

## 矢作川橋の主塔へのSC構造の適用とせん断力に対する検討

鹿島建設株式会社 技術研究所 正会員 修士 ○平 陽兵  
 日本道路公団 中部支社 豊田工事事務所 修士 垂水 祐二  
 日本道路公団 中部支社 建設第二部 修士 忽那 幸浩  
 矢作川橋 (PC・鋼複合上部工) 西工事 JV 正会員 伊藤 康輔

### 1. はじめに

矢作川橋は、第二東名高速道路のうち矢作川に位置する橋長 820m の 4 径間連続鋼・コンクリート複合斜張橋である。109.6m の高さを持つ二つの主塔は、**図-1** に示すように、環境との調和を考慮して曲線が多用された逆 Y 形となっている。この主塔基部・受梁部には、従来に比べはるかに大きな断面力が作用することから、RC として設計すると太径鉄筋を多段配置することとなる。そこで、施工性を考慮し、鉄筋の代わりに**図-2** に示すような大型の鋼殻を採用するとともに、受梁部においては曲げ下げて定着した PC 鋼材による逆せん断力を導入した鋼殻・コンクリート複合構造 (SC 構造) とすることが合理的であると考えられた。

主塔の設計において、**図-1** に示した主塔基部と受梁部の各検討断面について軸力・曲げモーメントとせん断力に対して照査した結果、主塔全体としての終局耐力は主塔基部の曲げ破壊で決定していた。しかしながら、こうした構造はこれまでに例がなく、特にせん断耐力の評価においては不明な点も多く、研究例も見当たらない。主塔の設計においては、その重要性を考えると、脆性的な破壊形式であるせん断破壊よりも曲げ破壊先行型の破壊モードとすることが望ましく、せん断耐力の評価においては慎重な検討が必要と考えられた。

以上のような背景から、矢作川橋の P2 主塔受梁部を対象として縮小模型試験体を用いた載荷実験を行い、耐力を確認するとともに設計の妥当性を検討した。

### 2. せん断耐力の考え方

受梁部のせん断耐力の検討に当たっては、次式のように、検討断面におけるせん断耐力 ( $V$ ) を、コンクリート負担分 ( $V_c$ )、鋼殻負担分 ( $V_s$ )、および PC 鋼材の逆せん断力分 ( $V_p$ ) の累加によって評価した。

$$V = V_c + V_s + V_p \quad (1)$$

ここで、事前の FEM 解析の結果、ひび割れが橋脚天端の主塔内側隅角部を起点として発生すると予測され、同隅角部を上端とする鉛直面が通常のコーベルの付根断面に相当すると考えられたことから、これを検討断

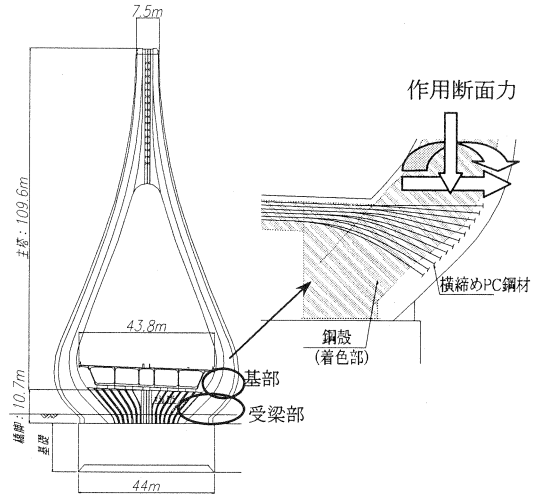


図-1 主塔形状

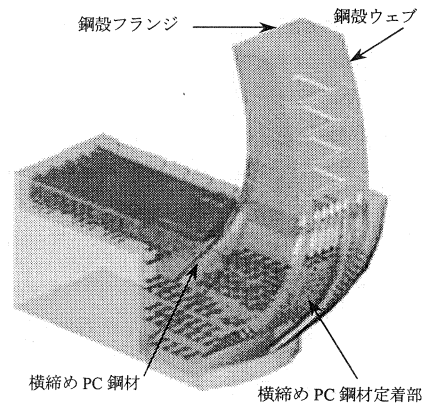


図-2 主塔受梁部の構造

面と設定した。

(1) コンクリート負担分

せん断耐力におけるコンクリート負担分は、受梁部がせん断スパン比 1.0 以下のディープビームであることから、せん断補強筋の無いディープビームのせん断耐力式である二羽式<sup>1)</sup>を基本とした。また、受梁部の構造から、式(2)に示すように二羽式に断面変化の影響、寸法効果、およびプレストレスの効果を考慮した。

$$V_c = \alpha \cdot \beta_d \cdot \beta_n \cdot V_{c0} \quad (2)$$

ここで、 $\alpha$  : 断面変化に関する係数、 $\beta_d$  : 寸法効果、 $\beta_n$  : プレストレスの効果、 $V_{c0}$  : せん断補強筋の無いディープビームのせん断耐力

$$V_{c0} = 0.53 \cdot b_w \cdot d \cdot f'_c{}^{2/3} (1 + \sqrt{p_w}) \cdot (1 + 3.33(r/d)) / (1 + (a/d_c)^2) \quad (3)$$

ここで、 $b_w$  : 断面幅(cm)、 $d$  : 有効高さ(cm)、 $f'_c$  : コンクリート圧縮強度(kgf/cm<sup>2</sup>)、 $p_w$  : 引張鋼材比(%),  $r$  : 載荷板幅(cm)、 $d_c$  : コーベル圧縮合力線と柱全面との交点から主鉄筋位置までの高さ(cm)

式(2)における断面変化の影響、寸法効果、およびプレストレスの効果については、既往の研究<sup>2),3)</sup>を参考にして、それぞれ次のように決定した。

- ①断面変化の影響  $\alpha$  : 断面高さが変化しない場合の 0.7 倍とし<sup>2)</sup>、 $\alpha = 0.7$ 。
- ②寸法効果  $\beta_d$  : 斜め引張破壊と同様に断面有効高さの 1/4 乗根に比例するとし<sup>2)</sup>、 $\beta_d = 0.594$ 。
- ③プレストレスの効果  $\beta_n$  : 棒部材における効果の半分程度の耐力上昇とし<sup>3)</sup>、検討断面における有効プレストレスより  $\beta_n = 1.15$ 。

式(3)での  $p_w$  の算定に当たっては、引張鋼材に鋼殻フランジと横締め PC 鋼材を考慮した。また、本構造は明確な載荷板を持たないが、載荷板幅  $r$  は圧縮応力度の流れを安全側に考慮し、かぶりコンクリートを無視した終局荷重状態での圧縮域の幅とした。

(2) 鋼殻負担分

RC ディープビームに関する既往の研究<sup>4)</sup>によれば、スターラップのせん断補強筋としての効果はせん断スパン比  $a/d$  が小さくなるほど小さくなるとされており、せん断耐力におけるせん断補強筋の負担分に  $a/d$  に応じた低減係数を考慮している。本橋においてもせん断スパン比が 1.0 以下のディープビームとなることから、鋼殻の負担分  $V_s$  に低減係数  $\phi$  を導入した次式にて、評価すべきと考えられた。

$$V_s = \phi \cdot \tau_y \cdot t_w \cdot h_w \quad (4)$$

ここで、 $\phi$  : 低減係数、 $\tau_y$  : ウェブのせん断降伏強度、 $t_w$  : ウェブ厚、 $h_w$  : ウェブ高さ  
式(4)における低減係数  $\phi$  は、次項で述べる実験結果から算定することとした。

(3) PC 鋼材の逆せん断力分

受梁部には鉛直下向きに曲げ下げた横締め PC 鋼材を配置した。そこで、有効緊張力の鉛直方向成分をせん断力に対する PC 鋼材の逆せん断力分 ( $V_p$ ) として、せん断耐力に考慮することとした。

3. 受梁部耐力実験

(1) 実験概要

受梁部の耐力および鋼殻ウェブのせん断力負担分を確認するために、実橋をモデル化した試験体による載荷実験を実施した。写真-1 に実験状況を示す。試験体は、主塔の片側を取り出した 1/10 模型とした。

材料は実橋を極力再現するものとしたが、せん断破壊を先行させるため、鋼殻のウェブには SM570 材に代わり SM490 材を、 $f'_{ck} = 60 \text{ N/mm}^2$  のコンクリートに代わり  $40 \text{ N/mm}^2$  のモルタルを使用した。また、実橋と同様に、鋼殻にはスタッドジベルを溶植してコンクリートと一体化し、横締め PC 鋼材も曲げ下げて定着し、導入力合計を縮尺比で合わせた。

載荷は口の字形に組んだフレームに試験体を固定して、試験体の天端に水平力と鉛直力を加力した。

(2) 実験結果と考察

主塔基部に L2 地震時および終局荷重作用時に相当する断面力を作用させた後、受梁部のせん断力が卓越する方法として、鉛直力のみを単調増加で載荷した結果、最大荷重は 12,325 kN であった。最大荷重時に引張フランジは降伏に達しておらず、コンクリート表面ひずみの測定値より、破壊モードは横締め PC 鋼材最下段の定着部下側の曲げ圧壊(曲げ破壊先行型)であることが確認された。

図-3 に最大荷重時におけるひび割れ状況を、図-4 に最大荷重時における鋼殻ウェブの主応力分布を示す。ひび割れは主塔基部内側の隅角部から、圧壊した受梁部下側に向かって伸びているが、圧壊部分までは達しておらず、圧縮ストラットが形成されていた。

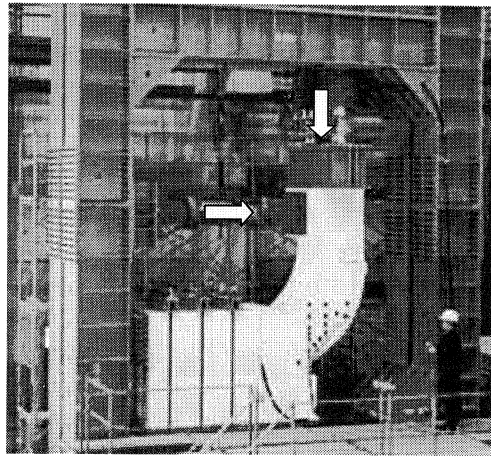


写真-1 載荷状況

ウェブの主応力を見ると、主応力方向は断面高さ方向で変化していた。主塔基部ではひび割れに直交する主引張応力が大きく卓越し、受梁部のウェブ下側では部材軸に沿った圧縮力により主圧縮応力が卓越した。こうしたことから、受梁部の挙動は曲げによる影響が大きかったものと考えられる。図-5 に代表的なウェブ計測位置の主応力経路を示す。この図から、ウェブ上縁ではほぼ一軸引張降伏、中段ではせん断降伏、下縁ではほぼ一軸圧縮降伏であったことが確認できる。

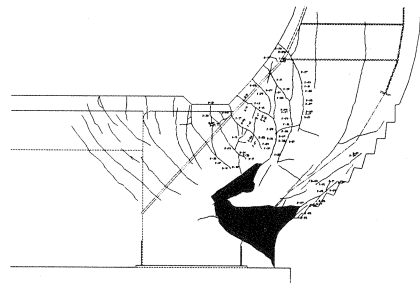


図-3 ひび割れ図

図-6 に鋼殻ウェブのせん断応力分布を示す。せん断応力はウェブの下縁に行くに従って大きくなる分布を示し、最大値はせん断降伏強度  $\tau_y = \sigma_{sy} / \sqrt{3}$  ( $\sigma_{sy}$ : ウェブの降伏強度) より多少小さい値であった。ウェブの全せん断降伏耐力 4,930 kN に対し、鋼殻のせん断力負担分  $V_s$  は図-6 に示す結果から 2,463 kN であった。これより、低減係数  $\phi = 0.5$  ( $= 2,463 / 4,930$ ) を得た。ただし、この値はせん断破壊する以前に曲げ圧壊した時の値であることから、実際の鋼殻負担分にはまだ余裕があるものと考えられた。

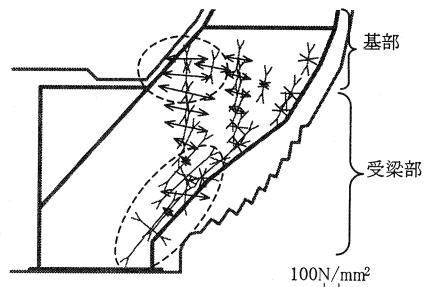


図-4 鋼殻ウェブの主応力分布図

4. 実橋における設計せん断耐力

矢作川橋の P2 主塔受梁部の設計に当たっては、図-7 に示す設計検討断面における設計せん断力  $V_d = 469,000$  kN に対し、「2. せん断耐力の考え方」で示したとおり、コンクリート負担分、鋼殻負担分、および横締め PC 鋼材の逆せん断力の累加耐力により照査した。

(1) コンクリート負担分

図-7 に示すとおり、載荷板幅についてはかぶりコンクリートを無視して安全側に設定した。式(2)および式

(3)によって、実橋における設計せん断耐力のコンクリート負担分として、 $V_c = 229,000$  kNを得た。

(2) 鋼殻負担分

前述の実験では曲げ破壊したために、最終的な鋼殻負担分は得られなかったが、低減係数  $\phi = 0.5$  まで負担することが確認できた。よって、実橋の設計に当たっては安全側の値として  $\phi = 0.5$  を用いて設計を行った。実験と実橋との材料の違いを考慮し、式(4)に従って実橋の設計を行った結果、 $V_s = 220,000$  kNを得た。

(3) PC 鋼材の逆せん断力分

実橋における横締めPC鋼材は、7S28.6を幅方向に10本、高さ方向に12段の合計120本配置している。これより、検討断面における有効緊張力の鉛直方向成分として  $V_p = 84,000$  kNを得た。

(4) 設計せん断耐力

以上のコンクリート負担分、鋼殻負担分、およびPC鋼材の逆せん断力分を加えた結果、検討断面における設計せん断力  $V_d = 469,000$  kN(1.00)に対して、設計せん断耐力として  $V = 533,000$  kN (1.14)を得た。

5. あとがき

本検討により、P2並びにP4主塔受梁部のせん断に対する安全性を確認できた。また、本稿では割愛したが、主塔基部の曲げ破壊を対象とした実験を別途行った。その曲げ耐力は平面保持を仮定した方法でおおむね評価できることが分かり、その結果、本橋主塔基部の破壊モードが曲げ破壊先行型であることも確認できた。

**謝 辞**：本研究は、第二東名高速道路矢作川橋の設計・施工に関する技術検討(委員長：横浜国大池田名誉教授)の一環として行ったものである。委員各位、ならびに貴重なご意見ご指摘を賜った北海道大学角田教授、東京工業大学二羽教授に深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) 二羽：FEM解析に基づくディーブームのせん断耐力算定式、第2回RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集、pp.119-126, 1983.
- 2) 杉山他：新猪名川大橋における大断面PCコーベルの実験的検討、第52回土木学会年次学術講演会、pp.952-953, 1997.
- 3) 村山他：変断面PCコーベルの耐力算定法について、鹿島技術研究所年報、第35号、pp.63-70, 1987.
- 4) 角田他：せん断補強筋を有するRCディーブームの強度について、コンクリート工学年次論文報告集、pp.319-324, 1990.

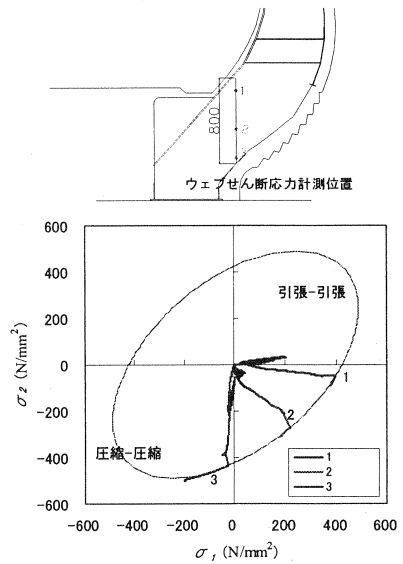


図-5 主応力経路

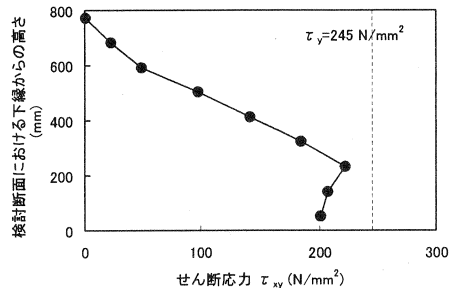


図-6 鋼殻ウェブのせん断応力分布

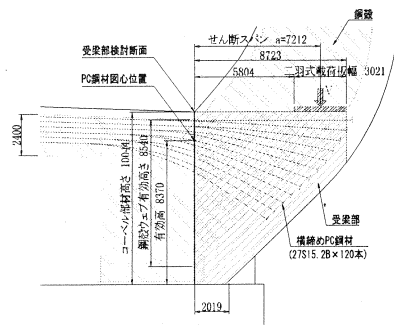


図-7 受梁部の検討断面