

## 第2章 ずれ止めに関する研究WG報告

## 第2章 ずれ止めに関する研究 目次

2. 1	はじめに.....	5
2. 2	各種基準におけるずれ止の規定.....	6
2. 2. 1	我が国の規定.....	6
2. 2. 2	諸外国の規定.....	1 8
2. 2. 3	各種基準におけるずれ止強度の比較.....	2 2
2. 3	スタッドジベル.....	3 2
2. 3. 1	強度特性および変形性状について.....	3 2
2. 3. 2	ずれ止の解析および応力測定.....	4 5
2. 4	孔明鋼板.....	4 9
2. 4. 1	基本強度特性と強度式.....	4 9
2. 4. 2	孔明鋼板の要素実験結果の統計処理.....	5 1
2. 4. 3	スタッドとの比較.....	5 3
2. 4. 4	孔明鋼板の適用箇所.....	5 4
2. 5	まとめ.....	5 7

## 2.1 はじめに

鋼部材とコンクリート部材を一体化する方法には、(1)機械的に接合するもの（スタッドジベル等のずれ止め）、(2)摩擦接合によるもの（高力ボルト等）、(3)付着によるもの（突起付鋼板等）、(4)接着剤によるもの（エポキシ樹脂等）に分類できる。この章では(1)機械的に接合するものを取り扱う。

まず最初に、『我が国の各種設計基準におけるずれ止めの規定』を、ずれ止めが用いられる箇所を軸として紹介する。次に『諸外国の規定』を紹介する。さらに我が国と諸外国の各種規定におけるずれ止めの強度の比較を行なう。

次に、現在多用されている『スタッドジベル』に関してそのメカニズム、設計の考え方、解析方法等を詳述する。

最後に昨今着目されている『孔明き鋼板』についてそのメカニズム、設計の考え方等を詳述する。

## 2.2 各種基準におけるずれ止めの規定

### 2.2.1 我が国の規定

現在、機械的に接合する方法としては、

- a.スタッドジベル
- b.ずれ止めブロック
- c.形鋼

が主に用いられている。また、それらが用いられる個所として、

- i.鋼桁とコンクリート床版の接合部
- ii.コンクリート床版と底鋼板の接合部
- iii.コンクリート充填鋼管柱

が多い。そこで、ずれ止めが用いられる個所を軸として我が国の各種基準の考え方を整理した。基準の整理により、各種のずれ止めが、 $\alpha$ .各種基準でどのように取り扱われているのか、 $\beta$ .どのように設計方法を取っているかを比較できると共に、ずれ止めを設計しようとする場合にどのような考え方をすれば良いかを知る事が出来る。

整理した基準は、以下の4種類である。

- ・道路橋示方書・同解説（日本道路協会）
- ・鋼構造物設計指針PART B（土木学会）
- ・鉄道構造物等設計標準・同解説（鉄道総合技術研究所）
- ・複合構造物設計・施工指針(案)（土木学会）

整理の方法は、

- ①規定の中のずれ止めの記述がある場所
- ②ずれ止めの設計法、設計荷重
- ③規定されているずれ止めの種類
- ④各々のずれ止めの強度、構造細目

をまとめた。なお、強度式はS I単位が有るものはS I単位を記述し非S I単位を併記した。また式の記号などは原本に従ったので同じ内容でも記述が異なる場合がある。

合成桁に用いられるずれ止めは、基本的には1方向にせん断力を受ける。よって合成桁のずれ止めの試験方法は押しぬき試験が多用され、その設計も1方向にせん断力を受けるものとして設計される。

これに対して、合成床版に用いられるずれ止めは、移動輪荷重の繰り返し作用を直接受けるので作用方向が一定せず回転せん断力を受ける。よって合成床版のずれ止めの試験方法は回転せん断を再現出来るものが望ましい。また設計方法も鋼構造物設計指針PART Bでは回転せん断力を考慮したものとなっている。

一方充填鋼管柱では力の伝達をコンクリートのダイヤフラムによる拘束効果によっているので、ずれ止めは、伝達より設計するのではなく構造細目として設けている。

(1) 鋼桁とコンクリート床版の接合部に用いられるずれ止め

道路橋示方書（道路協会） [1]、[2]		
ずれ止めの記述の場所	<p>Ⅱ 鋼橋編 9 章合成げた</p> <p>設計の考え方：9.5.2、9.5.3、9.5.7、9.5.8</p> <p>種類：9.5.1、9.5.9</p> <p>強度：9.5.6</p> <p>構造細目：9.5.4、9.5.5、9.6</p>	
設計の考え方のずれ止めの	設計法	許容応力度設計法 供用状態を照査
	設計荷重	ずれ止めに働く橋軸方向水平せん断力の照査
ずれ止めの種類	スタッドジベル	
スタッドジベルの強度・構造細目	強度	<p>・スタッドジベルの許容せん断力</p> $Q_a = 9.4d^2 \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d \geq 5.5) \quad [ 30d^2 \sqrt{\sigma_{ck}} ]$ $Q_a = 1.72dH \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d < 5.5) \quad [ 5.5dH \sqrt{\sigma_{ck}} ]$ <p>ここに <math>Q_a</math> : スタッドの許容せん断力 (N/本) [ kgf/本 ]</p> <p><math>d</math> : スタッドの軸径 (mm) [ cm ]</p> <p><math>H</math> : スタッドの全高 (mm) [ cm ]</p> <p><math>\sigma_{ck}</math> : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>) [ kgf/cm<sup>2</sup> ]</p> <p>・土研の実験結果。降伏に対して3、破壊に対して6以上の安全率をもつ。</p>
	構造細目	<p>・配置</p> <p>スタッドの最大間隔＝床版厚の3倍または600mm以下</p> <p>スタッドの最小間隔＝軸方向：スタッド径の5倍または100mm以上</p> <p>直角方向：スタッドの径+30mm以上</p> <p>縁端＝25mm以上</p> <p>・形状</p> <p>スタッド径＝19、22mmを標準とする</p> <p>スタッド高さ＝150mmを標準とする</p> <p>・ずれ止めが取りつく鋼桁</p> <p>フランジの厚さ＝10mm以上</p>

鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物 (土木学会) [3]

ずれ止めの記述の場所		<p>第1編共通編 種類：2.1.2</p> <p>第2編合成桁編 設計の考え方：3.6、3.7、5.3.4、5.4.3、5.5.2 強度：4.7 構造細目：6.1.1、6.3.1、6.3.2</p>
ずれ止めの設計の考え方	設計法	<p>限界状態設計法 終局・使用・疲労限界状態の3通りを照査</p>
	設計荷重	<ul style="list-style-type: none"> <li>・終局限界状態 ずれ止めに働く橋軸方向水平せん断力の照査</li> <li>・使用限界状態 ずれ止めに働く橋軸方向水平せん断力の照査</li> <li>・疲労限界状態 ずれ止めの水平せん断応力範囲の照査</li> </ul>
ずれ止めの種類		スタッドジベル
スタッドジベルの強度・構造細目	強度	<ul style="list-style-type: none"> <li>・スタッドの水平せん断強度 (終局限界状態の照査に使用)  <math display="block">Q_u = 130D_s^2 \sqrt{f'_{cd}} \quad (H_s/D \geq 5.5)</math> <math display="block">Q_u = 24D_s H_s \sqrt{f'_{cd}} \quad (H_s/D &lt; 5.5)</math>                     ここに <math>Q_u</math> : スタッドの水平せん断強度 (kgf/本)  <math>D_s</math> : スタッドの直径 (cm)  <math>H_s</math> : スタッドの高さ (cm)  <math>f'_{cd}</math> : コンクリートの設計圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)                 </li> <li>・スタッドのずれに対する限界強度 (使用限界状態の照査に使用)  <math display="block">Q_c = 0.5Q_u</math>                     ここに <math>Q_c</math> : ずれに対する限界強度 (kgf/本)                 </li> <li>・スタッドのせん断疲労強度 (疲労限界状態の照査に使用)  <math display="block">\log \Delta \tau = 1.75 - 0.117 \log N</math>                     ここに <math>\Delta \tau</math> : 疲労強度 (せん断応力範囲) (kgf/mm<sup>2</sup>)  <math>N</math> : 疲労寿命 (回)                 </li> </ul>

スタッドジベルの強度・構造細目	構造細目	<ul style="list-style-type: none"> <li>・配置           <ul style="list-style-type: none"> <li>スタッドの最大間隔＝床版厚の 3 倍または 600mm 以下</li> <li>スタッドの最小間隔＝軸方向：スタッド径の 5 倍または 100mm 以上</li> <li style="padding-left: 40px;">直角方向：スタッドの径+30mm 以上</li> <li>縁端＝25mm 以上</li> </ul> </li> <li>・形状           <ul style="list-style-type: none"> <li>スタッド径＝19mm 以上、一般に 19、22mm</li> <li>スタッド高さ＝スタッドの頭部が床版の中にある高さ、床版の中に 50mm 入れる</li> </ul> </li> <li>・ずれ止めが取りつく鋼桁           <ul style="list-style-type: none"> <li>フランジの厚さ＝10mm 以上</li> </ul> </li> </ul>
-----------------	------	--

鉄道構造物等設計標準（鉄道総合技術研究所） [4]、[5]	
ずれ止めの記述の場所	第2編鋼とコンクリートの合成鉄道橋 設計の考え方：10.2、10.3、10.4 種類：10.1 強度：10.5、10.9 構造細目：8.2、10.1、10.7、10.9
ずれ止めの設計の考え方	設計法 限界状態設計法 終局、疲労限界状態の2通りを照査
	設計荷重 ・終局限界状態 ずれ止めに働く橋軸方向水平せん断力の照査 ・疲労限界状態 スタッドジベルはずれ止めに働く橋軸方向水平せん断力の照査 ずれ止めブロックはせん断力の変動範囲の照査
ずれ止めの種類	スタッドジベル、ずれ止めブロック
スタッドジベルの強度・構造細目	<p>・スタッドの設計耐力</p> $Q_u = \frac{16d^2 \sqrt{f'_{ck}}}{1 - 0.7(\tau_{\max}/\tau_{\min})} \quad (H/d \geq 5.5) \quad \left[ \frac{52d^2 \sqrt{f'_{ck}}}{1 - 0.7(\tau_{\max}/\tau_{\min})} \right]$ <p>ただし <math>Q_u \leq 16d^2 \sqrt{f'_{ck}} \quad [52d^2 \sqrt{f'_{ck}}]</math></p> $Q = \frac{3.0dH \sqrt{f'_{ck}}}{1 - 0.9(\tau_{\max}/\tau_{\min})} \quad (H/d < 5.5) \quad \left[ \frac{9.5d^2 \sqrt{f'_{ck}}}{1 - 0.7(\tau_{\max}/\tau_{\min})} \right]$ <p>ただし <math>Q_u \leq 3.0dH \sqrt{f'_{ck}} \quad [9.5d^2 \sqrt{f'_{ck}}]</math></p> <p>ここに <math>Q_a</math> : スタッド1本あたりの設計耐力 (N) [ kgf ]  <math>d</math> : スタッドの径 (mm) [ cm ]  <math>H</math> : スタッドの高さ (mm) [ cm ]  <math>f'_{ck}</math> : コンクリートの圧縮強度の特性値 (N/mm<sup>2</sup>) [ kgf/cm<sup>2</sup> ]  <math>\tau_{\max}</math> : スタッドの作用最大せん断力 (N/mm<sup>2</sup>) [ kgf/cm<sup>2</sup> ]  <math>\tau_{\min}</math> : スタッドの作用最小せん断力 (N/mm<sup>2</sup>) [ kgf/cm<sup>2</sup> ]</p> <p>・上記は疲労を考慮した値。疲労を考慮しない場合は上記の分子の値。</p>



スタッドジベルの強度・構造細目	構造細目	<ul style="list-style-type: none"> <li>・配置 スタッドの最大間隔=500mm 以下 スタッドの最小間隔=軸方向：スタッド径の 5 倍または 100mm 以上 直角方向：スタッドの径+30mm 以上 縁端=25mm 以上</li> <li>・形状 スタッド径=19mm 以上、一般に 19、22mm スタッド高さ=スタッドの頭部が床版の中にある高さ、床版の中に 50mm 入れる</li> <li>・ずれ止めが取りつく鋼桁 フランジの厚さ=钣桁は 15mm 以上、箱桁は 13mm 以上</li> </ul>
	ずれ止めブロックの強度・構造細目	強度
		構造細目

複合構造物設計・施工指針（案）（土木学会） [6]

ずれ止めの記述の場所		3章材料の設計用値 種類：3.6.1 強度：3.6.2.1、3.6.2.2、3.6.3
		4章各種合成構造部材の設計 4.1 合成ばりの設計 4.1.3 鋼部材と鉄筋コンクリート部材の合成ばり 設計の考え方：4.1.3.4(3)、4.1.3.5(4)、4.1.3.7(2) 構造細目：4.1.3.8
設計の考え方のずれ止めの	設計法	限界状態設計法 終局、疲労限界状態の2通りを照査
	設計荷重	・終局限界状態 ずれ止めに働く橋軸方向水平せん断力の照査 ・疲労限界状態 ずれ止めに働く橋軸方向水平せん断力の照査
ずれ止めの種類		スタッドジベル、形鋼
スタッドジベルの強度・構造細目	強度	<ul style="list-style-type: none"> <li>・スタッドの設計せん断強度  <math display="block">V_{ud} = 1.6d^2 \sqrt{f'_{cd}} / \gamma_b \quad (H/d \geq 5.5)</math> <math display="block">V_{ud} = 0.30dH \sqrt{f'_{cd}} / \gamma_b \quad (H/d &lt; 5.5)</math>                     ここに <math>V_{ud}</math> : スタッド1本当りの設計せん断強度 (kN)  <math>d</math> : スタッドの軸径(cm)  <math>H</math> : スタッドの高さ(cm)  <math>f'_{cd}</math> : コンクリートの設計圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)  <math>\gamma_b</math> : 部材係数=1.3                 </li> <li>・スタッドの疲労強度  <math display="block">V_{ud} = \frac{1.6d^2 \sqrt{f'_{cd}}}{1 - 0.7(\tau_{max} / \tau_{min})} \cdot \frac{1}{\gamma_b} \quad (H/d \geq 5.5)</math>                     ただし <math>V_{ud} \leq 1.6d^2 \sqrt{f'_{cd}} / \gamma_b</math>  <math display="block">V_{ud} = \frac{0.3dH \sqrt{f'_{cd}}}{1 - 0.7(\tau_{max} / \tau_{min})} \cdot \frac{1}{\gamma_b} \quad (H/d &lt; 5.5)</math>                     ただし <math>V_{ud} \leq 0.30dH \sqrt{f'_{cd}} / \gamma_b</math>                      ここに <math>\tau_{max}</math> : スタッドの作用最大せん断力 (N/mm<sup>2</sup>)  <math>\tau_{min}</math> : スタッドの作用最小せん断力 (N/mm<sup>2</sup>)                 </li> </ul>

スタッドジベルの強度・構造細目	構造細目	<ul style="list-style-type: none"> <li>・配置           <ul style="list-style-type: none"> <li>スタッドの最大間隔=500mm 以下</li> <li>スタッドの最小間隔=軸方向：スタッド径の 5 倍または 100mm 以上</li> <li>直角方向：スタッドの径+30mm 以上</li> </ul> </li> <li>縁端=25mm 以上</li> <li>・形状           <ul style="list-style-type: none"> <li>スタッド高さ=床版の中に充分埋めこむ</li> </ul> </li> <li>・ずれ止めが取りつく鋼桁           <ul style="list-style-type: none"> <li>フランジの厚さ=10mm 以上</li> </ul> </li> </ul>
形鋼の強度	強度	<ul style="list-style-type: none"> <li>・形鋼のせん断強度           <math display="block">V_{ud} = 0.56h_{sc}w_{sc}\sqrt{f'_{cd}}k_1k_2k_3/\gamma_{b1}</math>           ただし <math>V_{ud} &gt; 0.0098t_{sco}w_{sc}f_{scy d}/\sqrt{3}/\gamma_{b2}</math> となる場合は           <math display="block">V_{ud} = 0.0098t_{sco}w_{sc}f_{scy d}/\sqrt{3}/\gamma_{b2}</math>           ここに <math>V_{ud}</math>：ずれ止めの設計せん断強度 (kN)  <math>k_1, k_2, k_3</math>：形状より決まる係数  <math>h_{sc}</math>：形鋼の高さ (cm)  <math>w_{sc}</math>：形鋼の幅 (cm)  <math>f'_{cd}</math>：コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)  <math>\gamma_{b1}</math>：部材係数=1.3  <math>\gamma_{b2}</math>：部材係数=1.15  <math>t_{sco}</math>：形鋼の溶接部を考慮した厚さもしくは母材の厚さの小さいほう (cm)  <math>f_{scy d}</math>：形鋼の設計引張降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)         </li> </ul>

(2) コンクリート床版と底鋼板の接合部に用いられるずれ止め

鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物 (土木学会) [3]	
ずれ止めの記述の場所	第3編合成床版編 第7章道路橋の鋼板・コンクリート合成床版の設計 設計の考え方：7.8 種類：2.3 強度：4.3、7.8 構造細目：6.5、6.6、7.6、7.10.3、7.10.4
ずれ止めの設計の考え方	設計法 限界状態設計法 疲労限界状態を照査
	設計荷重 ・疲労限界状態 T活荷重によるずれ止めに働く床版支間方向のせん断力の照査
ずれ止めの種類	スタッドジベル、形鋼
スタッドジベルの強度・構造細目	強度 ・スタッドのせん断強度 $Q_f = \phi A_d \tau_f$ ここに $Q_f$ : スタッドのせん断強度 (kgf/本) $\phi$ : スタッドの疲労せん断破壊に対する部材強度係数 = 1.0 $A_d$ : スタッドの幹部の面積 (cm <sup>2</sup> ) $\tau_f$ : スタッドの疲労強度 (kgf/cm <sup>2</sup> ) = 500
	構造細目 ・配置 スタッドの最大間隔 = 250mm または床版コンクリート部の 1.5 倍以下 スタッドの最小間隔 = 100mm 以上 ・形状 スタッド高さ = コンクリートの圧縮側まで埋めこむ高さ ・ずれ止めが取りつく鋼板 底鋼板を合成断面に算入する場合 = 8mm 程度

複合構造物設計・施工指針（案）（土木学会） [6]

ずれ止めの記述の場所		3章部材の設計値 種類：3.6.1 強度：3.6.2.1、3.6.2.2、3.6.3
		4章各種合成部材の設計 4.2合成版の設計 4.2.2橋梁などの床版に用いられる鋼コンクリート合成版 設計の考え方：4.2.2.2(6)、4.2.2.6(3) 構造細目：4.2.2.9(2) 4.2.3サンドイッチ部材 設計の考え方：4.2.3.5.5
ずれ止めの設計の考え方	設計法	限界状態設計法 終局限界状態を照査
	設計荷重	・終局限界状態 ずれ止めに働くせん断力の照査
ずれ止めの種類		スタッドジベル、形鋼
スタッドジベルの強度・構造細目	強度	<ul style="list-style-type: none"> <li>スタッドの設計せん断強度</li> </ul> $V_{ud} = 1.6d^2 \sqrt{f'_{cd}} / \gamma_b \quad (H/d \geq 5.5)$ $V_{ud} = 0.30dH \sqrt{f'_{cd}} / \gamma_b \quad (H/d < 5.5)$ <p>ここに <math>V_{ud}</math> : スタッド 1 本当りの設計せん断強度 (kN)  <math>d</math> : スタッドの軸径(cm)  <math>H</math> : スタッドの高さ(cm)  <math>f'_{cd}</math> : コンクリートの設計圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)  <math>\gamma_b</math> : 部材係数=1.3</p>
	構造細目	<ul style="list-style-type: none"> <li>配置 スタッドの最大間隔=床版厚の3倍または600mm以下 スタッドの最小間隔=軸方向：スタッド径の5倍または100mm以上 直角方向：スタッドの径+30mm以上</li> <li>形状 スタッド径=19、22mmを標準とする</li> </ul>

形鋼の強度	強度	<p>・形鋼のせん断強度</p> $V_{ud} = 0.56h_{sc}w_{sc}\sqrt{f'_{cd}}k_1k_2k_3/\gamma_{b1}$ <p>ただし <math>V_{ud} &gt; 0.0098t_{sco}w_{sc}f_{scy d}/\sqrt{3}/\gamma_{b2}</math> となる場合は</p> $V_{ud} = 0.0098t_{sco}w_{sc}f_{scy d}/\sqrt{3}/\gamma_{b2}$ <p>ここに <math>V_{ud}</math> : ずれ止めの設計せん断強度 (kN)  <math>k_1, k_2, k_3</math> : 形状より決まる係数  <math>h_{sc}</math> : 形鋼の高さ (cm)  <math>w_{sc}</math> : 形鋼の幅 (cm)  <math>f'_{cd}</math> : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)  <math>\gamma_{b1}</math> : 部材係数=1.3  <math>\gamma_{b2}</math> : 部材係数=1.15  <math>t_{sco}</math> : 形鋼の溶接部を考慮した厚さもしくは母材の厚さの小さいほう (cm)  <math>f_{scy d}</math> : 形鋼の設計引張降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)</p>
-------	----	--

(3) コンクリート充填鋼管柱に用いられるずれ止め

鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物 (土木学会) [3]		
ずれ止めの記述の場所	第4編合成柱編 種類：2.3 構造細目：6.7	
設計の考え方の ずれ止めの	設計法	構造細目で規定 基本的にはずれ止めは不要、はり-柱結合部、柱基部には設けるのがよい
	設計荷重	
ずれ止めの種類	スタッドジベル	
ルの構造細目 スタッドジベルの 構造細目	構造細目	<ul style="list-style-type: none"> <li>・配置 スタッドの最大間隔=600mm 以下</li> <li>・形状 スタッド径=19、22mm を標準</li> </ul>

複合構造物設計・施工指針 (案) (土木学会) [6]		
ずれ止めの記述の場所	3章部材の設計値 種類：3.6  4章各種合成部材の設計 4.4 鋼管コンクリート部材の設計 4.4.3 コンクリート充填形部材 構造細目：4.4.3.9.4	
設計の考え方の ずれ止めの	設計法	構造細目で規定 基本的にはずれ止めは不要、はり-柱結合部、柱基部には設けるのがよい
	設計荷重	
ずれ止めの種類	スタッドジベル	
ルの構造細目 スタッドジベルの 構造細目	構造細目	<ul style="list-style-type: none"> <li>・配置 スタッドの最大間隔=600mm 以下</li> <li>・形状 スタッド径=19、22mm を標準</li> </ul>

## 2. 2. 2 諸外国の規定

各基準の設計式を比較しやすいように、原文と同じ単位系の表記のほかに、SI 単位系の表記も列記する。なお、SI 単位系表記の際の記号、添え字の表記は以下に統一する。

- 許容せん断力 :  $Q_a$   
 設計せん断強度 :  $Q_u$   
 設計基準強度 :  $f'_{ck}$   
 スタッド軸径 :  $d$   
 スタッド高さ :  $H$   
 スタッド軸断面積 :  $A_s = \pi d^2 / 4$   
 スタッド引張強さ :  $f_{su}$   
 スタッド降伏点 :  $f_{sy}$

### ① BS5400 Part5 1979 [7]

#### a. 終局強度 (公称静的強度 ( $Q_u$ ))

$d$ [mm]	$H$ [mm]	[kN]			
		$f_{cu}$ [N/mm <sup>2</sup> ]			
		20	30	40	50
25	100	139	154	168	183
22	100	112	126	139	153
19	100	90	100	109	119
19	75	78	87	96	105
16	75	66	74	82	90
13	65	42	47	52	57

$f_{cu}$  は材齢 28 日特性立方体強度 [N/mm<sup>2</sup>] ( $= 1.25 f'_{ck}$  とする)

中間等級のコンクリート強度に対しては、直線補間により求めても良い。

全高 100mm を超えるスタッドに対する公称静的強度は、標準押抜き試験を行わないならば、本表での 100mm のスタッドの値を用いる。

スタッド材質は、特性降伏点応力: 385N/mm<sup>2</sup>、最小伸び率: 18%、引張強さ: 495N/mm<sup>2</sup>

設計値 (終局限界状態)  $= 0.8Q_u / \gamma_m$ ,  $\gamma_m = 1.10$  (「プレキャスト床版…」より)

#### b. 疲労強度

$$N \cdot \sigma_r^m = K_2$$

$N$  : 応力繰り返し数

$\sigma_r$  : 応力振幅 [N/mm<sup>2</sup>]

$$m = 8.0$$

$$K_2 = 2.08 \times 10^{22}$$



## ② DIN 1981 [8]

### a. 終局強度

$$\max Q_{du} = \alpha \cdot 0.25d_1^2 \sqrt{\beta_{wn} E_b} \leq 0.7 \frac{\pi d_1^2}{4} \beta_s$$

$\max Q_{du}$  : 最大せん断耐力[N]

$d_1$  : スタッド軸径[mm]

$\alpha$  : 係数 ( $H/d_1=3.0$  で 0.85、 $H/d_1 \geq 4.2$  で 1.0、 $3.0 < H/d_1 < 4.2$  では直線補間)

$\beta_{wn}$  : 立方体強度[N/mm<sup>2</sup>] (=  $1.25f'_{ck}$  とする)

$E_b$  : コンクリートヤング係数[N/mm<sup>2</sup>]

$\beta_s$  : スタッド降伏点[N/mm<sup>2</sup>] 「350N/mm<sup>2</sup>としてよい」と記述されている。

$Q_u = \alpha \cdot 0.25d^2 \sqrt{1.25f'_{ck} E_c} \leq 0.7A_s f_{sy}$ <p style="margin: 0;"> <math>Q_u</math> [N]  <math>d</math> [mm]  <math>f'_{ck}</math> [N/mm<sup>2</sup>]  <math>E_c</math> [N/mm<sup>2</sup>]  <math>A_s</math> [mm<sup>2</sup>]  <math>f_{sy}</math> [N/mm<sup>2</sup>]         </p>
---

なお、DIN-18800 は 1998.4 に改訂されており、内容は後述の EUROCODE4 と全く同じ式になっているが、これを引用した文献も多く見受けられるため紹介する。

### b. 疲労強度

$$\frac{2}{3} \max Q_{du}$$

なお、DIN-1045 は 1997.2 に改訂されており、内容は後述の EUROCODE4 と全く同じ式になっているが、これを引用した文献も多く見受けられるため紹介する。

## ③ AASHTO (ASD,LFD) 15<sup>th</sup>.Edition 1992 [9]

### a. 終局強度

$$\phi \cdot S_u = \phi \cdot 0.4d^2 \sqrt{f'_c E_c}$$

$S_u$  : 終局強度[lb]

$d$  : スタッド軸径[in]

$f'_c$  : 28 日圧縮強度[psi] (=  $f'_{ck}$  とする)

$E_c$  : ヤング係数[psi]

$$E_c = w^{3/2} 33 \sqrt{f'_c}$$

$w$  : コンクリートの単位重量[lb/ft<sup>3</sup>]

$\phi$  : 低減係数=0.85

$$Q_u = \phi \cdot 0.4d^2 \sqrt{f'_{ck} E_c}$$

$d$  [mm]  
 $f'_{ck}$  [N/mm<sup>2</sup>]  
 $E_c$  [N/mm<sup>2</sup>]

b. 疲労強度

$$Z_r = \alpha \cdot d^2$$

$Z_r$  : せん断力振幅 [lb]

$d$  : スタッド軸径 [in]

$\alpha$  : せん断力の繰返し数によって定まる係数

N	10 × 10 <sup>4</sup>	50 × 10 <sup>4</sup>	200 × 10 <sup>4</sup>	200 × 10 <sup>4</sup> 以上
$\alpha$	13,000	10,600	7,850	5,500

④ AASHTO LRFD 1<sup>st</sup>.Edition 1994 [10]

a. 終局強度

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n$$

$$Q_n = 0.5A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_u$$

$Q_r$  : せん断抵抗 [N]

$Q_n$  : 公称せん断抵抗 [N]

$\phi_{sc}$  : 抵抗係数=0.85

$A_{sc}$  : スタッド断面積 [mm<sup>2</sup>]

$f'_c$  : 28 日圧縮強度 [N/mm<sup>2</sup>] (=  $f'_{ck}$  とする)

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 [N/mm<sup>2</sup>]

$$E_c = 0.043y_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

$$= 4800 \sqrt{f'_c}$$

$y_c$  : コンクリートの密度 [kg/m<sup>3</sup>]

$F_u$  : スタッドの引張強さ [N/mm<sup>2</sup>]

$$Q_u = \phi_{sc} 0.5A_s \sqrt{f'_{ck} E_c} \leq \phi_{sc} A_s f_{su}$$

$Q_u$  [N]  
 $A_s$  [mm<sup>2</sup>]  
 $f'_{ck}$  [N/mm<sup>2</sup>]  
 $E_c$  [N/mm<sup>2</sup>]  
 $f_{su}$  [N/mm<sup>2</sup>]

b. 疲労強度

$$Z_r = \alpha \cdot d^2 \geq 38.0d^2$$

$Z_r$  : せん断力振幅 [N]

$\alpha = 238 - 29.5 \log N$  : せん断力の繰返し数によって定まる係数

⑤ EUROCODE 4 (1994) [11]

a. 終局強度

$$P_{Rd} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d_1^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \leq 0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_v}$$

$P_{Rd}$  : 平均せん断抵抗[N]

$\alpha$  : 係数 ( $3.0 \leq H/d \leq 4.0$  では  $0.2(H/d_1+1)$ 、 $H/d_1 > 4.0$  で 1.0)

$d$  : スタッド軸径[mm]

$f_{ck}$  : コンクリートの円柱強度[N/mm<sup>2</sup>] (=  $f'_{ck}$  とする)

$E_{cm}$  : コンクリートのヤング係数[N/mm<sup>2</sup>]

$f_u$  : スタッドの引張強度[N/mm<sup>2</sup>]

$\gamma_v$  : 部分安全係数=1.25

$Q_u = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f'_{ck} E_c} / \gamma_v \leq 0.8 A_s f_{su} / \gamma_v$ <p style="margin: 0;"> <math>Q_u</math> [N]  <math>d</math> [mm]  <math>f'_{ck}</math> [N/mm<sup>2</sup>]  <math>E_c</math> [N/mm<sup>2</sup>]  <math>A_s</math> [mm<sup>2</sup>]  <math>f_{su}</math> [N/mm<sup>2</sup>]         </p>
---

b. 疲労強度

$$\log N = \log a - m \cdot \log \Delta \tau$$

$\Delta \tau$  : スタッドのせん断応力振幅[N/mm<sup>2</sup>]

$\log a = 22.123$

$m = 8.0$

⑥ ECCS (1981)

文献[12]などに紹介されているが、後に EUROCODE 4 として統一されていると考え割愛する。

## 2. 2. 3 各種基準におけるずれ止めの強度の比較

### (1) スタッドジベルの静的強度について

#### 1) 計算の仮定

基準式の比較を行う上での、計算の仮定を以下に示す。

#### (i) 基準の出典

基準名	備考
①道路橋示方書-1996	SI 単位系移行に関する参考資料-1999
②鋼構造物設計指針 PARTB-1997	
③複合構造物設計・施工指針(案)-1997	
④BS5400-1979	
⑤DIN-1981	1998.4 改訂：EUROCODE4 に準じる
⑥AASHTO ASD,LFD-1992	
⑦AASHTO LRFD-1994	
⑧EUROCODE4-1994	Designer's Handbook to EUROCODE4

#### (ii) スタッド長/スタッド径 = $H/d$ の影響について

スタッド径は最も使用頻度の高いと思われる D19,22 に、スタッド長は合成桁への適用を前提とすると 150mm 以上、この場合  $H/d$  は最小でも  $150/22=6.82$  である。

よって、 $H/d$  が 6.82 以上の場合の適用式である以下の式(\*印)を比較することとする。

基準名	$H/d$	設計式	適用	単位
①道路橋示方書-1996	$H/d \geq 5.5$	$Q_a = 9.4d^2 \sqrt{\sigma_{ck}}$	*	N
	$H/d < 5.5$	$Q_a = 1.72dH \sqrt{\sigma_{ck}}$		
②鋼構造物設計指針 PARTB-1997	$Hs/Ds \geq 5.5$	$Q_u = 130D_s^2 \sqrt{f'_{cd}}$	*	kgf
	$Hs/Ds < 5.5$	$Q_u = 24D_s H_s \sqrt{f'_{cd}}$		
③複合構造物設計・施工指針(案)-1997	$H/d > 5.5$	$V_{ud} = 1.6d^2 \sqrt{f'_{cd}} / \gamma_b$	*	kN
	$H/d < 5.5$	$V_{ud} = 0.30dH \sqrt{f'_{cd}} / \gamma_b$		
④BS5400 Part5-1979		表による	*	N
⑤DIN-1981	$H/d \geq 3.0$	$\max Q_{du} = \alpha \cdot 0.25d^2 \sqrt{\beta_{wn} \cdot E}$	*	N
		$\max Q_{du} = 0.7A_s \cdot \beta_s$	*	
⑥AASHTO ASD,LFD-1992	$H/d \geq 4.0$	$\phi \cdot S_u = \phi \cdot 0.4d^2 \sqrt{f'_c \cdot E}$	*	lb
⑦AASHTO LRFD-1994		$V_{bud} = \phi_{sc} \cdot 0.5A_s \sqrt{f'_c \cdot E}$	*	N
		$V_{bud} = \phi_{sc} \cdot A_s \cdot f_u$	*	
⑧EUROCODE4-1994	$H/d \geq 4.0$	$P_{Rd} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f'_{ck} \cdot E} / \gamma_v$	*	N
		$P_{Rd} = 0.8A_s \cdot f_{su} / \gamma_v$	*	

#### (iii) コンクリートの強度とヤング係数の関係

過去に研究が行われており、以下のような関係式が示されている。

$$E_c = 4,500 \rho^{1.5} \sqrt{F'_c} \quad : \text{文献[13]} \quad \text{式 1}$$

$$E_c = w^{3/2} 33 \sqrt{f'_c} \quad : \text{文献[9]}$$

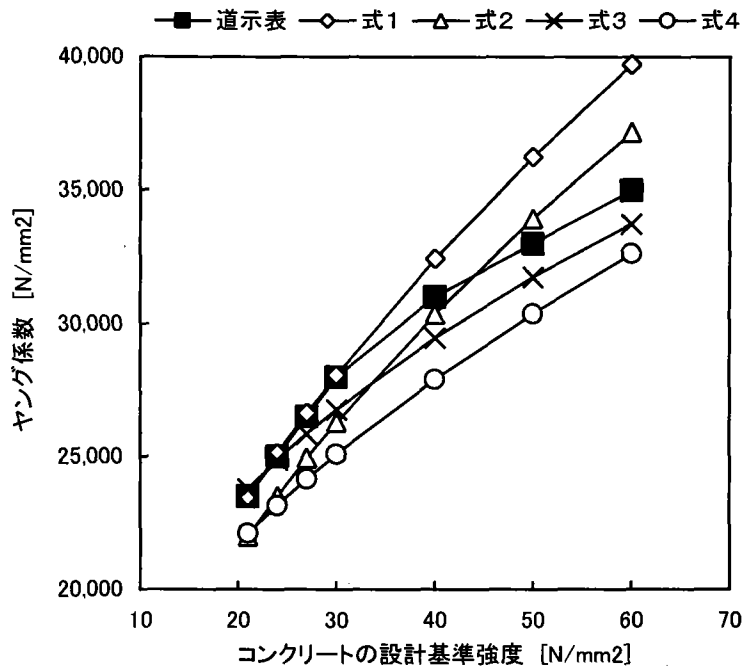
$$E_c = 0.043 y_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad : \text{文献[10]} \quad \text{式 2}$$

$$= 4,800 \sqrt{f'_c} \quad (y_c = 2,320 \text{kg/m}^3)$$

$$E_c = 40,000 f'_c{}^{1/3} \quad : \text{文献[14]} \quad \text{式 3}$$

$$E_c = 3,320 f'_c{}^{0.5} + 6,900 \quad : \text{文献[15]} \quad \text{式 4}$$

コンクリートのヤング係数



基準の比較においては、道示の値を用いる。

(iv)スタッドの材質について

道路橋示方書を始めとする日本の基準は、以下に示す JIS B 1198 に規定されたものが標準的に使用されている。

	降伏点 or0.2%耐力 $f_{sy}$		引張強さ $f_{su}$		伸び
	N/mm <sup>2</sup>	kgf/cm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	kgf/cm <sup>2</sup>	
JIS B 1198	235 以上	24 以上	400~550	41~56	20 以上

これは、構造用鋼材においては、SM400 相当の材質である。

	降伏点 or0.2%耐力 $f_{sy}$		引張強さ $f_{su}$		伸び
	N/mm <sup>2</sup>	kgf/cm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	kgf/cm <sup>2</sup>	
SM400	235 以上	24 以上	400~510	41~52	19 以上
SM490Y	355 以上	36 以上	490~610	50~62	19 以上

※板厚が 16mm をこえ 40mm 以下の場合

各基準によっては、せん断強度を与える前提とするスタッドの材質が JIS とは異なるようなので注意が必要である。

②鋼構造物設計指針 PARTB-1997

「スタッドの引張強さは、JIS B 1198 の規定値の中間値 475N/mm<sup>2</sup> と設定」

④BS5400 Part5-1979

	降伏点 or0.2%耐力 $f_{sy}$		引張強さ $f_{su}$		伸び
	N/mm <sup>2</sup>		N/mm <sup>2</sup>		
BS5400	385 以上		495		18 以上

⑤DIN-1981

「スタッドの降伏点は 350N/mm<sup>2</sup> としてよい」

また、以下の基準では、せん断強度式が、スタッド自体の強度特性の関数になっている。

基準名	設計式	
⑤DIN-1981	$0.70 \cdot A_s \cdot f_{sy}$	降伏点
⑦AASHTO LRFD-1994	$0.85 \cdot A_s \cdot f_{su}$	引張強さ
⑧EUROCODE4-1994	$0.80 \cdot A_s \cdot f_{su}/1.25$	引張強さ

これら以外の（国内の主だった）基準は、スタッドの強度特性に依存しないせん断強度式である。さらに、④BS5400 Part5-1979では、規定された材質のもの以外を用いる場合は「押抜き試験」により確認することとしている。

基準式の比較には、JIS B 1198 と、BS5400 に規定されているものを用いる。

#### (v)安全係数について

各基準式の値は、設計法の違いなどにより、許容せん断力から破壊強度まで、様々である。原則として、部分安全係数や低減係数を考慮した値を比較することとした。

道示については、許容せん断力とする。

## 2) せん断強度の比較

コンクリート設計基準強度  $f'_{ck}$  をパラメータに以下について比較する。

$Q_u$  : スタッド 1 本あたりのせん断強度

$\tau_u = Q_u / A_s$  : せん断応力

結果は、グラフ参照（次ページ以降に示す）のこと。

各基準式について、以下の特徴がある。

- ・ 海外では、コンクリート強度が低い場合にコンクリートの支圧で、高い場合にスタッドのせん断で破壊することから、規定式を個別に定めており、それぞれコンクリート強度に関する式、スタッド強度に関する式が規定されている（BS 除く）。
- ・ 一方、道示がスタッド強度に関する規定式になっていないのは、スタッド材質が JIS B 1198 前提であること、高強度コンクリートの使用が想定されていないことによるものと考えられる。国内諸基準はこれにならったものと思われる。
- ・ 道示式は、スタッドのずれを元にした規定式となっている。
- ・ AASHTO LRFD, EUROCODE4 は引張強度  $f_{su}$ , DIN-1981 は降伏点  $f_{sy}$  による規定である。
- ・ BS5400 で規定されているスタッド材質は SM490Y 以上の高強度材である。JIS B 1198 は SS400 級であり、かなり高強度のスタッドが使用されている。

各基準式の値を比較した結果、以下がわかった。

- ・ 道示の規定は、他の規定に対しかなり安全側の規定であるといえる。
- ・ JIS B 1198 の場合、設計基準強度  $f'_{ck} 27\text{N/mm}^2$  程度でスタッド強度に関する規定式により頭打ちになる。
- ・ 高強度スタッド(BS5400 級)の場合には、せん断強度の頭打ちになる設計基準強度は大きくなり、EUROCODE4 では  $40\text{N/mm}^2$  程度まで強度の向上が得られる。

通常の RC 床版合成桁でも設計基準強度  $f'_{ck}$  は  $27\text{N/mm}^2$  以上、PC 床版を有する場合には  $30\text{N/mm}^2$  以上であり、最近では  $40\text{N/mm}^2$  の採用も珍しくない。スタッド強度に関する規定式がある場合、このようなコンクリートを使用する際には、スタッド材質を上げることによって、より合理的な設計が可能である。

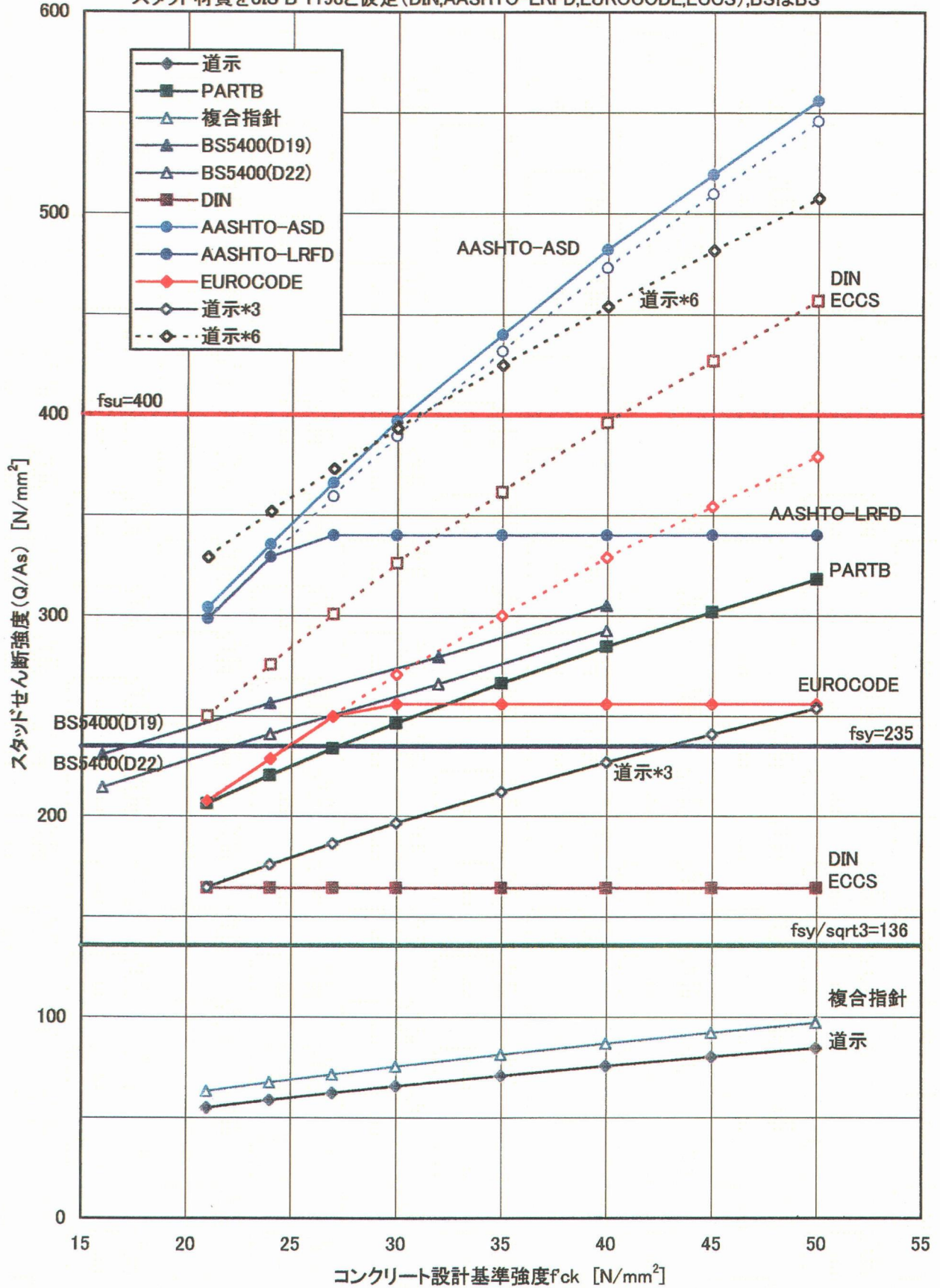
現行道示ではスタッド強度に関する規定式がないため、高強度コンクリートを使用する際には想定する安全率（降伏に対して 3 以上、破断に対して 6 以上）が確保されない可能性が否定できないので、十分な検討が必要である。

なお、各基準によって前提条件が違うため、基準式の比較が必ずしも同レベルにて行われていないことに注意を要する。

- ・ 設計法が異なる（各種係数の扱いに注意）
- ・ 荷重体系が異なる
- ・ 規定式が強度の中心値をおさえている場合や、下限値をおさえている場合などがある

コンクリート強度とスタッドせん断強度の関係  
せん断応力比較

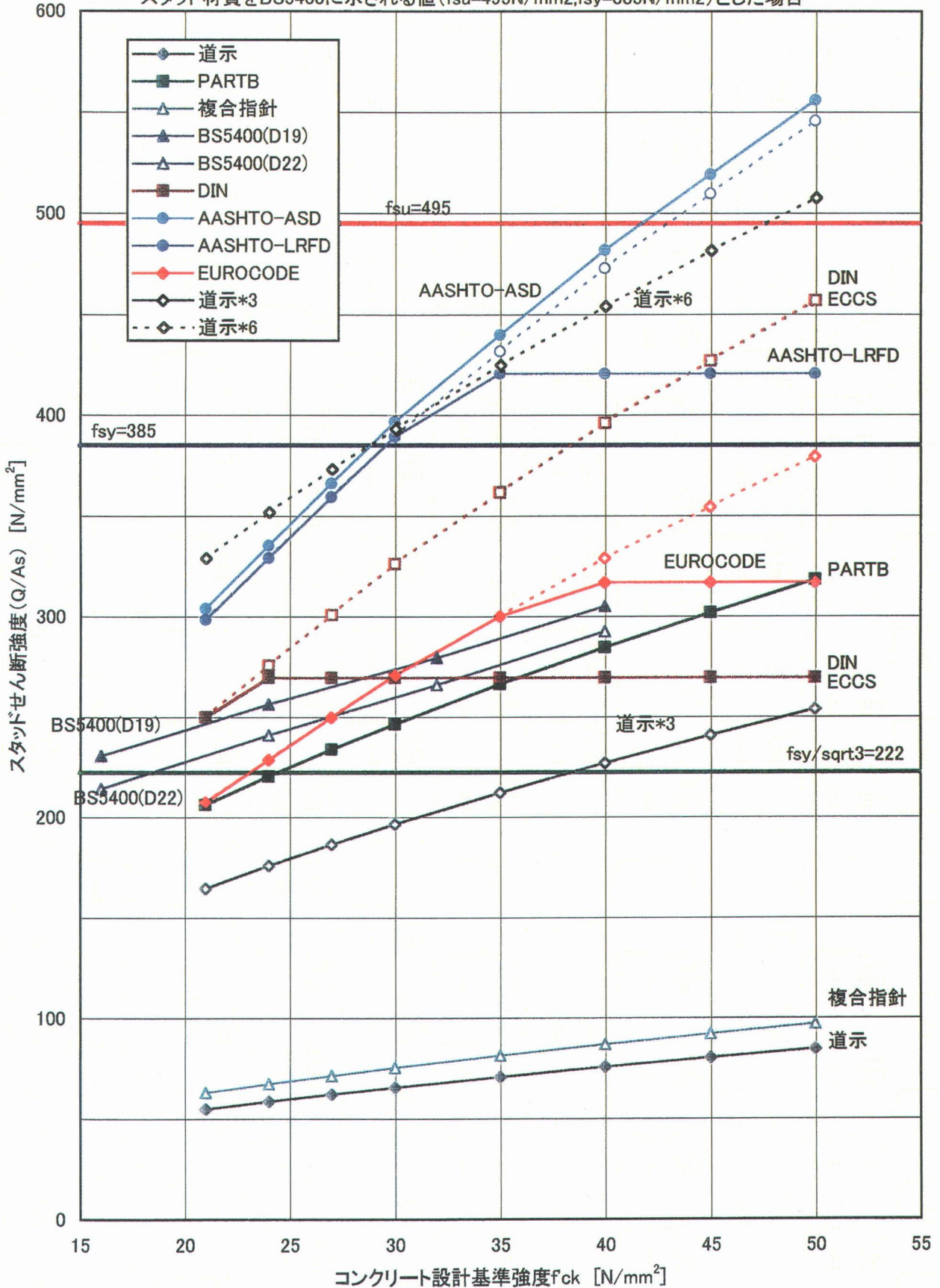
スタッド材質をJIS B 1198と仮定 (DIN,AASHTO-LRFD,EUROCODE,ECCS),BSはBS





コンクリート強度とスタッドせん断強度の関係  
せん断応力比較

スタッド材質をBS5400に示される値 ( $f_{su}=495\text{N/mm}^2, f_{sy}=385\text{N/mm}^2$ ) とした場合



(2) スタッドジベルの疲労強度について

道示は許容せん断力による設計を行い、疲労については言及していない。ここでは、スタッドジベルに関する道示設計例を調査する。

出典：「合成桁の設計例と解説」日本橋梁建設協会，1995.4 [16]

1) 道示設計の現状

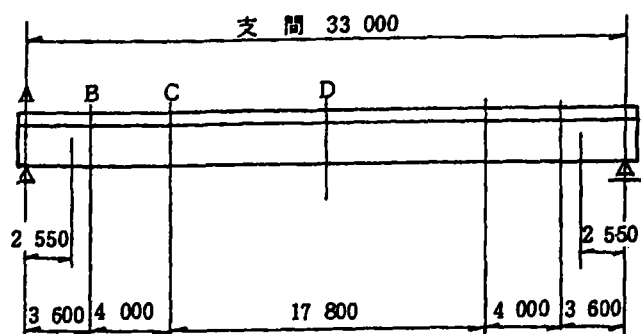
(i) 橋梁諸元

幅員：9.7m，有効幅員=8.5m

支間長：33.0m

形式：単純活荷重合成 I 桁橋

活荷重：B 活荷重



(ii) 設計せん断力

単位：kgf/cm

		sec.3		sec.2		sec.1	
		3.6m		4.0m		17.8m	
		A	B	C	D		
主荷重 HP	後死荷重	47	37	33	22	22	0
	活荷重	292	250	223	179	171	86
	合計	339	287	256	201	173	86
温度差 HT		±138	-	-	-	-	-
乾燥収縮 Hsh		-214	-	-	-	-	-
HP+HT		477	287	256	201	173	86
HT+Hsh		-352	-	-	-	-	-

単位：kgf/cm

	設計せん断力	活荷重
sec.3 (区間 A~B)	477	292 (0.61)
sec.2 (区間 B~C)	287	250 (0.87)
sec.1 (区間 C~D)	201	179 (0.89)

( )内は設計せん断力に対する活荷重分の割合

(iii)スタッド間隔の決定

橋軸直角方向に3列使用するとしてスタッド間隔を計算。

$$\begin{aligned}
 Q_a &= 30d^2\sqrt{\sigma_{ck}} \\
 &= 30 \cdot 1.9^2 \sqrt{300} \\
 &= 1,876\text{kgf}
 \end{aligned}$$

単位：cm

	最大間隔	スタッド間隔
sec.3 (区間 A~B)	$3 \cdot 1,876 / 477 = 11.8$	11
sec.2 (区間 B~C)	$3 \cdot 1,876 / 287 = 19.6$	19
sec.1 (区間 C~D)	$3 \cdot 1,876 / 201 = 28.0$	28

(iv)ずれ止めに作用するせん断力

単位：kgf

	設計せん断力	活荷重
sec.3 (区間 A~B)	$11 \cdot 477 = 1,749 (0.93)$	$11 \cdot 292 = 1,069 (0.57)$
sec.2 (区間 B~C)	$19 \cdot 287 = 1,818 (0.97)$	$19 \cdot 250 = 1,583 (0.84)$
sec.1 (区間 C~D)	$28 \cdot 201 = 1,876 (1.00)$	$28 \cdot 179 = 1,667 (0.89)$

( )内は  $Q_a$  に対する割合

これらより、以下のことが確認された。

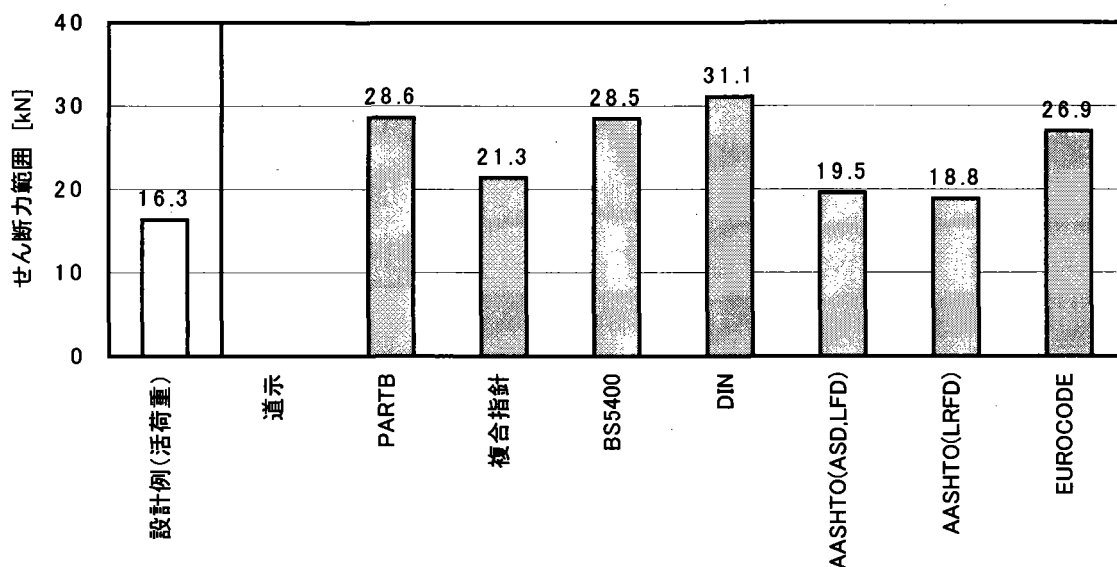
- ・ 設計せん断力に占める活荷重の割合がかなり大きく、特に支点部以外では 90%近い。
- ・ 許容せん断力ギリギリでジベルの配置を決定するので、許容せん断力の 90%近くまでが活荷重によるものとなる。
- ・ 活荷重によるせん断力は、最大で 1,667kgf(16.3kN, 58N/mm<sup>2</sup>)になる。

2) 各基準の疲労強度式との比較

基準名	設計式
①道路橋示方書-1996	規定なし
②鋼構造物設計指針 PARTB-1997	$\log \Delta\tau = 1.75 - 0.117 \log N$
③複合構造物設計・施工指針(案)-1997	$Q_u / (1 - 0.7(\tau_{\max} / \tau_{\min})) / \gamma_b$
④BS5400-1979	$N \cdot \sigma_r^m = K_2, m=8.0, K_2=2.08 \times 10^{22}$
⑤DIN-1981	$2/3 Q_u$
⑥AASHTO ASD, LFD-1992	$Z_r = \alpha \cdot d^2, \alpha = 7,850 (N=2,000,000)$
⑦AASHTO LRFD-1994	$Z_r = \alpha \cdot d^2 > 38.0 \alpha, \alpha = 238 - 29.5 \log N$
⑧EUROCODE-1994	$\log N = \log a - m \cdot \log \Delta\tau$ $\log a = 22.123, m = 8.0$

⑥はフィートポンド系

以下にスタッド材質を JIS B 1198, 軸径 d=19mm, 荷重繰返し回数 2,000,000 回とした場合のせん断力範囲の計算結果を示す。



比較の結果、道示により設計した合成桁のせん断力範囲 16.3kN は、他の基準の規定値と比較すると、十分安全な位置にあるといえる。ただし、静的強度の比較時と同様、各基準によって前提条件が異なるため、基準式の比較が必ずしも同レベルにて行われていないことに注意を要する。

- ・ 設計法が異なる（各種係数の扱いに注意）
- ・ 荷重体系が異なる
- ・ 規定式が強度の中心値をおさえている場合や、下限値をおさえている場合などがある

本設計例は、活荷重卓越箇所、活荷重満載時であるにもかかわらず、疲労に対して十分安全である。終局限界状態における規定が、他の基準に対してかなり安全側の規定をしていることから、合理的な疲労設計法の確立により、より合理的（スタッド本数の削減など）な設計の可能性がある。

<参考文献>

- [1] (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋編，1996.12
- [2] (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 SI 単位系移行に関する参考資料，1998.7
- [3] (社)土木学会：鋼構造シリーズ⑨B，鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物，1997.9
- [4] (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説，鋼・合成構造物，1992.10
- [5] (財)鉄道総合技術研究所：「設計標準 SI 単位系移行のための研究調査」報告書，1999.10
- [6] (社)土木学会：コンクリートライブラリー90，複合構造物設計・施工指針(案)，1997.10
- [7] BS5400 Part5 1979
- [8] DIN 18800 1981
- [9] AASHTO 15<sup>th</sup>.Edition 1992
- [10] AASHTO LRFD 1<sup>st</sup>.Edition 1994
- [11] EUROCODE 4 (ENV) 1994
- [12] 中井博編：プレキャスト床版合成桁橋の設計・施工<床版の急速施工と耐久性向上のために>，森北出版，1988
- [13] (社)日本コンクリート工学協会：コンクリート技術の要点'97，1997.9
- [14] 岡村：コンクリート構造の限界状態設計法，1988.2
- [15] 長瀧重義監修：コンクリートの高性能化，1997.11
- [16] (社)日本橋梁建設協会：合成桁の設計例と解説，1995.4

## 2. 3 スタッドジベル

### 2. 3. 1 強度特性および変形状について

スタッドジベル(以下スタッド)は、最も多用されているずれ止めである。ずれ止めは鋼とコンクリートの中に働くせん断力に抵抗すると同時にコンクリートの鋼部からの剥離を防止する機能も兼ね備えている必要がある。スタッドは柔なずれ止めに分類され、使用状態で鋼とコンクリートとの間に一体化が計られながらも、終局耐力においてずれに制限を設けずれを容認するものである。

近年、橋梁においては合成桁への適用にとどまらず、図 2.3.1 に示すような種々の合成構造に適用が拡大されつつあり、現在までスタッドの力学的性状に関する研究は数多く行われてきた。主な研究成果や各国の設計基準を総括された貴重な資料として、

- [1] 土木学会:鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン, 1989
- [2] 中井博編:プレキャスト床版合成桁橋の設計・施工<床版の急速施工と耐久性向上のために>, 森北出版, 1988
- [3] 平城弘一:頭付きスタッドの静的および疲労強度と設計法に関する研究, 1990
- [4] 日本鋼構造協会:頭付きスタッドの押抜きせん断試験方法(案)とスタッドに関する研究の現状, JSSC テクニカルレポート No.35, 1996

があげられる。以下、上記文献の内容を中心に要点を抽出してスタッドの基本的な強度特性および変形状について記す。詳細については文献を参照していただきたい。

なお、スタッドの合成床版への適用については、せん断力の作用が一方向でなく回転せん断力が作用するなど、その挙動が複雑である。ここではスタッドの基本的な性状の整理を目的とするため割愛する。また、高強度スタッドや太径スタッド、高剛性スタッド、スタッドの群配置、弾性合成桁、あるいはアンカーとして用いるスタッドなどの研究が行われているが、同様に割愛させていただく。

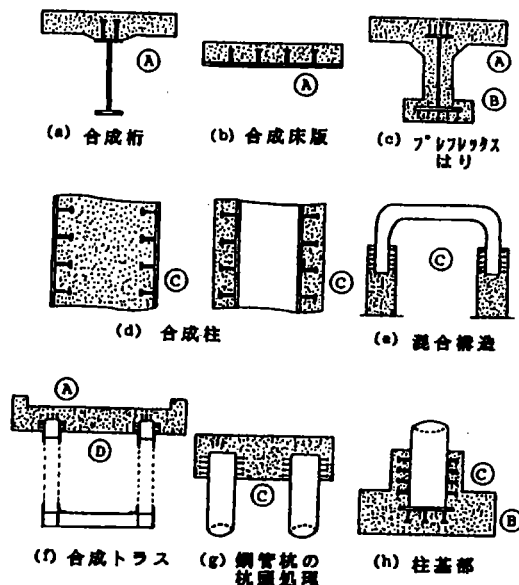


図 2.3.1 各種合成構造の例

## (1) 静的荷重に対する強度特性および変形状

スタッドの静的強度に関する研究は、1950年代におこなわれた Viest らによる押抜き試験報告に始まる。以降、終局(破壊)強度、Viest の定義した限界荷重(降伏荷重)に対する考察が、多くの研究者により多数行われてきた。

ここでは、押抜き試験による破壊性状、「荷重－相対ずれ曲線」、あるいは「荷重－残留ずれ曲線」によるスタッドの変形状に着目した研究を紹介する。

押抜き試験については、文献[4]にて、強度特性を客観的に的確に把握することができるように、供試体寸法、載荷方法、試験データの収集方法などが標準化されている。

提案されている押抜き試験は、『同一条件で製作した 3 体以上の試験体について試験するが、少なくとも 1 体は漸増繰返し載荷法で行い、残りの試験体は単調増加載荷法で行うことを原則とする。』としており、既往の多くの研究で実施された載荷法を採用している。これは、単調増加載荷法により得られる「荷重－相対ずれ曲線」と比較して、漸増繰返し載荷法により得られる「荷重－残留ずれ曲線」において、勾配急変点、すなわち降伏荷重が明確に現れるため、設計への反映が行いやすいことが理由としてあげられる。この降伏荷重は、先述の Viest や道示の規定のように、しばしばスタッドの使用限界状態を決める指標となっている。

### (i) Viest の研究(1956)[2]

Viest は押抜き試験により得られる荷重－残留ずれ曲線(図 2.3.2)の勾配が急変する点、あるいは急変点が明確でない場合の残留ずれが  $0.003\text{in}(=0.075\text{mm})$  となった点の荷重を限界荷重とし、当時の AASHO(許容応力度設計法)の設計式に反映された。

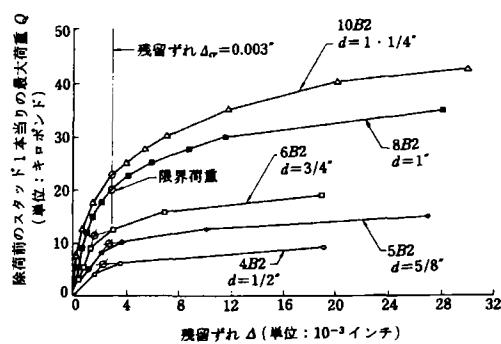


図 2.3.2 荷重－残留ずれ曲線(Viest)

### (ii) 山本・中村の研究(1961.1)[5]

現行の道路橋示方書(以下道示)の許容せん断力式(9.5.1)の元になっている研究である。押抜き試験を行い、試験結果を元にスタッドの許容せん断力式を提案している。破壊性状については、スタッドの全高  $H$  と軸径  $d$  との比( $H/d$ )により以下の2つに分類している。

- ① スタッドが長い場合( $H/d \geq 6$ ):スタッドのせん断による破壊
- ② スタッドが短い場合( $H/d < 6$ ):コンクリートスラブの割裂による破壊

また、 $H/d \geq 6$ でも純粋にスタッドのせん断により破壊するにはコンクリート強度が  $400\text{kgf/cm}^2$  以上必

要であることが試験結果より推定された。

試験結果から降伏荷重を求め、安全率 3.0 により除した値を許容せん断力とした。このとき、許容せん断力は破壊強度に対しては 6 以上の安全率となっている。

許容せん断力式は、

$$\frac{H}{d} \geq 6: Q_a = \tau_a \cdot A \sqrt{\frac{\sigma}{\sigma_0}} \quad \dots(1)$$

$$\frac{H}{d} \leq 6: Q_a = \tau_a \cdot A \sqrt{\frac{\sigma}{\sigma_0}} \cdot \frac{H}{6d}$$

となる。ここに、

- $\tau_a$  : スタッドの許容せん断応力 (=800kgf/cm<sup>2</sup>)
- $\sigma$  : コンクリートの圧縮強度
- $\sigma_0$  : スタッドのせん断で破壊するために必要なコンクリート強度 (=400kgf/cm<sup>2</sup>)
- $A$  : スタッド断面積 (=πd<sup>2</sup>/4)

それぞれを代入し整理し、以下を得る。

$$\frac{H}{d} \geq 6: Q_a = 31.4d^2 \sqrt{\sigma} \quad \dots(2)$$

$$\frac{H}{d} \leq 6: Q_a = 5.2dH \sqrt{\sigma}$$

現在の道示では H/d の境界を 5.5 として許容せん断力の設計式を示している。

$$\frac{H}{d} \geq 5.5: Q_a = 30d^2 \sqrt{\sigma_{ck}} \quad \dots(3)$$

$$\frac{H}{d} \leq 5.5: Q_a = 5.5dH \sqrt{\sigma_{ck}}$$

なお、これらの式を用いる場合は疲労に対する照査は省略してよいとしている。

押抜き試験の供試体を図 2.3.3 に示す。

なお、コンクリートの打設方向は、文献[4]において定義された「直交」方向である(図 2.3.4 参照)。後述する赤尾らの研究[7]によれば、この方向にコンクリートを打設したものの降伏荷重が最も小さい値を示すことが確認されている。この観点から見ても、道示の許容せん断力式は最も安全側の設計式といえる。

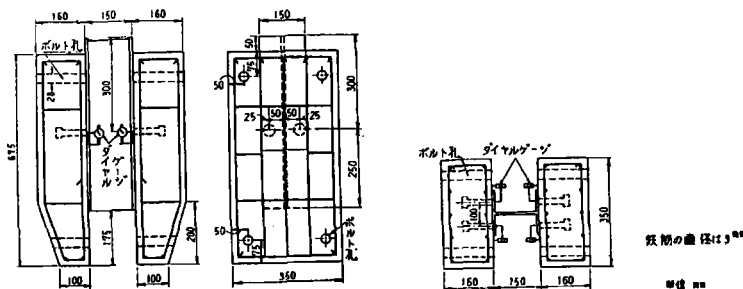


図 2.3.3 山本らの押抜き試験供試体



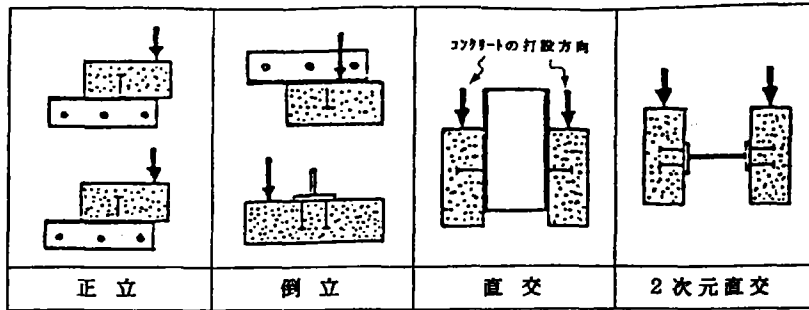


図 2.3.4 コンクリートの打設方向の定義

(iii)Roik による研究(1982)[3]

現行の DIN に採用されている破壊強度式を提案している。DIN においては破壊性状がコンクリート強度によって左右され以下のように変化するとして破壊強度式を規定している。

- ① コンクリート強度が高い場合:スタッドのせん断による破壊
- ② コンクリート強度が低い場合:スタッド前面の支圧超過による破壊

ただし、スタッド長が極端に短い( $H/d \leq 3$ )場合には、スタッドの引き抜きの恐れがあるとして使用を認めていない。

DIN に示される最大せん断耐力式を以下に示す。

$$Q_{du} = \alpha \cdot 0.25d_1^2 \sqrt{\beta_{wn} E_b} \leq 0.7 \frac{\pi d_1^2}{4} \beta_s \quad \dots(4)$$

ただし、

- $d_1$  :スタッドの幹の直径で 23mm 以下
- $\beta_{wn}$  :コンクリートの 28 日立方体強度(N/mm<sup>2</sup>)
- $E_b$  :コンクリートの弾性係数(N/mm<sup>2</sup>)
- $\beta_s$  :スタッドの降伏点応力(350N/mm<sup>2</sup>)
- $\alpha$  : $h/d_1=3.0$  で $\alpha=0.85$ ,  $h/d_1>4.2$  で $\alpha=1.0$ ,  $3.0<h/d_1 \leq 4.2$  では直線補間

(iv)田島・町田・大友の研究(1986.9)[6]

コンクリートの打込み方向の相違に着目した押し抜きせん断試験(スタッド一本)を行い強度・変形特性を調査し、これに基づいたスタッド近傍の解析モデルを提案している。ただし、解析モデルは正立状態のスタッドの挙動を良く表現しているが、スタッドを倒立および直交とした場合には、初期のずれが大きいため影響を補正しなければならないとしている。

(v)赤尾・栗田・平城の研究(1987.4)[7]

静的および繰返し載荷押し抜き試験を行い、特にコンクリートの打設方向に着目して強度特性を整理したものである。静的押し抜き試験は 40 体行っている。

試験結果より、静的破壊強度はスタッドの高さ、およびコンクリート強度に大きな影響を受け、また、コンクリートの打ち込み方向により、静的破壊強度について以下の関係を得た。

$$\boxed{A} > \boxed{C,D(A \text{ の約 } 90\%)} > \boxed{B(A \text{ の約 } 80\%)}$$

ここに、

- A : 正立
- B : 倒立
- C : 直交 (ブリージング面 = 支圧面)
- D : 2次元直交 (ブリージング面 ≠ 支圧面)

この関係はスタッド根元部へのブリージングの発生、コンクリート充填性が悪いことによる影響としている。

降伏荷重については C タイプが他と比較して極端に低い値(道示の設計値以下)を示したことが記されており、これは後述する初期の変形性状の特徴によるものと考えられる。降伏荷重の関係として以下が得られた。なお、降伏荷重は、残留ずれ曲線の急変点が明確に現れなかったため、残留ずれが 0.075mm となった点とした。

$$\boxed{A} > \boxed{B, D} > \boxed{C (A \text{ の約 } 20\%)}$$

また、試験結果より、静的破壊強度式、疲労破壊強度式を提案している。静的破壊強度式(終局耐力  $Q_u$ )は、その下限値を採り、全タイプ共通の

$$Q_u = 40dH\sqrt{\sigma_{ck}} \quad \dots(5)$$

とし、設計耐力  $Q_a$  は、

$$Q_a = 0.5Q_u = 20dH\sqrt{\sigma_{ck}} \quad : A, B, D \text{ タイプ}$$

$$Q_a = 0.35Q_u = 14dH\sqrt{\sigma_{ck}} \quad : C \text{ タイプ} \quad \dots(6)$$

としている。なお、これらの適用範囲は、 $3.0 \leq H/d \leq 5.3$  である。

仮に、これらに対して安全率 3.0 を考慮すると、

$$Q_a = 6.67dH\sqrt{\sigma_{ck}} \quad : A, B, D \text{ タイプ}$$

$$Q_a = 4.67dH\sqrt{\sigma_{ck}} \quad : C \text{ タイプ} \quad \dots(7)$$

となり、道示式

$$Q_a = 5.5dH\sqrt{\sigma_{ck}}$$

に対して A, B, D タイプではより大きな値を、C タイプではより安全側の値を提案されており、スタッドの使用部位によって変化する強度特性を考慮した設計法を求められているといえる。逆に、条件の良い合成桁に使用する A タイプの場合、より合理的な設計が行える可能性を示している。

変形性状は、静的破壊強度と同様、コンクリートの打ち込み方向に大きな影響を受けることが確認された。特に、C(直交)タイプは、相対・残留ずれともに载荷初期から大きく現れており、スタッドの支圧面に形成するブリージングの影響が顕著に現れていることがわかった。荷重-ずれ関係の例を図 2.3.5 に示す。山本らの試験結果を併記しているが、C タイプの曲線がよく再現していることがわかる。

また、スタッドをコンクリートにより弾性支持される棒とみなし、杭が横荷重を受ける問題で用いられる Chang の方法により、実験で得られた荷重－相対ずれ関係を再現する解析手法を提案している。

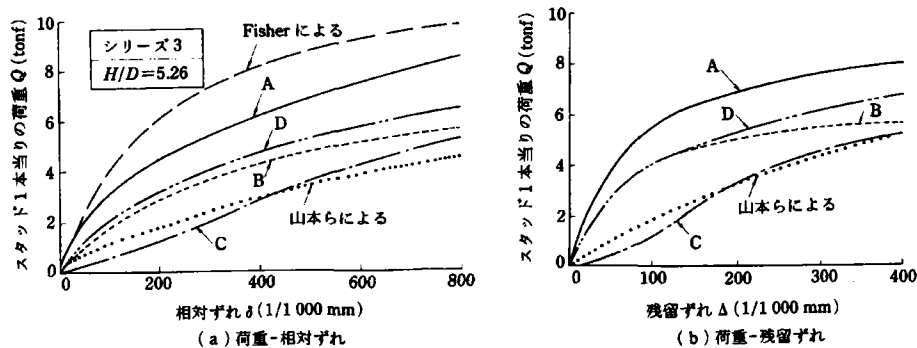


図 2.3.5 荷重－ずれ関係

また、本研究に先立って発表された平城・栗田・赤尾の報告(1986.9)[8]においては、押抜き試験結果から、静的押抜き挙動に影響を及ぼす多くの因子について以下のように整理されているので紹介する。

- ・ 鋼コンクリート接触面への不十分なコンクリート充填は静的耐荷力を低下させる。
- ・ スタッド支圧面のブリージングによる空隙は降伏荷重(限界荷重)を大きく低下させる。
- ・ スタッド横配列の場合、静的耐荷力はスタッド間隔に比例する傾向がある。
- ・ 静的耐荷力は、供試体諸元(スタッド位置、鉄筋配置、スラブの拘束方法、鋼板厚など)に影響を受ける。特に、鋼板厚に反比例する結果が示されている。

(vi)平城・松井・福本の研究(1989.3)[9]

破壊強度に影響を与えると予想されるパラメータについて、自身らの試験結果を含めた既往の研究データを統計的に整理し、静的破壊強度式、疲労破壊強度式を提案している。

表 2.3.1 に示すように、諸外国の代表的な終局強度に関する評価式から、強度に影響する因子はスタッド軸部の直径( $d_s$ )、高さ( $h_s$ )、引張強度( $f_{su}$ )、コンクリートの圧縮強度( $f_{cu}$ )と考えられていたが、過去の試験データから統計的手法により優位性のある因子を選定し、合理的な強度評価式を導き出した。これによると、スタッド軸部の直径、高さ、コンクリートの圧縮強度に大きく依存し、スタッドの引張強度は定数化しても良いとされている。

以下に提案された静的破壊強度式を示す。

$$Q_u = 100 \cdot A_s \sqrt{\frac{h_s}{d_s} \cdot f_{cu}} + 1,000 \quad \dots(8)$$

ここに、

- $A_s$  :スタッド軸部の断面積( $\text{cm}^2$ )
- $h_s$  :スタッド全高( $\text{cm}$ )
- $d_s$  :スタッド軸部の直径( $\text{cm}$ )
- $f_{cu}$  :コンクリートの圧縮強度( $\text{kgf/cm}^2$ )

全実験データに対する相関係数は 0.894 と、既往の強度評価式と比較して著しく相関の良い式

である。また、データのばらつきを考慮して標準偏差の2倍だけ低い側にシフトした次式を設計式として提案している。設計基準強度( $f_{ck}$ )で整理した式もあわせて示す。

$$Q_{Du} = 100 \cdot A_s \sqrt{\frac{h_s}{d_s} \cdot f_{cu}} + 2,200 \quad \dots(9)$$

$$Q_{Du} = 110 \cdot A_s \sqrt{\frac{h_s}{d_s} \cdot f_{ck}} + 2,200 \quad \dots(10)$$

なお、これらの式の適用範囲は、統計処理した試験データより、以下としている。

- スタッドの直径 :  $13 \leq d_s \leq 32\text{mm}$
- スタッドの高さ :  $50 \leq h_s \leq 210\text{mm}$
- スタッドの引張強度 :  $4,100 \leq f_{su} \leq 5,600\text{kgf/cm}^2$
- コンクリートの圧縮強度 :  $140 \leq f_{cu} \leq 630\text{kgf/cm}^2$
- $h_s/d_s \geq 3.0$

また、上記評価式は A(正立)タイプに関するものであるが、松井・平城による研究(1989.9)[10]によれば、他のコンクリート打設方向にしても適用可能であると報告されている。

表 2.3.1 既往のスタッド終局強度評価式

研究者	表現法	関係
Slutter and Driscoll(1965)	式	$Q_u = A \cdot d_s^2 \cdot \sqrt{f_{cu}}$ ; ( $h_s/d_s \geq 4.2$ )
	"	$Q_u = B \cdot d_s \cdot h_s \cdot \sqrt{f_{cu}}$ ; ( $h_s/d_s \leq 4.2$ )
Menzies(1971)	図	$Q_u - f_{cu}$ 曲線
Ollgaard, Slutter and Fisher(1971)	式	$Q_u/A_s = C \cdot \sqrt{f_{cu}} \cdot E_c$
Hawkins(1973)	式	$Q_u = D \cdot A_s \cdot \frac{\sqrt{f_{cu} \cdot f_{su}}}{\sqrt{d_s}}$
Roik(1982)	図	$Q_u/d_s^2 - f_{cu}$ 曲線
	式	$Q_u \leq E_c \cdot d_s^2 \cdot f_{cu}$
ここで、 $Q_u$ :スタッドの終局強度、 $d_s$ :スタッドの直径、 $h_s$ :スタッドの全高、 $f_{su}$ :スタッドの引張強度、 $f_{cu}$ :コンクリートの円柱体強度、 $A_s$ :スタッド軸部の横断面積、 $E_c$ :コンクリートの弾性係数、A, B, C, D, E:定数		

(vii)松井・平城の研究(1989.9)[10]

限界状態設計法を前提に、終局限界状態、疲労限界状態、使用限界状態の設計式を提案している。BS5400:Part5 では、鋼とコンクリートの間に発生する過大なずれを使用限界状態の一つと規定しており、これと同様の観点から使用限界荷重  $Q_c$  を提案した。

既往の研究で得られた荷重-ずれ関係を  $Q/Q_u$ (作用荷重と破壊荷重との比)- $\delta'$ (残留ずれ)関係に再整理し、これを2本の直線(折れ線)に近似してその交点(折れ点)を過大なずれの開始点として使用限界と考え、これに相当する荷重を使用限界荷重  $Q_c$  としている。図 2.3.6 にその一例を示す。

$$Q_c / Q_u = 0.50 \quad : A(\text{正立}), D(\text{2次元直交})$$

$$Q_c / Q_u = 0.30 \quad : C(\text{直交}) \quad \dots(11)$$

$$Q_c / Q_u = 0.43 \quad : B(\text{倒立})$$

ここに、 $Q_u$  は終局強度評価式であり、式(8)に示す。

ただし、 $Q/Q_u$  のばらつきが非常に大きいため、さらに検討が必要としている。

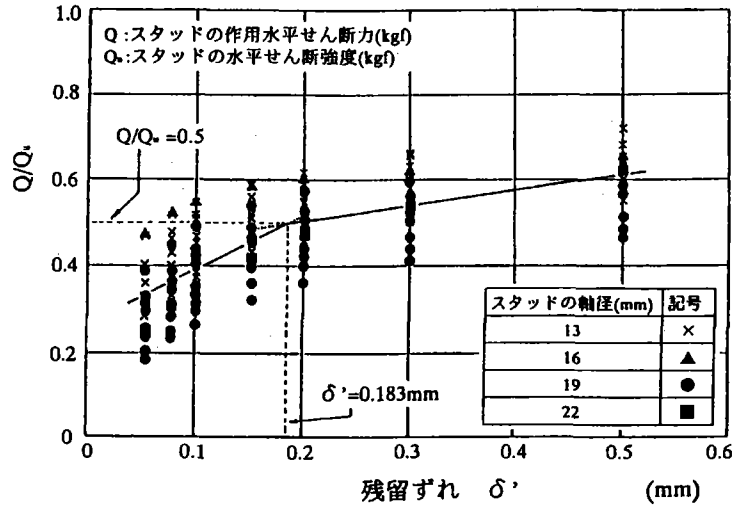


図 2.3.6  $Q/Q_u - \delta'$ 関係の例

なお、 $Q/Q_u=0.50$  は、土木学会「鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物」(1997)[11]のずれに関する限界強度式として採用されている((3)参照)。

#### (viii) 頭付きスタッドの押抜きせん断試験方法

押抜き試験方法を標準化した文献[4]では、試験結果から得られる作用せん断力-相対ずれ関係から、下記の力学特性を求めるのを原則としている(図 2.3.7 参照)。

- $Q_{max}$  : 最大せん断耐荷力
- $Q_y$  : 降伏せん断耐荷力(相対ずれ 0.2mm オフセット値)
- $\delta_{max}$  : 最大ずれ量( $Q_{max}$  時の相対ずれ量)
- $K_{st}^0$  : ずれ定数( $Q_{max}/3$  荷重点の割線剛性)

また、作用せん断力-相対ずれ関係図、コンクリートブロックのひび割れ発生状況、および破壊形式などを記録するのを原則としている。

このうち、降伏せん断耐荷力  $Q_y$  は、これまでの限界荷重(降伏荷重)の求め方が曖昧であったのに対して、相対ずれ 0.2mm オフセット値にて求めることを提案している。このときの剛性は  $K_{st}^0$  を用いる。これは、多くの実験データに基づいたものであり、田川・平城・尾形・井上・松井の研究(1996)[12]では、Viest の限界荷重と対応していることを確認している。

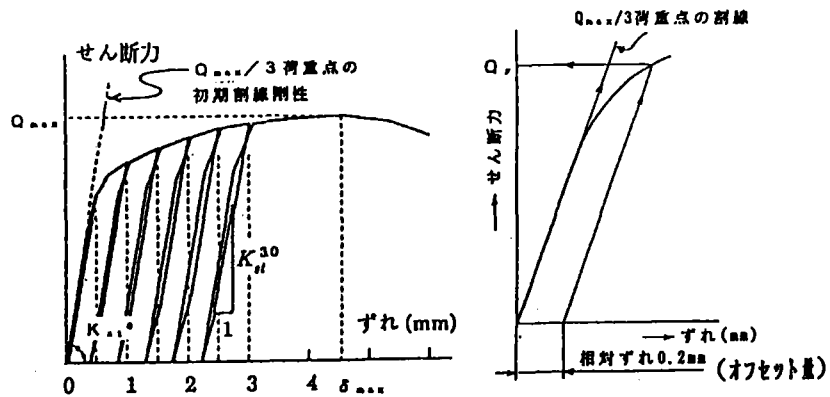


図 2.3.7 各値の求め方

また、静的荷重に対する破壊性状を、以下のように整理している。

- ①スタッドの長さが長く( $h/d \geq 5.5$ )、コンクリート強度が高い( $f_c' \geq 270 \text{kgf/cm}^2$ )とき、  
せん断によるスタッドの軸部破断  
(スタッド根元部の溶接余盛量を残し、その上部で起こるスタッドのせん断破壊)
- ②スタッドの長さが短く( $h/d < 5.5$ )、コンクリート強度が低い( $f_c' < 270 \text{kgf/cm}^2$ )とき、  
コンクリートの支圧破壊  
(コンクリートの斜めひび割れをとまう、スタッドの支圧前面で起こるコンクリートの圧壊)

## (2) 疲労強度特性

道路橋示方書においては、疲労強度に関する記述がない。これは、規定された許容せん断力程度のせん断応力範囲(片振り載荷時)では、200 万回時間強度のほぼ下限値と見ることができ、疲労に関して安全側の評価をしていると判断されているためである。

しかし、今後改訂の機運の高まっている限界状態設計法においては、各限界状態に対する設計式が必要であり、疲労強度についても多くの研究がなされている。ここに、主なものを紹介する。

### (i) 阿部による研究(1975)[13]

鉄道橋を対象とした研究をとおり、自身の試験結果と既往の試験データを分析し、疲労のためのスタッドの許容せん断力  $Q_a$  を以下のように提案した。

$$\frac{H}{d} \geq 5.5 : Q_a = \frac{30 \cdot d^2 \sqrt{\sigma_{ck}}}{1 - 0.7(\tau_{\min} / \tau_{\max})} \quad \text{ただし, } Q_a \leq 30 \cdot d^2 \sqrt{\sigma_{ck}}$$
$$\frac{H}{d} < 5.5 : Q_a = \frac{5.5 \cdot d \cdot h \sqrt{\sigma_{ck}}}{1 - 0.7(\tau_{\min} / \tau_{\max})} \quad \text{ただし, } Q_a \leq 5.5 \cdot d \cdot h \sqrt{\sigma_{ck}} \quad \dots(12)$$

分母からわかるように、両振れの応力振幅の場合( $\tau_{\min}$  と  $\tau_{\max}$  の符号が逆の場合)にのみ静的な許容せん断力より低い値となり、静的な許容せん断力は、道示の式と全く同じである。

また、これらの式は、「国鉄建造物設計標準解説 鋼とコンクリートの合成鉄道橋」(土木学会 1983)[14]に採用され、限界状態設計法を採り入れた現行の「鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物」(鉄道総合研究所編 1992)[15]においては、係数を 1.7 倍しそれぞれ 52, 9.5 とした式が採用されている。

### (ii) 赤尾・栗田・平城の研究(1987.4)[6]

静的および繰返し載荷押抜き試験を行い、特にコンクリートの打設方向に着目して強度特性を整理したものである。繰返し載荷押抜き試験は 100 体行っている。

試験結果より、疲労破壊強度はスタッドの高さには影響を受けず、コンクリート強度とコンクリートの打ち込み方向に影響を受けることが示された。疲労破壊強度について以下の式を提案している。

$$\log_{10} N = 14.89 - 8.52 \log_{10} S \quad : \text{A(正立), C(直交), D(2次元直交)}$$
$$\log_{10} N = 13.96 - 8.52 \log_{10} S \quad : \text{B(倒立)} \quad \dots(13)$$

ここに、

$N$  : 破壊に至るまでの荷重の繰返し回数  
 $S$  : スタッドの疲労強度(せん断応力振幅)

疲労亀裂の発生メカニズムを図 2.3.8 に示す。

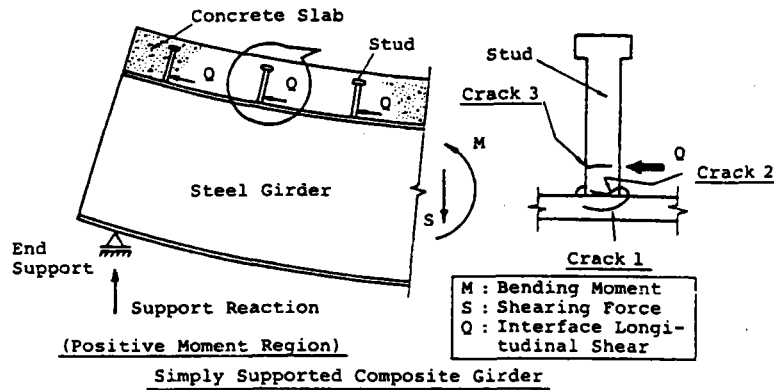


図 2.3.8 疲労亀裂の発生メカニズム

また、本研究に先立って発表された平城・栗田・赤尾の報告(1986.9)[8]においては、疲労強度に影響を及ぼす多くの因子について以下のように整理されているので紹介する。

- ・ 鋼コンクリート接触面への不十分なコンクリート充填は疲労強度を著しく低下させる。
- ・ スタッド支圧面のブリージングによる空隙を再現した試験の結果、この空隙が全高の場合は疲労強度をあまり低下させないが、全高の根元側半分とした場合大きく低下した。
- ・ スタッドの余盛高さは疲労強度に影響を与える。
- ・ スタッド配列の違いによる疲労強度の差はあまり無かった。
- ・ 疲労強度は、供試体諸元(スタッド位置、鉄筋配置、スラブの拘束方法、鋼板厚など)に影響を受ける。特に、鋼板厚が厚いものが疲労強度が低い。

(iii)松井・平城・福本の研究(1989.3)[16]

自身の試験を含む既往の疲労試験データを元に、重回帰分析を用いてスタッドの疲労強度に及ぼす影響因子を明らかにし、スタッドの疲労強度評価式、設計用疲労強度式を提案している。

設計用  $S-N$  線図を用いた海外の諸基準における疲労強度の規定は、BS, AASHTO, Eurocode4, Ontario Code であるが、どの基準も疲労強度はスタッドに作用するせん断応力振幅のみが支配的な因子としており、平均応力、コンクリート圧縮強度、スタッドの高さは無関係としている。試験データを統計的に分析した結果、静的強度と同様のスタッド軸部の直径( $d_s$ )、高さ( $h_s$ )、コンクリートの圧縮強度( $f_{cu}$ )、および破壊までの繰返し数( $N$ )に大きく依存することが判明した。また、従来の  $S-N$  関係より相関の良い  $R/Q_u-N$  関係にて整理している。 $R/Q_u-N$  図を図 2.3.9 に示す。提案された疲労破壊強度式は以下。

$$R/Q_u = 1.28 \cdot N^{-0.105} \quad \dots(14)$$

ここに、

- $R$  :スタッドに作用するせん断力の範囲
- $N$  :破壊に至るまでの荷重の繰返し回数
- $Q_u$  :スタッドの静的破壊強度 式(8)

標準偏差の 2 倍だけ低い側にシフトさせた設計式として以下を提案している。

$$R/Q_u = 0.99 \cdot N^{-0.105} \quad \dots(15)$$



なお、この式の適用範囲としては、分析に用いた試験範囲を参考に以下を示している。

- スタッドの直径 :  $13 \leq d_s \leq 32\text{mm}$
  - スタッドの高さ :  $60 \leq h_s \leq 150\text{mm}$
  - スタッドの引張強度 :  $4,100 \leq f_{su} \leq 5,600\text{kgf/cm}^2$
  - コンクリートの圧縮強度 :  $200 \leq f_{cu} \leq 550\text{kgf/cm}^2$
- $h_s/d_s \geq 3.0$

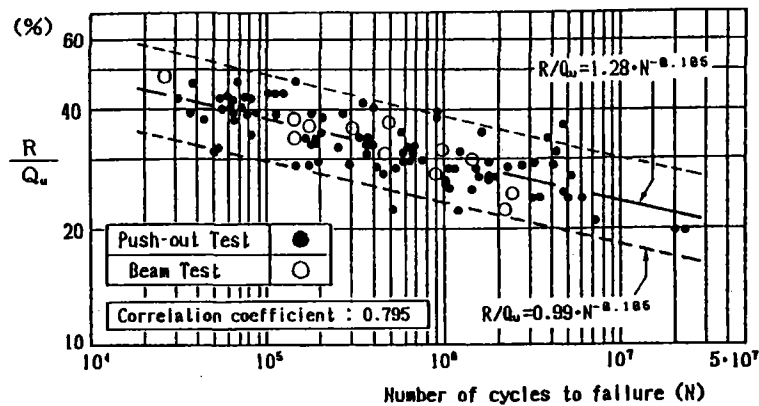


図 2.3.9  $R/Q_u - N$  図

上記評価式はA(正立)タイプに関するものであるが、松井・平城による研究(1989.9)[10]によれば、A, C(直交), D(2次元直交)タイプのコンクリート打設方向に対して式(15)が適用可能であるが、B(倒立)タイプについては低い値を示すため、次式が提案されている。

$$R/Q_u = 0.93 \cdot N^{-0.105} \quad \dots(16)$$

図 2.3.10 に、BS, AASHTO, Eurocode4, Ontario Code の  $S-N$  線図を示す。図よりBSを除く3地域の基準はBSの線図から大きく隔たった低い値を示す。これはAASHTOがFisherによる試験データを元に規定していることが原因である。Fisherの供試体は片側にのみコンクリートを有するものであることから、載荷荷重の偏心に起因する曲げによってスタッドに引張力が作用したことが影響しているものとしている。既往のはり試験によるスタッドの疲労試験データを分析した結果から、Fisherの試験はかなり安全側であり、両側にコンクリートを有する押抜き供試体による試験結果は、はり試験によるものと同等であるとしている。

AASHTO(Fisher), Eurocode4, Ontario Code 以外の基準の規定、強度提案式などは、全て両側にコンクリートを有する供試体によるデータによる。

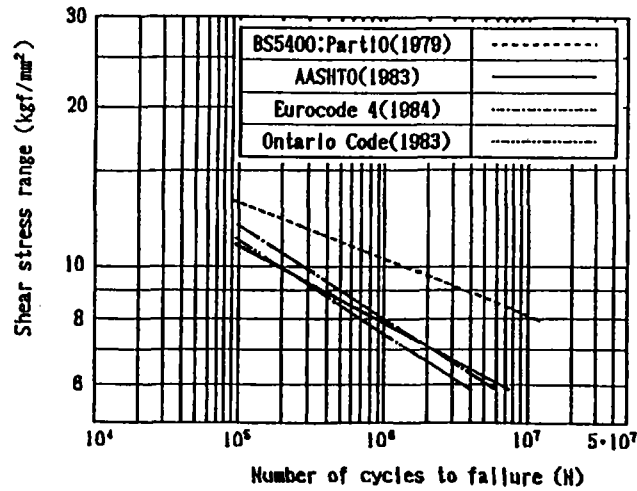


図 2.3.10 海外各国地域基準の S-N 線図

(3) 鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物(1997)[11]

限界状態設計法に基づく本基準にて規定される設計強度式は、以下のとおり。せん断疲労強度式は、スタッドの破壊に対する非破壊確率 97.7%の S-N 曲線に対するものである。

同様に、水平せん断強度式は、 $Q_u / (D_s^2 \sqrt{f'_{ck} \cdot f_{su}}) - H_s / D_s$  関係から非破壊確率 97.7%の限界値を与えたものである。

・せん断疲労強度式

$$\log \Delta\tau = 1.75 - 0.117 \log N$$

ここに、

$\Delta\tau$  : 疲労強度(せん断応力範囲)

$N$  : 疲労寿命

・水平せん断強度式

$$Q_u = 130 D_s^2 \sqrt{f'_{cd}} \quad (H_s / D_s \geq 5.5)$$

$$Q_u = 24 D_s H_s \sqrt{f'_{cd}} \quad (H_s / D_s < 5.5)$$

ここに、

$Q_u$  : スタッドの水平せん断強度

$D_s$  : スタッドの軸径

$H_s$  : スタッドの高さ

$f'_{cd}$  : コンクリートの設計圧縮強度

## 2. 3. 2 ずれ止めの解析および応力測定

### (1) はじめに

現在、ずれ止めの設計においては、前節にて説明されたとおり、道示Ⅱに基づいて、橋軸方向のせん断力に対してずれ止めの設計が行われている。しかしながら近年、P C床版を有する主桁間隔の大きな少数主桁橋が合理化された鋼橋の一形式として、関係各所にて、解析、実験、および設計施工が実施されている。

この種の橋梁は剛性の高いP C床版を主桁とずれ止めにて合成させることにより、橋軸直角方向の力を床版に負担させ、これにより横構を廃した非常に簡略化された構造となっている。そのため、このような橋梁のずれ止め設計に対しては、従来通りの橋軸方向のせん断力に対する照査のみでは問題があるのではないかという疑問がある。さらに、この種の橋梁は中間横桁位置の垂直補剛材の剛性が一般の垂直補剛材に比べ非常に大きく、中間横桁位置においては、床版、主桁および垂直補剛材、中間横桁がラーメン構造を形成し、橋直方向断面力に対して、ハンチおよびずれ止めに局所的な力が作用する。そのため、これに留意すべきことが指摘されている [17]。

そこで、この節では、P C床版を有する連続合成桁を対象として、上記にて説明したずれ止めに作用する局所的な力を明らかにするために過去に実施された解析、実験および実橋での載荷試験の一例を紹介する。

### (2) ずれ止めに着目した連続合成2主桁橋の立体F E M解析と橋直方向に対する設計 [17]

#### ①まえがき

通常、ずれ止めの設計においては、橋軸方向のせん断力に対してずれ止めを設計している。しかしながら、この種2主桁橋は床版支間が5～12mと大きいため、主桁上の床版の回転拘束によって発生する偶力等、ずれ止めに対する橋軸直角方向の作用力が無視できなくなり、これらに対しても抵抗できるように設計する必要がある。

#### ②ずれ止めのモデル化

主桁腹板および床版を板要素にて、ずれ止め部材は剛な梁要素にてモデル化されている。ずれ止めのモデル上での長さとしては、床版厚の $1/2$  +ハンチ高さの長さを持つ梁要素にてモデル化されている。ずれ止め部材の床版および主桁への結合条件としては、剛な梁要素であるずれ止めの下端を剛な梁要素でモデル化された上フランジと剛結されており、ずれ止めの上端は板要素でモデル化された床版の格点と剛結されている。

#### ③解析結果

##### a)橋軸方向せん断力の照査

道示Ⅱに示されるずれ止めに作用する水平せん断力を算出する従来の方法で問題ない。

#### b) 橋軸直角方向せん断力の照査

風荷重および地震荷重により発生する橋軸直角方向せん断力は横桁位置において床版および主桁の断面変形が拘束されるため中間支点部において橋軸直角方向せん断力が最大となる。しかしながら、常時荷重載荷時の橋軸方向せん断力に比較して25%程度であり、それらを合力として合成した場合、橋軸方向せん断力に比較して3%程度の増加にしかならずこれを考慮して設計する必要はない。

#### c) 橋直方向偶力の照査

橋軸直角方向曲げモーメントによるずれ止めに作用する偶力による引抜き力に対して照査する必要がある。PC床版を有する合成少主桁橋をずれ止めを偶力に対して設計する際の留意事項を以下に箇条下記にまとめる。

- ・偶力による引抜きに対しては、長尺のずれ止めがより効果的である。
- ・偶力による引抜きに対して安全であるためには、上フランジ幅をある程度広げ、桁の腹板から最も外側のずれ止めまでの距離を大きくするのがよい。

### (3) 施工時における鋼桁-床版結合部の解析および応力測定 [18]

#### ① まえがき

PC床版2主桁橋は中間横桁位置の垂直補剛材の剛性が一般の垂直補剛材に比べ非常に大きく、中間横桁位置においては、床版、主桁および垂直補剛材、中間横桁がラーメン構造を形成し、橋直方向断面力に対して、ハンチおよびずれ止めに局所的な力が作用する。そのため、PC鋼線の軸力導入時や壁高欄施工時にフランジと床版との界面に例えば剥離が生じないかを確かめるために以下に示す解析及び応力測定が実施された。

#### ② ずれ止めのモデル化

床版はソリッド要素、主桁および横桁はシェル要素、PC鋼線は棒要素にてモデル化されている。PC鋼線の軸力導入はPC鋼線の棒要素に温度応力を与えることにより、導入されている。

フランジと床版との界面に例えば剥離現象をモデル化するために、上フランジ部にギャップ要素を設け、床版と鋼桁間に圧縮が作用する時に力を伝達させ、引張り力の時は離間するように設定されている。

#### ③ 応力測定方法

横桁位置の床版支間側のハンチ部の下面に橋軸直角方向に1軸ゲージを貼付け、ハンチ部の橋軸直角方向の応力分布が測定できるようにされている。

ずれ止めには、ずれ止めの軸方向に1軸ゲージを表裏に貼付け、軸力による応力と橋軸直角方向の曲げ応力を測定出来るようにされている。

#### ④ 結果

解析および応力測定の結果をまとめると以下の通りである。

##### a) PC鋼線の軸力導入時

PC鋼線の軸力導入時には垂直補剛材直上のハンチ部に圧縮応力が作用していることか

ら、PC鋼線の軸力導入時にフランジと床版との界面に剥離が生じることはない。

#### b)壁高欄施工時

壁高欄施工時には垂直補剛材直上のハンチ部に引張り応力が作用していることから、壁高欄施工時にフランジと床版との界面に剥離が生じる可能性がある。また、このずれ止めの軸方向には引張り力が作用していた。

#### ⑤本ギャップ要素のモデル上の問題点

上フランジ部に設けたギャップ要素は床版と鋼桁間に圧縮が作用する時に力を伝達させ、わずかでも引張り力が作用すれば離間するように設定されている。しかしながら、実際にはコンクリートフランジに付着があるため、その付着が切れるまではスタッドと付着が共同で外力に抵抗する。そのため、本解析結果と応力測定値を比較すると、壁高欄打設時にずれ止めに作用する引張り力が解析値の方が応力測定値に比較し、非常に大きな結果となっている。

### (4) 鋼桁－床版結合部の車両走行試験 [19]

#### ①まえがき

PC床版2主桁橋の特に重要な部位である鋼桁－床版結合部のハンチおよびずれ止めに作用する動的な応力を把握することを目的に車両走行試験を実施された。

#### ②載荷方法

45tfラフタークレーンを床版支間の中央、主桁上およびその中間の3レーンについて、平均時速20km/hにて走行させている。

#### ③応力測定方法

横桁位置の床版支間側のハンチ部の下面に橋軸直角方向に1軸ゲージを貼付け、ハンチ部の橋軸直角方向の応力分布が測定できるようにされている。

ずれ止めには、ずれ止めの軸方向に1軸ゲージを表裏に貼付け、軸力による応力と橋軸直角方向の曲げ応力を測定出来るようにされている。

#### ④結果

##### a)ハンチ部

床版支間側のハンチ部の橋軸直角方向応力は3kgf/cm<sup>2</sup>と非常に小さい。また、車両走行時に、引張り→圧縮→引張りとして作用力が変化した。

##### b)ずれ止め

腹板から最も床版支間側のずれ止めに250kgf/cm<sup>2</sup>の圧縮応力が発生しており、これはフランジの首振り変形を止める垂直補剛材の拘束効果による影響と思われる。

腹板直上および床版支間側のずれ止めには床版支間中央側への30～45kgf/cm<sup>2</sup>の曲げ応力が発生していた。

## <参考文献>

- [1] (社)土木学会：構造工学シリーズ③，鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン，1898
- [2] 中井博編：プレキャスト床版合成桁橋の設計・施工<床版の急速施工と耐久性向上のために>，森北出版，1988
- [3] 平城弘一：頭付きスタッドの静的および疲労強度と設計法に関する研究，博士論文，1990
- [4] 日本鋼構造協会：頭付きスタッドの押抜きせん断試験方法(案)とスタッドに関する研究の現状，JSSC テクニカルレポート No.35，1996
- [5] 山本，中村：Studd Shear Connector の試験報告，土木研究所資料，1961
- [6] 田島・町田・大友：スタッドシヤコネクターによる鋼・コンクリート部材接合部の強度変形性状に関する基礎的研究，合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，1986.9
- [7] 赤尾・栗田・平城：頭付きスタッドの押抜き挙動に及ぼすコンクリートの打ち込み方向の影響，土木学会論文集，第380号I-7，1987.4
- [8] 平城・栗田・赤尾：スタッドの押し抜き挙動に及ぼす影響因子に関する基礎的研究，合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，1986.9
- [9] 平城・松井・福本：頭付きスタッドの強度評価式の誘導－静的強度評価式－，構造工学論文集 Vol.35A，1989.3
- [10] 松井・平城：限界状態設計法のための頭付きスタッドの静的・疲労強度に関する評価式，第2回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，1989.9
- [11] (社)土木学会：鋼構造シリーズ⑨B，鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物，1997.9
- [12] 田川・平城・尾形・井上・松井：頭付きスタッドの押抜き試験法の標準化に関する検討，JSSC 合成構造小委員会報告書，1996
- [13] 阿部：鉄道用合成桁のずれ止めに関する実験報告書，鉄道技術研究報告書，1975.3
- [14] (社)土木学会：国鉄建造物設計標準解説 鋼とコンクリートの合成鉄道橋，1983
- [15] (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説，鋼・合成構造物，1992.10
- [16] 松井・平城・福本：頭付きスタッドの強度評価式の誘導－疲労強度評価式－，構造工学論文集 Vol.35A，1989.3
- [17] 大垣・川口・八部・長井：連続合成2主桁橋のずれ止め設計に関する一考察，鋼構造論文集，1997.9
- [18] 鹿島・猪本・大垣・山本・田村・川尻・長井：P C床版合成2主桁橋の床版施工時における鋼桁一床版結合部応力測定，土木学会第54回年次学術講演会，1999
- [19] 作川・江田・大垣・斎藤・中村・川尻・堀川：千鳥の沢川橋（P C床版連続合成2主桁橋）の車両走行試験，土木学会第54回年次学術講演会，1999

## 2. 4 孔明き鋼板 (Perfobond-Leiste)

### 2. 4. 1 基本強度特性と強度式<sup>[1]</sup>

孔明き鋼板は、孔内に充填されたコンクリートがいわゆるコンクリートジベルを形成し、せん断力に抵抗する構造で、孔内のコンクリートに生じる支圧応力が鋼板に作用し、さらに、すみ肉溶接を介して鋼部材に伝達される。

その破壊機構は、鋼板と横方向鉄筋で3方向を拘束された孔内のコンクリートが鋼板との接触部分で大きな圧縮荷重を受け、塑性変形を伴いながらせん断破壊が生じて最大耐力に達する。せん断破壊が生じた後も、孔内コンクリートは周囲のコンクリートと接触しており、かつ、横方向を拘束する鉄筋が配置されていることから、せん断破壊面では大きな摩擦力が作用し、急激な耐力低下を生じない。すなわち、最大耐力まではせん断合成で抵抗し、ピーク値近傍でせん断合成が絶えず摩擦合成に移行することで高いダクティリティーを維持するずれ止め構造となる。

横方向鉄筋の役割は、鋼板面に対して垂直方向に働く水平引張力を受け持つ部材であり、必ずしも孔を貫通させて配置するものではない。したがって、横方向鉄筋には引張応力のみが作用し、せん断応力は作用しない。

孔明き鋼板の破壊モードは3パターンから構成されており、それらに対応する設計式は以下のようなものとなる。

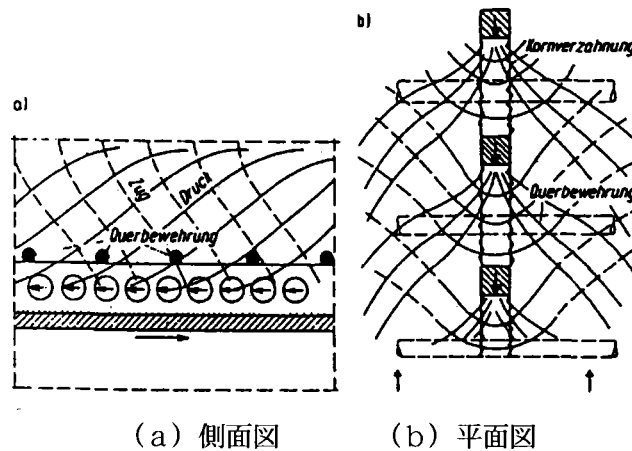


図-2. 4. 1 孔明き鋼板の荷重伝播状態

#### a) 孔内コンクリートのせん断破壊

押し抜きせん断試験結果より孔明き鋼板のせん断強度  $\tau_{u,c}$  は、

$$\tau_{u,c} = 1.3 \cdot \sigma_c' \quad \dots(4.1)$$

となる。

ここに、 $\sigma_c'$  : コンクリートの立方体強度 (圧縮強度の 1.25 倍)

(1)式に 70% の安全率を考慮すると、孔明き鋼板のせん断耐力  $Q_{u,c}$  は、

$$\begin{aligned} Q_{u,c} &= 2 \times 0.7 \times 1.3 \cdot \sigma_c' \cdot A_c \\ &= 1.8 \cdot \sigma_c' \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \quad \dots(4.2) \\ &= 1.4 \cdot d^2 \cdot \sigma_c' \end{aligned}$$

となる。

ここに、 $A_c$  : 孔面積

$d$  : 孔径。

b) 孔間の鋼板のせん断破壊

孔の中心を結ぶ断面に対して、せん断荷重の40%が上方から、60%が下方から伝達されるものと仮定すると、鋼板のせん断破壊耐力  $Q_{u,s}$  は、

$$\begin{aligned} Q_{u,s} &= A_s \cdot \tau_y \times 100/40 \\ &= 2.5 \cdot A_s \cdot \sigma_y / \sqrt{3} \quad \cdots(4.3) \\ &= 1.44 \cdot A_s \cdot \sigma_y \end{aligned}$$

となる。

ここに、 $A_s$  : 孔間の鋼板断面積、

$\tau_y$  : 鋼材のせん断降伏強度 ( $= \sigma_y / \sqrt{3}$ )、

$\sigma_y$  : 鋼材の降伏強度。

c) 孔内コンクリートの支圧破壊

孔内コンクリートは、3軸圧縮応力状態にあるためその支圧耐力  $Q_{u,b}$  は、

$$Q_{u,b} = 6.5 \cdot \sigma_c' \cdot d \cdot t \quad \cdots(4.4)$$

となる。

ここに、 $t$  : 鋼板厚

孔明け鋼板ジベルのせん断耐力は、孔内コンクリートのせん断破壊で決定されるように、式(1)~(3)に条件を設けると、

$$\begin{aligned} Q_{u,c} &\leq Q_{u,s} \\ A_s &\geq d^2 \cdot \sigma_c' / \sigma_y \quad \cdots(4.5) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{u,c} &\leq Q_{u,b} \\ d/t &\leq 4.6 \quad \cdots(4.6) \end{aligned}$$

となり、鋼板厚や孔間隔が決定される。

さらに、これらの条件を満たすためには、孔内コンクリートが3軸圧縮応力状態を保つ必要がある。孔1個当りに作用する横方向の引張力  $T$  は、圧縮主応力線が  $\tan \theta = 0.4$  の角度で分布するものと仮定すると、

$$T = 0.4 \cdot Q_{u,c} \quad \cdots(4.7)$$

となる。

横方向ひずみを50%に制限して鉄筋に作用する引張応力度を低減すると、孔1個当りの横方向必要鉄筋量  $A_{r,req}$  は次式となる。

$$A_{r,req} = \frac{0.8 \cdot Q_{u,c}}{\sigma_{ry}} \quad \cdots(4.8)$$

ここに、 $\sigma_{ry}$  : 鉄筋の降伏強度



## 2. 4. 2 孔明鋼板の要素実験結果の統計処理

前述したように、文献[1]では、孔明鋼板ジベルは、以下に示す3タイプのいずれかで破壊に至るとしている。

破壊形式Ⅰ：コンクリートのせん断破壊

破壊形式Ⅱ：孔内コンクリートの支圧破壊

破壊形式Ⅲ：孔間の鋼板のせん断降伏

また、破壊形式Ⅰで決定されるように条件をつけて使用することを推奨しており、終局せん断耐力  $Q_u$  を次式で与えている。

終局せん断耐力  $Q_u$  (実験値に対して0.7倍した値)

$$Q_u = 1.4 \cdot d^2 \cdot \sigma_c \quad \dots(4.9)$$

ここに、 $d$ ：孔径、 $\sigma_c$ ：コンクリートの設計基準強度

そこで、この耐力式と既往の文献における実験結果とを比較することとする。既往の文献の要素実験結果を集計して、表-2. 4. 1に示す。さらに、この表から、破壊形式Ⅰで最大耐力値を与えた結果のみを集計して、グラフにプロットしたものを図-2. 4. 2に示す。この図から以下のことがわかる。

- ・最大耐力とコンクリート強度および孔面積はほぼ線形関係にある。
- ・孔径が小さい実験値 ( $d^2 \cdot \sigma_c < 50$ ) は回帰直線の上側、大きいものは線上または下側に位置している(文献10)でも、これを指摘している)。
- ・文献1)の提案式を下回る実験値も若干ある。
- ・回帰直線を0.7倍した式  $Q_u = 1.1d^2 \cdot \sigma_c$  は、実験値に対してすべて安全側に位置する。

ちなみに、ドイツのDEHA社の商品カタログ<sup>[15]</sup>では、設計式  $Q_u = 1.25d^2 \cdot \sigma_c$  とし、合成桁の設計を行うこととしている。

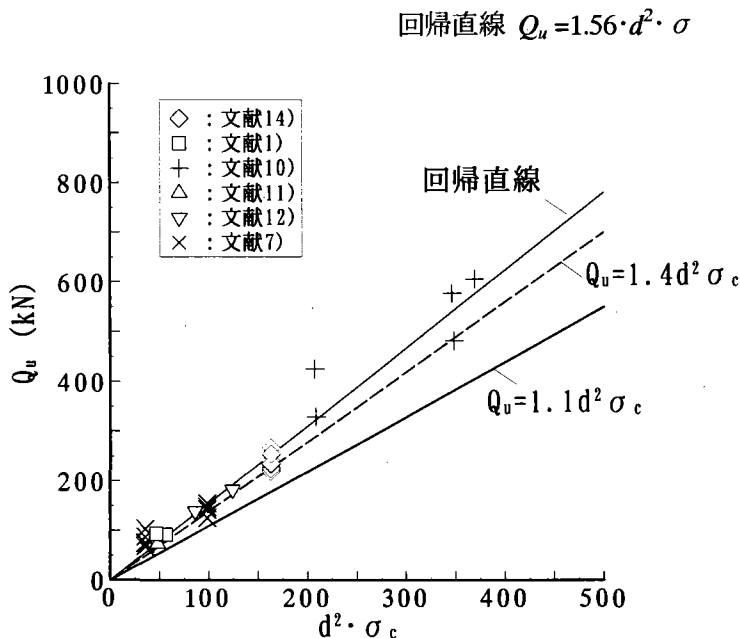


図-2. 4. 2 既往の実験結果

表-2. 4. 1 既往の文献における孔明鋼板の実験結果

文献 番号	試験体形状						孔内鉄筋 ○内は、鉄筋 を配した孔数	コンクリート 圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	破壊 形式	試験結果			
	形状	孔数 (片側)	孔径 (mm)	板厚 (mm)	孔間隔 (mm)	その他				Q <sub>max</sub> (kN/孔)	Q <sub>max</sub> /d <sup>2</sup> ・σ <sub>c</sub>	τ <sub>max</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	τ <sub>max</sub> /σ <sub>c</sub>
1	円	5×2列	35	10	50		12φ12 (1/5)	38	I+III	94	2.01	48.6	1.28
	円	5×2列	35	12	50		12φ12 (1/5)	46	I	92	1.62	47.6	1.03
	円	5×2列	40	12	50		12φ14 (1/5)	38	III	68	1.11	26.9	0.71
3	涙滴	2	70	10	—		3.0 cm <sup>2</sup>	36	II	115	0.65	14.9	0.42
	涙滴	2	70	10	—		3.0 cm <sup>2</sup>	36	II	130	0.74	16.9	0.47
	涙滴	2	70	10	—		3.0 cm <sup>2</sup>	41	II	138	0.68	17.9	0.44
	涙滴	2	70	10	—		3.0 cm <sup>2</sup>	42	II	153	0.74	19.8	0.47
	涙滴	2	70	10	—		3.0 cm <sup>2</sup>	53	II	175	0.67	22.7	0.43
	涙滴	2	70	10	—		5.0 cm <sup>2</sup>	36	II	140	0.79	18.2	0.51
	涙滴	2	70	10	—		5.0 cm <sup>2</sup>	36	II	148	0.84	19.2	0.53
	涙滴	2	70	10	—		5.0 cm <sup>2</sup>	41	II	150	0.75	19.5	0.48
	涙滴	2	70	10	—		5.0 cm <sup>2</sup>	42.5	II	173	0.83	22.4	0.53
	涙滴	2	70	10	—		5.0 cm <sup>2</sup>	42.5	II	183	0.88	23.7	0.56
	涙滴	2	70	10	—		5.0 cm <sup>2</sup>	53	II	195	0.75	25.3	0.48
7	円	1	70	12	—		—	39.2	II	198	1.03	25.8	0.66
	円	1	70	12	—		—	39.2	II	167	0.87	21.7	0.55
	円	1	70	9	—		—	39.2	II	163	0.85	21.2	0.54
	円	1	70	9	—		—	39.2	II	168	0.88	21.9	0.56
	円	1	70	6	—		—	39.2	II	163	0.85	21.2	0.54
	円	1	70	6	—		—	39.2	II	162	0.84	21.1	0.54
	円	1	50	12	—		—	39.2	I	143	1.46	36.4	0.93
	円	1	50	12	—		—	39.2	I	126	1.29	32.1	0.82
	円	1	50	9	—		—	39.2	I	148	1.51	37.8	0.96
	円	1	50	9	—		—	39.2	I	155	1.58	39.4	1.01
	円	1	30	12	—		—	39.2	I	68	1.94	48.4	1.23
	円	1	30	12	—		—	39.2	I	103	2.93	73.2	1.87
	円	1	30	12	—		—	39.2	I	88	2.49	62.3	1.59
	円	1	30	9	—		—	39.2	I	74	2.10	52.5	1.34
	円	1	30	9	—		—	39.2	I	75	2.12	53.0	1.35
	円	1	30	9	—		—	39.2	I	75	2.13	53.1	1.35
10	円	1	80	22	—		—	57.7	I	606	1.64	60.3	1.05
	円	1	80	22	—		D16 (1/1)	54.1	I	577	1.67	57.4	1.06
	円	1	80	22	—		D16 (1/1)	54.4	I	483	1.39	48.0	0.88
	円	1	60	22	—		—	57.4	I	426	2.06	75.4	1.31
	円	1	60	22	—		D16 (1/1)	57.8	I	330	1.59	58.3	1.01
	円	1	60	22	—	精鋼板	—	58.4	I	640	3.04	113.2	1.94
	円	1	80	22	—	精鋼板	D16 (1/1)	63	I	725	1.80	72.2	1.15
	円	1	60	22	—	精鋼板	D16 (1/1)	58.6	I	660	3.13	116.8	1.99
11	円	5×2列	35	12	50		D13 (1/5)	39.1	I	74	1.54	38.3	0.98
12	円	3×2列	60	12	100		—	34.3	III	148	1.20	26.2	0.77
	円	3×2列	60	12	120		—	34.3	I	183	1.48	32.3	0.94
	円	3×2列	60	12	80		—	34.3	III	130	1.05	23.0	0.67
	円	3×2列	60	12	100		—	51.9	III	181	0.97	32.0	0.62
	円	3×2列	60	12	100		—	23.8	I	139	1.63	24.7	1.04
	円	5×2列	60	12	100		—	34.3	III	124	1.00	21.9	0.64
	円	3×2列	60	12	100	プレストレス	—	27.4	III	158	1.61	28.0	1.02
	円	3×2列	60	12	100	プレストレス	—	27.4	III	153	1.55	27.1	0.99
13	円	3×2列	60	12	100		—	34.3	III	148	1.20	26.2	0.77
	円	3×2列	60	12	100		—	38.9	III	176	1.26	31.1	0.80
	円	3×2列	60	12	100		—	38.3	III	138	1.00	24.5	0.64
	円	3×2列	60	12	100		D19 (3/3)	36.5	III	160	1.21	28.2	0.77
	円	3	60	12	100	鋼殻内	—	35.7	III	317	2.46	56.0	1.57
	円	3	60	12	100	鋼殻内	D19 (3/3)	35.7	III	310	2.41	54.9	1.54
	円	3	60	12	100	鋼殻内	—	39.4	III	314	2.21	55.5	1.41
	円	3	60	12	100	鋼殻内	—	40.8	III	322	2.19	56.9	1.39
14	円	1	70	19	—		—	33.1	I	234.7	1.45	30.5	0.92
	円	1	70	19	—		—	33.1	I	254.8	1.57	33.1	1.00
	円	1	70	19	—		—	33.1	I	267.1	1.65	34.7	1.05
	円	1	70	19	—	ワイヤス	—	33.1	I	219.7	1.35	28.5	0.86
	円	1	70	19	—	ワイヤス	—	33.1	I	227.7	1.40	29.6	0.89
	円	1	70	19	—	ワイヤス	—	33.1	I	224.8	1.39	29.2	0.88
	円	1	70	22	—		—	33.1	I	240.7	1.48	31.3	0.95
	円	1	70	22	—		—	33.1	I	253.5	1.56	32.9	0.99
	円	1	70	22	—		—	33.1	I	224.3	1.38	29.1	0.88
	円	1	70	22	—	ワイヤス	—	33.1	I	234.1	1.44	30.4	0.92
	円	1	70	22	—	ワイヤス	—	33.1	I	235.5	1.45	30.6	0.92
	円	1	70	22	—	ワイヤス	—	33.1	I	255.2	1.57	33.2	1.00

## 2. 4. 3 スタッドとの比較

スタッドと孔明き鋼板とを項目ごとに比較して、下表に示す。

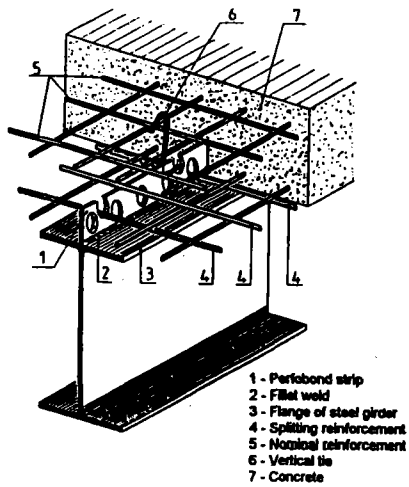
	スタッド <sup>[2]</sup>	孔明鋼板
荷重- ずれ曲線		
設計強度	許容せん断力 (道路橋示方書 II 9.5.6) $Q_a = 30 \cdot d^2 \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d \geq 5.5)$ $Q_a = 5.5 \cdot d \cdot h \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d \leq 5.5)$	終局せん断力 実験式 $Q_u = 1.4 \cdot \phi^2 \cdot \beta_{WN}$ ( $\phi$ : 孔径, $\beta_{WN}$ : 立方体強度)
破壊機構	スタッドの引張破断, または背面コンクリートの圧壊のいずれかで, 破壊に至る。	孔内コンクリートのせん断破壊 (せん断破壊で強度が決定されるように, 鋼板厚, 横方向鉄筋の量を制限)
降伏耐力	オフセット法により算出。	明確な降伏点を示す。
ずれ剛性	柔なジベル (約 200tf/cm)	剛なジベル (約 2000tf/cm)
ダクティリティ	スタッドの破断により決定されるため, 約 15 mm 以上の変形能は期待できない (Δ)。	孔内コンクリートのせん断破壊面がコンクリートと接している限り (摩擦力), 高いダクティリティを有する (○)。
疲労強度	ビード形状が均一でないため, 応力集中発生箇所となりやすく, 疲労強度は劣る (×)。	鋼板のすみ肉溶接部の疲労強度に依存するため, 比較的疲労強度は高い (○)。
製作・施工性	一般的には, その配置場所, 製作・架設方法によって, それぞれ一長一短があるため, 特に優劣は無い	

## 2. 4. 4 孔明鋼板の適用箇所

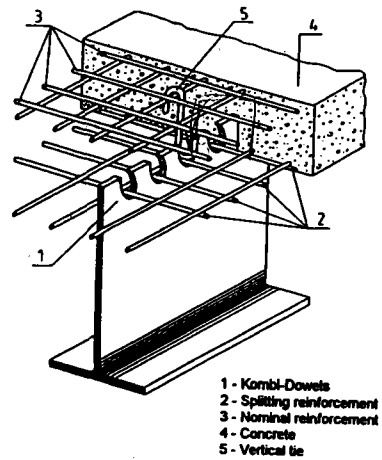
孔明き鋼板をずれ止めとして用いる場合の適用例を以下に示す。

### A. 合成桁 [3]

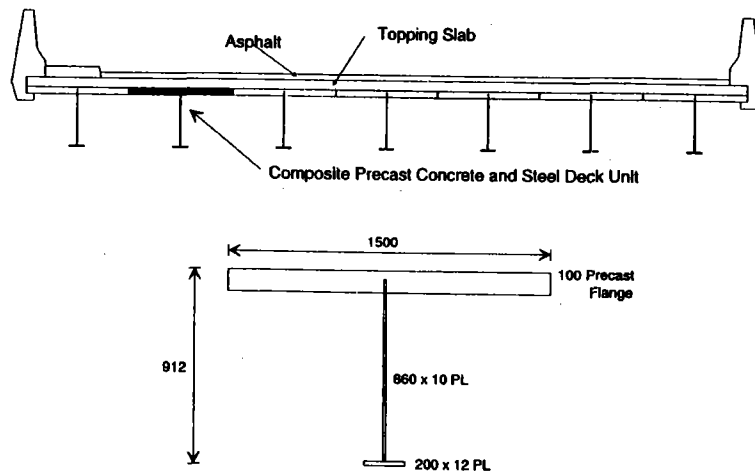
a-1 上フランジに孔明き鋼板を溶接



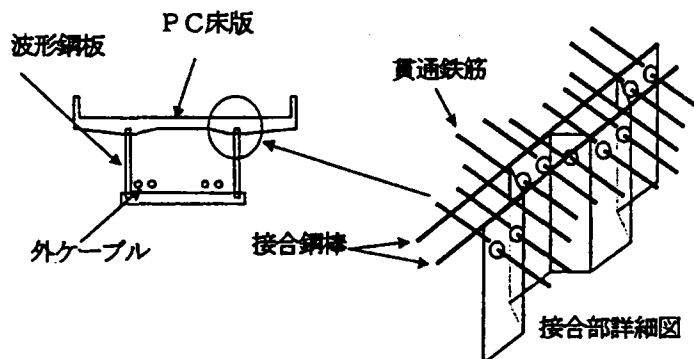
a-2 腹板の上部を孔明鋼板とし  
上フランジを省略



a-3 プレキャスト型枠 [4]

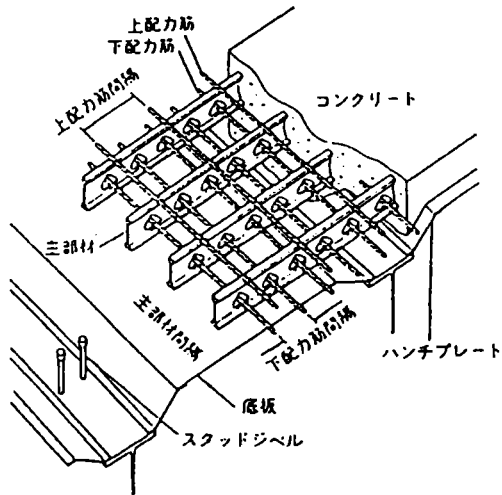


a-4 波型鋼板を用いたPC箱桁 [5]

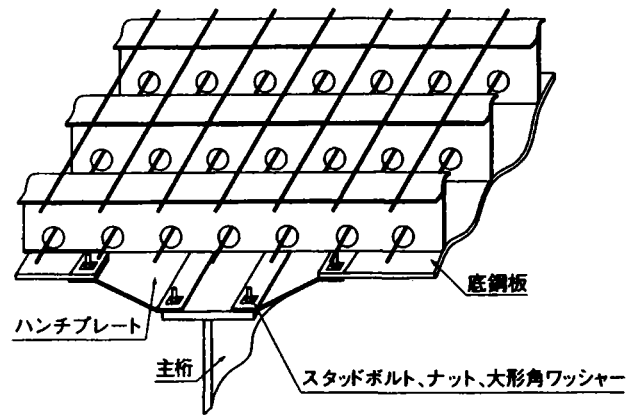


## B. 床版

b-1 I型格子床版 [6]

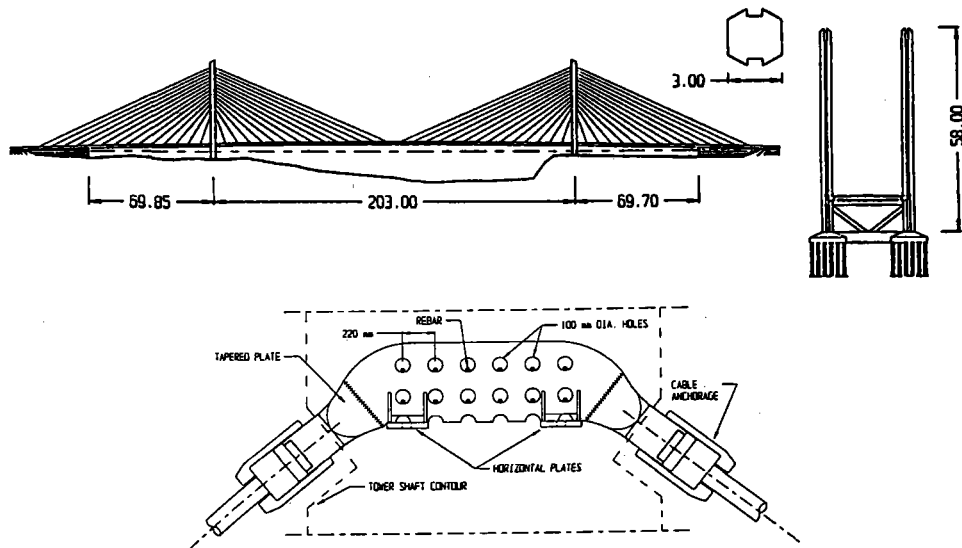


b-2 合成床版 (パワースラブ) [7]

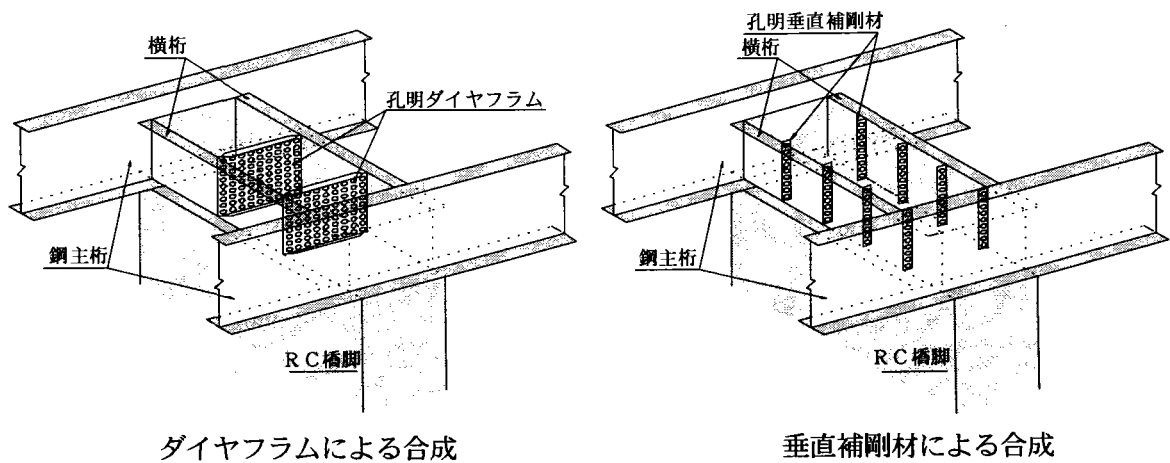


## C. その他

c-1 斜張橋のケーブル定着部 [8]



c-2 複合ラーメン剛結部 [9]



ダイヤフラムによる合成

垂直補剛材による合成

## <参考文献>

- [1] F. Leonhardt, W. Andrä, H. P. Andrä and W. Harre : BETON-UND STAHLBETONBAU, pp.325~331, 1987.12
- [2] (社)日本鋼構造協会:頭付きスタッドの押し抜き試験方法(案)とスタッドに関する研究の現状, JSSC テクニカルレポート, No.35, 1996.11
- [3] D. Kraus, O. Wurzer : Bearing Capacity of Concrete Dowels, Composite Construction-Conventional and Innovative, pp.133~pp138, 1997.9
- [4] W. S. Roberts and R. J. Heywood : An Innovation to Increase the Competitiveness of Short Span Steel Concrete Composite Bridges, Developments in Short and Medium Span Bridge Engineering, 1994
- [5] 水口・芦塚・古田・大浦・滝・加藤:本谷橋の設計と施工, 橋梁と基礎, Vol.32, No.9, p.2~10, 1998.9
- [6] 大田・森・高木・鈴木・福田・松井: I型格子床版の長支間化に対応する設計法と疲労強度, 第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, p.43~48, 1995.11
- [7] 大間知・永田・高田・清田: パワースラブ(鋼・コンクリート合成床版)の性能確認実験, 横河ブリッジ技報, No.26, p.24~34, 1997.1
- [8] M. A. Astiz : Composite Construction in Cable-Stayed Bridge Towers, Composite Construction-Conventional and Innovative, pp.127~pp132, 1997.9
- [9] 渡辺・明橋: ずれ止めに孔明鋼板を用いた複合ラーメン剛結部の交番繰返載荷実験, 土木学会第54回年次学術講演会概要集, I-A148, 1999.9
- [10] 上平, 蛭名, 高橋, 柳下: パーフォボンドリブのせん断耐力に関する基礎的研究, 第1回鋼橋床版シンポジウム講演論文集, pp. 229~234, 平成年月
- [11] 平・天野・大塚: 孔あき鋼板ジベルの疲労特性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 19, No. 2, pp. 1503~1508, 1997年
- [12] 西海, 富永, 室井, 古市: 拘束条件を考慮した孔あき鋼板ジベルのずれ止め特性に関する報告, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 20, No. 3, pp. 859~864, 1998年
- [13] 平, 古市, 山村, 富永: 孔あき鋼板ジベルの基本特性に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 20, No. 3, pp. 865~870, 1998年
- [14] 永田・明橋・渡辺: コンクリートの打設方向を考慮した孔明鋼板引抜試験, 土木学会第54回年次学術講演会概要集, I-A149, 1999.9
- [15] DEHA : Perfobond-Leiste für Den Verbundbau, Verbundsicherung und Verbundmittel, 1992.9(D. Kraus)

## 2. 5 まとめ

本章では、鋼部材とコンクリート部材を機械的に接合して一体化するスタッドジベルや穴明き鋼板について既往の文献や教科書などを参考に、まとめ挙げている。

スタッドジベルについては、わが国の基準だけではなく、諸外国のものも列挙し、さらに、無次元化した数値として、比較検討も行っている。

孔明き鋼板については、諸外国においても明確に基準化されたものはないが、その力学的特性を述べるとともに、既往の文献の要素実験を統計処理することで、強度式を記述している。

合成構造の設計に際し、従来の許容応力度設計法だけではなく、限界状態設計法や性能照査型設計法を取り入れる場合に、本章がその一助となれば幸いである。