

大容量外ケーブルの桁内定着部の設計法に関する考察と実物大模型試験

池田博之¹・白谷宏司²・今井義明³・加納宏一⁴

¹正会員 日本道路公団 中部支社 (〒460-0003 名古屋市中区錦 2-18-19)

²正会員 工修 大成建設 (株) 土木設計第1部 (〒163-0606 東京都新宿区西新宿 1-25-1)

³正会員 工修 大成建設 (株) 土木設計第1部 (〒163-0606 東京都新宿区西新宿 1-25-1)

⁴正会員 大成建設 (株) 技術センター (〒245-0051 横浜市戸塚区名瀬町 344-1)

近年、PC 橋梁上部工の長支間化への対応やコスト縮減、耐久性向上を目的として、支間途中の主桁内に定着される外ケーブルの適用事例が増えている。しかしながら、大容量の外ケーブルを部材厚の小さい主桁の床版やウェブに定着する場合、定着突起及びその周辺部材の応力状態は複雑であり、現時点では系統立った設計手法や構造細目は整理されていない。本論文は、最近建設された 2 件の特徴的な橋梁を対象に実施された、主桁の実物大模型を用いた外ケーブル定着部の性能確認試験の概要、及び試験・設計計算結果の比較を紹介すると共に、試験結果に若干の検討を加えて、桁内の外ケーブル定着部の挙動特性や設計法に関する考察を行ったものである。

Key Words : external prestressing tendon, concrete anchorage, corrugated steel web

1. はじめに

PC 橋梁分野においては、耐久性向上による長寿命化や、構造の合理化・施工の省力化等によるコスト縮減を目的として、新しい構造や施工方法の開発が積極的に行われている。その中で、主方向 PC 鋼材を床版・ウェブの外に配置する、いわゆる外ケーブルは、橋梁の長支間化・軽量化によるコストダウンや施工性・耐久性の向上を図る上で有効であり、採用事例が増えている。

従来の橋梁では、外ケーブルは支点上のマッシブな横桁に定着されることが多かったが、外ケーブルを有効活用して長支間化を図るためには、支間途中の主桁での定着が必要になる場合もある。この場合、一般には部材厚の小さい床版やウェブに定着突起等を設けて外ケーブルを定着することになるが、主桁自重の軽減のためには定着突起のコンパクト化が図られ、その結果、定着突起や周辺の主桁部材に発生する応力は、一般に複雑かつ厳しい状態となる。近年、主桁定着の外ケーブル構造の採用に伴い、定着部の実際の安全性や設計の妥当性を確認するための検証試験も多数行われている (例えば^{1)~3)})。しかし、現状では、このような外ケーブル定着部に対する系統立った設計法や構造細目は確立されていない。

そこで、本論文においては、27S15.2 の外ケーブルが 1 箇所 に 2 本定着された第二名神高速道路揖斐川橋の西

工区、及び波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋である近畿自動車道大宮大台橋において実施された、実物大模型を用いた外ケーブル定着部の性能確認試験 (外ケーブル緊張試験) の結果と設計計算の比較を中心に、主桁内に配置される大容量外ケーブル定着部の構造、応力伝達・ひび割れ特性及び設計法に関する考察を行う。

2. 揖斐川橋西工区における外ケーブル定着部 (3室 PC 箱桁橋)

(1) 定着部の概要と試験目的

第二名神高速道路の揖斐川橋は、橋長 1397m、主径間長 271.5m の 6 径間連続エクストラード橋である。本橋の全体図を図-1 に示す。主桁は、柱頭部からの張出架設区間及び側径間は設計基準強度 60 N/mm² のコンクリート、主径間の支間中央 95~100m は一括架設の鋼桁である。コンクリート主桁部は、東工区の側径間 (図-1 の愛知県側, PA4~P1) を除きプレキャストセグメントである。

西工区の側径間 (図-1 の三重県側, P5~PA5) は支間長が 154m であるが、桁下空間の制約等のため主桁高が約 4.0m と支間長の割に低く、しかも桁端では幅員が 44.8m に達する。そのため、主桁には正曲げに

抵抗するために大量の主方向 PC 鋼材が必要となり、72 本の内ケーブル (12S15.2, 引張荷重 $P_u=3130\text{kN}$, 降伏荷重 $P_y=2660\text{kN}$) に加え、図-2 に示す外ケーブル (27S15.2, 引張荷重 $P_u=7040\text{kN}$, 降伏荷重 $P_y=5980\text{kN}$) が配置されている。外ケーブルは、ウェブと下床版の各隅角部に 2 本ずつ、600mm 間隔で定着されている。

定着部の設計においては、外ケーブル緊張力によって定着部に発生する応力を、コンクリート部材をソリッド要素でモデル化した 3 次元弾性 FEM 解析によって算出した。定着突起及び下床版は基本的に RC 構造とし、使用限界状態では、コンクリート標準示方書設計編⁴⁾に準じて、ひび割れ幅を制限値以下に抑えるようにした。また、ウェブは応力制御 (ひび割れ発生限

界以下) の方針で設計を行った。一方、終局限界状態に対しては、鉄筋応力を降伏応力以下に抑えると共に、突起と主桁部材の接合面におけるせん断伝達耐力の照査を、コンクリート標準示方書に準じて行った。定着突起の構造寸法を図-3 に示す。

しかし、引張強度 7040kN もの大容量外ケーブルが主桁途中で 1 箇所に 2 本ずつ定着された事例はこれまで無い。弾性 FEM 解析では、定着部には緊張時においても大きな引張応力が発生しており、ひび割れ発生後の応力再分配の影響の予測が困難であった。また、梁部材に対する曲げ試験を基にして得られたコンクリート標準示方書のひび割れ幅算定式の、定着突起やその周辺部材のような 3 次元的な挙動を示す部材への適用性や、本橋定着部に一部用いられているエポキシ樹

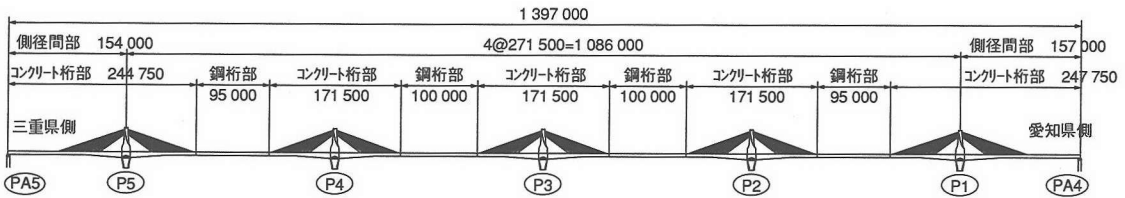


図-1 揖斐川橋全体図

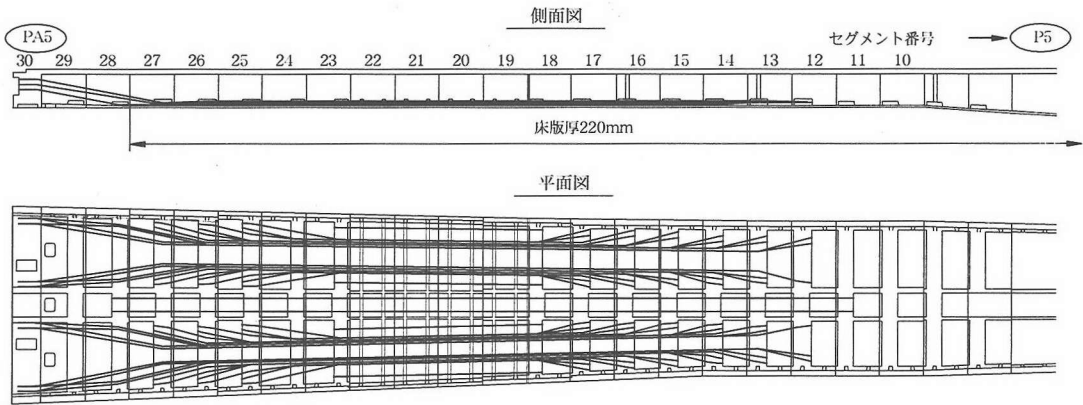


図-2 揖斐川橋西工区側径間の外ケーブル配置図

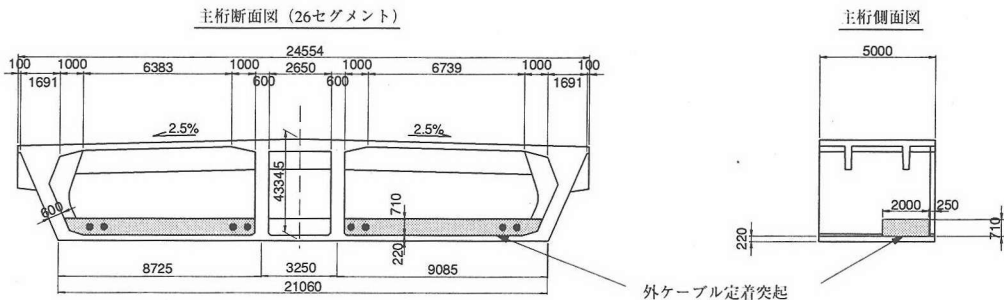


図-3 揖斐川橋西工区側径間の外ケーブル定着突起

脂塗装鉄筋への適用性も含めて、設計法の妥当性の検証が課題となった。さらに、下床版内には内ケーブルのダクトが最小 125mm 間隔で多数配置されており、ダクトの断面欠損による下床版の強度低下の懸念もあった。そこで、定着部の安全性の確認のため、実物大模型を用いた実証試験を行った。

(2) 試験概要

a) 試験体

本試験は、三重県四日市市の、揖斐川橋・木曾川橋のセグメント製作ヤード内で行われた。試験体の概要を図-4 に示す。主桁や定着部の構造寸法は実物大であるが、設備の制約等より、主桁の下縁から高さ 2m 程度、断面の片側半分を再現した。主桁部の構造寸法は、ウェブ厚や幅員などの関係から応力的に最も不利と事前検討において判断された、26 セグメントを再現した。試験体は実橋と異なり架台で支持されていること、実橋の 1/4 断面のみ再現していることなど、実橋とは境界条件が大きく異なっている。そこで、主桁模型および架台の支持条件をモデル化した 3 次元弾性 FEM 解析に基づき、発生応力が実橋の設計の中で行われた弾性 FEM 解析結果とほぼ一致するように、主

桁部分の高さ、幅、及び長さを設定した。図-4 中の不動体は、定着部前面側の下床版の応力を実橋の設計値と合わせるために主桁区間を延長し、架台に固定したものであり、FEM 解析に基づいて区間長 (3.5m) を設定した。着目供試体との境界は、実橋のセグメント継目に相当する。特に終局限界状態に生じる可能性のある、セグメント継目部の空きが定着部の挙動に及ぼす影響を観察するため、不動体と着目供試体は別個にコンクリートを打設し、その間に剥離剤を塗布した。

定着突起や主桁部材の配筋は実橋を忠実に再現した。内外ケーブルのダクト等については、実橋の中で最も悪条件 (多数のダクトが集中) の箇所を再現した。

b) 試験ケース

試験ケースは、使用限界状態および終局限界状態を想定し、表-1 に示す 3 ケースとした。

使用限界状態においては、架設中の緊張時と完成後の活荷重時の 2 ケースを取り上げた。外ケーブルの緊張力は、緊張完了から供用時にかけて、コンクリートのクリープや乾燥収縮などによって低下するため、定着突起は緊張時の方がクリティカルになる。一方、周辺の床版やウェブに生じる橋軸方向の引張応力については、主桁の梁としての挙動による断面力 (主桁の主

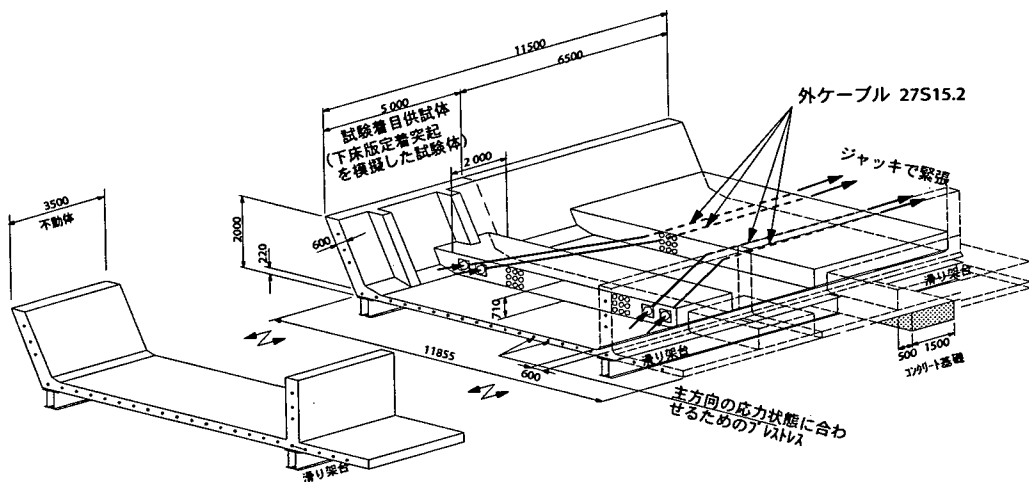


図-4 揖斐川橋外ケーブル定着部試験体の概要

表-1 揖斐川橋外ケーブル定着部の試験ケース

試験ケース	荷重状態	外ケーブル緊張力	下床版主方向応力
ケース 1	使用限界状態 (緊張時)	0.7Pu (4920kN)	6.0N/mm ²
ケース 2	使用限界状態 (完成後活荷重時)	0.6Pu (4220kN)	3.0N/mm ²
ケース 3	終局限界状態	1.0Py (5980kN)	0N/mm ²

注：下床版主方向応力は圧縮が正

方向曲げモーメント及び軸力)による下床版の橋軸方向圧縮応力(主方向応力)が小さい, 完成後活荷重時がクリティカルになる可能性がある。これらの状態における下床版の主方向応力を再現するため, 図-4 に示すように, 下床版には PC 鋼材によりプレストレスを導入した。各ケースの下床版の主方向応力(主桁の設計計算より算出)は表-1 に示されている。

試験は, 一体の試験体でケース 1 から順に行った。各ケースとも, 緊張完了後の数日間は緊張力を維持し, その間のひび割れの発展を観察した。

実橋の外ケーブルは 27S15.2 であるが, 本試験においては 27S15.2 の降伏荷重相当まで緊張力を載荷するため, 37S15.2 を使用した。ただし定着具は実橋と同一である。

c) 弾性 FEM 解析に基づく事前検討

試験体に対する 3 次元弾性 FEM 解析には汎用コード NASTRAN を用い, 図-4 の主桁模型のコンクリート部材を全てソリッド要素でモデル化した。ただし,

内外ケーブルのダクトによる床版や突起の断面欠損は, 簡便のためモデル化していない。主桁コンクリートの応力~ひずみ特性は弾性であるが, 架台は負(引張)反力が生じた場合には抵抗しない, 非線形バネの線支持とした。

ケース 1 (架設時)における定着部周辺の最大主応力の発生状況の概要を図-5 に示す。本解析においては, 表-1 に示されている下床版の主方向応力は考慮されていない。

特に応力状態が厳しい箇所は, 定着突起とウェブや下床版との隅角部である。内ウェブ側では, 突起とウェブの隅角部において, 最大引張応力が 16.3N/mm^2 に達している。一方, 外ウェブ側の突起では, ウェブとの隅角部よりも下床版との隅角部の方が応力が大きく, 最大引張応力は 10.9N/mm^2 である。これは, 外ウェブ側では, 定着位置がウェブから離れていることや, ウェブが傾斜していることにより, 外ケーブルの緊張力が下床版側に多く伝達されているためと考えられる。

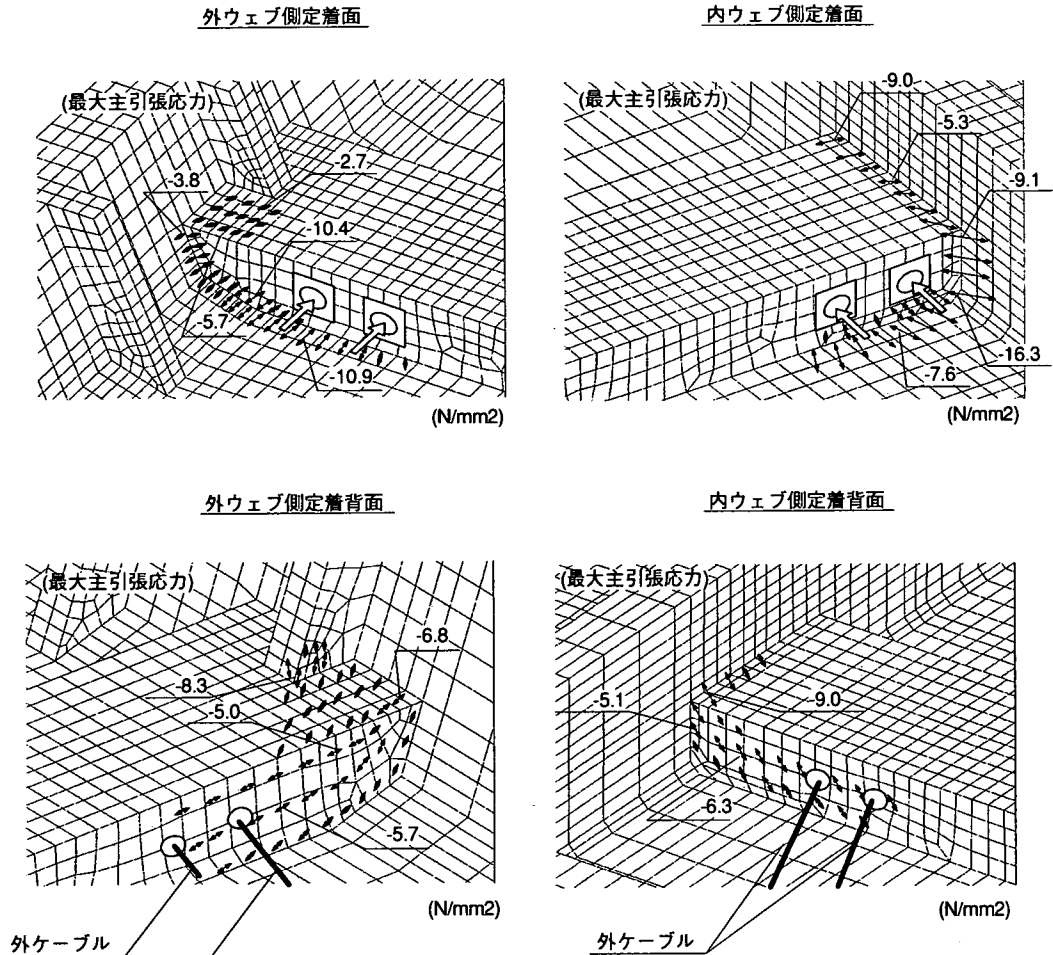


図-5 揖斐川橋外ケーブル定着部 FEM 解析結果 (ケース 1)

また、突起の天端水平面では、大きな斜め引張応力が発生している。最大値は、内ウェブ側で 9.0 N/mm^2 、外ウェブ側では 8.3 N/mm^2 となっている。図-5 では表示していないが、 $4 \sim 5 \text{ N/mm}^2$ 程度の斜め引張応力が広い範囲で発生している。

(3) 試験結果

試験においては、各定着部にそれぞれ 2 本ずつ配置された外ケーブルのうち、それぞれのウェブに近い側のケーブル 2 本をまず緊張してくさびで定着し、次に残りの 2 本を緊張した。

a) ひび割れ発生状況

実橋では、セグメントの製作から緊張までに数ヶ月経過する。本試験においては、供試体の製作から試験の実施までの材齢は約 1 ヶ月であった。コンクリートの圧縮強度は 60 N/mm^2 以上であったが、試験時のコンクリートのひずみの計測結果から推測されるコンクリートのひび割れ発生応力は、ばらつきが大きく、概ね $2.5 \sim 4.0 \text{ N/mm}^2$ であった。

試験ケース 1 完了時におけるひび割れの発生状況を図-6 に示す。最初のひび割れは、2 回目のケーブルを $0.3P_0$ 程度まで緊張した頃に、両側の定着部でほぼ

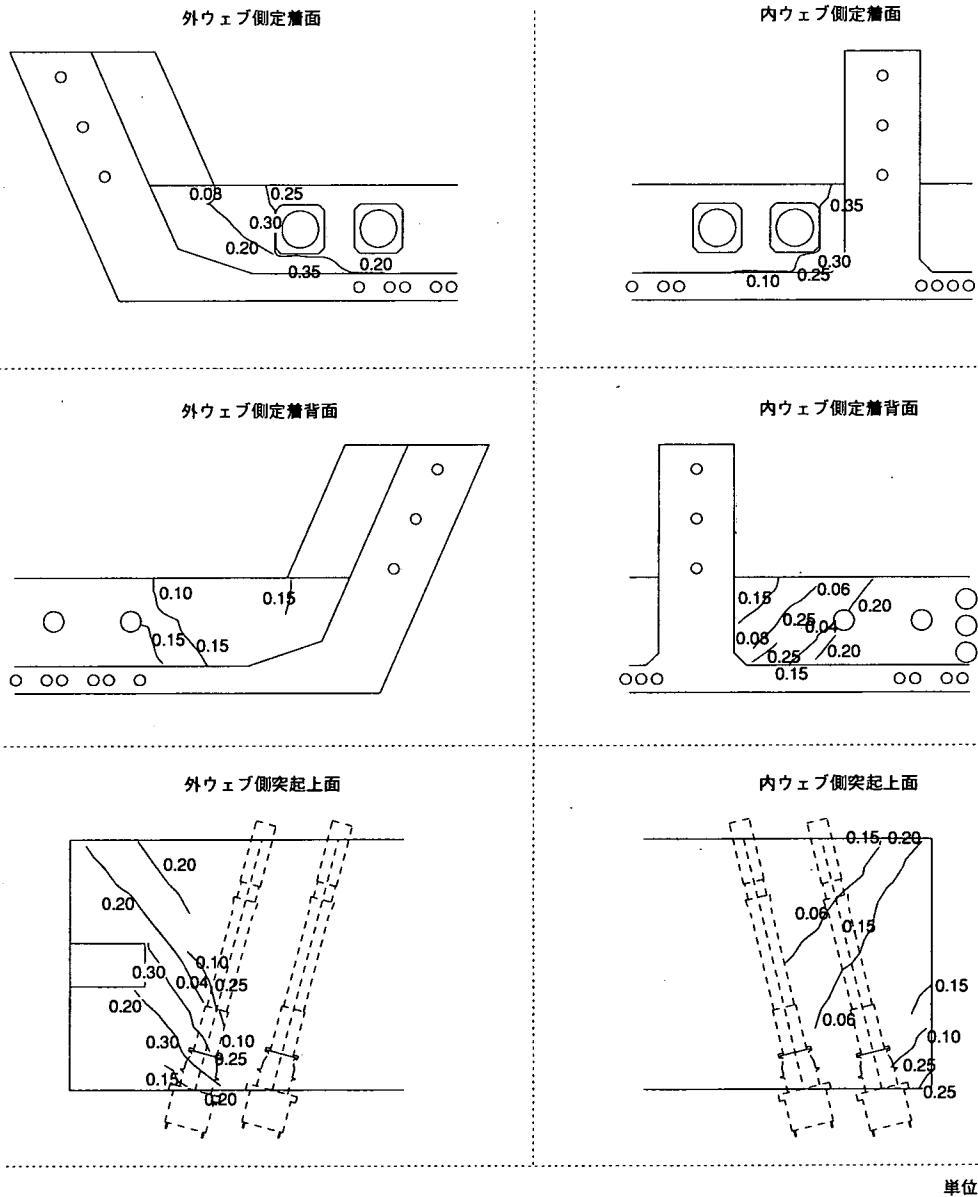


図-6 揖斐川橋外ケーブル定着部試験 ひび割れ発生状況 (ケース 1)

同時に、ウェブに近い側の支圧板に沿って発生した。全ケーブルの緊張完了時点での最大ひび割れ幅は、両側の定着部の支圧板周辺の約0.35mmであった。

支圧板に沿ったひび割れが早い段階で発生し、その後も進展したのは、定着突起の表面付近に配置した鉄筋の一部がケーブル定着具のために寸断されており、支圧板から放射状に発生する引張力に抵抗できなかったためと考えられる(図-16(a)参照)。

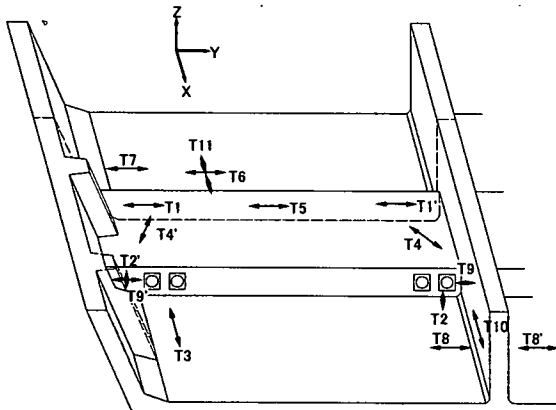
一方、事前 FEM 解析では大きな引張応力が発生していた突起の隅角部においては、内ウェブ側の下床版との隅角部で最大 0.1mm のひび割れが発生した程度

であり、特に最大 16.3 N/mm² の引張応力が FEM 解析で現れていた内ウェブとの隅角部では、ひび割れは認められなかった。これは、先に支圧板周辺のひび割れが進展したことにより、隅角部に伝達される引張力が弾性 FEM 解析値より小さくなったためと考えられる。

定着突起上面に発生した斜めひび割れの幅は、図-6 に示すように、外ウェブ側で最大 0.3mm、内ウェブ側で最大 0.25mm 程度であった。しかし、図-5 に示すように、FEM 解析による突起上面の引張応力は概して内ウェブ側の方が大きい。この応力とひび割れ幅の不整合の一因として、外ウェブ側で用いられたエポ

表-2 揖斐川橋外ケーブル定着部試験 鉄筋応力及びひび割れ幅(ケース1, 2の最大値)

着目応力	配置鉄筋	設計計算		試験結果				
		卓越荷重状態	鉄筋応力 (N/mm ²)	計算ひび割れ幅 (mm)	試験ケース	計測鉄筋応力 (N/mm ²)	発生ひび割れ幅 (mm)	許容ひび割れ幅 (mm)
T1 (外ウェブ側)	D25@100	緊張時	173	0.254	ケース1	102	0.15	0.255
T1' (内ウェブ側)	D25@100	緊張時	165	0.244	ケース1	115	0.25	0.255
T2 (内ウェブ側)	D19@125	緊張時	114	0.151	ケース1	66	0.30	0.175
T2' (外ウェブ側)	D19@125	緊張時	123	0.160	ケース1	141	0.35*	0.175
T3	D25@125	完成後	116	0.204	ケース2	34	0.04	0.270
T4 (内ウェブ側)	D25×6段@125	緊張時	118	0.254	ケース1		0.25	0.255
T4' (外ウェブ側)	D25×4段@125	緊張時	112	0.233	ケース1		0.30	0.255
T5	D25@100	緊張時	168	0.248	ケース1		0.04	0.255
T6	D25@125	緊張時	116	0.150	ケース1	55	0.06	0.175
T7	D25@125	緊張時	117	0.151	ケース1	71	0.15	0.175
T8 (外BOX)	D19@125	緊張時	108	0.145	ケース1	10	無し	0.175
T8' (内BOX)	D19@125	緊張時	134	0.171	ケース1		無し	0.175
T9 (内ウェブ側)	D25@100	緊張時	169	0.249	ケース1	187	0.35*	0.255
T9' (外ウェブ側)	D25@100	緊張時	81	0.119	ケース1	70	0.30	0.255
T10	完成後引張応力度	1.99MPa < 許容ひび割れ発生限界	2.51MPa		ケース2	1 (圧縮)		



- T1: 定着部背面 y方向の引張力(隅角部)
- T2: 定着部前面 隅角部 z方向の引張力
- T3: 定着部前面 下床版の x方向の引張力
- T4: 突起のせん断力
- T5: 定着部背面 y方向の引張力(突起中央)
- T6: 定着部背面 下床版下面の y方向の引張力
- T7: 定着部背面 下床版上面の y方向の引張力
- T8: 定着部前面 下床版上面の y方向の引張力
- T9: 定着部前面 隅角部の y方向の引張力
- T10: ウェブ x方向の引張力

・ひび割れ幅の計算

コンクリート標準示方書の式(7.4.1)より算出
 $w = k[4c + 0.7(cs - \phi)] [\sigma_{sm} / E_s + \epsilon' csd]$

ここで $\epsilon' csd$ は 150 μ とした。

ただし T4 は、梁のせん断力としての検討を行い、CEB-FIP⁵⁾ の斜めひび割れ幅算定式より算出。

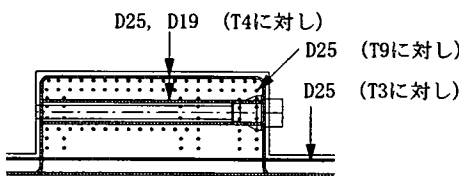
(突起の下床版上面からの高さを梁幅と仮定)

$$w = \epsilon_{sm} S_{rm}$$

$$\epsilon_{sm} = \sigma_s \{1 - (V_{cd} / V_s^2)\} / E_s$$

$$S_{rm} = 2(c + cs/10) + k_1 k_2 \phi / \rho_s$$

*は、設計計算ではウェブと突起の隅角部であるが、試験では支圧板に沿ったひび割れの幅



キシ樹脂塗装鉄筋は付着強度が小さいため、ひび割れ位置周辺で付着切れが生じていたことが推測される。

ケース 1 に続き、同じ試験体を用いて行われたケース 2 では、ひび割れの進展はほとんど見られなかった。終局荷重時を想定したケース 3 においては、支圧板周辺のひび割れは最大 0.7mm 程度まで進展し、さらに突起とウェブ・下床版との隅角部などに新たなひび割れが多数発生した。

b) 設計計算値との比較

ケース 1, 2 における実測鉄筋応力及びひび割れ幅の、設計計算値との比較を表-2 に示す。設計計算における鉄筋応力は、弾性 FEM 解析による引張応力を鉄筋方向の成分に分解し、方向毎に引張応力を積分して算出した引張力を、引張応力発生区間内の鉄筋で全て負担すると仮定して算出したものである。

鉄筋応力の設計値と実測値を比較すると、外ウェブ側の突起の支圧板周辺の鉛直方向応力 (T2')、及び内ウェブ側の突起の支圧板とウェブの間の水平方向応力 (T9) において、実測値が設計値を若干上回っているが、その他の箇所では実測値は設計値を下回っている。ひび割れ幅についても、支圧板周辺 (T2, T9) や外ウェブ側の突起上面 (T4') を除けば、設計値と実測値は同程度、あるいは実測値の方が下回っている。

従って、弾性 FEM 解析に基づいて鉄筋応力及びひび割れ幅を推算する設計手法は、支圧板周辺や突起上面の定着点付近を除けば、概ね妥当であったと言える。実測値が設計値を上回った箇所に対する評価と考察は、4 章で行う。

終局限界状態のケース 3 における鉄筋応力は、外ウェブ側の突起上面の橋軸直角方向の鉄筋で降伏点近くまで達した (33 N/mm²) もの、他の箇所では、ケース 1, 2 からの鉄筋応力の増加は大きくても数 N/mm²

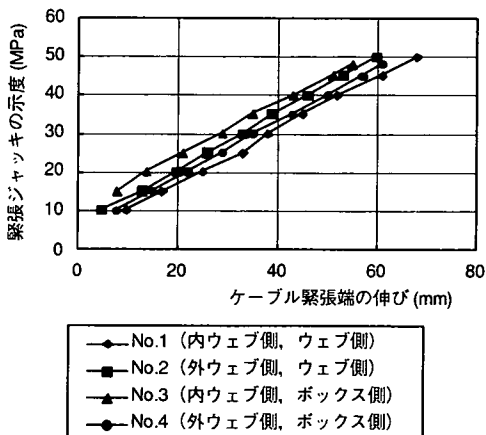


図-7 揖斐川橋外ケーブル定着部試験 (ケース 3) ケーブルの伸びとジャッキ圧

のオーダーで、顕著な変化は見られなかった。

c) 定着部の耐荷機能 (終局限界状態)

実橋のセグメント継目に当たる、着目供試体と不動体の間の相対変位 (開き) は、ケース 1, 2 では 0.15mm 以下であったが、ケース 3 では 0.31~0.37mm と若干大きくなった。しかし、ケース 3 における外ケーブルの緊張力と伸びの関係は、図-7 に示すように最後までほぼ線形であり、ジャッキで緊張力を保持した翌日にも、ひび割れの顕著な進展や緊張力の緩みは見られなかった。従って、定着部の耐荷機能は、終局限界状態のケーブル緊張力に対しても、ほぼ維持されていたと考えられる。

(4) 試験結果の実橋への反映

本試験結果より、本橋の定着部は、耐力面では所要の性能を有していることが確認された。ただし、ひび割れ幅が大きかったため、耐久性の面で課題が残る結果となった。そのため、実橋では以下の対処を行った。

- ・支圧板周辺に D19 の水平鉄筋を追加
 - ・突起周辺のエポキシ樹脂塗装鉄筋を普通鉄筋に変更
- その結果、実施工においては、ひび割れは最大でも 0.15mm 程度で設計上の許容値以下であり、無事に工事を完了した。

3. 大宮大台橋における外ケーブル定着部 (波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋)

(1) 定着部の概要と試験目的

近畿自動車道大宮大台橋は、橋長 437m、最大支間長 120m の、場所打ち張出施工法による 7 径間連続波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋である。主方向 PC 鋼材は、グラウト工の管理を目視で容易に行うために、全て外ケーブルとし、透明シーシスが用いられている。コンクリート設計基準強度は 40 N/mm²、外ケーブルのユニットは 19S15.2 (引張荷重 $P_t=4950kN$ 、降伏荷重 $P_y=4210kN$) である。

外ケーブルを主桁途中に定着する場合、通常コンクリートウェブの箱桁であれば、床版とウェブの隅角部に定着突起を配置するのが、一般には構造的に最も合理的である。しかし、波形鋼板ウェブ橋の場合、定着突起を波形の鋼ウェブに直接接合させると、接合部周辺の挙動が著しく複雑となり、予期できない問題が発生する可能性があるため、避ける方が得策と判断された。

そこで、本橋においては、図-8 に示すように、コンクリート床版と波形鋼板ウェブの間にコンクリートのエッジを設け、そのエッジと床版の隅角部に外ケーブルを定着する主桁構造を採用した。張出架設の各ブロック施工時に緊張されるカンチレバーケーブルは、ほぼ毎ブ

ックに2本(片ウェブ1本ずつ) 定着される。定着突起の設計においては、揖斐川橋と同様、3次元弾性FEM解析結果を基に、鉄筋で引張力に抵抗するものとして、設計荷重時のひび割れ幅を制限値以下に制御するように、部材寸法の設定や配筋計算を行った。

しかしながら、本橋の設計時点では、研究レベルでは波形鋼板ウェブの基本特性は解明されつつあったものの、まだ実橋での実績は少なく、実橋での性状や問題点が十分把握されていなかった。その上、波形鋼板ウェブ橋と主桁定着の外ケーブルの組合せにおいて、本橋で採用した、エッジを利用した定着部構造は初めての試みであっ

た。そこで、実施工に先立ち、実物大模型を用いての安全性確認試験を行うこととした。

(2) 試験概要

a) 試験体

本試験は、三重県度会郡の、大宮大台橋架橋地点近くのヤードで行われた。試験体の構造概要を図-9に示す。

本試験体では、カンチレバーケーブルを第2、第3ブロックに定着し、スパンケーブルを第2、第4ブロックで定着した。第2ブロック定着のカンチレバーケーブルは橋軸に平行な直線配置である。第3ブロックのケーブ

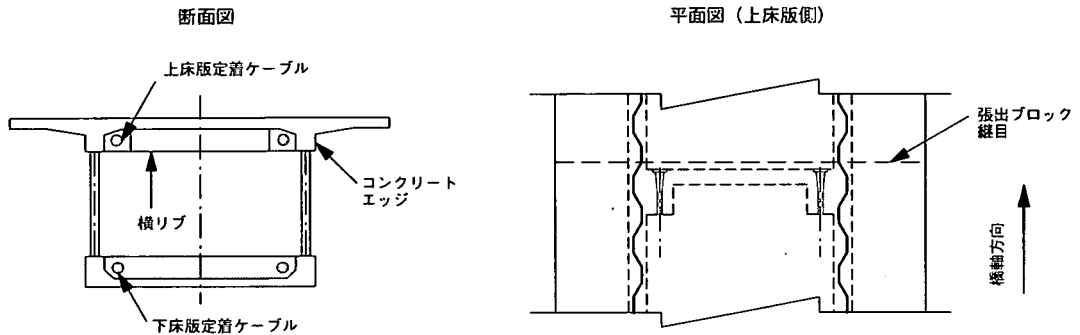


図-8 大宮大台橋 外ケーブル定着部構造

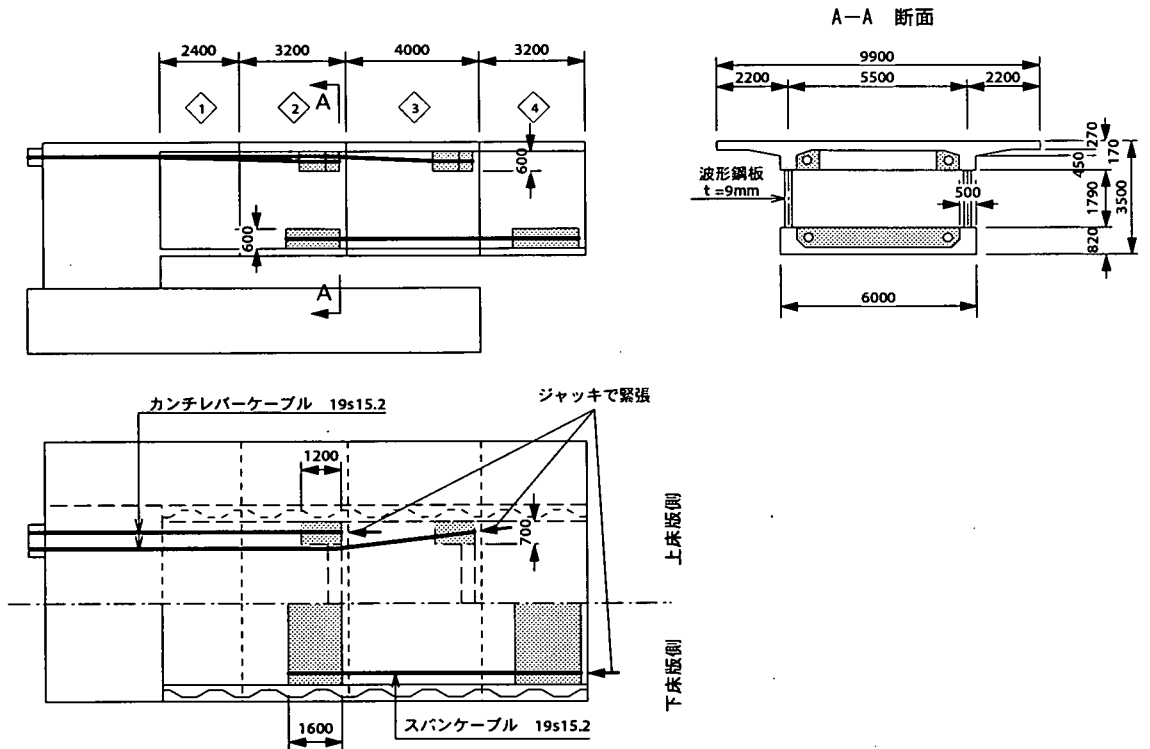
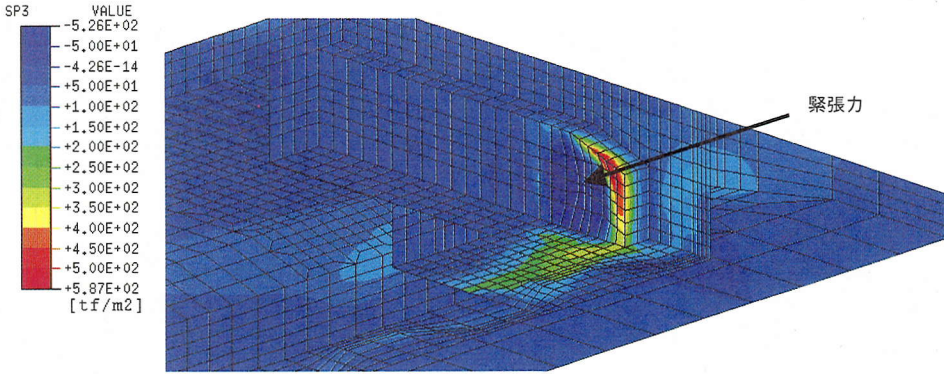


図-9 大宮大台橋 外ケーブル定着部試験体

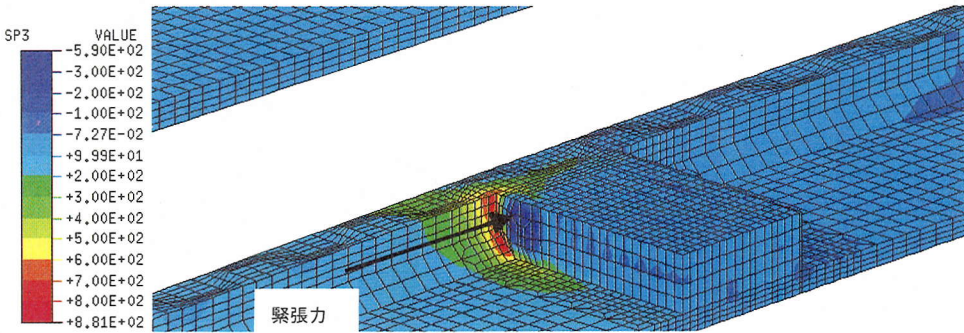
ルは、第 2 ブロックの水平リブで約 6° 水平方向に偏向されている。スパンケーブル定着部のうち第 2 ブロック側の方が本試験の対象である。

主桁模型の製作は、支保工を用いてはいるが、実橋と同じブロック分割の張出架設であり、カンチレバーケーブルについては、実橋と同様、コンクリートの圧縮強度が 31 N/mm² に達した時点で緊張を行った。スパンケー

ブルは、第 2 ブロックのコンクリート材齢 24 日目に緊張した。なお、本試験では、ケーブル緊張力は 0.9P_y (緊張時) の 1 ケースのみである。計画当初は終局荷重時を想定したケースも行う方針であった。しかし、ケーブルに降伏を生じさせないためにケーブルユニットを大きくする必要があるが、それに伴い定着具も 19S15.2 用から変更せざるを得なくなり、実橋と条件が異なることにな



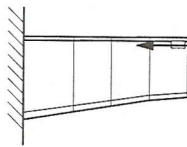
カンチレバーケーブル定着突起



スパンケーブル定着突起

カンチレバーケーブル定着突起 FEM解析条件

柱頭部横桁



スパンケーブル定着突起 FEM解析条件

柱頭部横桁

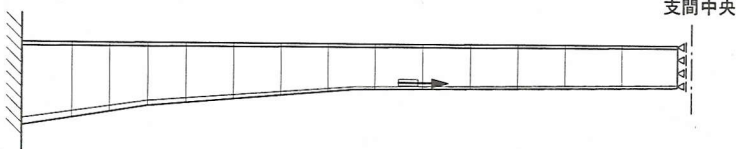


図-10 大宮大台橋外ケーブル定着部 FEM 解析結果 (半断面で解析, 最大主応力)

るので、結局、終局荷重時のケースは断念した。

b) 弾性 FEM 解析に基づく事前検討

実橋の定着部の設計において、緊張時を対象に行われた 3 次元弾性 FEM 解析の結果を図-10 に示す。FEM 解析には汎用コード ABAQUS を用いた。主桁断面を再現し、コンクリート部材はソリッド要素、ウェブ鉛板はシェル要素でモデル化した。

カンチレバーケーブル定着部の解析においては、柱頭部横桁から約 10m の主桁を片持梁として取出し、その先端に定着部を設け、ケーブル緊張力 (0.9P_y) を載荷している。つまり、片持張出施工時と同様の構造条件である。一方、スパンケーブル定着部の解析では、中央径間 (120m) の柱頭部から支間中央付近までを片持梁として取出し、下床版厚が最小 (220mm) の区間でラーメン柱頭部に最も近い定着突起を対象とした。スパンケーブルは径間閉合後に緊張されるため、ケーブル緊張力による主桁の変形 (緊張方向に桁が縮もうとする) は、背面 (柱頭部側) の主桁によって拘束される。そのため、定着部の主桁の前方が緊張時には拘束されていないカンチレバーケーブルの場合よりも、大きな引張応力がスパンケーブル定着部では発生する。スパンケーブル定着部に対する FEM 解析モデルは、このようなケーブル緊張力に対する主桁の拘束の影響を考慮したものになっている。

揖斐川橋の定着部の場合と同様、突起と床版あるいはエッジとの隅角部で大きな引張応力が発生している。カンチレバーケーブル、スパンケーブルとも緊張力は同じ (0.9P_y) である一方、定着突起はスパンケーブル側の方が大きいにもかかわらず、発生応力はスパンケーブル突起の方が大きい。これは、上記の主桁の拘束条件の相違によるものである。

状況である。最初のひび割れは、0.6 P_y 程度まで緊張した頃に支圧板の周辺で発生し、続いて突起の水平面 (カンチレバーケーブル突起では下面、スパンケーブル突起では上面) の斜めひび割れに進展した。最大ひび割れ幅は 0.2mm 弱で、設計上の許容幅 (0.34mm) を下回っていた。鉄筋応力も、計測された範囲では最大 70N/mm² 程度 (ハンチ部の橋軸直角方向水平鉄筋) と小さく、設計計算値 (140 N/mm²) を下回っていた。

揖斐川橋の場合と同様、弾性 FEM 解析では突起の隅角部の引張応力が大きかったが、実際には顕著なひび割れは発生しなかった。その理由としては、本橋では隅角部にハンチを設けた (FEM 解析では無視) ため隅角部の局部応力が分散したこと、先に支圧板周辺にひび割れが発生したことにより応力の再分配が生じたことなどが考えられる。

一方、突起の水平面に生じた斜めひび割れの幅は最大 0.2mm で、これまで述べた、弾性 FEM 解析で発生している引張力を鉄筋の配置方向に分解し、各方向の引張力を鉄筋で負担すると仮定しての予測値 (0.09mm) より若干大きかった。その理由としては、支圧板周辺に生じたひび割れによる応力の再分配のため斜め引張応力が弾性 FEM 解析結果より大きくなったことや、図-12 に示すように、斜め引張応力に抵抗する橋軸方向の鉄筋の定着が不十分で、ひび割れの抑制に有効でなかったことなどが考えられる。

このように、ひび割れの発生状況は事前の予測結果と若干異なる箇所があったが、実橋で想定される最大緊張力 (0.9 P_y) に対しても発生ひび割れ幅が制限値以下であったこと、床版にはひび割れが発生しなかったことなどから、定着部の設計は概ね妥当であると判断した。実橋においても、特に問題無く工事を完了した。

(3) 試験結果

図-11 は、試験終了時における各定着部のひび割れ

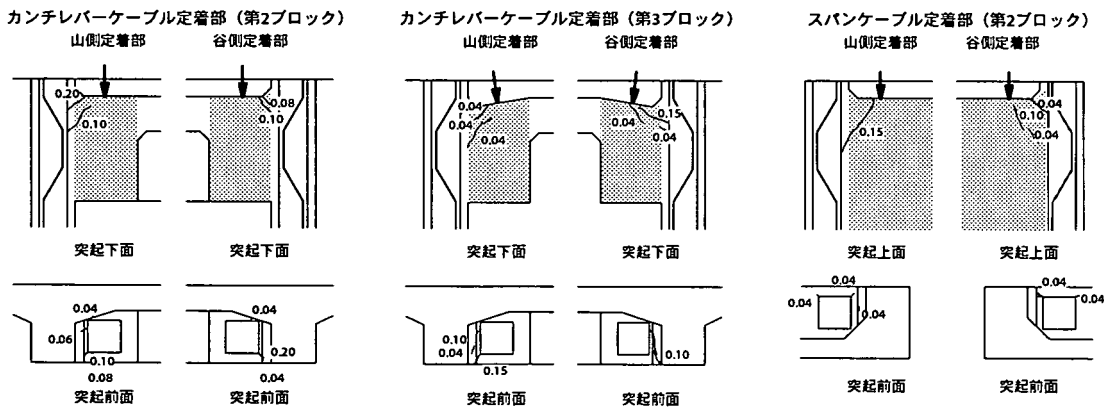


図-11 大宮大台橋外ケーブル定着部試験 ひび割れ発生状況

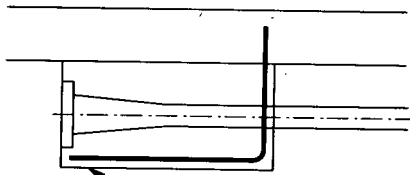
4. 外ケーブル定着部の設計法に関する考察

以上に述べた 2 橋の外ケーブル定着部の実物大模型試験結果より、従来から用いられてきた、弾性 3 次元 FEM 解析に基づく設計手法は、両橋のような特殊な条件の場合においても概ね妥当であったと考えられるが、突起水平面の斜めひび割れへの対処や支圧板周辺的设计法などに課題が残った。本章では、本論文のまとめとして、本試験結果を踏まえ、定着突起水平面の斜めひび割れに関する考察を行う。また、外ケーブル定着部の設計法や合理的な構造について、若干の提言を行う。

(1) 定着突起水平面の斜めひび割れと耐力

本論文で取り上げた 2 橋の外ケーブル定着部とも、定着突起の水平面に生じた斜めひび割れは、弾性 FEM 解析に基づく設計計算値より大きくなる傾向があった。その理由として、先に生じた支圧板周辺のひび割れによる応力の再分配が考えられる。

すなわち、図-13 に模式的に示すように、ひび割れ発生前の弾性範囲の間は、支圧板周辺に大きな引張応力が生じる。この箇所にひび割れが生じて剛性が低下すると、図-13(b)のように、支圧板背面からウェブに向かう圧縮応力が大きくなると同時に対角方向の引張応力も



この辺りの突起表面に生じる斜め引張応力に抵抗できない

図-12 大宮大台橋外ケーブル定着部 支圧板周辺の配筋 (模式)

増加したため、弾性 FEM 解析による予測よりも早期に斜めひび割れが進展したと推測される。

その後は図-13(c)のようなトラスが形成され、最終的には引張材 (鉄筋) の降伏あるいは圧縮材 (コンクリート) の圧壊により耐力能力が失われる。特に大きなひび割れが生じた揖斐川橋の定着部の試験においては、計測された鉄筋応力などから、試験ケース 1 (使用限界状態) の時点で図-13(c)の状態に至ったものの、ケース 3 においてもトラス構造の安定領域内であったため、剛性の高いコンクリート圧縮材の応力が増加した一方、鉄筋応力やひび割れ幅などに顕著な増加がなかったと推察される。

しかし、両橋における試験ではコンクリート応力の計測点数が少なく、トラス圧縮材の形成状態を確認するまでには至らなかった。揖斐川橋の試験においては、ケース 1 から 3 にかけて、定着突起内の鉄筋応力には有意な変動はなかったが、定着突起前面側 (支圧板側) の下床版の鉄筋応力は $22 \sim 32 \text{ N/mm}^2$ 程度増加しており、実際には図-13(c)に示したようなストラット-タイモデルよりも 3 次元的で複雑な挙動であったと推察される。また、大宮大台橋のような波形鋼板ウェブ橋の定着部にストラット-タイモデルを適用する場合、境界条件の設定にはさらに配慮が必要になる。ストラット-タイモデルによる外ケーブル定着部の耐力評価や合理的な設計は十分可能であると考えられるが、本試験では定着部の終局状態までの载荷を行わなかったこともあり、今後の検討課題としたい。

(2) 定着突起の斜めひび割れの予測と抑制方法

前節で述べたように、定着突起水平面の斜めひび割れの早期発生は、必ずしも定着部の耐荷性能の低下に直結するものではないと考えられるが、耐久性の点から言えば、ひび割れ幅は可能な限り小さくすべきである。

斜めひび割れ幅の推算において、揖斐川橋の設計で用

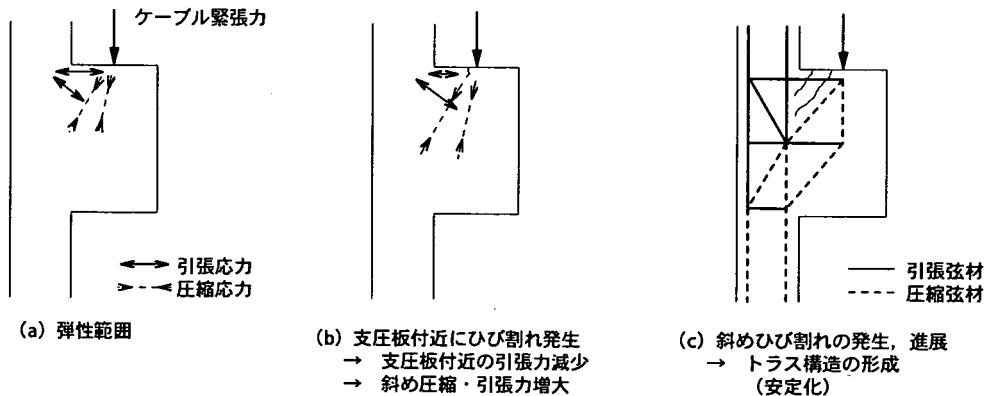


図-13 ケーブル定着突起内の応力経路とトラス形成の概念

いた CEB-FIP の式は、基本的に曲げせん断力が作用する梁を対象としたものであり、表-2 の T4 応力に対するひび割れ幅の計算値は試験値と近かったが、計算ひび割れ幅が、基本的に突起内の橋軸方向鉄筋（梁で言えばスターラップ）量に依存しており、設計時には、ひびわれ抑制のための必要鉄筋量が非現実的に多くなる傾向があった。そこで、Collins らの修正圧縮場理論⁶⁾の基になった、格子状に配筋されたコンクリート版の 2 軸応力に対する挙動予測手法による、定着突起表面のひび割れ幅の予測結果と、突起の橋軸・橋軸直角方向鉄筋の相互作用によるひび割れの制御効果に対する試算例を示す。

a) 挙動予測手法

図-14 に示すように、コンクリート版に格子状に配置された鉄筋の方向に x, y 軸を取る。数本の鉄筋が含まれる程度のサイズの正方形の要素を取出し、この要素に作用する面内応力を一様と仮定する。この要素の主応力の大きさと方向が 3 次元弾性 FEM 等によって推定されている場合、鉄筋応力やひび割れ幅の算出手順を以下に示す。

まず、要素の最大主ひずみ ϵ_1 、最小主ひずみ ϵ_2 、及び ϵ_2 と x 軸の成す角 θ の組合せを仮定する。これらの仮定値に対し、 x, y 方向のひずみは、モール円の考え方に基づき式(1)、(2)で表される。

$$\epsilon_x = \frac{(\epsilon_1 - \epsilon_2)}{2} (1 - \cos 2\theta) + \epsilon_2 \quad (1)$$

$$\epsilon_y = \frac{(\epsilon_x - \epsilon_2)}{\tan^2 \theta} + \epsilon_2 \quad (2)$$

鉄筋応力は、

$$f_{sx} = E_s \epsilon_x \leq f_y \quad (3)$$

$$f_{sy} = E_s \epsilon_y \leq f_y \quad (4)$$

ここで、 f_y は鉄筋の降伏応力である。

コンクリートの応力～ひずみの関係については多数の予測式があるが、ここでは Collins らに従い、下式を適用する。

最小主応力；

$$-f_{c2} = f_{c2\max} \left\{ 2\frac{\epsilon_2}{\epsilon_c'} - \left(\frac{\epsilon_2}{\epsilon_c'} \right)^2 \right\} \quad (5)$$

$$f_{c2\max} = \frac{f_c'}{0.8 - 0.34\epsilon_1/\epsilon_c'} \leq f_c' \quad (6)$$

最大主応力；

$$f_{c1} = E_c \epsilon_1 \quad (f_{c1} \leq f_{cr}) \quad (7)$$

$$f_{c1} = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{500\epsilon_1}} \quad (f_{c1} \geq f_{cr}) \quad (8)$$

ここで、

f_c' : コンクリートの圧縮強度

ϵ_c' : コンクリートの最大圧縮応力時のひずみ

f_{cr} : コンクリートの引張強度。ここでは、

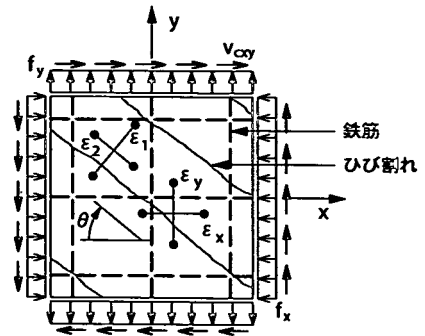


図-14 コンクリート版の主ひずみ

$$f_{cr} = 0.33\sqrt{f_c'} \text{ とする。}$$

式(8)は、コンクリートにひび割れが生じた後の Tension Stiffening を考慮したものである。ただし、ひび割れ面を通過する鉄筋の合力の方向とひび割れ面が直交しない場合には、鉄筋の引張力のひび割れ面に沿う成分との釣合い条件から、コンクリートにもひび割れ面に沿ったせん断応力が発生する。このせん断応力の制限値として、Collins らは下式を用いている。

$$v_{ci} = \frac{0.18\sqrt{f_c'}}{0.31 + 24w/(a + 16)} \quad (9)$$

ここで、 w はひび割れ幅、 a は最大粗骨材の径である。せん断応力が式(9)による上限値に達すると、ひび割れ面でスリップが生じることになるため、コンクリートの最大主応力は、ひび割れ面のせん断応力が上限値に達する時の主ひずみに対応する引張応力（式(8)で与えられる）が上限値となる。ひび割れ幅の推算式には、本検討では CEB-FIP の軸引張部材に対する算定式⁵⁾を用いた。

モール円の考え方より、以下の各応力を算出する。

・コンクリートのせん断応力

$$v_{cxy} = 1/2(f_{c1} - f_{c2})\sin 2\theta \quad (10)$$

・コンクリートの x, y 方向応力

$$f_{cx} = f_{c1} - v_{cxy}/\tan \theta \quad (11)$$

$$f_{cy} = f_{c1} - v_{cxy}\tan \theta \quad (12)$$

・要素の x, y 方向応力（コンクリートと鉄筋の合力）

$$f_x = f_{cx} + \rho_x f_{sx} \quad (13)$$

$$f_y = f_{cy} + \rho_y f_{sy} \quad (14)$$

・要素の最大、最小主応力

$$f_1 = \frac{f_y - f_x \tan^2 \theta'}{1 - \tan^2 \theta'} \quad (15)$$

$$f_2 = f_y + \frac{f_y - f_1}{\tan^2 \theta'} \quad (16)$$

ここで、 ρ_{sx} 及び ρ_{sy} は、それぞれ x, y 方向の鉄筋比である。また、 θ' は主応力の方向で、式(10)、(13)、(14)の各応力をモール円に適用することにより求められるが、

必ずしも主ひずみの方向 θ とは一致しない。

本検討では、着目箇所の弾性 FEM 解析による最大・最小主応力が、式(15)・(16)による $f_1 \cdot f_2$ の計算値及び方向と一致するような、最大・最小主ひずみ及びそれらの方向の組合せを収束計算により求め、その最大主ひずみからひび割れ幅を推算した。

本計算において、部材厚としては、支圧板位置でのケーブル中心から突起水平面までの鉛直高を取り、その間に配置されている橋軸・橋軸直角方向の鉄筋を考慮した。FEM 解析の最大・最小主応力は、突起表面における値を取り出した。

b) ひび割れ幅の計算値と実測値の比較

揖斐川橋及び大宮大台橋の試験体定着突起に対する、前述の計算手法による斜めひび割れ幅の計算値と実測値の比較を表-3 に示す。表-3 の実測ひび割れ幅は、当該箇所に発生したひび割れ数カ所の計測値の最大値であ

表-3 定着突起水平面の斜めひび割れ幅

		ひび割れ幅 (mm)	
		計算値	実測値
揖斐川橋	外ウエブ側前面	0.142	0.30
	外ウエブ側背面	0.187	0.20
	内ウエブ側前面	0.194	0.25
	内ウエブ側背面	0.188	0.20
大宮大台橋 第2ブロック		0.083	0.1~0.20

- 注 1: 揖斐川橋において、前面側は支圧板側を表す。
 2: 大宮大台橋では、カンチレバーケーブル突起の前面側の値を示す。
 3: 実測ひび割れ幅は、計測値の最大値である。

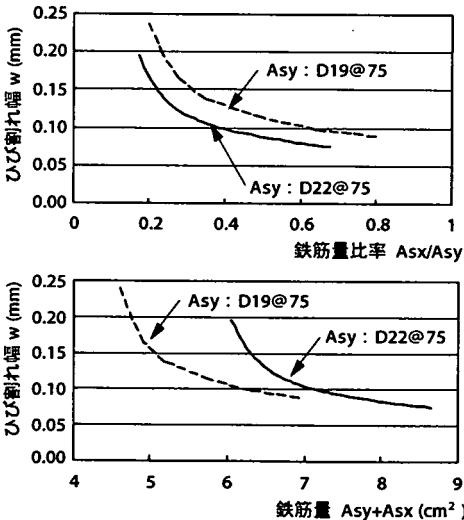


図-15 大宮大台橋定着突起 鉄筋量と斜めひび割れ幅の相関

り、一方計算値は平均的な値であるが、揖斐川橋の背面側では、計算値と実測値は概ね近い結果となっている。両橋の前面側(支圧板側)では実測値の方が大きい。前述のように、支圧板に沿ったひび割れのため、図-13 に示したような応力再分配によって斜め引張・圧縮応力が弾性 FEM 解析値より大きくなったのが主要因と推測される。

Collins らの手法は一樣な版を対象としたものであるが、ここでは厚さ方向に応力状態が変化する突起のケーブル定着点から上側のみを版として取り出しており、境界条件の点において本来は適用には不適切である。しかしながら、弾性 FEM 解析から得られる主応力を Collins らの手法に適用した本計算手法は、支圧板周辺部ではひび割れ発生後の応力の再分配のために過小評価となる場合があることを念頭に入れておけば、定着突起水平面の斜めひび割れ幅のオーダーの推測には有用であり、非線形 FEM 解析等よりも簡便である。

c) 鉄筋量と斜めひび割れ幅の相関

大宮大台橋のカンチレバーケーブル定着突起の、支圧板付近の水平面に配置された鉄筋は、橋軸方向は D19 が 100mm 間隔、橋軸直角方向は D22 が 75mm 間隔である。弾性 FEM 解析によるこの位置の最大主応力は 3.64N/mm²、最小主応力は-2.52N/mm² で、主応力の方向は橋軸に対してはほぼ 45° であった。試算例として、橋軸直角方向鉄筋量 A_{sy} を一定とし、橋軸方向鉄筋量 A_{sx} を変化させて突起水平面のひび割れ幅を算出した結果を図-15 に示す。なお、比較のために A_{sy} を D19@75mm とした場合の計算結果も示す。2 方向の鉄筋量の差が大きくなると、ひび割れ幅は少ない側の鉄筋量に依存して急激に増加する傾向を示している。また、例えば 2 方向の鉄筋量の和が 6~6.5cm² の範囲に着目すると、鉄筋量の和が同じであっても、2 方向の鉄筋量の差が小さい $A_{sy}=D19@75mm$ の方が、計算ひび割れ幅が小さい。従って、突起水平面の斜めひび割れの抑制には、両方向の鉄筋をバランス良く配置することが効果的となる。

(3) 定着突起の設計法と定着突起形状について

揖斐川橋及び大宮大台橋での外ケーブル定着部に対する実物大模型試験結果、さらに他橋での設計・実証試験の事例^{1)~3)}を鑑みると、大容量の外ケーブル定着部においても、3 次元弾性 FEM 解析で RC 構造の定着部の引張応力を算出し、それを鉄筋で全て受け持つと仮定して配筋を決定する設計手法は、使用限界状態に予測されるひび割れ幅が 0.25mm 程度までであれば、概ね妥当な方法であると言える。この手法は理論的に矛盾を含んではいるが、表-1 に示すように、外ケーブルの緊張力は使用限界状態と終局限界状態で 20%程度の差しかないので、使用限界状態の鉄筋応力を適切に制御することに

よって、結果的に終局時の耐荷力まで確保できる場合が多いと予想される。

ただし、前述のように、定着突起表面の斜めひび割れは、応力の再分配等によって予測値より大きくなる場合があるので、留意が必要である。また、万一ケーブル張力が設計の想定外に大きくなった場合などでは、前述のようなトラスの形成により圧縮材のノードに大きな応力集中が生じることもあり、薄い床版の面内・面外せん断破壊が先行する可能性がある。

定着部の応力状態の改善のためには、当然ながら定着突起の寸法を大きくするのが望ましい。定着突起の長さや応力性状の関係については、西川ら⁷⁾が、模型実験及び FEM 解析に基づくケーススタディにより、突起を長くすることによる改善効果を示している。本検討では、揖斐川橋の内ウェブ側定着突起を対象に、ケーブル定着点から突起水平面までの高さを、実橋や試験体の 350mm から 520mm に嵩上げした場合に対して、FEM 解析を行った。その結果、突起とウェブの隅角部の引張応力は、図-5 に示した 16.3N/mm² から 10.7 N/mm² まで減少した。また、ウェブとの隅角部付近の突起水平面の斜め引張応力も、9.0 N/mm² から 7.5 N/mm² に減少した。この結果より、突起を高くすることは、特に突起隅角部や水平面に生じる引張応力を緩和する効果があることが分かった。また、突起を高くすることにより、突起表面と外ケーブルのシースの間に橋軸直角方向の鉄筋を無理なく十分に配置することができ、表面の斜めひび割れの抑制にも効果的である。

支圧板周辺に発生するひび割れについては、一般には突起寸法に制約を受ける（主桁の自重低減のために突起はできるだけ小さくしたい）ことや、支圧板が障害となって十分な配筋が困難なことなどのため、ケーブルの容量が大きくなってくると、ひび割れの抑制は容易でない。一案として、図-16 に示すような、支圧板を定着突起の外付けにする方法が考えられる。この方式では、鉄筋を支圧板背面に通すことができる構造的利点がある反面、型枠工が煩雑になり施工性に問題がある。支圧板や定着

具の構造も含めて、合理的な対策の確立が今後の課題となる。

(4) 波形鋼板ウェブ橋のケーブル定着部の設計における留意点

大宮大台橋は波形鋼板ウェブ橋であるが、その外ケーブル定着部においても、前述の設計手法で基本的に問題ないことが実物大模型試験により確認された。

ただし、本橋の定着部の設計結果をコンクリートウェブの箱桁橋の定着部の場合と比較すると、鋼ウェブの剛性が低いために床版の発生応力が大きくなり、上床版では床版横筋 PC 鋼材の追加が必要となった。また、ケーブル緊張力によって、鋼ウェブとコンクリート床版の接合部に比較的大きな水平せん断力と鉛直引張力が発生したため、接合部の部材諸元を一般部から変更することとなった（溶接や補強鉄筋のランクアップなど）。

5. 結語

本論文では、揖斐川橋や大宮大台橋の設計に際して行われた実物大模型試験を中心に、主桁に定着される外ケーブルの定着部の挙動や設計法に関する検討について述べてきた。本検討より得られた知見は以下の通りである。

- 1) 定着突起を RC 構造として、3次元 FEM 解析に基づいて部材応力を算出し、引張応力を全て鉄筋で受け持つと仮定して配筋検討を行う設計法により、27S15.2 のケーブルが 2 本定着された場合や波形鋼板ウェブ橋の定着部においても、所要性能の確保は可能である。
- 2) 弾性 FEM 解析によれば、定着突起と床版・ウェブの隅角部には大きな引張応力が発生するが、実際には、支圧板周辺のひび割れが先行すると、応力の再分配が生じ、隅角部に伝達される応力は小さくなる。
- 3) その一方、定着突起の水平面には、弾性 FEM 解析を基に推算するよりも大きな斜めひび割れが発生する場合がある。その対処法としては、突起を高くすることや、水平面付近の橋軸・橋軸直角方向鉄筋をバランスよく配置することが有効である。
- 4) 定着突起水平面の斜めひび割れ幅は、修正圧縮場理論の基となっているモール円の考え方によって、オーダーの予測は可能である。
- 5) 波形鋼板ウェブ箱桁橋の主桁に外ケーブル定着突起を設ける場合、床版やウェブ鋼板の接合部などに発生する応力に配慮が必要となる。

なお、両橋の定着部の設計計算においては、コンクリート標準示方書に準じて、クリープおよび収縮によるひび割れの増加量として 150 μ を考慮したが、試験における材齢は 1 ヶ月程度であるため、実橋で数年経過した際

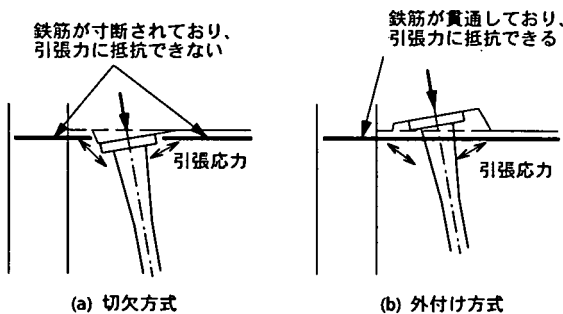


図-16 支圧板の配置方法

にはひび割れが試験結果より進行する可能性がある。試験の際には、実橋ではクリープ等によって外ケーブルの緊張力も減少するため、ひび割れも大きくは進展しないと考えたが、今後は、定期点検等においてひび割れの進展を観察してゆく必要がある。

謝辞：揖斐川橋の試験におきましては、木曾三川橋の上部工設計施工委員会（委員長；池田尚治横浜国立大学教授（当時））より御指導賜りました。また、本論文の取りまとめに当たりましては、名古屋大学工学部土木工学科の田辺忠顕教授より御指導を賜りました。ここに厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 阿部浩幸, 花島 崇, 斎藤幸治, 照沼英彦: 木曾川橋における橋面外ケーブルおよび大容量外ケーブルの定着突起に関する実験, 第 10 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, プレストレストコンクリート技術協会, pp.213-218, 2000.10.
- 2) 渡辺将之, 福永靖雄, 加藤大典, 小田切隆幸: 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 1), 渡辺

将之, 福永靖雄, 飯島基裕, 高木康宏: (その 2), 第 10 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, プレストレストコンクリート技術協会, pp.225-236, 2000.10.

- 3) 中国横断自動車道見延橋の大容量外ケーブル定着部実物大試験報告, 第 10 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, プレストレストコンクリート技術協会, pp.237-242, 2000.10.
- 4) (社) 土木学会: コンクリート標準示方書 (設計編) 平成 8 年設定, 1996.
- 5) CEB-FIP: Model Code for Concrete Structures, 1978.
- 6) Collins, M., Mitchell, D., Adebare, P. and Vecchio, F.: A General Shear Design Method, *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 1, American Concrete Institute, 1996.
- 7) 西川和廣, 廣松 新, 伊藤公彦: 外ケーブル定着突起の形状および配筋に関する研究, 第 11 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, プレストレストコンクリート技術協会, pp.781-786, 2001.11.

(2002.8.30 受付)

DESIGN AND FULL SCALE MODEL TESTS OF INTERNAL ANCHORAGES FOR LARGE EXTERNAL PRESTRESSING TENDONS

Hiroyuki IKEDA, Hiroshi SHIRATANI, Yoshiaki IMAI and Koichi KANO

Recently large external prestressing tendons anchored at the middle of girders have been often employed for concrete bridges, for such purposes as span extension or cost saving. However, the general design method and detailing practices have not been established for such internal anchorage zones basically consisting of a concrete blister and surrounding thin slab and web, although their stress field may be severe as well as complicated. In this context, full scale model tests were conducted in order to confirm the safety of the internal anchorages for two unique bridges. This paper outlines the test results, comparing with the estimated performances in the design. Then, with supplemental studies to understand the observed behavior, a few ideas for appropriate design of internal anchorages are discussed.