

鶴見航路橋の主塔結合部構造に関する研究

Study on Connecting Structure of Main Tower for the Tsurumi Fairway Bridge

阿部幸夫/Yukio Abe・建設エンジニアリング事業部 土木技術研究室 参事補

森本精洋/Akihiro Morimoto・近畿大学 (元 土木技術研究室 室長) 助教授 工博

要 約

鶴見航路橋(現在、鶴見つばさ橋として供用中)は、横浜の鶴見航路上に架かる長大斜張橋である。本橋の主塔部は、海水飛沫による基部の腐食に対処するため、一般的に用いられている鋼殻のみの構造と異なり、上部を鋼構造、基部橋脚を鉄骨鉄筋コンクリート構造としている。このような混合構造主塔部を設計する際には、有効な設計基準が存在しないこの両構造の結合方法を十分検討することが重要である。本研究では、結合方法として適すると思われる構造形式として、①差し込み鉄筋、②はしご状鉄筋、③スタッドを考え、これらを対象とする基礎載荷実験を実施した。次にその最適構造として選定された差し込み鉄筋構造の応力伝達機構および耐荷変形特性を明らかにする模型載荷実験を実施した結果、本構造が主塔結合部構造として靱性に富み十分実用に適用できることが判明し、実橋に採用されるに至った。

Synopsis

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

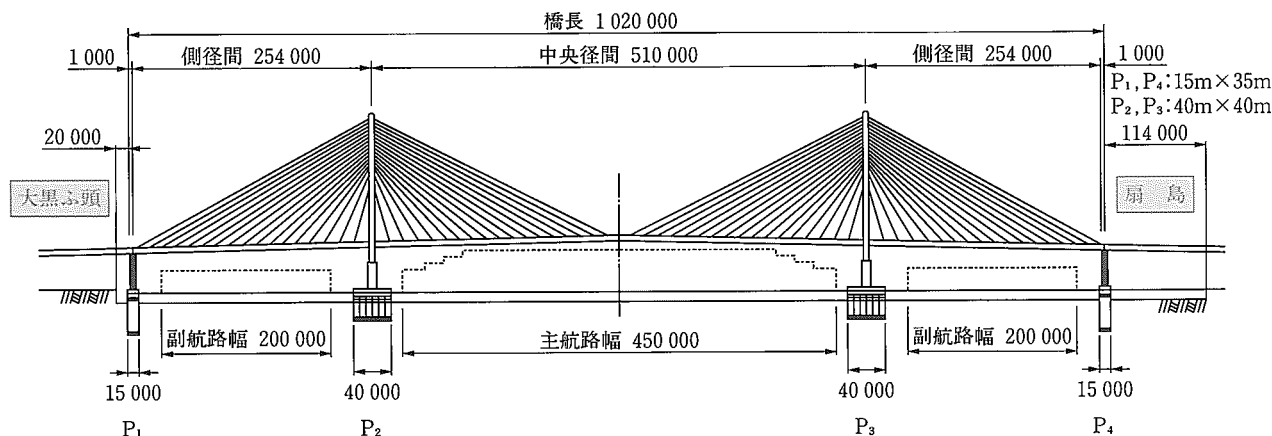
Since it is necessary to clarify the load carrying mechanisms of the connecting structure for the design of the main tower as a mixed structure, two series of experiments with scaled models have been carried out.

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

1. 緒 言

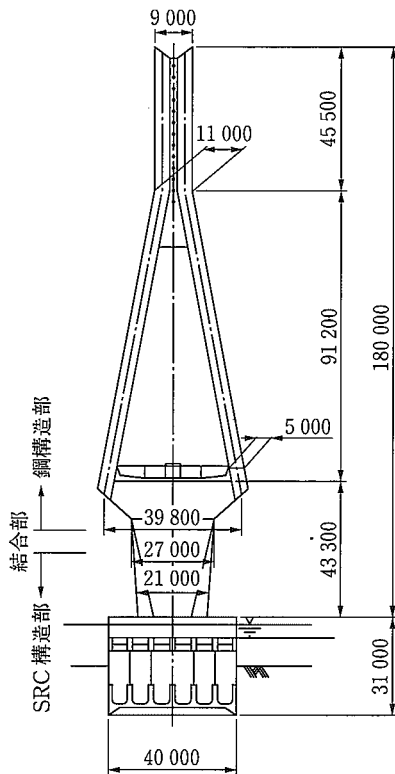
第1図に示す鶴見航路橋¹⁾²⁾³⁾は、首都高速道路高速湾岸線の主要橋梁で、横浜市鶴見区の扇島と大黒埠頭の間の鶴見

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。このような大規模斜張橋の主塔部の構造は、基礎への負担を軽減する目的などから、横浜ベイブリッジや伊勢湾岸道路名港中央大橋(施工中)⁴⁾に見られるよう



第1図 鶴見航路橋側面図

に、鋼殻構造を用いるのが一般的である。しかし、この鶴見航路橋の主塔部は、海水の飛沫による鋼殻への腐食が懸念されることから、第2図に示すように、主塔上部は鋼殻構造であるものの、主塔基部は鉄骨鉄筋コンクリート(以下、SRCと称す)構造としている。このような過去に類を見ない混合構造を有する主塔部を設計する際には、上部の鋼殻構造から下部のSRC構造へ移行する区間である結合部の構造を検討し、有効な設計基準等が存在しない両構造間



第2図 主塔正面図

の応力伝達機構を明らかにすることが重要である。

そこで本研究では、主塔上部の鋼殻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の検討を基礎載荷実験により行い、その最適構造について応力伝達機構ならびに耐荷変形特性を調査するための模型載荷実験を実施した⁵⁾⁶⁾⁷⁾⁸⁾。その結果、結合部に差し込み鉄筋構造を採用することにより、再現期間75年相当の大規模地震(震央距離50~200 km, マグニチュード7.8~8.2)に対して所定の安全性を確保できることが明らかになったので報告する。

2. 結合部の構造形式

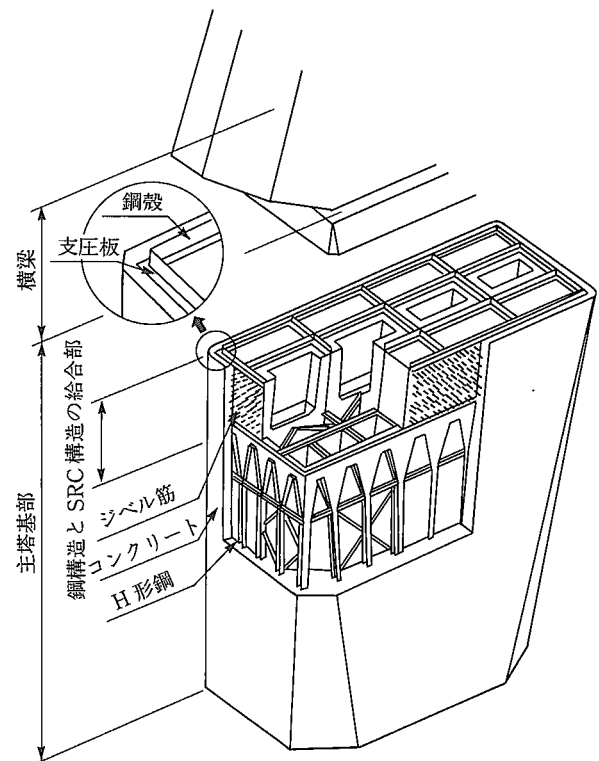
混合構造である主塔結合部を検討する際の重要な点は、交通荷重や地震荷重などの大きな作用荷重に対して、鋼構造部とSRC構造部の応力伝達を確実に伝える構造にすることである。この点を踏まえ、異種部材間の結合部の基本構

造を、応力伝達面の信頼性および施工性などから以下のように考えた⁹⁾。

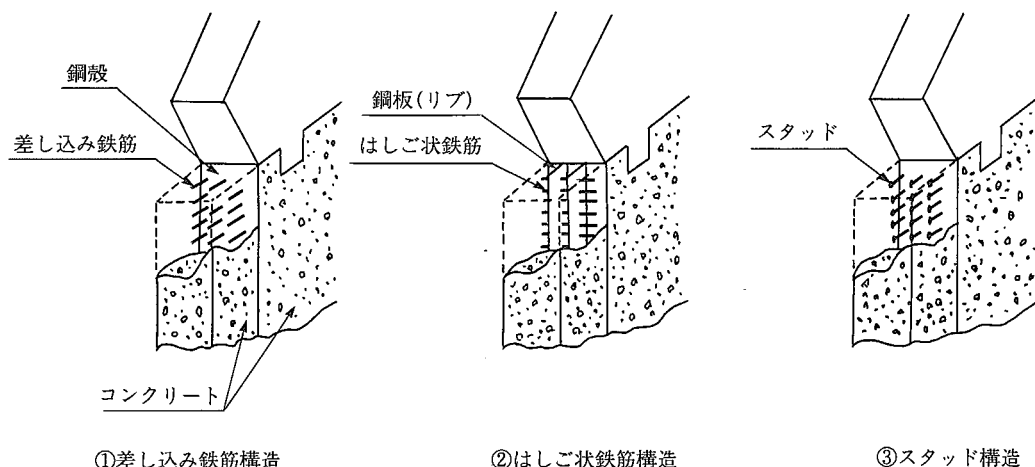
- (1)結合部に生じる鋼構造部からの圧縮力は、結合部上端の鋼殻に取付けた支圧板でコンクリートに伝える
- (2)地震時の結合部に生じる鋼構造部からの引張力については、鋼殻に連結したSRC構造部の鉄骨に直接伝達させる

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と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、長期変形による鋼殻とコンクリートとの界面剥離なども考えられるため、この部分には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、第3図に示すように、結合部にジベルを配置する形式とした。また本研究では、検討するジベルの形式として、第4図に示す以下の3案を考えた。

- ①差し込み鉄筋構造：鋼殻に孔を開け、鉄筋を差し込み、この鉄筋を鋼殻に巻き建てたコンクリートに定着させる方法
- ②はしご状鉄筋構造：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、巻き建てたコンクリートに



第3図 主塔基部概念図



第4図 各種ジベル構造

定着させる方法

- ③スタッド構造 : 鋼殻にスタッドジベルを溶接し、コンクリートを巻き建て定着させる方法

以上の3案を検討対象とした理由であるが、③のスタッドについては、橋梁の桁とコンクリート床版とのせん断力伝達に一般的に用いられている形式であり、今回も検討対象とした。また、スタッドの場合、溶接部の欠陥等が懸念されるため、溶接を用いないでかつ施工上の問題も少ないジベルの形式を調査した結果、鋼管矢板基礎と頂版コンクリートとの結合方法¹⁰⁾¹¹⁾で実績のある①差し込み鉄筋、②はしご状鉄筋が抽出されたため、これも検討対象とした。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り、大規模斜張橋主塔結合部のせん断力伝達部材としての採用は初めてとなる。

3. 実験内容

3-1 実験の種類

本研究では、結合部の検討に当たり2種の実験を実施した。各実験の目的を以下に示す。

(1)ジベル構造せん断実験 [A シリーズ]

第4図に示す3案のジベル構造に関する変形特性、耐力、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

(2)結合部構造模型実験 [B シリーズ]

ジベル構造せん断実験の結果を踏まえ、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力変形特性を把握する

3-2 ジベル構造せん断実験 [A シリーズ]

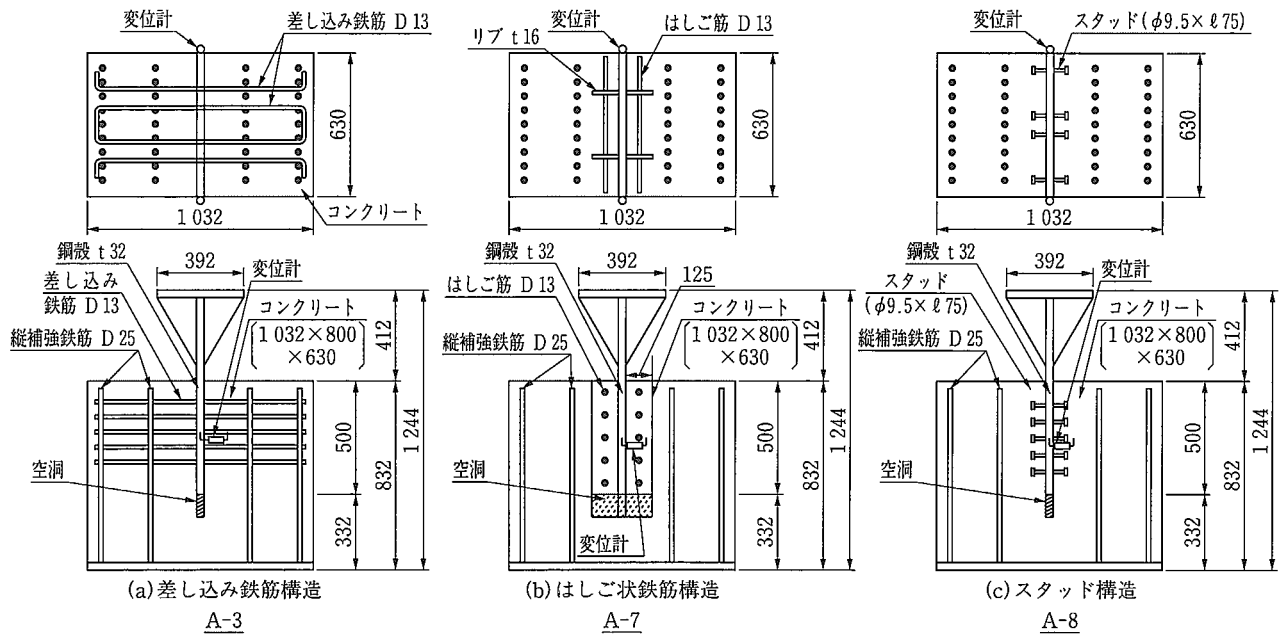
3-2-1 供試体

供試体に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。第1表にその種類を示す。なお、表においてジベル筋比とは、鋼殻とコンクリートと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との接着長さを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。第5図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。

第1表 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 (D 13)	36本	1.45%
A-3		20	0.80
A-4		16	0.64
A-5	はしご状鉄筋 (D 13)	18	1.45
A-6		12	0.96
A-7		10	0.80
A-8	スタッド ($\phi 9.5 \times \ell 75$)	40	0.45

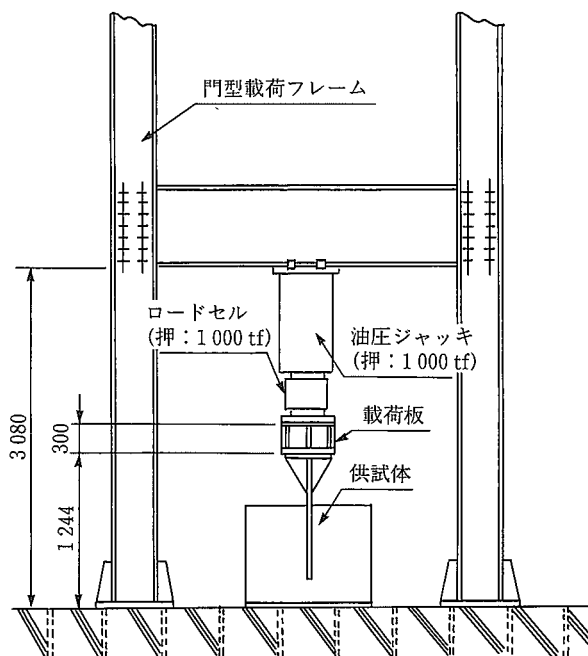


第5図 主な供試体の形状 [A シリーズ]

3-2-2 載荷および計測方法

載荷方法は、第6図に示すように鋼殻の上端部一方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。

計測については、荷重をジャッキ先端に取付けたロードセルにより検出し、また、鋼殻とコンクリートとの相対ずれ変位を鋼殻埋め込み深さ 250 mm の位置に取付けた変位計により検出した(第5図参照)。



第6図 載荷方法 [A シリーズ]

3-3 結合部構造模型実験 [B シリーズ]

3-3-1 供試体

A シリーズのジベル構造せん断実験の結果から、結合部のジベルとして適すると思われる差し込み鉄筋構造について、第2表に示す2種を供試体とした。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場合の、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、第7図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、ジベル筋比を 1.06 % とした。また、鋼殻部下端には空洞を設け、ずれを可能とした。第8図に補強筋の一部を省略した供試体の形状を示す。

第2表 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	p=1.06 %	無し	引張
B-2	(D 13)		有り	圧縮

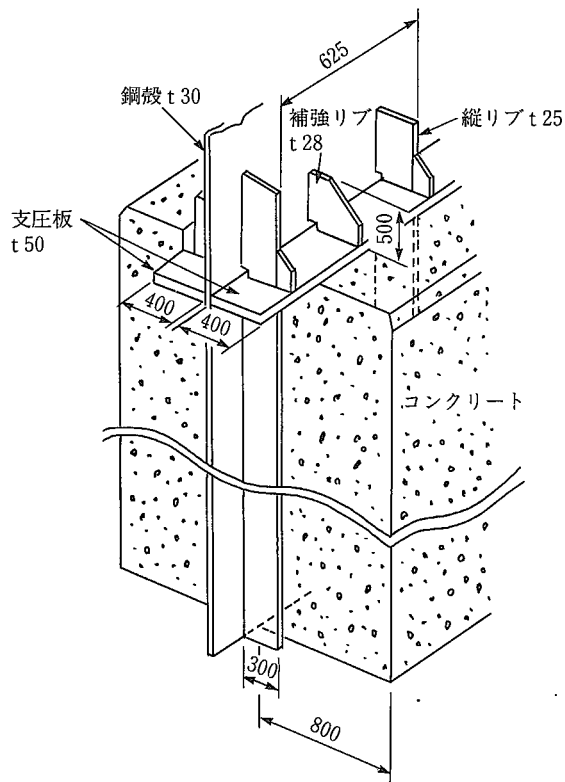
3-3-2 載荷および計測方法

載荷方法は第9図に示すように、鋼殻上端部に引張荷重(B-1 供試体)または圧縮荷重(B-2 供試体)を鉛直方向に一方方向載荷した。

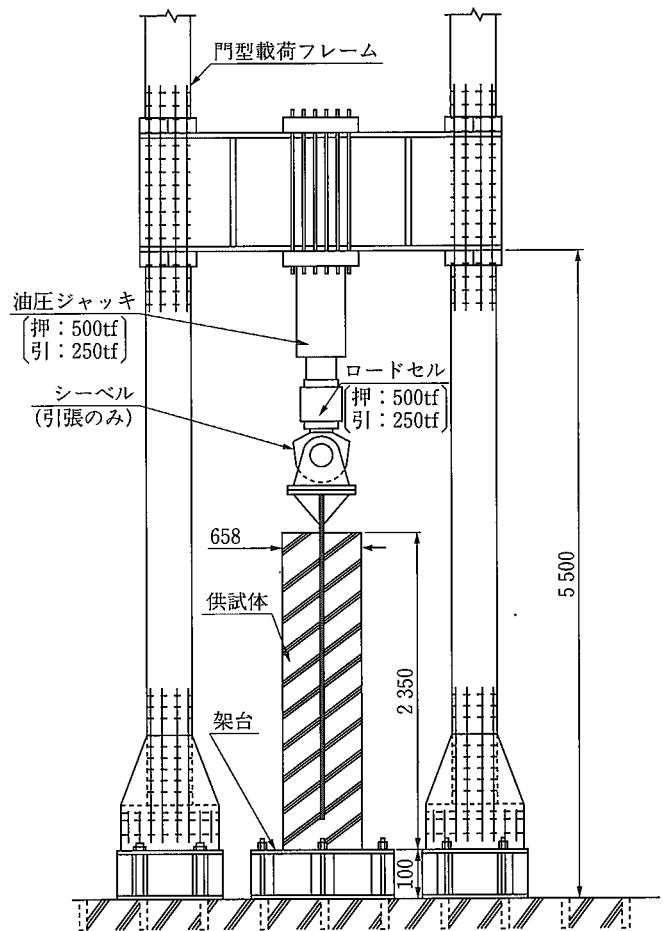
計測については、荷重をジャッキ先端に取付けたロードセルにより検出し、また、鋼殻とコンクリートとの相対ずれ変位を結合部長さ 2000 mm 内に 270 mm ピッチで 8 段設置した変位計により検出した(第8図参照)。さらに、同じ段の差し込み鉄筋、鋼殻、コンクリートにも歪ゲージを貼付し、発生する歪も計測した。

3-4 供試材料の性質

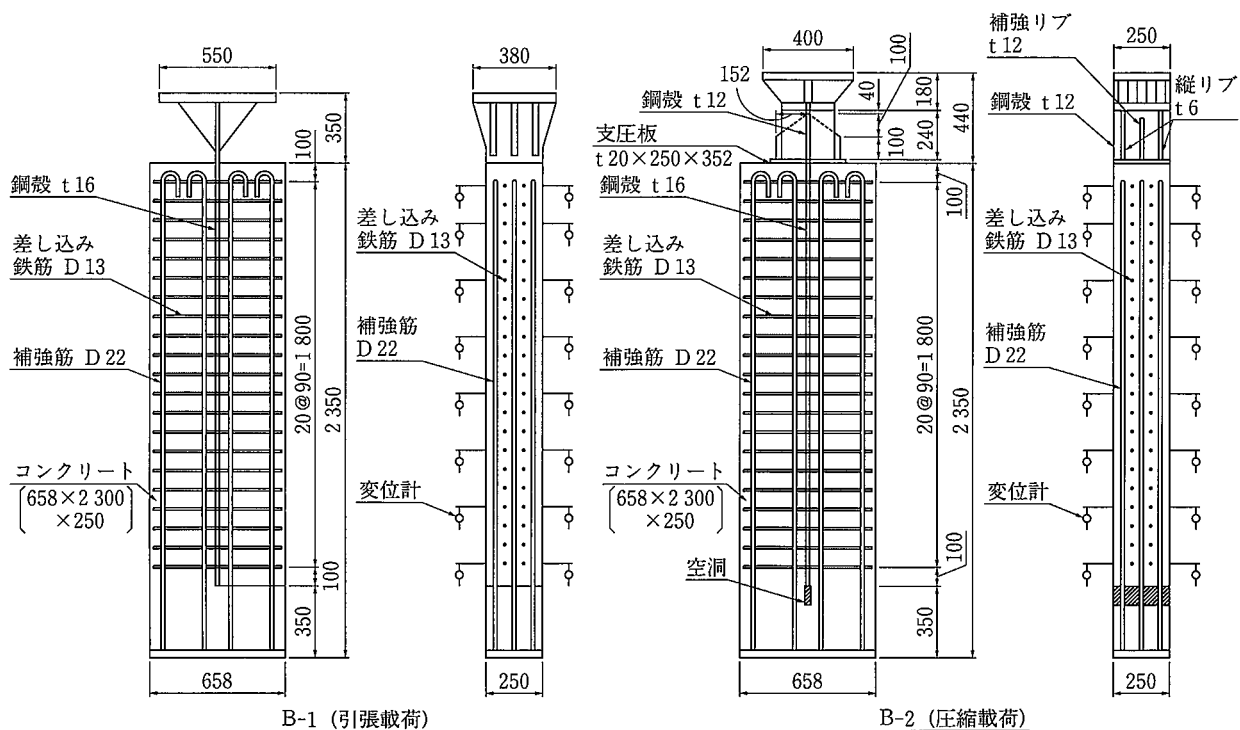
各種鋼材の引張試験ならびにコンクリートの強度試験から得られた供試材料の性質を第3表に示す。



第7図 実橋結合部形状



第9図 載荷方法 [Bシリーズ]



B-1 (引張載荷)

B-2 (圧縮載荷)

第8図 供試体の形状 [Bシリーズ]

第3表 供試材料の性質

材 料	寸 法	降伏応力 σ_y (N/mm ²)	引張強さ σ_B (N/mm ²)	真破断応力* σ_T (N/mm ²)	伸び e (%)	備 考
鉄 筋	D 13 (1)	370	509	972	16.4	A-2~4, 差し込み鉄筋
	D 13 (2)	367	524	944	18.8	A-5~7, はしご状鉄筋
	D 13 (3)	344	496	805	22.7	B-1, 2, 差し込み鉄筋
鋼 板	t 16 (1)	305	499	906	28.1	A-5~7, リブ
	t 16 (2)	347	496	946	27.3	B-1, 2, 鋼殻
	t 32	327	496	991	32.0	A-1~8, 鋼殻
スタッド	$\phi 9.5 \times l 75$	433	507	1 069	24.7	A-8
材 料		圧縮強度 F_c (N/mm ²)		引張強度 F_t (N/mm ²)		備 考
コンクリート		32		1.9		A-1~8, $G_{max}=15$ mm, $SL=11.0$ cm
		34		2.2		B-1, 2, $G_{max}=15$ mm, $SL=13.5$ cm

*) 真破断応力：破壊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

4. 実験結果と考察

4-1 ジベル構造せん断実験 [A シリーズ]

4-1-1 各ジベル構造の耐荷変形特性

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 の関係を第 10 図に、これらの図から得られる結果を第 4 表に、コンクリートを一部除去した破壊状況を写真 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、第 4 表において降伏時とは、第 10 図で鋼殻とコンクリートとの付着が切れた後の勾配の急な部分 (以下、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 (以下、第 2 勾配と称す) に移る点であり、その概念図を第 11 図に示す。また、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と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。さらに、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との付着が切れる前のせん断応力である基本付着力 τ_0 は、 0.35 N/mm² であった。また、ずれが生じた後のせん断応力はずれ変位量に関わらず 0.10 N/mm² 程度の値を示した。

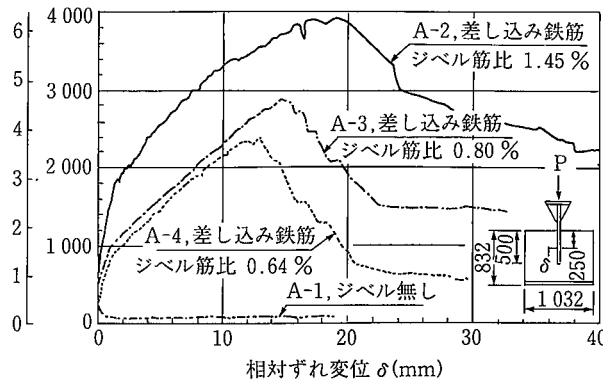
(2) 差し込み鉄筋構造供試体 (A-2~4 供試体)

いずれの供試体も第 11 図に示すような第 1 勾配と第 2 勾配が明瞭に現れた。また、勾配の大きさと降伏時および最大耐力時の荷重は、ジベル筋が多いほど高い値を示す傾向にあった。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粘り強い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、写真 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。よって、本構造は結合部ジベル構造として適すと考えられる。

(3) はしご状鉄筋構造供試体 (A-5~7 供試体)

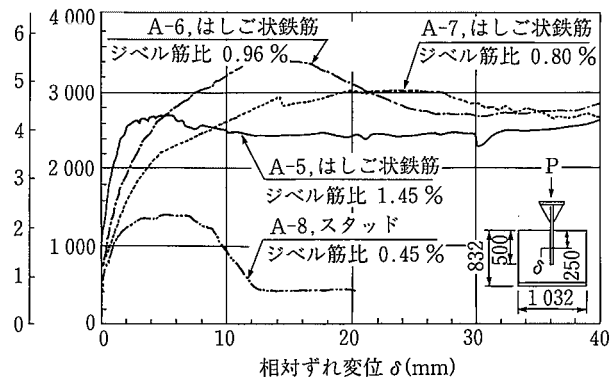
第 1 勾配の大きさはジベル筋比に依存するものの、降伏

せん断応力 荷重
 τ (N/mm²) P (kN)



A-1~4

せん断応力 荷重
 τ (N/mm²) P (kN)



A-5~8

第10図 耐荷変形特性 [A シリーズ]

第4表 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 $\left(\frac{\text{N/mm}^2}{\text{mm}}\right)$	
			荷 重 Py (kN)	せん断応力 τ_y (N/mm ²)	相対ずれ変位 δ (mm)	荷 重 Pmax (kN)	せん断応力 τ_{max} (N/mm ²)	相対ずれ変位 δ (mm)	第1勾配 k1	第2勾配 k2
A-1	ジベル筋なし	0	—	—	—	225	0.35	0.33	—	—
A-2	差し込み鉄筋 (D13)	1.45	1 668	2.65	1.14	3 849	6.11	19.05	3.05	0.28
A-3		0.80	922	1.46	0.71	2 814	4.46	14.50	1.68	0.23
A-4		0.64	827	1.31	1.24	2 313	3.67	12.17	1.23	0.24
A-5	はしご状鉄筋 (D13)	1.45	2 011	3.19	0.86	2 649	4.21	5.31	4.72	0.44
A-6		0.96	2 273	3.61	3.13	3 383	5.37	12.24	2.20	0.16
A-7		0.80	1 939	3.08	3.71	3 012	4.78	20.63	1.48	0.12
A-8	スタッド ($\phi 9.5 \times \ell 75$)	0.45	792	1.26	0.46	1 374	2.18	5.91	2.64	0.65

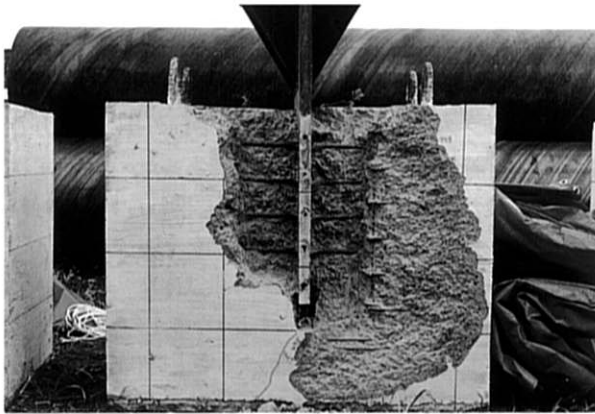


写真1 破壊状況(A-4)

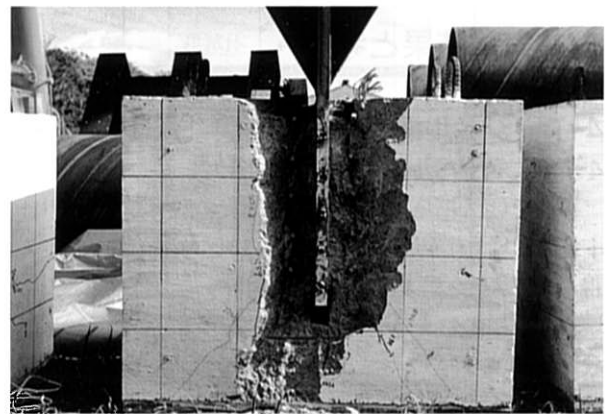


写真3 破壊状況(A-7)

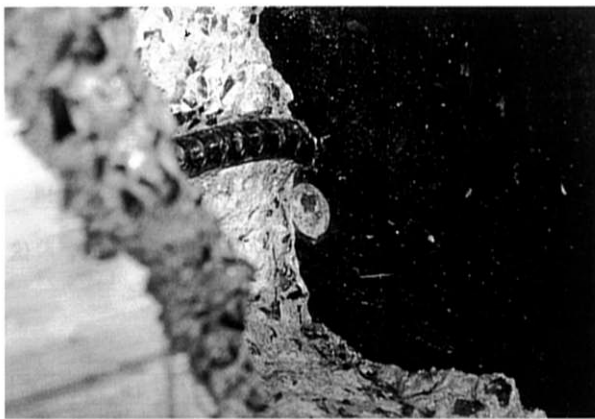
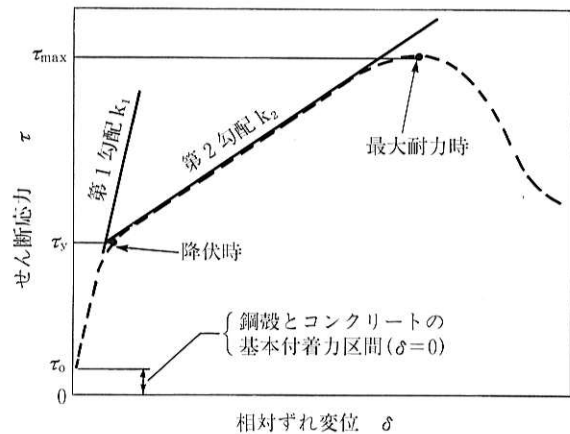


写真2 差し込み鉄筋の破断状況

時および最大耐力時の荷重についてはその依存傾向がみられなかった。これは、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、本構造はコンクリートのせん断抵抗力に依存する脆性的な耐荷特性を有していたと考えられる。なお、第10図において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



第11図 変形特性の概念図

いては、脆性破壊が生じる恐れがある。よって、本構造は結合部ジベル構造として適さないと考えられる。

(4)スタッド構造供試体 (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。これは、スタッド長が短いため定着が十分確保できずに抜け出しま

ったことによる。また、溶接部の欠陥も懸念されるため、本構造は結合部ジベル構造として適さないと考えられる。

4-1-2 差し込み鉄筋構造のせん断応力および変形特性の評価

結合部ジベル構造として適すると考えられる差し込み鉄筋構造について、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。

- (a) せん断応力は、鋼殻とコンクリートとの基本付着力 τ_0 と差し込み鉄筋のせん断抵抗力に分離できる
- (b) 差し込み鉄筋の降伏は、von-Mises の条件に従うものとする
- (c) 差し込み鉄筋の破断は、破断応力に第 3 表に示す真破断応力を適用した von-Mises の条件に従うことができるものとする

なお、上記(c)は、写真 2 より差し込み鉄筋が破断の際、引張破断に比べて絞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。

$$\begin{aligned}\tau_y &= \tau_0 + \frac{p}{100} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_y^2 - \sigma_1^2}{3}} = \tau_0 + \frac{p}{100} \cdot \frac{\sigma_y}{2} \\ &= 0.35 + 1.85 p\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau_{max} &= \tau_0 + \frac{p}{100} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_1^2 - \sigma_2^2}{3}} \\ &= \tau_0 + \frac{p}{100} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_1^2 - \sigma_y^2}{3}} = 0.35 + 5.19 p\end{aligned}$$

ここで、

τ_y ; 降伏時せん断応力 (N/mm²), τ_{max} ; 最大耐力時せん断応力 (N/mm²)

τ_0 ; 鋼殻とコンクリートとの基本付着力 (0.35 N/mm², 4.1.1 章(1)参照)

p ; ジベル筋比 (%)

σ_y ; 差し込み鉄筋の引張降伏応力 (370 N/mm², 第 3 表参照)

σ_1 ; 差し込み鉄筋の真破断応力 (972 N/mm², 第 3 表参照)

σ_2 ; 降伏時の差し込み鉄筋に生じた軸方向応力

($\int \sigma_1^2 dA/A = \sigma_y^2/4$, ひずみの計測結果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

($\int \sigma_2^2 dA/A = \sigma_y^2$, ひずみの計測結果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)

以上の仮定に基づいて得られた推定式を実験結果と共に第 12 図に示す。この結果から、von-Mises の条件を基に導いた本推定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判

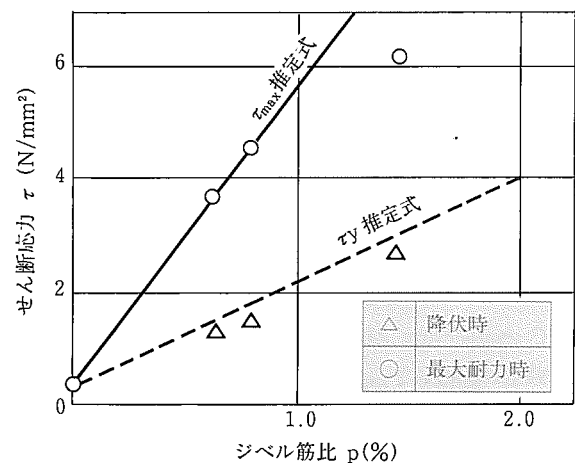
った。

(2) 変形特性の評価

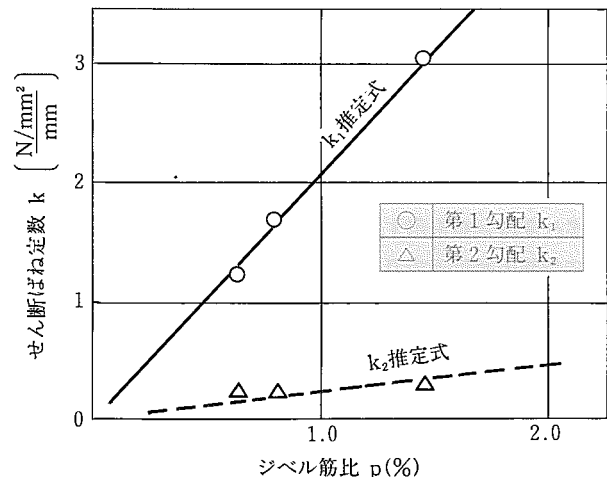
鉄筋のせん断抵抗力に依存する差し込み鉄筋構造の変形特性は、第 11 図に示す τ_0 以降の第 1 勾配 k_1 と τ_y 以降の第 2 勾配 k_2 により構成される。そこで、この k_1 , k_2 とジベル筋比 p との関係を調査した。その結果、第 13 図に示すように、せん断ばね定数 k_1 , k_2 は共にジベル筋比 p に 1 次比例すると考えられ、その関係式は、以下のようである。これらの結果から、ジベル筋比からせん断ばね定数の推定も十分可能であることが判明した。

$$k_1 = 2.06 \times p \quad (\text{ただし, } \tau_0 \leq \tau \leq \tau_y \text{ のとき})$$

$$k_2 = 0.24 \times p \quad (\text{ただし, } \tau_y \leq \tau \leq \tau_{max} \text{ のとき})$$



第 12 図 ジベル筋比とせん断応力との関係

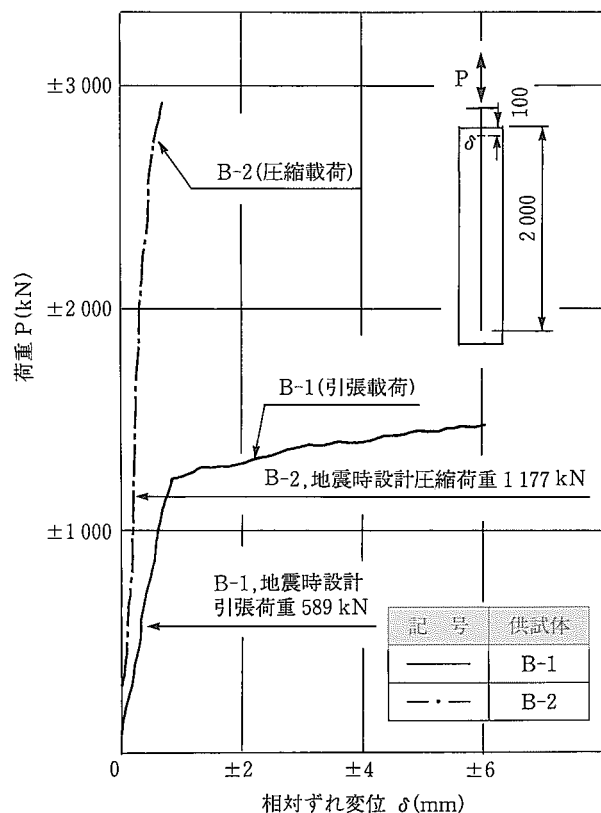


第 13 図 ジベル筋比とせん断ばね定数との関係

4-2 結合部構造模型実験 [B シリーズ]

4-2-1 耐荷変形特性

第 14 図に荷重と相対ずれ変位との関係を示す。この図から各供試体の降伏時荷重は、B-1 供試体で引張 1200 kN 程度、B-2 供試体で圧縮 2500 kN 程度であり、再現期間 75 年を想定した地震時設計荷重(引張 589 kN, 圧縮 1177



第14図 耐荷変形特性 [Bシリーズ]

kN)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1.7であり¹²⁾、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。

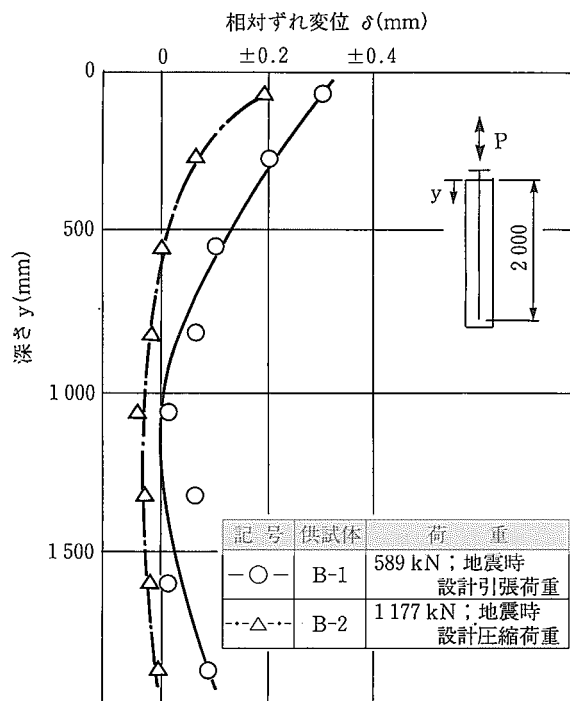
4-2-2 ずれ変位特性

第15図に地震時設計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0.4 mm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。

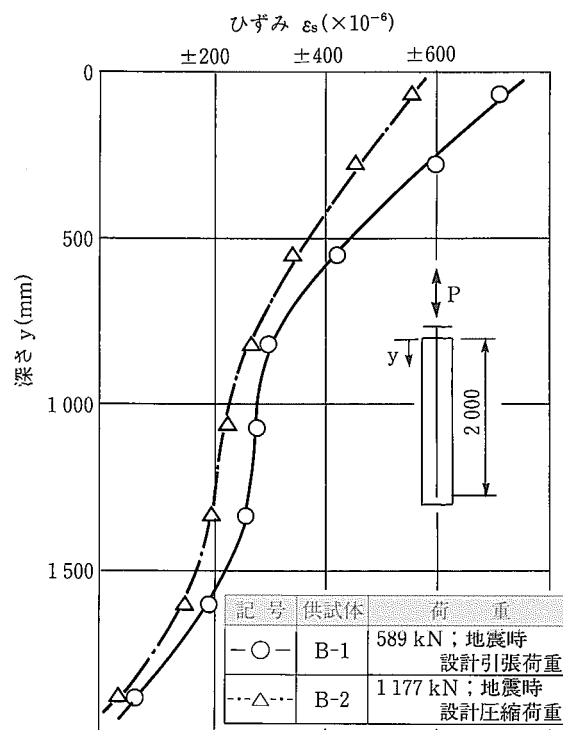
4-2-3 鋼殻に生じた歪特性

第16図に地震時設計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470 kNとなり、全荷重1177 kNの60%である約700 kNが支圧板を介してコンクリートに伝達され、残りの40%である約470 kN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。

なお、実橋結合部では、支圧板下の無収縮モルタルの充填性の影響を考慮し、安全側を考慮鋼殻に流れた荷重の50%が支圧板を介してコンクリートに伝達されると考えて設計することとなった⁹⁾。



第15図 ずれ変位特性 [Bシリーズ]

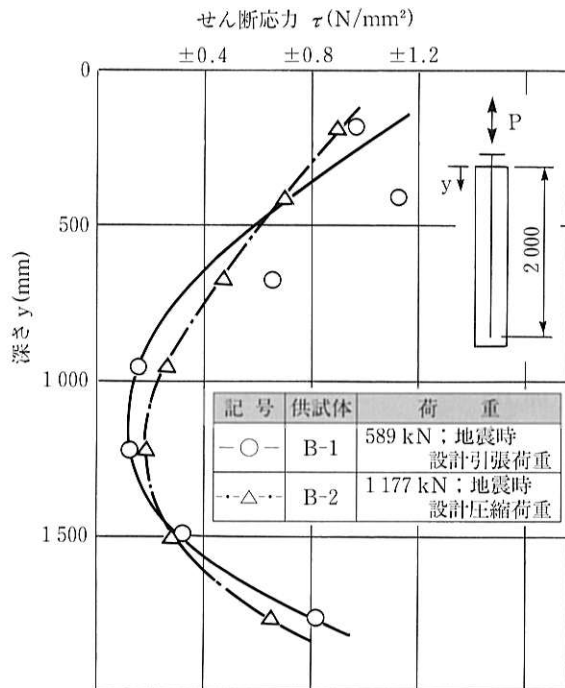


第16図 鋼殻に生じた歪特性 [Bシリーズ]

4-2-4 セン断応力特性

第17図に地震時設計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、このせん断応力と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



第17図 セン断応力特性 [B シリーズ]

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 1.2 N/mm^2 以下となっており、第12図に示したジベル筋比1%のときの τ_y 値 2.2 N/mm^2 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1000 mm以下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1000 mmでのせん断応力が鋼殻とコンクリートとの基本付着力 τ_0 より小さな値を示していたことから、必要結合部長さは1 m(実橋では2.5 m)程度と考えられる。

なお、実橋結合部では、本研究と並行して実施された立体FEM解析の結果、鋼殻部に発生する鉛直方向応力が鋼殻断面の両外縁に集中することが明らかとなったため、その影響を考慮した地震時設計荷重に対し、差し込み鉄筋に生じる最大せん断応力が降伏時のせん断応力 τ_y を安全率1.7で除した許容応力度以下になるように設計することとなった。その結果、結合部長さ約5 mの内、上部約3 mに1%、下部約2 mに0.5%のジベル筋比を有する差し込み鉄筋を配置することになった⁶⁾(写真4)。



写真4 実橋結合部

5. 結 言

本研究で明らかになった点をまとめると以下の通りである。

- (1) 鶴見航路橋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粘り強い耐力特性を示していたことによる。
- (2) 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、せん断ばね定数はジベル筋比に1次比例する。
- (3) 今回の実験に用いた支圧板によって、約6割の地震時設計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、地震時設計圧縮および引張荷重に対して共に約2.5 mと考えられる。

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と耐力変形特性が明かとなり、当該部の設計法を確立するための基礎資料を得ることができた。現在、鶴見航路橋は一般公募により「鶴見つばさ橋」と命名され平成6年12月に無事竣工し、都市内交通円滑化の重要な役割を担っている。最後に、本研究は「鶴見航路橋の設計施工に関する調査研究委員会(委員長：伊藤學東京大学名誉教授、現埼玉大学教授)」において検討、審議されたものであり、貴重な御意見、御指導を頂いた本委員会の諸先生方および関係者の方々、ならびに首都高速道路公団の森河久氏、伊東昇氏ほか実験、検討に携わった多くの方々深く感謝の意を表します。



阿部幸夫/Yukio Abe

建設エンジニアリング事業部 土木技術研究室
参事補

(問合せ先：0479(46)5128)

参考文献

- 1) 和田：鶴見航路橋(仮称)の計画，橋梁，(1988.1)
- 2) 西野：鶴見航路橋(仮称)の技術検討について，橋梁と基礎，(1989.3)
- 3) 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，(1990.11)
- 4) 古郷：名港大橋(中央・東)上部工の設計概要，橋梁，(1992.9)
- 5) 森河，伊東，森本，阿部：鶴見航路橋の主塔結合部構造に関する研究，構造工学論文集，vol.39 A(1993.3)，pp.1335-1346
- 6) 伊東：鶴見航路橋主塔基部の設計施工概要，コンクリート工学，vol.31(1993.11)，pp.14-23
- 7) 阿部，森河，伊東，森本：鋼殻と鉄骨鉄筋コンクリート結合部の構造研究，第42回応用力学連合講演会概要集，(1993.1)，pp.55-58
- 8) 森本，森河，伊東，阿部：斜張橋の混合構造主塔結合部に関する研究，鋼構造年次論文報告集第1巻，(1993.7)，pp.681-688
- 9) 首都高速道路技術センター，鶴見航路橋の設計施工に関する調査研究(平成元年度)報告書，(1990.3)，pp.51-79
- 10) 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(1988.2)，pp.47-56
- 11) 江見，古池，川上，片山：異径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／IV-11(1989.9)，pp.27-36
- 12) 日本道路協会，道路橋示方書・同解説 鋼橋編，(1994.2)，pp.116