

超高耐久橋梁の開発と実証橋の施工

緒方 辰男*¹・大城 壮司*²・永元 直樹*³・片 健一*⁴

プレストレストコンクリート橋をはじめとするコンクリート構造物は、一般的に耐久性が高い構造といわれてきたが、近年、塩害や中性化などによる鉄筋やPC鋼材の腐食に起因する構造的な問題や第三者被害などが報告されている。このため、将来の維持管理の負荷を低減するため、今後整備する社会インフラは耐久性に富んだ構造とすることが重要である。

このような社会的な背景から、著者らは鉄筋やPC鋼材などの腐食による劣化の原因となる鋼材を一切使用しないプレストレストコンクリート橋、「Dura-Bridge」を開発した。本橋梁構造は、高強度繊維補強コンクリートによって製作したプレキャストセグメントを、アラミドFRPロッドによるプレストレスで補強したものである。本橋の耐疲労性を検証するため、輪荷重走行試験を実施した。また、せん断耐荷性能を検証するため、縮尺1/2の供試体によるせん断耐力実験を実施した。

さらに、これらの成果を踏まえ、本構造の全体的な安全性や設計・施工の妥当性を検証するため、実証橋を建設し載荷実験を実施した。その後、工事用道路として供用しながら常時モニタリングを行い、安全性を確認している。

キーワード：超高耐久橋梁、アラミドFRPロッド、輪荷重走行試験、実証橋、プレキャスト

1. はじめに

1867年にフランスの造園技術者モニエにより鉄筋コンクリート構造の特許が取得されて以降、世界各国で鉄筋コンクリート構造の様々な構造物が建設されてきた。また、1928年のフレッシュナーによるプレストレストコンクリートの発明¹⁾以降は、コンクリート橋の適用支間が飛躍的に大きくなり、急速に普及し社会基盤の整備に貢献してきている。プレストレストコンクリート橋をはじめとするコンクリート構造物は、一般的に耐久性が高い構造といわれてきたが、近年、塩害や中性化などにより、鉄筋やPC鋼材が腐食し、構造的な性能の低下が発生した事例や、鉄筋の腐食膨張によりコンクリート片がはく落し、第三者へ影響する事態が発生した事例などが報告されている。すなわち、コンクリート構造もメンテナンスフリーではなく、適切な維持管理が必要であることが指摘されてきている。

世界各地で多くの社会インフラが存在し、これからも新興国を中心にますます社会インフラの整備が進みストック

量が増大していくと考えられる。これに伴い、維持管理の負担は増大し、将来においてこの維持管理が負担になることが予測される。実際に、日本では、高度経済成長期以降に急速に整備した社会インフラは高齢化が進み、補修・補強などの維持管理費や更新費が増大しており、現在のままでは2035年以降は維持管理費・更新費の必要額が投資総額を上回ることが予想されている²⁾。このため、現存する社会インフラの効率的・戦略的な維持管理が必要であると共に、これから整備しなければならない社会インフラにおいても耐久性に富んだ構造とし、将来における負担を極力低減することが重要である。

このような社会的な背景を鑑み、著者らは鉄筋やPC鋼材などの腐食による劣化の原因となる鋼材を使用しないプレストレストコンクリート橋、「Dura-Bridge」を開発した。

2. 超高耐久橋梁 (Dura-Bridge) の概要

「Dura-Bridge」は高強度繊維補強コンクリートを用いたコンクリート構造である。曲げモーメントや軸引張力によ



*¹ Tatsuo OGATA

西日本高速道路(株)
技術本部 技術環境部
構造技術課長



*² Takeshi OOSHIRO

西日本高速道路(株)
技術本部 技術環境部
構造技術課課長代理



*³ Naoki NAGAMOTO

三井住友建設(株)
技術本部 第一技術部長



*⁴ Kenichi KATA

三井住友建設(株)
土木本部 土木設計部

って発生する引張応力に対しては、アラミド FRP ロッドを緊張材として用いることで補強し、PC 鋼材および鉄筋の使用を一切排除している。また、用いるコンクリートは高強度の鋼繊維で補強し、せん断強度の向上を図っている。これにより、通常のコンクリート橋に配置されているせん断補強鉄筋（スターラップ）を排除している。さらに、桁形式の橋梁にはウェブに蝶型のコンクリートパネルを用いたバタフライウェブ構造^{3,4)}の適用を前提とし、軽量化とせん断補強の合理化を図っている。なお、開発した橋梁の施工は二次製品工場で製作したプレキャストセグメントを現場に搬入し、接合することによって高品質化と現場作業の省力化を図ることを前提としている⁵⁾。開発した構造の概要を図 - 1, 2 に示す。

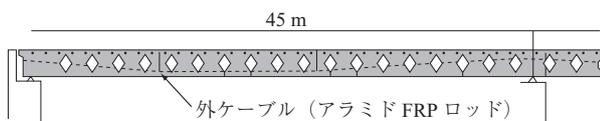


図 - 1 Dura-Bridge 概要図

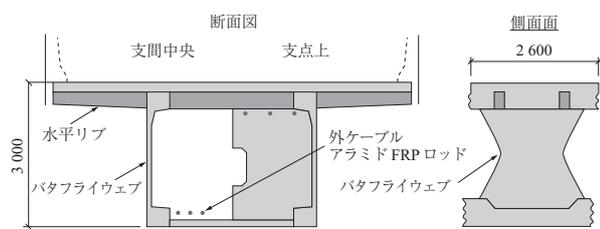


図 - 2 セグメント概要図

3. 高強度繊維補強コンクリートの開発

3.1 要求性能の設定

バタフライウェブ構造はダブルワレントラスに類似した挙動を示し、そのパネルには斜め方向の圧縮力と、引張力が作用する。その圧縮力に対してはパネルコンクリートの圧縮強度にて抵抗し、引張力に対しては、パネル内に緊張材を配置し、プレストレスを導入することによって抵抗している。また、パネルのくびれ部にはせん断力が作用するが、これに対しては、コンクリートのせん断耐力によって抵抗する（図 - 3）。

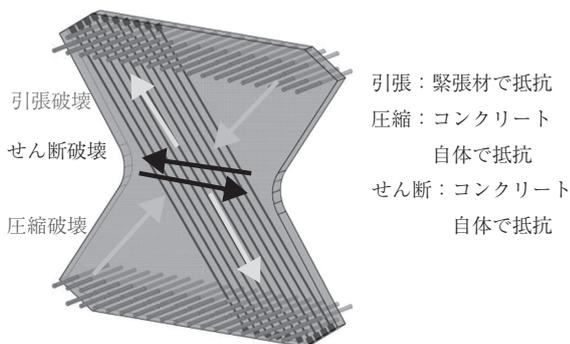


図 - 3 バタフライパネルの予想される破壊形態

以上より、バタフライパネルを構成するコンクリートは、高い圧縮強度特性とせん断耐荷性能を有している必要がある。このため、目標とする圧縮強度を設計基準強度で 80 N/mm^2 とした。支間長 50 m 程度の桁橋にバタフライウェブ構造を適用した場合の試設計を行った結果、バタフライパネルのくびれ部に必要な終局せん断強度は 14.3 N/mm^2 であったため、要求するせん断強度としては製造時のばらつきを考慮し、 17.0 N/mm^2 とした。

なお、圧縮強度は直径 100 mm 、高さ 200 mm の円柱供試体により確認した。また、せん断強度は、 $100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$ の角柱供試体を用い 4 点載荷によるせん断力載荷により確認した。

3.2 配合選定の概要

このコンクリートは、生コンプラントで製造することを前提としている。この場合、細骨材の表面水率などのばらつきにより製造されるコンクリートの圧縮強度がばらつくことが予想される。そこで、このばらつきの影響を考慮し、配合強度として 100 N/mm^2 を設定した。結合材としては普通ポルトランドセメントを基調とし、目標圧縮強度を満足させるため、シリカフェームをセメントの 10% 内割りで混入することとし、水結合材比は 25% とした。なお、目標強度 100 N/mm^2 程度のコンクリートの場合、粗骨材の強度がコンクリート自体の圧縮強度に影響するため、一般的に粗骨材量を低減した方が圧縮強度は増加する。一方、粗骨材量を低減すると、粗骨材のかみ合せが低下するため、せん断強度が低下するとともに、乾燥収縮量や自己収縮量が増加すると考えられる。今回は、せん断強度の確保と収縮量の低減のため、可能なかぎり粗骨材を混入することとした。

鋼繊維としては表 - 1 に示す 3 種類を用い比較検討を行った。DN はトンネルの吹付けコンクリートなどで実績の多い両端にフック形状を有し集約整形された鋼繊維である。DH は、DN と同じく両端にフック形状を有する高強度の鋼繊維である。SW は直線形状であり、国内で製造されている高強度極細鋼繊維である。混入量は鋼繊維による補強前のコンクリートに対し、せん断強度が 2 倍程度となることを目標とした。各鋼繊維を用いた場合のコンクリート配合を表 - 2 に示す。

表 - 1 使用した鋼繊維

鋼繊維の呼び名	DN	DH	SW
直径 (mm)	0.62	0.38	0.2
繊維長 (mm)	30	30	22
アスペクト比	48	79	110
引張強度 (N/mm^2)	1 100	2 610	2 000

3.3 材料試験結果

これらの配合に対する強度試験結果を表 - 2 に示す。いずれの配合においても、材齢 28 日で $116 \sim 129 \text{ N/mm}^2$ と目標強度以上の圧縮強度が得られた。また、鋼繊維の有無によって圧縮強度には明確な差異は見られなかった。

せん断強度については、DN1, DH1, SW1 については、

表 - 2 コンクリートの配合と強度試験結果

配合	鋼繊維			スランブ (cm)	W/B (%)	単位量 (kg/m ³)					圧縮強度		せん断強度 (MPa)
	径 (mm)	長さ (mm)	体積比 (%)			W	B		S	G	7日 (MPa)	28日 (MPa)	
						水	セメント	シリカフェューム	細骨材	粗骨材			
Base	-	-	0.00	20±2.0	25	185	666	74	815	594	102.2	129.4	11.8
DN1	0.62	30	1.50	20±2.0	25	185	666	74	776	594	93.8	116.5	20.9
DH1	0.38	30	0.75	20±2.0	25	185	666	74	789	594	95.3	120.4	19.1
SW1	0.20	22	0.50	20±2.0	25	185	666	74	867	528	97.7	126.5	18.0

明確な差異はみられなかった。また、DN1, DH1, SW1の配合とも、鋼繊維を混入することにより無混入のコンクリートのせん断強度 11.8 N/mm² の2倍程度まで強度が増加し、せん断強度の要求性能である 17.0 N/mm² を満足する値となった。

これより、このなかでも同一せん断強度を得るための混入量をもっとも小さかったSW1配合を基本配合とし、SW1の入手が困難な場合にDH1, DN1を用いることとした。

4. 桁供試体を用いたせん断強度試験

4.1 実験概要

前項より、SW1, DH1, DN1の3配合については、バタフライパネルに用いるコンクリートとしての要求性能を満足することを確認した。ここでは、これらのコンクリートの他の構造物への適用性を考える。

前項において、開発したコンクリートの純せん断強度を確認した。一方、柱や梁などの構造物においては、せん断力による破壊形態としては斜引張破壊が一般的である。そこで、今回開発したコンクリートを用いて建設した構造物の斜引張耐力を明確にするため、表 - 2の4配合によってT型断面を有する梁を製作し、せん断実験を実施した。

試験体の形状は、コンクリート充填に要するPC鋼材間隔やかぶり、最小部材厚などを考慮し、せん断破壊先行型となるように以下のように設定した。なお、本来なら非鉄製の部材により引張縁側の補強をすべきであるが、今回はコンクリート部分のせん断耐力に着目しているため、通常のPC鋼材を用いた。

- 短繊維の長さが最大30mmであること、最大粗骨材寸法が20mmであることからウェブ最小厚を100mmとする。
- コンクリートに起因するせん断耐力を明確にするため、せん断補強鉄筋は配置しない。
- 斜め圧縮破壊が発生しないように、桁高せん断支間比を2.5とする。
- それぞれの配合に対して梁の引張縁側にPC鋼材を配置したRC供試体と、さらにそのPC鋼材の緊張によりプレストレスを導入したPC供試体を製作し、プレストレスの影響も確認する。

実験供試体の形状を図 - 4に示す。また、実験ケースの一覧を表 - 3に示す。

4.2 RC供試体の実験結果

鋼繊維を混入したRC供試体は、載荷荷重100kN程度で支間中央部の下縁に曲げひび割れが発生した。その後、

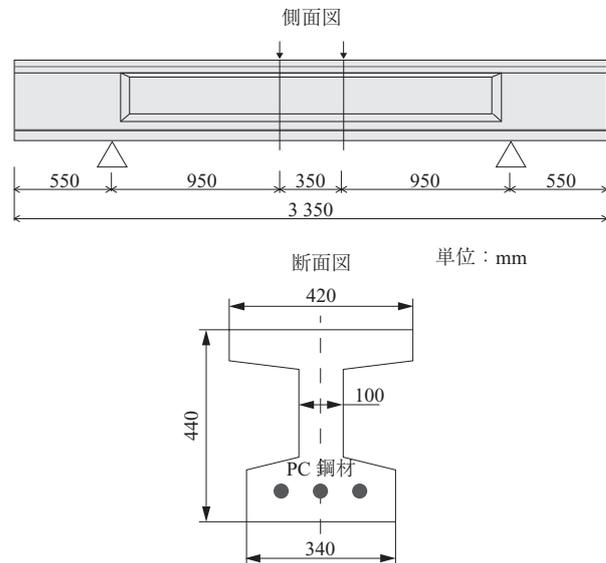


図 - 4 桁供試体の概要図

表 - 3 実験ケース一覧

供試体名	コンクリート	プレストレス (kN)
Base	Base	0
DN-RC	DN1	0
DH-RC	DH1	0
SW-RC	SW1	0
DH-PC-900	DH1	904.2
DH-PC-600	DH1	627.3
SW-PC-900	SW1	863.1

曲げひび割れの進展とともにせん断ひび割れも発生した。いずれの繊維補強コンクリート供試体でも、微細なひび割れの領域では繊維の補強効果によってひび割れの進展が抑えられるとともにひび割れが分散していた。その後、荷重の増加とともに徐々にひび割れ幅が増加し最終的にはすべての供試体が斜引張破壊に至った (図 - 5)。

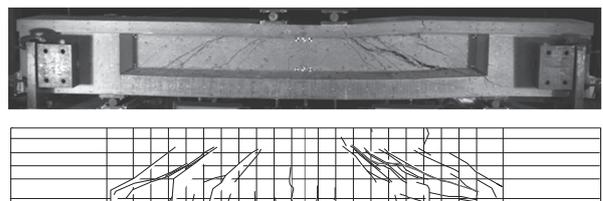


図 - 5 供試体の破壊状況 (SW-RC)

RC試験体の載荷荷重と支間中央変位の関係を図 - 6に示す。鋼繊維を用いたDN-RC, DH-RC, SW-RCの最大

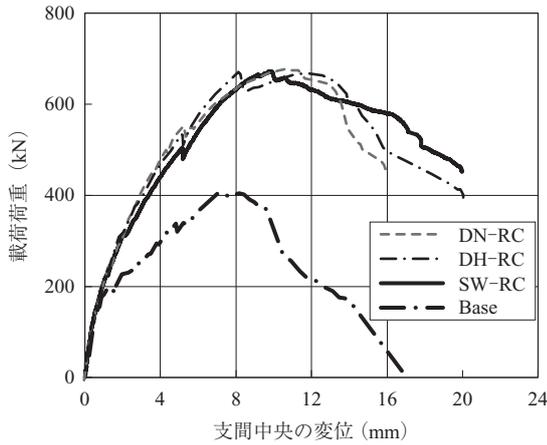


図 - 6 RC 供試体の荷重－変位の関係

荷重には明確な差異は認められず、それぞれ 650 kN 程度の最大耐力を示した。一方、鋼繊維を混入しない試験体は、斜めひび割れが発生するとたわみが大きくなり、最大耐力も 400 kN 程度であった。各試験体の最大荷重と Base との荷重差が短繊維による補強効果とすれば、DN1, DH1, SW1 のいずれの配合においても、鋼繊維により 60 % 程度のせん断補強効果を有するといえる。

4.3 PC 供試体の実験結果

プレストレスを導入した供試体の荷重と変位の関係を図 - 7 に示す。プレストレスを約 900 kN 導入した DH-PC-900, SW-PC-900 については、最大荷重が 1000 kN 程度となり、RC の場合に比べて約 50 % 増加している。また、

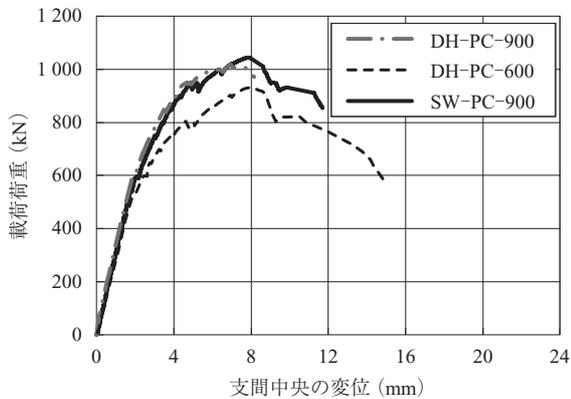


図 - 7 PC 供試体の荷重－変位の関係

プレストレス量を小さく抑えた DH-PC-600 は、せん断破壊耐力が DH-PC-900 に比べて約 15 % 低下している。これにより、プレストレスコンクリートにすることによりせん断耐力の増加が期待できることが明らかである。なお、いずれの PC 供試体も破壊時の変位は RC に比べて小さく、RC 構造に比べてややじん性が低くなる傾向が認められた。

5. 上床版の疲労耐久性の検討

5.1 実験概要

道路橋の上床版は、重交通による疲労損傷が顕在化する可能性が高い部位である。開発した橋梁の上床版構造は通常のコンクリート床版に使用されている補強鉄筋や PC 鋼材を一切配置せず、高強度繊維補強コンクリート製のリブ付き床版を FRP ロッドによる緊張力により補強する構造である。また、前述のようにプレキャストセグメントを現場にて接合する構造であり、通常のコンクリート床版と大きく構造が異なる。そこで、このリブ付き床版およびプレキャスト部材間の接合部に着目した実物大の輪荷重走行試験により、疲労耐久性を検討した（写真 - 1）。

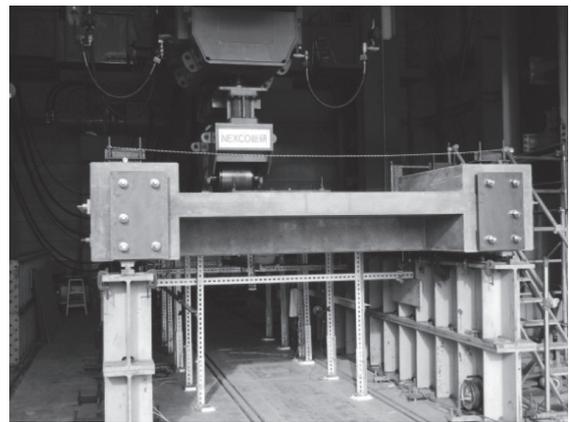


写真 - 1 輪荷重走行試験状況

実験供試体は上床版のみを切り出した形状とし、セグメント中央とセグメント間の接合部双方に着目できるように、2 セグメント分をモデル化し、その両方の外側にプレストレス伝達用のセグメントを設置した（図 - 8）。実験供試体は全てプレキャストセグメントで製作し、接合目地 20 mm を確保して設置した。その後、接合目地部にセグ

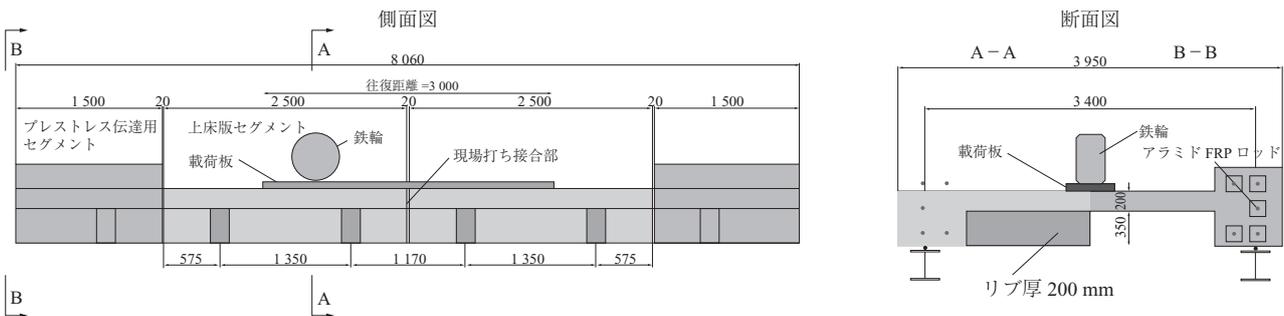


図 - 8 輪荷重走行試験の概要図

メントと同じ設計圧縮強度を有する無収縮モルタルを流し込み、硬化後に橋軸方向にプレストレスを導入した。なお、橋軸方向のプレストレス量は図 - 2 に示す開発した橋梁の設計結果より、負曲げモーメントがもっとも大きい中間支点部に着目し、その位置における設計荷重時の上床版応力度を再現する値とした。

載荷方法は鋼製の車輪による 1 軸載荷とし、床版支間の中央を橋軸方向に 3.0 m の往復走行をさせた。鉛直荷重は図 - 9 のように道路橋示方書⁶⁾に規定されている輪荷重の 1.5 倍、2 倍、3 倍と段階的に増加させた。なお、日本でもっとも重交通な高速道路の路線である東名高速道路の交通量調査をもとに、供用年数 100 年に相当する本試験の繰り返し載荷回数を算出すると 35 万回になる。そこで、35 万回以降はさらに厳しい条件として床版上に水を張った状態で輪荷重走行を続けた。また、40 万回以降は、さらなる耐疲労性を検証するため、載荷荷重を設計輪荷重の 3.0 倍まで荷重を増加させ、15 万回の繰り返し載荷を実施した。その際、さらに厳しい条件となるように、5 万回毎に橋軸方向のプレストレス応力を設計値の 1.0 倍、0.25 倍、0.125 倍と減少させた。

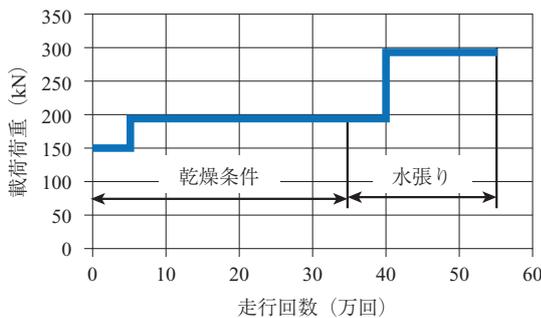


図 - 9 輪荷重走行試験載荷ステップ

5.2 実験結果

載荷荷重と床版中央部の鉛直方向のたわみとの関係を図 - 10 に示す。これより、40 万回までは繰り返し回数の増加に伴うたわみの増加は認められない。荷重を 3 倍に増加した 40 万回以降もたわみの増加はわずかである。また、50 万回までは載荷によるひび割れや接合部の目開き等は確認されなかった。橋軸方向のプレストレス量を 0.125 倍

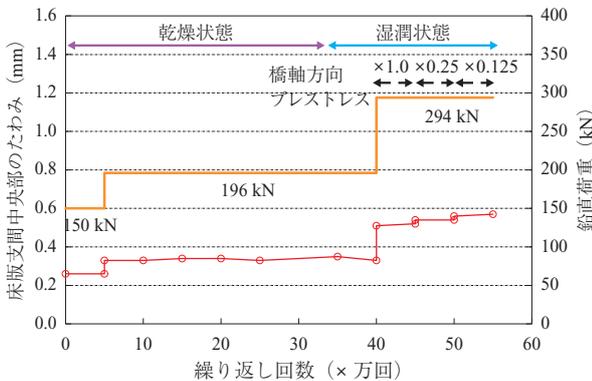


図 - 10 載荷荷重と床版のたわみ

とした 50 万回以降に接合部に 0.05 mm 程度の目開きが認められたが、荷重を除荷すると目開きは閉じた。55 万回の載荷終了後に目視確認したところ、ひび割れ等の変状は一切確認できなかった。

次に、橋軸方向に対する床版のたわみの分布を図 - 11 に示す。この結果より、繰り返し載荷の最終段階までたわみ分布は緩やかな分布を示していると共に分布形状の変化もなく、局所的な損傷は想像できない。この結果、東名高速道路の交通量調査に基づいた供用年数 100 年に相当する繰り返し載荷後も特に変状は見られず、その後の繰り返し載荷においても健全性を確保していたといえる。これらの結果は、同様の輪荷重走行試験を実施した鉄筋や PC 鋼材が配置される通常の PC 床版の試験結果と比べても同等以上であり、本構造は十分な疲労耐久性を有しているといえる。

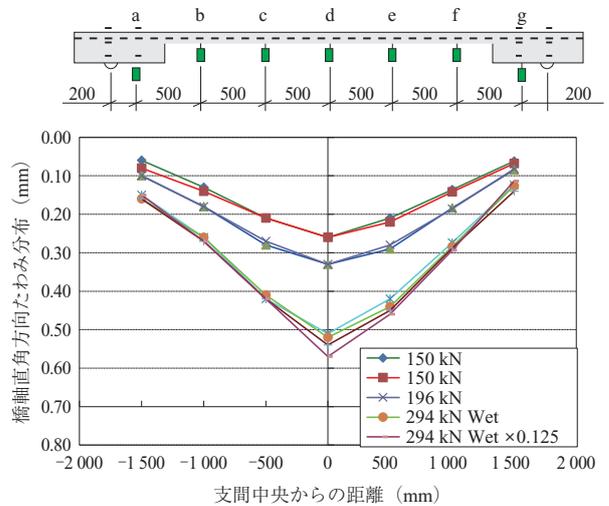


図 - 11 橋軸方向に対する床版のたわみ分布

6. 開発構造のせん断耐力に関する検討

6.1 実験概要

開発した構造は橋軸方向の曲げモーメントに対しては FRP によるプレストレスによって補強しており、通常の橋梁とほぼ同等の設計が可能である。一方、せん断については、バタフライパネルとコンクリート自体で抵抗する構造である。とくに、施工はプレキャストセグメント構造で建設することを前提としており、その接合部は上下床版のみが連続する構造であり、応力が集中すると考えられる。そこで、図 - 12 に示す片持ち梁形式の実験供試体によってせん断挙動を検討した。

実験供試体は対象橋梁の片ウェブのみに着目し、載荷設備の関係から縮尺 1/2 の I 桁の実験供試体とした。また、せん断破壊が先行するように曲げ破壊耐力を確保することとし、上床版の幅を 1.2 m、下床版の幅を 0.9 m とするとともに、橋軸方向に合計で 3 640 kN のプレストレスを導入した。セグメント間の接合部はコンクリートの斜引張破壊強度のみで抵抗するとし、ウェブ上下端の増厚部の形状を設定した。

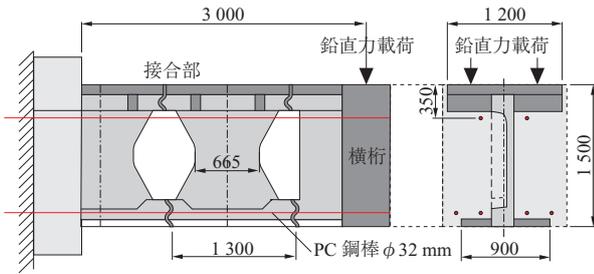


図 - 12 セグメントのせん断耐力実験概要図

開発した橋梁はプレキャストセグメント工法で架設することを前提としており、このせん断実験はセグメント間の接合部に着目している。よって、製作方法の違いが接合部の耐荷性能に影響を及ぼす可能性があるため、実験供試体は、実際の開発橋梁のセグメント製作手順と同じ手順で製作した。

なお、荷重は実験供試体にねじり変形が生じないように、端部の横桁に2点荷重することとし、両方のジャッキの変位を同期させながら荷重した(写真-2)。鉛直荷重は、死荷重時相当の荷重まで荷重したあと一度除荷し、再度荷重を漸増荷重した。その後、終局荷重に相当する値に達したところで再び除荷した。その後、再び実験供試体が破壊するまで漸増荷重した。

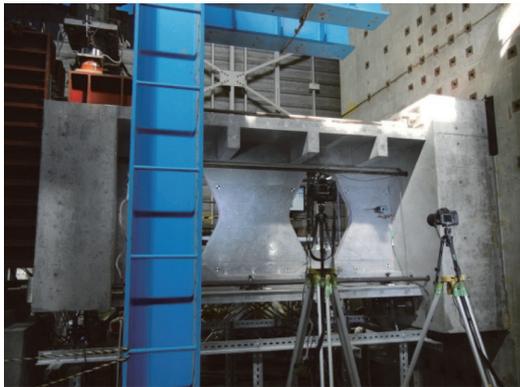


写真 - 2 セン断耐力実験状況

6.2 実験結果

図-13に載荷荷重と変位の関係を示す。死荷重時相当までは弾性的な挙動を示し、除荷後も原点に戻っている(図-13①)。その後の荷重で、設計荷重時相当の荷重状態で実験供試体に曲げひび割れが発生した。そのまま荷重を増加すると、曲げひび割れの進展に伴い鉛直変位量が徐々に増加した。また、その際、セグメント間の接合部にせん断力による斜めひび割れが進展していった(図-13②)。

載荷荷重が終局荷重時相当に達したところでいったん除荷したが、除荷時の勾配は弾性変形時の勾配と遜色ない程度であり、曲げひび割れおよび斜引張ひび割れが発生したものの、その損傷度合いは大きくなく、健全性が保たれていることがうかがえる(図-13③)。

荷重を0まで除荷した後に再度破壊まで荷重したとこ

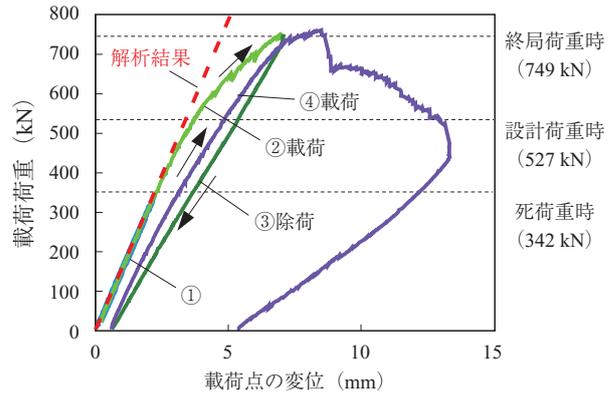


図 - 13 セン断実験の荷重と変位の関係

ろ、終局荷重時相当までは除荷曲線と同じ経路で戻り、その後セグメント間の接合部に斜めひび割れがさらに進展したとともに上床版とウェブとの接合部にもひび割れが進展し、荷重が低下していった(図-13④、写真-3)。

以上の結果より、セグメント間の接合部は、今回開発した高強度繊維補強コンクリートのみで抵抗するとして設計することが妥当であるといえ、今回設定した形状で所定の耐力が確保できているといえる。



写真 - 3 上床版の接合部の破壊状況

7. 実証橋の建設

7.1 橋梁概要

前述のように、今回開発した超高耐久橋梁に対しては、材料の開発に始まり、床版の耐疲労性およびセグメントのせん断耐力特性など種々の検討を進めてきた⁵⁾。今後、実構造物へ展開するにあたり、構造物全体の安全性や設計、施工の妥当性などを包括的に検証するため、実証橋を建設して実際に使用することとした。対象の橋梁は長崎自動車道のⅡ期線工事における工事用道路の仮橋の一部である。橋梁概要を以下に示す。また、橋梁概要図を図-14に示す。

- 架設位置：長崎県長崎市平間町地内
- 橋長：15.9 m
- 支間長：14.0 m
- 総幅員：6.0 m

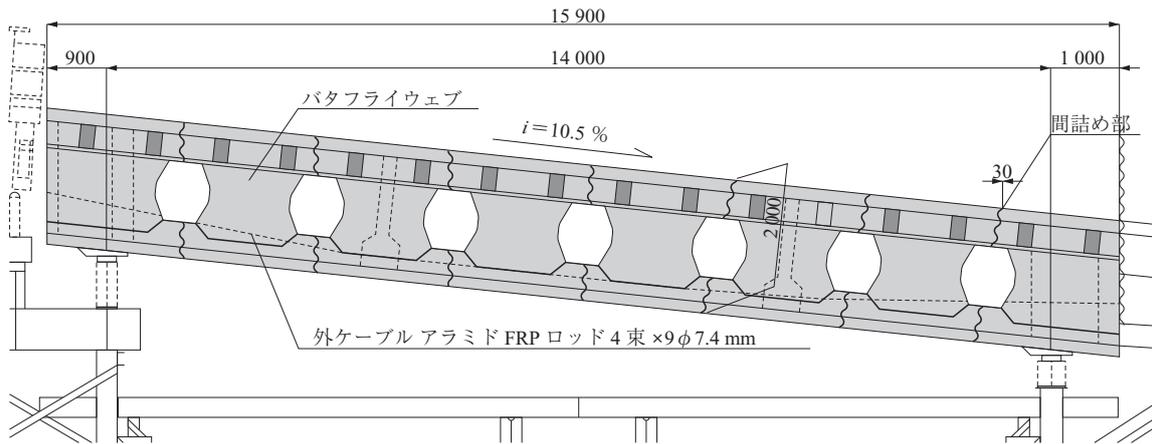


図 - 14 実証橋概要図

- 構造形式：単純桁橋
- 架設方法：固定式支保工架設

対象橋梁は8個のプレキャストセグメントとして2次製品工場において製作し、公道を輸送した（写真 - 4）。使用したコンクリートは今回開発した設計基準強度 80 N/mm² の高強度繊維補強コンクリートである。架設位置においては、220 t 吊りのトラッククレーンにおいてセグメントを吊り上げ、固定支保工上に 30 mm の隙間をあけて設置した（写真 - 5）。全セグメントを設置後、セグメント間を設計基準強度 80 N/mm² の高強度無収縮モルタルによって間詰めた。なお、端部セグメントにおいては、クレーンによる架設時のセグメント重量を低減するため、端支点横桁部を中空として製作し架設した後に鉄筋は配置せず設計基準強度 50 N/mm² の中詰めコンクリートを打設した。高強度無収縮モルタルと中詰めコンクリートの強度発現を確認後、アラミドFRP製の外ケーブルを挿入、緊張して全長にわたり一体化して支保工を下げて橋梁を自立させた。



写真 - 4 プレキャストセグメント

7.2 載荷実験

橋梁本体が完成後に橋梁の安全性と設計の妥当性を検証するため、静的載荷実験を行った（写真 - 6）。載荷は重量が既知である 50 t ラフタークレーンを用い、橋軸方向に移動させながら各種ひずみや変位などを計測した。その結果、各位置での鉛直たわみやひずみ分布は解析値とほぼ同等であることが確認された（図 - 15）。また、セグメント



写真 - 5 プレキャストセグメント架設状況



写真 - 6 載荷実験状況

間の接合部に目開き等は見られず上下床版のひずみも解析値とほぼ同等の値を示していたことから、設計の妥当性が確認されたと考えられる。

7.3 供用時のモニタリング

載荷実験によって安全性を確認した後、2015年9月15日より工事用道路として供用を開始した。供用中は橋梁下部工の掘削土や生コンの運搬通路として使用されるとともに、鋼上部工架設時にトレーラー、クレーン等が通過する。そこで、供用中の桁において上下床版のひずみやセグメントの目開き、および外ケーブルの張力などを各種計測装置によって常時モニタリングしている（図 - 16）。その

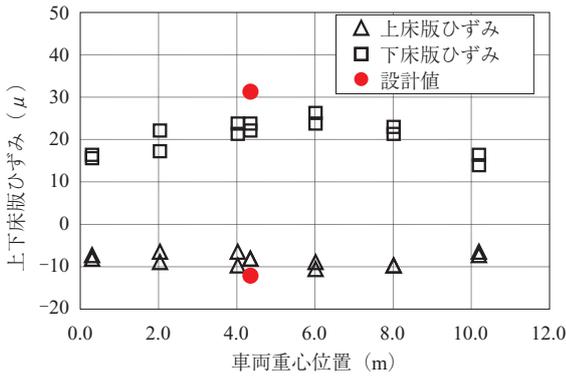


図 - 15 静的載荷実験結果 (ひずみ分布)

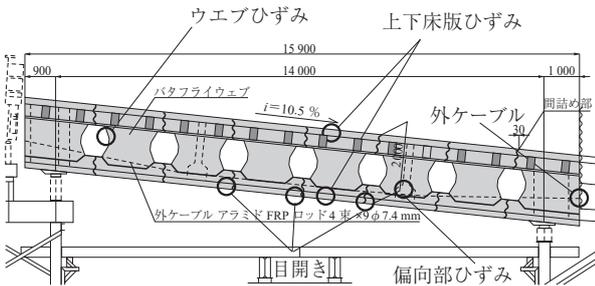


図 - 16 常時モニタリング項目

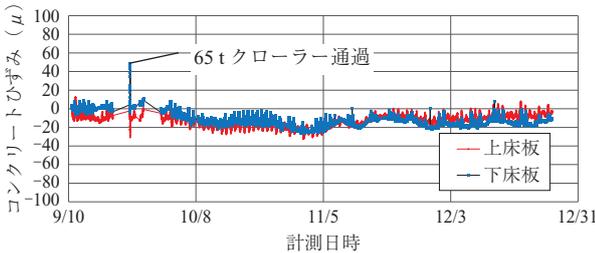


図 - 17 上下床版ひずみ計測

一例を図 - 17 に示す。供用後 3 ヶ月が経過した時点でとくに明確な変状は発生していない。

また、変形については可視光通信を用いた 3 次元位置計測システム⁷⁾により常時計測しているが、同様に明確な変形は発生していない。今後もモニタリングシステムと定期的な近接目視点検により橋梁の安全性や挙動を把握していく予定である。

8. まとめ

今回開発した橋梁は、橋梁に鉄筋や PC 鋼材、鋼板などの鋼部材を一切使用せず、耐久性を向上させることによって将来のメンテナンス費用や労力を縮減することを可能とする構造であり、近い将来に到来する社会基盤の大量維持管理時代の負担を低減するのに有効な構造である。主要材料である高強度繊維補強コンクリートの開発から構造の提案、実験による力学的な挙動の評価、交通荷重による床版の疲労耐久性の確認などを行ってきた。本研究で得られた成果は以下の通りである。

- (1) 普通ポルトランドセメントとシリカフェームを用いた高強度コンクリートに鋼繊維を混入することにより、設計基準強度 80 N/mm²、せん断強度 17.0 N/mm² のコンクリートが製造可能となる。
- (2) 開発した高強度繊維補強コンクリートの構造体としてのせん断耐荷性能を検証するため、梁供試体によるせん断実験を行った。その結果、鋼繊維混入によりベースコンクリートより 1.6 倍程度の強度増加が見込めることが確認された。また、プレストレスの導入によりせん断耐力が増加することを確認した。
- (3) 上記の高強度繊維補強コンクリートに FRP 緊張材でプレストレスを与えた非鉄製の床版について、実物大の上床版模型によって輪荷重走行試験を実施した。その結果、日本における重交通路線の交通量についても 100 年相当の耐疲労性を有していることを確認した。
- (4) セグメント間の接合部は、今回開発した高強度繊維補強コンクリートのみでせん断に抵抗することが可能であり、その設計手法は斜引張破壊に対する通常の手法が適用可能である。
- (5) 橋梁全体の安全性や設計・施工の妥当性を検証するため、実証橋を建設した。プレキャストセグメントで施工された本橋は問題なく設計・施工され、静的載荷実験および供用中のモニタリングで安全性が確認されている。今回開発した「Dura-Bridge」は、錆びる材料を使用しないことにより耐久性の大幅な向上を目指した構造であり、将来のメンテナンスに関する負荷低減に大きく貢献する構造と考えられる。今後わが国では少子高齢化が急速に進展し、労働人口の減少に対応しながら現在の生活水準を維持・向上していくためには建設時点から将来の負荷低減を考慮していくことが重要である。「Dura-Bridge」のような耐久性を高め、将来の負荷低減に資する技術開発およびその実構造物への展開が必要であると考えられる。さらに、効率的な維持管理手法の開発も我々が持続可能な発展を続けるために期待されるところである。

参考文献

- 1) J.A.Fernandez Ordonez, (監訳) 池田尚治: PC 構造の原点フレネネー, 建設図書, 2000.5
- 2) 国土交通省: 国土交通白書 2012 平成 23 年度年次報告, 2012.7
- 3) 永元直樹, 片 健一, 浅井 洋, 春日昭夫: 超高強度繊維補強コンクリートを用いた新しいウェブ構造を有する箱桁橋に関する研究, 土木学会論文集 E, Vol.66, No.2, 2010.4
- 4) Kasuga, A., Kata, K., Nakatsumi, K. and Takaki, Y. "New Concept of Composite Bridges", Proceedings of 2nd fib Congress, June 2006
- 5) Ohshiro, T., Matsui, T., Kasuga, A. and Nagamoto, N.: Development of Non-Metal Bridge, Proceedings of fib congress 2014, Mumbai, 10th Feb. 2014
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編, pp.18-27, 2012.3
- 7) 永元直樹, 春山真一郎, 内山英昭, 掛橋孝夫: 可視光通信技術を用いた 3 次元位置計測システムの開発と PC 橋施工への適用, 第 19 回プレレストコンクリートの発展に関するシンポジウム, pp.137-140, 2010.10

【2016 年 1 月 13 日受付】