略。この部分は鋼桁橋の端耐傾構の設計と全く同じとなる。

(c) 木部ボルトの設計



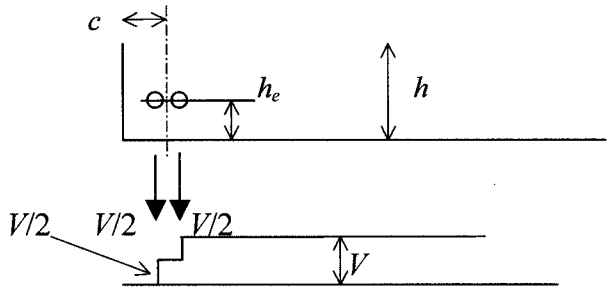
c-① 許容応力度設計法

c-①-a 接合部の母材のせん断応力の照査

$$F_v = K\frac{3Q}{2bh_e}$$

ここで Q=V=せん断力、端距離 c が部材せいの５倍未満のとき K=h/h_e（前図参照）。図より K=h/h_e =99/30=3.3。b=20cm, Q=V=18.2 kN。

$$F_v = K\frac{3Q}{2bh_e} = 3.30\times\frac{3\times18.2\times10^3}{2\times20\times30\times10^2} = 1.50\,\mathrm{N/mm^2} > f_{sx\text{-}x} = 0.9\,\mathrm{N/mm^2}$$



Q-図

次項でも述べるが、許容せん断応力度は

$$f_{sx\text{-}x}{}' = f_{sx\text{-}x}K_{jd}K_{js}K_{jm}$$

と三種の影響係数が乗じられる（「木規準・同解説[5.7)]」、601.2(1)）。木橋の場合

K_{jd} ： 荷重継続期間影響係数で風荷重は短期の荷重とみなせるので 2.0

K_{js} ： 接合システム係数で種々の接合条件を満たしていれば 1.0

K_{jm} ： 含水率影響係数で使用環境Ⅲとして 1.0

を採用できる。故に

$$f_{sx\text{-}x}{}' = f_{sx\text{-}x}K_{jd}K_{js}K_{jm} = 0.9\times2.0\times1.0\times1.0 = 1.8\ \ \mathrm{N/mm^2} > F_v \cdots \text{合格}$$

c-①-b ボルト接合の許容せん断耐力の照査

ボルト１本の長期許容せん断耐力は

$$P_a = \frac{1}{3}P_y$$

P_yは降伏耐力であり次式で与えられる[5.7)]。

$$P_y = C\cdot F_e\cdot d\cdot l$$

F_eは主材の基準指圧強度(N/mm^2)、dはボルト径(mm)、lは主材厚(mm)。

F_e=6 .0N/mm^2(材中間部)、4.80N/mm^2(材端部)

d=19mm

l=200mm

$$C = \min\left[1,\ \frac{d}{l}\sqrt{\frac{8\gamma}{3}}\right] \quad \text{(鋼板添え板二面せん断ボルト)}$$

$$\gamma = \frac{F}{F_e} = \frac{235}{4.80} = 49.0 \quad \text{（鋼材と主材の基準強度比）}$$

$$\therefore \frac{d}{l}\sqrt{\frac{8\gamma}{3}} = \frac{19}{200}\sqrt{\frac{8\times49.0}{3}} = 1.09 \quad \rightarrow \quad C=1$$

以上より

$$P_a = \frac{1}{3}P_y = \frac{1}{3}C\cdot F_e\cdot d\cdot l = \frac{1}{3}\times1\times4.80\times19.0\times200 = 6080\,\mathrm{N}$$

ボルト１本当たりの荷重は

$$P=\frac{V}{2}=\frac{18.2}{2}=9.10\,\mathrm{kN}=9100\,\mathrm{N}>P_a$$

しかし前項で述べたように接合部の許容耐力は

$$P_a{}'=P_aK_{jd}K_{js}K_{jm}$$

と三種の影響係数が乗じられる。故に

$$P_a{}'=P_aK_{jd}K_{js}K_{jm}=6080\times2.0\times1.0\times1.0=12160\,\mathrm{N}>P \quad \cdots\cdots \text{合格}$$

c-①-c　限界状態設計法

限界状態式は風荷重のみなので(5.28)式より、

$$\phi_u A_f R_u \geq \gamma_u S_n$$

支承と主桁を接合しているボルトの照査は下記の２種類について行なう。ただし上式左辺に含まれる基準材料強度の分布は対数正規分布を仮定した。次表に耐力および荷重効果に関する諸式を示す。これらの荷重耐力係数の算出根拠は3.5節で説明している。

	R_u(せん断強度の公称値)	S_n(荷重効果の公称値)	ϕ_u	γ_u
接合部のせん断応力度	R_u＝基準せん断強度 $=F_{s,0.05}=3.0N/mm^2$ (スギ) [統計量] $V_R=\sigma_R/\mu_R=0.15$ $\mu_R/R_u=1.33$ $\varsigma_R=0.15$	$S_n=F_v=K\cdot\frac{3Q}{2bh_e}$　($K=h/h_e$) Q(N)は風荷重の公称値によって求まる主桁反力Vに等しい。本例の場合、桁高h,主桁間隔などから$Q=11.3U_d{}^2=18.2$kN [統計量] 風荷重Sの統計量は $\lambda_{S50}{}^*=-0039, V_{S50}=0.29, \varsigma_{S50}=0.28$	1.1	1.9

	R_u(せん断耐力の公称値)	S_n(荷重効果の公称値)	ϕ_u	γ_u
ボルト接合のせん断耐力	$R_u=P_yK_w$ $P_y=C\cdot F_e\cdot d\cdot l$ $F_e=F_{c,90}=4.80$ (N/mm^2) C,d,l,K_wを与える。 [統計量] $V_R=\sigma_R/\mu_R=0.18$ $\varsigma_R\approx V_R=0.18,$ $\mu_R/R_u=1.49$	$S_n=aU_d{}^2$ 本例の場合、ボルト２本なので主桁反力の1/2に等しい。桁高h, 主桁間隔などから $S_n=5.65U_d{}^2=V/2=9100$N となる。 [統計量] 上に同じ	1.1	1.9

耐力の調整係数 A_f

	A_f	根拠
a. 接合部のせん断応力度 b. ボルト接合のせん断耐力	$A_f=K_{jd}\cdot K_{jm}\cdot K_{jp}\cdot K_{js}$	5.7(2)**接合部における耐力調整係数**による

K_{jd} ： 荷重継続時間影響係数、風を短期と見なして 1.0

K_{jm} ：含水率影響係数、使用環境Ⅲとして 1.0

K_{jp} ：処理影響係数、表面防腐塗装として 1.0

K_{js} ：接合システム係数、1.0

設計例として許容応力度設計法と同じ対象について以下に記述する。

c-②-a 接合部のせん断応力度の照査

風荷重の風上側公称値 $p=3.0\,\mathrm{kN/m^2}$ (風速 U_d=40m/s による)によって図のように回転モーメントが発生し、その結果主桁に生じる反力は、既に許容応力度設計法で見たように

$$V=Q=aU_d{}^2=18.2\,\mathrm{kN},$$

これはボルト接合部の最大せん断力である。これによる接合部主桁に生ずるせん断応力度は、つまりせん断応力度の公称値は(5. 30)式より、

$$S_n=F_v=K\cdot\frac{3Q}{2bh_e}=3.30\cdot\frac{3\cdot18.2\cdot10^3}{2\cdot20\cdot30\cdot10^2}=1.50\,\mathrm{N/mm^2}$$

これは許容応力度設計法と同じ値である。

$$\therefore\gamma_uS_n=1.9\times1.50=2.85\ \ \mathrm{N/mm^2}$$

一方接合部耐力の調整係数は、

$$\begin{aligned}A_f&=K_{jd}\cdot K_{jm}\cdot K_{jp}\cdot K_{js}\\&=1.0\cdot1.0\cdot1.0\cdot1.0\\&=1.0\end{aligned}$$

$$\therefore\phi_uA_fR_u=1.1\times1.0\times3.0=3.0\,\mathrm{N/mm^2}$$

よって

$$\phi_uA_fR_u\geq\gamma_uS_n$$

を満足するので、この時点では設計変更する必要はない。

c-②-b ボルト接合のせん断耐力の照査

荷重効果の公称値は、許容応力度設計法と同じであり、二本のボルトで反力を受け持つので

$$S_n=aU_d{}^2=\frac{V}{2}=9100\,\mathrm{N}$$

$$\therefore\gamma_uS_n=1.9\times9100=17.3\ \ \mathrm{kN}$$

せん断耐力の公称値は、添え板が鋼板の二面せん断ボルトであるから(5. 32)式より、

$$\begin{aligned}R_u&=P_yK_w=C\cdot F_e\cdot d\cdot l\cdot K_w\\&=1\times4.80\times19.0\times200\times1.5\\&=27.4kN\end{aligned}$$

調整係数は上の設計例と同じであり

$$\begin{aligned}A_f&=K_{jd}\cdot K_{jm}\cdot K_{jp}\cdot K_{js}\\&=1.0\cdot1.0\cdot1.0\cdot1.0\\&=1.0\end{aligned}$$

$$\therefore\phi_uA_fR_u=1.1\times1.0\times27.4=30.1\,\mathrm{kN}\ \geq\gamma_uS_n=17.3\,\mathrm{kN}$$

となる。

つまり $\phi_uA_fR_u/\gamma_uS_n=30.1/17.3=1.74$ となり、耐力に相当の余裕がある。これは係数 $K_w=1.5$ による効果である。そこでボルト径を 19mm から 13mm へ変更してみる。

$$\begin{aligned}R_u&=C\cdot F_e\cdot d\cdot l\cdot K_w\\&=1\times4.80\times13.0\times200\times1.5\\&=18.7kN\geq\gamma_uS_n=17.3\,kN\end{aligned}$$

よってボルト径は 13mm で十分となる。

設計例終わり」

参考文献

5. 1) 日本建築学会：木質構造限界状態設計指針（案）・同解説，丸善，2003.
5. 2) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説，丸善，2002.
5. 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説,丸善，2002.
5. 4) 日本林道協会：林道必携－技術編－平成10年版
5. 5) AASHTO: Guide Specifications for the Design of Stress-Laminated Wood decks, 1991.
5. 6) 日本道路協会：立体横断施設技術規準・同解説，丸善，1979.

5. 7) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説，丸善，2002.
5. 8) 日本建築学会：木質構造限界状態設計指針（案）・同解説，p.217，丸善，2003.
5. 9) Comitiè Europèen de Normalization: ENV1995-1 Eurocode 5. Design of structures. Part 2: Bridges, Brussels Belgium, 1997.
5. 10) National Forest Products Association: National Design Specification for Wood Construction, National Forest Products Association, 1997.
5. 11) Canadian Standard Association: O.86.1-94, Engineering Design in Wood (Limited States Design), Etoicoke, Ontario, Canada, 1994.
5. 12) American Institute of Timber Construction: Timber Construction Manual-4th editon, p.7-424, John Wiley & Sons, Inc., 1994.
5. 13) 十代田三郎：木材の耐朽性，(株)資料社，1952.
5. 14) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，丸善，1997.
5. 15) Johansen, K. W.: Forsoeg med traeforbidelser. Bygningsstatiske Meddelelser, No.2, 1941.
5. 16) H. J. Larsen: K. W. Johansen's Nail Tests. Bygningsstatiske Maddelelser, Vol.48, No.2, 1977.
5. 17) 日本建築学会：木質構造限界状態設計指針（案）・同解説，pp.230-231，2003.
5. 18) MCG Lehoux and JHP Quenneville: Bolted Wood Connections Loaded Perpendicular-to-Grain A Proposed Design Approach, Royal Military College of Canada.
5. 19) 平井卓郎：，北海道大学農学部演習林報告、第46巻，pp.967-988，1989.
5. 20) ラグスクリュー懇話会：ラグコン規格，日本木ネジ工業組合
5. 21) DIN571, Square and Hex Lag screws, 1970.
5. 22) 佐藤雅俊:ラグボルトの強度特性（Ⅰ），日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.2691-2692, 1984.
5. 23) 佐藤雅俊：ラグボルトの強度特性（Ⅱ）引き抜き耐力の評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.2693-2694，1984.
5. 24) 中谷誠，小松幸平：ラグスクリューボルトの引抜き性能発現機構（第1報），木材学会誌，第51巻，pp.125-130，2004.
5. 25) 日本建築学会：木質構造限界状態設計指針（案）・同解説，pp.74-82，丸善，2003.

5. 26) R. J. Taylor: *Wood Highway Bridges*, Canadian Wood Council, 1992.
5. 27) OHBDC: Ontario Highway Bridge Design Code, Ontario, Ministry of Transportation and communications Highway Engineering Division, Ontario, Canada, 1983.
5. 28) AASHTO: Guide Specifications for the Design of Stress-Laminated Wood Bridges, 1991.
5. 29) Eurocode 5-Part2
5. 30) Ritter, M. A: Timber Bridges – Design, Construction, Inspection, and Maintenance, USDA, 1990.