

(14) 高性能軽量コンクリートを用いたPC鋼材定着部の耐荷特性に関する実験的研究

ドービー建設工業(株) 技術センター 正会員 ○ 田村 聖
 同 上 正会員 濱田 譲
 太平洋セメント(株) 中央研究所 前堀 伸平
 東京工業大学大学院 土木工学専攻 正会員 二羽 淳一郎

1. はじめに

1995年に発生した阪神淡路大震災以来、コンクリート構造物の軽量化が重要なキーワードとして挙げられるようになった。このような社会情勢の中、近年、従来の軽量骨材とは異なり、高強度で低吸水性を示す高性能軽量骨材(以下、「HLA」と称す)が開発された。

プレストレストコンクリート(以下、「PC」と称す)橋梁に、この HLA コンクリートと波形鋼板ウェブを組み合わせて用いると、PC 橋の死荷重は通常の PC 箱桁橋と比較して 54%にまで低減されることが試設計の結果、確認されている²⁾。桁重量がこの程度まで低減されると、基礎および下部構造に対する負担も飛躍的に低減することができ、下部工の建設コストを大幅に削減することができる。また、PC 橋の適用支間長を拡大していくことも可能となる。

しかしながら、軽量コンクリートの割裂強度、支圧強度等の力学的特性は普通コンクリートと比較して低下することが知られている。したがって、HLA コンクリートを PC 構造に適用する際には、PC 鋼材定着部背面の局部破壊や鋼材をマルチ定着した部材の破壊安全性などの耐荷特性を十分に検討しておく必要がある。

本研究では、HLA コンクリートを用いた PC 鋼材定着部背面の局部応力によるひび割れ特性および基本的な破壊安全性などの耐荷特性を明らかにすることを目的として、供試体上面に一組の定着体を取り付けた定着部モデル供試体の支圧載荷試験を行った。また、供試体の形状寸法や配筋等を決定するために3次元弾性 FEM 解析(以下、「FEM 解析」と称す)を行い、割裂応力の発生状態などを実験結果と比較検討した。

2. 実験概要

2.1 使用コンクリートの物性

本実験では、普通コンクリートおよび HLA コンクリートの2種類を用いた。どちらのコンクリートも、材齢 28 日での圧縮強度が 50(N/mm²)以上となるよう配合を決定した。

使用した材料の物理特性と示方配合を表-1 および表-2 に示す。HLA コンクリートの粗骨材には絶乾密度 1.2(g/cm³)の造粒型高性能人工軽量骨材を用い、細骨材には川砂を用いた。

載荷実験時に実施したコンクリートの強度試験結果を表-3 に示す。実構造物におけるプレストレス導入時期を考慮して、載荷実験は材齢 7 日以内に行った。HLA コンクリート(TYPE-2~TYPE-4)の平均圧縮強度は、49.6(N/mm²)となり平均単位重量は 19.1(kN/m³)であった。また、材齢 28 日で実施したコンクリートの圧縮強度試験結果については、普通コンクリートで 53.4(N/mm²)、HLA コンクリートで 69.6(N/mm²)となった。

表-1 使用材料の物理特性

使用材料	種 類	密度 ^{*1}	物性または成分
セメント	C 早強ポルトランドセメント	3.13	
細骨材	S 大井川産川砂	2.62 ^{*2}	吸水率 0.98%
	G 大井川産川砂利	2.65 ^{*2}	吸水率 0.63%
粗骨材	HLA 造粒型高性能人工軽量骨材	1.23 ^{*3}	最大骨材粒径 15mm 24h 吸水率 2.06%
AE 剤	AE		変性7ルキルカルボン酸系
混和剤	SP 高性能 AE 減水剤		ポリカルボン酸系

*1:単位(g/cm³) *2:表乾状態 *3:絶乾状態

表-2 コンクリートの示方配合

呼名	W/C (%)	s/a (%)	Air (%)	単位量(kg/m ³)					SP (C×%)	AE (C×%)
				W	C	S	G	HLA		
NC ^{*1}	48.0	44.0	4.5	155	323	804	1034	---	0.60	0.004
HLA ^{*2}	32.9	54.1	3.6	147	446	957	---	381	0.65	---

*1:普通コンクリート *2:HLA コンクリート

表-3 コンクリートの物理特性

供試体 No.	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	単位重量 (kN/m ³)
TYPE-1	4	27.5	2.40	30.5	23.2
TYPE-2	5	50.4	3.01	24.3	19.1
TYPE-3	6	49.4	2.69	25.1	19.2
TYPE-4	7	49.0	2.90	26.3	19.1

表-4 供試体の概要

供試体 No.	コンクリート種別	支圧板タイプ	標準区間 L (mm)	補強区間 L' (mm)	割裂補強筋(径, 間隔)	
					A _{s1}	A _{s2}
TYPE-1	NC ^{*1}	標準 ^{*3}	L=L'=1600		A _{s1} =A _{s2} =D19@100	
TYPE-2	HLA ^{*2}	標準 ^{*3}	800	800	D19@100	D22@50
TYPE-3	HLA ^{*2}	低強度用 ^{*3}	700	900	D19@100	D19@75
TYPE-4	HLA ^{*2}	低強度用 ^{*3}	1200	400	D19@100	D19@50

*1:普通コンクリート *2:HLA コンクリート *3:表-5 参照

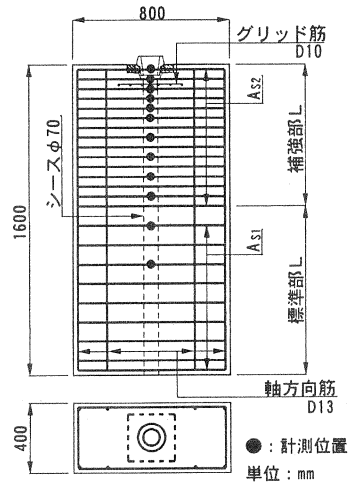


図-1 供試体概要図

2.2 供試体の概要

(1) 寸法と配筋

供試体寸法および配筋図を図-1 に示す。また、供試体の概要を表-4 に示す。本実験では、コンクリートの種類、支圧板のタイプ、補強鉄筋量を実験要因として、合計4体(TYPE-1~TYPE-4)の供試体を作製した。

すべての供試体の形状寸法は、高さ 1600mm、幅 800mm、厚さ 400mm とした。高さおよび幅は、載荷により発生する局部応力が供試体の大きさに影響を受けないことを FEM 解析で確認し決定した。厚さは、定着部材の最小厚さとした。また、シースには、内径 70mm のスパイラルシースを用いた。

(2) 支圧板

実験で用いた支圧板の形状寸法を表-5 に示す。支圧板の種類は、実構造物において使用頻度の高い SWPR7B12S12.7mm を対象とし、フレシネーコーン 12T13M220 を採用した。TYPE-3 および TYPE-4 供試体においては、低強度コンクリート用に開発された支圧板³⁾を用いた。

支圧板の概要図を図-2 に示す。この支圧板は、局部圧縮力を受けるコンクリートの支圧面積を大きくするため、標準タイプの支圧板の背面に、表-5 に示す形状の支圧板を重ねて使用する合理的かつ経済的な定着システムである。

(3) 補強鉄筋量

各供試体の割裂応力度に対する補強鉄筋量は、図-1 に示す標準部(L)と補強部(L')で変化させた。補強部(L')は、FEM 解析を実施して割裂応力の分布状況を把握したうえで、PC 定着部の施工性等を考慮して決定した。

本実験で用いた異形鉄筋の材料特性を表-6 に示す。すべての供試体の標準部(L)に配置する割裂補強鉄筋量(A_{s1}) および TYPE-1 供試体の補強部(L')に配置する割裂補強鉄筋量(A_{s2})は、PC 橋梁のウェブに一般的

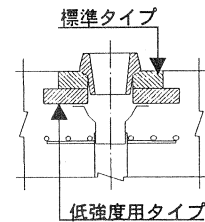


図-2 支圧板概要図

表-5 支圧板形状寸法

標準タイプ			低強度用タイプ		
A	B	t	A	B	t
240	240	40	310	310	36

A, B: 支圧板の辺長 t: プレート厚

単位: mm

表-6 異形鉄筋の材料特性

呼び名	断面積 (mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)
D10	71.3	517
D13	126.7	507
D19	286.5	526
D22	387.1	507

に配置される鉄筋量に相当する配筋とするため、異形鉄筋 D19 を 100mm 間隔で配置した。その他の供試体の補強部(L')に配置する割裂補強鉄筋量(A_{s2})は次のように決定した。TYPE-2 供試体は、割裂補強鉄筋量を TYPE-1 供試体の約 3 倍程度の鉄筋量とするため、異形鉄筋 D22 を 50mm 間隔で配置した。これは、軽量コンクリートのひび割れ状況を普通コンクリートとほぼ同程度にするためには、普通コンクリートの約 3 倍の補強鉄筋量を配置する必要があるという既往の研究成果⁴⁾を参考にしたものである。TYPE-3 および TYPE-4 供試体は、FEM 解析に基づき、 $1.2f_{pu}$ 荷重載荷時(f_{pu} : 鋼材の引張強度)での補強筋の応力度が、TYPE-2 供試体と同程度の $150(\text{N}/\text{mm}^2)$ となる鉄筋量になるよう、異形鉄筋 D19 を TYPE-3 供試体では 75mm 間隔に、TYPE-4 供試体では 50mm 間隔で配置した。

軸方向鉄筋は、すべての供試体において異形鉄筋 D13 を 8 本配置した。グリッド筋については、異形鉄筋 D10 を用いた。なお、グリッド筋は TYPE-2 供試体で 3 段配置⁴⁾とし、その他の供試体は 1 段配置とした。

2.3 載荷および測定方法

荷重の載荷方法は、定着板に長さ 500mm のダミー鋼材を配置した雌コーンおよび雄コーンを挿入し、5000kN 圧縮試験機を用いて雄コーンに直接圧縮力を加える方式とした。また、供試体と載荷台との摩擦の影響を低減させるため供試体底面にテフロンシートを設置した。

載荷パターンを図-3 に示す。荷重の載荷パターンは、コンクリート標準示方書〔設計編〕⁵⁾(以下、「標準示方書」と称す)の PC 鋼材応力度の制限値の規定を参考とし、まず、最大荷重を $0.8f_{pu}$ とした繰り返し載荷を 10 回行った。その後、最小荷重を $0.8f_{pu}$ 、最大荷重を $0.9f_{pu}$ とした繰り返し載荷を 5 回行った、その後破壊に至るまで載荷した。

図-1 に示す計測位置において、コンクリート表面のひずみ、 π ゲージによるコンクリート表面のひび割れ幅、および割裂補強鉄筋のひずみの計測を行った。

2.4 FEM 解析

本検討では、供試体の寸法や配筋等を決定するために、FEM 解析を行った。解析モデル図を図-4 に示す。解析では、コンクリートおよび定着板を 3 次元ソリッド要素にてモデル化し、シース内部は忠実に空隙部とした。荷重は、雄コーンと雌コーンが接する定着板上面の円周線上に集中荷重を分散して載荷した。

3. 実験結果および考察

3.1 ひび割れ特性

(1) ひび割れ状況

載荷実験終了時のひび割れ状況を図-5 に示す。標準タイプの定着板を用いた TYPE-1 および TYPE-2 供試体の初期ひび割れは、供試体の載荷面より底面部に向かってシースに平行して発生した。その後、供試体の長辺側面方向のひび割れ本数が増加し、TYPE-2 供試体においてはコンクリート表面が一部剥離したが、ひび割れ本数は TYPE-1 供試体よりも若干少なかった。

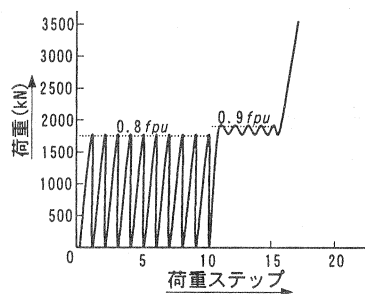


図-3 載荷パターン

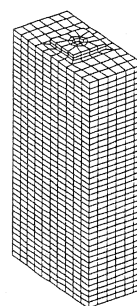


図-4 解析モデル図

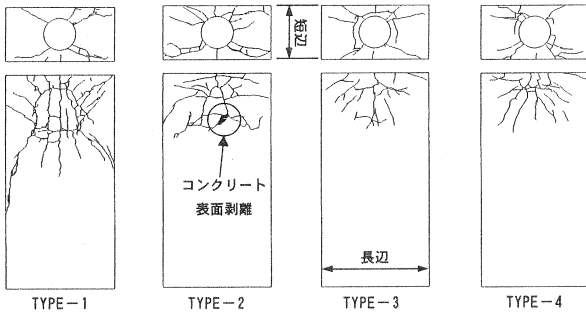


図-5 ひび割れ状況

一方、低強度用定着板を用いた TYPE-3 および TYPE-4 供試体の初期ひび割れは、定着板よりほぼ 45° 方向に向かう位置で発生した。その後も、傾斜したひび割れが発生したが、ひび割れ本数は、TYPE-2 供試体よりもさらに少なくなった。

目視および FEM 解析により求めた初期ひび割れ発生荷重を、表-7 に示す。FEM 解析により求めた初期ひび割れ発生荷重の算出にあたっては、FEM 解析により算出した主引張応力度がコンクリートの引張強度に達した時点でひび割れが発生すると仮定して算出した。この仮定に基づいて算出した解析値は実験値を精度よく評価している。

(2) ひび割れ幅

各供試体の最大ひび割れ幅を表-8 に示す。また、ひび割れ幅と載荷パターンとの関係を図-6 に示す。図-6 に示すひび割れ幅は、各荷重ステップでの最大値を示す。

0.8f_{pu} 載荷時における TYPE-1 および TYPE-2 供試体のひび割れ幅を比較すると、TYPE-2 供試体は、補強鉄筋量を 3 倍程度に増加させたため、TYPE-1 供試体とほぼ同様なひび割れ幅が得られている。また、低強度用定着板を用いた TYPE-3 および TYPE-4 供試体のひび割れ幅は、標準タイプを用いた TYPE-1 および TYPE-2 供試体と比較して大幅にひび割れ幅が抑制されていることが分かる。

0.8f_{pu} 載荷終了時でのひび割れ幅の検討結果を表-9 に示す。解析値は、標準示方書⁹⁾に規定されている曲げひび割れ幅の算出式より求めた。算出式を式(1)に示す。

$$w = k(4C + 0.7(C_s - \phi)) \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \epsilon'_{csd} \right] \quad (1)$$

ここに、 k : 鋼材の付着性状の影響を表す定数

C : かぶり(mm)

C_s : 鋼材の中心間隔(mm)

φ : 鋼材径(mm)

ε' _{csd} : コンクリートの収縮およびクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値

σ _{se} : 鉄筋応力度の増加量(N/mm²)

表-7 ひび割れ発生荷重

供試体 No.	実験値 (kN)	解析値 (kN)	実験値 / 解析値
TYPE-1	1300	1290	1.01
TYPE-2	1500	1430	1.05
TYPE-3	1400	1350	1.04
TYPE-4	1600	1520	1.05

表-8 最大ひび割れ幅

供試体 No.	最大ひび割れ幅	
	0.8 f _{pu} (mm)	0.9 f _{pu} (mm)
TYPE-1	0.153	0.179
TYPE-2	0.139	0.204
TYPE-3	0.041	0.057
TYPE-4	0.072	0.092

表-9 ひび割れ幅の検討

供試体 No.	実験値 W (mm)	解析値 w' (mm)	許容値 w _s (mm)
TYPE-1	0.048	0.069	0.121
TYPE-2	0.045	0.058	0.121
TYPE-3	0.021	0.050	0.121
TYPE-4	0.025	0.042	0.121

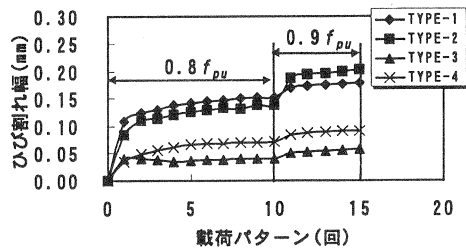


図-6 ひび割れ幅と載荷パターンとの関係

式(1)中の鉄筋応力度の増加量は、局部応力が発生する領域で計測された補強鉄筋のひずみの平均値を用いて算出した。また、同じく実験値のひび割れ幅も、局部応力が発生する領域で計測されたひび割れ幅の平均値である。なお、許容ひび割れ幅は標準示方書に規定される鋼材の腐食に対する環境条件のうち、特に厳しい腐食性環境に対する許容ひび割れ幅である。

表-9より、すべての供試体において実験値は解析値より小さい値となり、式(1)を用いてひび割れ幅の検討を行なう場合、安全側にひび割れ幅を評価できることが明らかとなった。また、許容ひび割れ幅も満足する結果となった。

以上より、ひび割れ本数やひび割れ幅などのひび割れ特性は、低強度用定着板を用いることにより、飛躍的に抑制されることが明らかとなった。また、低強度用定着板を用い適切に補強鉄筋を配置することで、耐久性より定まるひび割れ幅を制御できることが明らかとなった。これにより、補強鉄筋量を3倍程度にまで増加させる必要がなくなり、施工現場での作業性は確実に向上するものと思われる。

3.2 破壊性状

TYPE-1 供試体の最大耐力は 3845(kN)であり定着板が完全に陥没し、その後耐力を失った。TYPE-2~TYPE-4 供試体は、圧縮試験機の最大容量付近の 4800(kN)まで荷重を実施したが、供試体は最終的な破壊に至らなかった。

TYPE-2 供試体は、定着板は陥没して、かぶりコンクリートも一部剥離したが、最大荷重到達後も耐力を保持した。これは、多量の割裂補強鉄筋を配置したことに起因する、コンクリートの拘束効果によるのではないかと考えられる。

TYPE-3 および TYPE-4 供試体では、最大荷重時においても、定着板の陥没は認められなかった。また、PC 鋼材の引張耐力の約 2.2 倍に相当する最大荷重($P_{max}=4800kN$)を荷重しても供試体が破壊に至らず、したがって十分な安全性を保有していると考えられる。

3.3 割裂補強鉄筋のひずみ

$0.8f_{pu}$ 荷重時における代表的な供試体のひずみ分布図を図-7 に示す。図中のひずみは割裂補強筋の実測値および FEM 解析値を示す。

TYPE-2 供試体と TYPE-4 供試体では、タイプの異なる定着板を用いているが、局部応力が発生する領域以降のひずみ分布を比較すると、解析値と実測値は概ね一致している。

$0.8f_{pu}$ 荷重時における割裂補強筋の作用引張力を表-10 に示す。ひび割れ発生以降、コンクリートには引張強度を上回る引張応力は発生しないが、本検討では設計上図-8 に示す簡易なモデルを用い、CASE-1 と CASE-2 に分けて作用引張力を算出した。すなわち、CASE-1 の解析値は、FEM 解析により局部応力

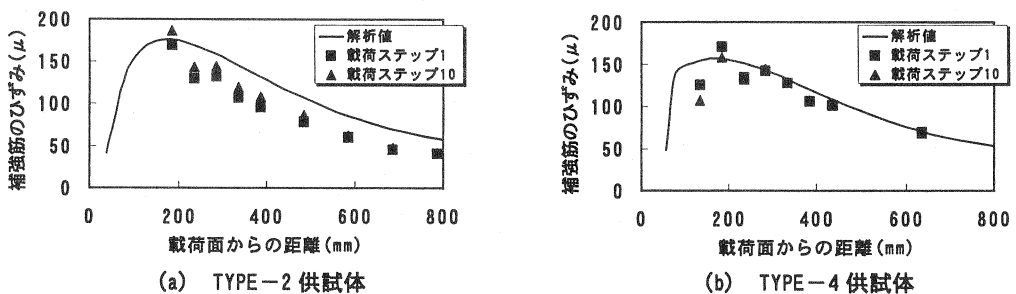


図-7 ひずみ分布図

表-10 割裂補強筋の作用引張力

供試体 No.	CASE-1		CASE-2	
	実測値	解析値	実測値	解析値
TYPE-1	108.3	229.5	71.2	77.4
TYPE-2	231.6	240.5	87.5	90.4
TYPE-3	88.5	204.7	51.2	52.7
TYPE-4	99.4	198.7	50.4	52.3

単位: kN

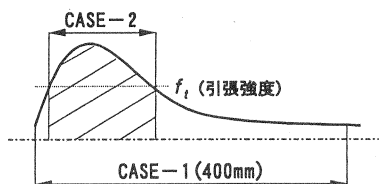


図-8 局部応力の発生概要図

が発生する範囲(載荷面より約 400mm)を確認し、ひび割れが発生していないことを仮定し、その範囲で発生するコンクリートの全引張力を積分して算出した。実測値は、その範囲に配置されている割裂補強鉄筋のひび割れより算出した引張力の合力である。一方、CASE-2 の解析値は、CASE-1 と同様の仮定に基づくが、引張応力がコンクリートの引張強度を超えた範囲の全引張力を積分して算出した。実測値は CASE-1 と同様な手法により算出した。

CASE-1 で算出した引張力は、コンクリートが負担できる引張力を考慮していないため、TYPE-2 を除く供試体の解析値は実測値を約 47% 過大評価している。一方、CASE-2 で算出した引張力の解析値は実測値を精度よく評価している。

以上より、HLA コンクリートを用いた PC 鋼材定着部の設計を行う場合、コンクリートの引張強度を無視した従来通りの設計法を用いて割裂補強筋を配置すれば、かなり安全側な設計となることが明らかとなった。また、CASE-2 の手法および 3.1 で考察した耐久性に対するひび割れ幅制御の観点より、補強鉄筋量を減少させることが可能であると思われる。

4. まとめ

- (1)HLA コンクリートを用いた PC 鋼材定着部のひび割れ本数やひび割れ幅などのひび割れ特性は、低強度用定着板を用いることにより、飛躍的に改善されることが明らかとなった。また、低強度用定着板を用い適切に補強鉄筋を配置することで、耐久性より定まるひび割れ幅を制御できることが明らかとなった。
- (2)HLA コンクリートおよび低強度用定着板を用いた供試体は、PC 鋼材引張耐力の約 2.2 倍以上の耐力を保有しており、破壊に対して十分安全である。
- (3)コンクリートの引張強度を無視した従来通りの設計法を用いて割裂補強筋を配置すれば、かなり安全側な設計となることが明らかとなった。

【参考文献】

- 1) 岡本享久, 早野博幸, 柴田辰正: 超軽量コンクリート, コンクリート工学, Vol.36, No.1, pp.48-52, 1998.1
- 2) Niwa, J., et al.: Ultimate Shear Capacity of Concrete Beams Using High Performance Lightweight Aggregates, Proceedings of fib Symposium, Prague, pp.241-246, Oct.1999
- 3) 極東鋼弦コンクリート振興(株): FKK フレシネー工法施工基準, pp.226-227, 1999
- 4) 宮本征夫, 小林明夫, 渡辺忠朋, 山住克巳: 人工軽量骨材コンクリートを用いた PC 桁定着部の補強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.10, No.3, pp.189-194, 1988
- 5) 土木学会: コンクリート標準示方書・〔設計編〕, 1996