

# 新形式のずれ止め構造の強度特性に関する 実験的研究

## AN EXPERIMENTAL STUDY ON THE STRENGTH OF A NEW TYPE OF STUD CONNECTOR



竹中 裕文<sup>1)</sup>



Luiza H. ICHINOSE<sup>2)</sup>

### SYNOPSIS

As part of the development of the sliding method for the construction of slabs, in which precast concrete slabs are placed on steel girders and pushed forward towards the opposite girder end, a new type of stud connector was developed.

Push-out tests were carried out to verify the strength of these connections and, comparing the results with that of ordinary stud connectors, a quite unusual behavior was observed.

### 1. まえがき

PPCS工法<sup>1)</sup>におけるプレキャスト床版(以下、PC床版)の鋼桁上への敷設方法としては、通常、専用の門型クレーン、もしくはトラッククレーンにより、PC板を1枚ずつ所定の位置にセットしていく工法が用いられている。しかしながら、クレーンによる敷設が困難な場合や架橋地点が渓谷などの場合、PC板を桁端部から押し出し架(敷)設する工法が有利であり、わが国においては、いわゆる「PPCS-スライディング工法」<sup>2)</sup>が、最近、実橋で用いられている。この工法の場合、ずれ止めの溶植作業は、PC板の敷設後、現場で行う必要がある。そのため、現場作業の省力化が図れない。そこで、上述のような問題点を解消するため、今回、PC板のスライド工法による敷設に適した新たなずれ止め構造を考案し、その強度特性を押し抜き試験により検討したので、ここに報告する。

### 2. 新形式のずれ止め構造

図-1には、今回、考案した2種類のずれ止めを構造を示す。主桁を工場製作する際、図-1(a)では着色部のスタッドが、また図-1(b)では雌ねじスタッドがそれぞれ

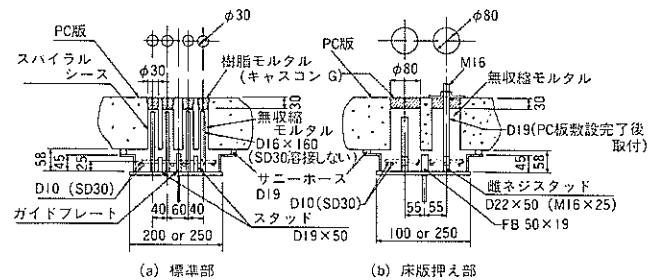


図-1 新形式のずれ止めの構造

溶植される。いずれのスタッドも、ハンチプレートの高さ以下に抑えられているので、PC板のスライド作業時に、何ら支障をきたさない。

板の敷設後、図-1(a)では異形鉄筋が挿入され、また図-1(b)では雌ねじスタッドが取り付けられる。両構造とも、最終的には、ジベル孔内に無収縮モルタルが充填され、桁と床版とが一体化される。この新しいずれ止め構造の特長は、下記のとおりである。

- ① スタッドの溶植は、全て工場で行うことができる
- ② PC床版と鋼桁とを一体化させるずれ止めの配置作業は、現場で異形鉄筋を配置するか、あるいは雌ねじスタッド

本店 設計技術部次長 技術士(建設部門) Hirofumi TAKENAKA  
本店 設計技術部 技術開発課 主任技師 一ノ瀬伯子ルイザ

ドをねじ込むだけですむので、省力化が図れる。

- ③ ずれ止め用の孔は、従来のものより小さくてすみ、充填する無収縮モルタルの量が減少し経済的となる。
- ④ 現場で不可避の施工誤差の影響を受けずに、ずれ止めの配置作業を行うことができる。
- ⑤ 本構造形式のずれ止めは、ハンチプレートとガイドプレートに挟まれたモルタル内に配置されるため、両プレートによる拘束効果により、従来のずれ止め(スタッド)よりも高い強度特性が期待できる<sup>3)</sup>。したがって、ずれ止めの使用本数の低減が可能である。

### 3. 供試体, 実験方法および測定方法

#### 3.1 供試体

新形式のずれ止め構造としては、3種類の構造形式を考案した。そのため、押抜き実験用の供試体は、各形式について3体ずつ、合計9体を製作した。これらの供試体の一覧を表-1に示す。また、3種類の構造形式および寸法を図-2に示す。

押抜き供試体の製作方法は、写真-1に示すように、H形鋼を左右に2分割し、実橋と同じ状態でモルタルが充填されるよう配慮している。最終的に、2分割された供試体のH形鋼のウェブを高力ボルトで連結し、押抜き実験ができる状態に組立てた。

表-2および3には、それぞれコンクリートおよび無収縮モルタルの材料試験結果を示す。

#### 3.2 実験方法

押抜き実験は、容量200tfの万能試験機(UH-200A型, 島津製作所)を用いて行った。供試体のセットに際しては、供試体下面にセメントペーストを敷いて載荷面と支持面とが平行を保ち、かつ偏心荷重が作用しないよう、入念にセッ

表-1 押抜き供試体の一覧

供試体のTypeと番号	先付けスタッド*		後付けスタッド*		補強筋の有無***	
	種類	本数**	種類	本数**		
A-1	異形スタッド	4	D19×50	異形スタッド	6	有
A-2				異形スタッド	6	
A-3				異形スタッド	6	
B-1	異形スタッド	4	D19×50	異形スタッド	6	無
B-2				異形スタッド	6	
B-3				異形スタッド	6	
C-1	雌ねじスタッド	4	D22×50	雌ねじスタッド	4	有
C-2				雌ねじスタッド	4	
C-3				雌ねじスタッド	4	

注: \*先付けスタッドとは、工場内で溶植するずれ止めをいう。一方、後付けスタッドとは、現場で挿入、もしくはねじ込むずれ止めをいう。

\*\*本数は、片側のフランジに対するものである。

\*\*\*この表におけるType A供試体とType B供試体との相違は、スタッド周辺に配置される補強筋の有無のみである。

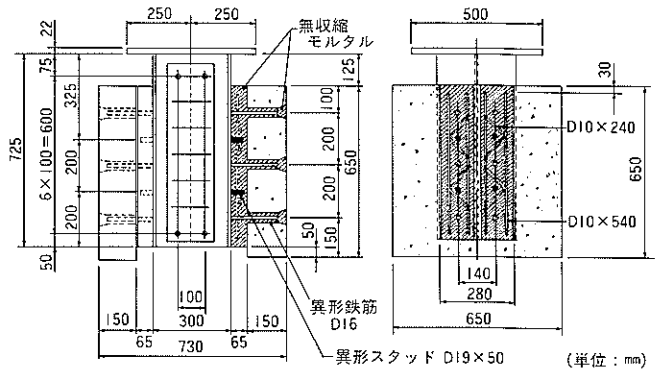


図-2 (a) Type A供試体

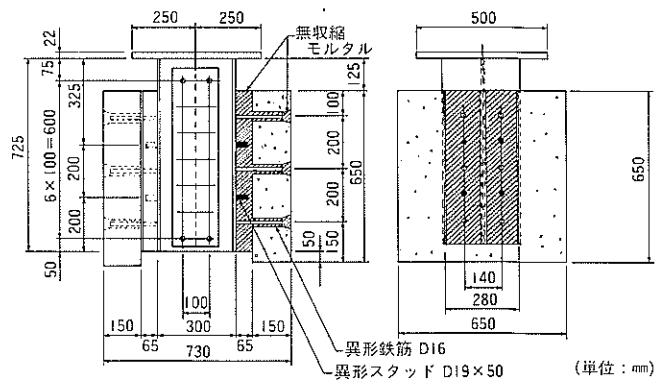


図-2 (b) Type B供試体

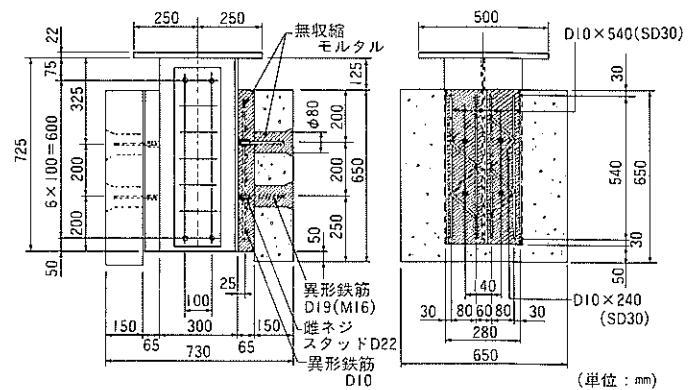


図-2 (c) Type C供試体

図-2 供試体の形状・寸法

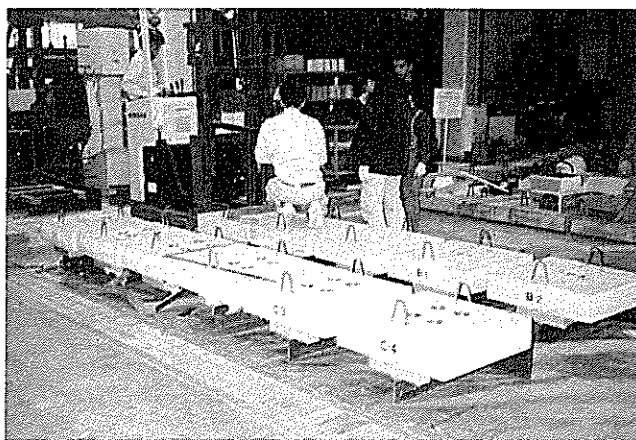


写真-1 供試体の製作方法

表-2 コンクリートの縦弾性係数の試験結果  
(a) その1

項目	試験日 1990/12/11		材令 25日	
	No.1	No.2	No.3	平均
直径 (cm)	10.00	10.00	10.00	10.00
破壊荷重 (tf)	37.9	38.7	38.9	38.5
圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	483	492	495	490
1/3破壊荷重 (tf)	12.6	12.9	13.0	12.8
上記の縦ひずみ (μ $\epsilon$ )	460	482	500	481
50μ $\epsilon$ 時の荷重 (tf)	1.4	1.5	1.2	1.4
縦弾性係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	$3.48 \times 10^5$	$3.37 \times 10^5$	$3.32 \times 10^5$	$3.39 \times 10^5$

(b) その2

項目	試験日 1990/12/18		材令 32日	
	No.4	No.5	No.6	平均
直径 (cm)	10.00	10.00	10.00	10.00
破壊荷重 (tf)	41.6	39.2	38.4	39.7
圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	529	500	489	506
1/3破壊荷重 (tf)	—	—	—	—
上記の縦ひずみ (μ $\epsilon$ )	—	—	—	—
50μ $\epsilon$ 時の荷重 (tf)	—	—	—	—
縦弾性係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	—	—	—	—

ト作業を行った。供試体の試験機内へのセット状況を写真-2に示す。

荷重は、道路示方書のスタッドのせん断耐力の決め方を参考にして、残留ずれ量が $\delta=0.08\text{mm}$ に達するまで載荷と徐荷とを何回も繰返す反復載荷する方法を採用した。しかし、結果的には、ずれ量が通常のスタッドと比べて極端に少なく、ほぼ最大荷重に達するまで、残留ずれ量 $\delta=0.08\text{mm}$ に至らなかった。

表-3 モルタルの縦弾性係数の試験結果  
(a) その1

項目	試験日 1990/12/11			材令 6日
	No.1	No.2	No.3	平均
直径 (cm)	5.00	5.00	5.00	5.00
破壊荷重 (tf)	10.6	11.3	11.6	11.1
圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	539	573	588	567
1/3破壊荷重 (tf)	—	—	—	—
上記の縦ひずみ (μ $\epsilon$ )	—	—	—	—
50μ $\epsilon$ 時の荷重 (tf)	—	—	—	—
縦弾性係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	—	—	—	—

(b) その2

項目	試験日 1990/12/18			材令 13日
	No.4	No.5	No.6	平均
直径 (cm)	5.00	5.00	5.00	5.00
破壊荷重 (tf)	11.0	13.5	13.3	12.6
圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	560	688	679	642
1/3破壊荷重 (tf)	3.7	4.5	4.4	4.2
上記の縦ひずみ (μ $\epsilon$ )	822	974	1,000	932
50μ $\epsilon$ 時の荷重 (tf)	0.2	0.2	0.2	0.2
縦弾性係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	$2.26 \times 10^5$	$2.36 \times 10^5$	$2.28 \times 10^5$	$2.30 \times 10^5$

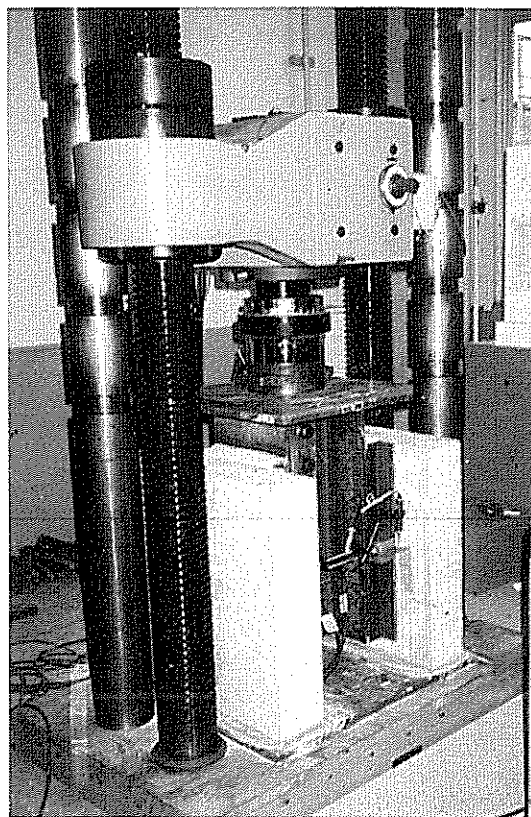


写真-2 押し抜き供試体のセット状況

### 3.3 測定方法

押抜き供試体のプレキャストコンクリート版とH形鋼との相対ずれ量は、図-3に示すように、高精度変位計(1,000×10<sup>-6</sup>/mm, CDP-10, 東京測器製)を4箇所配置して測定をした。

また、荷重の測定には、容量200tfのロードセル (CLF-200, 東京測器製)を用いた。

測定、およびデータ処理のブロック図を、図-4に示す。

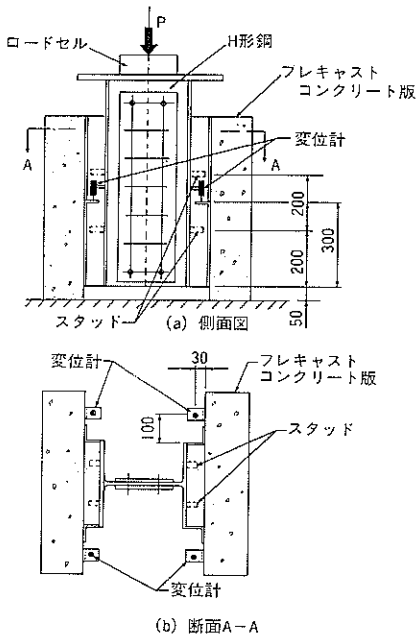


図-3 ずれ量, および, 荷重の測定位置

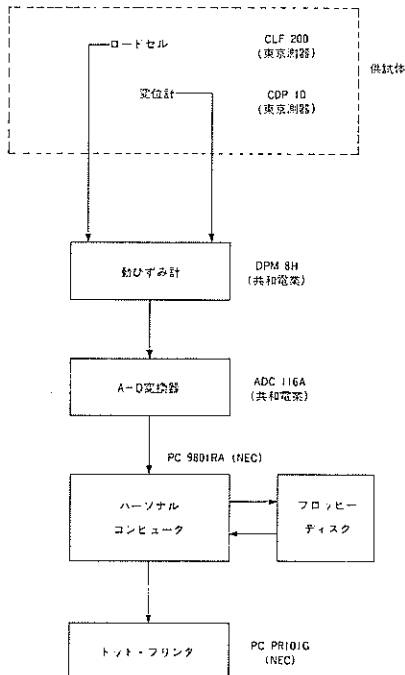


図-4 測定方法, およびデータ処理のブロック図

### 4. 実験結果とその考察

図-5には、押抜きを試験により得られた供試体の荷重P-ずれ $\delta$ 曲線の一例を示す。この図より、新形式のずれ止めを構造のP- $\delta$ 曲線は、通常スタッドのP- $\delta$ 曲線とは明らかに相違していることがわかる。新形式のずれ止め構造の場合、ずれ量が極めて小さく、かつ残留ずれは、大きなずれが発生するまで、ほとんど生じないという特性を有している。さらにP- $\delta$ 曲線の急変点(図中の○印で示す)が明確に特定できるので、とくに残留ずれ $\delta=0.08\text{mm}$ に対応する限界荷重を定義する必要がないと考えられる。

そこで、この急変点に対応する荷重を、ここでは降伏荷重と呼ぶことにし、実験で得られた各タイプの降伏荷重を用いて、新形式ずれ止め1本当たりの許容せん断力 $Q_d$ を求め、道路橋示方書<sup>4)</sup>によるスタッドの許容せん断力 $Q_a$ と比較

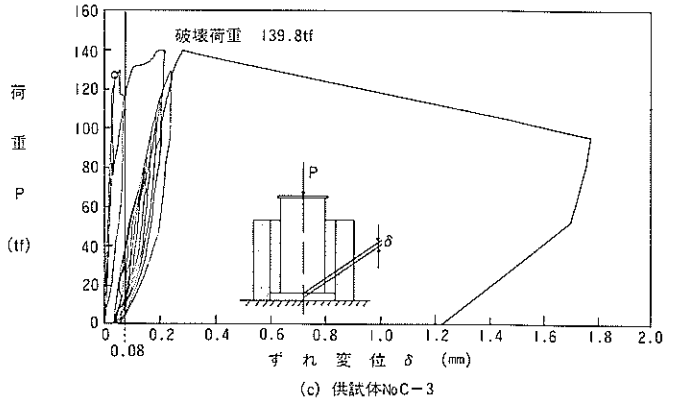
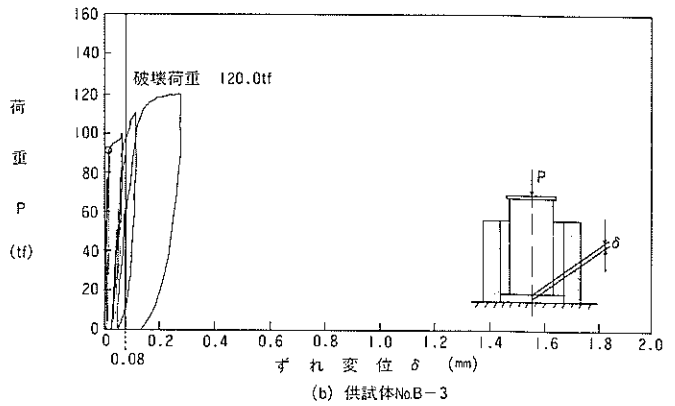
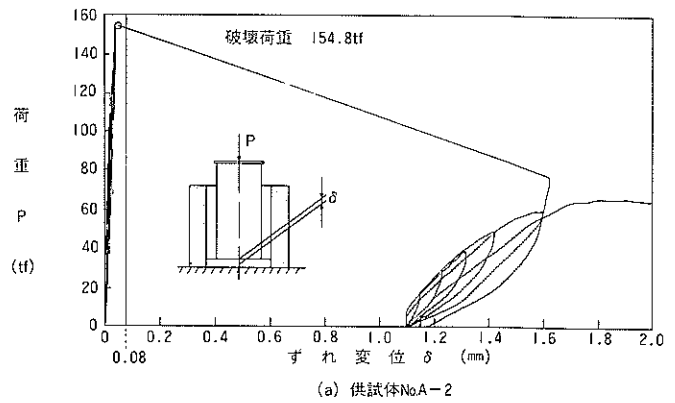


図-5 荷重-ずれ曲線の例

し、考察を加える。

本研究で対象としたずれ止めは、先に述べたとおり、ハンチプレートとガイドプレートとの間に充填されたモルタル内に配置されているので、両プレートの拘束効果が、ずれ止めの耐荷性状に好結果をもたらすものと考えられる。

したがって、そのせん断耐荷機構は、図-6に示すRoikらの研究成果<sup>3)</sup>に見られるように、ずれ止めのせん断力(または支圧力)と摩擦力との和であると考えられる。しかし、

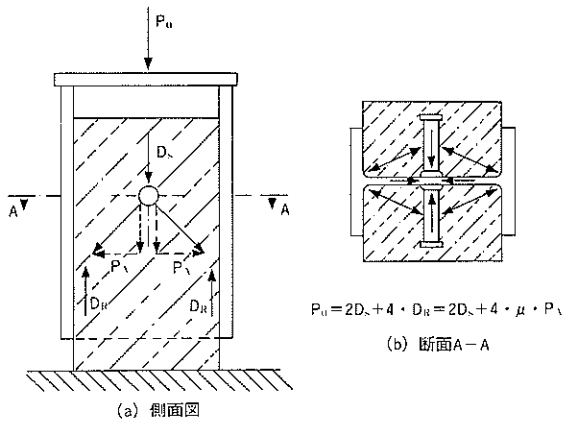


図-6 両フランジからの拘束を受けるスタッドの耐荷機構<sup>3)</sup>

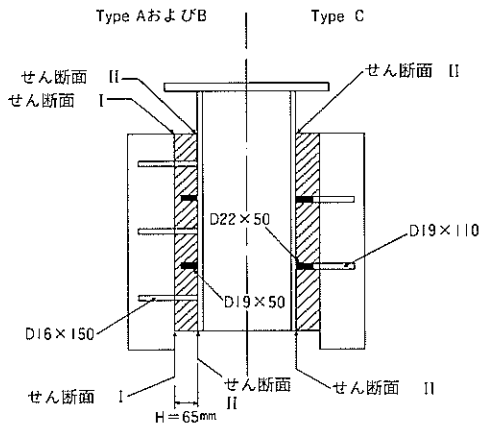


図-7 せん断面 I, および II

表-4 実験から求めた許容せん断力 $Q_d$ と道路橋示方書から求まる許容せん断力 $Q_n$ との比較

ずれ止めの形式	せん断面 I				せん断面 II			
	計算条件	$Q_d$ (kgf/本)	$Q_n$ (kgf/本)	$Q_d/Q_n$	計算条件	$Q_d$ (kgf/本)	$Q_n$ (kgf/本)	$Q_d/Q_n$
type A	d = 1.6cm H = 6.5cm n = 12本	4,128 (2,079kgf/cm <sup>2</sup> )	1,279 (644kgf/cm <sup>2</sup> )	3.23	d = 1.9cm H = 5.0cm n = 8本	6,192 (2,161kgf/cm <sup>2</sup> )	1,168 (408kgf/cm <sup>2</sup> )	5.30
type B	d = 1.6cm H = 6.5cm n = 12本	2,319 (1,168kgf/cm <sup>2</sup> )	1,279 (644kgf/cm <sup>2</sup> )	1.81	d = 1.9cm H = 5.0cm n = 8本	3,479 (1,214kgf/cm <sup>2</sup> )	1,168 (408kgf/cm <sup>2</sup> )	2.98
type C	---	---	---	---	d = 2.2cm H = 16.0cm n = 8本	5,021 (1,297kgf/cm <sup>2</sup> )	3,247 (839kgf/cm <sup>2</sup> )	1.55

注：( )内は平均せん断応力を示す。

摩擦機構に関しては、種々、不明な点がある。そこで、ここでは、単純に図-7に示す2つのせん断面を考え、許容せん断力 $Q_d$ の評価を行うことにする。

4.1 降伏荷重を用いて算定した許容せん断力 $Q_d$

押抜き実験から得られた降伏荷重を用いて、ずれ止め1本当たりの許容せん断力 $Q_d$ を、次式で求めることにする。

$$Q_d = \frac{P_u/n}{\nu} \quad \dots\dots (1)$$

ここに、

$P_u$  : 供試体の降伏荷重 (kgf)

$n$  : せん断面に配置されるずれ止めの本数

$\nu$  : 安全率で、道路橋示方書を参考にして3.0の値を用いることにする。

上式を用いて算定した各タイプのずれ止めの許容せん断力 $Q_d$ をまとめたのが、表-4である。この表をみると、ずれ止め径が3種類あることに注意する必要がある。

4.2 道路橋示方書から算定される許容せん断力 ( $Q_n$ )

現行の道路橋示方書では、次式により、スタッド1本当たりの許容せん断力 $Q_n$ をもとめている。

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

$$Q_n = 5.5dH\sqrt{\sigma_{ck}} \quad : H/d < 5.5$$

ここに、

$Q_n$  : スタッドの許容せん断力 (kgf)

$d$  : スタッドの軸径 (cm)

$H$  : スタッドの高さ (cm)

$\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

上式より、各タイプのずれ止めの各せん断面に対する許容せん断力 $Q_n$ を、算定することができる。そこで、 $Q_n$ の計算に際しては、次のような仮定を設けた。

- i) スタッドの軸径 $d$ には、各せん断面に配置されているずれ止め(異形スタッド、もしくは異形鉄筋)の公称径を用いる。

ii) スタッドの高さHとして、次の値を用いる。

せん断面 I :  $H=6.5\text{cm}$

Type A, および B

せん断面 II :  $H=5.0\text{cm}$

ただし、せん断面 I の場合、プレキャスト床版内に埋め込まれているずれ止め部を固定と考え、ハンチプレートの高さに相当する部分を、ずれ止めの高さとした。

Type C

せん断面 II :  $H=16.0\text{cm}$

ただし、Type C の場合、根元と先端部とでは径が異なっている。しかし、ここでは、根元の径が全高にわたって同じであると考えた。

iii)  $\sigma_{ck}$  の値は、表-3 に示したモルタルの圧縮強度試験結果から判断し、設計用値  $500\text{kgf/cm}^2$  としている。

以上の仮定を用いて算定した許容せん断力  $Q_a$  と、実験より求められた許容せん断力  $Q_d$  とを比較したものを、表-4 に示す。

#### 4.3 実験結果

表-4 から明らかなように、新形式のずれ止め構造の降伏荷重を基準に考えた許容せん断力  $Q_d$  は、道路橋示方書から算定される許容せん断力  $Q_a$  よりも、1.6~5.3倍大きくとれることがわかる。

まず、Type A のずれ止めの  $Q_d/Q_a$  の値は、せん断面 I, および II とともに他に比べて最も大きく 3.2~5.3 であり、ずれ止めの使用本数の大幅な減少が可能となる。また、せん断面 I と II とでは、ずれ止めの径、および使用本数が異なるので、当然、 $Q_d$  の値が相違する。しかし、ずれ止めの平均せん断応力でみた場合、 $2,100\text{kgf/cm}^2$  程度の許容値を与えている。一方、 $Q_a$  の場合、せん断面 I, および II とともにモルタルの支圧強度で許容せん断力が決まっている。しかし、ずれ止めのせん断応力でみたならば、 $400\sim 600\text{kgf/cm}^2$  程度の許容値とてっている。

次に、Type B のずれ止めの  $Q_d/Q_a$  の値は、降伏荷重が Type A よりもかなり低かったため、1.8~3.0 程度となっている。当然、ずれ止め周辺に配置される補強鉄筋の効果が  $Q_a$  の計算に反映されていないため、せん断面 I, および II とともに  $Q_d$  の値は Type B と Type A とで同じ値をとる。補強鉄筋なしでも、Type B の  $Q_d$  は、 $Q_a$  の 2 倍程度となっているので、現場作業の面からすれば、Type A よりも好ましい構造形式であると思われる。しかし、今後、実用化を図るときには、せん断耐荷機構とともに、このタイプのものを総合的な面から検討していく必要がある。

最後に、Type C のずれ止めは、ねじ継手部を有するだけで、従来の異形スタッドと何ら構造的な変化はない。しかし、ハンチプレートとガイドプレートとの配置の仕方により、ずれ止め周辺のモルタルに拘束効果が生じ、 $Q_d/Q_a$  の値は、1.6 程度大きくくなっていると考えられる。

以上の考察では、 $Q_d$  を算定する際、安全率として  $\nu=3.0$  を採用することが妥当であると仮定している。今後、この安全率の合理的なとり方についても、検討の余地が残

されている。

#### 4.4 破壊性状について

各タイプとも特記すべき異常な破壊性状は、見られなかった。また、当初、Type A, および B で予想された破壊後の H 形鋼とプレキャストコンクリート版とはく離現象は全くみられず、また後付スタッドは充填モルタル内に十分定着していたものと考えられる。ただし、試験後、ガス切断して、充填モルタルのひび割れ性状を目視観察した結果、Type B のみ、せん断ひび割れが数箇所集中して入っていた。これは、充填モルタル内に補強鉄筋がないためである。当然 Type A, および C では、ひび割れが分散していた。

### 5. まとめ、および、今後検討すべき課題

#### 5.1 まとめ

プレキャスト版の押出し架設を前提とした PPCS 工法における新しい 3 種類のずれ止め構造について、押抜き実験した結果、次の事項が明らかになった。

- i) 3 種類のずれ止め構造とも、ずれ量は極めて小さく、かつ明確な荷重の急変点がみられる。
- ii) したがって、本構造のずれ止めの場合、従来のスタッドと異なり、残留ずれ量  $\delta=0.08\text{mm}$  に対する限界荷重を定義する必要はない。
- iii) そこで、本研究では、荷重の急変点を降伏荷重として定義して、それを安全率  $\nu$  で割って、ずれ止め 1 本当たりの許容せん断力を評価した。その際、道路橋示方書におけるスタッドの許容せん断力の算定に使用されている安全率  $\nu=3.0$  を用いると、各タイプのずれ止めの許容せん断力は、現行の道路示方書から算出されるスタッドの許容せん断力も、1.6~5.3 倍大きな値をとれることがわかった。
- iv) とくに、Type A と Type B との降伏荷重の比較から、充填モルタル内に配置される補強鉄筋の効果が顕著に認められた。
- v) また、従来とほぼ同じ構造形式で配置される Type C のずれ止めの場合でも、ハンチプレートとガイドプレートとに挟まれたモルタル内にずれ止めが配置されるので、その拘束効果により、許容せん断力の向上が認められた。

#### 5.2 今後検討すべき課題

上述の結果は、実験パラメータが限られた範囲内で、しかも押抜き実験のみによるものである。そのため、一般性のある結論を得るためには、今後、以下の項目について、研究する必要がある。

- i) 本形式のずれ止め構造のせん断耐荷機構は、ずれ止め自身のせん断耐荷力、あるいはモルタルの支圧力とモルタルの拘束に対する摩擦力との和として考えられる。そこで、今後、モルタル拘束度を実験パラメータとした押抜き実験を実施することにより、せん断耐荷機構を解明していく必要がある。

- ii) 本形式のずれ止めの設計法を確立するためには、ずれ止め本数、配置、径、長さ、およびモルタル強度などを実験パラメータとし上記 i) におけるモルタルの拘束度との関連性をもたせた多数の押抜き試験を行う必要がある。
- iii) また、本研究では、ずれ止めの許容せん断力を決定するために、安全率 $\gamma=3.0$ を用いた。この安全率についても、確立・統計的な立場から、適正な値を決定する必要がある。
- iv) Type A、およびBのずれ止めの許容せん断力は、現行の示方書から算定される値よりも2～5倍大きくとれるので、使用本数の大幅な低減が可能となる。しかし、使用本数を減ざると、活荷重作用が占める作用せん断力の割合が大きくなるので、疲労に対する検討も必要となる。
- v) Type A、およびBのずれ止めについては、今回の押抜き実験の場合、H形鋼とプレキャスト床版との間に、はく離現象が認められなかった。しかし、繰り返し载荷を受ける場合、両者のはく離現象に対する問題が残されているので、はく離現象を構造的に防止する必要があるか否かを合成桁としての静的、および動的曲げ試

験を通じて確認すべきである。

## 6. あとがき

本研究は、当社が(財)災害科学研究所に委託したものであり、本文では文献5)に基づいて研究の概要を述べた。

本研究の遂行に当たり、御指導を賜った大阪市立大学・中井博教授、ならびに、大阪工業大学・栗田章光講師に深く感謝するものであります。

## 参考文献

- 1) 中井博編：プレキャスト床版合成桁橋の設計・施工－床版の急速施工と耐久性向上のために－、森北出版、1988年5月
- 2) 安達功：シーサイドカントリー橋架設工事(愛媛県)、日経コンストラクション、1991年2月
- 3) Roik, k. und Hanswille, G. : Beitrag zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln, Der Stahlbau, Jahr. 52, H. 10, S. 301-308, Okt. 1983.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説II鋼橋編、丸善、平成2年2月。
- 5) (株)春本鐵工所・(財)災害科学研究所：新形式のずれ止め構造の強度特性に関する実験的研究、報告書、平成3年3月