

鶴見航路橋の主塔結合部構造に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON CONNECTING STRUCTURE OF MAIN TOWER
FOR THE TSURUMI FAIRWAY BRIDGE

森河 久* 伊東 昇** 森本精洋*** 阿部幸夫****

By Hisashi MORIKAWA, Noboru ITOH, Akihiro MORIMOTO and Yukio ABE

The main tower of the Tsurumi Fairway Bridge, a long span cable-stayed bridge in Yokohama, consists of the steel shell structure for the upper part and the steel reinforced concrete structure for the lower part. For connecting these two parts, a new type structure, using short deformed bars inserted to holes of the steel shell walls, have been developed based on experimental study.

Since it is necessary to clarify the load carrying mechanisms of the connecting structure for the design of the main tower as a mixed structure, the two series of experiments with scaled models have been carried out.

As a result, the load carrying mechanisms and deformation characteristics for new connecting structure were clarified. Based on the study, it has been confirmed that the proposed structure is able to be applied to practical use sufficiently.

1. まえがき

図-1に示す鶴見航路橋¹⁾は、首都高速道路高速湾岸線の主要橋梁で、横浜市鶴見区の扇島と大黒埠頭の間の鶴見航路上に架かる橋長1020m(中央径間510m)の3径間連続斜張橋である。この鶴見航路橋において、その主塔部の構造は、上部の軽量化と基部の維持管理さらに景観などを考慮し、上部を鋼構造、基部の橋脚を鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)構造としている。このような混合構造を有する主塔部を設計する際には、上部の鋼構造から下部のSRC構造へ移行する区間(結合部)の構造を検討し、その応力伝達機構を明らかにすることが必要である。

そこで本研究では、主塔上部の鋼構造から結合部を通じて下部のSRC構造へ、応力を一様かつ確実に伝達させるのに適した結合部の構造形式を基礎載荷実験により検討を行い、その最適構造について応力伝達機構ならびに耐荷特性を調査するための結合部構造模型載荷実験を実施し、実橋結合部の設計資料を得ることを目的とするものである。

2. 結合部の構造形式

混合構造である主塔結合部を検討する際の重要な点は、交通荷重や地震荷重などの大きな作用荷重に対して、鋼構造部とSRC構造部の応力伝達を確実にできる構造にすることである。この点を踏まえ異種部材間

* 首都高速道路公団 神奈川建設局 特殊設計課 課長 〔㊟231 横浜市中区真砂町2-25〕
 ** 首都高速道路公団 神奈川建設局 特殊設計課 班長 〔㊟231 横浜市中区真砂町2-25〕
 *** 工博 近畿大学 理工学部 講師 (元 住友金属工業㈱) 〔㊟577 東大阪市小若江3-4-1〕
 **** 住友金属工業㈱ 建設技術部 土木技術研究室 〔㊟314-02 茨城県鹿島郡波崎町砂山16〕

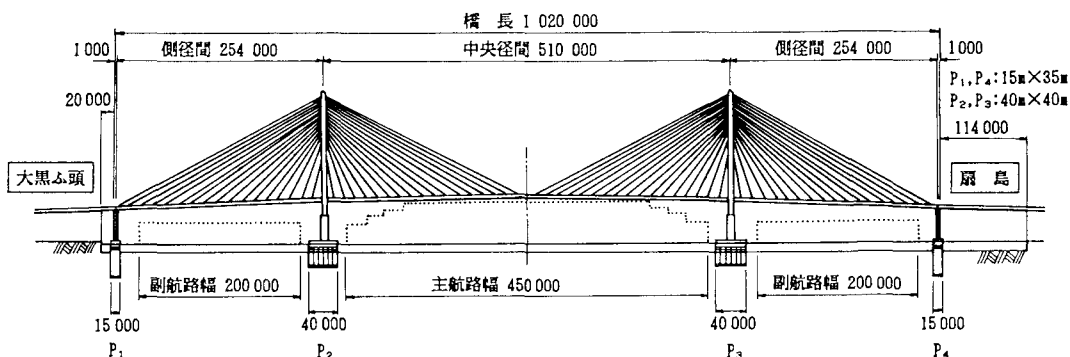


図-1(a) 鶴見航路橋側面図

の結合構造として、P C鋼棒による締結方式²⁾など種々検討した結果、応力伝達面の信頼性および施工性などから、結合部の基本構造を以下のように考えた。

- ① 結合部に生じる鋼構造部からの圧縮力は、結合部上端の鋼殻に取り付け
た支圧板でコンクリートに伝える。
- ② 地震時の結合部に生じる鋼構造部からの引張力については、鋼殻に連結
したSRC構造部の鉄骨に直接伝達させる。

しかし、実際には支圧板ですべての圧縮力が伝達されるとは考えられず、また、引張力に対しても鋼殻とコンクリートの付着などにより力が鉄骨だけではなく鉄筋コンクリート部にも流れることが考えられる。このように結合部には複雑な応力伝達が生じており、また、支圧作用によるコンクリートの割裂や長期変形による鋼殻とコンクリートの界面剝離なども考えられるため、この部分に鋼殻とコンクリートとの密着を図り、両者間のせん断応力を円滑に伝達させるためのジベル構造が必要となる。以上のことから主塔部の構造は、図-2に示すように、結合部にジベルを配置する形式とした。

ここで、結合部に用いるジベルの形状、量、配置区間の検討が必要となるが、鋼管矢板基礎の鋼管と頂版コンクリートの接合に実際用いられている鉄筋差し込み方式³⁾、または鉄筋溶接方式⁴⁾に着目し、施工性も考慮した上で図-3に示した以下の3案を考えた。

- ① 鋼殻に孔を空け、鉄筋を差し込み、この鉄筋を鋼殻に巻き立てたコンクリートに定着させる方法。
- ② 鋼殻に孔の空いたリブを溶接し、このリブに鉄筋をはしご状に貫通させ、巻き立てたコンクリートに定着させる方法。
- ③ 鋼殻にスタッドジベルを溶接し、コンクリートを巻き立て定着させる方法。

なお、上記3案ともその構造は異なるが、いずれも鋼構造部からの荷重を鉄筋またはスタッドのせん断抵抗力でSRC構造部に伝達させようとする方式である。また、以下の文中において、①を差し込み鉄筋構造、②をはしご状鉄筋構造、③をスタッド構造と称することとする。

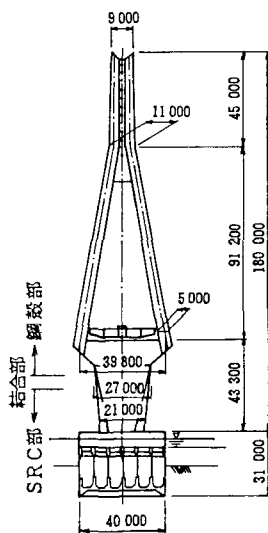


図-1(b) 鶴見航路橋主塔正面図

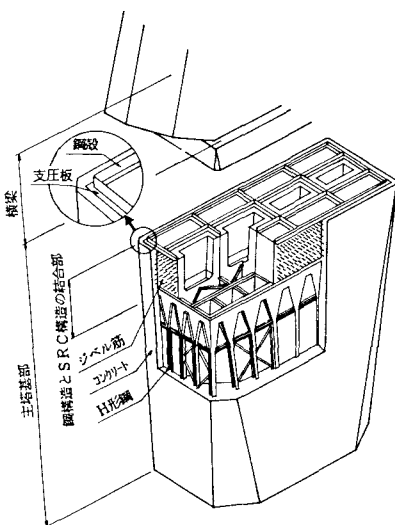


図-2 主塔基部概念図

3. 実験内容および結果・考察

実験は、まず基本となる3案のジベル構造(図-3)について、そのせん断抵抗特性を調べるための基礎的な載荷実験を行い、次にこの実験結果を踏まえ、実用可能と考えられる構造形式についての結合部構造模型実験を行い、結合部の応力伝達機構の解明ならびに耐荷変形特性の調査を行った。

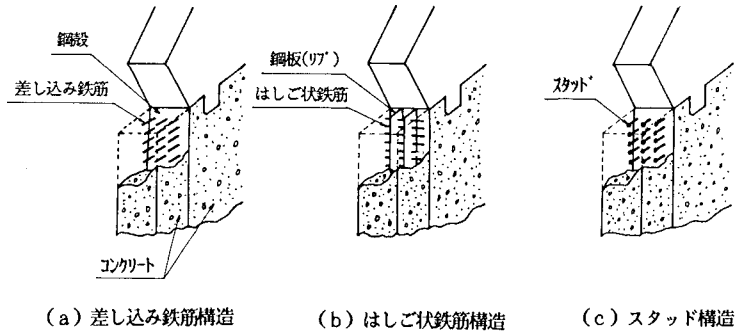


図-3 各種ジベル構造

以上、本研究は2段階の実験により構成され、第1ステップの実験をジベル構造せん断実験、第2ステップの実験を結合部構造模型実験と称し、その内容および実験結果・考察について以下に示す。

3.1 ジベル構造せん断実験

3.1.1 目的

本実験は、各種ジベル構造に対する変形特性、耐荷力、破壊性状を調査し、結合部として適切なジベル構造の選定、ならびにジベル筋の必要量および配置区間を求めるための基礎資料を得ることを目的とした。

3.1.2 供試体

実験供試体として用いたジベルの種類は、①差し込み鉄筋、②はしご状鉄筋、③スタッドの3種類であり、①、②については、ジベル筋量を3段階に変化させた。また、このほかに鋼殻にジベルを配置しないタイプも供試体に加えた。本実験で使用する供試体をAシリーズと称し、表-1にその種類を示す(計8体)。なお、表においてジベル筋比とは、鋼殻とコンクリートの接着面積に対するジベル筋せん断面積の百分率であり、差し込

表-1 供試体の種類 (Aシリーズ)

No.	ジベル構造	ジベル筋本数	ジベル筋比
A-1	ジベル筋なし	—	—
A-2	差し込み鉄筋	36本	1.45%
A-3	(D13)	20	0.80
A-4	[鋼殻孔径 φ18mm]	16	0.64
A-5	はしご状鉄筋	18	1.45
A-6	(D13)	12	0.96
A-7	[リブ孔径 φ18mm]	10	0.80
A-8	スタッド (φ9.5×75)	40	0.45

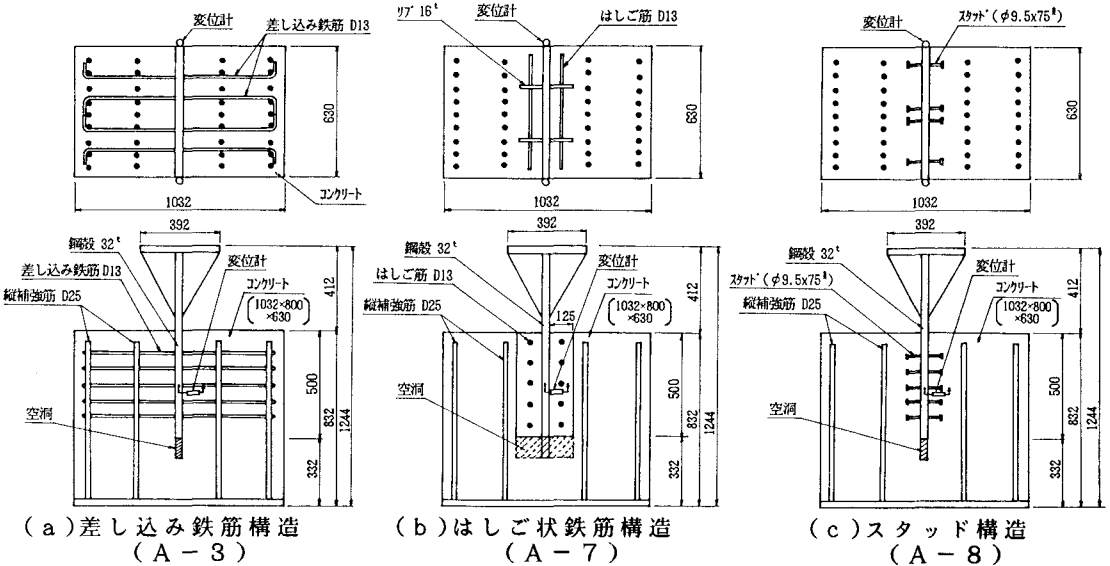


図-4 主な供試体の形状 (Aシリーズ)

み鉄筋、はしご状鉄筋に関しては、鋼殻またはリブが2面せん断の状態にあるものとして算出した。

供試体の形状は、実橋想定結合部の一部を取り出した長さ1/2縮尺モデルとした。なお、本実験ではジベル構造自体のせん断特性を把握することが目的であることから、鋼殻の剛性を高くし、かつ各ジベル筋へのせん断伝達を確保するために、鋼殻板厚を実橋の縮尺板厚に比べて厚くし、鋼殻とコンクリートの接着長さを500mmと短くした。また、鋼殻の下方には空洞を設け、鋼殻のずれが可能な形状とした。図-4に補強筋の一部を省略した各種ジベル構造の供試体例を示す。

3.1.3 載荷および計測方法

載荷方法は、図-5に示すように鋼殻の上端部に圧縮荷重を載荷して、ジベル筋にせん断力を作用させることとした。なお、載荷は油圧ジャッキを用いた鉛直方向載荷とし、ジャッキ先端に取り付けたロードセルにより加力時の荷重を検出した。

計測については、鋼殻とコンクリートの相対ずれ変位を鋼殻埋め込み深さ250mmの位置（図-4参照）に取り付けた変位計により検出した。また、各ジベル筋には歪ゲージを貼付し、発生する歪も計測した。

3.1.4 使用材料の機械的性質

各種鋼材の引張試験ならびにコンクリートの強度試験から得られた使用材料の機械的性質を表-2に示す。

3.1.5 実験結果・考察

各供試体の耐荷変形特性およびジベル筋の歪計測結果について考察も含め以下に述べる。

(1) 耐荷変形特性

荷重P（せん断応力 τ ）と、せん断面での鋼殻とコンクリートとの相対ずれ変位 δ の関係を図-6に、これらの図から得られる結果をまとめたものを表-3に、また、コンクリートを一部除去した破壊状況を

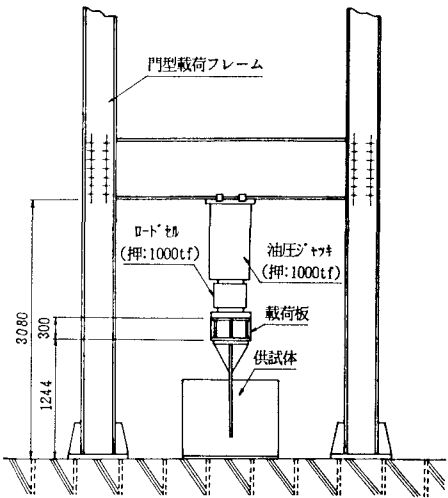
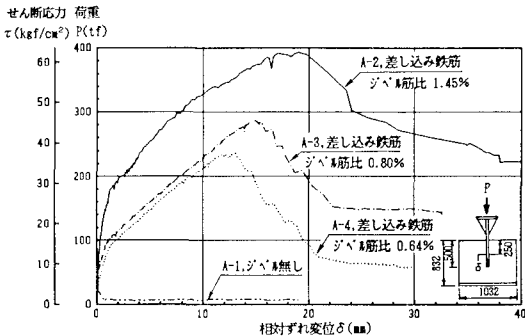


図-5 載荷方法(Aシリーズ)

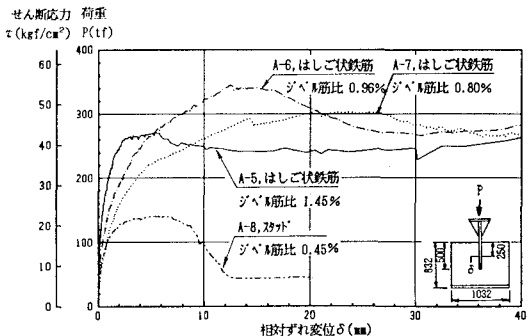
表-2 使用材料の機械的性質(Aシリーズ)

材料	寸法	降伏応力 σ_y (kgf/cm ²)	引張強さ σ_a (kgf/cm ²)	真破断応力 [*] σ_r (kgf/cm ²)	伸び e_l (%)	備 考
鉄筋	D13(1)	3770	5190	9910	16.4	A-2~4, 差し込み鉄筋
	D13(2)	3740	5340	9620	18.8	A-5~7, はしご状鉄筋
鋼板	t16	3110	5090	9240	28.1	A-5~7, リブ
	t32	3330	5060	10100	32.0	A-1~8, 鋼殻
スチット	$\phi 8.5 \times 75$	4410	5170	10900	24.7	A-8
材 料		圧縮強度 f_c (kgf/cm ²)		引張強度 f_t (kgf/cm ²)		備 考
コンクリート		326		19.2		$G_{max}=15mm, SL=11.0cm$

* 真破断応力：破断時の引張荷重を、絞られた状態の鉄筋破断面積で除した値



(a) A-1~4



(b) A-5~8

図-6 耐荷変形特性(Aシリーズ)

表-3 実験結果のまとめ (Aシリーズ)

No.	ジベル構造	ジベル筋比 p (%)	降伏時			最大耐力時			せん断ばね定数 k ($\frac{\text{kgf/cm}^2}{\text{cm}}$)	
			荷重 P_y (tf)	せん断応力 τ_y (kgf/cm^2)	相対ずれ変位 δ (mm)	荷重 $P_{\max}$ (tf)	せん断応力 $\tau_{\max}$ (kgf/cm^2)	相対ずれ変位 δ (mm)	第1勾配 k_1	第2勾配 k_2
A-1	ジベル筋なし	0	—	—	—	22.9	3.6	0.03	—	—
A-2	差し込み鉄筋 (D13)	1.45	170.0	27.0	1.14	392.3	62.3	19.05	311	29
A-3		0.80	94.0	14.9	0.71	286.8	45.5	14.50	171	23
A-4		0.64	84.3	13.4	1.24	235.8	37.4	12.17	125	24
A-5	はしご状鉄筋 (D13)	1.45	205.0	32.5	0.86	270.0	42.9	5.31	481	45
A-6		0.96	231.7	36.8	3.13	344.8	54.7	12.24	224	16
A-7		0.80	197.7	31.4	3.71	307.0	48.7	20.63	151	12
A-8	スタッド (9.5 ϕ 75 ϕ)	0.45	80.7	12.8	0.46	140.1	22.2	5.91	269	66

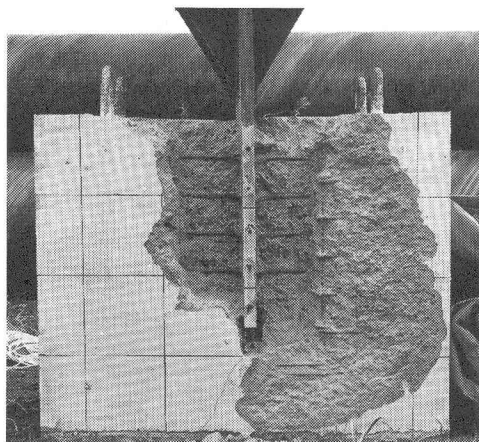


写真-1 破壊状況 (A-4)

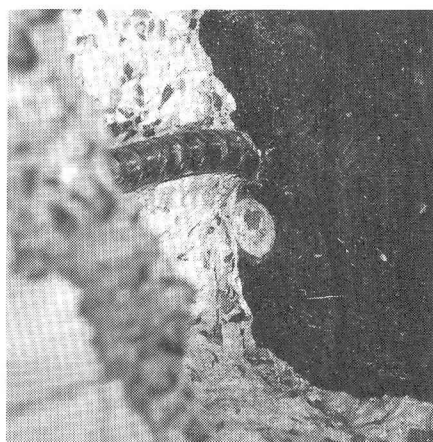


写真-2 差し込み鉄筋の破断状況

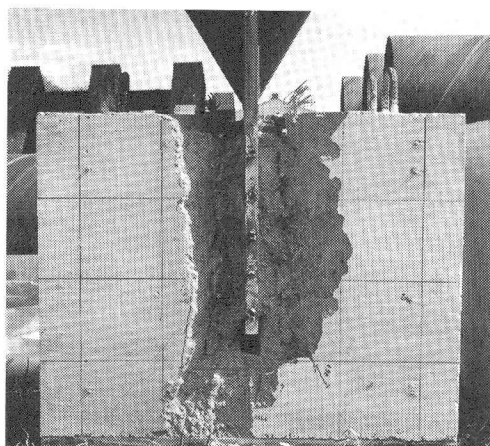


写真-3 破壊状況 (A-7)

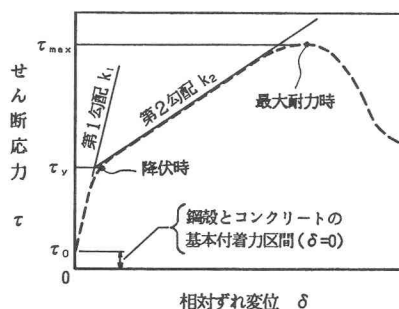


図-7 変形特性の概念図

写真－１（Ａ－４供試体）、写真－２（差し込み鉄筋の破断状況）、写真－３（Ａ－７供試体）に示す。なお、表－３において降伏時とは、図－６で鋼殻とコンクリートの付着が切れた後の勾配の急な部分（第１勾配と称す）からジベル筋が曲げ降伏した後の比較的勾配の緩やかな部分（第２勾配と称す）に移る点である（図－７参照）。せん断応力 τ とは、鋼殻からコンクリートに伝達された力を鋼殻とコンクリートの接着面積で除した値であり、単位付着面積当たりのせん断力伝達量を示す値である。また、せん断ばね定数 k とは、相対ずれ変位当たりのせん断応力を示す値であり、先の第１勾配、第２勾配の大きさである。これらより以下のことが判明した。

① ジベル筋なし供試体（Ａ－１供試体）

鋼殻とコンクリートの付着が切れる前のせん断応力、すなわち両者の基本付着力 τ_0 は、 3.6kgf/cm^2 であった。また、ずれが生じた後は相対ずれ変位量に関わらず 1kgf/cm^2 程度の値を示した。

② 差し込み鉄筋構造供試体（Ａ－２～４供試体）

いずれの供試体も、図－７に示すような鋼殻とコンクリートの付着が切れた τ_0 以降の第１勾配と、 τ_y 以降の第２勾配が明瞭に現れた。また、第１勾配、第２勾配の大きさと降伏時および最大耐力時の荷重は、ジベル筋比が大きいほど高い値を示す傾向にあり、さらに、降伏時から最大耐力時までの相対ずれ変位量もジベル筋比が大きいほど大きく、粘りのある挙動を示した。以上のことから本構造は、ジベル筋のせん断抵抗力に依存する耐荷特性を有していることが明らかになった。このことは、写真－１，２において、差し込み鉄筋が破断して破壊に至っている状況からも確認できる。

③ はしご状鉄筋構造供試体（Ａ－５～７供試体）

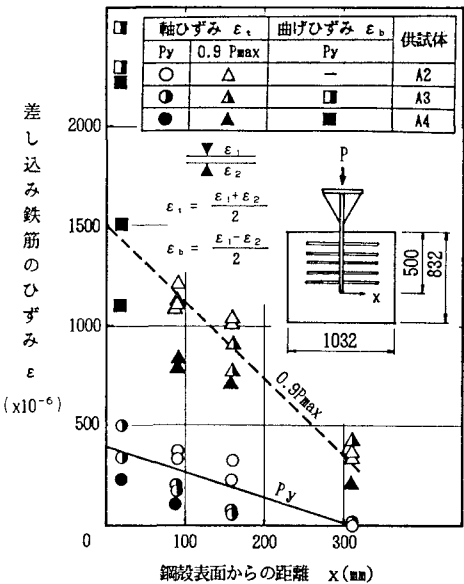
鋼殻とコンクリートの付着が切れた後の第１勾配の大きさはジベル筋比に依存するものの、降伏時および最大耐力時の荷重、ならびに降伏時以降のずれ変形性能についてはその依存傾向がみられなかった。このことは、写真－３においてコンクリートとジベル筋面の界面でコンクリートがせん断破壊している状況からも明らかのように、今回用いた供試体ではジベル筋の量が多いため降伏時以降、ジベル筋ではなくコンクリートのせん断抵抗力に依存する耐荷特性を有していたと考えられる。なお、コンクリートのせん断破壊を起こさないためにジベル筋の量を少なくすることが考えられるが、この場合、結合部の長さを大きくしなければならない問題が生じる。また、図－６では最大耐力時以降に粘り強い挙動がみられるが、これはコンクリートがジベル筋面との界面でせん断破壊した後、鋼殻とジベル筋と供試体底板とに囲まれるコンクリートブロックが抵抗しているためであり、底板が存在しない実橋においては、脆性的な破壊を生じる可能性が考えられる。

④ スタッダ構造供試体（Ａ－８供試体）

ジベル筋量に対して初期剛性（第１勾配）は大きいものの、降伏時以降の粘りに欠ける挙動を示した。

（２） ジベル筋の歪

先の耐荷変形特性の検討結果から、ジベル筋のせん断抵抗力に依存する挙動を示した差し込み鉄筋構造（Ａ－２～４供試体）について、そのジベル筋に生じた歪を図－８に示す。この図より最も厳しい応力状態にある鋼殻とコンクリートの界面での軸歪を推定すると、降伏時 P_y で 400μ 程度、最大耐力 P_{max} の９割時で 1500μ 程度となった。一方、曲げ歪はばらつきがあるものの P_y 時で 2000μ 前後



図－８ 差し込み鉄筋の歪分布（Ａシリーズ）

を推移しており、また、図示していないが0.9P_{max}においては、それ以上の値を示していた。以上のことから降伏時の差し込み鉄筋は、曲げ引張側外縁近傍で降伏応力状態（鉄筋の引張降伏歪1795 μ ，表－2より算出）になっていると考えられ、また、最大耐力時には、完全塑性曲げ応力状態にあるものと推察できる。

なお図示していないが、はしご状鉄筋構造はコンクリートがジベル筋面との界面でせん断破壊するため、ジベル筋自体に大きな変形が生じないことから、軸歪と曲げ歪を合わせたリブ近傍のジベル筋の合成歪はA－5供試体で降伏時荷重のとき最大1200 μ 程度と、差し込み鉄筋構造に比べて小さな値を示した。

3.1.6 せん断応力および変形特性の評価

実験結果から、ジベル筋のせん断抵抗力に依存する挙動を示した差し込み鉄筋構造（A－2～4供試体）について、ジベル筋量とせん断応力の関係ならびにその変形特性の解明を試みた。

（1）せん断応力の推定

降伏時および最大耐力時におけるジベル筋比 p とせん断応力 τ との関係を以下の仮定に基づいて推定した。なお、以下の推定方法は、差し込み鉄筋がコンクリートに十分定着されている場合に成立するものである。

- ① せん断応力は、鋼殻とコンクリートの基本付着力 τ_0 と差し込み鉄筋のせん断抵抗力に分離できる。
- ② 差し込み鉄筋の降伏および破断は、von Misesの条件に従うものとする。
- ③ 最大耐力時のせん断応力推定の際、差し込み鉄筋の破断応力に、表－2の真破断応力を適用する。

なお、上記③は、写真－2より差し込み鉄筋が破断の際、引張破断に比べ較られる量が非常に少なかったことによる。上記仮定のもと、以下に降伏時せん断応力 τ_y ，最大耐力時せん断応力 τ_{max} の推定式を示す。

$$\tau_y = \tau_0 + \frac{p}{100} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_y^2 - \sigma_1^2}{3}} = \tau_0 + \frac{p}{100} \cdot \frac{\sigma_y}{2} = 3.6 + 18.85p \quad \cdots<1>$$

$$\tau_{max} = \tau_0 + \frac{p}{100} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_T^2 - \sigma_2^2}{3}} = \tau_0 + \frac{p}{100} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_T^2 - \sigma_y^2}{3}} = 3.6 + 52.91p \quad \cdots<2>$$

ここで、

τ_y ；降伏時せん断応力（kgf/cm²）、 τ_{max} ；最大耐力時せん断応力（kgf/cm²）

τ_0 ；鋼殻とコンクリートの基本付着力（3.6kgf/cm²，3.1.5章(1)項の①参照）

p ；ジベル筋比(%)

σ_y ；差し込み鉄筋の引張降伏応力（3770kgf/cm²，表－2参照）

σ_T ；差し込み鉄筋の真破断応力（9910kgf/cm²，表－2参照）

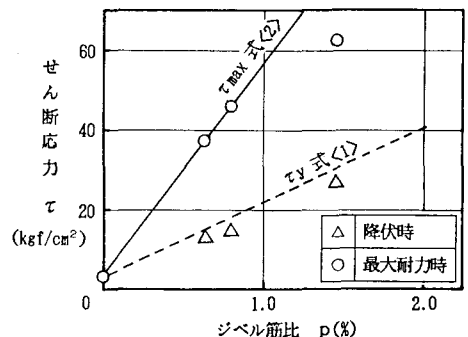
σ_1 ；降伏時の差し込み鉄筋に生じた軸方向応力

（ $\int \sigma_1^2 dA / A = \sigma_y^2 / 4$ ，3.1.5章(2)項より、鉄筋の応力状態が曲げ引張側外縁で σ_y となる三角形分布と仮定）

σ_2 ；最大耐力時の差し込み鉄筋に生じた軸方向応力

（ $\int \sigma_2^2 dA / A = \sigma_y^2$ ，3.1.5章(2)項より、鉄筋の応力状態が全断面 σ_y となる四角形分布と仮定）

式<1>，<2>より得られたせん断応力 τ とジベル筋比 p との関係を実験結果と共に図－9に示す。この図から、von Misesの条件をもとに導いた本関係式は、実験結果との対応が良好であり、ジベル筋比によってせん断応力の推定が十分可能であることが示された。



図－9 ジベル筋比とせん断応力

(2) 変形特性の評価

3.1.5章(1)項②のA-2～4供試体で述べたように、差し込み鉄筋構造の耐荷変形特性は、 τ_0 以降の第1勾配 k_1 と τ_y 以降の第2勾配 k_2 から成り立つ。そこで、この k_1 、 k_2 とジベル筋比 p との関係を調査した(図-10)。

その結果、せん断ばね定数 k はジベル筋比 p に1次比例すると考えられ、その関係式は、式<3>、<4>のようである。これらの結果から、ジベル筋比からせん断ばね定数の推定も十分可能であることが判明した。

$$k_1 = 210 \times p \quad (\text{ただし、}\tau_0 \leq \tau \leq \tau_y \text{のとき})$$

$$k_2 = 24 \times p \quad (\text{ただし、}\tau_y < \tau \leq \tau_{\max} \text{のとき})$$

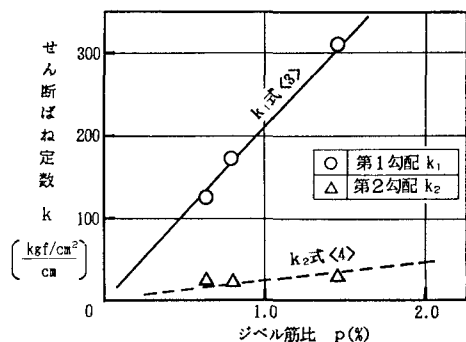


図-10 ジベル筋比とせん断ばね定数
…<3>

3.2 結合部構造模型実験

3.2.1 目的

第2ステップである本実験は、第1ステップであるジベル構造せん断実験(Aシリーズ)の結果を踏まえ、実橋結合部を想定した供試体を用いて、結合部の応力伝達機構の解明および耐荷変形特性の把握を目的とした。

3.2.2 供試体

実験供試体として用いたジベル構造は、第1ステップの実験結果から差し込み鉄筋構造とした。これは以下の理由による。

- ① 差し込み鉄筋構造は、ジベル筋のせん断抵抗力によって鋼殻に作用する荷重がコンクリートに伝達されるため、降伏時以降も粘りのある耐荷特性を示す。
- ② また、本構造のせん断応力は、von Misesの条件を用いて推定可能であり、さらに、せん断ばね定数もジベル筋比に1次比例するため、設計時の利便性が高い。
- ③ 支圧作用によるコンクリートの割裂や、長期変形による鋼殻とコンクリートの界面剥離に対し、差し込み鉄筋が補強筋として有効にはたらく。
- ④ 鋼殻に孔を開け、鉄筋を差し込むシンプルな構造であるため、確実かつ迅速に施工でき、製作面でのメリットが大きい。

この差し込み鉄筋構造に対し、表-4に示す2体を供試体(Bシリーズ)とした。B-1供試体は結合部に地震などによる引張力が作用した際の、また、B-2供試体は結合部に押し込み力が作用した場合の、差し込み鉄筋と支圧板による応力伝達機構ならびに耐荷変形特性を調査するものである。

供試体の形状は、図-11に示す実橋結合部の支圧板および鋼殻部形状の縦リブ1区間を対象とする長さ1/2.5縮尺モデルとした。なお、この図の支圧板および鋼殻部形状は、2章で述べた圧縮力は支圧板にて、引張力は鉄骨にて対応する考え方から設定されたものである。また、鋼殻部下端には空洞を設け、ずれを可能とした。

表-4 供試体の種類(Bシリーズ)

No.	ジベル構造	ジベル筋比	支圧板	載荷方向
B-1	差し込み鉄筋(D13)	$p = 1.06\%$	無し	引張
B-2	鋼殻孔径 $\phi 18\text{mm}$		有り	圧縮

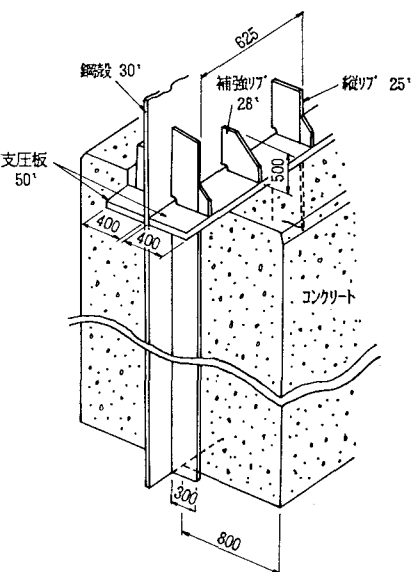


図-11 実橋結合部の支圧板および鋼殻部形状

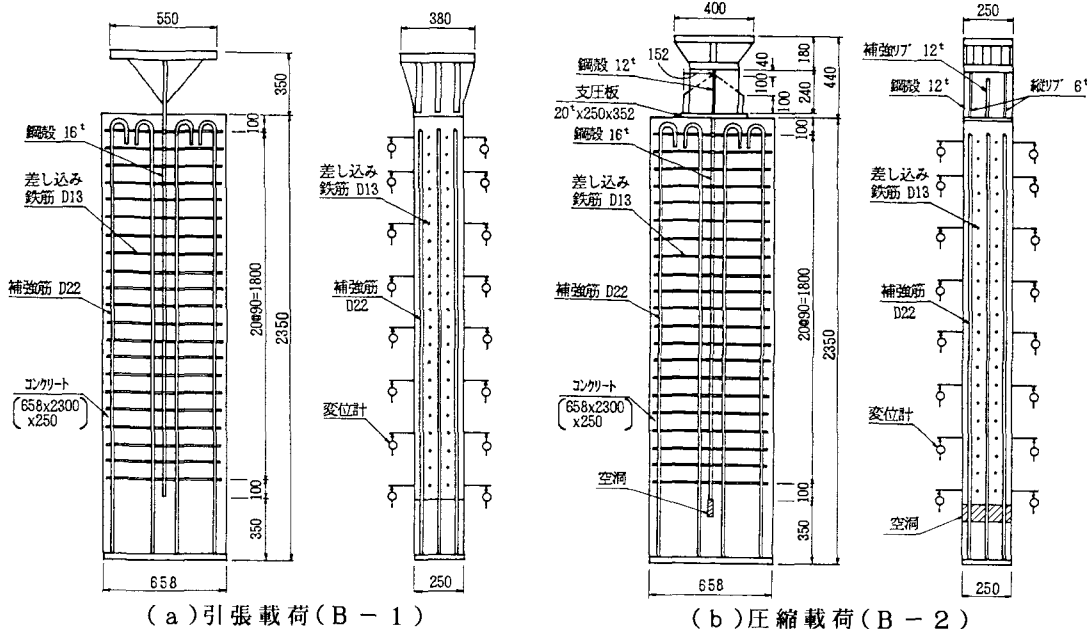


図-12 供試体の形状 (Bシリーズ)

供試体結合部に配置する差し込み鉄筋量およびその区間長は、以下の考え方に基いて設定した。

- ① 差し込み鉄筋の配置は、上部鋼殻部に作用する荷重が差し込み鉄筋構造のみによってSRC部に伝達できる構造とする。
- ② 結合部での鉛直方向せん断応力分布は、結合部上端で式<1>で求めた τ_v 、結合部下端で鋼殻とコンクリートの基本付着力 τ_o となる台形分布と仮定し、また、鋼殻は2面せん断の状態にあるものとする。
- ③ 差し込み鉄筋のジベル筋比は、施工性などを考慮して1%程度とする。

上記考えのもと、上部鋼殻部に鋼板の許容応力度相当の荷重が作用した場合、必要とする実橋の結合部長さは3.06mとなった。よって、実験では余裕をみてジベル筋比1.06%、結合部長さを実橋5mの長さ1/2.5縮尺である2mとした。

図-12に供試体の形状を示す。なお、実橋の支圧板下面は、圧縮力が円滑に伝達できるように無収縮コンクリート施工を行うが、本供試体では万が一、支圧板下面の施工が不十分な場合を考慮して、コンクリートと支圧板の密着をとくに図るような方法を用いず供試体を製作した。また、図-12は補強筋の一部を省略して示している。

3.2.3 荷重および計測方法

荷重方法は図-13に示すように、鋼殻上部部に引張 (B-1 供試体) または圧縮 (B-2 供試体) 荷重を鉛直方向に一方向荷重した。

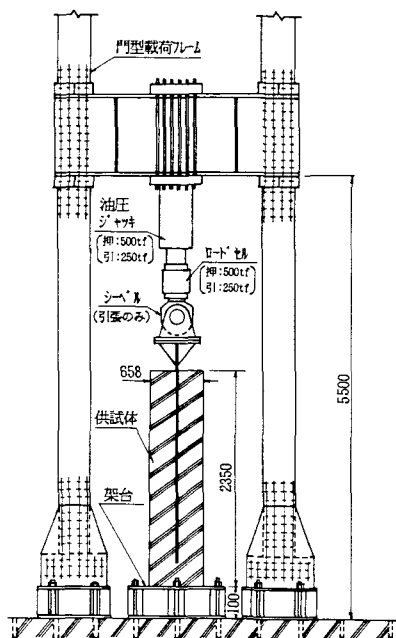


図-13 荷重方法 (Bシリーズ)

計測については、鋼殻とコンクリートの相対ずれ変位を結合部長さ2000mm内に270mmピッチで8段設置した変位計により検出した（図-12参照）。また、同じ段の差し込み鉄筋、鋼殻、コンクリートにも歪ゲージを貼付し、発生する歪を計測した。

3.2.4 使用材料の機械的性質

各種鋼材の引張試験ならびにコンクリートの強度試験から得られた使用材料の機械的性質を表-5に示す。

3.2.5 実験結果・考察

各供試体の耐荷変形特性について、考察も含め以下に述べる。なお、図中の地震時許容圧縮荷重とは、実橋の縦りブ1区間当たりの上部鋼殻が地震時許容応力度（常時の1.5倍とした）を示すときの荷重を供試体に換算した値(120tf)であり、また、地震時許容引張荷重とは、地震時の設計計算からその値が圧縮に比べて1/2以下になると考えられることから設定された値(60tf)である。すなわち上述の許容荷重とは、地震時に結合部が許容できる荷重のことではなく、上部鋼殻部から結合部に伝達される設計荷重を想定した値である。

図-14に荷重と相対ずれ変位の関係を、最も大きいずれ変位が生じていた変位計最上段位置について示す。この図から各供試体の降伏時荷重は、B-1 供試体で120tf程度、B-2 供試体で250tf前後であり、地震時許容荷重（引張60tf、圧縮120tf）に対して両者とも2倍以上の安全率を有していた。これは、道路橋において許容応力度の降伏に対する安全率が常時の場合で通常1.7⁵⁾であり、地震時には許容応力度の割り増しを行っているため、一般にこの安全率1.7を減じて地震時に適用していることを考えると、十分安全な構造といえる。

図-15に地震時許容荷重に対する各供試体の深さ方向相対ずれ変位分布を示す。これより最大ずれ量は、両供試体とも結合部上端付近で0.4mm以下の小さな値であり、実用上の問題はないと考えられる。

図-16に地震時許容荷重載荷時の各供試体深さ方向のせん断応力分布を示す。なお、このせん断応力は鋼殻から差し込み鉄筋を介してコンクリートに伝達された応力であり、鋼殻に貼付した歪ゲージにより当該部の応力値を求め、この値の深さ方向減少量から算出した。結果は、両供試体とも深さ方向に対するせん断応力に減少傾向がみられることから、引張・圧縮の両荷重に対して差し込み鉄筋によるせん断力伝達効果が確

表-5 使用材料の機械的性質(Bシリーズ)

材料	寸法	降伏応力 σ_y (kgf/cm ²)	引張強さ σ_b (kgf/cm ²)	真破断応力 [*] σ_T (kgf/cm ²)	伸び e _l (%)	備考
鉄筋	D13	3510	5060	8210	22.7	差し込み鉄筋
鋼板	t16	3540	5060	9640	27.3	鋼殻
材 料		圧縮強度F _c (kgf/cm ²)	引張強度F _t (kgf/cm ²)	備考		
コンクリート		349	22.7	G _{max} =15mm, S _L =13.5cm		

*）真破断応力：破断時の引張荷重を、較られた状態の鉄筋破断面積で除した値

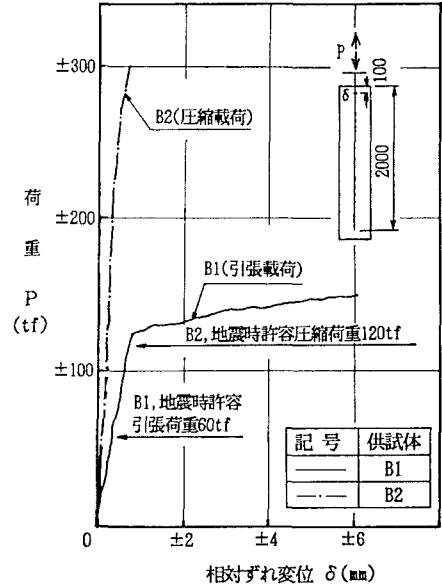


図-14 耐荷変形特性(Bシリーズ)

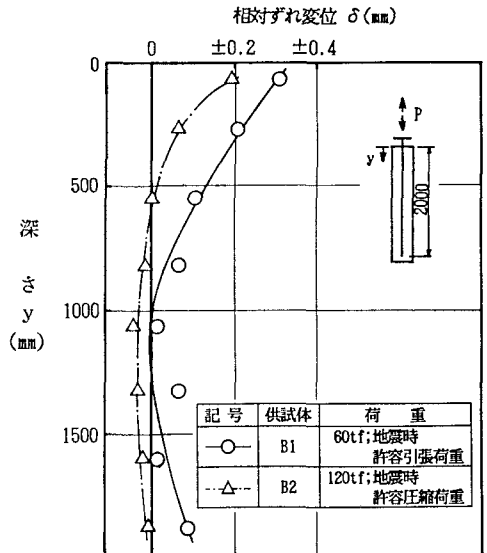


図-15 相対ずれ変位分布(Bシリーズ)

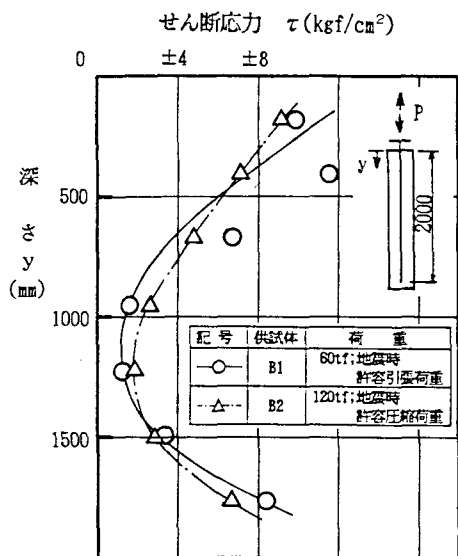


図-16 セン断応力分布(Bシリーズ)

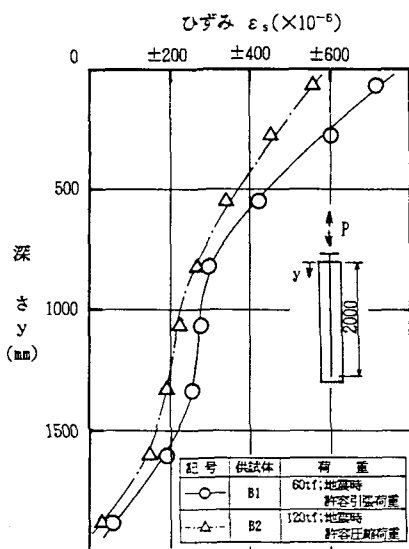


図-17 鋼殻の歪分布(Bシリーズ)

認できた。また、両供試体ともせん断応力が最大となる結合部上端付近でその値が 12kgf/cm^2 以下となっており、式(1)より得られる τy 値($=22.45\text{kgf/cm}^2$, なお $p=1\%$)に対し1.8以上の安全率を有していた。さらに実験では、供試体上端からの載荷荷重に対する反力が供試体下端から作用するため、深さ1000mm以深でせん断応力の増加現象が認められるが、実橋では結合部の鋼殻下端がSRC部の鉄骨に連結されているため、結合部下方でのせん断応力が0に推移していくことを考えると、深さ1000mmでのせん断応力が鋼殻とコンクリートの基本付着力 t_0 ($=3.6\text{kgf/cm}^2$, 3.1.5章(1)項の①参照)より小さな値を示していたことから、必要結合部長さは1m(実橋では2.5m)程度と考えられる。

図-17に地震時許容荷重載荷時の各供試体深さ方向の鋼殻歪分布を示す。これより圧縮載荷であるB-2供試体において、支圧板直下の鋼殻に 600μ の歪が生じていた。この歪値から鋼殻に流れた荷重を算出すると約50tfとなり、全荷重(120tf)の60%(70tf)が支圧板を介してコンクリートに伝達され、残りの40%(50tf)が鋼殻から差し込み鉄筋を介してコンクリートに伝達されたものと考えられる。

4. まとめ

本研究で明らかになった点をまとめると以下のようである。

- ① 鶴見航路橋主塔部を対象とした一連の実験結果から、本主塔部の鋼構造とSRC構造の結合部に配置するジベルとして、差し込み鉄筋構造が適していることが判った。これは本構造が鉄筋のせん断抵抗力に依存する耐荷特性を有しており、降伏時以降も粘り強い挙動を示していた他、結合部に作用する圧縮・引張の両荷重に対しても有効な応力伝達効果を発揮していたことによる。
- ② この場合の差し込み鉄筋構造のせん断応力は、von Misesの条件を用いて推定可能であり、また、せん断ね定数は、ジベル筋比に1次比例する。
- ③ 支圧板下面のコンクリートに、支圧板との密着を図るような施工をとくに行わない場合、今回用いた支圧板によって約6割の地震時許容圧縮荷重がコンクリートに伝達される。
- ④ 実験結果から、必要とする実橋結合部の長さはジベル筋比1%程度の差し込み鉄筋量で、地震時許容圧縮・引張荷重に対して、ともに約2.5mと考えられる。

5. あとがき

本研究によって、実橋結合部に適した構造の選定ならびにその応力伝達機構・耐荷変形特性が明らかとなった。なお、本研究の結果をもとに得られた耐荷変形特性の解析手法、およびこれらに基づいて設計された実橋結合部構造の強度評価等については、別の機会に報告したい。

最後に、本研究を行うに当たり貴重な御意見・御指導を頂いた「鶴見航路橋の設計施工に関する調査研究委員会（委員長：伊藤学東京大学名誉教授、現埼玉大学教授）」の諸先生方および関係者の方々、ならびに実験・検討に携わった多くの方々に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 入山：首都高速湾岸線鶴見航路橋基礎工事の施工，建設の機械化，pp.11-18，1990.11
- 2) 森，帆足，木村：生口橋接合部実験報告，本四技報，Vol.13 No.49，pp48-52，1989.1
- 3) 安孫子，鯨井，和泉，森本：鋼管矢板基礎の頂版コンクリートと鋼管との結合構造に関する研究，土木学会論文集，第390号/V-8，pp47-56，1988.2
- 4) 江見，古池，川上，片山：異形鉄筋スタッド方式鋼管矢板基礎頂版結合構造に関する研究，土木学会論文集，第409号/VI-11，pp27-36，1989.9
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 鋼橋編，pp.116，1990.2

（1992年9月21日受付）