

報告 既設 PC 橋における外ケーブル方式補強工法の定着部構造

中村 敏之*1・杉山 真一*2・小野 秀雄*3・福井 正*4

要旨: 昭和 51 年に竣工した浜名大橋は、中央ヒンジ部を有する 5 径間連続プレストレストコンクリート（以下 PC）ラーメン箱桁橋である。近年の中央ヒンジ部の垂れ下がりなどから、ウェブに定着装置を設けた外ケーブル方式補強工法で連続化することとなった。しかし、定着部に大きな引張応力が作用することから、鋼板を接着して補強し、定着装置と補強鋼板で構成される新しい定着部構造を採用した。そこで、本構造の構造安全性を確認するため、接合面の摩擦抵抗と補強鋼板のはく離に関する実験を行った。実験の結果、接合面の摩擦係数が 0.7 であること、補強鋼板のはく離することなく定着部として十分に機能することがわかった。

キーワード: 有ヒンジ箱桁橋、外ケーブル方式補強工法、定着部、定着装置、鋼板接着

1. はじめに

ディビダーク工法により場所打ち張出し架設された PC ラーメン橋のうち、中央径間中央部にヒンジ部が設けられた有ヒンジラーメン箱桁橋は主要な荷重をほぼ片持ち梁で支持する構造である。その特徴として施工中の応力状態と完成系の応力状態がほぼ類似しており、構造解析が容易で力学的に合理的な橋梁形式であることから、昭和 40 年代から昭和 50 年代はじめにかけてコンクリート橋の長大化にともない数多く建設されてきた。しかし、近年の車両の大型化や中央ヒンジ部のクリープ変形などから、中央ヒンジ部の垂れ下がり量が増加し、現在では計画高からの垂れ下がり量が数十 cm にも達している橋梁もある。これにより、走行性の低下や騒音・振動が発生するなどの問題が生じ、さらにヒンジ沓の磨耗や腐食などが顕著化し、調査や応急処理を繰り返してきた。そのため、これらの損傷に対し走行性の改善と維持管理の低減を目的として、中央ヒンジ部を取り除き、連続化する外ケーブル方式補強工法の採用が多くなっている。

外ケーブル方式補強工法は、設計荷重の増加に対する耐荷力が不足した場合などに新たにプレストレスを導

入することで、部材の応力を改善し、耐荷力を回復・向上させる工法である。プレストレスは既設橋の外部に緊張材（外ケーブル）を配置し、定着部から部材に伝達される。

その中で、昭和 51 年に竣工した浜名大橋（中央径間中央ヒンジ付 5 径間連続ラーメン PC1 室箱桁橋）¹⁾においても、外ケーブル方式補強工法で中央ヒンジ部を連続化することとなった。箱桁橋では定着部は支点部横桁に設けられることが多いが、浜名大橋は中央径間スパンが 240m と長大であるため、図-1 に示すようにプレストレスが必要な中央ヒンジ部付近のみに外ケーブルを配置し、定着部は既設ウェブに新たな場所打ちコンクリート製の定着装置を設ける構造が経済的である。しかしながら、スパンが長大であるため、必要なプレストレスを付与するためには大容量の外ケーブルとなることから、定着部の既設ウェブには定着装置から伝達されるプレストレスにより局所的に非常に大きな応力が発生する。

本稿では、これらを解決するために新たな定着部の構造を検討し、その構造安全性を検証した実験について報告する。

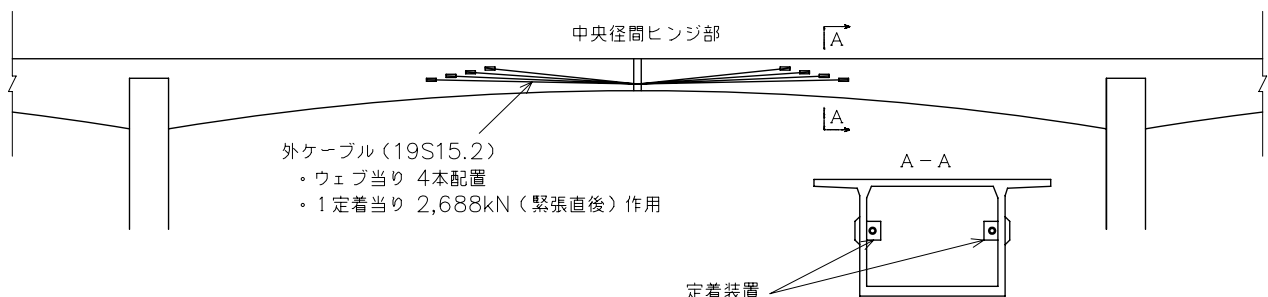


図-1 外ケーブル方式補強工法による連続化

*1 オリエンタル白石（株） 技術研究所 主任研究員（正会員）

*2 国土交通省 浜松河川国道事務所浜松国道維持出張所 技術係長

*3 オリエンタル白石（株） 福岡支店施工・技術部 課長

*4 オリエンタル白石（株） 名古屋支店施工・技術部 課長

2. 定着部の構造

2.1 概要

外ケーブル方式補強工法における定着装置は、既設コンクリート部と一体として挙動するだけでなく、外ケーブルのプレストレス力を確実に伝達し、かつ定着装置およびその周辺の既設コンクリート部の構造安全性を確保できる構造でなければならない²⁾。しかしながら、浜名大橋のような長大橋では、従来の定着部構造では外ケーブルの緊張直後で定着装置の背面に図-2に示すような大きな引張応力(浜名大橋の場合、最大8.8N/mm²)が発生する可能性が高い。これは定着装置が既設ウェブ厚300mmに対し突起状(厚さ600mm)となるため、外ケーブルの偏心により定着装置背面に局所的な曲げモーメントが作用しているためである。この場合、該当する既設コンクリート部に対して対策を講じる必要がある。そこで構造の連続性を確保するため、定着部と一体となった鋼板接着工法による補強を用いることとした。鋼板接着工法は、既設構造物の表面にエポキシ樹脂系接着剤を用いて補強鋼板を接着し、一体となって作用力に抵抗することで引張補強材としての効果を期待するものである。接着層は、施工のしやすさなどから厚さ5mmとしており、補強鋼板をアンカーボルトで取り付けながら周りをシールし、接着剤を圧入する。鋼板補強は図-2に示す引張応力が発生する範囲とし、定着装置接合部にも及ぶため不連続とならないように定着装置接合部もその範囲とした。PC鋼棒で既設ウェブに緊結することによって摩擦接合された定着装置と補強鋼板で構成する新たな定着部の構造の概念図を図-3に示す。

2.2 検証事項

上述のように、一般的に定着装置はPC鋼棒で既設ウェブに緊結する摩擦接合として設計される。本来、定着装置は付着により既設ウェブと一体化しているため、接合面の滑動に対しては付着と摩擦の両方によって抵抗する。しかし、付着特性はばらつきなども大きいため、より安全側として摩擦のみの考慮とし、接合面の摩擦係数を用いて摩擦抵抗力を算出し、その結果をもとにPC鋼棒の本数や緊結力を決定している。こういったことから接合面の要因は重要であるが、本構造では既設ウェブと定着装置の間に補強鋼板および接着層が存在するために摩擦係数が未知である。また、定着部は外ケーブルの張力により図-4に示すような曲げ変形となっているため、補強鋼板の端部がはく離する可能性もある。そこで、外ケーブル方式補強工法における新しい定着部構造に対し、接合面の摩擦係数の算出および補強鋼板のはく離現象を確認するために2種類の実験を行った。

3. 接合面の摩擦係数に関する実験

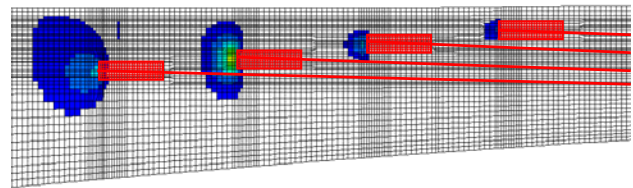


図-2 定着部の引張応力

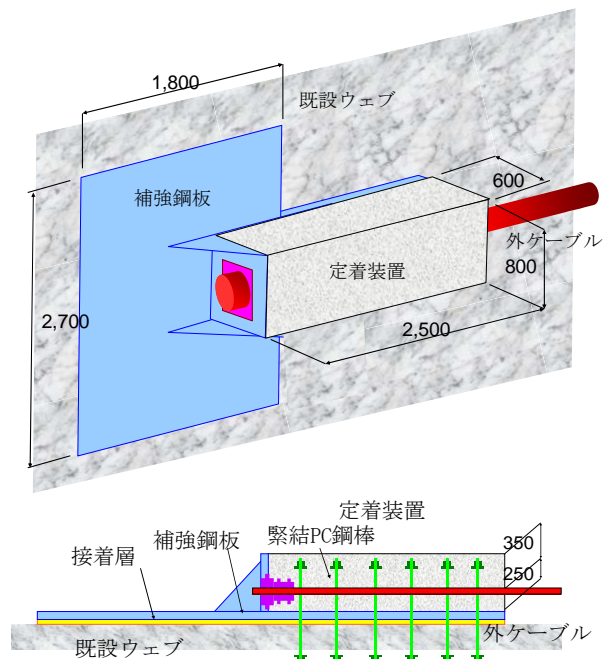


図-3 定着部の構造

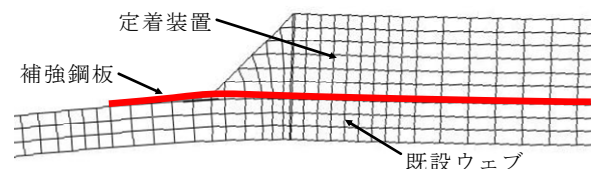


図-4 定着部の変形

3.1 実験概要

実験は、本構造の接合面の摩擦係数を算出することを目的とした。試験体は実構造物の定着部を切り出したモデルとした。試験体の形状や載荷方法は既往の研究³⁾を参考とし、接合面に対し水平に載荷して、3レベルのPC鋼棒緊結力とそのときの載荷荷重との関係から摩擦係数を算出した。なお、実際は水平載荷に対して、摩擦に加え接着剤の付着力も抵抗するが、本実験は摩擦係数を算出する目的であるため、定着装置が浮き上がらない程度の緊結力を与えた状態で付着を切ってから所定の緊結力を与え、その後の滑動時の緊結力と載荷荷重により摩擦係数を算出することとした。

3.2 試験体および試験方法

試験体は、既設コンクリート部と定着装置部で構成し、

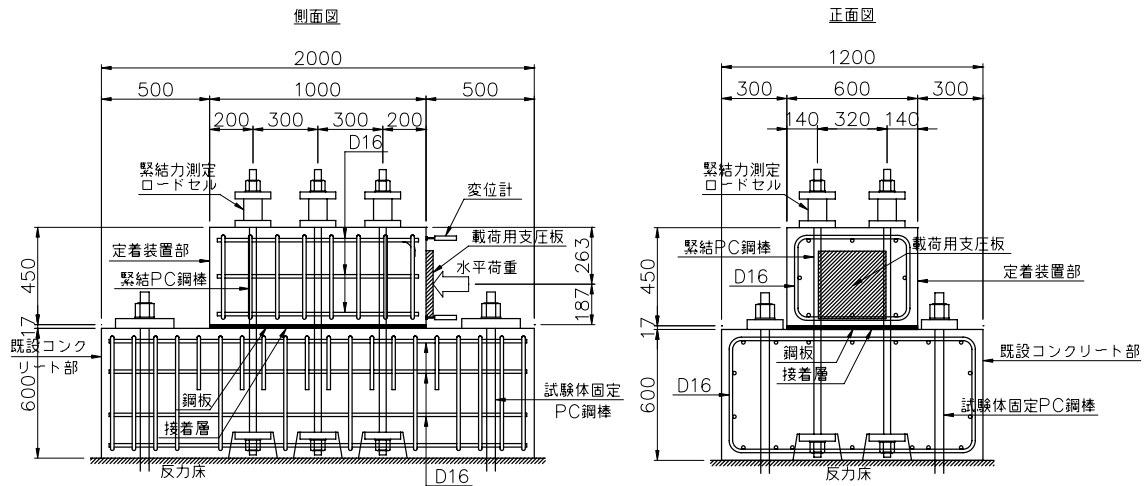


図-5 試験体形状

表-1 各試験体の種類

試験体名	接合面応力 (N/mm^2)	緊結力 (kN)
M1200	2	1200
M1800	3	1800
M2400	4	2400

表-2 コンクリートの力学的特性

部位	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 (N/mm^2)
既設コンクリート部	48.9	3.29	32,733
定着装置部	42.8	3.43	29,367

※ 既設コンクリート部：材齢34日、定着装置部：材齢10日

表-3 鉄筋および PC 鋼棒の力学的特性

種類	降伏点 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)
鉄筋D16	385	528	191
PC鋼棒 ϕ 26	1205	1277	201

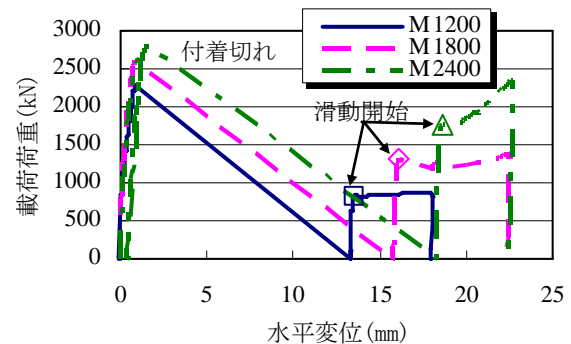


図-6 水平載荷による荷重と変位の関係

表-4 摩擦係数の算出結果

試験体名	滑動開始荷重 (kN)	緊結力 (kN)	摩擦係数の算出値
M1200	828	1222	0.68
M1800	1176	1778	0.66
M2400	1735	2397	0.72

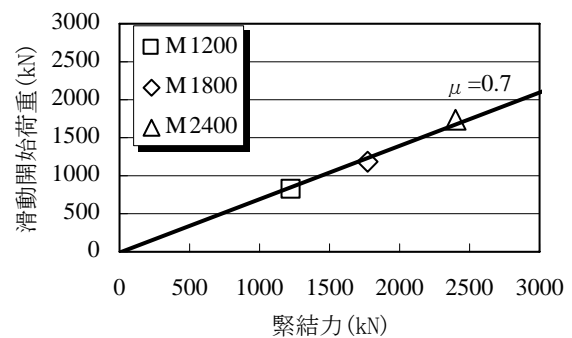


図-7 滑動開始荷重と緊結力の関係

接合面に鋼板を接着している。鋼板は厚さ 12mm とし、接着剤は厚さ 5mm とした。接着剤は実施と合わせ、接合面を鉛直にした状態で下方から圧入した。定着装置部のコンクリートは接着剤の硬化ののちに鋼板の上から後打ち打設としている。なお、鋼板とコンクリートの界面で滑動しないように鋼板にはアンカーを設置した。定着装置には緊結するための PC 鋼棒を 6 本配置した。図-5 に試験体形状を示す。試験体は、緊結により接合面に与えられる応力が $2,3,4\text{N}/\text{mm}^2$ となるような緊結力をパラメータとして 3 種類とした。なお、付着を切るまでは緊結力を 400kN とした。表-1 に試験体種類を示す。試験方法は、6,000kN ジャッキを用いて定着装置に水平方向に載荷した。水平荷重および PC 鋼棒緊結力をロードセルで測定した。水平荷重による定着装置の既設コンクリートに対する滑動は水平方向の変位計で測定した。

3.3 試験結果および考察

試験時のコンクリート、鉄筋および PC 鋼棒の力学的特性を表-2、表-3 に示す。水平載荷による荷重と変位の関係を図-6 に示す。いずれの試験体も載荷開始から付着と摩擦の抵抗により、最大荷重まで弾力的な挙動を

示し、最大荷重に達した後、付着切れとともに荷重が低下した。その状態から所定の緊結力を与え載荷を再開したところ、摩擦抵抗限界に達した時点で滑動が生じた。摩擦係数は式(1)により、滑動開始直後の載荷荷重をその時点におけるロードセルで測定した緊結力で除して求めた。摩擦係数の算出結果を表-4に示す。

$$\mu = \frac{T_s}{P_s} \quad (1)$$

ここに、

μ : 摩擦係数

T_s : 付着切れ後の滑動開始荷重 (kN)

P_s : T_s 時点の緊結力 (kN)

滑動開始荷重と緊結力の関係を図-7に示す。滑動の形態はいずれの試験体も鋼板と接着剤の界面であり、式(1)から算出した摩擦係数は0.65~0.72(平均0.7)であった。従来のコンクリート同士の接合では、一般に摩擦係数は0.5~0.6として設計される²⁾。実験条件等の違いや限られたデータの範囲ではあるが、本構造はそれと比較して安全側であった。また、本来の定着装置の滑動限界は最初に滑動が見られた荷重時である。付着と摩擦の抵抗であり摩擦係数が0.7であったとすると、接着剤の付着による抵抗力は2,000~2,500kN程度であり、付着せん断応力では3.4~4.2N/mm²となる。今後、データ数が増え、加えて接着剤の付着力に着目した研究を行えば、さらに経済的な設計が可能であると考えられる。

4. 補強鋼板端部のはく離に関する実験

4.1 実験概要

実験は、本構造の補強鋼板端部が外ケーブルの張力が最大となる緊張直後にはく離しないことを確認する目的とした。試験体は、実構造物定着部の外ケーブル緊張直後における鋼板補強がない条件とした FEM 解析により算出した既設コンクリート表面と同等な応力分布となるような形状、載荷スパン、載荷荷重としたはりモデルとした。図-8に FEM 解析結果を示す。図の外枠線が

算出された応力に対し鋼板を補強する範囲であり、図中の右側に定着装置があり右方向へ載荷している。試験体は、斜線枠を対照としたはりモデルとした。曲げ載荷することで外ケーブル緊張直後相当(以下、設計時)と終局時において、補強鋼板端部のはく離の有無を確認した。ただし、FEM 解析による変形は、試験体の支点から支間中央の相対変位が1.3mmであることに対し、実構造物の相当位置(応力0N/mm²から定着装置背面)の相対変位が0.14mmであり、試験体は厳しい条件となっている。

4.2 試験体および試験方法

試験体は、試験体を高さ300mm、幅300mm、スパン3.7m、載荷スパン0.5m、鋼板長さを3.1mとし、2点載荷荷重の合力を44.8kNとすることで、実構造物定着部における設計時の定着部背面応力分布と同等となり、再現化するものとした。鋼板は厚さ12mmとし、接着剤は厚さ5mmとした。接着剤は実施工に合わせ、接合面を鉛直にした状態で下方から圧入した。図-9に試験体形状を示す。試験方法は、静的曲げ載荷とし、10kNずつ44.8kNまで単調載荷を3回繰り返す、その後、終局に至るまで行った。断面下縁のコンクリートおよび鋼板にひずみゲージを貼り付け、軸方向の応力分布を確認し、また、変位計で変形状を確認した。なお、変位計はコンクリー

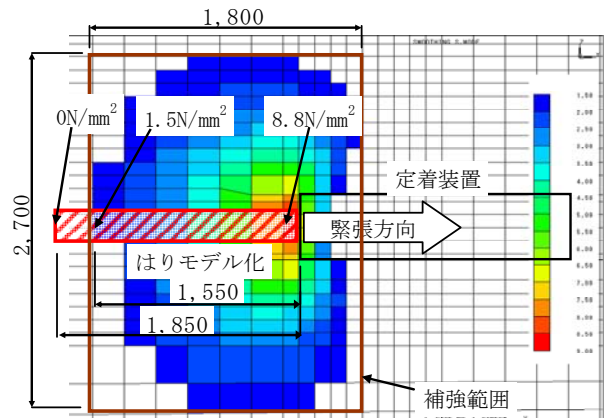


図-8 実構造物定着部の引張応力分布

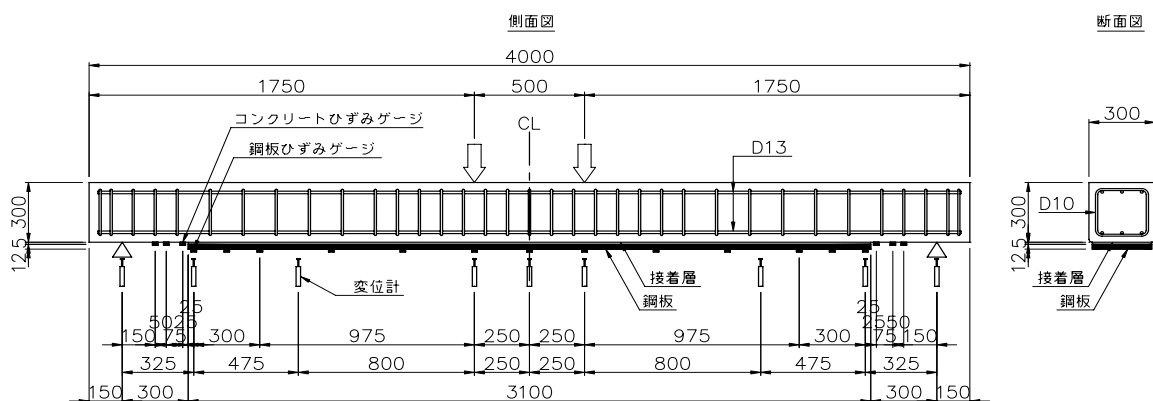


図-9 試験体形状

ト部材の変形を測定しているが、鋼板端部位置では、はく離を確認するため同じ断面の鋼板の変形も測定している。載荷中は、載荷ステップ毎にひび割れの発生と鋼板端部のはく離の有無を確認した。その後、コンクリートの破壊もしくは鋼板がはく離するまで単調載荷を行い、終局性状を確認した。

4.3 試験結果および考察

(1) 設計時の挙動

試験時のコンクリート、鉄筋の力学的特性を表-5、表-6に示す。支間中央と鋼板端部位置における設計時までの載荷荷重とひずみの関係を図-10に、載荷荷重と変位の関係を図-11に示す。なお、凡例の記号は測定対象(C:コンクリート部, S:鋼板部, 以下同様)を示す。いずれも1サイクル目のなじみを除けば、残留ひずみや残留変位も見られずリニアな挙動を示し、ひび割れの発生や補強鋼板端部のはく離が認められなかった。

(2) 終局時の挙動

支間中央と鋼板端部位置における載荷荷重とひずみの関係を図-12に、載荷荷重と変位の関係を図-13に示す。支間中央の変位が2.1mm(設計時の約1.6倍)に達した時点で、鋼板取付部の全体にわたり約20cm間隔で曲げひび割れが発生した。さらに荷重の増加にとまぬ剛性も低下し、特に鋼板端部付近のひび割れの進展が顕著となり、変位が5.8mm(設計時の約4.5倍)に達した時点で、鋼板端部付近のひび割れ幅の増大とともに主鉄筋が降伏し、曲げ破壊に至った。しかしながらこの時点では鋼板のはく離が認められず、100kN程度の荷重を保持していたため載荷を再開したが、荷重は増加せず、そのまま鋼板のはく離に至った。その時点の変位は7.0mm(設計時の約5.4倍)であった。終局性状を写真-1に示す。各段階における変位および設計時に対する安全率を表-7に示す。

(3) 鋼板のはく離に対する安全性

実構造物と作用する応力を同等としたはりモデルの載荷試験により、設計時における荷重の範囲内では、変形やひずみはリニアな挙動を示し、鋼板端部でははく離

もなかった。終局時では、はく離時の性状をみると鋼板端部を境とした剛性の急変部で大きく変形し、折れるよ

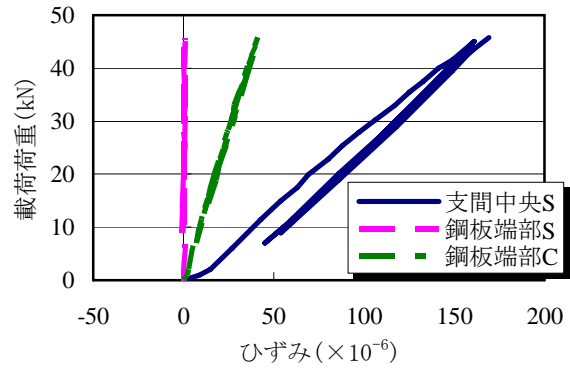


図-10 載荷荷重とひずみの関係

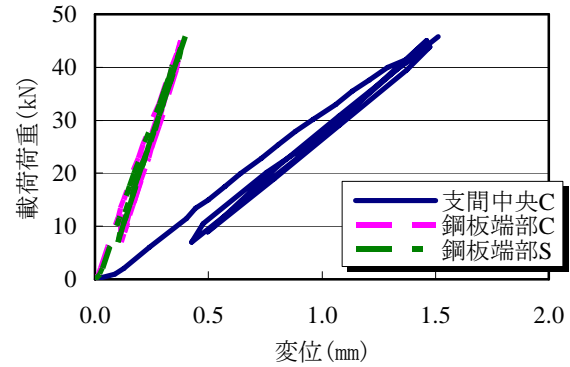


図-11 載荷荷重と変位の関係

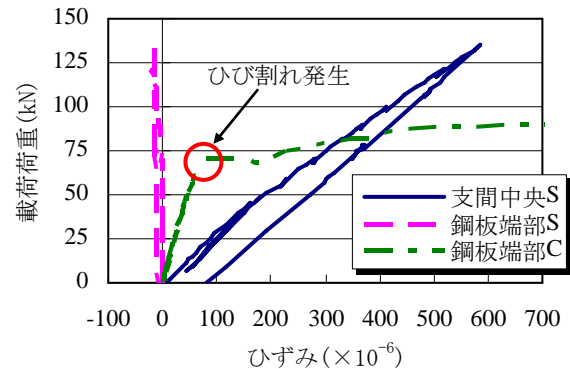


図-12 載荷荷重とひずみの関係 (終局時)

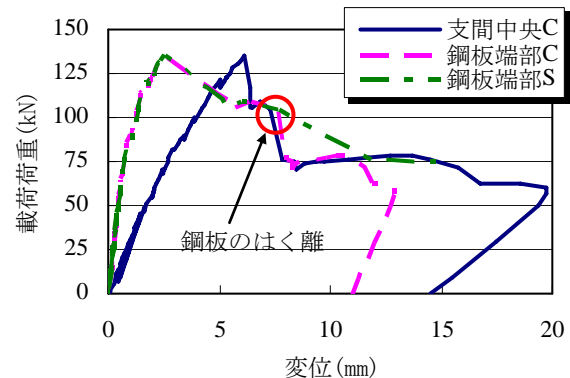


図-13 載荷荷重と変位の関係 (終局時)

表-5 コンクリートの力学的特性

部位	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 (N/mm^2)
はり	45.0	2.99	28,446

表-6 鉄筋の力学的特性

種類	降伏点 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)
鉄筋D10	367	493	190
鉄筋D13	357	485	191

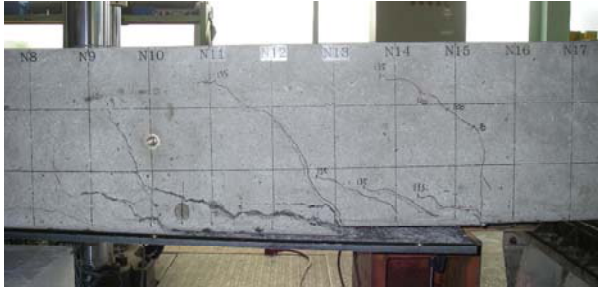


写真-1 終局性状

表-7 各段階における変位と安全率

	設計荷重	ひび割れ発生荷重	最大荷重	鋼板はく離荷
変位(mm)	1.3	2.1	5.8	7.0
安全率	1	1.6	4.5	5.4

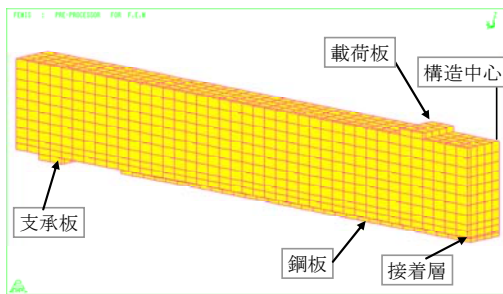


図-14 FEM解析モデル

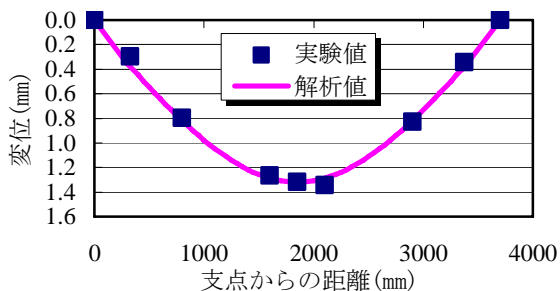


図-15 ひずみ分布

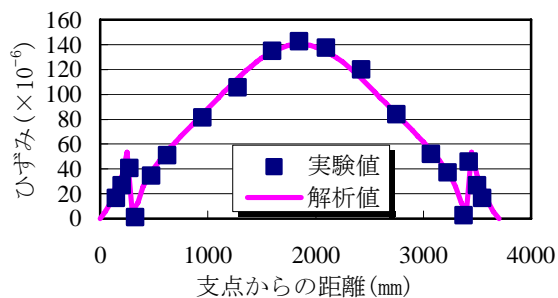


図-16 変位分布

うにコンクリートが破壊している。しかしながら、実構造物よりも変形が厳しい条件の中、鋼板端部のはく離は設計時の変形に対して十分な安全率があり、さらに実際には外ケーブル自体が鋼板をはく離に至らせる前に降伏（設計時の1.5倍）するため、本稿のような定着部の構造としての機能は十分だといえる。ただし、対象が既

設橋であり、劣化など別の要因もあるため、特に鋼板端部の部材剛性の低下する部分は弱点となり得ることから、十分な調査を行い、構造計算だけに限らず、施工でひび割れの発生の有無など注意を払う必要がある。

(4) 試験体の FEM による事後解析

実験値の妥当性を確認するため、FEM 解析と比較を行った。解析は3次元線形解析とし、設計時について行った。解析モデルは図-14に示すようなコンクリート、鋼板、接着層を SOLID 要素とした 1/4 モデルとした。ひずみ分布、変位分布の実験値と解析値の比較を図-15、図-16に示す。変位、断面下縁ひずみともによく一致しており、特殊な条件とする必要もなく、接着剤を含む複合的な構造が一般的な FEM 解析で再現できるといえる。

5. まとめ

有ヒンジラーメン橋の連続化に要する外ケーブル方式補強工法における定着装置と補強鋼板で構成される新しい定着部の構造について、接合面の摩擦係数と補強鋼板端部のはく離に関する実験を行った。以下に得られた知見を示す。

- (1) 限られた実験条件の範囲ではあるが、本構造の接合面の滑動は、接着剤と既設コンクリートの界面で発生し、その摩擦係数は平均で0.7である。
- (2) これは従来のコンクリート同士の摩擦係数より大きく安全側であるが、実施工への採用にあたっては、接着層の厚さのばらつきの影響など、別途検討が必要である。また、今後の検討として付着力を考慮することでさらに経済的な定着部の設計が期待できる。
- (3) 外ケーブルのプレストレスによる定着部の引張応力に対して本構造の補強鋼板は、はく離することなく、定着部として十分に機能する。
- (4) しかしながら、補強鋼板端部の部材剛性の低下する部分では、設計と施工に十分な配慮が必要である。
- (5) 曲げ荷重のみの検証の範囲においては、本構造は通常の FEM 解析により再現でき、再現性も良好である。本実験結果が、今後の外ケーブル方式補強工法の設計・施工の一助になれば幸いである。

参考文献

- 1) 横山治郎, 武田俊明: 浜名大橋の設計について, コンクリート工学, Vol.13, No.9, pp.10-20, 1975.9
- 2) プレストレスト・コンクリート建設業協会: 外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強マニュアル(案), pp.29-41, 2007.4
- 3) 浅井 洋, 長田光司, 野島昭二, 藤原保久, 池田尚治: 外ケーブル補強工法定着部に関する検討, 土木学会論文集 E, Vol.63, No.2, pp.223-234, 2007.4