

3. ずれ止めWG

各種ずれ止めの比較および
複数配置した孔あき鋼板ジベルの
せん断力分担特性に関する解析検討

ずれ止めWGメンバー

WGリーダー	大口 真司	(株) サクラダ
部会員	久保 典之	伊藤忠テクノソリューションズ (株)
〃	酒井 武志	(株) 巴コーポレーション
〃	梅原 郁弘	セントラルコンサルタント (株)
〃	木村 淳	(株) オリエンタルコンサルタンツ
旧部会員	前田 邦彦	(株) オリエンタルコンサルタンツ

ずれ止めWG 目次

§ 1. ずれ止めWGにおける検討について	3- 1
§ 2. 各種ずれ止めの比較	3- 2
2-1. 目的	3- 2
2-2. 比較検討について	3- 2
2-2-1. 文献による比較調査	3- 2
2-2-2. 調査結果	3- 3
2-3. 構造細目に配慮したせん断力-ずれ変位関係の比較	3-44
2-3-1. 比較方法	3-44
2-3-2. 使用限界範囲の設定	3-47
2-3-3. せん断力-ずれ変位関係の算出	3-50
2-3-4. 比較検討結果	3-65
2-4. 各種ずれ止めの使用性・施工性の比較	3-72
§ 3. 複数配置した孔あき鋼板ジベルのせん断力分担特性に関する解析検討	3-74
3-1. 解析目的	3-74
3-2. 解析概要	3-74
3-3. 解析条件	3-74
3-3-1. 解析モデル	3-74
3-3-2. 境界条件	3-78
3-3-3. 材料条件	3-80
3-3-4. 荷重条件	3-82
3-4. 解析モデルの妥当性検討	3-83
3-4-1. 検討条件	3-83
3-4-2. 検討結果	3-86
3-5. 解析結果	3-90
3-5-1. せん断力-ずれ変位関係	3-90
3-5-2. せん断分担率	3-92
3-5-3. 鋼板の応力-ひずみ関係	3-99
3-5-4. 設計式との比較	3-103
3-6. まとめ	3-105

§ 1. ずれ止めWGにおける検討について

近年、鋼とコンクリートの複合構造物が盛んに建設され、コンクリート床版と鋼桁を組み合わせた合成桁を始めとし、鋼桁とコンクリート橋脚との剛構造とする複合ラーメン橋、リブ付きの鋼板パネルとコンクリートを合成し通常の RC 床版よりも長支間化をはかることができる合成床版、さらには波形鋼板と上下のコンクリート床版を有する波形鋼板ウェブ PC 橋などがある。それらの構造形式毎に各種ずれ止めを有し、もっとも代表的なものとして「頭付きスタッド」があり、「孔あき鋼板ジベル (PBL)」、「ブロックジベル」といったものもある。

本 WG においては、それらずれ止めに関するいくつかの検討を行った。まず、「§ 1. 各種ずれ止めの比較」と題して 2, 3 の比較を行った。ずれ止めによって、設計せん断耐力式以外に、疲労せん断耐力式や制約事項が決められているものもあれば、そうでないものもあった。

また近年、性能照査設計の導入により、従来からの設計せん断耐力式に安全率を乗じて求まる許容せん断耐力を用いた設計手法から、各限界状態において、せん断力-ずれ変位関係を用いてずれ変位により設計せん断耐力を算出して設計をすることが進められていることから、決められた範囲において制約事項によりずれ止めの配置を決定したもので、それぞれのずれ止めの比較を行った。

さらには、各種ずれ止めにおける製作及び施工時における、配慮すべき点をメリット・デメリットで比較した。

これらの検討により、ずれ止め選定の際の資料となることを目的とする。

また「§ 2. 複数配置した孔あき鋼板ジベルのせん断力分担特性に関する解析検討」として、FEM解析を用いた検討を行った。複数個の孔を有する孔あき鋼板ジベルにおいて、各孔におけるせん断力の分担率が異なることが分かっているが、分担のメカニズムが解明されておらず、それらの基礎的な研究としていくつかモデル化を行い実験結果と比較を試みた。

§ 2. 各種ずれ止めの比較

2-1. 目的

コンクリートと鋼部材を接合するためにいくつかずれ止めがある。しかし、それら各種ずれ止めについて実際に比較を行っている事例は見られず、ずれ止め選定の際に疑問が生じることも見受けられる。そこで、各種ずれ止めの特徴、適用性について比較を行い、選定の際の資料となることを目的とする。



馬蹄形ジベルと頭付きスタッド



PBL と形鋼ジベル

図 3-2-1 上フランジに並ぶ「ずれ止め」

2-2. 比較検討について

2-2-1. 文献による比較調査

各種ずれ止めを比較するにあたり、ずれ止め毎に設計せん断耐力を始めとして様々な適用式が用いられているため、それらを整理することとした。対象としたずれ止めについては、最も多用されている頭付きスタッド、孔あき鋼板ジベル、ブロックジベル（馬蹄形ジベル）とした。ブロックジベルは、馬蹄形ジベルや形鋼ジベルといったものが挙げられるが、今回は多用されている馬蹄形ジベルを対象とした。

整理にあたっては、以下の項目で文献毎に調査した。用語については、各文献によって異なる場合が見受けられたため、複合構造標準示方書 2009 年制定（土木学会）にならうものとしている。

- ① 方向荷重に対するせん断力-ずれ変位関係（ $V-\delta$ 関係）
- ② 設計せん断耐力
- ③ 終局ずれ変位
- ④ 残留ずれ変位
- ⑤ 疲労せん断耐力
- ⑥ 引抜き力とせん断力が同時に作用する場合の設計耐力
- ⑦ 制約事項

また、調査した文献は、以下のとおりである。

A：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 平成 14 年 3 月 日本道路協会

B：2009 年制定複合構造標準示方書 平成 21 年 12 月 土木学会

C：鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物 平成9年9月 土木学会

D：鉄道構造物等設計標準・同解説 平成21年7月 国土交通省監修 鉄道総合技術研究所編

E：設計要領第二集 平成23年7月 東・中・西日本高速道路株式会社 (NEXCO 東・中・西日本)

2-2-2. 調査結果

調査により得られた結果として、文献Bにおいては、頭付きスタッドと孔あき鋼板ジベル、馬蹄形ジベルに関して、各項目とも定義されており、性能照査型設計を見据えたものだと考えられる。頭付きスタッドについてはコンクリートの打設方向によりブリージングの影響を評価した設計せん断耐力式がある。

孔あき鋼板ジベルについて、日本における導入が進んだのは、この15年ほどである。考案者であるレオンハルトの式をそのまま適用している場合もあるが、国内でもいくつかの式が提案されてきた。

明橋⁹⁾によりコンクリートの打設方向の影響を考慮した式が提案された。このときの対象構造物は複合ラーメン橋の剛結部であった。その後、保坂⁸⁾らにより多くの既往の実験結果を踏まえ、そのバラツキの下限を包含し、相関も向上させた式が提案された。文献Bにおいてもこの保坂式が採用されている。いずれにおいても鋼板の板厚や孔の間隔などの条件・考え方は、レオンハルトに従うことが多い。

頭付きスタッドにおいては、引き抜き力とせん断力が同時に作用する場合(図3-2-2)の設計耐力式があった。現在の鋼とコンクリートのずれ止めの設計法は、せん断抵抗のみにより行っているが、引き抜き抵抗についても評価に加えることで、例えば複合ラーメン橋剛結部を設計する際に、引き抜き耐力を評価することで、頭付きスタッド本数を減らせる可能性も考えられる。

今後は、それらを利用した設計法の確立が望まれ、これを考えると他のずれ止めにおいても、同様に引き抜き抵抗を考慮した耐力式を定める必要もある。

現状で最新の知見が盛り込まれており、ずれ変位の考え方が導入されているなど性能照査型設計を見据えた体系化がなされている文献Bによりずれ止めの実形状による比較を試みた(1-3以降参照)。

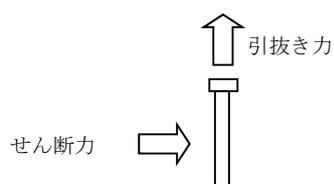


図 3-2-2 頭付きスタッドに作用するせん断力と引き抜き力

2-2-3. 比較表

次ページ以降に、調査結果として、調査項目毎にまとめたものを掲載する。表3-2-1には、文献によりずれ止めの設計に必要な、設計せん断耐力算出等の式が明記されているか否かを一覧にして示す。○が記載のある文献である。

表 3-2-1 文献調査一覧表

			文献				
			道示	複合示方書	鋼指針 B	鉄道標準	設計要領
ずれ止め	頭付きスタッド	V- δ 関係		○			
		設計せん断耐力	○	○	○	○	※1
		終局ずれ変位		○			
		残留ずれ変位		○			
		疲労せん断耐力		○	○		
		引抜き力とせん断力作用時の設計せん断耐力		○			
		制約事項	○	○	○	○	
	孔あき鋼板ジベル	V- δ 関係		○			
		設計せん断耐力		○		○	○
		終局ずれ変位		○			
		残留ずれ変位					
		疲労せん断耐力		△			
		引き抜き力とせん断力作用時の設計せん断耐力					
		制約事項		○		○	○
	ブロックジベル	V- δ 関係		○			
		設計せん断耐力		○		○	
		終局ずれ変位		○			
		残留ずれ変位		○			
		疲労せん断耐力		○			
		引き抜き力とせん断力作用時の設計せん断耐力					
		制約事項		○		○	

道示：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 平成 14 年 3 月 日本道路協会

複合示方書：2009 年制定複合構造標準示方書 平成 21 年 12 月 土木学会

鋼指針：鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物 平成 9 年 9 月 土木学会

鉄道標準：鉄道構造物等設計標準・同解説 平成 21 年 7 月 国土交通省監修 鉄道総合技術研究所編

設計要領：設計要領第二集 平成 23 年 7 月 東・中・西日本高速道路株式会社 (NEXCO 東・中・西日本)

○：記述あり △：疲労耐力に関する記述あり

※1：道路橋示方書に準ずる旨、明記あり

表 3-2-2 ずれ止め設計法の比較 (1 方向荷重に対するせん断力-ずれ変位関係)

1 方向荷重に対するせん断力-ずれ変位関係

(4) 一方向荷重に対するせん断力-ずれ変位関係は、一般に図 6.2.1 に示したモデル化された曲線を用いてよい。

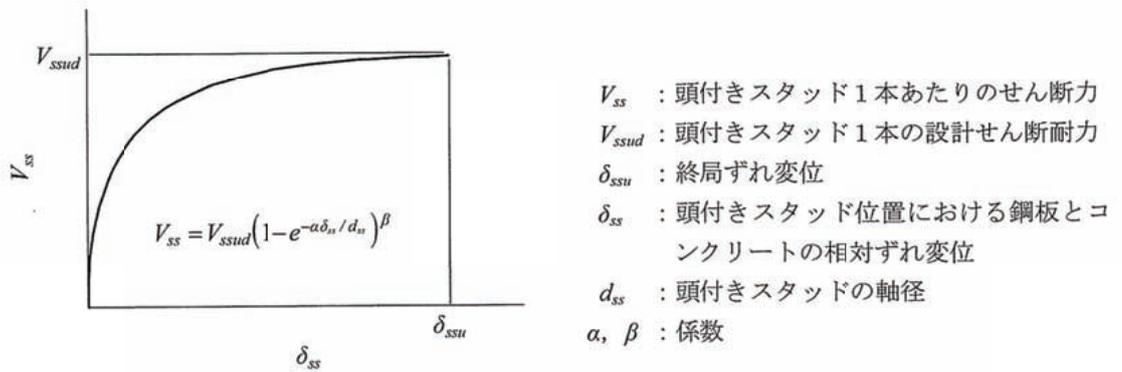


図 6.2.1 頭付きスタッドのせん断力-ずれ変位曲線

(4) について 図 6.2.1 は外部拘束のない標準的な押抜き試験の実験結果に基づいたものである。したがって、直応力が大きい場合には、その適用範囲について検討するのがよい。

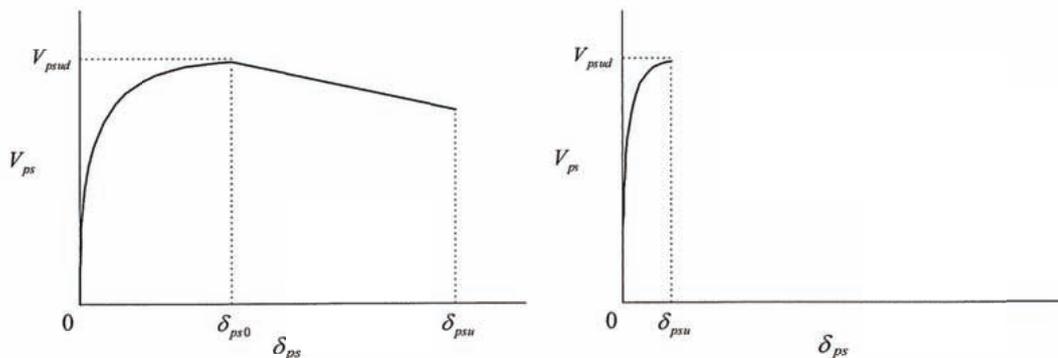
頭付きスタッド

2009 年制定複合構造標準示方書
平成 21 年 12 月
土木学会

pp. 60, 61

1 方向荷重に対するせん断力-ずれ変位関係

(4) 一方向荷重に対するせん断力-ずれ変位関係は、一般に図 6.3.1 に示したモデル化された曲線を用いてよい。



$$\begin{aligned}
 0 \leq \delta_{ps} \leq \delta_{ps0} & \quad V_{ps} = V_{psud} \left(1 - e^{-\alpha \delta_{ps} / \phi}\right)^\beta \\
 \delta_{ps0} < \delta_{ps} \leq \delta_{psu} & \quad V_{ps} = V_{psud} \left(1 - e^{-\alpha \delta_{ps0} / \phi}\right)^\beta \\
 & \quad + V_{psud} \left\{ \frac{2}{15} \left(1 - \frac{\delta_{ps}}{\delta_{ps0}}\right) \right\}
 \end{aligned}$$

$$0 \leq \delta_{ps} \leq \delta_{psu} \quad V_{ps} = V_{psud} \left(1 - e^{-\alpha \delta_{ps} / d}\right)^\beta$$

(a) 貫通鉄筋を有する場合

(b) 貫通鉄筋を有さない場合

- V_{ps} : 孔あき鋼板ジベルの孔 1 個あたりのせん断力
- V_{psud} : 孔あき鋼板ジベルの孔 1 個あたりの設計せん断耐力
- δ_{ps} : 相対ずれ変位
- δ_{ps0} : 最大せん断力時のずれ変位
- δ_{psu} : 終局ずれ変位
- ϕ : 貫通鉄筋径
- d : 孔径
- α, β : 係数

図 6.3.1 孔あき鋼板ジベルのせん断力-ずれ変位曲線

(4) について 図 6.3.1 は外部拘束のない標準的な押抜き試験の実験結果に基づいたものである。したがって、直応力が大きい場合には、その適用範囲について検討するのがよい。

孔あき鋼板ジベル

1 方向荷重に対するせん断力-ずれ変位関係

(4) 一方向荷重に対するせん断力-ずれ変位関係は、一般に図 6.4.1 に示したモデル化された曲線を用いてよい。

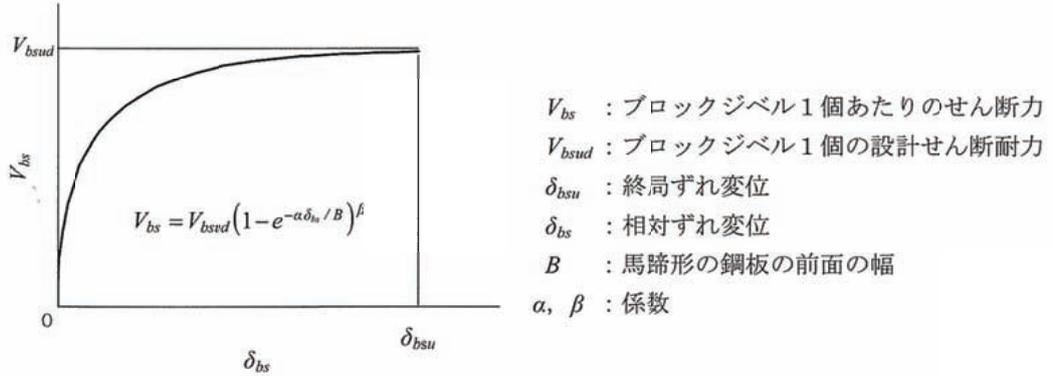


図 6.4.1 ブロックジベルのせん断力-ずれ変位曲線

(4) について 図 6.4.1 は標準的な押抜き試験結果に基づいたものである。したがって、直応力が大きい場合には、その適用範囲について検討するのがよい。

ブ
ロ
ッ
ク
ジ
ベ
ル

2009年制定複合構造標準示方書
平成21年12月
土木学会

pp. 68, 69

表 3-2-3 ずれ止め設計法の比較（設計せん断耐力）

設計せん断耐力	
頭付きスタッド	<p>(1) ずれ止めの許容せん断力は、疲労、降伏及び破壊に対して、安全性が確保できるように設定するものとする。</p> <p>(2) コンクリート床版と鋼げたの合成作用を考慮した設計を行う場合で、ずれ止めとして11.5.8に規定するスタッドを用いる場合のスタッドの許容せん断力を、式(11.5.1)で算出する場合は、(1)を満足するとみなしてよい。</p> <p>なお、式(11.5.1)はスタッドの全高が150mm程度の場合に適用できるものとし、このとき床版のコンクリートと鋼げたのフランジ間との付着力は無視する。</p> $\left. \begin{aligned} Q_a &= 9.4d^2 \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d \geq 5.5) \\ Q_a &= 1.72dH \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d < 5.5) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(11.5.1)$ <p>ここに、</p> <p>Q_a：スタッドの許容せん断力(N/本)</p> <p>d：スタッドの軸径(mm)</p> <p>H：スタッドの全高、150mm程度を標準とする(mm)</p> <p>σ_{ck}：設計基準強度(N/mm²)</p> <p>一般にスタッドのように変形の大きいずれ止めの耐荷力は実験的に求める必要がある。この条文に示す式は、建設省土木研究所における実験結果に基づき得られたものである。実験によれば、ずれ止めとしてのスタッドの働き方は、全高Hとスタッドの軸径dとの比により分かれる。$H/d \geq 5.5$ではずれ止めの破壊はスタッドのせん断によって生じ、$H/d < 5.5$では床版のコンクリートの割裂によって生じると考えられる。</p> <p>この式により設計されたスタッドは、一般に降伏に対して3以上、破壊に対して6以上の安全率をもつものと考えてよい。</p> <p>なお、スタッドは床版の下側鉄筋（あるいはハンチ筋）の上まで埋め込むのが望ましいので標準の高さを150mmとした。</p> <p>(11.5.1)式以外の強度式の採用にあたっては、設計上想定している床版コンクリートの状態や強度に対する安全率等、要求する性能が満足することを確認しなければならない。</p>
	<p>道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 平成14年3月 日本道路協会</p>

設計せん断耐力

スタッドの直径が 13~32mm, 高さが 50~210mm, 引張強度が 402~549N/mm², コンクリートの設計基準強度が 14~63N/mm² および $h_{ss}/d_{ss} > 4$ である場合の頭付きスタッドの設計せん断耐力は, 式 (解 6.2.1) から式 (解 6.2.2) に示す式を用いて算定してよい (A, B, C, D タイプ共通, スタッドのタイプは解説 図 6.2.1 による).

$$V_{ssud} = (31 A_{ss} \sqrt{(h_{ss} / d_{ss}) f'_{cd} + 10000}) / \gamma_b \quad (\text{解 6.2.1})$$

あるいは,

$$V_{ssud} = A_{ss} f_{ssud} / \gamma_b \quad (\text{解 6.2.2})$$

のうち小さい方

ここに,

V_{ssud} : スタッドの設計せん断耐力 (N)

A_{ss} : スタッドの断面積 (mm²)

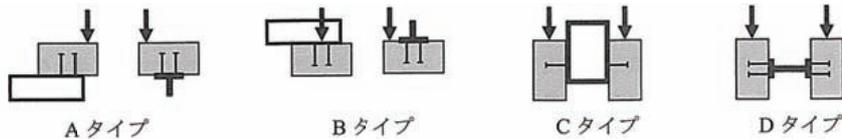
d_{ss} : スタッドの軸径 (mm)

h_{ss} : スタッドの高さ (mm)

f_{ssud} : スタッドの設計引張強度 (N/mm²)

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²). ただし, ここでは $\gamma_c = 1.0$ とし設計圧縮強度を求めよう.

γ_b : 部材係数. スタッドのせん断耐力を小さく設定した方が構造物の性能を危険側に評価する場合には 1.0. 逆の場合には 1.3 としよう.



(矢印はコンクリートの打設方向)

解説 図 6.2.1 スタッドのタイプ

頭付きスタッド

スタッドの直径が 19~25mm, 高さが 80~150mm, 引張強度が 400~623N/mm², コンクリートの圧縮強度が 18~53N/mm², h_{ss}/d_{ss} が 4~8, 接合面に直角方向に作用する圧縮力をスタッドの断面積で除した応力が 120 N/mm² 程度以下の場合の頭付きスタッドの終局ずれ変位および係数 α および β は, 式 (解 6.2.3) から式 (解 6.2.5) に示す式を用いて算定してよい (A タイプ, スタッドのタイプは解説図 6.2.1 による).

$$\delta_{ssu} = 0.3 d_{ss} \quad (\text{解 6.2.3})$$

ここに,

δ_{ssu} : スタッドの終局ずれ変位 (mm)

d_{ss} : スタッドの軸径 (mm)

$$\alpha = 11.5 (f'_{cd} / f'_{c0}) \{ 1.1 (\eta - 1)^2 + 1 \} \quad (\text{解 6.2.4})$$

$$\beta = 0.4 \quad (\text{解 6.2.5})$$

ここに,

$$f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$$

f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度の特性値 (N/mm²)

γ_c : コンクリートの材料係数

$$f'_{c0} = 30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

η : 破壊モードに関する係数で, 式 (解 6.2.2) の値に対する式 (解 6.2.1) の値の比

(2) 水平せん断強度

スタッドの水平せん断強度は、次式によって求めるものとする。

$$\left. \begin{aligned} Q_u &= 130 D_s^2 \sqrt{f'_{cd}} && (H/d \geq 5.5) \\ Q_u &= 24 D_s H_s \sqrt{f'_{cd}} && (H/d < 5.5) \end{aligned} \right\} \quad (4.23)$$

ここに、 Q_u : スタッドの水平せん断強度(kgf/本)
 D_s : スタッドの直径(cm)
 H_s : スタッドの高さ(cm)
 f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度(kgf/cm²)

(2) について

式(4.23)は、式(4.22)と同様な考え方にに基づき、 $Q_u/(D_s^2 \sqrt{f'_{ck} \cdot f_{su}}) \cdot H_s/D_s$ 関係から非破壊確率97.7%の限界値を与えたものである⁹⁾。ここに、 f'_{ck} はコンクリートの圧縮強度であり、また f_{su} はスタッド材の引張強度で、JIS B 1198で規定されている引張強度の許容範囲の平均値をとり、4,850kgf/cm²と設定した。

頭付きスタッド

設計せん断耐力

2) スタッドジベルの場合

スタッドジベルの1本当たりの設計せん断耐力 Q_{ud} は、次式によって算定する。

$$\left. \begin{aligned} Q_{ud} &= 18.2d^2\sqrt{f'_{cd}}/\gamma_b \quad (\text{N}) \quad (H/d \geq 5.5) \\ Q_{ud} &= 3.40d \cdot H/\sqrt{f'_{cd}}/\gamma_b \quad (\text{N}) \quad (H/d < 5.5) \end{aligned} \right\} \quad (\text{解 2.3.13})$$

ここに、

d ：スタッドの径 (mm)

H ：スタッドの高さ (mm)

f'_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

γ_b ：部材係数で、一般に 1.3 とする。

前設計標準では上式の第1式の係数は 16、第2式は 3.0 としていたが、式中のコンクリート強度を設計基準強度から設計圧縮強度に変更したことに伴い、設計せん断耐力が同等となるように係数を上式のように変更した。

なお、スタッドジベルのせん断耐力の算定式については、土木学会「複合構造物の性能照査例」⁹⁾ なども提案されている。これらの算定式を用いることにより、より精度良くせん断耐力を算定することが可能であるが、式(解 2.3.13)とずれ限界における残留ずれ量が異なることや最大せん断耐力に対する安全率の考え方が異なることなど、適用にあたっては十分な注意が必要である (付属資料 16)。

頭
付
き
ス
タ
ッ
ド

鉄道構造物等設計標準・同解説

平成 21 年 7 月

国土交通省監修 鉄道総合技術研究所編

pp. 451, 452

設計せん断耐力

貫通鉄筋を有する場合ならびに貫通鉄筋を有さない場合の孔あき鋼板ジベルの孔1個あたりの設計せん断耐力は、以下に示す式を用いて算定してよい。

(a) 貫通鉄筋を有する場合

$$V_{psud} = (1.85A - 26.1 \times 10^3) / \gamma_b \quad \text{（解 6.3.1）}$$

$$A = \frac{\pi(d^2 - \phi^2)}{4} f'_{cd} + \frac{\pi\phi^2}{4} f_{ud}$$

ただし、 $40.1 \times 10^3 \leq A \leq 383.3 \times 10^3$

(b) 貫通鉄筋を有さない場合

$$V_{psud} = (4.31A - 39.0 \times 10^3) / \gamma_b \quad \text{（解 6.3.2）}$$

$$A = \frac{\pi d^2}{4} \left(\frac{t}{d} \right)^{1/2} f'_{cd}$$

ただし、 $17.3 \times 10^3 \leq A \leq 152.4 \times 10^3$

ここに、

V_{psud} : 孔あき鋼板ジベルの孔1個あたりの設計せん断耐力 (N)

d : 孔径 (mm)

孔あき鋼板ジベル

3) 孔あき鋼板ジベルの場合

孔あき鋼板ジベルに貫通鉄筋を配置した場合の孔1個当たりの設計せん断耐力 Q_{ud} は、以下の式によって算定する^{2),10),11)}。

$$Q_{ud} = k_z(1.85A - 106.1) / \gamma_b \quad (\text{kN}) \quad (\text{解 2.3.14})$$

ここに、

k_z ：最大せん断耐力と設計に用いる限界せん断耐力とを補正する係数で、一般に 0.33 としてよい。

A ：最大せん断耐力を示す基準強度で下記の式で算定する。

$$A = \frac{\pi(d^2 - \phi_{st}^2)}{4} \cdot f'_{cud} + \frac{\pi \cdot \phi_{st}^2}{4} \cdot f_{ryd} \quad (\text{解 2.3.15})$$

ただし、 $70.0 \text{ kN} \leq A \leq 380.0 \text{ kN}$

ここに、

f'_{cud} ：孔あき鋼板ジベルのせん断耐力の算定に用いるコンクリートの圧縮強度で、次式により算定する。

$$f'_{cud} = 1.1f'_{cd} \quad (\text{解 2.3.16})$$

f'_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度

d ：孔径

ϕ_{st} ：貫通鉄筋の鉄筋径

f_{ryd} ：貫通鉄筋の設計引張降伏強度

γ_b ：部材係数で、一般に 1.3 としてよい。

孔あき鋼板ジベルの適用実績が増えていることから、本設計標準では、新たに孔あき鋼板ジベルのせん断耐力の算定式を取り入れることとした。式(解 2.3.15)の第1項は孔あき鋼板ジベル自体のせん断耐力(コンクリートのずれ止めとしてのせん断耐力)を、第2項は貫通鉄筋により付加されるせん断耐力を表している。この算定式は、押し抜きせん断試験結果より得られた最大せん断耐力のほぼ下限値を包絡するように定めた式を基にしている。補正係数 k_z は、最大せん断耐力を設計上の限界せん断耐力に補正する係数として導入したものである。これは、本設計標準においてはずれ止めの耐荷性の限界状態をずれがほとんど生じない状態と設定していること、また馬蹄形ジベル等ではせん断耐力の設計式は最大せん断耐力に対してずれ止めの重要度も考慮して安全率を高めにとっていることから、孔あき鋼板ジベルも同様に評価するために導入したものである。なお、 A の範囲は、鉄道橋で適用される範囲を想定して、土木学会の「鋼・合成構造標準示方書」¹⁾の下限値を 70 kN に変更している。式(解 2.3.15)により算定される A が 70 kN 以下もしくは 380 kN 以上の場合は、式(解 2.3.14)の適用範囲を超えるため、別途検討を行う必要がある。

孔あき鋼板ジベルの孔部での破壊より先に鋼板がせん断破壊することを避けるため、鋼板自体の設計せん断耐力 Q_{syd} が式(解 2.3.14)より算定される孔あき鋼板ジベルのせん断耐力 (Q_{ud}/k_z) を上回るようにする必要がある。すなわち、次式を満足することが必要である。

$$Q_{syd} = \frac{5}{3} \frac{f_{syd}}{\sqrt{3}} A_s / \gamma_b \geq Q_{ud} / k_z \quad (\text{解 2.3.17})$$

ここに、

f_{syd} ：鋼板の降伏強度の特性値

A_s ：2つの孔の間の鋼板部分面積

γ_b ：部材係数で 1.3 としてよい。

設計せん断耐力

なお、本設計標準では、孔あき鋼板ジベルには貫通鉄筋を配置することを前提に考えている。貫通鉄筋を配置することにより、これがない場合より最大せん断耐力が向上し、最大せん断耐力以降も耐荷力の低下が抑えられることが実験結果より確認されている。孔あき鋼板ジベルに貫通鉄筋を配置しない場合には、文献 10)、11) 等を参考に、せん断耐力を算定するのがよい。

孔あき鋼板ジベル

鉄道構造物等設計標準・同解説
平成 21 年 7 月
国土交通省監修 鉄道総合技術研究所編

pp. 452, 453

貫通鉄筋を有する場合

埋め込み接合

・コンクリートジベル孔のせん断耐力は、土木学会の推奨式²⁾により、式(9-4-31)により算出してよい。

$$Q_{pu1} = (1.85 \cdot A / 1000 - 106.1) \quad \text{式(9-4-31)}$$

$$A = \{1/4 \cdot \pi \cdot (d^2 - \phi_{st}^2) \cdot f'_{cu} + 1/4 \cdot \pi \cdot \phi_{st}^2 \cdot f_{st}\} \quad \text{式(9-4-32)}$$

ここに、

Q_{qu1} : 終局荷重作用時のコンクリートジベル孔1個当たりのせん断耐力 (kN/個)

f'_{cu} : コンクリートの設計圧縮強度 ($= \eta \cdot f'_{ck} / \gamma_c$)

η : ($=1.1$)

f'_{ck} : コンクリートの設計基準強度

γ_c : コンクリートの材料係数 ($=1.3$)

d : コンクリートジベル孔径

ϕ_{st} : 貫通鉄筋の鉄筋径

f_{st} : 貫通鉄筋の引張り強度 ($=490\text{N/mm}^2$)

ツインパーフォボンドリブ

終局荷重作用時のツインパーフォボンドリブ接合のジベル孔1個当たりのずれせん断耐力は、土木学会の推奨式に順じて式(9-4-36)および式(9-4-37)を用いて算出してよい。

$$Q_{pu} = (1.85 \cdot A / 1000 - 106.1) \quad \text{式(9-4-36)}$$

$$A = \{1/4 \cdot \pi \cdot (d^2 - \phi_{st}^2) \cdot f'_{cu} + 1/4 \cdot \pi \cdot \phi_{st}^2 \cdot f_{st}\} \quad \text{式(9-4-37)}$$

ここに、

Q_{qu} : 終局荷重作用時のジベル孔1個当たりのせん断耐力 (kN/個)

f'_{cu} : コンクリートの設計圧縮強度 ($= \eta \cdot f'_{ck} / \gamma_c$)

η : ($=1.1$)

f'_{ck} : コンクリートの設計基準強度

γ_c : コンクリートの材料係数 ($=1.3$)

d : コンクリートジベル孔径

ϕ_{st} : 貫通鉄筋の鉄筋径

f_{st} : 貫通鉄筋の引張り強度 ($=490\text{N/mm}^2$)

ただし、コンクリート床版に 60N/mm^2 もの高強度コンクリートを使用する場合やせん断力と同時に引き抜き力や押し込み力が作用する場合、過密配置や大口径のジベル等に対してはずれせん断耐力について明らかではなく、別途検討が必要である。

貫通鉄筋を有さない場合

①孔あき鋼板ジベルの許容せん断力

孔あき鋼板ジベルの許容せん断力は、次式により求めてよい。

$$Q_a = 0.3 \cdot d^2 \cdot \sigma_{ck} \dots\dots\dots \text{式(9-3-9)}$$

ここに、 σ_{ck} ：コンクリート設計基準強度 d ：孔径

また、式(9-3-9)で示した許容せん断力 Q_a を得るための条件として、
次式を満足するものとする。

鋼板のせん断破壊の照査

$$A_s \geq 0.63 \cdot d^2 \cdot \sigma_{ck} / \sigma_y \dots\dots\dots \text{式(9-3-10)}$$

孔内コンクリートの支圧破壊の照査

$$d/t \leq 8.0 \dots\dots\dots \text{式(9-3-11)}$$

ここに、 A_s ：孔間の鋼板断面積 ($= (d-e) \cdot t$)

σ_y ：鋼板の降伏点

t ：鋼板厚

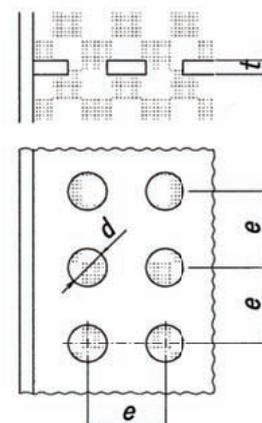


図9-3-11 孔あき鋼板

孔あき鋼板ジベル

設計要領第二集

平成 23 年 7 月

NEXCO 東・中・西日本

貫通鉄筋を有する場合：pp. 9-50 - 9-54

貫通鉄筋を有さない場合：pp. 9-12 , 9-13

設計せん断耐力

ブロックジベルの設計せん断耐力 V_{bsud} は、輪形筋のあるブロックジベルの場合には、式(解 6.4.1)と式(解 6.4.2)によって計算される値の小さい方を用いてよい。また、斜めに取り付けた輪形筋がない場合には、式(解 6.4.3)により算定してよい。

① 輪形筋のあるブロックジベルの場合

$$V_{bsud} = (f'_{ad} \cdot A_{ab} + \mu \cdot f_{ryd} \cdot A_r) / \gamma_b \quad (\text{N}) \quad (\text{解 6.4.1})$$

$$V_{bsud} = (f'_{ad} \cdot A_{cb} + f'_{cd} \cdot \phi \cdot B) / \gamma_b \quad (\text{N}) \quad (\text{解 6.4.2})$$

② 輪形筋のないブロックジベルの場合

$$V_{bsud} = f'_{ad} \cdot A_{ab} / \gamma_b \quad (\text{N}) \quad (\text{解 6.4.3})$$

ここに、

f'_{ad} : 馬蹄形の鋼板前面の設計支圧強度

$$f'_{ad} = \eta_b \cdot f'_{cd} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (\text{解 6.4.4})$$

ここに、

$$\eta_b = \sqrt{A_e / A_{ab}} \leq 4.5$$

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

A_{ab} : 馬蹄形の鋼板の支圧面積 = $B h$ (mm²)

A_r : 斜めに取り付けた輪形筋の断面積の2倍 = $\pi \phi^2 / 2$ (mm²)

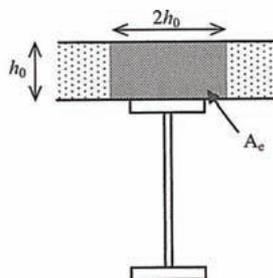
A_e : ハンチのないコンクリート床版の場合 = $2h_0^2$ (mm²) (解説 図 6.4.2)

ハンチのあるコンクリート床版の場合 = $b_0 \cdot h_c$ (mm²) (解説 図 6.4.2)

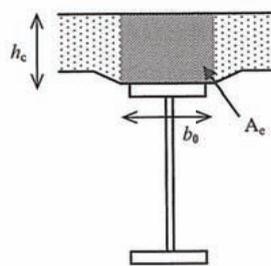
ここに、 h_0 : コンクリート床版厚 (mm)

b_0 : コンクリート床版と鋼桁の接触部におけるコンクリート床版のハンチ下端の幅 (mm)

h_c : 鋼桁の上フランジ上面からコンクリート床版上面までの距離 (mm)



(a) ハンチのないコンクリート床版の場合



(b) ハンチのあるコンクリート床版の場合

解説 図 6.4.2 A_e の範囲

μ : 輪形筋の破壊と馬蹄形の鋼板前面のコンクリートの支圧破壊が同時に生じないことを考慮した係数で、輪形筋の設計降伏強度をもとに算定する場合には、普通コンクリートを用いる場合、一般に 1.0 としてよい。ただし、高強度コンクリートや軽量骨材コンクリートを用いる場合には低減係数を別途定めるものとする。

f_{ryd} : 輪形筋の設計引張降伏強度 (N/mm²)

ϕ : 斜めに取り付けた輪形筋の直径 (mm)

B : 馬蹄形の鋼板の幅 (解説 図 6.4.1) (mm)

h : 馬蹄形の鋼板の高さ (解説 図 6.4.1) (mm)

γ_b : 部材係数。ブロックジベルのせん断耐力を小さく設定した方が構造物の性能を危険側に評価する場合には 1.0, 逆の場合には 1.3 としてよい。

ブ
ロ
ク
ジ
ベ
ル

1) 馬蹄形ジベルの場合

(a) 馬蹄形ジベルの設計せん断耐力

馬蹄形に折り曲げた鋼板（以下、馬蹄形のブロックジベル）に輪形筋を斜めに取り付けた場合の設計せん断耐力 Q_{ud} は、式（解 2.3.6）と式（解 2.3.7）によって計算された値の小さい方を用いる。斜めに取り付けた輪形筋がない場合には、式（解 2.3.8）により算定する。

①輪形筋を斜めに取り付けた場合

$$Q_{ud} = (f'_{ad} \cdot A_{ab} + \mu \cdot f_{ryd} \cdot A_r) / \gamma_b \quad (\text{解 2.3.6})$$

$$Q_{ud} = (f'_{ad} \cdot A_{ab} + f'_{ad} \cdot \phi \cdot B) / \gamma_b \quad (\text{解 2.3.7})$$

②斜めに取り付けた輪形筋がない場合

$$Q_{ud} = (f'_{ad} \cdot A_{ab}) / \gamma_b \quad (\text{解 2.3.8})$$

ここに、

f'_{ad} ：馬蹄形のブロックジベル前面あるいは輪形筋前面のコンクリートの設計支圧強度

$$f'_{ad} = \eta_b \cdot f'_{ck} / \gamma_c \quad (\text{解 2.3.9})$$

ここに、

$$\eta_b = 0.55 \sqrt{A_e / A_{ab}} \leq 1.1 \quad (\text{解 2.3.10})$$

f'_{ck} ：コンクリートの設計基準強度

γ_c ：材料係数で、一般に 1.3 とする。

A_{ab} ：馬蹄形のブロックジベルの有効支圧面積

A_r ：馬蹄形のブロックジベルに斜めに取り付けた輪形筋の断面積

A_e ：ハンチのないコンクリート床版の場合、 $2h_0^2$

ハンチのあるコンクリート床版の場合、 $b_0 \cdot h_c$

ここに、 h_0 ：コンクリート床版厚

b_0 ：コンクリート床版と鋼桁の接触部におけるコンクリート床版のハンチ下端の幅

h_c ：鋼桁の上フランジ上面からコンクリート床版上面までの距離

μ ：輪形筋と馬蹄形のブロックジベル本体が同時に働かないことを考慮して耐力を低減する係数で、一般に 0.7 とする。

f_{ryd} ：輪形筋の設計引張降伏強度

ϕ ：斜めに取り付けた輪形筋の直径

B ：馬蹄形のブロックジベルの幅

γ_b ：部材係数で 1.3 とする。

式（解 2.3.6）は、第 1 項は馬蹄形のブロックジベル前面のコンクリートの支圧強度による耐力を、第 2 項は輪形筋の強度による耐力を表している。

馬蹄形のプロックジベル前面のコンクリートの支圧強度は一般に式(解2.3.9)により算定してよい。「鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)」では支圧強度の特性値は $\eta \cdot f'_{ck}$ ($\eta = \sqrt{A/A_a}$, ただし $\eta \leq 2$)で算定するが、ずれ止めとコンクリート床版の関係がコンクリート構造物における一般的な局部荷重の状態とは性状が異なること、およびずれ止めの重要度等を考慮して、前設計標準と同様に定めたものである。また、支圧応力の分布は、剛性が小さいと複雑な分布性状を示すが、馬蹄形ジベルには規格化されたものがあり、これらを用いる場合には均一にプロックジベル前側の全面に支圧応力が均一に分布すると考えてよい。

第2項の輪形筋による耐力は、輪形筋はコンクリートの浮き上がりに抵抗する役目を持つものであるため、この抵抗メカニズムを考慮して算定する必要がある。輪形筋が分担するせん断力は、輪形筋の軸方向耐力を $F (=f_{ryd} \cdot A_r)$ とすると、解説図2.3.2のように45°方向のコンクリートの支持がある場合には $F \sec 45^\circ (=1.41 F)$ 、解説図2.3.3のように鋼桁フランジに垂直なコンクリートの支持がある場合には $F \cos 45^\circ (=0.70 F)$ であり、この中間を考えて $1.0 F (=f_{ryd} \cdot A_r)$ を基本とした。ただし、輪形筋と馬蹄形のプロックとが同時に働かないことを考慮して、本標準では輪形筋の方の耐力を低減することとし、このときの低減係数 μ は従来と同様に0.7としてよいこととした。 A_r は輪形筋の断面積であるが、1つの輪に対して2本分の断面積を考慮する。なお、輪形筋が鉛直な場合には、ずれ止めの耐力の計算には輪形筋を考慮しないものとする。

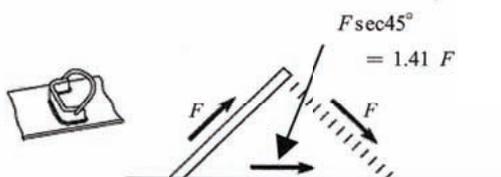
一方、輪形筋の強度が十分でも、輪形筋に接するコンクリートが支圧に耐えられなければ耐力は上がらなくなる。式(解2.3.7)の第2項は、輪形筋に接するコンクリートの支圧強度による耐力を表している。前標準では、かぶりが十分確保されていることを前提にコンクリートの支圧強度の特性値をコンクリート強度によらず 30 N/mm^2 としていた。これは、通常のコンクリート床版の強度の下限値 27 N/mm^2 に、式(解2.3.9)を適用して1.1倍した強度である。本標準では、かぶりが十分に確保されている輪形筋に接するコンクリートの支圧強度は、プロックジベル前面のコンクリート支圧強度と同等と考え、これを用いる方法に改めた。

(b) 馬蹄形ジベルの鋼桁取付け部の耐荷性の照査

馬蹄形ジベルの耐荷性の照査としては、上記(a)によるずれ止め本体とコンクリート床版の支圧に対する耐荷性の照査以外にも、ずれ止めが鋼桁に取り付く溶接部が想定される最大作用に対して破壊しないことを照査する必要がある。

馬蹄形ジベルと鋼桁との取付け部の照査には、せん断力のほかに、ずれ止めを転倒させようとする曲げ

ブ
ロ
ッ
ク
ジ
ベ
ル



解説図 2.3.2 輪形筋が分担するせん断力
(45°方向のコンクリートの支持がある場合)



解説図 2.3.3 輪形筋が分担するせん断力
(垂直方向のコンクリートの支持がある場合)

設計せん断耐力

モーメントを、さらに輪形筋を斜めに取り付けた場合にはそれに生じる引張応力の影響も考慮する必要がある。解説図 2.3.4 に示すように馬蹄形ジベルと鋼桁とを全周すみ肉溶接で取り付けた場合には、すみ肉溶接に対する設計せん断力 Q_d と設計曲げモーメント M_d は次式により算定してよい。

$$Q_d = \gamma_a (Q + P) \quad (\text{解 2.3.11})$$

$$M_d = \gamma_a (1/2 H \cdot Q + P \cdot r) \quad (\text{解 2.3.12})$$

ここに、

Q ：馬蹄形のブロックジベル前面のコンクリートの支圧強度によるせん断力で、式（解 2.3.6）の第 1 項で算定してよい。

P ：輪形筋の引張降伏強度によるせん断力で、式（解 2.3.6）の第 2 項で算定してよい。

H ：馬蹄形のブロックジベルの高さ

r ：すみ肉溶接ののど厚の展開有効断面の中立軸位置から輪形筋の中心までの距離

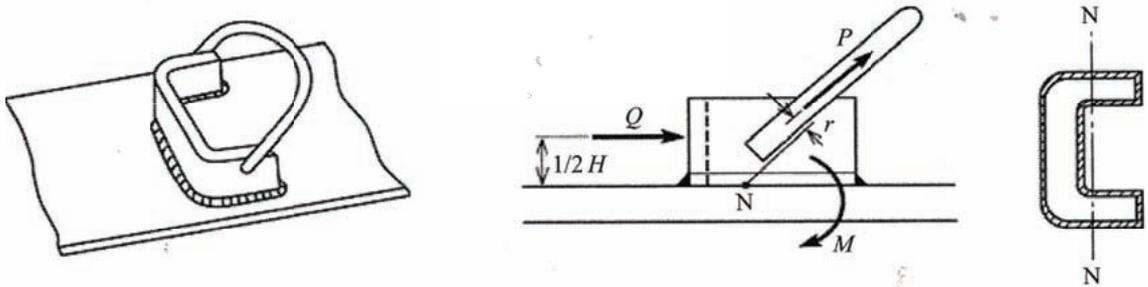
すみ肉溶接の照査は、のど厚の接合面に展開した展開有効断面について、「第 II 編 2.2.4.2 溶接継手の耐荷性の照査」により行うものとする。

なお、馬蹄形ジベルには規格化されたものがあり、それを用いる場合には一般にこの照査は満足しているものとみなしてよい。

(c) 馬蹄形ジベルのせん断力の変動範囲に対する耐荷性の照査

馬蹄形ジベルの耐荷性の照査を、ずれ止め作用する設計せん断力の変動範囲 ΔQ_d （解説図 2.5.1 参照）が式（解 2.3.8）から算定される設計せん断耐力 Q_{ud} 以下であることにより行ってよい。この耐荷性の照査を行うことにより、馬蹄形ジベルの耐疲労性の照査も満足しているとみなしてよい。これは、馬蹄形ジベルの疲労の変状は、①ずれ止めと鋼桁とを結合する溶接部、②輪形筋、および③ずれ止めに接するコンクリートに生じる可能性があるが、一般に繰返し作用に対して輪形筋の取付け部が弱点となるので、輪形筋の項を省いた式（解 2.3.8）の設計せん断耐力を用いて照査を行うことにより、繰返し作用の下でも耐疲労性が確保できるとの考えに基づいたものである。

ブ
ロ
ッ
ク
ジ
ベ
ル



解説図 2.3.4 馬蹄形ジベルに作用するせん断力と曲げモーメント

表 3-2-4 ずれ止め設計法の比較 (終局ずれ変位)

終局ずれ変位

スタッドの直径が 19~25mm, 高さが 80~150mm, 引張強度が 400~623N/mm², コンクリートの圧縮強度が 18~53N/mm², h_{ss}/d_{ss} が 4~8, 接合面に直角方向に作用する圧縮力をスタッドの断面積で除した応力が 120 N/mm² 程度以下の場合の頭付きスタッドの終局ずれ変位および係数 α および β は, 式 (解 6.2.3) から式 (解 6.2.5) に示す式を用いて算定してよい (A タイプ, スタッドのタイプは解説図 6.2.1 による).

$$\delta_{ssu} = 0.3 d_{ss} \quad (\text{解 6.2.3})$$

ここに,

δ_{ssu} : スタッドの終局ずれ変位 (mm)

d_{ss} : スタッドの軸径 (mm)

$$\alpha = 11.5 \left(f'_{cd} / f'_{c0} \right) \left\{ 1.1(\eta - 1)^2 + 1 \right\} \quad (\text{解 6.2.4})$$

$$\beta = 0.4 \quad (\text{解 6.2.5})$$

ここに,

$$f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$$

f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度の特性値 (N/mm²)

γ_c : コンクリートの材料係数

$$f'_{c0} = 30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

η : 破壊モードに関する係数で, 式 (解 6.2.2) の値に対する式 (解 6.2.1) の値の比

頭付きスタッド

2009 年制定複合構造標準示方書
平成 21 年 12 月
土木学会

p. 62

終局ずれ変位

孔径 d が 35～80mm, 鋼板の板厚 t が 8～16mm, 孔径と板厚の比 d/t が 2.2～8.9, 貫通鉄筋径 ϕ が 10～22mm, 孔径と板厚の比と貫通鉄筋径との積 $(d/t)\phi$ が 28～120, コンクリートの圧縮強度が 29～37N/mm² である場合の貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベルの最大せん断力時のずれ変位 δ_{ps0} および終局ずれ変位 δ_{psu} は, 以下に示す式を用いて算定してよい.

$$\delta_{ps0} = 0.067 \left(\frac{d}{t} \right) \phi \quad (\text{解 6.3.4})$$

$$\delta_{psu} = 2.5\delta_{ps0} \quad (\text{解 6.3.5})$$

ここに,

δ_{ps0} : 最大せん断力時のずれ変位 (mm)

δ_{psu} : 終局ずれ変位 (mm)

d : 孔径 (mm)

t : 鋼板の板厚 (mm)

ϕ : 貫通鉄筋径 (mm)

また, 係数 α および β は, 以下に示す式を用いて算定してよい.

$$\alpha = \frac{50}{(d/t)} \quad (\text{解 6.3.6})$$

$$\beta = \frac{1}{3} \quad (\text{解 6.3.7})$$

ここに,

d : 孔径 (mm)

t : 鋼板の板厚 (mm)

一方, 孔径 d が 35～60mm, 鋼板の板厚 t が 8～16mm, 孔径と板厚の比 d/t が 2.2～5.0, コンクリートの圧縮強度が 34～37N/mm² である場合の貫通鉄筋を有さない孔あき鋼板ジベルの終局ずれ変位 δ_{psu} は, 以下に示す式を用いて算定してよい.

$$\delta_{psu} = 0.006 \left(\frac{d}{t} \right) d \quad (\text{解 6.3.8})$$

ここに,

δ_{psu} : 終局ずれ変位 (mm)

d : 孔径 (mm)

t : 鋼板の板厚 (mm)

また, 係数 α および β は, 以下に示す式を用いて算定してよい.

$$\alpha = \frac{500}{(d/t)} \quad (\text{解 6.3.9})$$

$$\beta = \frac{1}{3} \quad (\text{解 6.3.10})$$

ここに,

d : 孔径 (mm)

t : 鋼板の板厚 (mm)

孔あき鋼板ジベル

終局ずれ変位

ブロックジベルの終局ずれ変位 δ_{bsu} は、式 (解 6.4.5) によって計算される値としてよい。

$$\delta_{bsu} = h/12 \quad (\text{mm}) \quad (\text{解 6.4.5})$$

ここに、

h : 馬蹄形の鋼板の高さ (解説 図 6.4.1) (mm)

ブ
ロ
ッ
ク
ジ
ベ
ル

2009年制定複合構造標準示方書
平成21年12月
土木学会

p. 70

表 3-2-5 ずれ止め設計法の比較 (残留ずれ変位)

残留ずれ変位

(5) について 直応力が小さい場合の一方単調荷重に対する残留ずれ変位を除荷前のずれ変位から求める場合は、解説図 6.2.2 に示す以下の式を用いて算定してよい (A タイプ, スタッドのタイプは解説 図 6.2.1 による)。なお、直応力とは、接合面に直角方向に作用する力をスタッドの断面積で除した応力をいう。

$$\delta_{ssr} = \delta_{ss} - 0.04 d_{ss} (1 - e^{-24 \delta_{ss} / d_{ss}}) \quad (\text{解 6.2.6})$$

ここに、

- δ_{ssr} : 残留ずれ変位 (mm)
- δ_{ss} : 除荷前のずれ変位 (mm)
- d_{ss} : スタッドの軸径 (mm)

本式の適用範囲は、スタッドの直径で 19~25mm, 高さで 80~150mm, 引張強度で 400~623N/mm², コンクリートの圧縮強度で 18~53N/mm², h_{ss}/d_{ss} で 4~8, スタッド断面積に対する直圧縮応力が 120 N/mm² 程度以下である。

直応力が小さい場合の一方単調荷重に対する残留ずれ変位を除荷前のせん断力から求める場合は、解説図 6.2.3 に示す以下の式を用いて算定してよい (A タイプ, スタッドのタイプは解説 図 6.2.1 による)。

$$V_{ss} = V_{ssud} (1 - e^{-6 \delta_{ssr} / d_{ss}})^{0.15} \quad (\text{解 6.2.7})$$

ここに、

- δ_{ssr} : 残留ずれ変位 (mm)
- d_{ss} : スタッドの軸径 (mm)
- V_{ss} : スタッド一本に作用する除荷前のせん断力 (N)
- V_{ssud} : スタッド一本のせん断耐力 (N)

なお、本式の適用範囲は、スタッドの直径で 19~25mm, 高さで 80~150mm, 引張強度で 400~623N/mm², コンクリートの圧縮強度で 27~32N/mm², h_{ss}/d_{ss} で 4~8, スタッド断面積に対する直圧縮応力が 120 N/mm² 程度以下である。

残留ずれ変位は、残留ずれ変位が急激に大きくなる点よりも小さいこととすると、0.1mm 程度となる。このとき、除荷前のずれ変位は 0.4mm 程度であり、除荷前のせん断力は、以下の式で与えられるものとしてよい。

$$V_{ss} = 0.5 V_{ssud} \quad (\text{解 6.2.8})$$

(A, D タイプ, スタッドのタイプは解説 図 6.2.1 による)

$$V_{ss} = 0.3 V_{ssud} \quad (\text{解 6.2.9})$$

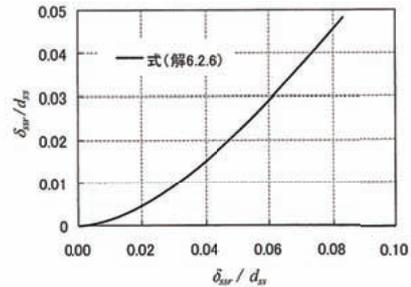
(C タイプ, スタッドのタイプは解説 図 6.2.1 による)

$$V_{ss} = 0.43 V_{ssud} \quad (\text{解 6.2.10})$$

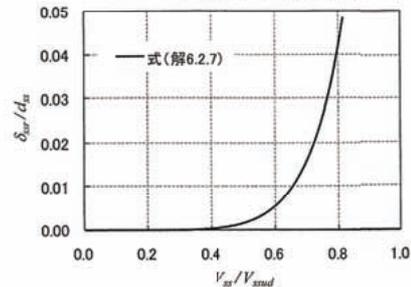
(B タイプ, スタッドのタイプは解説 図 6.2.1 による)

ここに、

V_{ssud} : スタッド一本の設計せん断耐力



解説 図 6.2.2 除荷前のずれ変位と残留ずれ変位との関係



解説 図 6.2.3 除荷前のせん断力と残留ずれ変位との関係

頭付きスタッド

残留ずれ変位

(5) について 直応力が小さい場合の一方向単調荷重に対する残留ずれ変位を除荷前のせん断力から求める場合は、解説 図 6.4.3 に示す以下の式を用いて算定してよい。

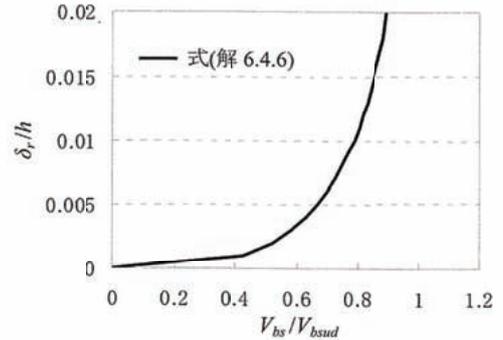
$$V_{bs} = V_{bsud} (1 - e^{-60 \delta_r / h})^{0.3} \quad (\text{解 6.4.6})$$

ここに、

- δ_r : 残留ずれ変位 (mm)
- h : 馬蹄形の鋼板の高さ (解説 図 6.4.1) (mm)
- V_{bs} : ブロックジベル 1 個に作用する除荷前のせん断力 (N)
- V_{bsud} : ブロックジベル 1 個のせん断耐力 (N)

また、残留ずれ変位が十分に小さいことを残留ずれ変位が急激に大きくならない点よりも小さいこととすると、残留ずれ変位は 0.1mm 程度となる。このとき、除荷前のせん断力は設計せん断耐力 V_{bsud} の 2/5 として算定してよい。

なお、標準的なブロックジベルの鋼板の諸元 (鋼板の高さ 50~60mm 程度、鋼板前面幅 150~240mm 程度、鋼材種 400N/mm² 級材)、およびコンクリートの設計基準強度 24~40N/mm² である場合のブロックジベルのせん断力と残留ずれ変位の関係は、式 (解 6.4.6) に示す式を用いて算定してよい。



解説 図 6.4.3 除荷前のせん断力と残留ずれ変位との関係

ブ
ロ
ッ
ク
ジ
ベ
ル

表 3-2-6 ずれ止め設計法の比較（疲労せん断耐力）

疲労せん断耐力

(7) 頭付きスタッドを用いた接合部の疲労耐力は、スタッドの種類、形状および寸法、コンクリートの打込み方向、作用応力の大きさと頻度、環境条件等を考慮して定める。

(7) について スタッドの直径が 13~22mm、高さが 60~150mm、引張強度が 402~549N/mm² およびコンクリートの設計基準強度が 20~55N/mm² である場合の頭付きスタッドの設計疲労せん断耐力は、以下に示す式を用いて算定してよい。なお、以下の式の破壊形態は、頭付きスタッド自身が破壊する形態である。

$$V_{ssrd} / V_{ssuo} = 0.99 N^{-0.105} \quad (\text{解 6.2.11})$$

(A, C, D タイプ共通, スタッドのタイプは解説 図 6.2.1 による)

$$V_{ssrd} / V_{ssuo} = 0.93 N^{-0.105} \quad (\text{解 6.2.12})$$

(B タイプ, スタッドのタイプは解説 図 6.2.1 による)

$$\text{ただし, } V_{ssuo} = (31A_{ss} \sqrt{(h_{ss} / d_{ss}) f_{cd}} + 10000) / \gamma_b$$

ここに,

V_{ssrd} : 疲労を考慮する場合の設計せん断耐力 (変動範囲)

N : 疲労寿命または疲労作用の等価繰返し回数

γ_b : 部材係数. 一般に 1.0 としてよい。

頭
付
き
ス
タ
ッ
ド

2009 年制定複合構造標準示方書
平成 21 年 12 月
土木学会

pp. 63, 64

疲労せん断耐力

(1) せん断疲労強度

スタッドのせん断疲労強度は、次式によって求めるものとする。

$$\log \Delta \tau = 1.75 - 0.117 \log N \quad (4.22)$$

ここに、 $\Delta \tau$: 疲労強度(せん断応力範囲)(kgf/mm²)
 N : 疲労寿命(回)

(1) について

式(4.22)は、スタッドの破断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⁸⁾。ここで、疲労寿命(N)は、通常、200万回を基準にとってもよい。

頭
付
き
ス
タ
ッ
ド

疲労せん断耐力

(6) 孔あき鋼板ジベルを用いた接合部の疲労耐力は、ジベルの形状および寸法、コンクリートの打込み方向、作用応力の大きさと頻度、環境条件等を考慮して定める。

(6) について 孔あき鋼板ジベルのせん断力-ずれ変位曲線における初期剛性は大きく、疲労作用時のずれ変位は小さいために、疲労特性に対して有利なずれ止めとされている。ただし、疲労耐力はジベルの形状および寸法、作用応力の大きさと頻度、環境条件等によって異なるために、それらを考慮した試験による疲労耐力等に基づいて定める必要がある。

孔あき鋼板ジベル

2009年制定複合構造標準示方書
平成21年12月
土木学会

pp. 65, 67

疲労せん断耐力

(6) ブロックジベルを用いた接合部の疲労耐力は、鋼板や輪形筋の取付け溶接部、形状および寸法、コンクリートの打込み方向、作用応力の大きさと頻度、環境条件等を考慮して定める。

(6) について ブロックジベルの設計疲労せん断耐力は、一般に、輪形筋の有無に関わらず、以下に示す式を用いて算定してよい。

$$V_{bsud} = (f'_{ad} \cdot A_{ab}) / \gamma_b \quad (\text{解 6.4.7})$$

ここに、

f'_{ad} : 馬蹄形の鋼板前面の設計支圧強度

$$f'_{ad} = \eta_b \cdot f'_{cd} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (\text{解 6.4.8})$$

ここに、

$$\eta_b = 0.55 \sqrt{A_e / A_{ab}} \leq 1.1$$

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

A_{ab} : 馬蹄形の鋼板の支圧面積 = $B h$ (mm²)

A_e : ハンチのないコンクリート床版の場合 = $2h_0^2$ (mm²) (解説 図 6.4.2)

ハンチのあるコンクリート床版の場合 = $b_0 \cdot h_c$ (mm²) (解説 図 6.4.2)

ここに、 h_0 : コンクリート床版厚 (mm)

b_0 : コンクリート床版と鋼桁の接触部におけるコンクリート床版のハンチ下端の幅 (mm)

h_c : 鋼桁の上フランジ上面からコンクリート床版上面までの距離 (mm)

γ_b : 部材係数で 1.0 としてよい。

標準的なブロックジベルの鋼板の諸元 (鋼板の高さ 50~60mm 程度, 鋼板前面幅 150~240mm 程度, 鋼材種 400N/mm² 級材), およびコンクリートの設計基準強度 24~40N/mm² である場合のブロックジベルの設計せん断疲労耐力は、式 (解 6.4.7) に示す式を用いて算定してよい。

ブ
ロ
ク
ジ
ベ
ル

表 3-2-7 ずれ止め設計法の比較（引き抜き力とせん断力が同時に作用する場合の設計耐力）

引き抜き力とせん断力が同時に作用する場合の設計耐力

(4) 引抜き力とせん断力が同時に作用する場合のスタッドの設計耐力

頭付きスタッドは、その形状から作用力の方向性に依存しないため、共通編に示した算定式は橋軸方向ならびに橋軸直角方向の水平せん断力に対して用いることができる。ただし、せん断力と同時に引抜き力が作用する場合には引抜き力の影響を考慮する必要があり、共通編に示したせん断耐力を低減するなどの対策が必要である。

このような場合の照査方法は十分に確立されていないが、鋼少数主桁橋のような長支間のコンクリート床版中に埋込まれた1本の頭付きスタッドにせん断力と引張力の組合せ力が作用する場合には、終局時の限界状態に対して以下に示す組合せ耐力相関式¹⁾を用いてよい。ただし、複数本のスタッドが近接して配置される場合や、縁端までの距離が短い場合は、その影響を適切に考慮する必要がある。

$$\left(\frac{T_d}{T_{su}}\right)^\alpha + \left(\frac{V_d}{V_{ssu}}\right)^\alpha \leq 1.0 \quad (6.2.3)$$

ここに、

T_d : 引張力 (N)

V_d : せん断力 (N)

T_{su} : 引張力のみが作用した場合の引張力 (N)

V_{ssu} : せん断力のみが作用した場合のせん断耐力 (N)

$$\alpha = 2$$

また、 T_{su} および V_{ssu} は、それぞれ式 (6.2.4) および式 (6.2.5) で与えられる。

$$T_{su} = 11.3\sqrt{l_e}(l_e + d_s)\sqrt{f'_{cd}} \leq f_{ssud} A_s \quad (6.2.4)$$

ここに、

l_e : スタッドの埋込み長さ (mm) = スタッド全高 - 頭部厚

d_s : スタッドの頭部直径 (mm)

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

f_{ssud} : スタッドの設計引張強度 (N/mm²)

A_s : スタッド軸部の断面積 (mm²)

$$V_{ssu} = 31A_s\sqrt{(h_s/d_s)f'_{cd}} + 10000 \leq f_{ssud} A_s \quad (6.2.5)$$

ここに、

h_s : スタッドの全高 (mm)

頭
付
き
ス
タ
ッ
ド

表 3-2-8 ずれ止め設計法の比較 (制約事項)

制約事項

頭付きスタッド

11.5.3 ずれ止めの最大間隔

- (1) ずれ止めの最大間隔は、床版と鋼げたとのずれ止めとしての所定の機能が満足されるように決めるものとする。
- (2) コンクリート床版と鋼げたの合成作用を考慮した設計を行う場合で、ずれ止めに11.5.8に規定するスタッドを用いる場合に、その最大間隔を床版のコンクリート厚さの3倍かつ、600mmをこえないものとする場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

(2) コンクリート床版と鋼げたの合成作用を考慮した設計を行う場合のずれ止めの最大間隔は従来の経験及び諸外国の規定を参照してこのように定めている。なお、コンクリート床版と鋼げたの合成作用を考慮しない設計を行う場合にコンクリート床版と鋼げたを密着させる目的で設けるスラブ上めでは、その間隔を1m以下とするのがよい。

11.5.4 ずれ止めの最小間隔

- (1) ずれ止めの最小間隔は、床版と鋼げたとのずれ止めとしての所定の機能が満足されるように決定するものとする。このとき、施工性が確保できること、床版のコンクリートに有害なひびわれが生じないことに配慮しなければならない。
- (2) コンクリート床版と鋼げたの合成作用を考慮した設計を行い、ずれ止めとして11.5.8に規定するスタッドを用いる場合には、(3)及び(4)の規定によれば、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) スタッドの橋軸方向の最小中心間隔を $5d$ 又は100mmとし、橋軸直角方向の最小中心間隔は $d+30\text{mm}$ とする。ここに、 d はスタッドの軸径(mm)である。
- (4) スタッドの幹とフランジ縁との最小純間隔は25mmとする。

(2) スタッドの場合、その配置間隔があまり小さすぎると、スタッドの列に沿って床版のコンクリートにひびわれが生じるおそれがある。(3)及び(4)の条文では、実験結果、内外の施工例及び溶植の施工等をもとにスタッドの最小間隔を定めた。

なお、ここで示した最小間隔は千鳥に配置するようなスタッドについては想定していない。

11.5.8 スタッド

- コンクリート床版と鋼げたの合成作用を考慮した設計を行う場合のずれ止めに使用するスタッドは、軸径が19mm及び22mmのものを標準とし、材質、種類、形状、寸法及び許容差について、JIS B 1198「頭付きスタッド」を標準としてよい。

11.6 鋼げたのフランジ厚さ

- (1) ずれ止めを取り付ける鋼げたのフランジは、著しい変形が生じることがない板厚とする。
- (2) ずれ止めに11.5.8に規定するスタッドを使用する場合に、フランジの板厚を10mm以上とする場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

制約事項

13.5.2 頭付きスタッド

(1) 最大間隔は、コンクリートと鋼材の剥離の防止および鋼材の座屈等に留意して設定しなければならない。

(2) 最小間隔は、スタッドやコンクリートの施工性を考慮して、かつコンクリートに有害なひび割れが生じないことに配慮して設定することとする。

(3) スタッドの最小高さは、合成部材の特性に応じて設定することとする。

(4) 合成はりに用いるスタッド軸部の縁と鋼げたフランジ縁との純間隔は25mm以上とするのがよい。

(5) 合成はり等で、橋軸方向水平せん断力のみならず、橋軸直角方向水平せん断力や引き抜き力も生じる部位には、これらの影響を考慮してスタッドを配置するものとする。

【解説】 (1)について スタッドの最大間隔は、合成部材としての要求性能を満足する他、コンクリートと鋼材の剥離の防止および鋼材の座屈等に留意して設定することとした。合成はり部材では、一般に、床版コンクリートの厚さの3倍、かつ600mmを最大間隔としてよい。なお、コンクリートの圧縮破壊および圧縮側鋼材の座屈を許容するような合成はりの場合は、これらの他に、座屈の影響を考慮して最大間隔を設定する必要がある。

なお、部材厚さが薄い一般的な鋼とコンクリートの合成床版では、最大配置間隔は、250mm程度とするのがよい。

(2)について スタッドの最小間隔が小さくなると、スタッドやコンクリートの施工性が低下したり、スタッドの配置した列に沿ってコンクリートにひび割れが発生し、照査で設定した設計耐力が得られないことが考えられる。そのため、最小間隔を設ける必要がある。6.2で規定したずれ止めの設計耐力を用いる場合には、最小間隔は、合成はりにおいては、一般には、橋軸方向の中心間隔を $5d$ (d :スタッド径) または100mmとし、橋軸直角方向の中心間隔は $d+30\text{mm}$ とするのがよい。これらを満足出来ない場合は、実験等の特別な検討を行って、配置間隔がずれ止めの設計耐力に及ぼす影響を考慮して設計耐力を設定しなければならない。

なお、部材厚さが薄い一般的な鋼とコンクリートの合成床版では、最小配置間隔は、100mm程度とするのがよい。

(3)について スタッドの高さは、合成部材の特性に応じて設定することとした。部材厚さが薄い一般的な鋼とコンクリートの合成床版では、ずれ止めの高さは、その上端が圧縮側コンクリートに位置するように設定するのがよい。また、スタッド自体にせん断補強効果を期待する場合は、スタッドが圧縮側コンクリートと引張側鋼材等を一体化出来るように、その高さを設定しなければならない。

(5)について 合成はり等で、せん断力と引抜き力が同時に作用する部位には、これらの影響を考慮してスタッド配置することとした。

頭付きスタッド

2009年制定複合構造標準示方書
平成21年12月
土木学会

pp. 137, 138

合成桁編

6. 1 鋼 桁

6. 1. 1 フランジ厚さ

ずれ止めにスタッドを用いる場合のフランジの最小板厚は、10mmとする。

6. 3 スタッド

6. 3. 1 スタッドの間隔

- (1) スタッドの最大間隔は、版のコンクリートの厚さの3倍とし、60cmを超えないのを原則とする。
- (2) 最小間隔鋼桁方向のスタッドの最小中心間隔は、 $5D_s$ 、または10cmとする。また、鋼桁直角方向のスタッドの最小中心間隔は、 $D_s+3\text{cm}$ とする。ここに、 D_s は、スタッドの軸径である。また、スタッドの幹とフランジ縁との最小純間隔は、2.5cmとする。

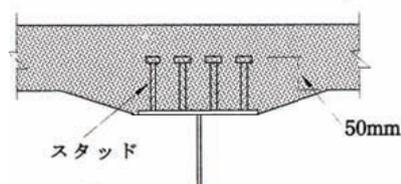
6. 3. 2 スタッドの形状および配置

スタッドの形状、および配置などは、以下に従うものとする。

- (1) スタッドには、頭部のある棒鋼を使用する。スタッドは、鋼桁と全断面で突合せ溶接するのを原則とする。
- (2) スタッドに使用する丸鋼の径は、19mm以上を標準とする。
- (3) スタッドの頭部は、ハンチ部にとどめず、床版の中にあるのを原則とする。
- (4) スタッドは、主桁直角方向に2本以上配置するものとする。
- (5) スタッドは、グループ配置をしてもよい。

【解説】 スタッドの溶接には、普通、電気自動溶植機を用いている。溶接部の試験、および検査については、JIS B 1198（頭付きスタッド）を参考とするのがよい。ところが、スタッドのせん断強度は、実験に基づいたものである。そこで、スタッドには、実験に使用したのと同様なスタッド、すなわち浮き上がり防止のための頭のある棒鋼を鋼桁に突合せ溶接して使用するのを原則とした。

スタッドには、一般に、径19mm、または22mmの丸鋼を使用する。スタッドの頭部は、アンカーとして十分作用するため、解説図 6.2に示すように、ハンチ内で止めず、床版の中に約50mm入れるようにするのがよい。



解説図 6.2 スタッド頭部の位置

頭付きスタッド

合成床版編

6.6 ずれ止め高さ

正曲げモーメント部におけるずれ止め高さは、その上端がコンクリートの圧縮側に位置するように決定するのを標準とする。

【解説】 ずれ止め高さが大きく、ずれ止めの上端からコンクリート上面までのかぶりが不足している場合は、床版上面にずれ止めの上端を起点としたコンクリートのひび割れが発生する恐れがある。また、輪荷重走行実験によれば、ずれ止め直上のかぶりコンクリートに剥離破壊が、発生するという知見も得られている。

一方、ずれ止めがコンクリート厚に比べて低い場合には、鉄筋の拘束作用が小さくなるという問題点も生じる。したがって、ずれ止め高さは、版の中立軸よりコンクリートの圧縮側になるようにして、上側に配置された鉄筋位置付近にまで至るのを標準にすることとした。

7.10.3 ずれ止め間隔

スタッドの最小間隔は100mmとし、また最大間隔は250mm、または床版コンクリート厚の1.5倍以下とするのを標準とする。

頭付きスタッド

制約事項

6.5.3 スタッドジベル

スタッドジベルは、鋼桁とコンクリート床版との力を円滑に伝達できる構造とするものとし、一般に以下の(a)~(f)としてよい。

- (a) 径 19 mm 以上の頭付きスタッドを使用する。
- (b) スタッドジベルの頭の位置は、ハンチ部にとどめずコンクリート床版の中とする。
- (c) 主桁直角方向には 2 本以上配置する。
- (d) 最大中心間隔は、主桁方向において 500 mm を標準とする。
- (e) 最小中心間隔は、主桁方向において $5d$ かつ 100 mm 以上、主桁直角方向において $d+30$ mm を標準とする。ここに、 d はスタッドジベルの軸径 (mm) である。
- (f) スタッドジベルの軸部の縁と鋼桁フランジ縁との純間隔は 25 mm 以上とする。

【解説】

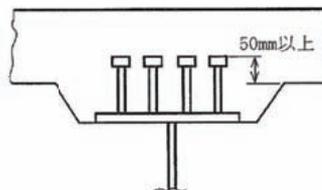
本項では、スタッドジベルについて、耐力算定式的前提となる細目や今までの実績から必要と考えられる細目を定めた。スタッドジベルは、(a)~(f)を満たせば、完全合成桁に用いるスタッドジベルの構造を満たしていると考えてよい。これらは、一般的な合成桁における構造を示しているが、有効断面外に配置する場合や箱桁上に配置する場合等の特殊な場合においては、分担率に注意して別途検討する必要がある。また、連続桁等ではね定数の異なるずれ止めを連続して使用する場合、境界部でのせん断力の集中に対する配慮が必要である。さらに、連続桁の中間支点部付近等でフランジに引張応力が作用すると同時に、スタッドジベルにせん断力が作用する場合には疲労の問題⁹⁾など、特殊な構造に対するスタッドジベルの適用には十分な検討が必要である。

(a) について

スタッドジベルの耐力算定式は、実験に基づいたものである。スタッドジベルには実験に使用したものと同様に頭付きスタッド、すなわち、浮き上がり防止のための頭のある棒鋼を鋼桁に全周で溶接して使用することとした。なお、スタッドジベルの径は 19 mm, 22 mm を標準とし、25 mm 以上のものについては別途検討が必要である。

(b) について

スタッドジベルは、頭をアンカーとして機能させるために、ハンチ内で止めず、コンクリート床版の中に約 50 mm 以上入っているのがよい(解説図 6.5.3)。スタッドジベルの高さは 100~150 mm が一般的である。コンクリート床版厚は 200 mm 以上を標準としているため、スタッドジベルのかぶりには十分に確保されていると考えられる。かぶりが十分確保できないような場合は、コンクリートの支圧耐力など別途



解説図 6.5.3 スタッドジベルとコンクリート床版のハンチの関係

検討を行う必要がある。

(c)~(f) について

スタッドジベルの間隔等は、今までの実績、「道路橋示方書」⁴⁾などを参考に定めた。

頭付きスタッド

鉄道構造物等設計標準・同解説
平成 21 年 7 月
国土交通省監修 鉄道総合技術研究所編

pp. 487, 488

制約事項

孔あき鋼板ジベル

13.5.3 孔あき鋼板ジベル

(1) 孔あき鋼板ジベルに用いる鋼板の厚さは、支圧による圧縮領域を確保し、孔内のコンクリートに力が分散して作用することを考慮して設定するものとする。一般には、12mm以上とするのがよい。

(2) 孔あき鋼板ジベルの孔径は、コンクリートの充填性とブリージングの問題を考慮して設定するものとする。一般には、貫通鉄筋径に最大骨材寸法を加えた値以上とするのがよい。

(3) 孔の最大中心間隔は床版と鋼げたとのずれ止めとしての所定の機能が満足されるように決定するものとする。一般には、孔の中心間隔が孔径の1.6～2.8倍の範囲とするのがよい。

(4) 孔径の上縁からコンクリート縁端までの距離は、十分な高さを確保するものとする。一般には、鋼板の高さの3倍以上かつ100mm以上とするのがよい。

(5) 孔あき鋼板ジベルを、2枚並列に設置する場合は、適切な間隔を確保するものとする。孔あき鋼板ジベルの並列配置間隔は、一般に、孔あき鋼板ジベルの高さの3倍程度以上とするのがよい。

(6) 貫通鉄筋を用いる場合は、水平せん断力を分担し、コンクリートスラブの浮上がりに対しても抵抗するように配置しなければならない。

(7) 孔あき鋼板ジベルの構造は、疲労を考慮した構造詳細とするものとする。

【解説】 (1) について 水平せん断力を受ける孔あき鋼板ジベルはコンクリートの支圧応力に対して十分な強度を有していると同時に、コンクリートのせん断破壊を起こすのに十分な板厚が必要なので、これまでの実績を踏まえ、最小板厚は12mmを標準とすることとした。孔あき鋼板ジベルの鋼板部は、圧縮力を受ける領域に対して局部座屈について検討する必要があるが、コンクリート中にあるため板の局部座屈が十分防止される。

(2) について 孔あき鋼板ジベルの孔径は、コンクリートの充填性とブリージングの問題を考慮して設定する必要がある。本文では、最小径を規定したが、コンクリートの施工にあたっては十分に留意する必要がある。

(3) について 孔の中心間隔は6.3を満足するよう決定してよい。なお、孔あき鋼板ジベルの孔の中心間隔は、円滑にせん断力を導入するためにもなるべく小間隔に配置するのがよく、孔の中心間隔が孔径の1.6～2.8倍の範囲を推奨した。これは、孔の中心間隔が孔径の1.6～2.8倍の範囲では、孔の中心間隔が最大せん断耐力に与える影響は小さいことが明らかとなっているためである。なお、この範囲よりも大きくする場合は、孔あき鋼板ジベルの付近を十分補強しなければならない。

(4) について かぶりが不足すると孔あき鋼板ジベル前面のコンクリートの支圧耐力が減少し、孔あき鋼板ジベルの耐力も減少することになるので、コンクリート上面から孔あき鋼板ジベルの上縁までの距離を鋼板高さの3倍以上かつ100mm以上とした。

(5) について 通常の合成はりでは、孔あき鋼板ジベルは、せん断力と曲げ引抜力が同時に作用する場合に配慮し、2枚以上並列して配置される場合がある。この様に、孔あき鋼板ジベルを2枚並列に設置する場合、ジベル相互の影響がなく、ジベル間のコンクリートが有効に働くと考えられる間隔を確保することとした。一般には、間隔は、鋼板高さの3倍程度以上を確保するのがよいこととした。

(6) について 貫通鉄筋は、主として水平せん断力を分担し、コンクリートスラブの浮上がりに対しても抵抗するため、これまでの実績を踏まえ、鉄筋径は、13mmを標準とするのがよい。

(7) について 孔あき鋼板ジベルは、所要の疲労に対する性能を有するように設計される。そのためには、孔あき鋼板ジベルと鋼げたの上フランジの溶接品質を確保し、孔部からの疲労亀裂を避けるために、孔下端から床版下面までの距離を適切に設定しなければならない。特に引張応力度が大きい箇所孔を設ける場合は、孔あき鋼板ジベルの本体の疲労および孔あきジベルの溶接部の疲労を照査し、別途検討するものとする。

2009年制定複合構造標準示方書
平成21年12月
土木学会

pp. 138, 139

6.5.4 孔あき鋼板ジベル

孔あき鋼板ジベルは、鋼桁とコンクリート床版との力を円滑に伝達できる構造とするものとし、一般に以下の(a)~(h)としてよい。

- (a) 鋼板の厚さは12 mm 以上を標準とする。
- (b) 貫通鉄筋を用いる構造を標準とし、孔径は、鉄筋径と最大骨材寸法の合計以上とする。
- (c) 孔の最大中心間隔は、500 mm を標準とする。
- (d) かぶりは鋼板上縁より100 mm 以上を確保する。
- (e) 端部は、コンクリート床版に応力集中が生じないような構造とする。
- (f) コンクリート床版全体には、必要な橋軸直角方向鉄筋を配置する。
- (g) 疲労に配慮したディテールとする。
- (h) 孔あき鋼板ジベルを2枚並列に配置する場合には、適切な間隔を確保する。

【解説】

本項では、孔あき鋼板ジベル（以下PBLジベル）について、耐力算定式の前提となる細目やこれまでの実績から必要と考えられる細目を定めた⁶⁾。

(a),(b) について

PBLジベルは応力上十分な強度が必要であるばかりでなく、コンクリートの支圧に対する剛性も必要なので、経験上から12 mm 以上を標準とした。

PBLジベルは貫通鉄筋を用いるのを標準とし、コンクリート床版の施工を考慮し、貫通鉄筋用の孔径は、鉄筋径+最大骨材寸法以上とした。貫通鉄筋は、主として水平せん断力を分担し、コンクリート床版の浮き上がりに対しても抵抗している。

PBLジベルの鋼板は、圧縮力を受ける領域に対しては局部座屈について検討する必要があるが、コンクリート中にあるため板の局部座屈が十分防止される。したがって、鋼板の幅厚比の最大値は、「第II編 2.2.3.2 軸圧縮力を受ける板要素の照査」の架設時の最大値と同等とし、一般に16としてよい。

(c) について

PBLジベルの最大間隔はコンクリート床版厚さの3倍程度でよいと考えられるが、円滑にせん断力を導入するために小間隔に配置するのがよいと考え、最小コンクリート床版厚さの2.5倍に相当する500 mmとした。これより大きくする場合には、PBLジベルの付近を十分補強しなければならない。

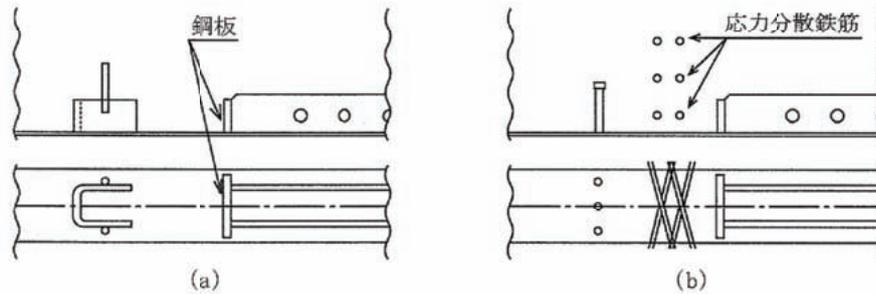
(d) について

PBLジベルのかぶりが不足すると、PBLジベル前面のコンクリートの支圧耐力が減少し、PBLジベルの耐力も減少することから、最小かぶりを100 mmとした（解説図6.5.5）。

孔あき鋼板ジベル

(e) について

PBL ジベルの端部は、コンクリートの応力集中が生じるので、解説図 6.5.4(a) のように、鋼板を取り付け、応力集中を緩和するのがよい。また、スタッドジベルと PBL ジベルとの組合せのようにずれ剛性が異なる場合は、解説図 6.5.4(b) のように、PBL ジベル端部に取り付ける鋼板の前に応力分散鉄筋を設けるなどの対策を講じるのがよい。このずれ定数の異なるずれ止めを連続合成桁に設けた場合、相互のずれ止めの境界部には溶接ビードの疲労対策やコンクリート床版の耐久性を考慮したディテールを検討することが必要である。



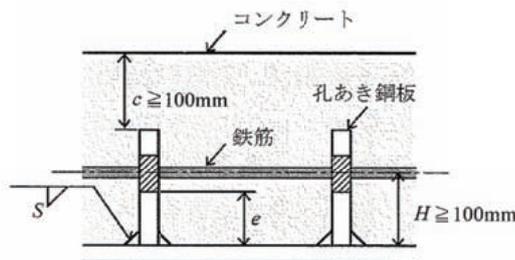
解説図 6.5.4 PBL ジベルの端部の例

(f) について

PBL ジベルは大きなせん断力を有する構造であるため、解説図 6.5.5 に示すように、せん断力をコンクリート床版全体に円滑に伝達できるように、橋軸直角方向の鉄筋を適切に配置するものとする。

(g) について

解説図 6.5.5 に示すように、PBL ジベルの孔下端から鋼部材上フランジの溶接縦ビードまでの距離 ($e-S$) は、溶接品質を損なわない高さを確保することが必要である。また、負曲げ領域のように引張応力度が大きい区間に孔がある場合、その孔から疲労亀裂が発生するおそれがある。したがって、 H を高くするのがよいが、 H が 100 mm 以下の場合には孔縁部は面取りを行う等の配慮が必要である⁷⁾。



解説図 6.5.5 コンクリート床版内の PBL ジベルの構造ディテール

(i) について

PBL ジベルを 2 枚並列に設置する場合、実験結果⁸⁾ より鋼板高さの 3 倍程度離れた場合では、コンクリートが有効に働くことが確認されているため、鋼板高さの 3 倍程度離すことを標準とする。ただし、別途実験等により確認を行った場合は、これによらなくてもよい。

孔あき鋼板ジベル

制約事項

- (1) 波形鋼板の接合部は、各接合タイプの耐荷機構を十分考慮して部材寸法等を決定しなくてはならない。
 (2) 接合構造の各部材寸法および部材厚については、実績や溶接性能を十分勘案し決定しなければならない。

(1) 波形鋼板の接合部は、各接合タイプの耐荷機構を十分考慮して各要素部材の配置や各部材寸法等を決定しなければならない。

- 1) 埋込み接合の場合は、埋込み接合の埋込み長は、ずれせん断耐力、首振り耐力、貫通鉄筋の配置などを考慮し、適切に定めなければならない。また、埋込み接合部の防食に配慮しなければならない。
- 2) Twin-PBL接合の場合、2枚のPBLの終局せん断耐力値については、リップ幅とリップ高の関係 (b/h) が1.5以上であれば、1枚の場合の終局せん断耐力値に対し2倍の値を示すことが押抜き実験から確認できたことから、リップ幅とリップ高の関係 (b/h) は1.5以上を標準とする。

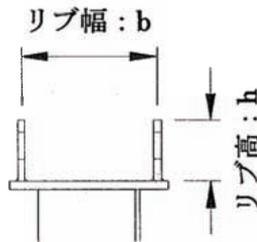


図 9-4-34 リップ幅とリップ高の関係

- 3) コンクリートジベル孔のあきcについては、道路橋示方書に準じ、粗骨材の最大寸法の4/3倍以上としなければならない。

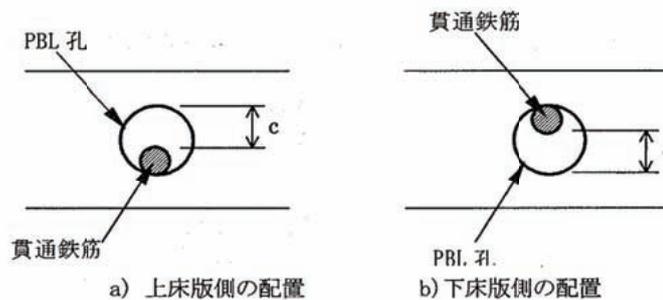


図 9-4-35 PBL 孔のあき

- 4) S-PBL接合 + スタッド接合については、下床版側の接合部に用いる場合、施工に際してはコンクリートのスランプ、打設方法、締め固め方法などを適切に設定してコンクリートを確実に充填しなければならない。また、鋼フランジに所定の間隔で充填確認孔をあけるなどの処置を行う必要がある。

孔あき鋼板ジベル

制約事項

13.5.4 ブロックジベル

(1) ブロックジベルを取り付ける鋼板の厚さは、ずれ止めとしての耐力を十分に発揮できるように設定するものとする。一般に、I形断面の場合15mm以上、箱形断面の場合13mm以上とするのがよい。

(2) ブロックジベルに用いる鋼板の厚さや輪形筋の鉄筋径は、ずれ止め本体としての耐力やコンクリートに用いる鉄筋径は16mm以上を標準とする。

(3) 鋼板からコンクリートの浮き上がりが生じる可能性がある場合には、輪形筋を斜めに取り付けるものとする。この場合、輪形筋と鋼桁上フランジ面との角度は45°を標準とする。

(4) 最大中心間隔は、鋼板とコンクリートとのずれ止めとしての所定の機能が満足されるように設定するものとし、500mmを標準とする。

(5) 最小中心間隔 L_{min} は、ずれ止めの耐力が十分に発揮できるように定めるものとする。一般に、次式による値とするのがよい。

$$L_{min}=0.5B+3H \quad (13.5.1)$$

ここに、

B : ブロックジベルの幅

H : ブロックジベルの高さ

(6) 輪形筋のかぶりは、輪形筋前面のコンクリートの支圧耐力や輪形筋自身の耐力が十分に発揮できるように定めるものとする。一般に、その直径の3倍以上とするのがよい。

【解説】 (1)について ずれ止めの耐力が十分に発揮できるためには鋼板も十分な剛性を有していることが必要である。本文に定めた鋼板の最小板厚は、経験的に定められたものである。なお、I形断面と箱形断面で板厚を変えているのは、I形断面は箱形断面に比べて両縁が自由であるため剛性が小さいことを考慮したものである。

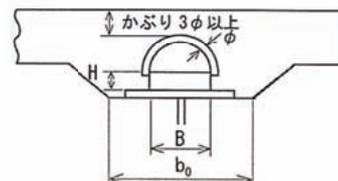
(2)について ずれ止めは応力上十分な強度が必要であるばかりでなく、コンクリートの支圧に対する剛性も必要なので、経験上、最小板厚を16mmとした。

(3)について ブロックジベルの輪形筋は、主としてコンクリート床版の浮上がりに対して抵抗する目的で取り付けられているが、45°の傾斜に取り付けるのを標準とし、水平せん断力も分担できるようにするのがよい。しかし、変動作用により生じるせん断力の方向が交番する場合には、輪形筋は鉛直につけるのがよい。

(4)について ブロックジベルの最大間隔は、コンクリート床版の厚さの3倍程度までよいと考えられるが、円滑にせん断力を伝達するためにもなるべく小間隔に配置するのがよいので、コンクリート床版最小厚さ200mmの2.5倍に相当する500mmを標準とした。これより大きくする場合は、ずれ止めの付近を十分補強しなければならない。

(5)について ブロックジベルを密に配置すると、ブロックジベル外側に沿ってずれ面を生じて十分な耐力が発揮されなくなる恐れがあるため、ある程度間隔をあけて配置する必要がある。本文に定めた最小中心間隔の計算式は、1:5の傾斜でコンクリート内に拡大した面積が次のずれ止めの位置で3倍になるという条件から算定し、さらに一般に適用される範囲($B/H=3.0\sim 4.5$)で近似して定めたものである。

(6)について かぶりが不足すると、ずれ止め前面のコンクリートの支圧耐力が減少し、輪形筋の耐力も減少する。そのため最小かぶりを輪形筋直径の3倍とした(解説 図13.5.1参照)。



解説 図 13.5.1 輪形筋のかぶり

ブ
ロ
ッ
ク
ジ
ベ
ル

2009年制定複合構造標準示方書
平成21年12月
土木学会

pp. 139, 140

6.5.2 馬蹄形ジベル

馬蹄形ジベルは、鋼桁とコンクリート床版との力を円滑に伝達できる構造とするものとし、一般に以下の(a)~(e)としてよい。

- (a) 鋼板の厚さは16 mm 以上を標準とし、輪形筋に用いる鉄筋径は16 mm 以上を標準とする。
- (b) 輪形筋を斜めに取り付ける場合は、輪形筋と鋼桁上フランジ面との角度は45°を標準とする。
- (c) 最大中心間隔は、500 mm を標準とする。
- (d) 最小中心間隔 L_{\min} は、次式による値を標準とする。

$$L_{\min} = 0.5B + 3H \quad (6.5.1)$$

ここに、

B ：馬蹄形に折り曲げた鋼板の幅

H ：馬蹄形に折り曲げた鋼板の高さ

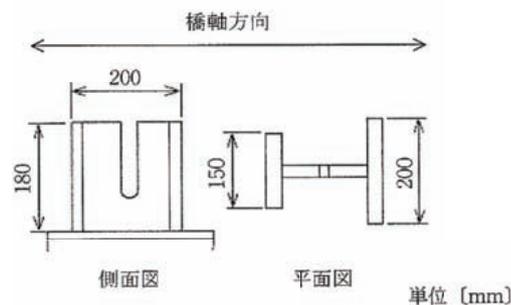
- (e) 輪形筋のかぶりは、その直径の3倍以上とする。

【解説】

本項では、馬蹄形ジベルについて、耐力算定式的前提となる細目や今までの実績から必要と考えられる細目を定めた。馬蹄形ジベルは、(a)~(e)を満たせば、完全合成桁に用いる構造を満たしていると考えてよい。

(a) について

馬蹄形ジベルは応力上十分な強度が必要であるばかりでなく、コンクリートの支圧に対する剛性も必要なので、経験上、最小板厚を16 mm とした。桁端では、安全を見て解説図 6.5.1 のような大型のずれ止めを設けるのがよい。



解説図 6.5.1 桁端に用いるずれ止めの例

(b) について

馬蹄形ジベルの輪形筋は、主としてコンクリート床版の浮き上がりに対して抵抗する目的で取り付けられるが、45°の傾斜に取り付けるのを標準とし、水平せん断力も分担するようにしている。しかし、桁中

制約事項

中央部では列車荷重によるせん断力によって生ずる応力の方向が交番するので、その範囲に用いられるずれ止めの輪形筋は鉛直につける。

(c) について

馬蹄形ジベルの最大間隔は、コンクリート床版の厚さの3倍程度までよいと考えられるが、せん断力を円滑に伝達するためにもなるべく小間隔に配置するのがよいので、コンクリート床版の最小厚さの2.5倍に相当する500mmとした。これより大きくする場合は、馬蹄形ジベルの付近を十分補強しなければならない。

(d) について

馬蹄形ジベルの最小中心間隔は、馬蹄形ジベルの外側に沿ってずれ面を生ずるほど密にならないよう定めている。式(6.5.1)の最小中心間隔は、1:5の傾斜でコンクリート内に拡大した面積が次の馬蹄形ジベルの位置で3倍になるという条件から定めたものである。すなわち面積が3倍となる距離を L とすると、式(解6.5.1)により算定することができる。

$$L = \frac{5}{4} \left\{ -(B+2H) + \sqrt{(B+2H)^2 + 16BH} \right\} \quad \text{(解6.5.1)}$$

この式の両辺を H で割ると、

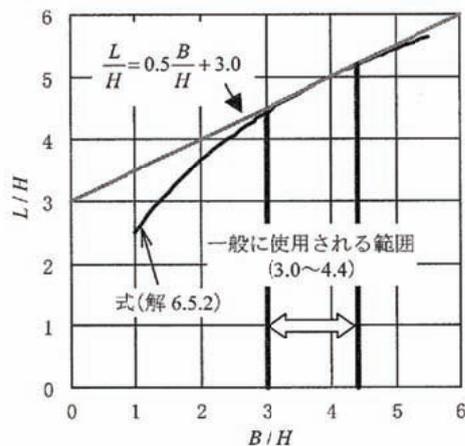
$$\frac{L}{H} = \frac{5}{4} \left\{ -\left(\frac{B}{H}+2\right) + \sqrt{\left(\frac{B}{H}+2\right)^2 + 16\frac{B}{H}} \right\} \quad \text{(解6.5.2)}$$

となり、解説図6.5.2の曲線が得られる。ここで、 B/H の一般的に使用される範囲の値である $B/H=4$ の点における接線を求めると、勾配が0.5、縦軸との交点が3となる。この近似直線から式(6.5.1)が得られる。

(e) について

かぶりが不足すると、馬蹄形ジベル前面のコンクリートの支圧耐力が減少し、輪形筋の耐力も減少する。そのため最小かぶりを輪形筋直径の3倍とした(解説図6.4.2参照)。

ブ
ロ
ッ
ク
ジ
ベル



解説図 6.5.2 馬蹄形ジベルの幅と高さの関係

鉄道構造物等設計標準・同解説
平成21年7月
国土交通省監修 鉄道総合技術研究所編

pp. 485, 486

2-3. 構造細目に配慮したせん断力一ずれ変位関係の比較

2-3-1. 比較方法

鋼コンクリート複合構造に用いる各種ずれ止めのうち、広く普及しているものとして「頭付きスタッド」, 「孔あき鋼板ジベル (PBL)」, 「ブロックジベル (馬蹄形ジベル)」があり、その設計せん断耐力やせん断力一ずれ変位関係式の定式化も行われている。

それらは各ずれ止めの要素試験で求められた結果をもとに定められており、その結果から剛なジベルや柔なジベルと分類される場合もある。しかし、各種ずれ止めを実際の構造物に適用する際は、配置間隔等の制約があるため、全体的なせん断耐力は1個あたりのせん断耐力とは異なる特性を示すことが予想される。さらに、性能照査設計への適用を考えると複合構造の種類によらず要素試験による結果からせん断力等を判断することに疑問が生じる。そこで2009年制定複合構造標準示方書 (土木学会)¹⁾に規定される各種ずれ止め形式のせん断力一ずれ変位関係を相対的に比較し関係性を明らかにしていく。

以上より、各種ずれ止めにおいて「1方向荷重に対するせん断力 (V) 一ずれ変位 (δ) 関係」(以下、V- δ 関係) について使用限界範囲を含めて比較するものとし、以下の4項目で行った。

- ① ずれ止め1個あたりの V- δ 関係
- ② 一定の荷重をもとに必要なずれ止めの数を比較した場合
- ③ 作用力方向の 1m に配置したずれ止め1列あたりの V- δ 関係
- ④ 1m²あたりに配置したずれ止め V- δ 関係

②の一定の荷重について、今回は、5MN とした。荷重決定については、設計せん断耐力が大きいブロックジベル個数が1個以下にならず、複合ラーメン橋剛結部に作用する現実的な値を用いることとした。

比較モデルについては以下の通りとしている。

(1) 頭付きスタッド (STUD)

頭付きスタッドについては、以下のサイズを適用した。径 (ϕ) は 19 ϕ と 22 ϕ を用い、それぞれの長さ (H) は、100, 200 を用いた。最大のせん断耐力となる形状 (22 ϕ) を「最大形状 (STUDmax)」, 最小のせん断耐力となる形状 (19 ϕ) を「最小形状 (STUDmin)」とする。

・頭付きスタッド形状

	ϕ	H
最大形状 (STUDmax)	22	200
最小形状 (STUDmin)	19	100

- ・頭付きスタッドの設計引張強度 : 440 N/mm²
- ・コンクリートの設計圧縮強度 : 36 N/mm²

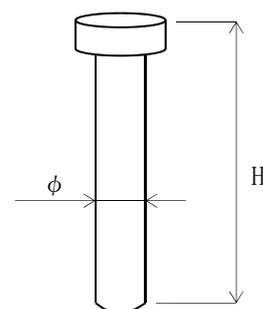


図 3-2-3 頭付きスタッド形状

比較検討項目③と④については、図 3-2-4 に示す。

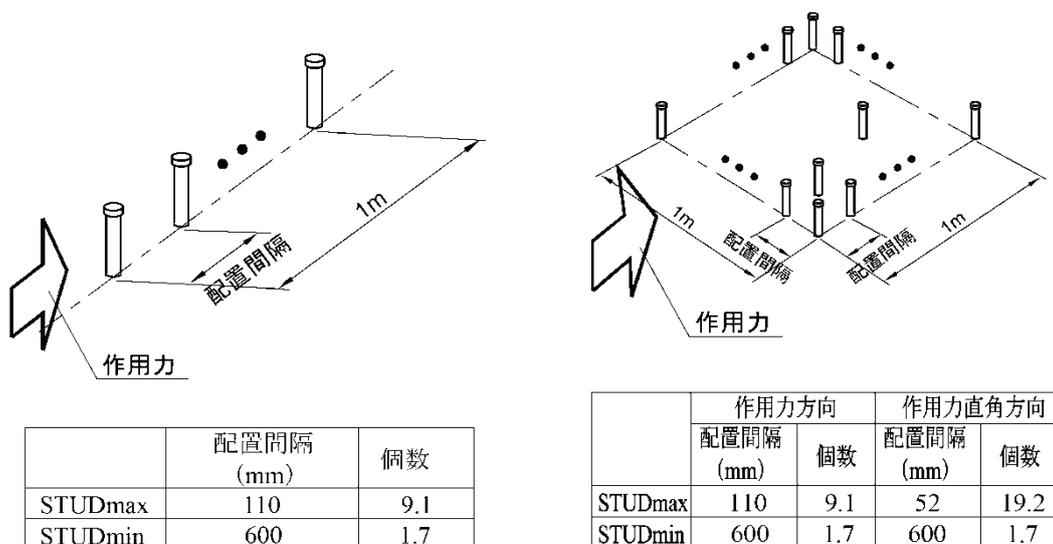


図 3-2-4 頭付きスタッド配置

・配置の制約事項

最小中心間隔：作用力方向=5d または 100mm

作用力直角方向=d+30mm

最大中心間隔：作用力方向=600mm

作用力直角方向=（規定なし）

(2) 孔あき鋼板ジベル (PBL)

孔あき鋼板ジベル (PBL) については、使用が想定される範囲内から、最大のせん断耐力となる形状 (PBLmax) と最小のせん断耐力となる形状 (PBLmin), を選出し、貫通鉄筋のあるものとなないものの 2 通り比較することとした。

以下に、モデルを示す。

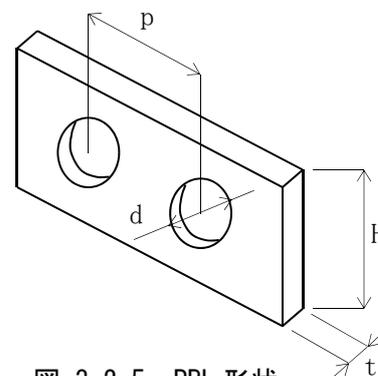


図 3-2-5 PBL 形状

・PBL 形状

貫通鉄筋を有する場合

	H	d	t	p	φ
最大形状 (PBLmax)	100	80	16	130	22
最小形状 (PBLmin)	100	40	12	120	13

貫通鉄筋を有さない場合

	H	d	t	p
最大形状 (PBLmax)	100	60	16	100
最小形状 (PBLmin)	100	35	12	95

- ・貫通鉄筋の設計引張強度：490N/mm²
- ・コンクリートの設計圧縮強度：36 N/mm²
- ・最大骨材寸法：25mm

比較検討③と④の PBL 配置を，図 3-2-6 に示す。

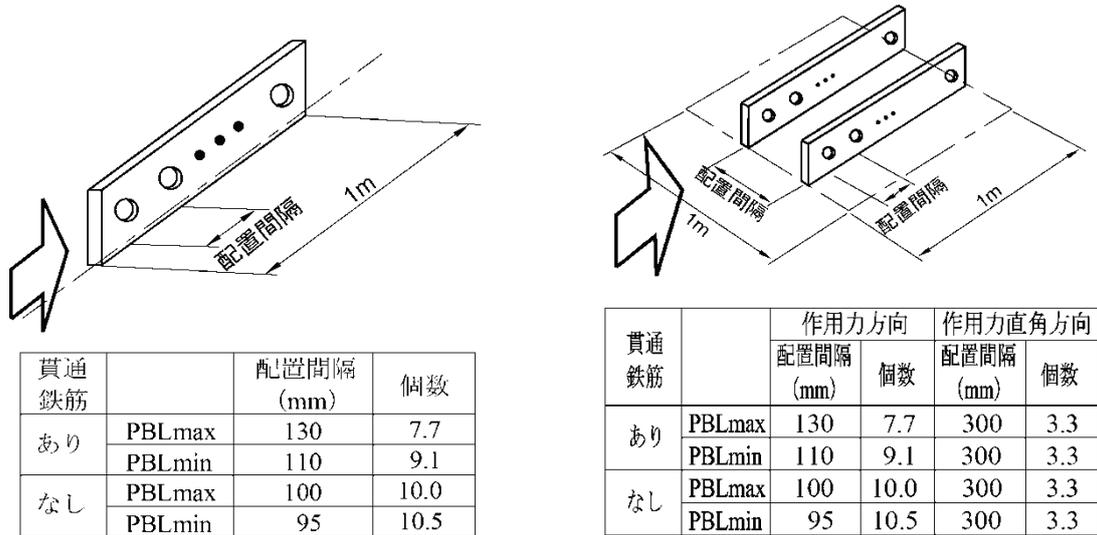


図 3-2-6 PBL 配置

・配置の制約事項

- 孔の最小中心間隔＝孔あき鋼板ジベルの破壊が鋼板のせん断破壊よりも先行するように設定
- 孔の最大中心間隔＝孔径の 1.6～2.8 倍の範囲の設定
- リブの間隔＝2 枚並列に設置する場合は，ジベル高さの 3 倍以上

(3) ブロックジベル

ブロックジベル（馬蹄形ジベル）については，合成桁といった鋼桁とコンクリート床版のずれ止めに用いられるのが通常で，複合ラーメン橋のような剛結部に用いられることはないが，設計せん断耐力という観点から比較対象とすることとした。

・ブロックジベル形状

	B	h	φ
最大形状（ブロックジベル max）	260	60	28
最小形状（ブロックジベル min）	180	50	16

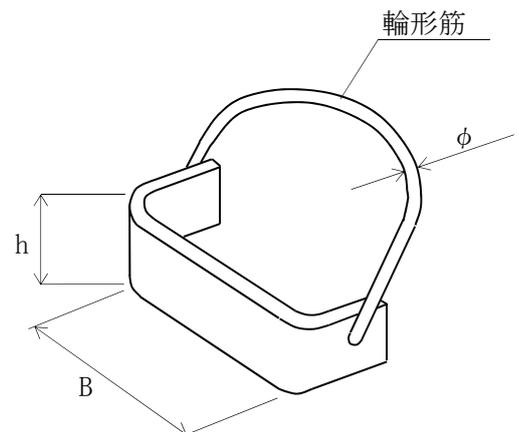


図 3-2-7 ブロックジベル形状

- ・輪形筋はあるものとして比較するものとした。
- ・コンクリートの設計圧縮強度：36 N/mm²

比較検討③の1列に配置する間隔として、文献1)で標準としている、500mm間隔とし2個設置するものとする。比較検討④の配置について、作用荷重方向は③の通り2個設置とし、作用荷重直角方向については標準的な配置等がなく、最小・最大間隔等の規定もないため、作用力方向同様に2個設置するものとした。

比較検討項目③と④のブロックジベル配置については、図 3-2-8 に示す。

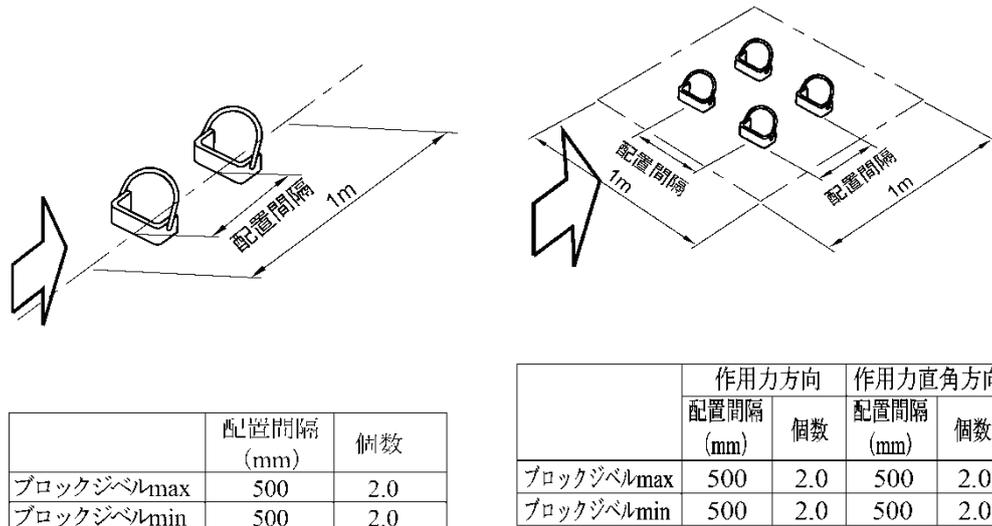


図 3-2-8 ブロックジベル配置

・配置の制約事項

- 最小中心間隔：作用力方向=500mm
作用力直角方向=（規定なし）
- 最大中心間隔：作用力方向=0.5B+3h
作用力直角方向=（規定なし）

なお、ブロックジベルについては用途が合成桁などに限られ形状の規定も頭付きスタッドや孔あき鋼板ジベルに比べて詳しく決められていないことから、既存の配置実例を踏まえ、作用力方向、作用力直角方向とも、配置間隔を500mmとして設定し比較の参考とした。

2-3-2. 使用限界範囲の設定

比較に際しては、実際に使用される範囲を考慮する必要がある。文献1)においてずれ止めの使用限界としているのは残留ずれ変位が0.1mm程度となるような範囲としている。

このことから残留ずれ変位が0.1mm程度に対応するせん断力について、以下の通り定められている。

なおA~Dのタイプは図 3-2-9に示す頭付きスタッドに対するコンクリート打設方向を示す。

(1) 頭付きスタッド

$$V_{ss}' = 0.5V_{ssud} \text{ (A, Dタイプ)} \quad \text{——(1)}$$

$$V_{ss}' = 0.3V_{ssud} \text{ (Cタイプ)} \quad \text{——(2)}$$

$$V_{ss}' = 0.43V_{ssud} \quad (\text{Bタイプ}) \quad \text{——— (3)}$$

V_{ss}' : 使用限界状態におけるせん断力

V_{ssud} : 頭付きスタッド1本の設計せん断耐力

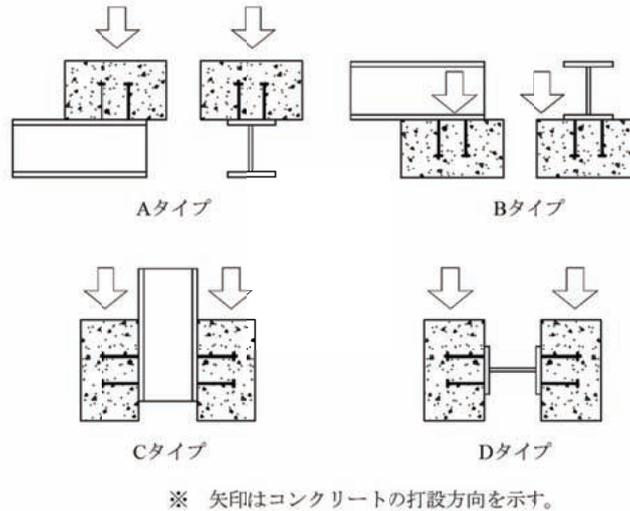


図 3-2-9 頭付きスタッドのタイプ

(2) 孔あき鋼板ジベル (PBL)

1) 貫通鉄筋を有する場合

$$V_{ps}' = 0.33V_{psud} \quad \text{——— (4)}$$

V_{ps}' : 使用限界状態におけるせん断力

V_{psud} : PBL 孔 1 個の設計せん断耐力

2) 貫通鉄筋を有さない場合

文献1)には「実験等を実施して残留変位を適切に定める必要がある。」と記されている。そこで今回は比較のため、貫通鉄筋の式を有する場合の式を用いることとする。

(3) ブロックジベル

$$V_{bs}' = (2/5)V_{bsud} \quad \text{——— (5)}$$

V_{bs}' : 使用限界状態におけるせん断力

V_{bsud} : ブロックジベル 1 個の設計せん断耐力

式(1)～(5)に示す関係を用いて、各種ずれ止めについて使用限界時のずれ止め1個あたりのせん断力及びずれ変位を算出すると表 3-2-9に示すような結果となる。

表 3-2-9 使用限界時のせん断力とずれ変位 (1個あたり)

		せん断力 (N)	ずれ変位 (mm)
STUDmax	式(1)	64 325	0.20
	式(2)	38 595	0.09
	式(3)	55 320	0.16
STUDmin	式(1)	47 977	0.17
	式(2)	28 786	0.09
	式(3)	41 260	0.14
PBLmax	式(4)	159 401	0.08
PBLmin		42 919	0.03
ブロックジベルmax	式(5)	858 240	1.66
ブロックジベルmin		477 692	1.15

表 3-2-9の結果から分かるとおり、ずれ変位は最小で0.03mm、最大で1.66mmとなっている。

使用性に関する照査では、使用時の一体性の確保を目的に、使用時に顕著な残留変位が生じないことを照査するため、各種ずれ止めとも図 3-2-10に示すように残留ずれ変位が急激に大きくなる点として残留ずれ変位0.1mm程度を目安としている。しかし、残留ずれ変位が0.1mm程度になるものとして与えられたせん断力式(1)～(5)により使用限界ずれ変位(除荷前)を求めると、式(2)・(4)では0.1mmを下回っており、除荷前のずれ変位(図 3-2-10のずれ限界)が許容残留ずれ変位よりも小さい範囲において使用限界状態が設定されていることになる。

この結果から、本検討における使用限界時のずれ変位については、表 3-2-9の値を用いることとし、頭付きスタッドについては最小値である式(2)の値を用いた。

なお貫通鉄筋を有さない孔あき鋼板ジベルについては使用限界範囲が定義されていなかったため、今回の比較では貫通鉄筋を有するものと同じ式を用いることとした。

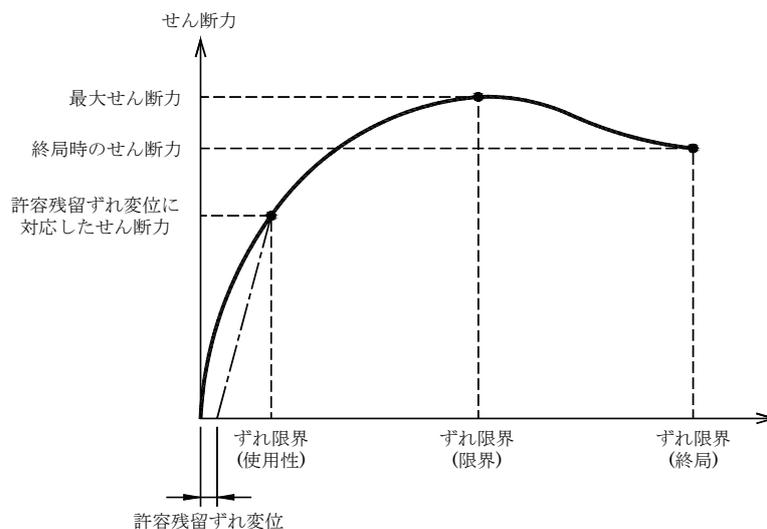


図 3-2-10 ずれ止め限界の概念

2-3-3. せん断力 (V) - ずれ変位 (δ) 曲線の算出

ずれ止めのせん断力-ずれ変位曲線について、各ずれ止めの設計せん断耐力を求めずれ変位が算出される。複合構造標準示方書を元にした計算例を以下に示す。なお、各ずれ止め毎に1種類のみを任意の変位に対するせん断力を算出した計算例を示す(計算例は、2列段組みで表示する)。さらに、それぞれの変位に対するせん断力も一覧表として掲載している。

(1) 頭付きスタッド

頭付きスタッド形状：φ19×100

設計せん断耐力 V_{ssud} を算出する。

(a)

$$V_{ssud} = (31A_{ss} \cdot \sqrt{(h_{ss}/d_{ss}) \cdot f'_{cd}} + 10000) / \gamma_d$$

(b)

$$V_{ssud} = A_{ss} \cdot f_{ssud} / \gamma_d$$

以上、2式の小さい値を用いる。

V_{ssud} : 頭付きスタッドの設計せん断耐力 (N)

A_{ss} : 頭付きスタッドの断面積 (mm²)

d_{ss} : 頭付きスタッドの軸径 (mm)

h_{ss} : 頭付きスタッドの高さ (mm)

f_{ssud} : 頭付きスタッドの設計引張強度 (N/mm²)

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

ただしここでは $\gamma_c = 1.0$ として設計圧縮強度を求めてよい。

γ_b : 部材係数。頭付きスタッドのせん断耐力を小さく設定した方が構造物の性能を危険側に評価する場合には 1.0, 逆の場合には 1.3 としてよい。

頭付きスタッド形状は、φ19×100

断面積 $A_{ss} = (\pi \cdot 19^2) / 4 = 283.5$ (mm²)

軸径 $d_{ss} = 19$ mm

コンクリートの設計圧縮強度 $f'_{cd} = 36$ N/mm²

部材係数 $\gamma_d = 1.3$

頭付きスタッドの設計引張強度 $f_{ssud} = 440$ N/mm²

(a)

$$\begin{aligned} V_{ssud} &= 31A_{ss} \cdot \sqrt{(h_{ss}/d_{ss}) \cdot f'_{cd}} \\ &= (31 \cdot 283.5 \cdot \sqrt{(100/19) \cdot 36} + 10000) / \gamma_d \\ &= 100749 \text{ (N)} \end{aligned}$$

(b)

$$\begin{aligned} V_{ssud} &= A_{ss} \cdot f_{ssud} / \gamma_d \\ &= 283.5 \cdot 440 / 1.3 \\ &= 95954 \text{ (N)} \end{aligned}$$

よって

$$V_{ssud} = 95954 \text{ (N)}$$

5MN あたりに必要なずれ止め個数は

$$5000000 / 95954 = 52.1 \text{ (個)}$$

終局ずれ変位は

$$\begin{aligned} \delta_{ssu} &= 0.3d_{ss} \\ &= 0.3 \cdot 19 \\ &= 5.7 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

使用限界時せん断力

$$\begin{aligned} \text{A・Dタイプ } V_{ss} &= 0.5V_{ssud} \\ &= 0.5 \cdot 95954 \\ &= 47977 \text{ (N)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cタイプ } V_{ss} &= 0.3V_{ssud} \\ &= 0.3 \cdot 95954 \\ &= 28786 \text{ (N)} \end{aligned}$$

$$\text{Bタイプ } V_{ss} = 0.43V_{ssud}$$

$$=0.43 \cdot 95954$$

$$=41260 \text{ (N)}$$

例えば、ずれ変位が 1mm の時の頭付きスタッド 1 本あたりのせん断力は次式により算出する。

$$V_{ss} = V_{ssud} (1 - e^{-\alpha \delta_{ss}/d_{ss}})^{\beta}$$

δ_{ss} : 頭付きスタッド位置における鋼板とコンクリートの相対ずれ変位

$\alpha \cdot \beta$: 係数

$$\alpha = 11.5 (f'_{cd}/f'_{c0}) \{1.1(\eta - 1)^2 + 1\}$$

$$f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$$

f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度の特性値
(N/mm²)

γ_c : コンクリートの材料係数

$$f'_{cd} = 36 / 1.3$$

$$= 27.7$$

$$f'_{c0} : 30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

η : 破壊モードに関する係数で、式(b)の値に対する式(a)の値の比

$$\eta = 95954 / 100749$$

$$= 0.95$$

$$\alpha = 11.5 (27.7 / 30) \{1.1(0.95 - 1)^2 + 1\}$$

$$= 10.6$$

$$\beta : 0.4$$

よって

$$V_{ss} = 95954 (1 - e^{-10.6 \cdot 1 / 19})^{0.4}$$

$$= 68308.2 \text{ (N)}$$

STUDmin (φ19×100)

: 太枠内は計算例で示したものである。

使用限界

δ bs	Vssud	α	β	φ	Vps	最大間隔配置					
						ピッチ	個/m	Vps/m	ゲージ	個/m	Vps/m ²
0.000	95954	10.6	0.4	19	0.0	600	1.7	0.0	600	1.7	0.0
0.010	95954	10.6	0.4	19	12028.2	600	1.7	20447.9	600	1.7	34761.5
0.020	95954	10.6	0.4	19	15853.6	600	1.7	26951.1	600	1.7	45816.9
0.030	95954	10.6	0.4	19	18624.3	600	1.7	31661.3	600	1.7	53824.2
0.040	95954	10.6	0.4	19	20872.4	600	1.7	35483.1	600	1.7	60321.2
0.050	95954	10.6	0.4	19	22795.8	600	1.7	38752.9	600	1.7	65879.9
0.060	95954	10.6	0.4	19	24493.2	600	1.7	41638.4	600	1.7	70785.3
0.070	95954	10.6	0.4	19	26022.1	600	1.7	44237.6	600	1.7	75203.9
0.080	95954	10.6	0.4	19	27419.4	600	1.7	46613.0	600	1.7	79242.1
> 0.091	95954	10.6	0.4	19	28786.7	600	1.7	48937.4	600	1.7	83193.6
0.100	95954	10.6	0.4	19	29913.1	600	1.7	50852.3	600	1.7	86448.9
0.125	95954	10.6	0.4	19	32615.6	600	1.7	55446.5	600	1.7	94259.1
0.150	95954	10.6	0.4	19	34986.7	600	1.7	59477.4	600	1.7	101111.6
0.175	95954	10.6	0.4	19	37109.7	600	1.7	63086.5	600	1.7	107247.0
0.200	95954	10.6	0.4	19	39038.6	600	1.7	66365.6	600	1.7	112821.6
0.225	95954	10.6	0.4	19	40810.1	600	1.7	69377.2	600	1.7	117941.2
0.250	95954	10.6	0.4	19	42450.8	600	1.7	72166.4	600	1.7	122682.8
0.275	95954	10.6	0.4	19	43980.6	600	1.7	74767.0	600	1.7	127103.9
0.300	95954	10.6	0.4	19	45414.8	600	1.7	77205.2	600	1.7	131248.8
0.325	95954	10.6	0.4	19	46765.6	600	1.7	79501.5	600	1.7	135152.6
0.350	95954	10.6	0.4	19	48042.6	600	1.7	81672.4	600	1.7	138843.1
0.375	95954	10.6	0.4	19	49254.0	600	1.7	83731.8	600	1.7	142344.1
0.400	95954	10.6	0.4	19	50406.3	600	1.7	85690.7	600	1.7	145674.2
0.425	95954	10.6	0.4	19	51505.3	600	1.7	87559.0	600	1.7	148850.3
0.450	95954	10.6	0.4	19	52555.6	600	1.7	89344.5	600	1.7	151885.7
0.475	95954	10.6	0.4	19	53561.4	600	1.7	91054.4	600	1.7	154792.4
0.500	95954	10.6	0.4	19	54526.3	600	1.7	92694.7	600	1.7	157581.0
0.525	95954	10.6	0.4	19	55453.3	600	1.7	94270.6	600	1.7	160260.0
0.550	95954	10.6	0.4	19	56345.3	600	1.7	95787.0	600	1.7	162837.9
0.575	95954	10.6	0.4	19	57204.7	600	1.7	97248.0	600	1.7	165321.6
0.600	95954	10.6	0.4	19	58033.7	600	1.7	98657.3	600	1.7	167717.4
0.625	95954	10.6	0.4	19	58834.1	600	1.7	100018.0	600	1.7	170030.5
0.650	95954	10.6	0.4	19	59607.7	600	1.7	101333.1	600	1.7	172266.3
0.675	95954	10.6	0.4	19	60356.1	600	1.7	102605.4	600	1.7	174429.1
0.700	95954	10.6	0.4	19	61080.8	600	1.7	103837.4	600	1.7	176523.5
0.725	95954	10.6	0.4	19	61783.1	600	1.7	105031.3	600	1.7	178553.2
0.750	95954	10.6	0.4	19	62464.1	600	1.7	106189.0	600	1.7	180521.2
0.775	95954	10.6	0.4	19	63124.9	600	1.7	107312.3	600	1.7	182431.0
0.800	95954	10.6	0.4	19	63766.6	600	1.7	108403.2	600	1.7	184285.5
0.825	95954	10.6	0.4	19	64390.0	600	1.7	109463.0	600	1.7	186087.1
0.850	95954	10.6	0.4	19	64996.0	600	1.7	110493.2	600	1.7	187838.4
0.875	95954	10.6	0.4	19	65585.5	600	1.7	111495.4	600	1.7	189542.1
0.900	95954	10.6	0.4	19	66159.1	600	1.7	112470.5	600	1.7	191199.8
0.925	95954	10.6	0.4	19	66717.6	600	1.7	113419.9	600	1.7	192813.9
0.950	95954	10.6	0.4	19	67261.5	600	1.7	114344.6	600	1.7	194385.7
0.975	95954	10.6	0.4	19	67791.5	600	1.7	115245.6	600	1.7	195917.4
1.000	95954	10.6	0.4	19	68308.2	600	1.7	116123.9	600	1.7	197410.7
1.500	95954	10.6	0.4	19	76466.8	600	1.7	129993.6	600	1.7	220989.1
2.000	95954	10.6	0.4	19	81865.2	600	1.7	139170.8	600	1.7	236590.4
2.500	95954	10.6	0.4	19	85619.7	600	1.7	145553.5	600	1.7	247440.9
3.000	95954	10.6	0.4	19	88304.1	600	1.7	150117.0	600	1.7	255198.8
3.500	95954	10.6	0.4	19	90256.4	600	1.7	153435.9	600	1.7	260841.0
4.000	95954	10.6	0.4	19	91692.5	600	1.7	155877.3	600	1.7	264991.3
4.500	95954	10.6	0.4	19	92757.0	600	1.7	157686.9	600	1.7	268067.7
5.000	95954	10.6	0.4	19	93550.3	600	1.7	159035.5	600	1.7	270360.4
5.500	95954	10.6	0.4	19	94143.9	600	1.7	160044.6	600	1.7	272075.9
5.700	95954	10.6	0.4	19	94337.5	600	1.7	160373.8	600	1.7	272635.4

STUDmax (φ22×200)

δ bs	Vssud	α	β	φ	Vps	最小間隔配置					
						ピッチ	個/m	Vps/m	ゲージ	個/m	Vps/m ²
0.000	128649	11.3	0.4	22	0.0	110	9.1	0.0	52	19.2	0.0
0.010	128649	11.3	0.4	22	15603.5	110	9.1	141991.9	52	19.2	2726243.5
0.020	128649	11.3	0.4	22	20567.9	110	9.1	187167.9	52	19.2	3593623.5
0.030	128649	11.3	0.4	22	24164.7	110	9.1	219898.8	52	19.2	4222056.4
0.040	128649	11.3	0.4	22	27083.9	110	9.1	246463.5	52	19.2	4732099.0
0.050	128649	11.3	0.4	22	29582.2	110	9.1	269198.0	52	19.2	5168602.0
0.060	128649	11.3	0.4	22	31787.7	110	9.1	289268.1	52	19.2	5553946.9
0.070	128649	11.3	0.4	22	33774.9	110	9.1	307351.6	52	19.2	5901150.5
0.080	128649	11.3	0.4	22	35591.6	110	9.1	323883.6	52	19.2	6218564.4
→ 0.098	128649	11.3	0.4	22	38594.7	110	9.1	351211.8	52	19.2	6743266.0
0.100	128649	11.3	0.4	22	38835.3	110	9.1	353401.2	52	19.2	6785303.6
0.125	128649	11.3	0.4	22	42353.2	110	9.1	385414.1	52	19.2	7399951.1
0.150	128649	11.3	0.4	22	45441.9	110	9.1	413521.3	52	19.2	7939608.8
0.175	128649	11.3	0.4	22	48209.8	110	9.1	438709.2	52	19.2	8423216.3
0.200	128649	11.3	0.4	22	50726.4	110	9.1	461610.2	52	19.2	8862916.6
0.225	128649	11.3	0.4	22	53039.6	110	9.1	482660.4	52	19.2	9267078.9
0.250	128649	11.3	0.4	22	55183.7	110	9.1	502171.7	52	19.2	9641696.1
0.275	128649	11.3	0.4	22	57184.4	110	9.1	520378.0	52	19.2	9991258.4
0.300	128649	11.3	0.4	22	59061.6	110	9.1	537460.6	52	19.2	10319242.8
0.325	128649	11.3	0.4	22	60830.9	110	9.1	553561.2	52	19.2	10628374.8
0.350	128649	11.3	0.4	22	62505.0	110	9.1	568795.5	52	19.2	10920873.6
0.375	128649	11.3	0.4	22	64094.3	110	9.1	583258.1	52	19.2	11198556.1
0.400	128649	11.3	0.4	22	65607.4	110	9.1	597027.3	52	19.2	11462924.9
0.425	128649	11.3	0.4	22	67051.5	110	9.1	610168.7	52	19.2	11715238.1
0.450	128649	11.3	0.4	22	68432.8	110	9.1	622738.5	52	19.2	11956578.8
0.475	128649	11.3	0.4	22	69756.6	110	9.1	634785.1	52	19.2	12187873.2
0.500	128649	11.3	0.4	22	71027.6	110	9.1	646351.2	52	19.2	12409942.3
0.525	128649	11.3	0.4	22	72249.7	110	9.1	657472.3	52	19.2	12623467.6
0.550	128649	11.3	0.4	22	73426.6	110	9.1	668182.1	52	19.2	12829095.6
0.575	128649	11.3	0.4	22	74561.4	110	9.1	678508.7	52	19.2	13027367.8
0.600	128649	11.3	0.4	22	75656.8	110	9.1	688476.9	52	19.2	13218756.1
0.625	128649	11.3	0.4	22	76715.4	110	9.1	698110.1	52	19.2	13403714.7
0.650	128649	11.3	0.4	22	77739.4	110	9.1	707428.5	52	19.2	13582628.0
0.675	128649	11.3	0.4	22	78730.9	110	9.1	716451.2	52	19.2	13755862.8
0.700	128649	11.3	0.4	22	79691.7	110	9.1	725194.5	52	19.2	13923733.8
0.725	128649	11.3	0.4	22	80623.5	110	9.1	733673.9	52	19.2	14086537.9
0.750	128649	11.3	0.4	22	81527.8	110	9.1	741903.0	52	19.2	14244537.2
0.775	128649	11.3	0.4	22	82406.0	110	9.1	749894.6	52	19.2	14397976.3
0.800	128649	11.3	0.4	22	83259.5	110	9.1	757661.5	52	19.2	14547099.8
0.825	128649	11.3	0.4	22	84089.5	110	9.1	765214.5	52	19.2	14692117.4
0.850	128649	11.3	0.4	22	84896.9	110	9.1	772561.8	52	19.2	14833186.4
0.875	128649	11.3	0.4	22	85682.9	110	9.1	779714.4	52	19.2	14970516.3
0.900	128649	11.3	0.4	22	86448.5	110	9.1	786681.4	52	19.2	15104281.9
0.925	128649	11.3	0.4	22	87194.4	110	9.1	793469.0	52	19.2	15234605.6
0.950	128649	11.3	0.4	22	87921.5	110	9.1	800085.7	52	19.2	15361644.5
0.975	128649	11.3	0.4	22	88630.6	110	9.1	806538.5	52	19.2	15485538.4
1.000	128649	11.3	0.4	22	89322.4	110	9.1	812833.8	52	19.2	15606409.7
1.500	128649	11.3	0.4	22	100336.7	110	9.1	913064.0	52	19.2	17530828.2
2.000	128649	11.3	0.4	22	107752.0	110	9.1	980543.2	52	19.2	18826429.4
2.500	128649	11.3	0.4	22	113001.8	110	9.1	1028316.4	52	19.2	19743674.5
3.000	128649	11.3	0.4	22	116824.6	110	9.1	1063103.9	52	19.2	20411594.1
3.500	128649	11.3	0.4	22	119657.7	110	9.1	1088885.1	52	19.2	20906593.3
4.000	128649	11.3	0.4	22	121781.9	110	9.1	1108215.3	52	19.2	21277733.6
4.500	128649	11.3	0.4	22	123387.7	110	9.1	1122828.1	52	19.2	21558298.9
5.000	128649	11.3	0.4	22	124608.7	110	9.1	1133939.2	52	19.2	21771632.1
5.500	128649	11.3	0.4	22	125540.9	110	9.1	1142422.2	52	19.2	21934506.0
6.600	128649	11.3	0.4	22	126896.5	110	9.1	1154758.2	52	19.2	22171356.5

(2) 孔あき鋼板ジベル

<貫通鉄筋有する場合>

孔あき鋼板ジベルの孔 1 個あたりの設計せん断耐力を次式により算出する。

$$V_{psud} = (1.85A - 26.1 \cdot 10^3) / \gamma_d$$

$$A = (\pi (d^2 - \phi^2) / 4) \cdot f'_{cd} + ((\pi \cdot \phi^2) / 4) \cdot f_{ud}$$

V_{psud} : 孔あき鋼板ジベルの孔 1 個あたりの設計せん断耐力 (N)

d : 孔径 (mm)

ϕ : 貫通鉄筋径

f'_{cd} : コンクリートの設計基準強度

f_{ud} : 貫通鉄筋の設計引張強度

構造細目に従い PBL 形状を設定する。

鋼板高さ h=100 (mm)

孔径 d=80 (mm)

※¹ 式の適用範囲

$$35 \leq d \leq 80 \text{ (mm)}$$

※² 一般構造細目判定

$$d \geq 47 \text{ (貫通鉄筋径 + 最大骨材寸法)}$$

鋼板の板厚 t=16 (mm)

※¹ 式の適用範囲

$$8 \leq t \leq 16 \text{ (mm)}$$

※² 一般構造細目判定

$$t \geq 12$$

孔の中心間隔 p=130 (mm)

$$p/d = 1.6$$

※² 一般構造細目判定

$$1.6 \leq p/d \leq 2.8$$

孔径/板厚比 d/t=5

※¹ 式の適用範囲

$$2.2 \leq t \leq 8.9 \text{ (mm)}$$

並列設置間隔 B=300 (mm)

$$B/h = 3$$

※² 一般構造細目判定

$$B/h \geq 3$$

貫通鉄筋径 $\phi = D22$

※² 一般構造細目判定

$$\phi \geq D13 \text{ 以上}$$

$$(d/t) \cdot \phi = 110$$

※¹ 式の適用範囲

$$28 \leq (d/t) \cdot \phi \leq 120$$

貫通鉄筋の材質=SD345

貫通鉄筋の設計引張強度 f_{ud}

$$f_{ud} = 490 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

部材係数 $\gamma_d = 1.3$

(せん断耐力を小さく設定した方が、構造物の性能を安全側に評価する。)

孔上縁～コンクリート縁端までの距離 c

$$c = 300 \text{ (mm)}$$

※² 一般構造細目判定

$$c \geq 100 \text{ (mm)}$$

$$c/h = 3$$

※² 一般構造細目判定

$$c/h \geq 3$$

コンクリート強度 f'_{cd}

$$f'_{cd} = 36 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

※¹ 式の適用範囲

$$29 \sim 37 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

最大骨材寸法=25 (mm)

最大せん断力時のずれ変位 δ_{ps0}

$$\delta_{ps0} = 0.067(d/t)\phi$$

$$= 7.4(\text{mm})$$

終局ずれ変位 δ_{psu}

$$\delta_{psu} = 2.5\delta_{ps0}$$

$$= 18(\text{mm})$$

孔 1 個あたりの設計せん断耐力 V_{psud}

$$A = (\pi(d^2 - \phi^2)/4) \cdot f'_{cd} + ((\pi \cdot \phi^2)/4) \cdot f_{ud}$$

$$= (\pi(80^2 - 22^2)/4) \cdot 36 + ((\pi \cdot 22^2)/4) \cdot 490$$

$$= 353536$$

$$V_{psud} = (1.85 \cdot A - 26.1 \cdot 10^3) / \gamma_d$$

$$= (1.85 \cdot 353536 - 26.1 \cdot 10^3) / 1.3$$

$$= 483032(\text{N})$$

5MN 当たりの必要個数

$$5000000 / 483032 = 10.4(\text{個})$$

使用限界時せん断力 V_{ps}

$$V_{ps} = 0.33 \cdot V_{psud}$$

$$= 28786(\text{N})$$

例えば、ずれ変位が 1mm の時の孔あき鋼板ジベル 1 孔あたりのせん断力は次式により算出する。

$$0 \leq \delta_{ps} \leq \delta_{ps0}$$

$$V_{ps} = V_{psud} (1 - e^{-\alpha \delta_{ps} / \phi})^\beta$$

$$\delta_{ps0} \leq \delta_{ps} \leq \delta_{psu}$$

$$V_{ps} = V_{psud} (1 - e^{-\alpha \delta_{ps0} / \phi})^\beta$$

$$+ V_{psud} (2/15 (1 - \delta_{ps} / \delta_{ps0}))$$

δ_{ps} : 相対ずれ変位

$\alpha \cdot \beta$: 係数

$$\alpha = 50 / (d/t)$$

$$= 50 / (80/16)$$

$$= 10$$

$$\beta = 1/3$$

よって

$$V_{ps} = 483032 (1 - e^{-15 \cdot 1/13})^{1/3}$$

$$= 345285(\text{N})$$

<貫通鉄筋なし>

孔あき鋼板ジベルの孔 1 個あたりの設計せん断耐力を次式により算出する。

$$V_{psud} = (4.31A - 39.0 \cdot 10^3) / \gamma_d$$

$$A = (\pi d^2 / 4) \cdot (t/d)^{1/2} \cdot f'_{cd}$$

構造細目に従い PBL 形状を設定する。

鋼板高さ $h=100(\text{mm})$

孔径 $d=60(\text{mm})$

※¹ 式の適用範囲

$$35 \leq d \leq 60(\text{mm})$$

※² 一般構造細目判定

$$d \geq 25$$

鋼板の板厚 $t=16(\text{mm})$

※¹ 式の適用範囲

$$8 \leq t \leq 16(\text{mm})$$

※² 一般構造細目判定

$$t \geq 12$$

孔の中心間隔 $p=130(\text{mm})$

$$p/d = 1.7$$

※² 一般構造細目判定

$$1.6 \leq p/d \leq 2.8$$

孔径/板厚比 $d/t=5$

※¹ 式の適用範囲

$$2.2 \leq d/t \leq 5(\text{mm})$$

$$\alpha = 500 / (d/t) = 133 \quad \beta = 1/3$$

並列設置間隔 $B=300(\text{mm})$

B/h=3

※² 一般構造細目判定

$$B/h \geq 3$$

部材係数 $\gamma_d=1.3$

(せん断耐力を小さく設定した方が、構造物の性能を安全側に評価する。)

孔上縁～コンクリート縁端までの距離 c

$$c=300(\text{mm})$$

※² 一般構造細目判定

$$c \geq 100(\text{mm})$$

c/h=3

※² 一般構造細目判定

$$c/h \geq 3$$

コンクリート強度 f'_{cd}

$$f'_{cd}=36(\text{N/mm}^2)$$

※¹ 式の適用範囲

$$34 \leq f'_{cd} \leq 37$$

最大骨材寸法=25(mm)

終局ずれ変位 δ_{psu}

$$\delta_{psu}=0.006(d/t)d$$

$$=0.006(60/16)60$$

$$=1.4(\text{mm})$$

孔 1 個あたりの設計せん断力 V_{psud}

$$A=(\pi d^2/4) \cdot (t/d)^{1/2} \cdot f'_{cd}$$

$$=(\pi 60^2/4) \cdot (16/60)^{1/2} \cdot 36$$

$$52563(\text{N})$$

$$V_{psud}=(4.31A-39.0 \cdot 10^3)/\gamma_d$$

$$=(4.31 \cdot 52563-39.0 \cdot 10^3)/1.3$$

$$=144266(\text{N})$$

5000kN あたりの必要個数

$$5000000/144266=34.7(\text{個})$$

使用限界時せん断力 V_{ps}

$$V_{ps}=0.33V_{psud}$$

$$=0.33 \cdot 144266$$

$$=47608(\text{N})$$

※ここでは、比較のため貫通鉄筋を有する場合の式を流用しているが、実際の設計で用いる際は実験等を実施して残留ずれ変位を適切に定める必要がある。

例えば、ずれ変位が 1mm の時の孔あき鋼板ジベル 1 孔あたりのせん断力は次式により算出する。

$$0 \leq \delta_{ps} \leq \delta_{psu}$$

$$V_{ps}=V_{psud}(1-e^{-\alpha \delta_{ps}/d})^\beta$$

$$\alpha=500/(d/t)$$

$$=50/(60/16)$$

$$=133$$

$$\beta=1/3$$

よって

$$V_{ps}=144266(1-e^{-133 \cdot 1/60})^{1/3}$$

$$=138854(\text{N})$$

PBLmin (貫通鉄筋あり)

δ ps	Vpsud	α	β	φ	Vps	最大間隔配置					
						ピッチ	個/m	Vps/m	ゲージ	個/m	Vps/m
0.000	130057	15	0.33	13	0.0	110	9.1	0.0	300	3.3	0.0
0.010	130057	15	0.33	13	29332.4	110	9.1	266658.5	300	3.3	888861.6
0.020	130057	15	0.33	13	36885.8	110	9.1	335325.0	300	3.3	1117750.1
0.032	130057	15	0.33	13	42919.3	110	9.1	390175.3	300	3.3	1300584.2
0.040	130057	15	0.33	13	46295.8	110	9.1	420870.6	300	3.3	1402901.9
0.050	130057	15	0.33	13	49775.6	110	9.1	452505.6	300	3.3	1508352.0
0.060	130057	15	0.33	13	52793.9	110	9.1	479944.9	300	3.3	1599816.2
0.070	130057	15	0.33	13	55472.1	110	9.1	504292.1	300	3.3	1680973.8
0.080	130057	15	0.33	13	57887.2	110	9.1	526247.1	300	3.3	1754157.0
0.090	130057	15	0.33	13	60091.3	110	9.1	546284.7	300	3.3	1820948.9
0.100	130057	15	0.33	13	62121.8	110	9.1	564744.0	300	3.3	1882479.9
0.120	130057	15	0.33	13	65766.2	110	9.1	597874.9	300	3.3	1992916.3
0.150	130057	15	0.33	13	70447.5	110	9.1	640432.1	300	3.3	2134773.8
0.175	130057	15	0.33	13	73817.4	110	9.1	671067.1	300	3.3	2236890.4
0.200	130057	15	0.33	13	76820.4	110	9.1	698367.3	300	3.3	2327891.0
0.225	130057	15	0.33	13	79528.9	110	9.1	722989.5	300	3.3	2409965.2
0.250	130057	15	0.33	13	81994.5	110	9.1	745404.1	300	3.3	2484680.5
0.275	130057	15	0.33	13	84255.7	110	9.1	765961.0	300	3.3	2553203.3
0.300	130057	15	0.33	13	86342.1	110	9.1	784928.5	300	3.3	2616428.4
0.325	130057	15	0.33	13	88277.0	110	9.1	802517.9	300	3.3	2675059.7
0.350	130057	15	0.33	13	90078.9	110	9.1	818898.7	300	3.3	2729662.3
0.375	130057	15	0.33	13	91763.0	110	9.1	834209.4	300	3.3	2780698.1
0.400	130057	15	0.33	13	93342.2	110	9.1	848565.0	300	3.3	2828550.1
0.425	130057	15	0.33	13	94826.8	110	9.1	862062.0	300	3.3	2873540.0
0.450	130057	15	0.33	13	96226.1	110	9.1	874782.3	300	3.3	2915941.1
0.475	130057	15	0.33	13	97547.6	110	9.1	886796.4	300	3.3	2955987.9
0.500	130057	15	0.33	13	98798.2	110	9.1	898165.0	300	3.3	2993883.4
0.525	130057	15	0.33	13	99983.6	110	9.1	908941.4	300	3.3	3029804.6
0.550	130057	15	0.33	13	101108.9	110	9.1	919172.1	300	3.3	3063907.0
0.575	130057	15	0.33	13	102178.8	110	9.1	928898.4	300	3.3	3096328.1
0.600	130057	15	0.33	13	103197.3	110	9.1	938157.0	300	3.3	3127189.9
0.625	130057	15	0.33	13	104167.9	110	9.1	946980.6	300	3.3	3156601.9
0.650	130057	15	0.33	13	105093.8	110	9.1	955398.6	300	3.3	3184661.9
0.675	130057	15	0.33	13	105978.1	110	9.1	963437.5	300	3.3	3211458.4
0.700	130057	15	0.33	13	106823.4	110	9.1	971121.5	300	3.3	3237071.6
0.725	130057	15	0.33	13	107631.9	110	9.1	978472.2	300	3.3	3261574.1
0.750	130057	15	0.33	13	108406.1	110	9.1	985509.7	300	3.3	3285032.5
0.775	130057	15	0.33	13	109147.7	110	9.1	992252.2	300	3.3	3307507.3
0.800	130057	15	0.33	13	109858.8	110	9.1	998716.3	300	3.3	3329054.4
0.825	130057	15	0.33	13	110540.9	110	9.1	1004917.5	300	3.3	3349725.0
0.850	130057	15	0.33	13	111195.7	110	9.1	1010869.9	300	3.3	3369566.4
0.875	130057	15	0.33	13	111824.5	110	9.1	1016586.7	300	3.3	3388622.3
0.900	130057	15	0.33	13	112428.8	110	9.1	1022080.0	300	3.3	3406933.4
0.925	130057	15	0.33	13	113009.7	110	9.1	1027361.2	300	3.3	3424537.3
0.950	130057	15	0.33	13	113568.5	110	9.1	1032440.7	300	3.3	3441469.0
0.975	130057	15	0.33	13	114106.1	110	9.1	1037328.4	300	3.3	3457761.2
1.000	130057	15	0.33	13	114623.7	110	9.1	1042033.3	300	3.3	3473444.4
1.500	130057	15	0.33	13	121872.9	110	9.1	1107935.2	300	3.3	3693117.4
2.000	130057	15	0.33	13	125592.2	110	9.1	1141747.0	300	3.3	3805823.5
2.500	130057	15	0.33	13	127587.9	110	9.1	1159889.9	300	3.3	3866299.8
2.903	130057	15	0.33	13	128517.7	110	9.1	1168342.7	300	3.3	3894475.8
3.000	130057	15	0.33	13	128104.5	110	9.1	1164586.6	300	3.3	3881955.2
3.500	130057	15	0.33	13	125724.5	110	9.1	1142949.9	300	3.3	3809832.9
4.000	130057	15	0.33	13	123076.2	110	9.1	1118874.2	300	3.3	3729580.7
4.500	130057	15	0.33	13	120278.9	110	9.1	1093444.3	300	3.3	3644814.4
5.000	130057	15	0.33	13	117398.5	110	9.1	1067258.6	300	3.3	3557528.8
5.500	130057	15	0.33	13	114471.5	110	9.1	1040650.0	300	3.3	3468833.4
6.000	130057	15	0.33	13	111518.5	110	9.1	1013804.3	300	3.3	3379347.8
6.500	130057	15	0.33	13	108550.8	110	9.1	986825.7	300	3.3	3289418.9
7.000	130057	15	0.33	13	105575.0	110	9.1	959772.4	300	3.3	3199241.2
7.500	130057	15	0.33	13	102594.5	110	9.1	932677.1	300	3.3	3108923.7

使用限界

PBLmin (貫通鉄筋なし)

	δ ps	Vpsud	α	β	d	Vps	最小間隔配置					
							ピッチ	個/m	Vps/m	ゲージ	個/m	Vps/m
	0.000	37239	171.4	0.33	35	0.0	95	10.5	0.0	300	3.3	0.0
	0.010	37239	171.4	0.33	35	13514.5	95	10.5	142258.4	300	3.3	474194.7
	0.020	37239	171.4	0.33	35	16890.5	95	10.5	177794.9	300	3.3	592649.8
使用限界	→ 0.032	37239	171.4	0.33	35	19513.9	95	10.5	205409.1	300	3.3	684697.2
	0.040	37239	171.4	0.33	35	20944.5	95	10.5	220468.1	300	3.3	734893.7
	0.050	37239	171.4	0.33	35	22385.0	95	10.5	235631.9	300	3.3	785439.5
	0.060	37239	171.4	0.33	35	23602.9	95	10.5	248451.4	300	3.3	828171.4
	0.070	37239	171.4	0.33	35	24656.0	95	10.5	259537.2	300	3.3	865124.0
	0.080	37239	171.4	0.33	35	25581.4	95	10.5	269278.4	300	3.3	897594.7
	0.090	37239	171.4	0.33	35	26404.4	95	10.5	277940.9	300	3.3	926469.6
	0.100	37239	171.4	0.33	35	27143.0	95	10.5	285715.4	300	3.3	952384.6
	0.125	37239	171.4	0.33	35	28701.7	95	10.5	302122.9	300	3.3	1007076.3
	0.150	37239	171.4	0.33	35	29952.0	95	10.5	315283.7	300	3.3	1050945.7
	0.175	37239	171.4	0.33	35	30977.1	95	10.5	326074.9	300	3.3	1086916.5
	0.200	37239	171.4	0.33	35	31830.7	95	10.5	335060.1	300	3.3	1116867.1
	0.225	37239	171.4	0.33	35	32549.5	95	10.5	342626.4	300	3.3	1142087.9
	0.250	37239	171.4	0.33	35	33160.0	95	10.5	349052.6	300	3.3	1163508.6
	0.275	37239	171.4	0.33	35	33682.0	95	10.5	354547.2	300	3.3	1181824.0
	0.300	37239	171.4	0.33	35	34130.7	95	10.5	359270.4	300	3.3	1197568.0
	0.325	37239	171.4	0.33	35	34518.1	95	10.5	363348.1	300	3.3	1211160.4
	0.350	37239	171.4	0.33	35	34853.7	95	10.5	366881.1	300	3.3	1222936.9
	0.375	37239	171.4	0.33	35	35145.4	95	10.5	369951.1	300	3.3	1233170.4
	0.400	37239	171.4	0.33	35	35399.4	95	10.5	372625.5	300	3.3	1242084.9
	0.425	37239	171.4	0.33	35	35621.2	95	10.5	374960.0	300	3.3	1249866.7
	0.450	37239	171.4	0.33	35	35815.1	95	10.5	377001.5	300	3.3	1256671.7
	0.475	37239	171.4	0.33	35	35985.0	95	10.5	378789.5	300	3.3	1262631.6
	0.500	37239	171.4	0.33	35	36134.0	95	10.5	380357.5	300	3.3	1267858.2
	0.525	37239	171.4	0.33	35	36264.7	95	10.5	381734.0	300	3.3	1272446.7
	0.550	37239	171.4	0.33	35	36379.7	95	10.5	382943.7	300	3.3	1276479.0
	0.575	37239	171.4	0.33	35	36480.7	95	10.5	384007.6	300	3.3	1280025.4
	0.600	37239	171.4	0.33	35	36569.7	95	10.5	384944.1	300	3.3	1283146.8
	0.613	37239	171.4	0.33	35	36610.1	95	10.5	385369.5	300	3.3	1284564.9

PBLmax（貫通鉄筋あり）

☐：太枠内は計算例で示したものである。

δ ps	Vpsud	α	β	ϕ	Vps	最大間隔配置					
						ピッチ	個/ｍ	Vps/m	ゲージ	個/ｍ	Vps/m
0.000	483032	10	0.33	22	0.0	130	7.7	0.0	300	3.3	0.0
0.010	483032	10	0.33	22	79953.9	130	7.7	615029.7	300	3.3	2050099.0
0.020	483032	10	0.33	22	100659.4	130	7.7	774302.7	300	3.3	2581009.1
0.030	483032	10	0.33	22	115139.1	130	7.7	885685.4	300	3.3	2952284.6
0.040	483032	10	0.33	22	126631.3	130	7.7	974086.6	300	3.3	3246955.5
0.050	483032	10	0.33	22	136306.4	130	7.7	1048511.1	300	3.3	3495037.0
0.060	483032	10	0.33	22	144738.0	130	7.7	1113369.1	300	3.3	3711230.2
0.070	483032	10	0.33	22	152254.7	130	7.7	1171190.0	300	3.3	3903966.6
0.081	483032	10	0.33	22	159401.2	130	7.7	1226163.1	300	3.3	4087210.4
0.090	483032	10	0.33	22	165309.6	130	7.7	1271612.6	300	3.3	4238708.5
0.100	483032	10	0.33	22	171089.8	130	7.7	1316075.1	300	3.3	4386916.9
0.125	483032	10	0.33	22	183955.1	130	7.7	1415039.2	300	3.3	4716797.4
0.150	483032	10	0.33	22	195115.4	130	7.7	1500887.9	300	3.3	5002959.8
0.175	483032	10	0.33	22	205019.3	130	7.7	1577071.8	300	3.3	5256906.0
0.200	483032	10	0.33	22	213951.1	130	7.7	1645778.1	300	3.3	5485926.9
0.225	483032	10	0.33	22	222103.9	130	7.7	1708491.5	300	3.3	5694971.6
0.250	483032	10	0.33	22	229615.4	130	7.7	1766272.0	300	3.3	5887573.4
0.275	483032	10	0.33	22	236587.8	130	7.7	1819906.1	300	3.3	6066353.6
0.290	483032	10	0.33	22	240545.8	130	7.7	1850352.4	300	3.3	6167841.4
0.325	483032	10	0.33	22	249211.6	130	7.7	1917012.1	300	3.3	6390040.3
0.350	483032	10	0.33	22	254973.4	130	7.7	1961334.1	300	3.3	6537780.2
0.375	483032	10	0.33	22	260425.0	130	7.7	2003269.4	300	3.3	6677564.8
0.400	483032	10	0.33	22	265599.5	130	7.7	2043073.0	300	3.3	6810243.2
0.425	483032	10	0.33	22	270524.6	130	7.7	2080958.2	300	3.3	6936527.3
0.450	483032	10	0.33	22	275223.8	130	7.7	2117106.0	300	3.3	7057019.9
0.475	483032	10	0.33	22	279717.3	130	7.7	2151671.2	300	3.3	7172237.2
0.500	483032	10	0.33	22	284022.4	130	7.7	2184787.4	300	3.3	7282624.8
0.525	483032	10	0.33	22	288154.2	130	7.7	2216571.1	300	3.3	7388570.4
0.550	483032	10	0.33	22	292126.1	130	7.7	2247124.1	300	3.3	7490413.8
0.575	483032	10	0.33	22	295949.7	130	7.7	2276536.4	300	3.3	7588454.7
0.600	483032	10	0.33	22	299635.4	130	7.7	2304887.7	300	3.3	7682959.1
0.625	483032	10	0.33	22	303192.4	130	7.7	2332249.2	300	3.3	7774164.0
0.650	483032	10	0.33	22	306629.0	130	7.7	2358684.6	300	3.3	7862282.0
0.675	483032	10	0.33	22	309952.7	130	7.7	2384251.4	300	3.3	7947504.5
0.700	483032	10	0.33	22	313170.2	130	7.7	2409001.3	300	3.3	8030004.4
0.725	483032	10	0.33	22	316287.6	130	7.7	2432981.6	300	3.3	8109938.6
0.750	483032	10	0.33	22	319310.5	130	7.7	2456235.0	300	3.3	8187450.0
0.775	483032	10	0.33	22	322244.1	130	7.7	2478800.7	300	3.3	8262669.1
0.800	483032	10	0.33	22	325092.9	130	7.7	2500714.7	300	3.3	8335715.7
0.825	483032	10	0.33	22	327861.3	130	7.7	2522009.9	300	3.3	8406699.8
0.850	483032	10	0.33	22	330553.2	130	7.7	2542716.8	300	3.3	8475722.5
0.875	483032	10	0.33	22	333172.2	130	7.7	2562863.3	300	3.3	8542877.6
0.900	483032	10	0.33	22	335721.8	130	7.7	2582475.5	300	3.3	8608251.8
0.925	483032	10	0.33	22	338205.1	130	7.7	2601577.7	300	3.3	8671925.6
0.950	483032	10	0.33	22	340625.0	130	7.7	2620192.1	300	3.3	8733973.7
0.975	483032	10	0.33	22	342984.2	130	7.7	2638339.8	300	3.3	8794466.0
1.000	483032	10	0.33	22	345285.2	130	7.7	2656040.3	300	3.3	8853467.6
1.500	483032	10	0.33	22	381921.2	130	7.7	2937855.1	300	3.3	9792850.3
2.000	483032	10	0.33	22	406749.7	130	7.7	3128844.0	300	3.3	10429479.9
2.500	483032	10	0.33	22	424556.9	130	7.7	3265822.0	300	3.3	10886073.4
3.000	483032	10	0.33	22	437743.3	130	7.7	3367256.5	300	3.3	11224188.4
3.500	483032	10	0.33	22	447707.3	130	7.7	3443902.0	300	3.3	11479673.2
4.000	483032	10	0.33	22	455339.3	130	7.7	3502610.2	300	3.3	11675367.4
4.500	483032	10	0.33	22	461241.6	130	7.7	3548012.6	300	3.3	11826708.8
5.000	483032	10	0.33	22	465838.2	130	7.7	3583370.5	300	3.3	11944568.3
5.500	483032	10	0.33	22	469436.3	130	7.7	3611048.8	300	3.3	12036829.3
6.000	483032	10	0.33	22	472264.0	130	7.7	3632800.3	300	3.3	12109334.5
6.500	483032	10	0.33	22	474492.9	130	7.7	3649945.3	300	3.3	12166484.2
7.000	483032	10	0.33	22	476253.7	130	7.7	3663490.3	300	3.3	12211634.3
7.370	483032	10	0.33	22	477315.6	130	7.7	3671658.8	300	3.3	12238862.7
7.500	483032	10	0.33	22	476511.3	130	7.7	3665471.7	300	3.3	12218239.1
8.000	483032	10	0.33	22	473246.5	130	7.7	3640357.5	300	3.3	12134525.1
8.500	483032	10	0.33	22	469753.5	130	7.7	3613488.1	300	3.3	12044960.4
9.000	483032	10	0.33	22	466080.0	130	7.7	3585230.7	300	3.3	11950769.1
9.500	483032	10	0.33	22	462263.6	130	7.7	3555874.0	300	3.3	11852913.3
10.000	483032	10	0.33	22	458333.9	130	7.7	3525645.5	300	3.3	11752151.7
10.500	483032	10	0.33	22	454314.3	130	7.7	3494725.1	300	3.3	11649083.7
11.000	483032	10	0.33	22	450223.2	130	7.7	3463255.0	300	3.3	11544183.4
11.500	483032	10	0.33	22	446075.2	130	7.7	3431348.0	300	3.3	11437826.8
12.000	483032	10	0.33	22	441882.2	130	7.7	3399093.7	300	3.3	11330312.2
12.500	483032	10	0.33	22	437653.2	130	7.7	3366562.9	300	3.3	11221876.3
13.000	483032	10	0.33	22	433395.6	130	7.7	3333812.2	300	3.3	11112707.2
13.500	483032	10	0.33	22	429115.2	130	7.7	3300886.4	300	3.3	11002954.7
14.000	483032	10	0.33	22	424816.8	130	7.7	3267821.3	300	3.3	10892737.6
14.500	483032	10	0.33	22	420503.9	130	7.7	3234645.2	300	3.3	10782150.6
15.000	483032	10	0.33	22	416179.5	130	7.7	3201380.7	300	3.3	10671269.0
15.500	483032	10	0.33	22	411846.0	130	7.7	3168045.9	300	3.3	10560152.9
16.000	483032	10	0.33	22	407505.1	130	7.7	3134655.0	300	3.3	10448849.9
16.500	483032	10	0.33	22	403158.5	130	7.7	3101219.4	300	3.3	10337398.1
17.000	483032	10	0.33	22	398807.3	130	7.7	3067748.3	300	3.3	10225827.8
17.500	483032	10	0.33	22	394452.4	130	7.7	3034248.9	300	3.3	10114163.0

PBLmax (貫通鉄筋なし)

☐ : 太枠内は計算例で示したものである。

使用限界

δ ps	Vpsud	α	β	d	Vps	最小間隔配置					
						ピッチ	個/ｍ	Vps/ｍ	ゲージ	個/ｍ	Vps/ｍ
0.000	144266	133.3	0.33	60	0.0	100	10.0	0.0	300	3.3	0.0
0.005	144266	133.3	0.33	60	32132.7	100	10.0	321326.8	300	3.3	1071089.3
0.010	144266	133.3	0.33	60	40409.9	100	10.0	404099.4	300	3.3	1346998.1
0.015	144266	133.3	0.33	60	46172.7	100	10.0	461726.5	300	3.3	1539088.3
0.020	144266	133.3	0.33	60	50726.2	100	10.0	507261.6	300	3.3	1690872.1
0.025	144266	133.3	0.33	60	54542.8	100	10.0	545428.5	300	3.3	1818094.9
0.030	144266	133.3	0.33	60	57854.3	100	10.0	578542.8	300	3.3	1928476.0
0.035	144266	133.3	0.33	60	60793.4	100	10.0	607934.1	300	3.3	2026447.1
0.040	144266	133.3	0.33	60	63444.5	100	10.0	634445.2	300	3.3	2114817.2
0.045	144266	133.3	0.33	60	65864.8	100	10.0	658647.9	300	3.3	2195493.1
0.050	144266	133.3	0.33	60	68095.1	100	10.0	680950.8	300	3.3	2269836.0
0.055	144266	133.3	0.33	60	70165.7	100	10.0	701656.7	300	3.3	2338855.7
0.060	144266	133.3	0.33	60	72099.7	100	10.0	720997.5	300	3.3	2403324.9
0.065	144266	133.3	0.33	60	73915.5	100	10.0	739154.9	300	3.3	2463849.7
0.070	144266	133.3	0.33	60	75627.5	100	10.0	756274.7	300	3.3	2520915.5
0.075	144266	133.3	0.33	60	77247.5	100	10.0	772475.3	300	3.3	2574917.8
0.081	144266	133.3	0.33	60	78940.5	100	10.0	789404.9	300	3.3	2631349.8
0.085	144266	133.3	0.33	60	80249.6	100	10.0	802496.2	300	3.3	2674987.3
0.090	144266	133.3	0.33	60	81646.8	100	10.0	816468.3	300	3.3	2721560.9
0.095	144266	133.3	0.33	60	82983.1	100	10.0	829830.9	300	3.3	2766103.2
0.100	144266	133.3	0.33	60	84263.6	100	10.0	842635.7	300	3.3	2808785.7
0.120	144266	133.3	0.33	60	88909.4	100	10.0	889093.7	300	3.3	2963645.8
0.150	144266	133.3	0.33	60	94769.0	100	10.0	947690.0	300	3.3	3158966.7
0.175	144266	133.3	0.33	60	98901.3	100	10.0	989013.3	300	3.3	3296711.1
0.200	144266	133.3	0.33	60	102515.6	100	10.0	1025156.1	300	3.3	3417186.9
0.225	144266	133.3	0.33	60	105714.6	100	10.0	1057145.8	300	3.3	3523819.4
0.250	144266	133.3	0.33	60	108572.1	100	10.0	1085721.0	300	3.3	3619070.0
0.275	144266	133.3	0.33	60	111143.3	100	10.0	1111433.0	300	3.3	3704776.8
0.300	144266	133.3	0.33	60	113470.6	100	10.0	1134706.5	300	3.3	3782355.0
0.325	144266	133.3	0.33	60	115587.6	100	10.0	1155876.4	300	3.3	3852921.2
0.350	144266	133.3	0.33	60	117521.2	100	10.0	1175212.4	300	3.3	3917374.7
0.375	144266	133.3	0.33	60	119293.6	100	10.0	1192935.6	300	3.3	3976451.9
0.400	144266	133.3	0.33	60	120923.0	100	10.0	1209229.6	300	3.3	4030765.3
0.425	144266	133.3	0.33	60	122424.9	100	10.0	1224249.0	300	3.3	4080829.9
0.450	144266	133.3	0.33	60	123812.5	100	10.0	1238125.2	300	3.3	4127084.1
0.475	144266	133.3	0.33	60	125097.1	100	10.0	1250971.3	300	3.3	4169904.3
0.500	144266	133.3	0.33	60	126288.5	100	10.0	1262885.0	300	3.3	4209616.6
0.525	144266	133.3	0.33	60	127395.2	100	10.0	1273951.6	300	3.3	4246505.3
0.550	144266	133.3	0.33	60	128424.6	100	10.0	1284246.1	300	3.3	4280820.3
0.575	144266	133.3	0.33	60	129383.5	100	10.0	1293834.6	300	3.3	4312782.1
0.600	144266	133.3	0.33	60	130277.6	100	10.0	1302776.0	300	3.3	4342586.7
0.625	144266	133.3	0.33	60	131112.3	100	10.0	1311122.7	300	3.3	4370409.0
0.650	144266	133.3	0.33	60	131892.2	100	10.0	1318921.7	300	3.3	4396405.6
0.675	144266	133.3	0.33	60	132621.5	100	10.0	1326215.3	300	3.3	4420717.5
0.700	144266	133.3	0.33	60	133304.2	100	10.0	1333041.6	300	3.3	4443472.0
0.725	144266	133.3	0.33	60	133943.5	100	10.0	1339435.3	300	3.3	4464784.5
0.750	144266	133.3	0.33	60	134542.8	100	10.0	1345427.9	300	3.3	4484759.6
0.775	144266	133.3	0.33	60	135104.8	100	10.0	1351047.8	300	3.3	4503492.8
0.800	144266	133.3	0.33	60	135632.1	100	10.0	1356321.4	300	3.3	4521071.4
0.825	144266	133.3	0.33	60	136127.3	100	10.0	1361272.5	300	3.3	4537575.1
0.850	144266	133.3	0.33	60	136592.3	100	10.0	1365923.2	300	3.3	4553077.3
0.875	144266	133.3	0.33	60	137029.4	100	10.0	1370293.5	300	3.3	4567645.1
0.900	144266	133.3	0.33	60	137440.2	100	10.0	1374402.2	300	3.3	4581340.7
0.925	144266	133.3	0.33	60	137826.6	100	10.0	1378266.4	300	3.3	4594221.2
0.950	144266	133.3	0.33	60	138190.2	100	10.0	1381901.9	300	3.3	4606339.6
0.975	144266	133.3	0.33	60	138532.3	100	10.0	1385323.4	300	3.3	4617744.6
1.000	144266	133.3	0.33	60	138854.5	100	10.0	1388544.5	300	3.3	4628481.8
1.025	144266	133.3	0.33	60	139157.8	100	10.0	1391577.9	300	3.3	4638593.0
1.050	144266	133.3	0.33	60	139443.5	100	10.0	1394435.2	300	3.3	4648117.4
1.075	144266	133.3	0.33	60	139712.7	100	10.0	1397127.4	300	3.3	4657091.3
1.100	144266	133.3	0.33	60	139966.5	100	10.0	1399664.6	300	3.3	4665548.6
1.125	144266	133.3	0.33	60	140205.6	100	10.0	1402056.2	300	3.3	4673520.7
1.150	144266	133.3	0.33	60	140431.1	100	10.0	1404311.1	300	3.3	4681037.0
1.175	144266	133.3	0.33	60	140643.7	100	10.0	1406437.5	300	3.3	4688125.0
1.200	144266	133.3	0.33	60	140844.3	100	10.0	1408443.1	300	3.3	4694810.3
1.225	144266	133.3	0.33	60	141033.5	100	10.0	1410335.0	300	3.3	4701116.8
1.250	144266	133.3	0.33	60	141212.0	100	10.0	1412120.1	300	3.3	4707067.0
1.275	144266	133.3	0.33	60	141380.5	100	10.0	1413804.5	300	3.3	4712681.8
1.300	144266	133.3	0.33	60	141539.4	100	10.0	1415394.3	300	3.3	4717980.9
1.325	144266	133.3	0.33	60	141689.5	100	10.0	1416894.8	300	3.3	4722982.7
1.350	144266	133.3	0.33	60	141831.1	100	10.0	1418311.3	300	3.3	4727704.5
1.100	144266	133.3	0.33	60	139966.5	100	10.0	1399664.6	300	3.3	4665548.6
1.200	144266	133.3	0.33	60	140844.3	100	10.0	1408443.1	300	3.3	4694810.3
1.300	144266	133.3	0.33	60	141539.4	100	10.0	1415394.3	300	3.3	4717980.9
1.350	144266	133.3	0.33	60	141831.1	100	10.0	1418311.3	300	3.3	4727704.5

(3) ブロックジベル

ブロックジベルの設計せん断耐力 V_{bsud} は、次式により算出する。

$$(a) \quad V_{bsud} = (f'_{ad} \cdot A_{ab} + \mu \cdot f_{ryd} \cdot A_r) / \gamma_b$$

$$(b) \quad V_{bsud} = (f'_{ab} \cdot A_{ab} + f'_{cd} \cdot \phi \cdot B) / \gamma_b$$

以上、2式の小さい値を用いる。

V_{bsud} : ブロックジベルの設計せん断耐力

f'_{ad} : 馬蹄形の鋼板前面の設計支圧強度

$$f'_{ab} = \eta_b \cdot f'_{cd} \quad (\text{N/mm}^2)$$

ここに、

$$\eta_b = \sqrt{A_e / A_{ab}} \leq 4.5$$

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

A_{ab} : 馬蹄形の鋼板の支圧面積 = $B \cdot h$ (mm²)

A_r : 斜めに取り付けた輪形筋の断面積の2倍
 $= \pi \cdot \phi^2 / 2$ (mm²)

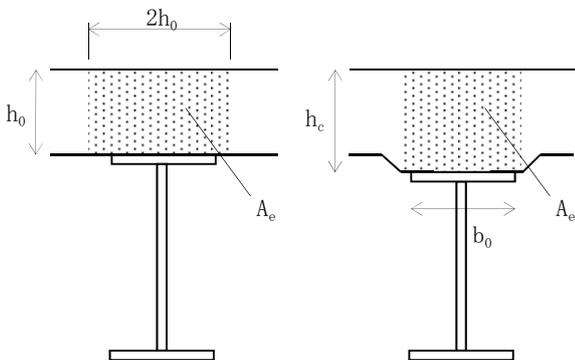
A_e : ハンチのないコンクリート床版の場合
 $= \pi \cdot \phi^2 / 2$ (mm²)
 ハンチのあるコンクリート床版の場合
 $= b_0 \cdot h_c$ (mm²)

ここに

h_0 : コンクリート床版厚 (mm)

b_0 : コンクリート床版と鋼桁の接触部におけるコンクリート床版のハンチ下端の幅 (mm)

h_c : 鋼桁の上フランジ上面からコンクリート床版上面までの距離 (mm)



(a)ハンチのないコンクリート床版の場合 (b)ハンチのあるコンクリート床版の場合

図 3-2-11 A_e の範囲

ϕ : 斜めに取り付けた輪形筋の直径 (mm)

B : 馬蹄形の鋼板の幅 (mm)

h : 馬蹄形の鋼板の高さ (mm)

γ_b : 部材係数。ブロックジベルせん断耐力を小さく設定した方が構造物の性能を危険側に評価する場合には 1.0, 逆の場合には 1.3 とする。

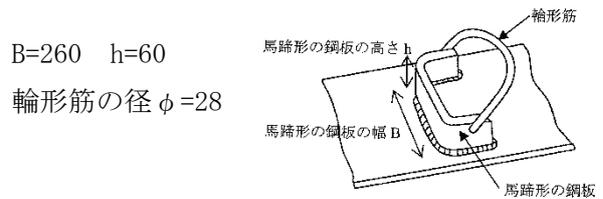


図 3-2-12 ブロックジベル形状

$B=260 \quad h=60$

輪形筋の径 $\phi=28$

馬蹄形鋼板前面の設計支圧強度 f'_{ab}

$$f'_{ab} = 4.5 \cdot 36 = 162 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\eta_b = \sqrt{315844 / 15600} = 4.5 \leq 4.5$$

馬蹄形鋼板前面の面積 A_{ab}

$$A_{ab} = B \cdot h = 260 \cdot 60 = 15600 \quad (\text{mm}^2)$$

馬蹄形ジベルの耐力式は、コンクリート床版と鋼桁の接合にのみ使用されるものとしているが、今回の比較では、合成桁に限らない鋼コンクリート複合構造物としての比較を目的としていることから、ハンチのないコンクリート床版を用いるものとした。したがって、 A_e は、

$$h_c = 281 \quad (\text{mm}) \text{ として}$$

$$A_e = 2h_0^2 = (2 \cdot 281)^2 = 315844 \quad (\text{mm}^2)$$

$$f'_{cd}=36 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} A_r &= (\pi \cdot \phi^2) / 2 \\ &= (\pi \cdot 784) / 2 \\ &= 1231.5 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

輪形筋の破壊と馬蹄形の鋼板前面のコンクリートの支圧破壊が同時に生じないことを考慮した係数 $\mu = 1$

部材係数 $\gamma_b = 1.3$

輪形筋の設計引張降伏強度 $f_{ryd} = 235 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

終局ずれ変位 δ_{bsu} は

$$\begin{aligned} \delta_{bsu} &= h / 12 \\ &= 60 / 12 \\ &= 5 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計せん断耐力 V_{bsud} を算出する。

$$\begin{aligned} \text{(a) } V_{bsud} &= (f'_{ad} \cdot A_{ab} + \mu \cdot f_{ryd} \cdot A_r) / \gamma_b \\ &= (162 \cdot 15600 + 1 \cdot 235 \cdot 1231.5) / 1.3 \\ &= 2166617 \text{ (N)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{(b) } V_{bsud} &= (f'_{ad} \cdot A_{ab} + f'_{cd} \cdot \phi \cdot B) / \gamma_b \\ &= (162 \cdot 15600 + 36 \cdot 28 \cdot 260) / 1.3 \\ &= 2145600 \text{ (N)} \end{aligned}$$

以上、2式の小さい方を用いることから、

$$V_{bsud} = 2145600 \text{ (N)}$$

5MNあたりの必要個数は

$$5000000 / 2145600 = 2.3 \text{ (個)}$$

使用限界時せん断力 V_{bs} は

$$\begin{aligned} V_{bs} &= V_{bsud} (2/5) \\ &= 2145600 \cdot (2/5) \\ &= 858240 \text{ (N)} \end{aligned}$$

例えば、ずれ変位が 1mm の時のブロックジベル 1 孔あたりのせん断力は次式により算出する。

$$\begin{aligned} V_{bs} &= V_{bsud} (1 - e^{-\alpha \delta_{bs}/B})^\beta \\ \alpha \cdot \beta &: \text{係数} \\ \alpha &= 60 \quad \beta = 0.8 \end{aligned}$$

よって

$$\begin{aligned} V_{bs} &= 2145600 (1 - e^{-60 \cdot 1/260})^{0.8} \\ &= 606419.2 \text{ (N)} \end{aligned}$$

ブロックジベル min

δ bs	Vbsud	α	β	B	Vbs	最大間隔配置					
						ピッチ	個/m	Vbs/m	ゲージ	個/m	Vbs/m ²
0.000	1194229	60	0.8	180	0.0	500	2	0.0	500	2	0.0
0.100	1194229	60	0.8	180	77556.2	500	2	155112.4	500	2	310224.8
0.200	1194229	60	0.8	180	133259.4	500	2	266518.8	500	2	533037.6
0.300	1194229	60	0.8	180	181911.7	500	2	363823.4	500	2	727646.8
0.400	1194229	60	0.8	180	226013.1	500	2	452026.2	500	2	904052.4
0.500	1194229	60	0.8	180	266695.6	500	2	533391.2	500	2	1066782.4
0.600	1194229	60	0.8	180	304612.0	500	2	609224.0	500	2	1218448.0
0.700	1194229	60	0.8	180	340191.0	500	2	680382.0	500	2	1360764.0
0.800	1194229	60	0.8	180	373737.6	500	2	747475.2	500	2	1494950.4
0.900	1194229	60	0.8	180	405481.8	500	2	810963.6	500	2	1621927.2
0.100	1194229	60	0.8	180	77556.2	500	2	155112.4	500	2	310224.8
0.125	1194229	60	0.8	180	92407.2	500	2	184814.4	500	2	369628.8
0.150	1194229	60	0.8	180	106564.9	500	2	213129.8	500	2	426259.6
0.175	1194229	60	0.8	180	120153.6	500	2	240307.2	500	2	480614.4
0.200	1194229	60	0.8	180	133259.4	500	2	266518.8	500	2	533037.6
0.225	1194229	60	0.8	180	145945.0	500	2	291890.0	500	2	583780.0
0.250	1194229	60	0.8	180	158258.4	500	2	316516.8	500	2	633033.6
0.275	1194229	60	0.8	180	170237.2	500	2	340474.4	500	2	680948.8
0.300	1194229	60	0.8	180	181911.7	500	2	363823.4	500	2	727646.8
0.325	1194229	60	0.8	180	193307.1	500	2	386614.2	500	2	773228.4
0.350	1194229	60	0.8	180	204444.4	500	2	408888.8	500	2	817777.6
0.375	1194229	60	0.8	180	215341.2	500	2	430682.4	500	2	861364.8
0.400	1194229	60	0.8	180	226013.1	500	2	452026.2	500	2	904052.4
0.425	1194229	60	0.8	180	236473.4	500	2	472946.8	500	2	945893.6
0.450	1194229	60	0.8	180	246733.9	500	2	493467.8	500	2	986935.6
0.475	1194229	60	0.8	180	256804.8	500	2	513609.6	500	2	1027219.2
0.500	1194229	60	0.8	180	266695.6	500	2	533391.2	500	2	1066782.4
0.525	1194229	60	0.8	180	276414.5	500	2	552829.0	500	2	1105658.0
0.550	1194229	60	0.8	180	285969.1	500	2	571938.2	500	2	1143876.4
0.575	1194229	60	0.8	180	295366.2	500	2	590732.4	500	2	1181464.8
0.600	1194229	60	0.8	180	304612.0	500	2	609224.0	500	2	1218448.0
0.625	1194229	60	0.8	180	313712.4	500	2	627424.8	500	2	1254849.6
0.650	1194229	60	0.8	180	322672.5	500	2	645345.0	500	2	1290690.0
0.675	1194229	60	0.8	180	331497.2	500	2	662994.4	500	2	1325988.8
0.700	1194229	60	0.8	180	340191.0	500	2	680382.0	500	2	1360764.0
0.725	1194229	60	0.8	180	348758.2	500	2	697516.4	500	2	1395032.8
0.750	1194229	60	0.8	180	357202.6	500	2	714405.2	500	2	1428810.4
0.775	1194229	60	0.8	180	365527.9	500	2	731055.8	500	2	1462111.6
0.800	1194229	60	0.8	180	373737.6	500	2	747475.2	500	2	1494950.4
0.825	1194229	60	0.8	180	381834.9	500	2	763669.8	500	2	1527339.6
0.850	1194229	60	0.8	180	389822.8	500	2	779645.6	500	2	1559291.2
0.875	1194229	60	0.8	180	397704.2	500	2	795408.4	500	2	1590816.8
0.900	1194229	60	0.8	180	405481.8	500	2	810963.6	500	2	1621927.2
0.925	1194229	60	0.8	180	413158.2	500	2	826316.4	500	2	1652632.8
0.950	1194229	60	0.8	180	420735.8	500	2	841471.6	500	2	1682943.2
0.975	1194229	60	0.8	180	428217.0	500	2	856434.0	500	2	1712868.0
1.000	1194229	60	0.8	180	435604.0	500	2	871208.0	500	2	1742416.0
→ 1.149	1194229	60	0.8	180	477692.0	500	2	955384.0	500	2	1910768.0
1.500	1194229	60	0.8	180	566260.8	500	2	1132521.6	500	2	2265043.2
2.000	1194229	60	0.8	180	671140.1	500	2	1342280.2	500	2	2684560.4
2.500	1194229	60	0.8	180	756786.7	500	2	1513573.4	500	2	3027146.8
3.000	1194229	60	0.8	180	827423.2	500	2	1654846.4	500	2	3309692.8
3.500	1194229	60	0.8	180	886053.1	500	2	1772106.2	500	2	3544212.4
4.000	1194229	60	0.8	180	934932.2	500	2	1869864.4	500	2	3739728.8
4.200	1194229	60	0.8	180	952159.4	500	2	1904318.8	500	2	3808637.6

使用限界

ブロックジベル max

☐ : 太枠内は計算例で示したものである。

δ bs	Vbsud	α	β	B	Vbs	最小間隔配置					
						ピッチ	個/m	Vbs/m	ゲージ	個/m	Vbs/m ²
0.000	2145600	60	0.8	260	0.0	500	2	0.0	500	2	0.0
0.010	2145600	60	0.8	260	16660.6	500	2	33321.2	500	2	66642.4
0.020	2145600	60	0.8	260	28981.0	500	2	57962.0	500	2	115924.0
0.030	2145600	60	0.8	260	40048.5	500	2	80097.0	500	2	160194.0
0.040	2145600	60	0.8	260	50365.9	500	2	100731.8	500	2	201463.6
0.050	2145600	60	0.8	260	60154.0	500	2	120308.0	500	2	240616.0
0.060	2145600	60	0.8	260	69536.0	500	2	139072.0	500	2	278144.0
0.070	2145600	60	0.8	260	78590.0	500	2	157180.0	500	2	314360.0
0.080	2145600	60	0.8	260	87369.7	500	2	174739.4	500	2	349478.8
0.090	2145600	60	0.8	260	95914.3	500	2	191828.6	500	2	383657.2
0.100	2145600	60	0.8	260	104253.3	500	2	208506.6	500	2	417013.2
0.125	2145600	60	0.8	260	124342.6	500	2	248685.2	500	2	497370.4
0.150	2145600	60	0.8	260	143538.4	500	2	287076.8	500	2	574153.6
0.175	2145600	60	0.8	260	162005.4	500	2	324010.8	500	2	648021.6
0.200	2145600	60	0.8	260	179857.3	500	2	359714.6	500	2	719429.2
0.225	2145600	60	0.8	260	197177.0	500	2	394354.0	500	2	788708.0
0.250	2145600	60	0.8	260	214027.3	500	2	428054.6	500	2	856109.2
0.275	2145600	60	0.8	260	230457.7	500	2	460915.4	500	2	921830.8
0.300	2145600	60	0.8	260	246507.9	500	2	493015.8	500	2	986031.6
0.325	2145600	60	0.8	260	262210.7	500	2	524421.4	500	2	1048842.8
0.350	2145600	60	0.8	260	277593.2	500	2	555186.4	500	2	1110372.8
0.375	2145600	60	0.8	260	292678.8	500	2	585357.6	500	2	1170715.2
0.400	2145600	60	0.8	260	307487.1	500	2	614974.2	500	2	1229948.4
0.425	2145600	60	0.8	260	322035.5	500	2	644071.0	500	2	1288142.0
0.450	2145600	60	0.8	260	336339.0	500	2	672678.0	500	2	1345356.0
0.475	2145600	60	0.8	260	350411.0	500	2	700822.0	500	2	1401644.0
0.500	2145600	60	0.8	260	364263.3	500	2	728526.6	500	2	1457053.2
0.525	2145600	60	0.8	260	377906.5	500	2	755813.0	500	2	1511626.0
0.550	2145600	60	0.8	260	391350.2	500	2	782700.4	500	2	1565400.8
0.575	2145600	60	0.8	260	404603.1	500	2	809206.2	500	2	1618412.4
0.600	2145600	60	0.8	260	417672.9	500	2	835345.8	500	2	1670691.6
0.625	2145600	60	0.8	260	430567.0	500	2	861134.0	500	2	1722268.0
0.650	2145600	60	0.8	260	443291.9	500	2	886583.8	500	2	1773167.6
0.675	2145600	60	0.8	260	455853.6	500	2	911707.2	500	2	1823414.4
0.700	2145600	60	0.8	260	468257.9	500	2	936515.8	500	2	1873031.6
0.725	2145600	60	0.8	260	480509.8	500	2	961019.6	500	2	1922039.2
0.750	2145600	60	0.8	260	492614.4	500	2	985228.8	500	2	1970457.6
0.775	2145600	60	0.8	260	504576.0	500	2	1009152.0	500	2	2018304.0
0.800	2145600	60	0.8	260	516399.0	500	2	1032798.0	500	2	2065596.0
0.825	2145600	60	0.8	260	528087.2	500	2	1056174.4	500	2	2112348.8
0.850	2145600	60	0.8	260	539644.3	500	2	1079288.6	500	2	2158577.2
0.875	2145600	60	0.8	260	551074.0	500	2	1102148.0	500	2	2204296.0
0.900	2145600	60	0.8	260	562379.5	500	2	1124759.0	500	2	2249518.0
0.925	2145600	60	0.8	260	573563.9	500	2	1147127.8	500	2	2294255.6
0.950	2145600	60	0.8	260	584630.1	500	2	1169260.2	500	2	2338520.4
0.975	2145600	60	0.8	260	595581.0	500	2	1191162.0	500	2	2382324.0
1.000	2145600	60	0.8	260	606419.2	500	2	1212838.4	500	2	2425676.8
1.500	2145600	60	0.8	260	802719.6	500	2	1605439.2	500	2	3210878.4
1.659	2145600	60	0.8	260	858239.7	500	2	1716479.4	500	2	3432958.8
2.000	2145600	60	0.8	260	967867.5	500	2	1935735.0	500	2	3871470.0
2.500	2145600	60	0.8	260	1109242.1	500	2	2218484.2	500	2	4436968.4
3.000	2145600	60	0.8	260	1231495.6	500	2	2462991.2	500	2	4925982.4
3.500	2145600	60	0.8	260	1337913.9	500	2	2675827.8	500	2	5351655.6
4.000	2145600	60	0.8	260	1430977.4	500	2	2861954.8	500	2	5723909.6
4.200	2145600	60	0.8	260	1464914.6	500	2	2929829.2	500	2	5859658.4
4.500	2145600	60	0.8	260	1512639.3	500	2	3025278.6	500	2	6050557.2
5.000	2145600	60	0.8	260	1584482.6	500	2	3168965.2	500	2	6337930.4

使用限界



2-3-4. 比較検討結果

(1) ずれ止め1個あたりのV- δ 関係

図 3-2-13にずれ止め1個あたりのV- δ 関係（比較項目①）を示す。上段が終局ずれ変位まで表示したもので、下段がずれ変位範囲を小さくし使用限界範囲で表示したものである。

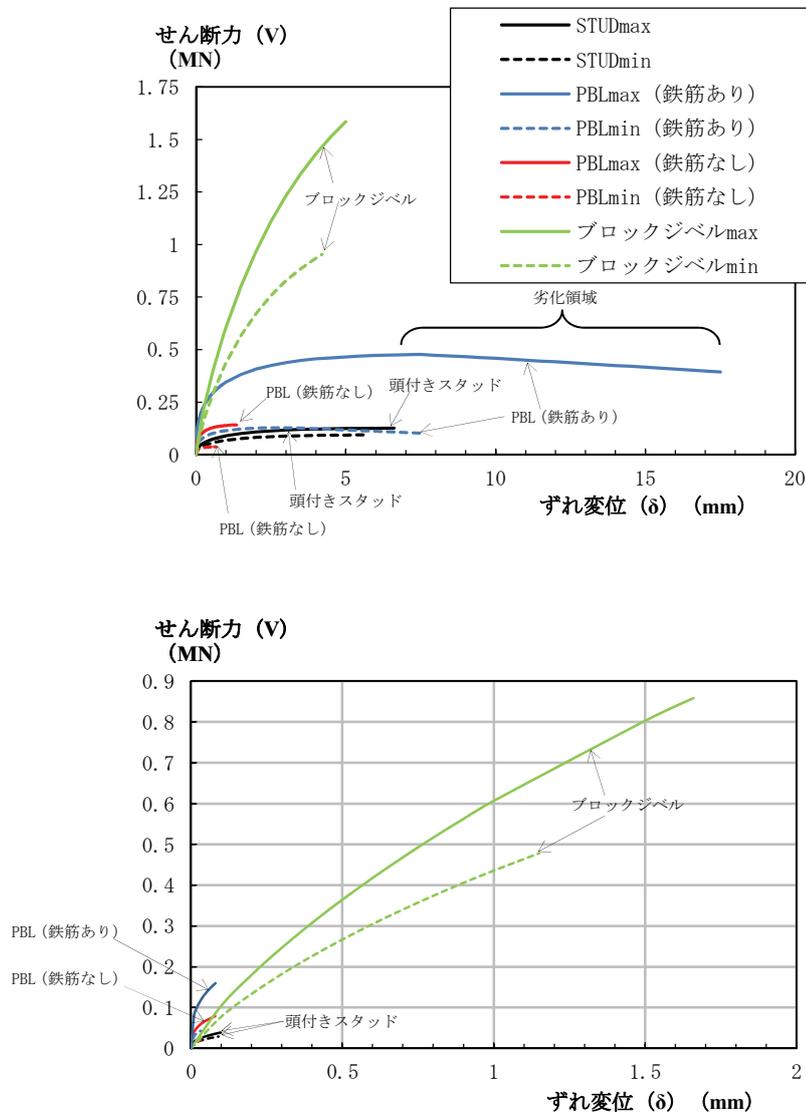


図 3-2-13 V- δ 関係 (1 個あたり)

1) ずれ止め毎のせん断耐力

せん断耐力（最大せん断力）の各種ずれ止めの最小形状（max）に対する最大形状（min）の比（最小／最大）は、頭付きスタッド（STUD）が74%，貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベル（PBL鉄筋あり）が26%，貫通鉄筋を有さない孔あき鋼板ジベル（PBL鉄筋なし）が27%，ブロックジベルが60%となった。

このことから、ずれ止め毎の最大形状と最小形状に対するせん断耐力は、貫通鉄筋の有無に関わらず孔あき鋼板ジベルが最も差が大きく、逆に頭付きスタッドは差が小さいことがわかった。

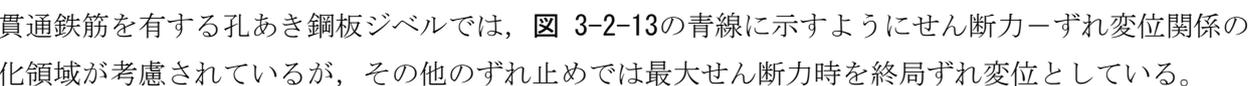
2) せん断耐力の全ずれ止めでの比較

せん断耐力を全ずれ止めと比較する。ブロックジベル最大形状が最も大きくこれを100%とすると、ブロックジベル最小形状が60%、貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベル最大形状が30%、貫通鉄筋を有さない孔あき鋼板ジベル最大形状が9%、頭付きスタッド最大形状、貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベル最小形状が8%、頭付きスタッド最小形状が6%、貫通鉄筋を有さない孔あき鋼板ジベル最小形状が2%となっており、1個あたりでみたせん断耐力はブロックジベルが非常に大きいことがわかった。

3) ずれ止め毎の終局ずれ変位

各種ずれ止めの終局ずれ変位について最大形状に対する最小形状の比を比較すると、頭付きスタッドが86%、貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベルが43%、貫通鉄筋を有さない孔あき鋼板ジベルが45%、ブロックジベルが84%とそれぞれ小さくなる結果となり、貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベルで最も差が大きいことがわかった。

頭付きスタッドやブロックジベルの差が80%台であるのに対し、孔あき鋼板ジベルは貫通鉄筋の有無に限らず40%台となり、形状により終局ずれ変位に違いがあった。

貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベルでは、 3-2-13の青線に示すようにせん断力-ずれ変位関係の劣化領域が考慮されているが、その他のずれ止めでは最大せん断力時を終局ずれ変位としている。

4) 終局ずれ変位の全ずれ止めでの比較

終局ずれ変位を全ずれ止めと比較する。貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベルが最も大きくこれを100%とすると、頭付きスタッドが38%、ブロックジベルが29%、貫通鉄筋を有さない孔あき鋼板ジベルが8%となっている。

貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベルは他のずれ止めと比較して、非常に大きな終局ずれ変位を有しており、貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベルの最小形状についても、頭付きスタッド最大形状を12%上回る結果で、貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベルの終局ずれ変位は他のずれ止めと比べ大きいことがわかった。

孔あき鋼板ジベル同士について貫通鉄筋の有無で比較すると、貫通鉄筋を有する方が非常に大きく、これは、鉄筋がコンクリートのひび割れによる早期の耐力劣化を防いでいることによると思われる。

ブロックジベルは最大せん断力到達後の劣化領域を考慮していないため、他のずれ止めと比較して最大せん断力到達後ずれ変位の伸びは見られない。

5) 使用限界における比較

使用限界の範囲の設定については2-3-2で述べた通りである。

使用限界時のせん断力は、ブロックジベル最大形状を100%とすると貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベル最大形状は19%となり、せん断耐力における比較で得られた25%より低く、なおブロックジベルが優位になっている。

その他、ブロックジベル最小形状が56%、貫通鉄筋を有さない孔あき鋼板ジベル最大形状が9%、同最小形状が5%、頭付きスタッド最大形状が4%、同最小形状が3%となっており、ブロックジベルは最大・最小形状とも使用限界時においても非常に大きなせん断力を有していることがわかった。また、頭付きスタッドの最大・最小形状では、他のずれ止めのような大きな差は見られなかった。

(2) 一定の大きさの荷重に対して必要なずれ止め個数

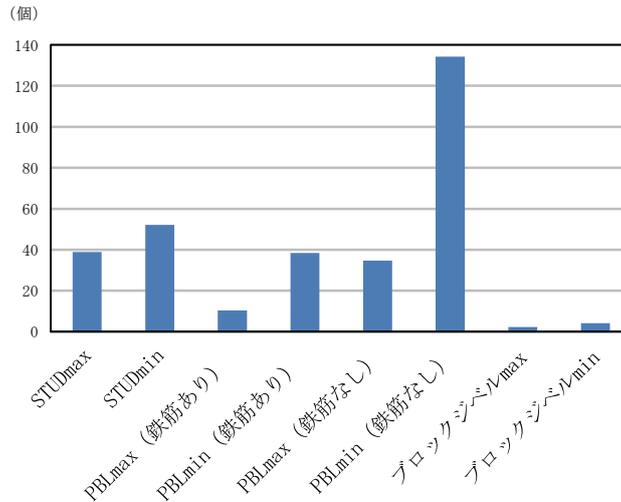


図 3-2-14 5MN あたりに必要なずれ止め個数

図 3-2-14に荷重5MNあたりに必要なずれ止め個数(比較項目②)を示す。孔あき鋼板ジベルの個数は、孔数を示し、リブ高さ、厚さ、孔間隔は変化させないものとした。個数の算定は、荷重5MNを設計せん断耐力で除することにより求めた。

貫通鉄筋を有さない孔あき鋼板ジベル最小形状が最も必要個数が多い。これに対して、貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベル最小形状が29%に低減する。孔あき鋼板ジベルの最大形状についても貫通鉄筋を有するものが有さないものに対してが30%に低減され7割近く個数を低減できる。貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベルでは、最小形状に対して最大形状の個数が27%に低減、同様に貫通鉄筋を有さないものでは26%に低減していた。

頭付きスタッドについては、最小形状に対して最大形状が75%に低減していた。孔あき鋼板ジベルに比べて形状による個数の変化が少ないことがわかる。ブロックジベルについては最大形状が2.3個と、最も個数の多い貫通鉄筋を有さない孔あき鋼板ジベルに対して2%に低減されていた。これは、孔あき鋼板ジベルや頭付きスタッドよりも荷重が作用する方向に対して一定の支圧面積を有していることにより設計せん断耐力が大きくなっていることによるものである。

(3) 作用力方向に1mに配置した1列あたりのV-δ関係

図 3-2-15にずれ止めを1列に1m区間配置した場合のV-δ関係(比較項目③)を示す。頭付きスタッドについては2列以上で配置することが規定されているが、今回は比較のため1列配置としている。

1) ずれ止め毎のせん断耐力

各種ずれ止めの最小形状に対する最大形状の比(最小/最大)は、頭付きスタッドが14%、貫通鉄筋を有さない孔あき鋼板ジベルが27%、貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベルが32%、ブロックジベルが60%である。つまり、各ずれ止めの最大形状と最小形状の差は、頭付きスタッドが最も大きい。

①の比較では、最大形状と最小形状の差が大きいのは貫通鉄筋の有無に関わらず孔あき鋼板ジベルであったが、③の比較では頭付きスタッドの場合に大きくなっており配置の設定により変化したものである。

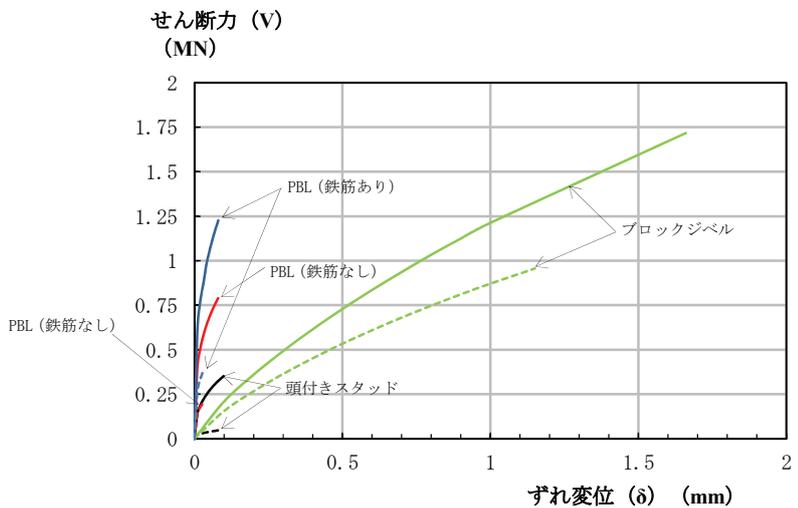
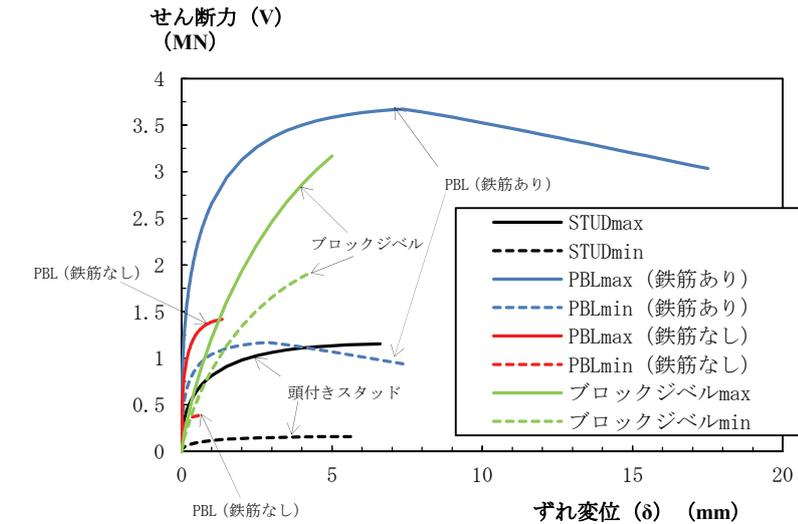


図 3-2-15 V- δ 関係 (1 列 1m あたり)

2) せん断耐力の全ずれ止めでの比較

せん断耐力は、①の比較とは異なり、貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベルの最大形状が最大でありこれを100%とすると、ブロックジベル最大形状が86%、ブロックジベル最小形状が52%、貫通鉄筋を有さない孔あき鋼板ジベル最大形状が39%、頭付きスタッド最大形状が31%、貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベル最小形状が32%、貫通鉄筋を有さない孔あき鋼板ジベル最小形状が10%、頭付きスタッド最小形状が4%となりそれぞれ小さくなっていった。①の比較ではブロックジベルの最大・最小形状が他のずれ止めよりもせん断耐力は大きい。しかし、③の比較ではブロッジベル最大形状を貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベル最大形状が上回る結果となった。

3) 使用限界における比較

使用限界の範囲におけるせん断力は①の比較と同様にブロックジベル最大形状が最大となっている。これを100%として、貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベル最大形状が71%、貫通鉄筋を有さない孔あき鋼板ジベル最大形状が66%、ブロックジベル最小形状が55%、貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベル最小形状

が23%，頭付きスタッド最大形状が20%，頭付きスタッド最小形状が3%となっていた。

③の比較でも①同様に，ブロックジベル最大・最小形状が他と比較して大きなせん断力を有していた。しかし，他のずれ止めとの差は小さくなっている。

また，ブロックジベルは終局ずれ変位までグラフの傾きが①の比較では非常に大きかったが，③では他の多くのずれ止めより小さくなっていた。これはブロックジベルの配置個数が少ないためである。

(4) 1m²あたりに配置したずれ止めのV-δ関係

図 3-2-16に，1m²あたりに配置した場合のV-δ関係（比較項目④）を示す。

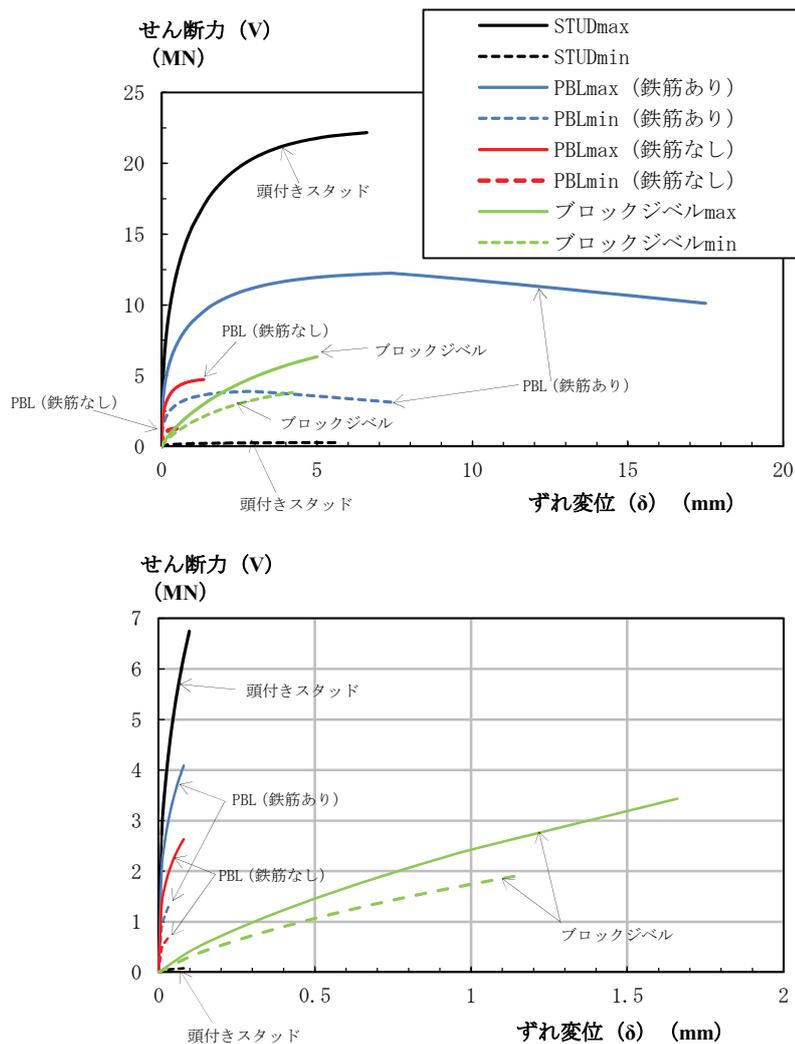


図 3-2-16 V-δ関係 (1m²あたり)

1) ずれ止め毎のせん断耐力

せん断耐力の各種ずれ止めの最小形状に対する最大形状の比（最小／最大）は，頭付きスタッドが1%，貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベルが32%，貫通鉄筋を有さない孔あき鋼板ジベルが27%，ブロックジベルが60%となりそれぞれ小さくなっている。最小形状と最大形状の比較において，頭付きスタッドの差が最も大きいのは③の比較と同様であるが，その差はさらに大きくなった。

2) せん断耐力の全ずれ止めでの比較

1m²あたりのせん断耐力は①, ③の比較と異なり, 頭付きスタッド最大形状が最大であった。これを100%として貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベル最大形状が55%, ブロックジベル最大形状が29%, 貫通鉄筋を有さない孔あき鋼板ジベル最大形状が21%, ブロックジベルの最小形状が17%, 貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベル最小形状が18%, 貫通鉄筋を有さない孔あき鋼板ジベル最小形状が6%, そして頭付きスタッドが1%となっていた。

せん断耐力は, 頭付きスタッドの最大形状が最も大きく, 最小形状が最も小さい結果となっていた。そのため, 今回の比較においては頭付きスタッドが最も構造選定の自由度が高いと言える。ただし, 孔あき鋼板ジベルの孔を多段配置することによりこの傾向が変わることも考えられる。

3) 使用限界における比較

使用限界時のせん断耐力においても, 頭付きスタッド最大形状が最も大きい。これを100%として貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベル最大形状が61%, ブロックジベル最大形状が51%, 貫通鉄筋を有さない孔あき鋼板ジベル最大形状が39%, ブロックジベル最小形状が28%, 貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベル最小形状が19%, 貫通鉄筋を有さない孔あき鋼板ジベルが10%, 頭付きスタッド最小形状が1%となっていた。使用限界の範囲内でも頭付きスタッド最小形状が最も小さいせん断力となっていた。

(5) まとめ

一般に用いられるずれ止めのせん断力-ずれ変位関係やせん断耐力を比較することにより各種ずれ止めの一定の区間, 面積において制約事項の範囲において比較した結果, 今回得られた知見を以下にまとめる。

- ・文献1)では使用限界範囲について, 顕著な残留ずれ変位が生じない0.1mm程度となるように除荷前のずれ変位を定めており, 概ねせん断力-ずれ変位関係において0.1~0.2mm程度となったが一部に0.1mmを下回る結果も見られた。これは, 除荷前のずれ変位が許容残留ずれ変位0.1mmより小さい範囲において使用限界状態が設定されていることを示している。このため, 使用限界状態におけるせん断力を過小評価しており, 使用限界状態の性能を十分に引き出せていないことが考えられる。

- ・①の1個あたりの比較では大きなせん断耐力を持つブロックジベルも, ④の比較では孔あき鋼板ジベルや, 頭付きスタッドよりも小さい値となった。

このように, 大きなせん断耐力を持つずれ止めも, 配置可能な間隔を考慮すると, 必ずしも大きなせん断耐力を有するものではない。設計せん断耐力は, 要素試験から得られた結果であり, それをもとに「剛なジベル」や「柔なジベル」と表現されているが, 実配置を考えればそうではないことがわかる。

- ・④の比較では, せん断耐力及び使用限界時のせん断力も, 他のずれ止めと比較して頭付きスタッドが最大値と最小値を示していた。このことから, 今回行った比較においては頭付きスタッドが最も構造選定の自由度が高いと言える。

・全体の比較を通して、頭付きスタッドや孔あき鋼板ジベルは最大せん断力到達までグラフの傾きが急であり初期剛性が大きいことがわかる。

・最大・最小形状とも終局ずれ変位が最も大きかったのは貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベルであり、貫通鉄筋の作用であると考えられる。

(6) 今後の課題

今回行った検討では、一定の区間、面積で制約に従って配置したものであり、それら配置可能な個数をせん断力に乗じて「せん断力ーずれ変位関係」を算出している。現在の設計においても、ずれ止め個数でせん断力を評価している。

しかし、複合構造においては合成桁橋や複合ラーメン橋、ポータルラーメン橋といった様々な構造があり、単純にずれ止め個数の合計でせん断耐力を算出してよいのか確認が必要であると考えられる。

今後、性能照査設計への適用を考えると使用限界、修復限界、終局限界といった限界状態を構造毎に求められることが必要だと考えられる。

参考文献

- 1) 土木学会 複合構造委員会：2009年制定複合構造標準示方書，2009.12.
- 2) 芦塚，宮田，坂手，木曾，栗田：直接基礎を有する鋼ポータルラーメン橋の設計と剛結部構造の合理化，構造工学論文集，pp.936-945，Vol.53A，2007.3.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編），2002.3.
- 4) 国土交通省監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説，2009.7.
- 5) 東・中・西日本高速道路株式会社（NEXCO 東・中・西日本）：設計要領第二集，2012.7.
- 6) 土木学会：鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物，1997.9.
- 7) 日本橋梁建設業協会：複合橋梁の概要，2007.4.
- 8) 保坂，光木，平城，牛島，渡辺：孔あき鋼板ジベルにおける耐力評価式の一考察，土木学会第55回学術年次講演会，I-A261，2000.9.
- 9) 明橋，永田，大水，西川：コンクリートの打設方向を考慮した孔あき鋼板のせん断強度特性に関する実験的研究，鋼構造論文集，第8巻第31号，pp.81-87，2001.9.
- 10) 赤尾，栗田，平城：頭付きスタッドの押し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，pp.311-320，1987.4.
- 11) 鈴木，阿部，平城，児島，橘：軽量骨材コンクリートを用いたずれ止めのせん断特性に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.50A，pp.1165-1172，2004.3.
- 12) 田中，皆川，小泉，上田：混合橋梁接合部の縮小模型供試体による実験的研究，第5回複合構造の活用に関するシンポジウム論文集，pp.329-334，2003.11.
- 13) 鋼橋技術研究会：鋼コンクリート複合構造研究部会報告書（複合ラーメン橋の剛結部の実例に基づいた設計資料），TECHNICAL REPORT / No.071，2009.7.
- 14) 園田，手嶋：3次元弾塑性FEMによる孔あき鋼板ジベルの設計式に関する基礎的考察，応用力学論文集，Vol.11，pp.283-290，2008.8.

2-4. 各種ずれ止めの使用性・施工性の比較

ずれ止めには、いくつかの種類があり、構造適用性や施工性に配慮して何を用いるか決定する必要がある。例えば、狭隘な空間には頭付きスタッドを用いた方が遊間を確保しやすく、溶接や配筋の施工性が良くなるといったことである。

そこで、ここでは各種ずれ止めにおける複合構造形式による使用性や、工場製作や現場施工性に対するメリット・デメリットを表 3-2-10 に掲載する。

表 3-2-10 各種ずれ止めの適用性・施工性の比較

		頭付きスタッド (STUD)	孔あき鋼板ジベル (PBL)	ブロックジベル
構造適用性		<ul style="list-style-type: none"> 合成桁、複合ラーメン橋、混合桁等各種複合構造物に用いることができる。 合成床版のリップ間に設置できるなど、一つが小さいため狭径部にも設置可能。 	<ul style="list-style-type: none"> 合成桁、複合ラーメン橋、混合桁等各種複合構造物に用いることができる。 	<ul style="list-style-type: none"> 現在想定している使用用途として合成桁の床版との接合に限られる。
	工場	<ul style="list-style-type: none"> 加工度が低い。 製作途中に変更があっても、他ジベルに比べ変更作業は軽減される。(ジベルの再手配や切断等も容易) 横向きになって打つのが困難なため、組立前の板の段階で打つなどの配慮が必要。 他の加工と同じタイミングで作業できないことが多く、連続的に加工するには作業の調整が必要。 1本ずつの書き込みが必要。 設置時に自動化しにくい。 	<ul style="list-style-type: none"> 組立時に自動化しやすい。 孔加工が必要。 製作途中の変更があると、変更作業の負担が大きい。(ジベルの再製作や、既に設置しているジベルのはつり作業等) 	<ul style="list-style-type: none"> 設置時の作業が自動化しにくい。 板や丸鋼の加工があり加工度は高い。 製作途中の変更があると、変更作業の負担が大きい。(ジベルの再製作や、既に設置しているジベルのはつり作業等)
施工性		<ul style="list-style-type: none"> 配置によっては鉄筋との干渉を避けることが可能。 	<ul style="list-style-type: none"> フランジ上面に設置された場合は、ジベルがあるリップが設置されており比較的設置本数が少ないため、作業時にジベルを避けることが容易であることから比較的歩行しやすい。 	<ul style="list-style-type: none"> 設置数が少ないためジベルを避けることが容易であるため、比較的歩行しやすい。 架設用吊金具等により干渉していると現場で設置する必要があり、現場溶接が必要になるが配置間隔が大きいいため、架設用吊金具位置を適直動かすことで現場設置部材を軽減することができる。
	現場	<ul style="list-style-type: none"> 作業時に頭付きスタッドを避けて歩かぬといかないため歩行しにくい。 架設用吊金具等により干渉していると、現場設置がでてくる。 配置間隔が密になりすぎて、鉄筋が組まれると“あき”が確保できずコンクリート充填性に注意する必要がある。 横向きに設置する場合、軸径によっては施工困難な場合もあるため、現場設置の際は注意が必要。 	<ul style="list-style-type: none"> 孔に鉄筋を通す場合に作業性が劣る。そのため、現地施工条件を踏まえて鉄筋長さを決める必要がある。 架設用吊金具等により干渉していると現場で設置する必要があり、現場溶接の際における環境に留意する必要がある。ある程度部材数があればよいが、少ないと施工コストが高くなる。 他ジベルと併用している場合は、貫通した鉄筋とPBL以外のジベルに干渉しないように注意が必要。 孔内部は、原板ブライマーとはならないためコンクリート打設まで時間がある場合は、錆汁により桁が汚れないようにしないといけない。 	<ul style="list-style-type: none"> 架設用吊金具等に干渉していると現場で設置する必要があり、現場溶接の際における環境に留意する必要がある。ある程度部材数があればよいが、少ないと施工コストが高くなる。
備考				

§ 3. 複数配置した孔あき鋼板ジベルのせん断力分担特性に関する解析検討

3-1. 解析目的

孔あき鋼板ジベルの設計では、作用するせん断力を各孔で均等に分担するものと考えて設計を行っている。しかし、複数の孔がある場合に個々のジベルがどのようにせん断力を分担するかについては十分に解明されておらず、一部の孔で大きく負担していることも考えられる。このため、各ジベルのせん断力分担特性を実験・解析的に解明するための基礎的研究として、FEM解析を用いて実験結果を再現することを目的とする。

3-2. 解析概要

解析は、図 3-3-1 に示す既往の実験¹⁾の条件を基に、孔数 1～3 に対してそれぞれ貫通鉄筋の有無に着目した計 6 タイプを対象とする。解析モデルの形状寸法は、試験体の寸法に合わせる。

モデル化の妥当性を確認するため、孔数 2 の試験体をモデル化して実験結果との比較検討を行い、実験結果を再現できるような解析条件を検討する。

解析は三次元 FEM 非線形解析として行い、解析プログラムは FINAL version11 を用いる。

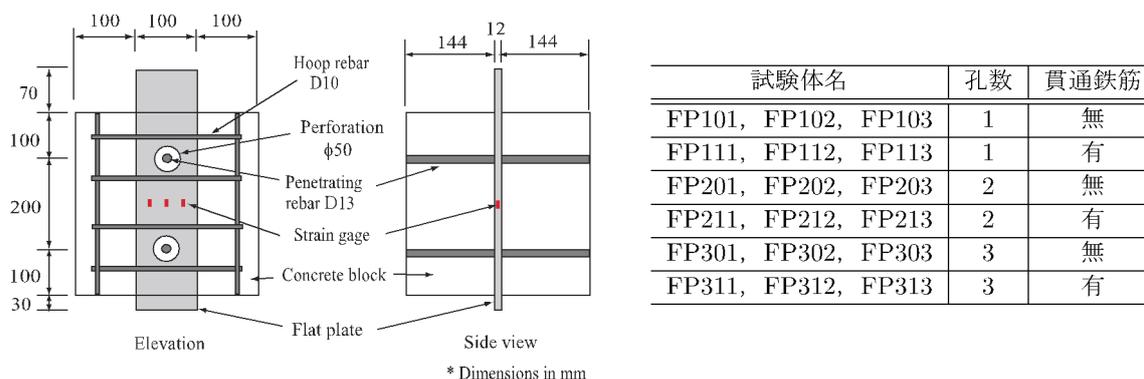


図 3-3-1 対象とする試験体

3-3. 解析条件

ここでは、解析モデルの妥当性検討により決定した条件を示す。

3-3-1. 解析モデル

解析モデルは、長手方向には全体をモデル化し、平面的には対称性を考慮して 1/4 モデルとする。

使用する要素種別は、コンクリート、鋼板、貫通鉄筋はソリッド要素、帯鉄筋と長手方向の配力鉄筋は梁要素とする。貫通鉄筋の要素種別は、ジベル径 50mm に対して鉄筋径 13mm と相対的に大きく、梁要素としてモデル化するとコンクリート断面が大きくなること、またこれを調整しようとするモデルが煩雑となるため、ソリッド要素とした。なお、貫通鉄筋は異形鉄筋であるが、直径 13mm の円柱としてモデル化する。帯鉄筋と配力筋はマスな部位に配置されるため、梁要素とした。

孔数 1～3 のモデル寸法を図 3-3-2、図 3-3-3、表 3-3-1、表 3-3-2 に示す。解析モデルを図 3-3-4～図 3-3-6 に示す。なお、各図は貫通鉄筋を有するモデル図である。貫通鉄筋を有さないモデルは貫通鉄筋要素をコンクリート要素に置き換えたモデルであり、メッシュ形状は同一である。

各解析モデルの節点数は、孔数 1 が 5082、孔数 2 が 9602、孔数 3 が 14122 である。

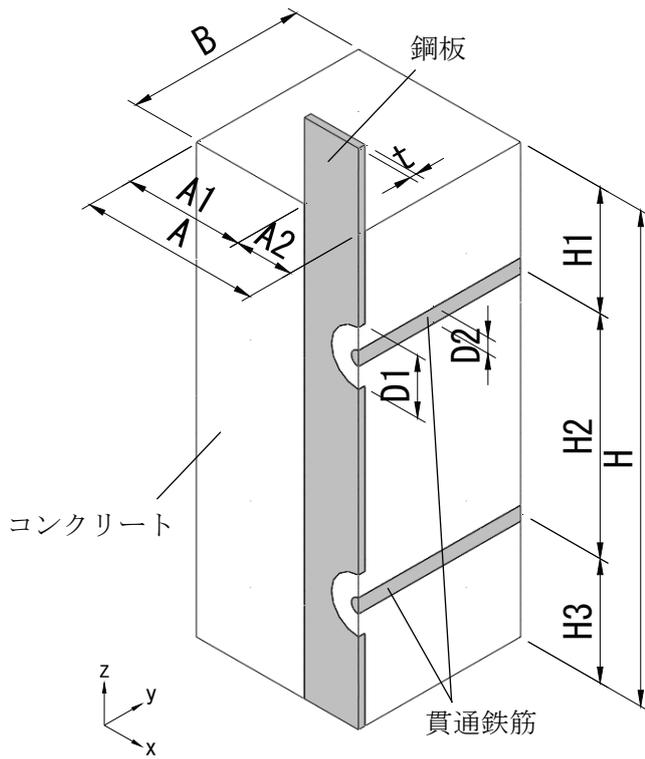


図 3-3-2 解析モデル寸法

表 3-3-1 解析モデル寸法

単位：mm

	孔数 1	孔数 2	孔数 3
A1	100	100	100
A2	50	50	50
A	150	150	150
B	150	150	150
H1	100	100	100
H2	-	200	200
H3	100	100	100
H	200	400	600
t	6	6	6
D1	50	50	50
D2	13	13	13

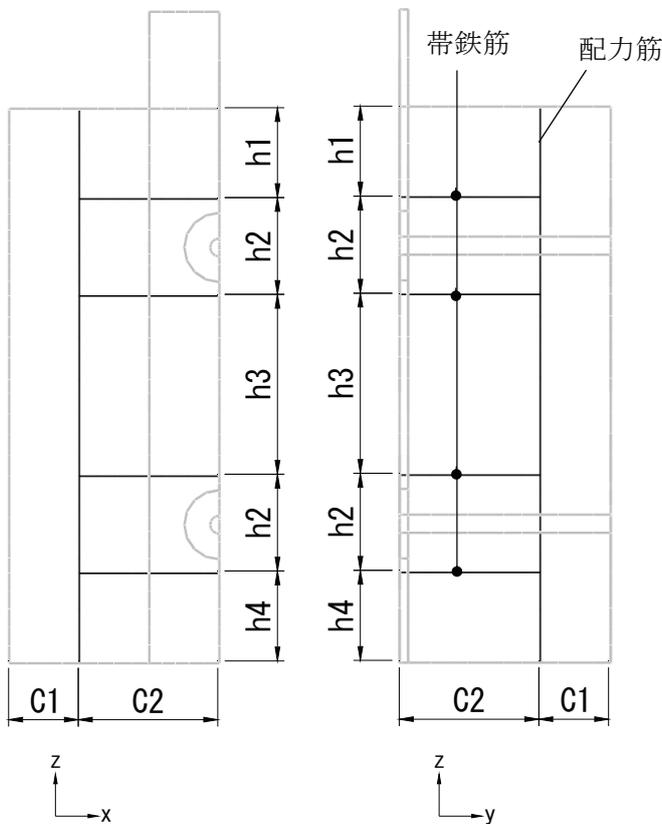
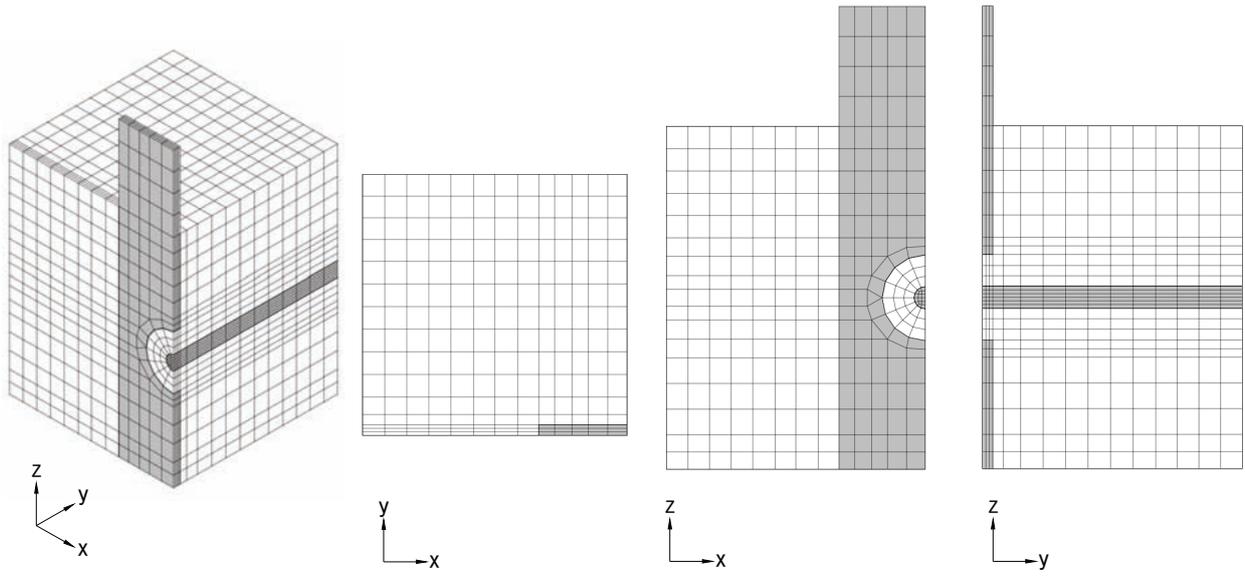


図 3-3-3 帯鉄筋(h1~h4)および配力筋(C1~C2)位置

表 3-3-2 帯鉄筋および配力筋位置

単位：mm

	孔数 1	孔数 2	孔数 3
C1	50	50	50
C2	100	100	100
h1	65	65	65
h2	70	70	70
h3	-	130	130
h4	65	65	65
帯鉄筋径	10	10	10
配力筋径	10	10	10



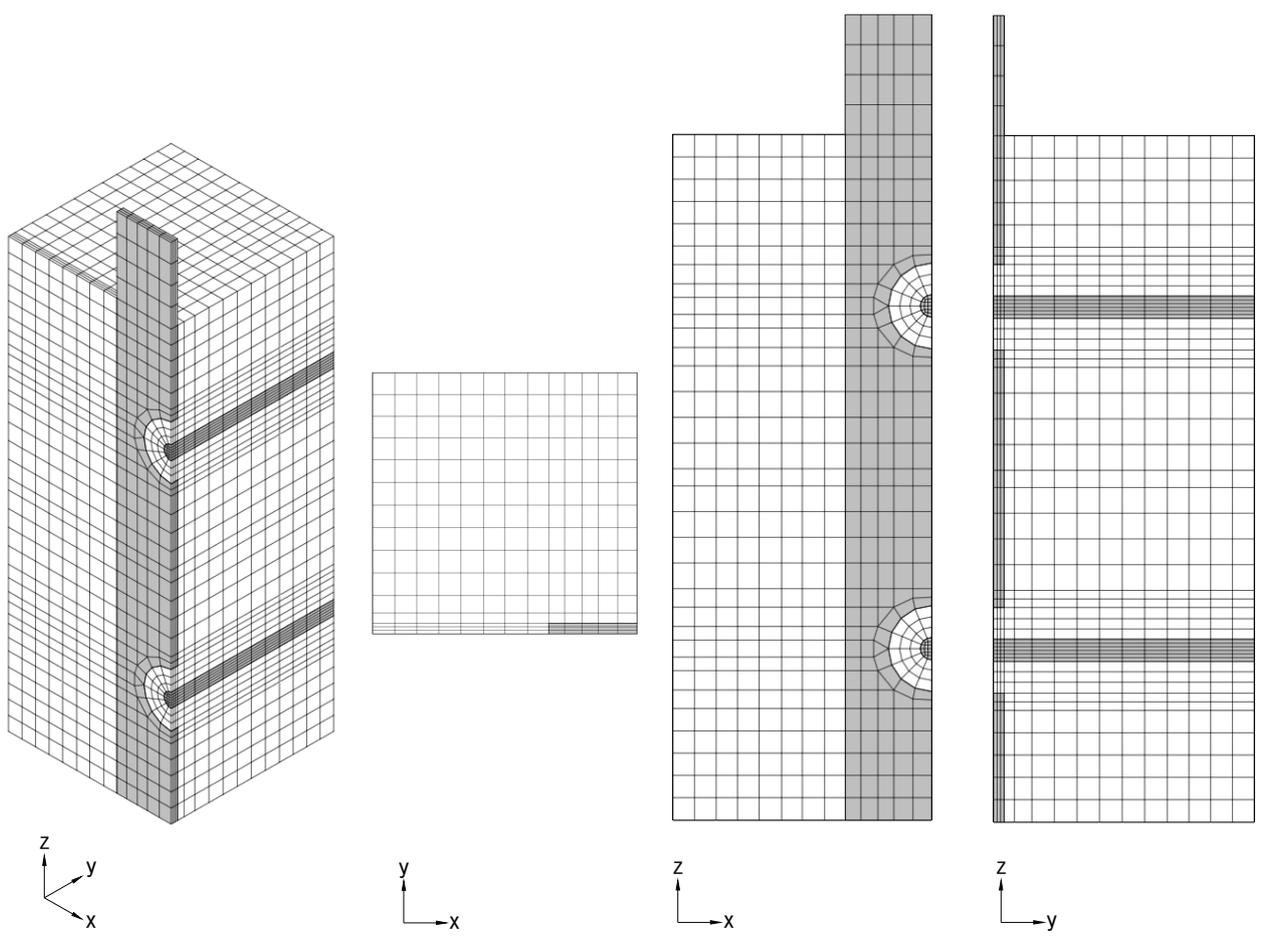
(a) 鳥瞰図

(b) XY 平面図

(c) XZ 側面図

(d) YZ 側面図

図 3-3-4 孔数 1 モデル図



(a) 鳥瞰図

(b) XY 平面図

(c) XZ 側面図

(d) YZ 側面図

図 3-3-5 孔数 2 モデル図

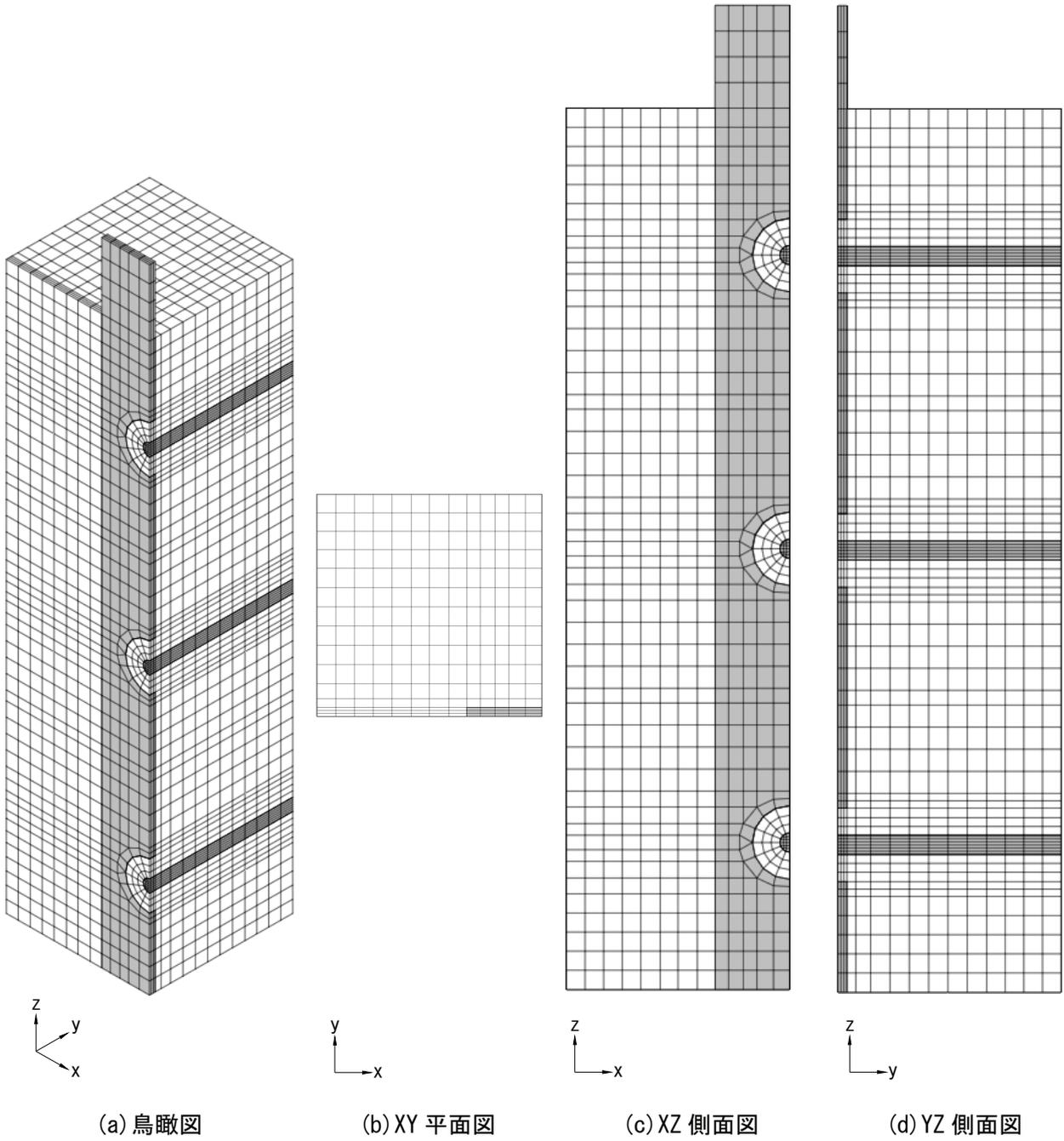


図 3-3-6 孔数 3 モデル図

3-3-2. 境界条件

境界条件は以下の考え方により、図 3-3-7 のように設定する。なお、境界条件は孔数に関わらず同一であるため、ここでは孔数 3 モデルの図を示す。孔数 1, 2 モデルではこれに準じるものとする。

- ・対称性を考慮した 1/4 モデルのため、対称面の節点をその面に垂直な方向に拘束する
- ・実験における条件（図 3-3-7(c)）に合わせて、モデル下端において鋼板部を除いて鉛直方向(Z 方向)に拘束する

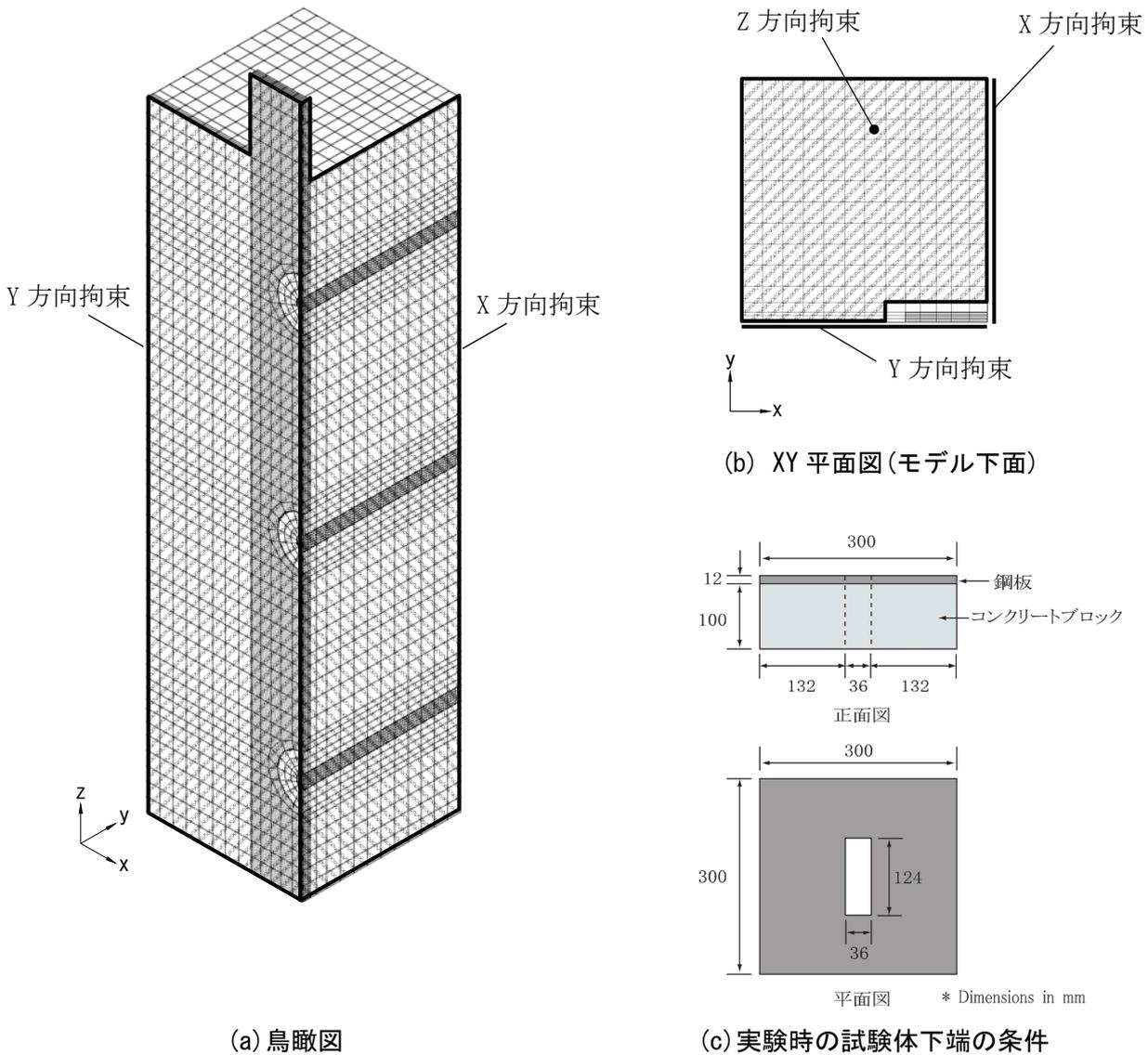


図 3-3-7 境界条件

鋼板とコンクリート，鉄筋とコンクリートの境界部の結合条件は以下のように設定する。ジベル部の概念図を図 3-3-8 に示す。

- 鋼板とコンクリート：荷重方向を考慮して，以下のように設定する。
鋼板側面：自由（二重節点として縁を切る）
ジベル孔の上半分：剛結
ジベル孔の下半分：自由（二重節点として縁を切る）
- 鉄筋とコンクリート：剛結

なお，上記で剛結，自由とする方向は，全方向（X，Y，Z）である。

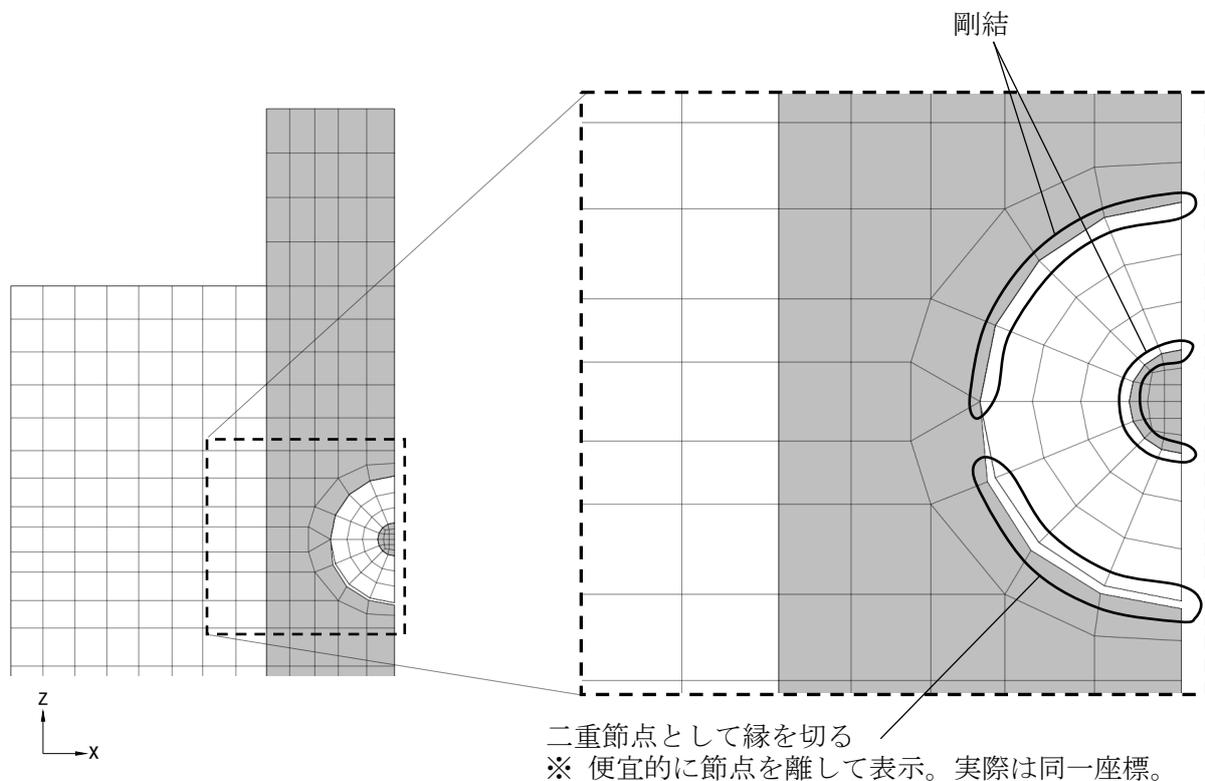


図 3-3-8 ジベル部の結合条件

3-3-3. 材料条件

材料物性値は、実験時の材料試験結果を元に以下のように設定する。

(1) コンクリート

- ・圧縮強度：35.6 N/mm²（試験値より）
- ・引張強度：1.97 N/mm²（=0.33√σ_cより）
- ・破壊エネルギーG_F³⁾：0.096191（=10・(dmax)^{1/3}・σ_c^{1/3}，dmax=25mmより）
- ・弾性係数：27,000 N/mm²（=(0.114√(σ_c)+0.582)×10⁵ kgf/cm²より）
- ・ポアソン比：0.2

コンクリートの圧縮側の非線形特性は図 3-3-9(a)に示すように、圧縮強度までは修正 Ahmad モデルを用いる。圧縮強度到達後の特性は、図 3-3-10 のようにジベル部（鋼板と同じ厚さ）とそれ以外で変更する。ジベル部では圧縮強度で一定とし、ジベル部以外では圧縮破壊エネルギーと要素サイズを考慮して勾配が変化する直線モデル（中村・桧貝モデル）²⁾とする。

コンクリートの引張側の非線形特性は、破壊エネルギーを考慮したモデル³⁾とする（図 3-3-9(b)）。

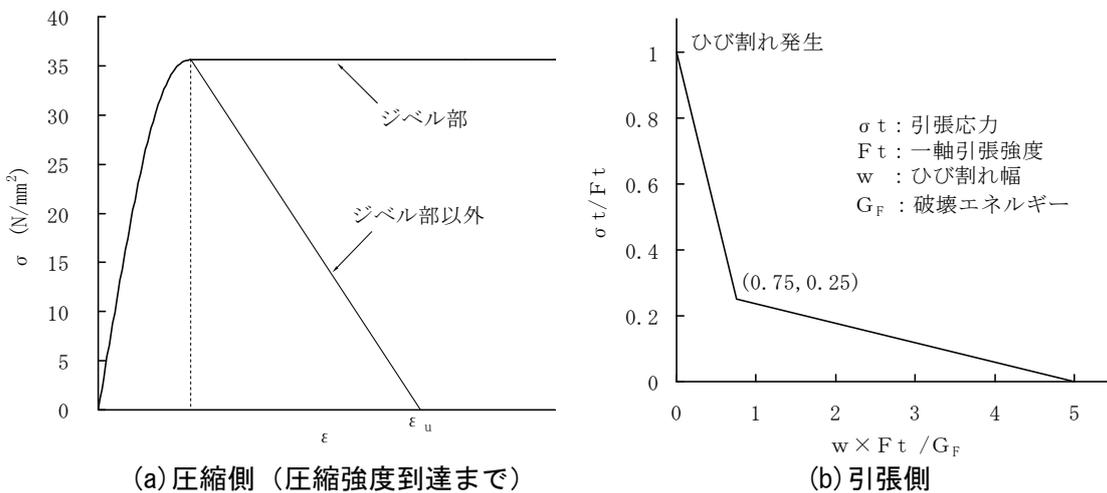
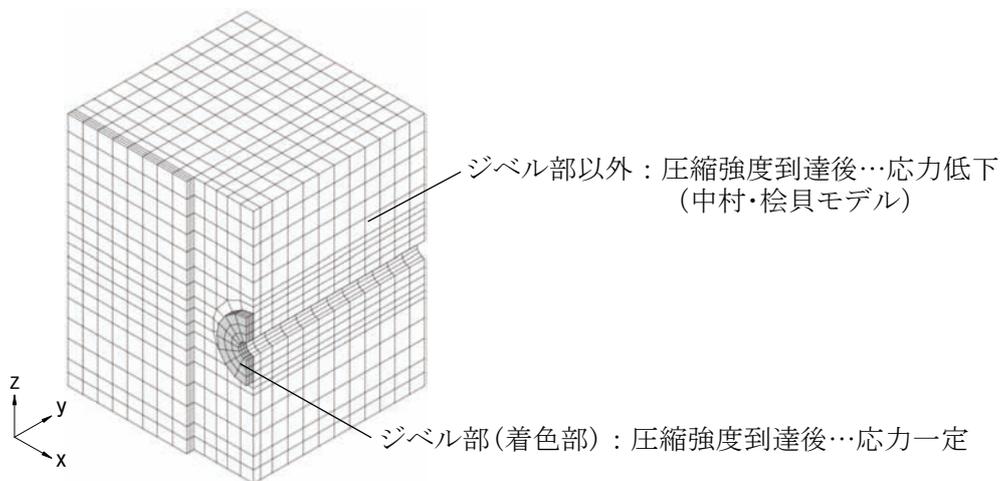


図 3-3-9 コンクリートの非線形特性



※ コンクリート要素のみを表示

図 3-3-10 コンクリートの圧縮側非線形特性

(2) 鋼材

- 鋼板の降伏強度：306 N/mm²
- 貫通鉄筋の降伏強度：380 N/mm²
- 帯鉄筋および配力筋の降伏強度：373 N/mm²
- 弾性係数：200, 000 N/mm²
- ポアソン比：0.3

降伏後の剛性は初期剛性の2%とする。

鋼材の非線形特性を **図 3-3-11** に示す。

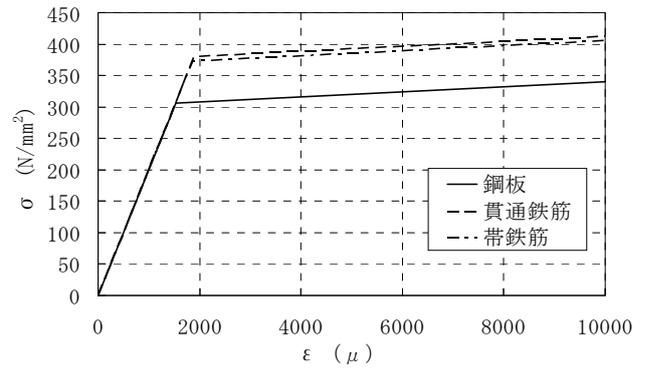


図 3-3-11 鋼材の非線形特性

3-3-4. 荷重条件

荷重載荷は変位制御により行い，図 3-3-12 に示すように，鋼板の天端に強制変位を与えることにより載荷する。また，図 3-3-13 のように実験結果では繰返し載荷も実施しているが，傾向が単調載荷と変わらないため，解析における荷重方向は鉛直下向きの単調載荷とする。荷重載荷時のステップ刻みは，およそ 2000step/1mm とする。

また，せん断力-ずれ変位関係のずれ変位 δ は，与えた強制変位量とコンクリート天端の応答変位の差として算出する。

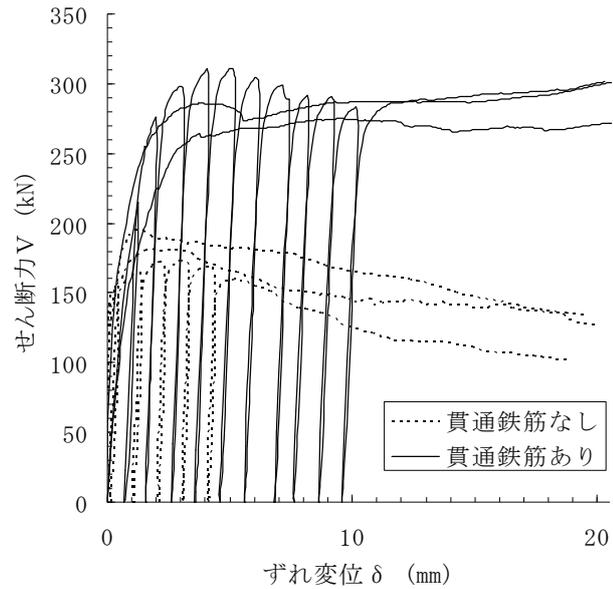
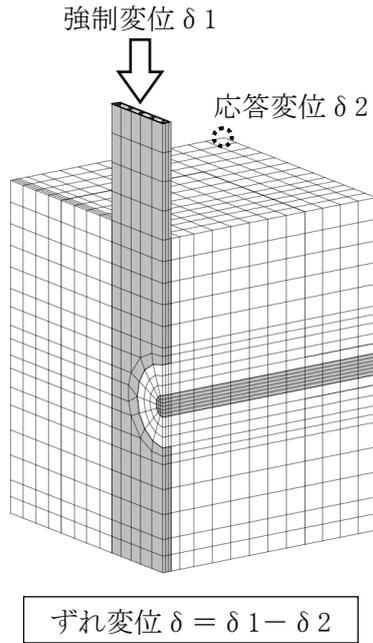


図 3-3-12 荷重載荷方法およびずれ変位

図 3-3-13 せん断力-ずれ変位関係(実験結果 孔数2)

3-4. 解析モデルの妥当性検討

解析モデルが適切に実験結果を再現できるよう検討を行う。なお、3-3 に記載した条件は、本検討により決定した条件 (Case-5) である。

3-4-1. 検討条件

検討ケース一覧および結果概要を表 3-3-3 に示す。検討の結果、Case-5 を採用する。

表 3-3-3 検討ケース一覧

	変更点	結果概要
Case-1	—	最大せん断力が得られない
Case-2	Case-1 を基準として、コンクリートの非線形特性を変更	最大せん断力が得られるが、せん断力が急激に低下する
Case-3	Case-2 を基準として、コンクリートの非線形特性を変更、帯筋および配力筋を考慮、鋼板側面のせん断バネを削除	最大せん断力到達以降の結果が得られ、せん断力の急激な低下も抑えられる
Case-4	Case-3 を基準として、モデル下面の拘束条件を変更	Case-3 と傾向は変わらない
Case-5	Case-3 を基準として、ジベル部コンクリートの非線形特性を変更 → 採用ケース	最大せん断力到達後の剛性低下が実験結果に近づく
Case-6	Case-3 を基準として、貫通鉄筋の付着を考慮 (貫通鉄筋ありのみ)	最大せん断力が低下

(1) Case-1

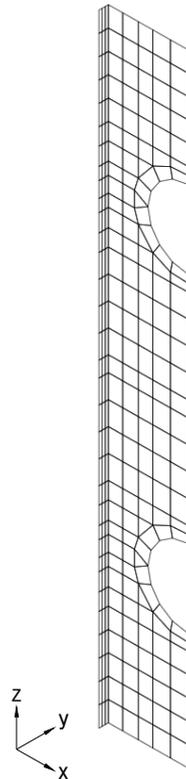
(a) 解析モデル

モデル形状は 3-3-1 に示したものと同様である。ただし、帯鉄筋および配力筋はモデル化しない。

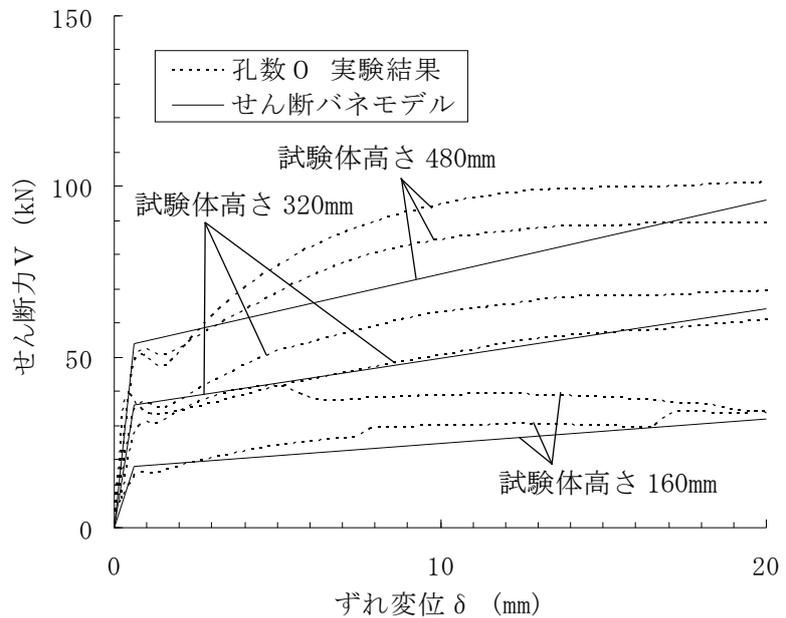
(b) 境界条件

境界条件は 3-3-2 に示したものに加え、鋼板側面にコンクリートと鋼板の摩擦を考慮したせん断バネを設ける。せん断バネは図 3-3-14 (a) に示すような、面内せん断方向に剛性を持つフィルム要素でモデル化する。せん断バネの剛性、非線形特性は図 3-3-14 (b) のように、孔を設けない実験におけるせん断力-ずれ変位関係に合うようモデル化した。せん断バネの剛性を以下に示す。

- ・初期剛性 (応力 / 変位) : 0.247 N/mm²/mm
- ・降伏応力 : 0.148 N/mm²
- ・降伏後の剛性 : 2.4%



(a) せん断バネ要素



(b) せん断バネ特性

図 3-3-14 鋼板側面のせん断バネ

(c) 材料条件

コンクリートの材料条件について、3-3-3 に示した条件と異なる点を以下に示す。

- ・ 圧縮強度到達後は、部位によらず圧縮強度で一定とする。
- ・ 引張強度は、実験結果より 4.1 N/mm^2 とする。
- ・ 引張側の非線形特性は、引張強度到達後の応力がゼロとなるモデルとする。
- ・ 弾性係数は実験結果より $33,600 \text{ N/mm}^2$ とする。

(d) 荷重条件

3-3-4 と同様とする。

(2) Case-2

初期ケースを基準として、以下の条件を変更する。

- ・ コンクリートの圧縮強度到達後の非線形特性を、圧縮破壊エネルギーと要素サイズを考慮して勾配が変化する直線モデル（中村・桧貝モデル）²⁾ とする。
- ・ コンクリートの引張強度について、実験値は割裂強度でありひび割れ発生強度としては大きな値であると考えられるため、ひび割れ発生強度を $0.33\sqrt{\sigma_c}$ より算出し、 1.97 N/mm^2 とする。
- ・ 収束性向上のため、コンクリートの引張側の非線形特性を出雲らのモデル⁴⁾に変更する。図 3-3-15 に示すパラメータ C は 1.0 とする。

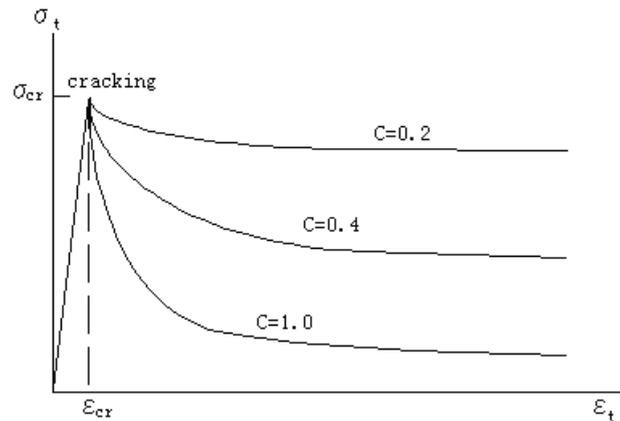


図 3-3-15 出雲らのモデル

(3) Case-3

Case-1 を基準として、以下の条件を変更する。

- コンクリートの弾性係数を $(0.114\sqrt{\sigma_c} + 0.582) \times 10^5$ (kgf/cm²) より算出し、27,000N/mm² に変更する。
- コンクリートの引張側の非線形特性は、破壊エネルギーを考慮したモデル³⁾とする。
- 帯鉄筋、配力筋をモデル化し、拘束効果を考慮する。
- 鋼板側面の摩擦を考慮したせん断バネを削除する。

(4) Case-4

Case-3 を基準として、以下の条件を変更する。

- モデル下面 (図 3-3-7 (b) で Z 方向拘束としている面) を X, Y, Z 方向拘束とする。

(5) Case-5

Case-3 を基準として、以下の条件を変更する。

- ジベル部のコンクリート要素のみ、圧縮強度到達後の非線形特性を圧縮強度で一定とする。ジベル部以外の圧縮強度到達後の非線形特性については Case-2~4 と同様、中村・桧貝モデル²⁾とする。

(6) Case-6 (貫通鉄筋ありのみ)

Case-3 を基準として、以下の条件を変更する。

- 貫通鉄筋とコンクリートの境界面の付着を、図 3-3-16 (a) に示すような、面内せん断方向に剛性を持つフィルム要素によりモデル化する。図 3-3-16 (b) に示す付着強度 τu^5 は 1.92 N/mm² とし、付着強度時のすべり変位 S_u は初期剛性として充分大きくなるよう 1mm とする。なお、フィルム要素の面外方向は剛結とする。

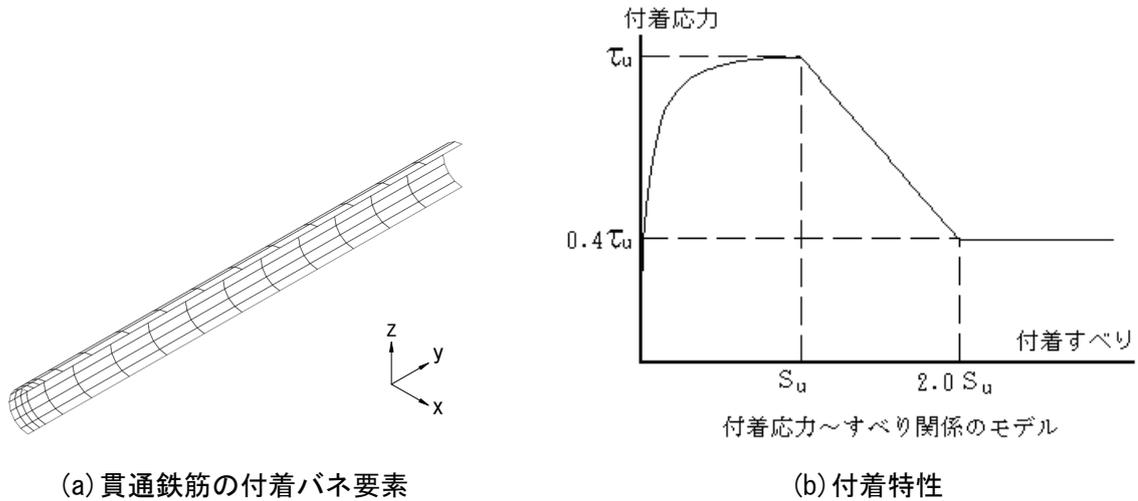


図 3-3-16 貫通鉄筋の付着バネ要素

3-4-2. 検討結果

各ケースの解析結果より得られるせん断力-ずり変位関係を実験結果と比較し、モデルの妥当性を検討する。実験結果は1つのタイプにつき試験体が3体あるが、そのうち1つは繰返し载荷であり適用外として、実験結果2つに対して解析結果と比較を行う。なお、解析結果でせん断力-ずり変位関係が途中で途切れているのは、解析が収束せず、それ以上の結果が得られなかったことを意味する。

(1) Case-1 : 初期ケース

図 3-3-17 より、貫通鉄筋なしでは収束性が悪く、滑らかな曲線とならない。また、貫通鉄筋ありでは実験結果の最大せん断力に比べて大幅に小さなせん断力で解が得られない結果となる。いずれのモデルにおいても、明確に最大せん断力となる点が認められない。

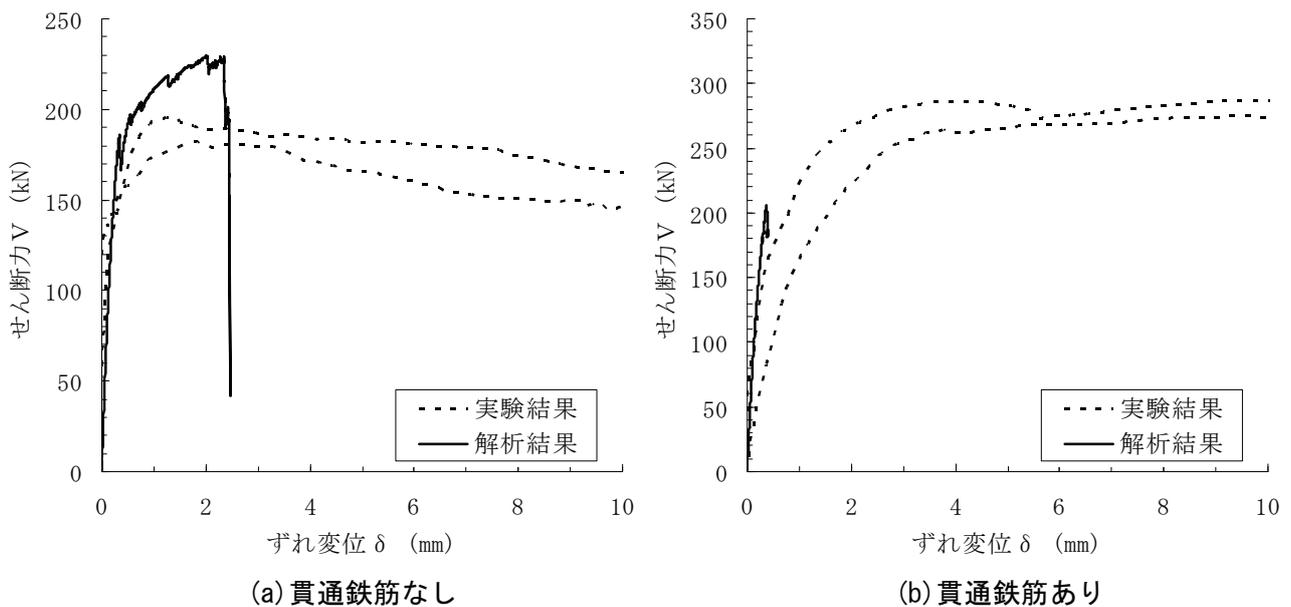


図 3-3-17 Case-1 せん断力-ずり変位関係

(2) Case-2 : コンクリートの非線形特性を変更

図 3-3-18 より、いずれのモデルにおいてもせん断力が一定もしくは低下する傾向が見られ、最大せん断力点が得られたと考えられる。これはコンクリートの非線形特性の変更によるものと考えられる。また、Case-1 ほどではないが、せん断力が急激に低下する領域が見られる。

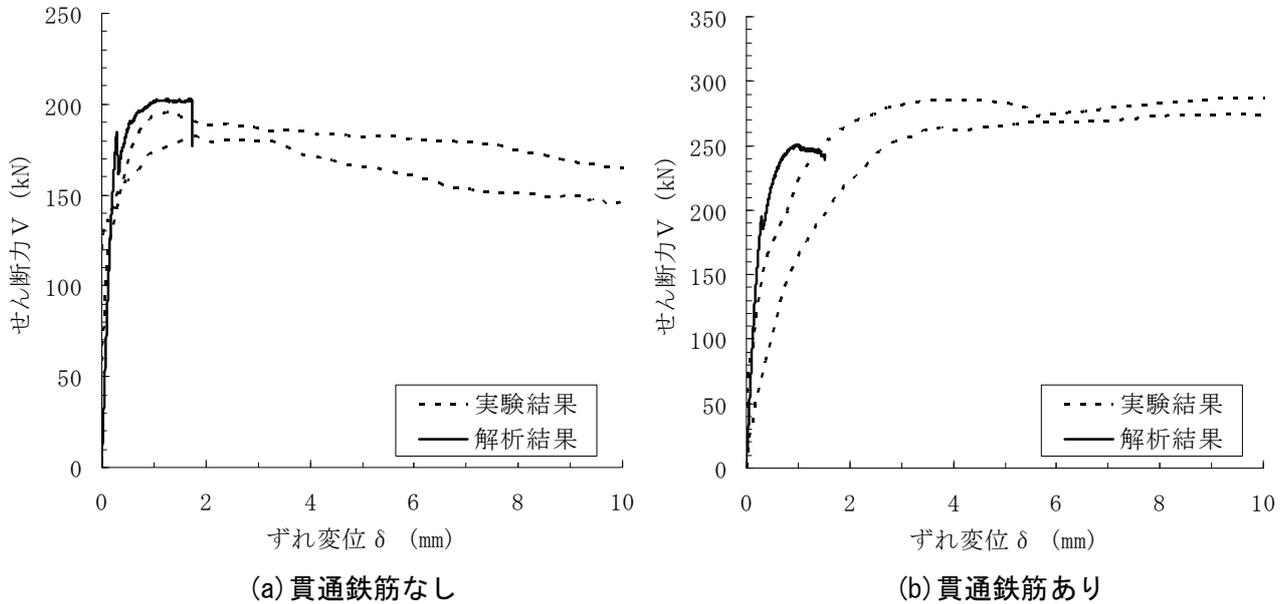


図 3-3-18 Case-2 せん断力—ずれ変位関係

(3) Case-3 : 帯鉄筋および配力筋の考慮，鋼板側面のせん断バネを削除

図 3-3-19 より、いずれのモデルにおいても急激なせん断力低下が起こらない。これは帯鉄筋および配力筋を考慮したことと、鋼板側面の摩擦を考慮しない効果と考えられる。また、実験よりもせん断力の低下が早いものの、最大せん断力到達後の挙動も得られる。

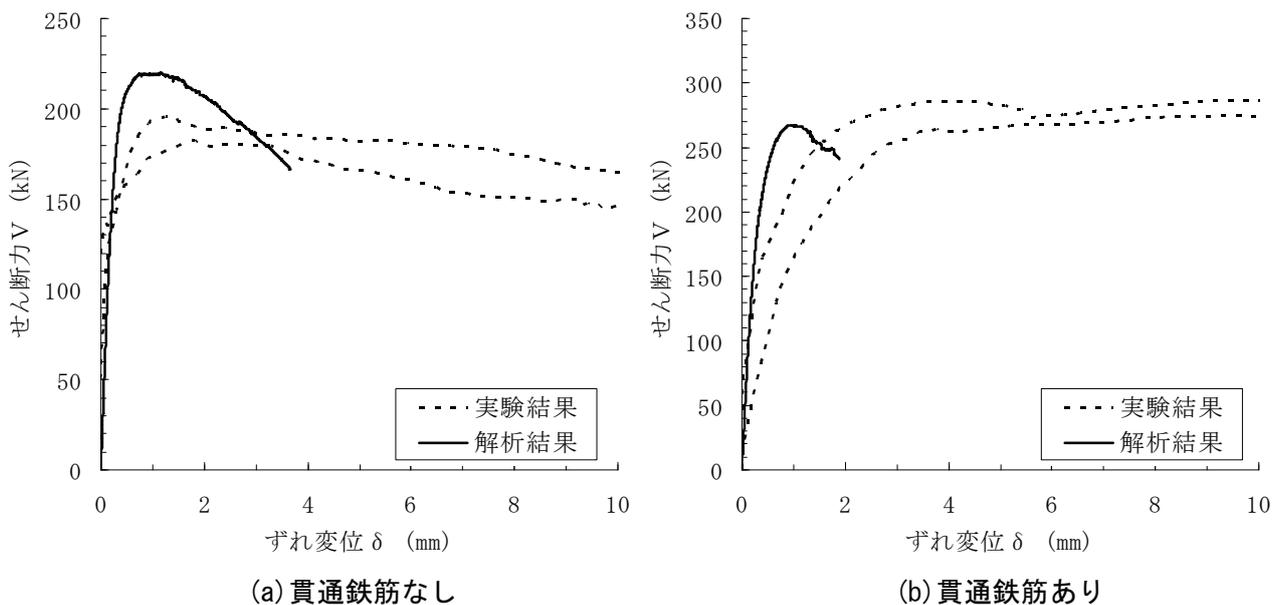


図 3-3-19 Case-3 せん断力—ずれ変位関係

(4) Case-4 : モデル下面を全方向拘束

図 3-3-20 より, Case-3 と傾向がほとんど変わらないが, ずれ変位の増加につれてせん断力が上下する箇所があり, 若干不安定な応答となる。

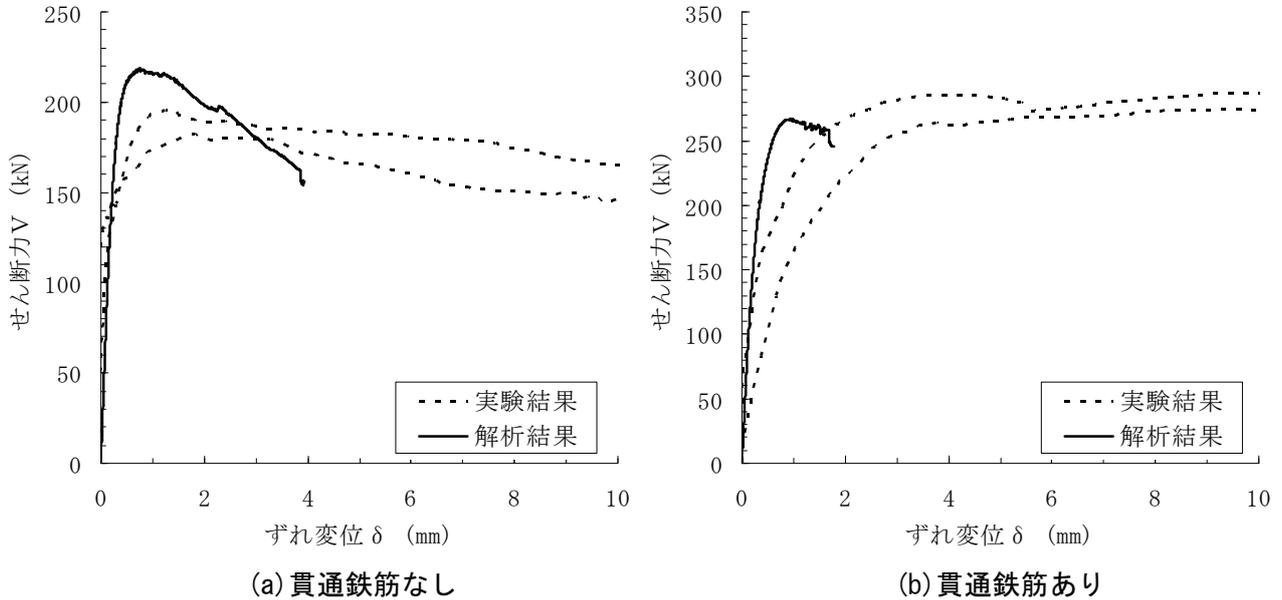


図 3-3-20 Case-4 せん断力—ずれ変位関係

(5) Case-5 : ジベル部コンクリートの非線形特性を変更

図 3-3-21 より, Case-3 と近い結果となるが, 最大せん断力到達後の剛性低下が緩和され, 実験結果に近い傾向となる。

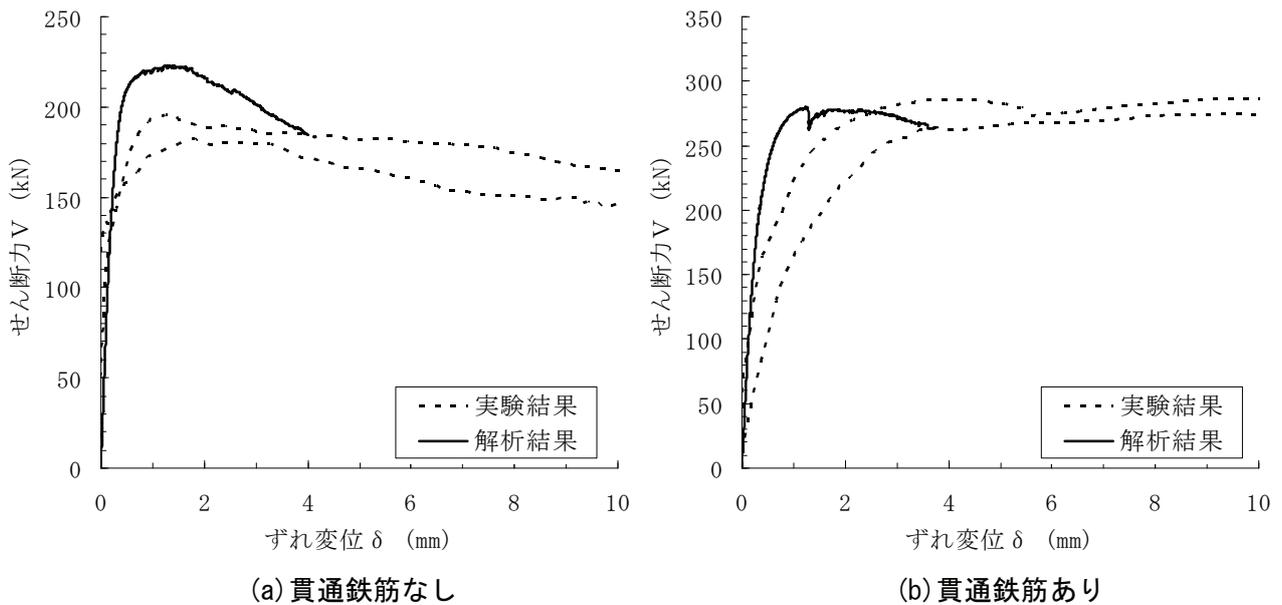


図 3-3-21 Case-5 せん断力—ずれ変位関係

(6) Case-6 : コンクリートと貫通鉄筋の付着を考慮

図 3-3-22 より、最大せん断力が大幅に低下する。これは、コンクリートと貫通鉄筋の間のせん断方向の付着が切れたことで貫通鉄筋に十分に力が伝わらず、貫通鉄筋の効果が低減されているためと考えられる。

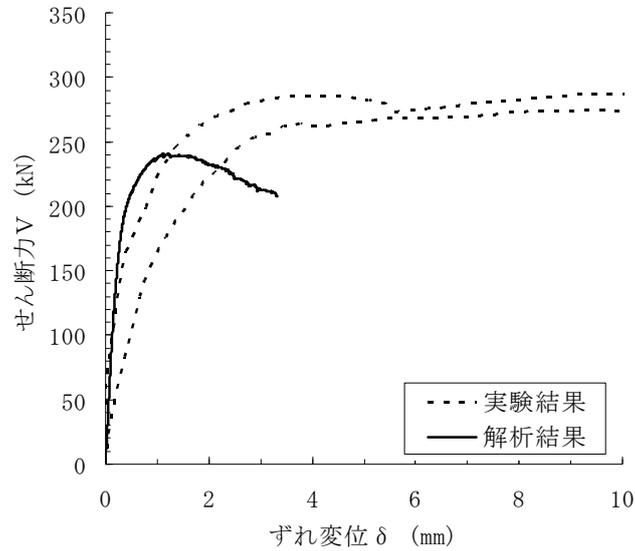


図 3-3-22 Case-6 せん断力—ずれ変位関係（貫通鉄筋あり）

3-5. 解析結果

3-4. の検討により実験結果に近い傾向が得られた Case-5 の条件を用いて、孔数1～3の解析を実施する。解析結果はせん断力-ずれ変位関係に加え、実験結果として得られている各孔のせん断力分担率、鋼板の応力-ひずみ関係と比較し、また § 2. で比較している設計式について比較を行う。

3-5-1. せん断力-ずれ変位関係

せん断力-ずれ変位関係の実験結果との比較を図 3-3-23～図 3-3-25 に示す。

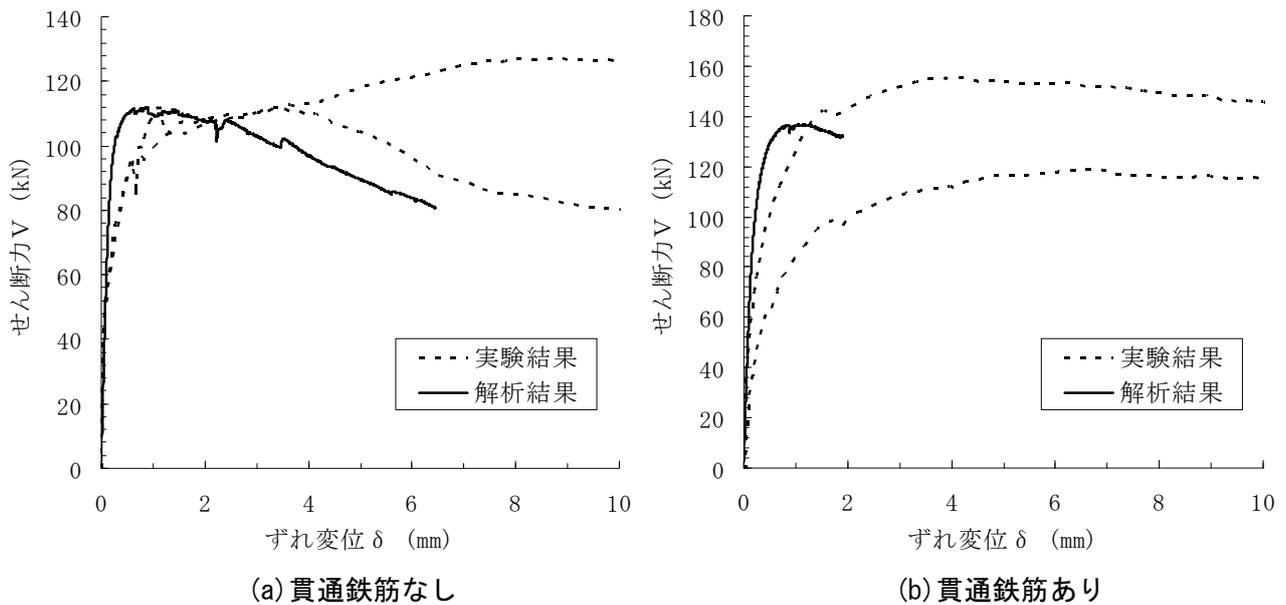


図 3-3-23 せん断力-ずれ変位関係 (孔数 1)

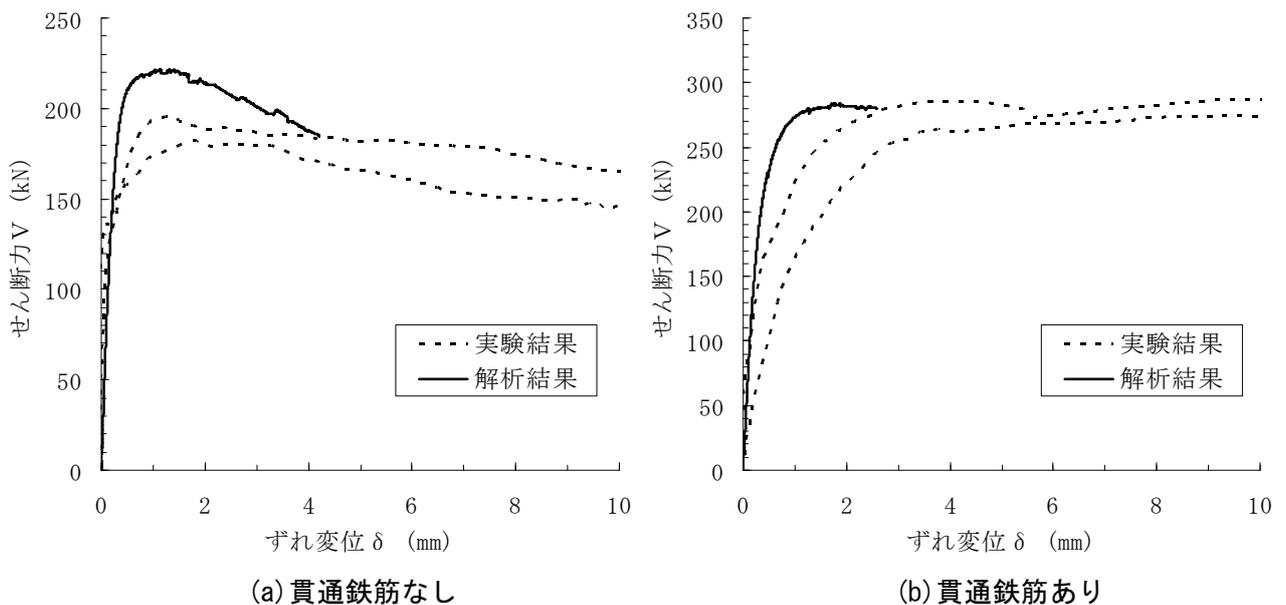


図 3-3-24 せん断力-ずれ変位関係 (孔数 2)

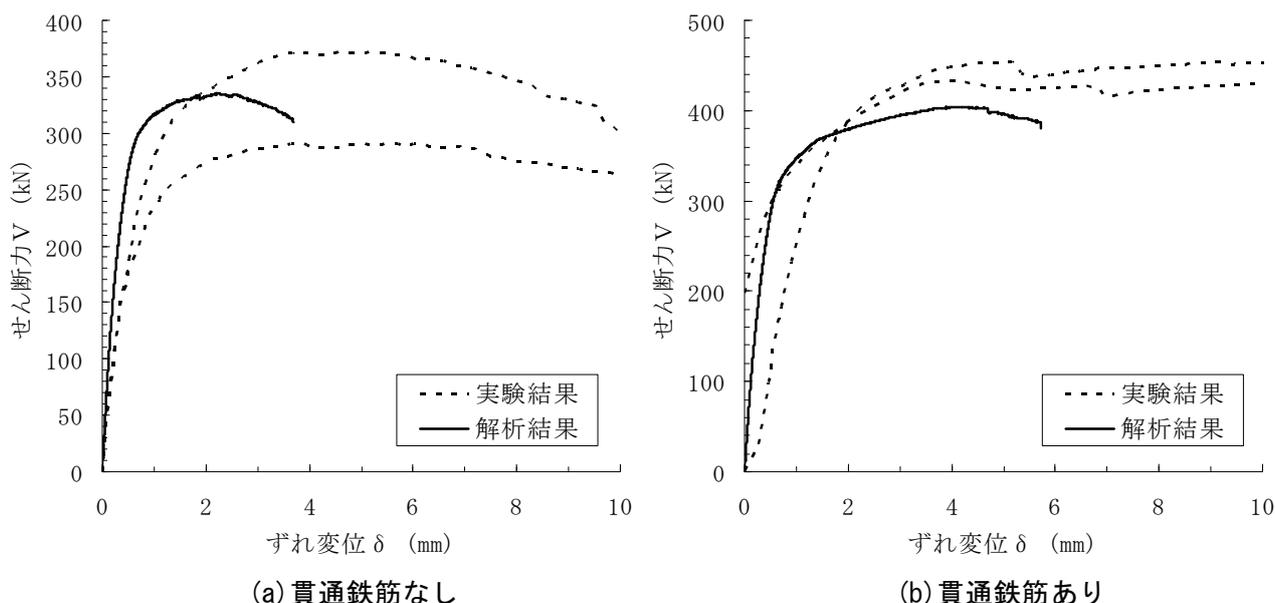


図 3-3-25 せん断力—ずれ変位関係（孔数 3）

各モデルの最大せん断力を比較した表を表 3-3-4 に示す。なお，最大せん断力はずれ変位 10mm 以内に示した最大値とする。

表 3-3-4(a) 最大せん断力

	貫通鉄筋なし					貫通鉄筋あり				
	実験結果			解析結果		実験結果			解析結果	
	試験体 1	試験体 2	平均値	せん断力	解析値 / 実験値	試験体 1	試験体 2	平均値	せん断力	解析値 / 実験値
孔数 1	112 kN	127 kN	120 kN	112 kN	0.94	119 kN	156 kN	138 kN	137 kN	1.00
孔数 2	182 kN	196 kN	189 kN	221 kN	1.17	275 kN	287 kN	281 kN	283 kN	1.01
孔数 3	372 kN	291 kN	332 kN	336 kN	1.01	433 kN	454 kN	444 kN	404 kN	0.91

表 3-3-4(b) 最大せん断力時のずれ変位

	貫通鉄筋なし					貫通鉄筋あり				
	実験結果			解析結果		実験結果			解析結果	
	試験体 1	試験体 2	平均値	せん断力	解析値 / 実験値	試験体 1	試験体 2	平均値	せん断力	解析値 / 実験値
孔数 1	3.4 mm	8.2 mm	5.8 mm	0.8 mm	0.14	6.7 mm	3.8 mm	5.2 mm	0.9 mm	0.17
孔数 2	1.8 mm	1.3 mm	1.5 mm	1.0 mm	0.65	9.5 mm	3.9 mm	6.7 mm	1.8 mm	0.27
孔数 3	5.2 mm	5.6 mm	5.4 mm	2.2 mm	0.41	3.9 mm	5.2 mm	4.5 mm	4.1 mm	0.91

以上より，解析結果に関して以下のことがいえる。

- ・最大せん断力は，概ね実験結果に近い結果となる。
- ・最大せん断力時のずれ変位は，解析結果のほうが大幅に小さい結果となる。
- ・貫通鉄筋の有無に関わらず，最大せん断力到達後は負勾配となりせん断力が低下する。

3-5-2. せん断力分担率

せん断力分担率は、以下の二つの方法で算出する。

①孔間軸力による方法（実験結果と同じ方法）

孔間の鋼板の平均軸ひずみから軸力を算出し、載荷荷重との関係から各孔で負担しているせん断力を算出する。得られたせん断力と載荷荷重との関係から、以下の式によりせん断力分担率を算出する。記号は図 3-3-26 (a) に示す通りである。

- ・ 上段のせん断力分担率 = $S_1 / P_1 = (P_1 - P_2) / P_1$
- ・ 中段のせん断力分担率 = $S_2 / P_1 = (P_2 - P_3) / P_1$
- ・ 下段のせん断力分担率 = $S_3 / P_1 = P_3 / P_1$

②せん断応力による方法

図 3-3-26 (b) に示すジベル付け根の要素のせん断応力と要素断面積から各ジベルで負担するせん断力を算出し、その合計を 100% として各孔のせん断力分担率を算出する。

また、モデル下面の拘束による影響を確認するため、解析モデルの妥当性検討を行った Case-4（モデル下面を全方向拘束したケース）についてもせん断力分担率を算出する。

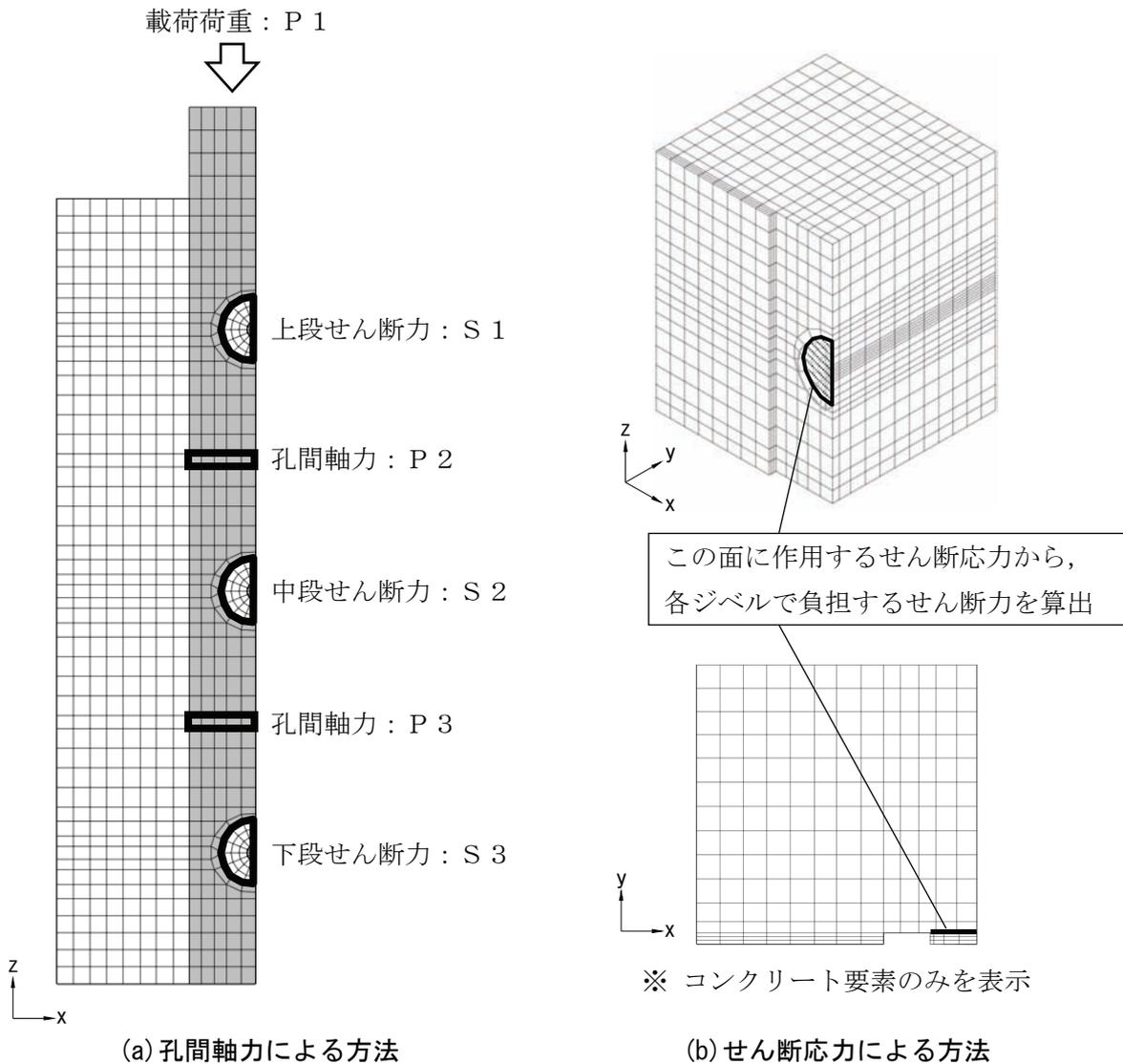


図 3-3-26 せん断力—ずれ変位関係（孔数 3）

(1) モデル下面の拘束：鉛直のみ (Case-5：採用ケース)

(a) 孔間軸力による方法

せん断力分担率—せん断力関係の実験結果との比較を図 3-3-27～図 3-3-28 に示す。

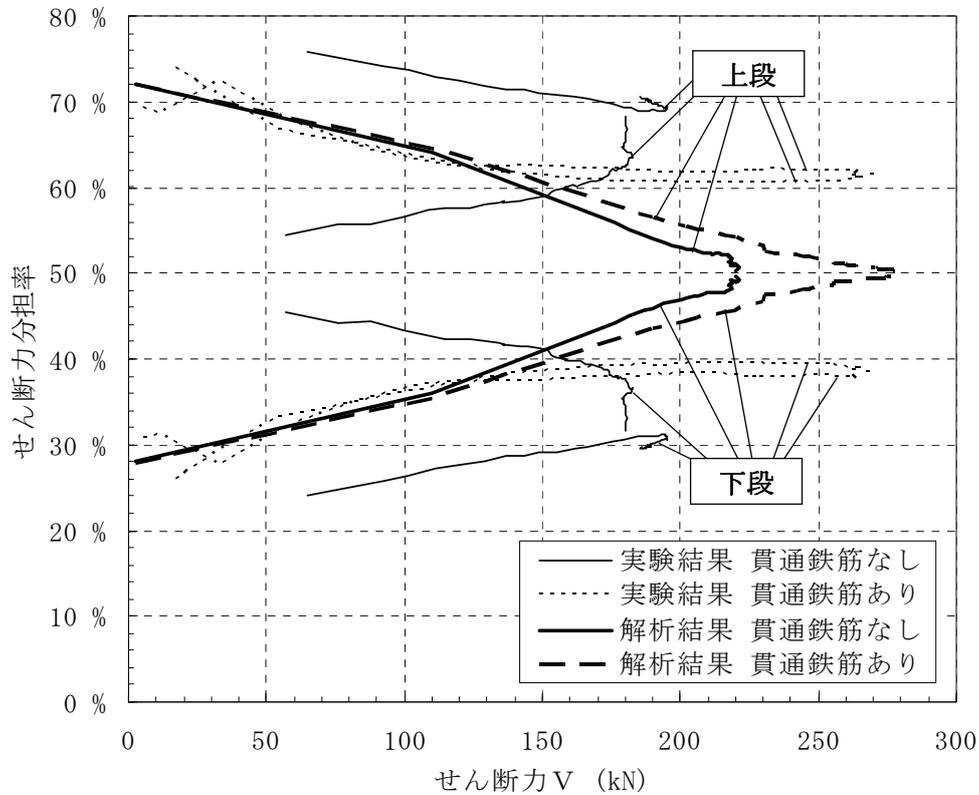


図 3-3-27 せん断力分担率—せん断力関係 (孔数 2)

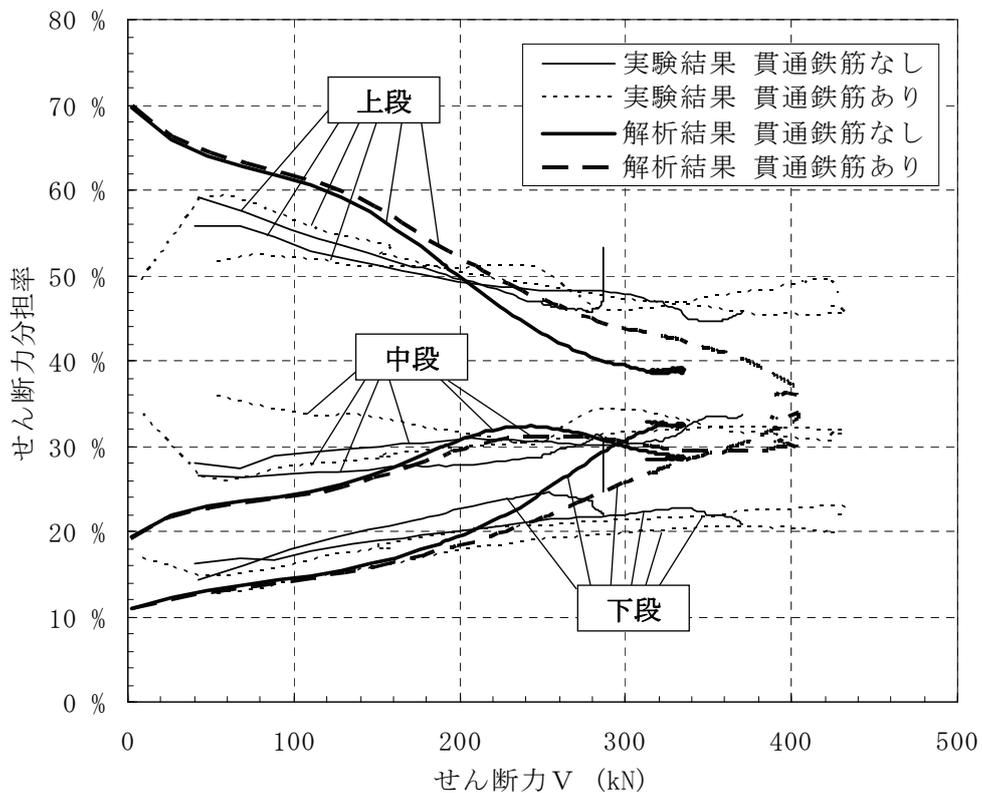


図 3-3-28 せん断力分担率—せん断力関係 (孔数 3)

(b) せん断応力による方法

せん断力分担率—せん断力関係の実験結果との比較を図 3-3-29～図 3-3-30 に示す。

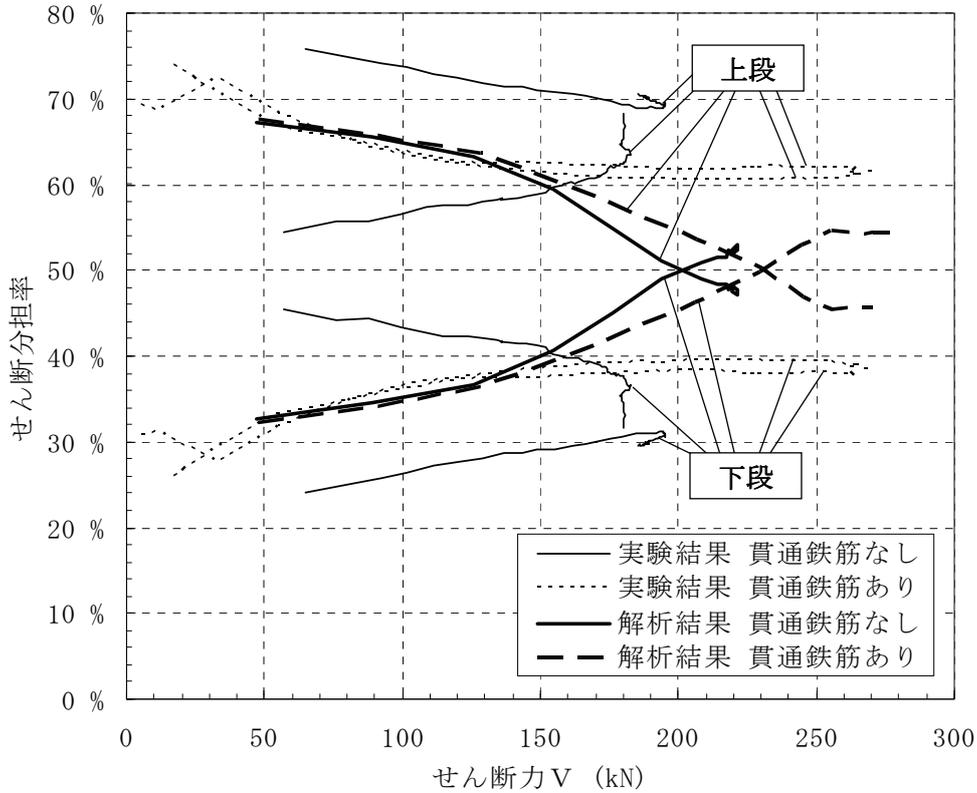


図 3-3-29 せん断力分担率—せん断力関係 (孔数 2)

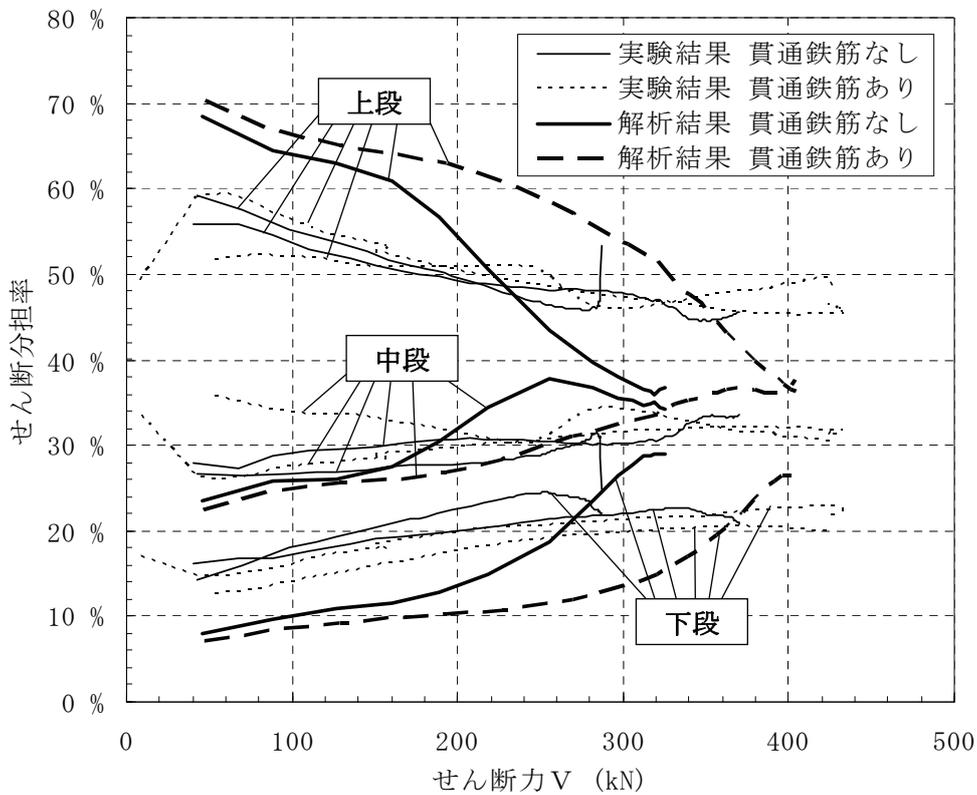


図 3-3-30 せん断力分担率—せん断力関係 (孔数 3)

(2) モデル下面の拘束：全方向 (Case-4)

(a) 孔間軸力による方法

せん断力分担率—せん断力関係の実験結果との比較を図 3-3-31～図 3-3-32 に示す。

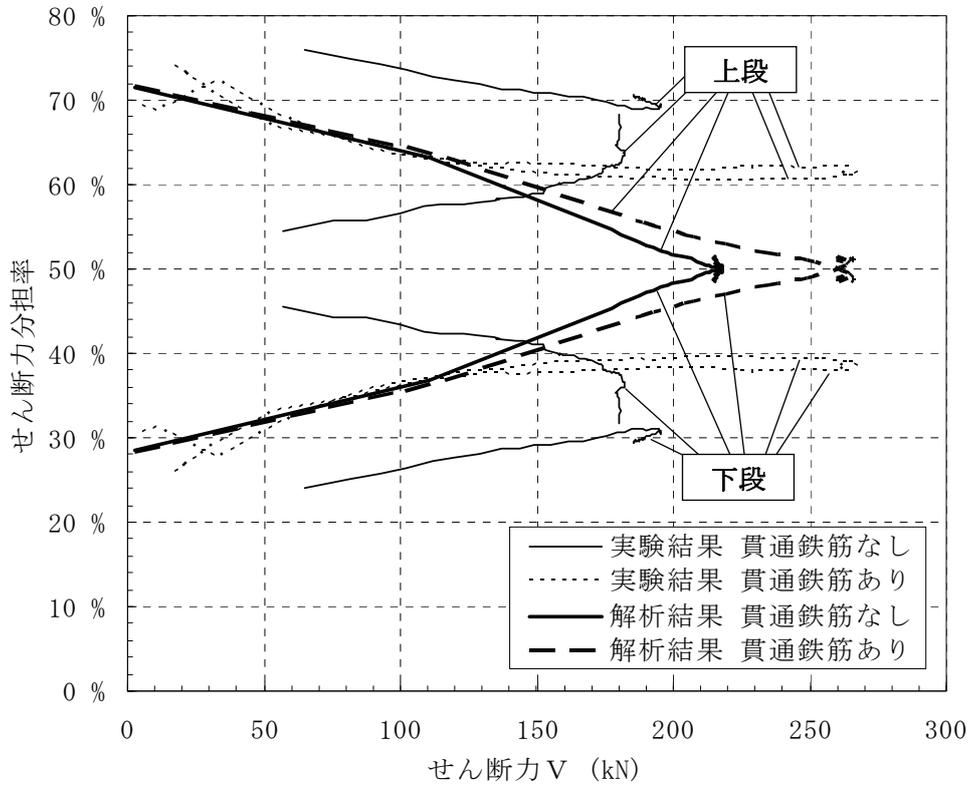


図 3-3-31 せん断力分担率—せん断力関係 (孔数 2)

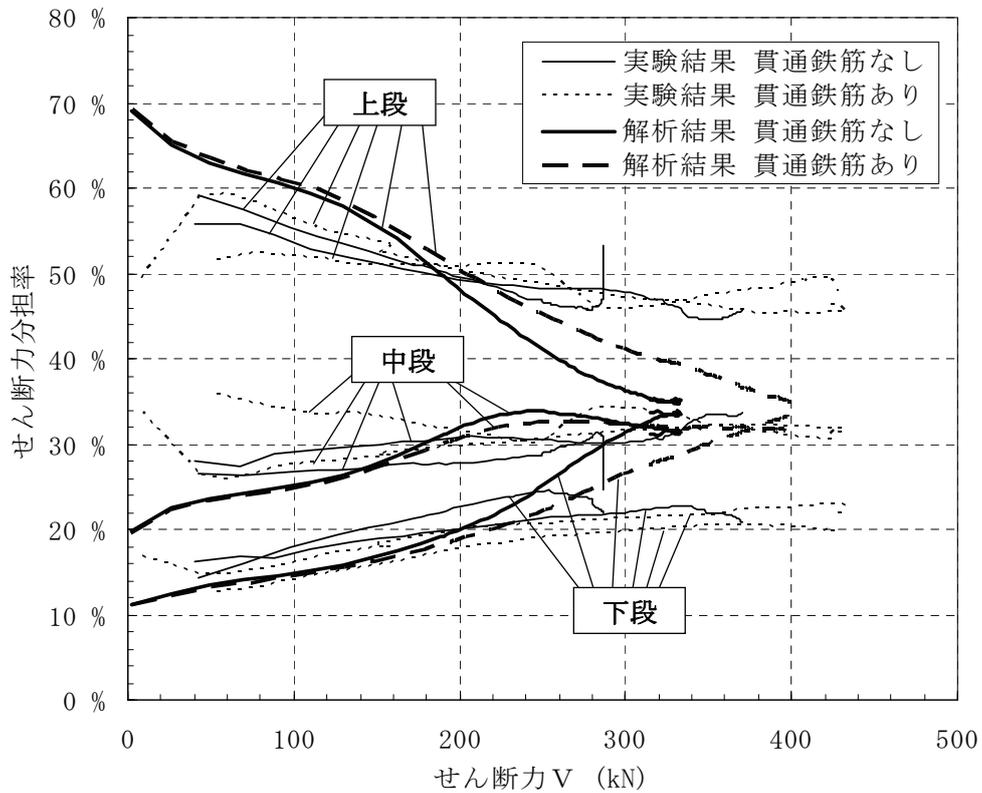


図 3-3-32 せん断力分担率—せん断力関係 (孔数 3)

(b) せん断応力による方法

せん断力分担率—せん断力関係の実験結果との比較を図 3-3-33～図 3-3-34 に示す。

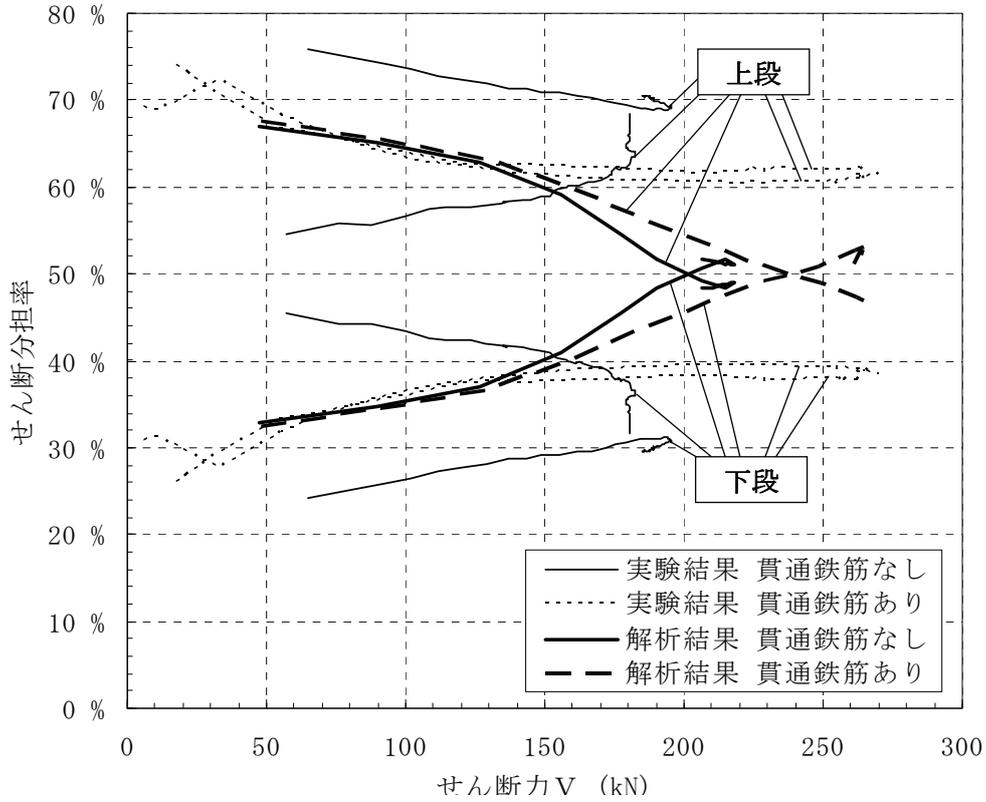


図 3-3-33 せん断力分担率—せん断力関係 (孔数 2)

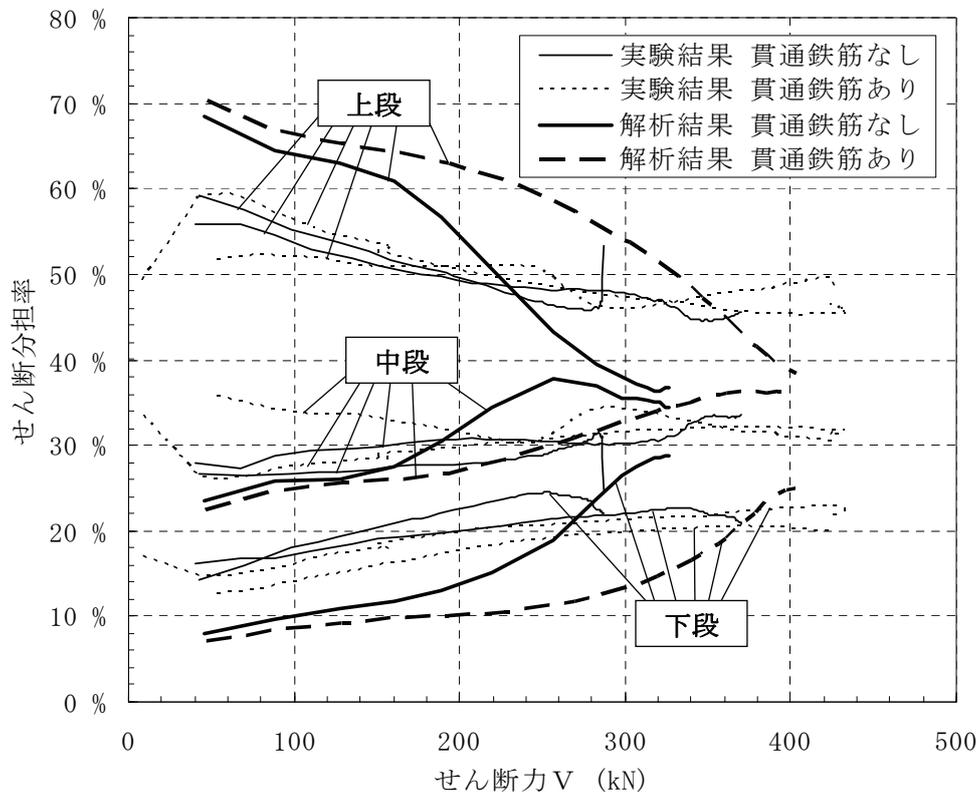


図 3-3-34 せん断力分担率—せん断力関係 (孔数 3)

(3) 結果比較

各モデルの使用限界時および最大せん断力時のせん断力分担率を表 3-3-5～表 3-3-8 に示す。なお、使用限界時は 2-3-2(2) に準じ、最大せん断力の 0.33 倍のせん断力発生時とする。

表 3-3-5 使用限界時のせん断力分担率（孔間軸力による方法）

		貫通鉄筋なし					貫通鉄筋あり				
		実験結果			解析結果		実験結果			解析結果	
		試験体 1	試験体 2	平均値	鉛直拘束	全拘束	試験体 1	試験体 2	平均値	鉛直拘束	全拘束
孔数 2	上段	55 %	76 %	66 %	66 %	65 %	64 %	64 %	64 %	65 %	65 %
	下段	45 %	24 %	35 %	34 %	35 %	36 %	36 %	36 %	35 %	35 %
孔数 3	上段	52 %	55 %	54 %	60 %	59 %	54 %	51 %	53 %	60 %	58 %
	中段	29 %	27 %	28 %	25 %	26 %	28 %	33 %	31 %	25 %	26 %
	下段	19 %	18 %	19 %	15 %	15 %	18 %	16 %	17 %	15 %	16 %

表 3-3-6 使用限界時のせん断力分担率（せん断応力による方法）

		貫通鉄筋なし					貫通鉄筋あり				
		実験結果			解析結果		実験結果			解析結果	
		試験体 1	試験体 2	平均値	鉛直拘束	全拘束	試験体 1	試験体 2	平均値	鉛直拘束	全拘束
孔数 2	上段	55 %	76 %	66 %	66 %	66 %	64 %	64 %	64 %	66 %	65 %
	下段	45 %	24 %	35 %	34 %	34 %	36 %	36 %	36 %	34 %	35 %
孔数 3	上段	52 %	55 %	54 %	64 %	64 %	54 %	51 %	53 %	65 %	65 %
	中段	29 %	27 %	28 %	26 %	26 %	28 %	33 %	31 %	26 %	26 %
	下段	19 %	18 %	19 %	10 %	10 %	18 %	16 %	17 %	9 %	9 %

表 3-3-7 最大せん断力時のせん断力分担率（孔間軸力による方法）

		貫通鉄筋なし					貫通鉄筋あり				
		実験結果			解析結果		実験結果			解析結果	
		試験体 1	試験体 2	平均値	鉛直拘束	全拘束	試験体 1	試験体 2	平均値	鉛直拘束	全拘束
孔数 2	上段	63 %	69 %	66 %	50 %	48 %	61 %	62 %	62 %	50 %	49 %
	下段	37 %	31 %	34 %	50 %	52 %	39 %	38 %	39 %	50 %	51 %
孔数 3	上段	46 %	53 %	50 %	39 %	35 %	45 %	48 %	47 %	36 %	34 %
	中段	33 %	25 %	29 %	28 %	31 %	32 %	32 %	32 %	31 %	32 %
	下段	21 %	22 %	22 %	33 %	34 %	23 %	20 %	22 %	33 %	34 %

表 3-3-8 最大せん断力時のせん断力分担率（せん断応力による方法）

		貫通鉄筋なし					貫通鉄筋あり				
		実験結果			解析結果		実験結果			解析結果	
		試験体 1	試験体 2	平均値	鉛直拘束	全拘束	試験体 1	試験体 2	平均値	鉛直拘束	全拘束
孔数 2	上段	63 %	69 %	66 %	48 %	48 %	61 %	62 %	62 %	45 %	49 %
	下段	37 %	31 %	34 %	52 %	52 %	39 %	38 %	39 %	55 %	51 %
孔数 3	上段	46 %	53 %	50 %	37 %	37 %	45 %	48 %	47 %	36 %	38 %
	中段	33 %	25 %	29 %	34 %	34 %	32 %	32 %	32 %	38 %	37 %
	下段	21 %	22 %	22 %	29 %	29 %	23 %	20 %	22 %	26 %	25 %

図 3-3-27～図 3-3-34 より，せん断力の増加に伴い上段のせん断力分担率が徐々に低下する傾向については，実験結果と解析結果で一致している。以下，各条件に着目して比較を行う。

(a) モデル下面の拘束

- ・表 3-3-5，表 3-3-6 より，使用限界時においてはモデル下面の拘束による差異は認められない。
- ・表 3-3-7，表 3-3-8 より，最大せん断力においてはモデル下面の拘束条件の差によりせん断力分担率が若干異なるものの，傾向が明確ではなく，有意差は認められない。
- ・モデル下面の拘束による影響が小さいのは，帯鉄筋により拘束効果を考慮しているためと考えられる。
- ・よって，モデル下面の拘束を鉛直方向のみとしたケースに着目して比較を行う。

(b) 貫通鉄筋の有無

- ・孔数 2 の実験結果では，貫通鉄筋なしのせん断力分担率の傾向が他と大きく異なる。ただし，このケースを除けば，実験結果と解析結果のいずれにおいても貫通鉄筋の有無によるせん断力分担率の差は小さい。

(c) 使用限界時

- ・孔数 2 では，せん断力分担率の算出方法によらず，解析結果は実験結果の試験体 2 体の平均に近い結果となる。
- ・孔数 3 では，せん断力分担率の算出方法によらず，解析結果は実験結果に概ね近いものの，解析結果で上段のせん断力分担率がやや大きくなる。さらにせん断力分担率の算出方法で比較すると，実験結果と同じ算出方法である孔間軸力による方法のほうが実験結果に近くなる。せん断応力による方法では，上段のせん断力分担率が 65%で孔数 2 と同等となり，下段のせん断力分担率は逆に約 10%と小さくなる。
- ・使用限界時では，解析結果は概ね実験結果に近い結果となる。

(d) 最大せん断力時

- ・孔数 2 では，実験結果では上段のせん断力分担率が大きいのにに対し，解析結果では上段と下段がほぼ同等となる。またせん断応力による方法では，上段のせん断力分担率が下段を下回る結果となる。
- ・孔数 3 では，実験結果では上段から下段へと徐々にせん断力分担率が小さくなるのに対し，解析結果ではそのような傾向が表れず，各位置のせん断力分担率が近い値となる。
- ・孔数 2，3 に共通して，解析結果における最大せん断力時のせん断力分担率は，各ジベルで負担するせん断力が均一に近づく傾向を示した。これは，せん断力を大きく負担したジベルの剛性が，破壊により順次低下し，最大せん断力時にはいずれのジベルも破壊に至ってせん断力が平均的に分散するためと考えられる。

3-5-3. せん断力-鋼板ひずみ関係

せん断力-鋼板ひずみ関係の実験結果との比較を図 3-3-35～図 3-3-37 に示す。

(1) 孔数 2

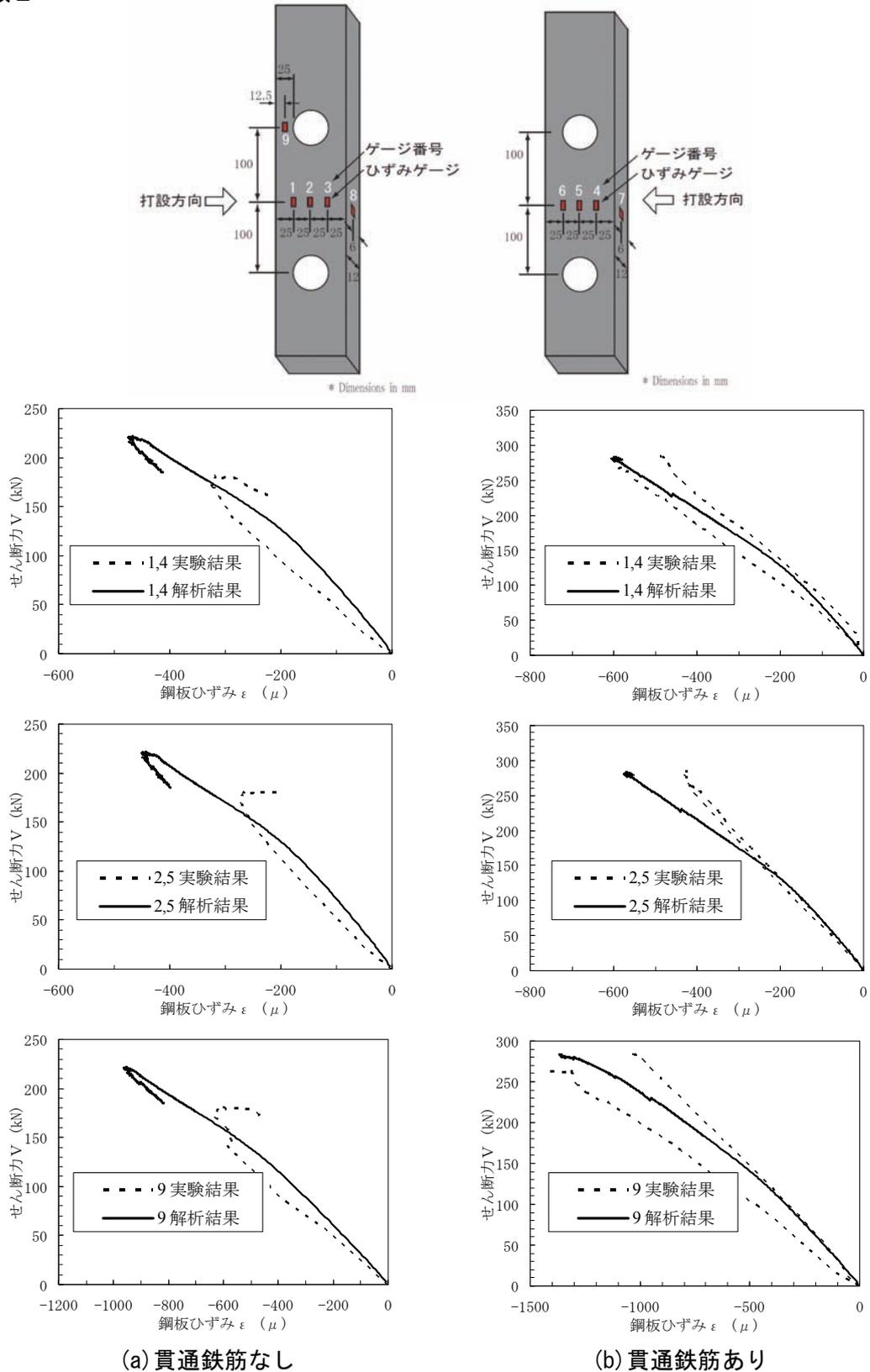


図 3-3-35 せん断力-鋼板ひずみ関係 (孔数 2)

(2) 孔数 3

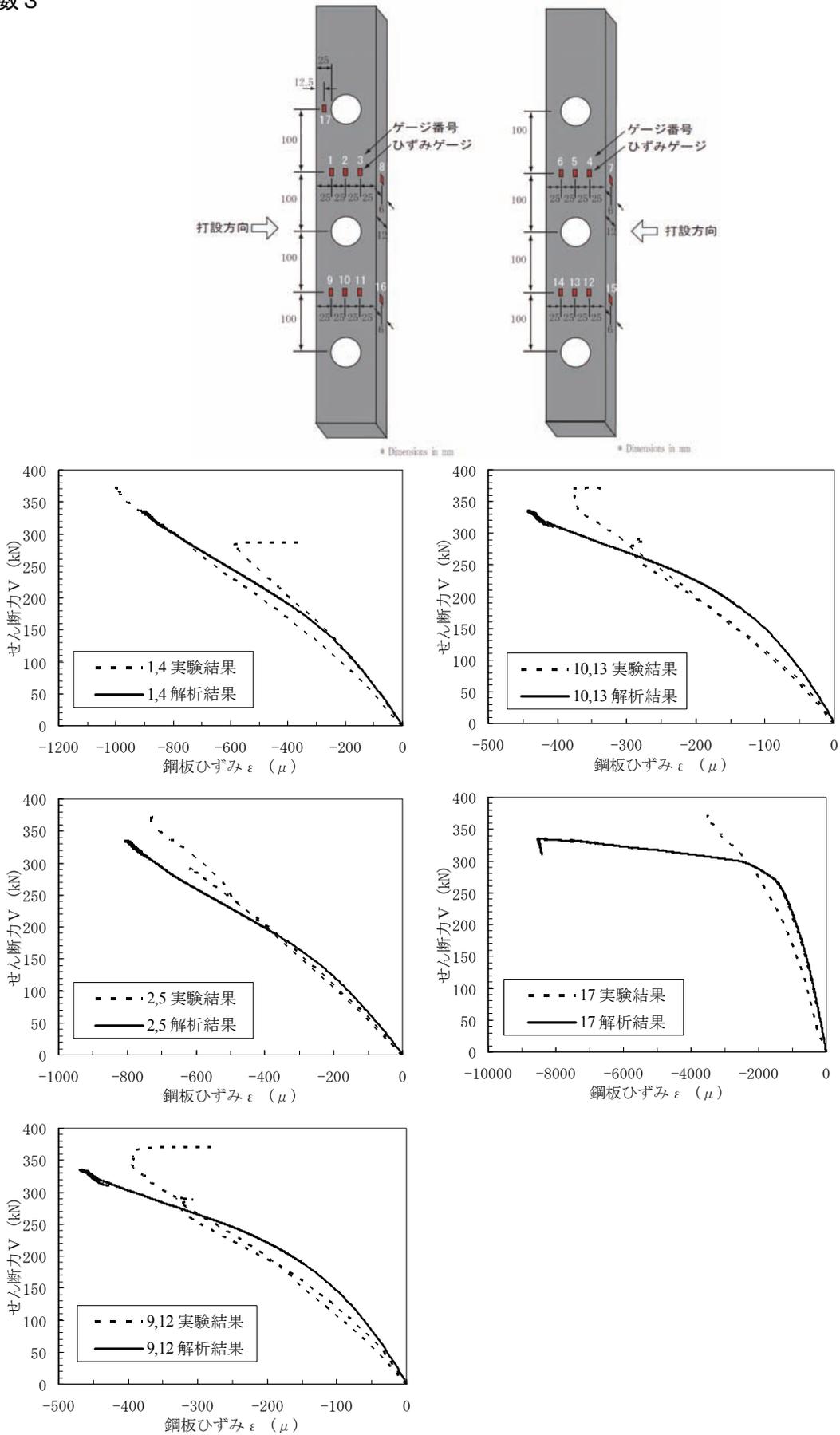


図 3-3-36 せん断力—鋼板ひずみ関係 (貫通鉄筋なし 孔数 3)

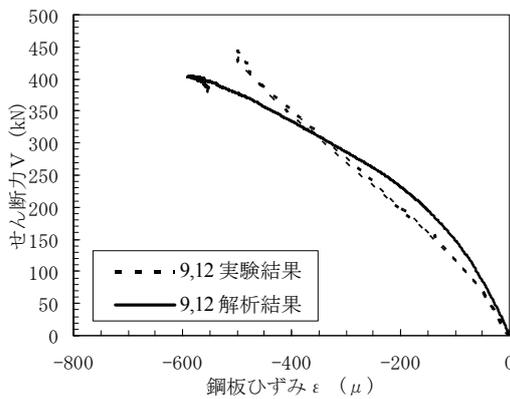
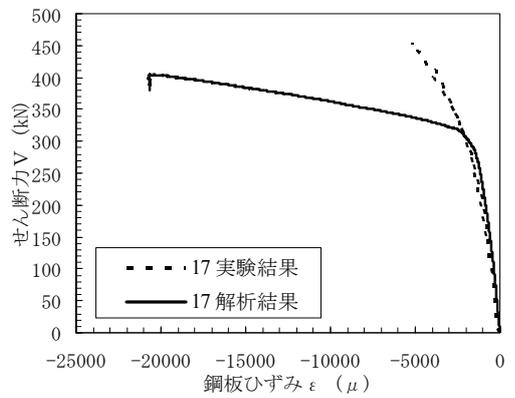
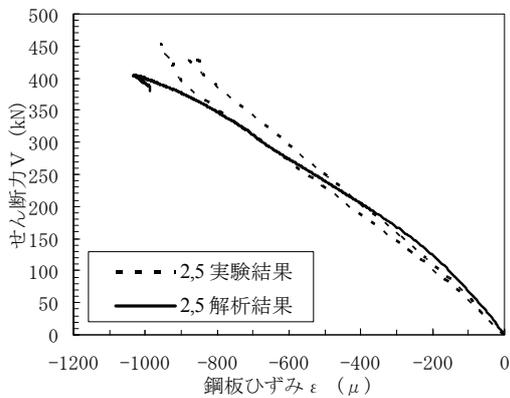
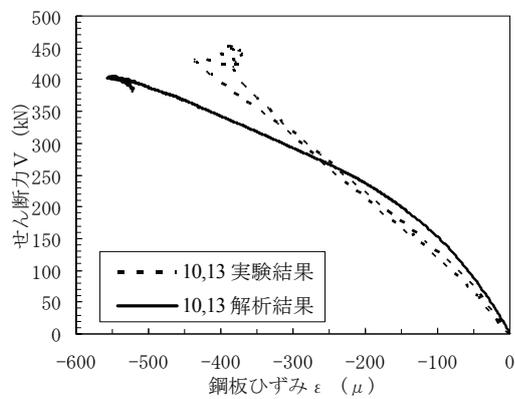
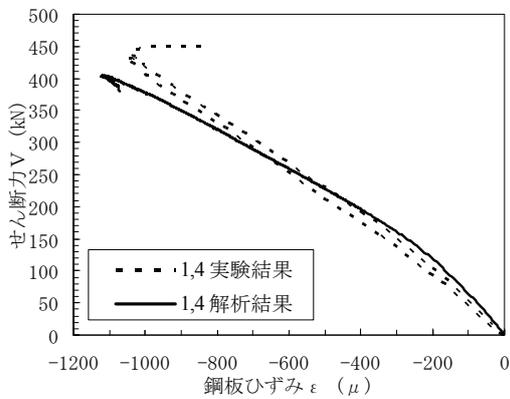
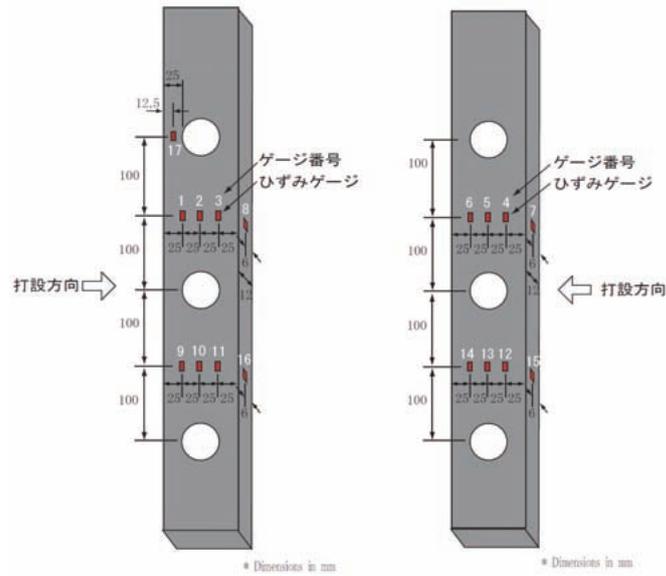


図 3-3-37 せん断力—鋼板ひずみ関係 (貫通鉄筋あり 孔数 3)

以上のせん断力－鋼板ひずみ関係の比較より，以下のことがいえる。

- ・孔数3では実験結果，解析結果のいずれにおいても，ジベルの横にあるひずみゲージ番号17で鋼板が降伏（鋼板の降伏ひずみ＝1530 μ ）する。このゲージの最大ひずみは，実験結果では貫通鉄筋なしで1500～3500 μ ，貫通鉄筋ありで4000～5000 μ であるが，解析結果では貫通鉄筋なしで8500 μ ，貫通鉄筋ありで20000 μ となり，解析結果のほうが大幅に大きな値となる。
- ・降伏後のひずみに差が生じる原因としては，解析では鋼板とコンクリート間のせん断方向のバネをモデル化していないことが考えられる。実験では鋼板とコンクリートの間で多少なりともせん断方向の力を伝達していると考えられ，これにより実験のひずみが増大しなかったのではないかと考えられる。
- ・孔数2，孔数3ともに，降伏に至らない場合は最大ひずみが概ね実験結果に近い傾向となる。

降伏後のひずみの大小が他の比較項目に与える影響について，以下のよう考えられる。

- ・最大せん断力については，ジベル横の鋼板が降伏してもジベル上下の鋼板から力が伝達するため，直接的な影響は小さいと考えられる。
- ・最大せん断力時のずれ変位は，鋼板のひずみが降伏後増大すれば影響を受けると考えられる。孔数3の解析結果で最大せん断力時のずれ変位が大きな値となっているのは，鋼板の最大ひずみが大きいことによる影響もあると考えられる。
- ・せん断力分担率については，鋼板が降伏すると隣接するジベルに力が流れるため，上段のせん断力分担率が大きくなる，または低下が抑えられることが考えられる。図 3-3-36，図 3-3-37 より，実験結果と解析結果のいずれにおいても貫通鉄筋なしで約 250kN，貫通鉄筋ありで約 300kN のせん断力以上の範囲で上段ジベル横の鋼板が降伏ひずみに達している。図 3-3-28 より，実験結果ではこのせん断力の範囲ではせん断力分担率が横ばいとなっており，上記のメカニズムに整合する。解析結果でも若干同様の傾向は見られるものの，実験結果ほど顕著ではない。逆に，図 3-3-30 のせん断応力による方法では，鋼板降伏後も上段のせん断力分担率が大幅に低下している。このことから，せん断力分担率の算出方法は，実験と同じ孔間軸力による方法のほうが実験に近い結果となることが示される。

3-5-4. 設計式との比較

§ 2. で比較に用いた，2009 年制定複合構造標準示方書（土木学会）⁶⁾に規定されるせん断力-ずれ変位関係（以下，設計式とする）と，実験および解析により求められたせん断力-ずれ変位関係を比較する。比較した図を図 3-3-38～図 3-3-40 に示す。

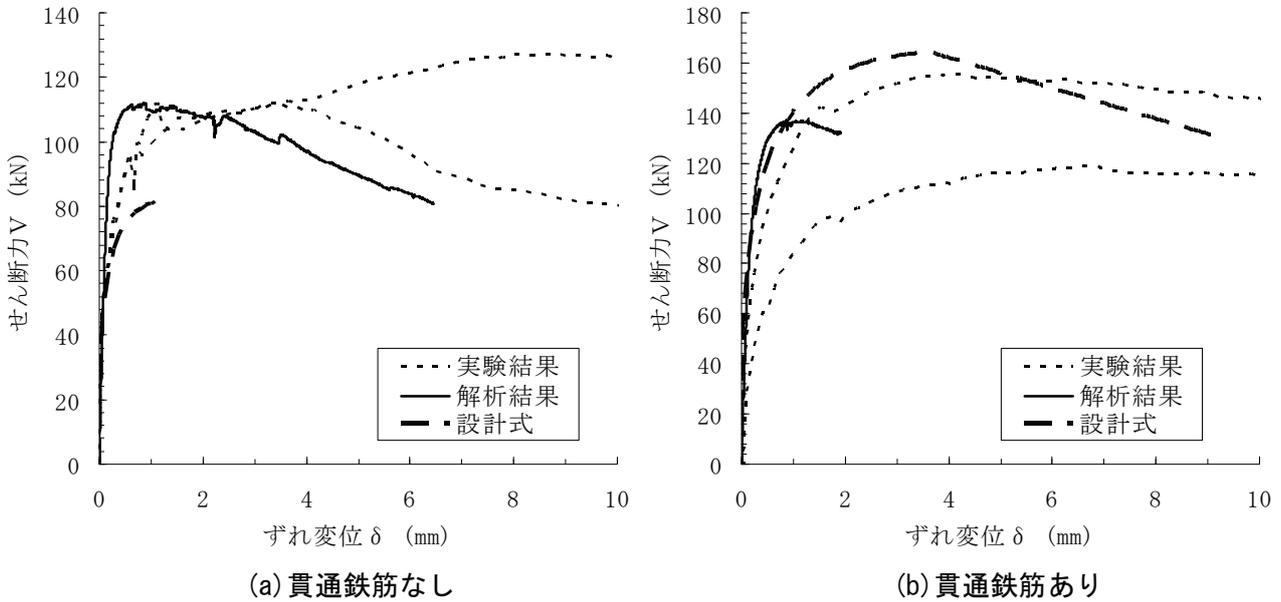


図 3-3-38 せん断力-ずれ変位関係（孔数 1）

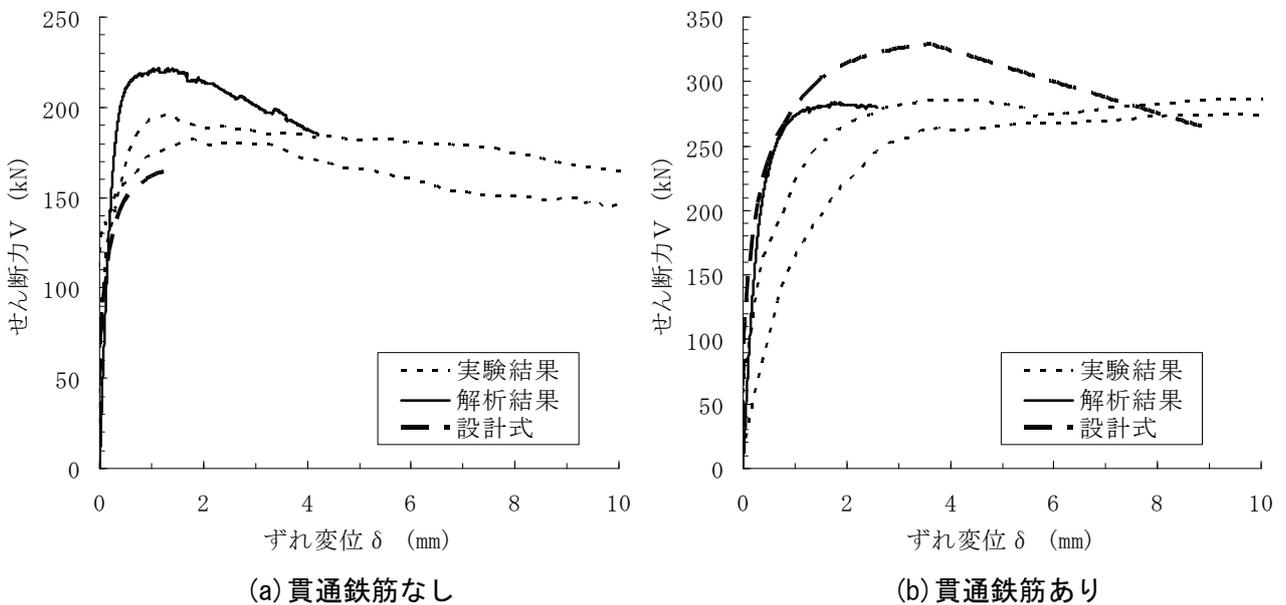


図 3-3-39 せん断力-ずれ変位関係（孔数 2）

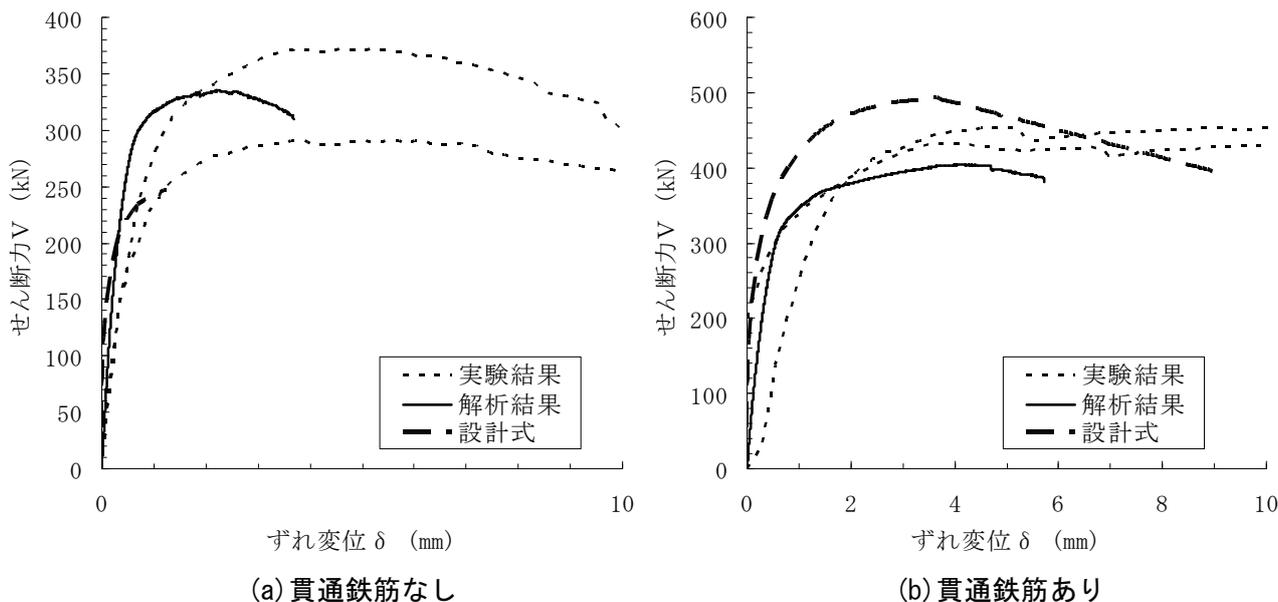


図 3-3-40 せん断力—ずれ変位関係（孔数 3）

各モデルの最大せん断力を表 3-3-9～表 3-3-10 に、最大せん断力時のずれ変位を表 3-3-11 に示す。

表 3-3-9 最大せん断力

	貫通鉄筋なし					貫通鉄筋あり				
	実験結果			解析結果	設計式	実験結果			解析結果	設計式
	試験体 1	試験体 2	平均値			試験体 1	試験体 2	平均値		
孔数 1	112 kN	127 kN	120 kN	112 kN	82 kN	119 kN	156 kN	138 kN	137 kN	164 kN
孔数 2	182 kN	196 kN	189 kN	221 kN	164 kN	275 kN	287 kN	281 kN	283 kN	328 kN
孔数 3	372 kN	291 kN	332 kN	336 kN	246 kN	433 kN	454 kN	444 kN	404 kN	493 kN

表 3-3-10 孔 1 つ当たりの最大せん断力

	貫通鉄筋なし					貫通鉄筋あり				
	実験結果			解析結果	設計式	実験結果			解析結果	設計式
	試験体 1	試験体 2	平均値			試験体 1	試験体 2	平均値		
孔数 1	112 kN	127 kN	120 kN	112 kN	82 kN	119 kN	156 kN	138 kN	137 kN	164 kN
孔数 2	91 kN	98 kN	95 kN	111 kN	82 kN	138 kN	144 kN	141 kN	142 kN	164 kN
孔数 3	124 kN	97 kN	111 kN	112 kN	82 kN	144 kN	151 kN	148 kN	135 kN	164 kN
平均	109 kN	107 kN	108 kN	112 kN	82 kN	134 kN	150 kN	142 kN	138 kN	164 kN

表 3-3-11 最大せん断力時のずれ変位

	貫通鉄筋なし					貫通鉄筋あり				
	実験結果			解析結果	設計式	実験結果			解析結果	設計式
	試験体 1	試験体 2	平均値			試験体 1	試験体 2	平均値		
孔数 1	3.4 mm	8.2 mm	5.8 mm	0.8 mm	1.3 mm	6.7 mm	3.8 mm	5.2 mm	0.9 mm	3.6 mm
孔数 2	1.8 mm	1.3 mm	1.5 mm	1.0 mm	1.3 mm	9.5 mm	3.9 mm	6.7 mm	1.8 mm	3.6 mm
孔数 3	5.2 mm	5.6 mm	5.4 mm	2.2 mm	1.3 mm	3.9 mm	5.2 mm	4.5 mm	4.1 mm	3.6 mm

以上より、設計式、実験結果と解析結果について以下のことがいえる。

(1) 貫通鉄筋なし

- ・孔 1 つ当たりの最大せん断力で比較すると、実験結果と解析結果はほぼ同等となるのに対し、設計式の最大せん断力はやや小さい。
- ・孔数 2 では最大せん断力時のずれ変位が設計式、実験結果、解析結果で概ね近い傾向となるが、孔数 1、3 では実験結果に比べて解析結果、設計式が小さな値となる。

(2) 貫通鉄筋あり

- ・孔 1 つ当たりの最大せん断力で比較すると、実験結果と解析結果はほぼ同等となるのに対し、設計式の最大せん断力は大きくなる。これは貫通鉄筋なしとは逆の傾向でなる。このことから今回の検討においては、設計式における貫通鉄筋の最大せん断力に与える影響が、実験や解析に比べて大きいことがわかる。
- ・最大せん断力時のずれ変位は、設計式と実験結果では概ね近い傾向となる。解析結果では孔数 3 では設計式、実験結果に近いものの、孔数 1、2 では小さなずれ変位で最大せん断力に達する。
- ・設計式と解析結果では最大せん断力を超えるとせん断力が低下していくが、実験ではほとんど低下せず、孔数 2、3 では逆に少しずつせん断力が増加する。

3-6. まとめ

本検討により得られた知見を以下に示す。

(1) せん断力-ずれ変位関係

- ・最大せん断力は概ね実験値に近い結果が得られた。
- ・解析結果ではずれ変位が全体的に小さいため、実験結果に比べて全体的にグラフが左側へシフトしたような傾向を示すものの、最大せん断力到達後の剛性低下については比較的实验に近い傾向を得ることができた。

(2) せん断力分担率

- ・モデル下面の拘束方法による差は明確には認められなかった。これは帯鉄筋により拘束効果が働いているためと考えられる。

- ・解析結果と実験結果のいずれにおいても、貫通鉄筋の有無による傾向の差は認められなかった。
- ・せん断力分担率の算出方法は、実験結果と同じ計算方法である孔間軸力による方法のほうが実験結果に近い傾向となった。
- ・最大せん断力の 0.33 倍のせん断力発生時として使用限界時に着目すると、実験結果に概ね近い結果が得られた。
- ・最大せん断力時に着目すると、実験では上段から下段へと徐々にせん断力分担率が小さくなっていくのに対し、解析結果では各位置のせん断力分担率がそれぞれ孔数に対する単純平均に近い値となった。これは、せん断力を大きく負担したジベルが順次破壊し、せん断力が分散するためと考えられる。

(3) せん断力－鋼板ひずみ関係

- ・実験結果に近い傾向が得られた。
- ・実験結果と同じくジベルの横の部材幅の小さい鋼板が降伏するが、降伏後の最大ひずみは実験結果に比べて 4 倍程度と大きな値となった。この差が、ずれ変位やせん断力分担率にも影響を与えていることが推測される。

(4) 設計式との比較

- ・貫通鉄筋なしでは実験結果、解析結果に比べて設計式の最大せん断力が小さくなり、貫通鉄筋ありでは逆に設計式の最大せん断力が大きくなった。貫通鉄筋を考慮することによる最大せん断力の増加分は、実験結果や解析結果では 1.2～1.3 倍であるのに対して設計式では 2 倍となり、今回の検討においては設計式で貫通鉄筋の効果が比較的大きくなる結果となった。
- ・最大せん断力時のずれ変位は実験結果で大きく、解析結果や設計式では比較的小さくなった。
- ・せん断力－ずれ変位関係の形状は、いずれも比較的近い傾向となった。

以上より、FEM解析により実験結果を概ね再現することができた。せん断力分担率については、最大せん断力時では非線形性が強い影響で再現性が低いものの、使用限界時では概ね近い傾向が得られた。

参考文献

- 1) 中島章典, 小関聡一郎, 内藤雅人, 中島絢平, 鈴木康夫: 長手方向に複数配置した孔あき鋼板ジベルのせん断力分担に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol. 57A, pp. 996-1006, 2011. 3.
- 2) H. Nakamura, T. Higai: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Load, JCI-C51E, Vol. 2, pp. 259-272, 1999. 10
- 3) 土木学会: コンクリート標準示方書 設計編, 2007
- 4) 出雲淳一, 他: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学論文, No. 87. 9-1, pp. 107-120, 1987. 9
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編, 2002. 3.
- 6) 土木学会 複合構造委員会: 2009 年制定複合構造標準示方書, 2009. 12.