

(43) 第二東名高速道路天竜川橋の実物大模型試験結果報告 その2

日本道路公団 静岡建設局 浜松工事事務所 正会員 渡辺 将之
 日本道路公団 静岡建設局 構造技術課 正会員 福永 靖雄
 住友建設・極東工業・コーアツ工業 J V 正会員 ○飯島 基裕
 住友建設株式会社 技術研究所 正会員 高木 康宏

1. はじめに

第二東名高速道路天竜川橋は、全外ケーブル構造の 23 径間連続 P C 箱桁橋である。本橋では、その 1 にて報告した主桁本体安全性確認試験で製作した実物大模型を用い、せん断載荷試験を行った。本論は、これまでに例の少ない実物大モデルによるせん断載荷試験についてその概要を報告するものである。

2. 試験概要

2. 1 試験目的

外ケーブル構造のせん断耐力に関する実験は数多く報告されている。しかしながら、実物大の模型を用いた実験報告は少ない。また、内ケーブル構造と比較して全外ケーブル構造では、ウェブ内シースダクトの有無、プレストレスの伝達などの点で違いがある。そこで、本橋では実物大の供試体を用いて、全外ケーブル橋の設計荷重レベルにおけるせん断耐荷性能の把握およびせん断ひび割れの発生状況の確認を目的としてせん断載荷試験を行った。

2. 2 供試体

図-1 に供試体概要図を示す。試験供試体は主桁本体安全性確認試験で製作したものをを用い、橋面に H 鋼を組み合わせて載荷装置を製作した。試験対象は突起 III・IV 側 (図中の左側 7200mm 部分) のウェブであり、載荷は予め製作した P C 梁を反力台として、6 本のゲビンデ鋼棒 (φ32) で行った。なお、固定側 (図中の右側 6000mm 部分) は、供試体と反力台をゲビンデ鋼棒により剛結した。従って、供試体は横桁を端部とした片持梁の状態で行った。

試験は 6 個のジャッキにて、1 本当たり 50kN、計 300kN 毎に 4000kN まで載荷した。計測項目は、緊張時の荷重、供試体の変形量、ひび割れ幅、コンクリートおよび鉄筋のひずみ性状であり、各荷重ステップ毎に計測および損傷状況の確認を行った。

図-2 に、供試体コンクリートの圧縮強度発現履歴とせん断載荷試験時の諸物性値を示す。コンクリートの設計圧縮強度は 40N/mm² であり、試験時の圧縮強度は 42.7N/mm²、引張強度は -3.8N/mm²、弾性係数は 2.71×10⁴N/mm² であった。

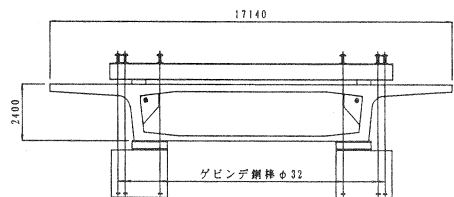
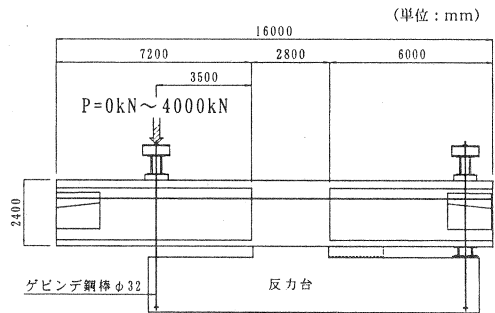


図-1 供試体概要図

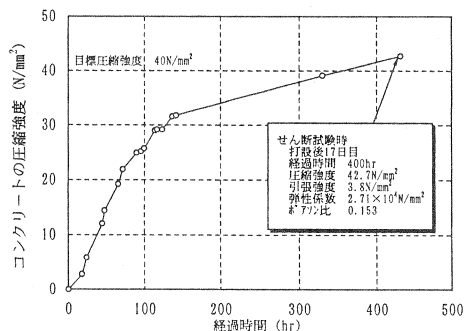


図-2 圧縮強度発現履歴

せん断載荷試験状況を、写真-1、写真-2 に示す。

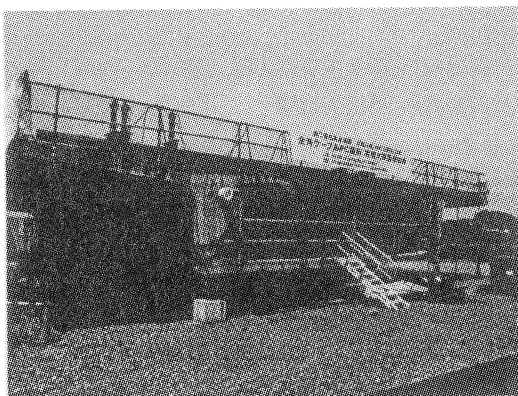


写真-1 全景写真

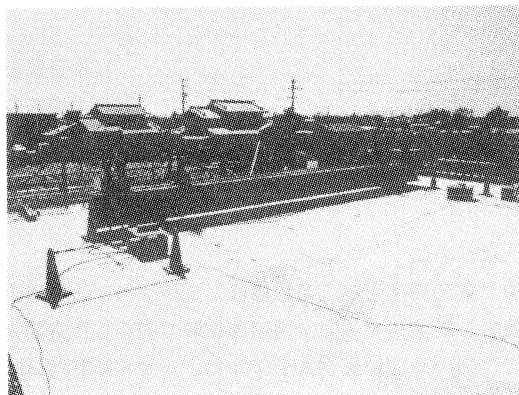


写真-2 載荷装置

2. 3 主桁断面諸数値

表-1 に主桁断面の諸数値を示す。また、主桁橋軸方向には 19S15.2 の外ケーブル 2 本分の緊張力が導入されている。緊張力は、1 本当たり 3500kN ($=0.70Pu$)、2 本で計 7000kN である。また、外ケーブルは断面上縁から 0.67m に水平に配置され、偏心量 e_p は 0.176m である。

表-1 供試体断面諸数値

断面積	A	m ²	10.129
断面 2 次モーメント	I	m ⁴	8.313
上縁から図心までの距離	Y _o	m	0.846
下縁から図心までの距離	Y _u	m	-1.554
断面係数 (上縁側)	Z _o	m ³	9.826
” (下縁側)	Z _u	m ³	-5.349
断面 1 次モーメント	Q1-1	m ³	4.081
”	QN-N	m ³	4.152
	Q2-2	m ³	3.518

2. 4 載荷位置の検討

図-3 にせん断照査断面を、図-4 にせん断照査断面中立軸位置の斜め引張応力度 σ_1 (図-3 中○部) と支点部主桁上縁の引張応力度 σ (図-3 中△部) の関係を示す。せん断照査断面は道示Ⅲ2.3.4 に従い、横桁より 1200mm (桁高の 1/2) とした。また、荷重載荷位置は、△部の曲げによる損傷が軽微な段階において、○部に生じる斜め引張応力度がコンクリートの設計引張強度以上となる位置を検討して決定した。従って、載荷荷重が 3450kN の時に、せん断照査位置の斜め引張応力度は -2.7N/mm^2 、横桁付け根の断面上縁の引張応力度は -1.3N/mm^2 となった。

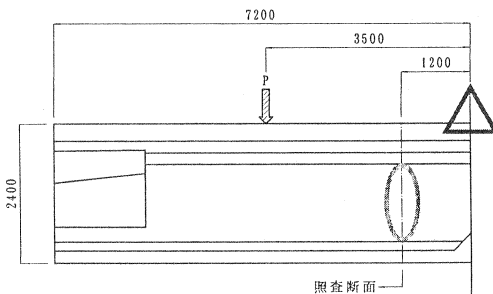


図-3 せん断照査断面

図-4 には、土木学会コンクリート標準示方書 (平成8年) 10.4.2 をもとに、コンクリートの設計基準強度 40N/mm^2 とした場合の設計引張強度 -2.7N/mm^2 、およびプレストレストコンクリート構造の斜め引張応力度の制限値として設計引張強度の 75% とした -2.0N/mm^2 のときの関係を示している。なお、斜め引張応力度は、荷重として主桁自重、プレストレスおよび載荷荷重を考慮したものである。

また、この載荷条件の場合、スパン/桁高比 (l/h) が 1.5 と小さいことから、ディープビームとしての耐荷機構となっている可能性があるため、FEM解析により斜め引張応力の発生状況を確認した。その結果、単純梁として算出した斜め引張応力度とほぼ同じ値であり、単純梁のせん断耐荷機構と同等であることが明らかとなった。従って、以上の設定条件によりせん断載荷試験を行った。

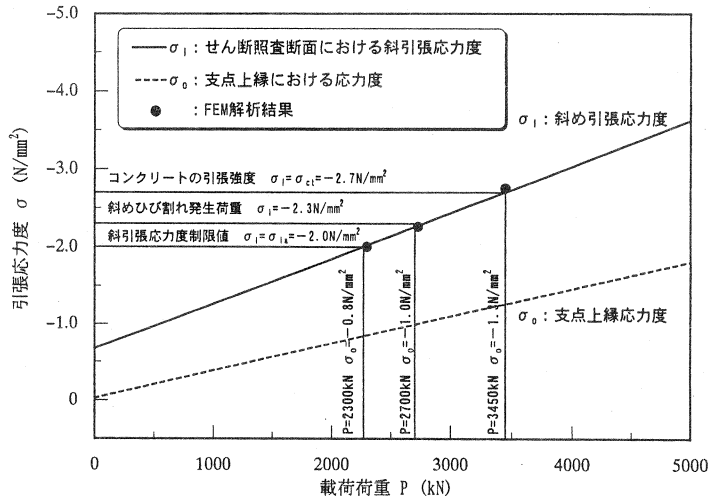


図-3 せん断照査断面

3. 試験結果

3.1 損傷状況

試験の結果、載荷荷重 2700kN において突起ⅢおよびⅣのウェブに斜めひび割れが発生した。図-5 に各面のひび割れ図を示す。なお、図中の数字はひび割れ発生時に対応する載荷荷重 (tf) である。

初期のひび割れ発生箇所はせん断照査断面の中立軸付近であり、全ての面に発生した。その後、載荷荷重の増加とともにひび割れが進展し、突起Ⅲ側のウェブでは 3300kN で大きな斜めひび割れが新たに発生した。また、載荷荷重 4000kN においては、斜めひび割れがほぼ載荷点から支点につながり、箱桁内の上床版下側にも伸展した。ひび割れの発生状況としては、何本もひび割れが分散して発生するのではなく、最初に発生した斜めひび割れが伸展するという性状を示した。これらのひび割れ幅は、載荷荷重 4000kN 時に最大で 0.10mm 程度であった。また、支点部主桁上縁については載荷荷重 2700kN 程度で若干の曲げひび割れが発生していた。

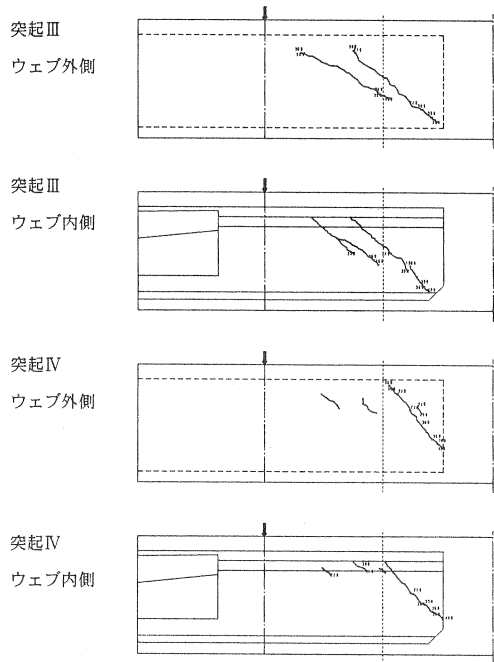


図-5 ひび割れ状況

3. 2 鉄筋ひずみ性状

鉄筋ひずみの計測位置を図-6 に、鉄筋ひずみの履歴を図-7 に示す。鉄筋ひずみの計測点は、後述するコンクリートの主ひずみ計測位置とほぼ対応している。せん断照査断面の中立軸位置における鉄筋ひずみは、載荷荷重 2700kN 以降においてひずみが急変しており、斜めひび割れが発生した時期と合致している。すなわち、ひび割れの発生により引張力の負担がコンクリートから鉄筋に移行したことを示している。また、その他の計測位置では、ひずみ値がほぼ 0 を示していることから、その近傍にひび割れは発生せず、初期に入ったひび割れに変形が集中していると考えられる。鉄筋ひずみ計は最大で 1000 μ 程度を示しており、応力に換算すると 200N/mm² 程度であった。

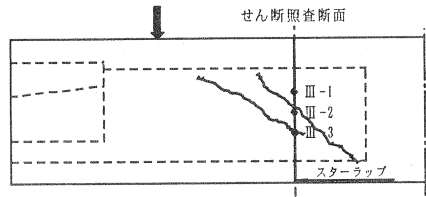


図-6 鉄筋ひずみ計測位置

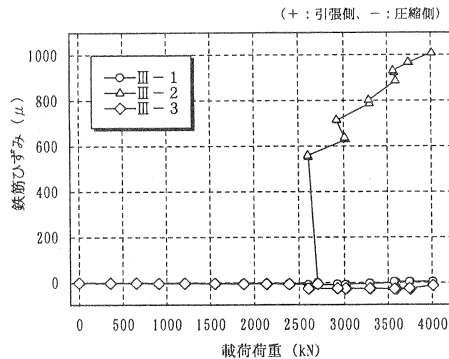


図-7 鉄筋ひずみ履歴 (突起Ⅲ側)

3. 3 斜め引張応力度の検証

斜め引張応力度の計測位置を図-8 に、計算値と実験値の比較を表-2 および図-9 に示す。なお、ここでは突起Ⅲウェブ外側のせん断照査断面中立軸位置近傍 (LL-3) に着目する。表中の計算値 1 は、自重、外ケーブル緊張力および載荷荷重を考慮して算出した斜め引張応力度であり、計算値 2 は載荷荷重のみによる斜め引張応力度である。また、計算値 3 は FEM 解析結果であり、載荷荷重の影響による着目点の斜め引張応力度である。

計算値 1 : 自重+プレストレス+載荷荷重

計算値 2 : 載荷荷重のみ

計算値 3 : 載荷荷重のみ (FEM解析結果)

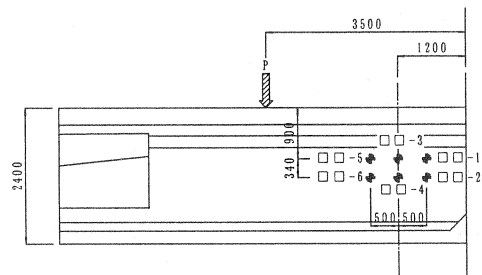


図-8 コンクリートひずみ計測位置

せん断載荷試験時は、実験準備等の関係上自重および外ケーブル緊張力が作用した状態から計測した。従って、ひずみゲージにより測定した値は載荷荷重のみの影響によるに応力度に相当する。

計算値 2 と実験結果を比較すると、ひび割れが発生する前の 2400kN までは、計算値と実験値はほぼ一致していた。また、FEM 解析結果と比較しても、ほぼ一致しており、FEM 解析の妥当性が確認できた。

斜めひび割れが発生した載荷荷重 2700kN 時点でのウェブに発生していると推測される斜め引張応力度は、図-4 によると -2.3N/mm² となる。これは、コンクリート標準示方書におけるプレストレストコンクリート構造の斜め引張応力度の制限値 -2.0N/mm² より大きく、設計引張強度の -2.7N/mm² よりも小さな値でのひび割れ発生の結果となった。

表-2 解析値と実験値の比較

載荷荷重	斜め引張応力度			
	計算値1	計算値2	計算値3	実験結果
	道示Ⅲ 自+Pre+載荷	道示Ⅲ 載荷のみ	FEM 載荷のみ	(突起Ⅲ外側) 載荷のみ
(kN)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
0	-0.7	0.0	0.0	0.0
1200	-1.4	-0.7	-0.6	-0.6
2400	-2.1	-1.4	-1.3	-1.2
2700	-2.3	-1.6	-1.5	-1.7
2450	-2.7	-2.0	-1.9	-
4000	-3.0	-2.4	-2.3	-

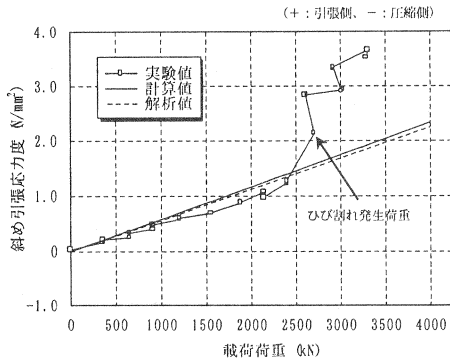


図-9 斜め引張応力度履歴

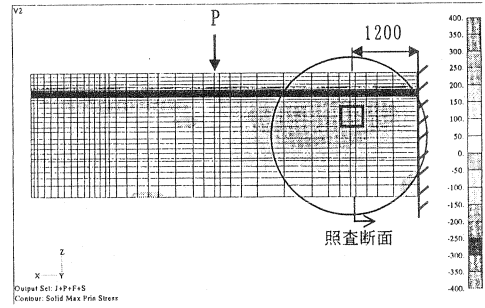


図-10 外ウェブ斜め引張応力度分布

3. 4 箱桁内上床版応力度

実験において、ウェブに発生した斜めひび割れが、最終荷重の 4000kN の時点では、図-11 に示すように箱桁内の上床版にまで伸展した。図-12 は上床版を下から見上げた状態の引張主応力の矢線図である。ウェブの斜めひび割れが上床版に達し、さらに伸展した場合、図-12 に示すような載荷荷重による主桁上床版の主引張応力の傾きの影響により、その傾きに直行する方向にひび割れが伸展したものと考えられる。

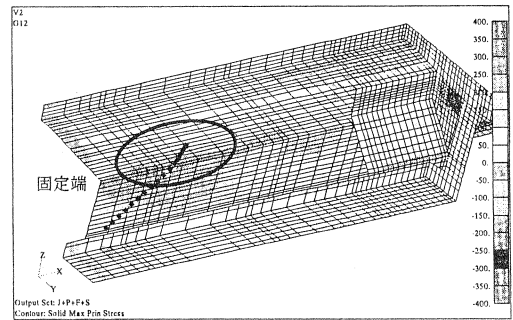


図-11 上床版に生じたひび割れ状況

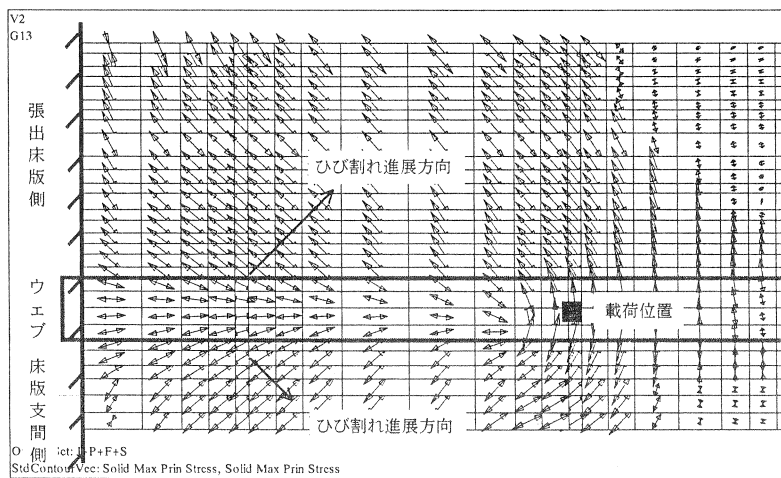


図-12 上床版下面の引張主応力矢線図

4. せん断載荷試験まとめ

実物大の供試体を用いて行ったせん断載荷試験において、以下のことを確認した。

1. 実物大供試体の試験により、実橋での斜め引張応力度は、精度よく照査式で評価できることが確認できた。またFEM解析値も、実験値とよく一致していた。
2. ウェブに生じた斜めひび割れは、荷重の増加に伴い本数が増えるよりも長さや幅が拡大し、鉄筋の応力も急激に増加することが確認できた。
3. 斜めひび割れの発生時の斜め引張応力度は、コンクリートの設計引張強度 -2.7N/mm^2 (設計基準強度： $\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$) 以下で発生している。
4. ウェブに発生した斜めひび割れは載荷荷重とともに伸展し、ひび割れが上床版に達すると、主桁上縁側主引張応力方向の影響により、それに直交する方向に伸展する。

5. おわりに

本試験終了後、さらに持続的に照査断面の斜め引張応力度を高い応力状態に維持し、斜めひび割れ発生後の持続荷重に対する性状確認を行っている。その結果については追って報告を行う予定である。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編、平成8年制定
- 2) (社)プレストレストコンクリート技術協会：外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法設計施工基準(案)、平成8年3月
- 3) PC橋の新しい構造事例に関する研究報告書(外ケーブルの有用性と適用に関する調査検討)：プレストレストコンクリート建設業協会、平成5年3月
- 4) 平、藤田、梅津、益子：外ケーブルPCはりのせん断耐力に関する実験的研究、プレストレストコンクリート技術協会、第9回シンポジウム論文集1999.10 pp.547~552
- 5) 柳沼、高島：外ケーブルを用いたPRCはりのせん断耐力、プレストレストコンクリート技術協会、第9回シンポジウム論文集1999.10 pp.559~562
- 6) 近藤、睦好、高橋、佐野：外ケーブルによるせん断補強効果に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.16、No.2、pp1015~1020、1994
- 7) 池田、宇治：鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷挙動に及ぼす鉄筋の付着の影響に関する研究、土木学会論文報告集、第293号、pp101~109、1980
- 8) 鳥取、涌井：プレストレストコンクリートはりのせん断耐力、プレストレストコンクリート技術協会第3回シンポジウム論文集、pp5~8、1992