

超高強度繊維補強モルタルを使用した塔状構造物に関する実験的研究

(株)ピーエス三菱 正会員 ○桜田道博
 (株)ピーエス三菱 正会員 大山博明
 (株)ピーエス三菱 正会員 森 拓也
 東京工業大学大学院 正会員 二羽淳一郎

1. はじめに

近年、携帯電話のエリア拡大、次世代携帯の導入および新規業者の参入、等によりアンテナ塔の需要が増えている。通常のアンテナ塔は、写真-1 のとおり鋼製であるが、耐久性、景観性および経済性を考慮するとコンクリートやモルタルなど、セメント系材料を使用したアンテナ塔も有効と考えられる(写真-2)。そこで、設計基準強度 120MPa の超高強度繊維補強モルタル^{1), 2), 3), 4), 5)}を使用した塔状構造物(以降, 超高強度モルタル塔)を考案し, これを実現するための検討を行った。繊維補強としたのは収縮ひび割れと高強度コンクリート特有の脆性的な破壊を防止するためである。超高強度モルタル塔は、図-1 のように、プレキャストセグメントによる施工が前提となるため、プレキャストセグメント工法で塔状の供試体を製作し、載荷実験を行うことで超高強度モルタル塔の施工性および構造特性を検討した。



写真-1 鋼製塔



写真-2 超高強度モルタル塔(CG)



図-1 構造概念

2. 実験概要

(1) 供試体および載荷方法

供試体一般図を図-2 に示す。供試体は、フォーミングおよび3つのプレキャストセグメントからなる高さ7mの塔状の供試体とした。セグメントは、鉛直方向のPC鋼棒(φ32mm)により6972kN(=581kN×12本)の有効緊張力を導入し、一体化した。なお、PC鋼棒の緊張によりセグメント本体に発生する軸圧縮応力度は15MPa程度となる。鉛直方向のPC鋼棒にはプレストレス導入後、グラウトを行った。セグメントの断面寸法は高さ30mの塔を試設計した際に想定した実物大とし、鉛直方向のPC鋼棒の量は、高さ30mの超高強度モルタル塔

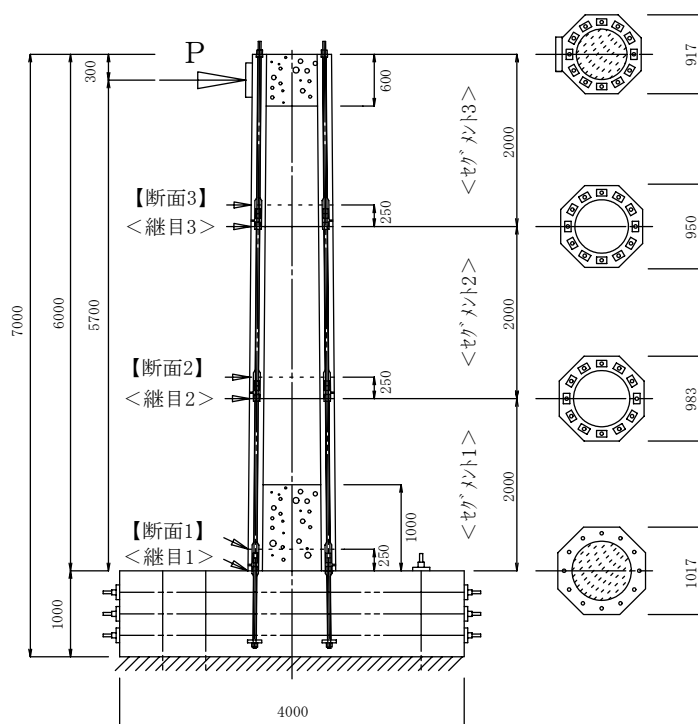


図-2 供試体一般図

に地震力(レベル 2)が作用しても断面が破壊しない量とした。
 載荷実験時のフーチングの損傷および浮上りを防止するためフーチングには水平方向および鉛直方向にプレストレスを導入した。

(2) 載荷方法

荷重は供試体頂部から 300mm 下の位置に静的に載荷した(図-2, 写真-3)。
 載荷方法は、荷重を設計降伏モーメント相当(566kN)まで増加させた後、荷重を除荷し、残留変位を確認した後、再度、荷重を増加させ、供試体を破壊させる方法とした。

(3) 使用材料

本実験における使用材料、超高強度繊維補強モルタルの示方配合および強度性状をそれぞれ、表-1, 表-2 および表-3 に示す。
 養生方法は蒸気養生(前置き 24h, 昇温・降温 15℃/h, 最高温度 60℃×24h)とした。

表-1 使用材料

材 料	記号	摘 要
セメント	C	シリカフェウムセメント, 密度 3.08g/cm ³
鋼繊維	SF	引張強度 2000MPa, 長さ 13mm, 径 0.16mm, アスペクト比 81, 密度 7.85g/cm ³
細骨材	S	砕砂(山形県産), 表乾密度 2.57g/cm ³ 吸水率 2.59%, 最大寸法 5mm
混和剤	SP	高性能 AE 減水材(ポリカルボン酸系)
PC 鋼棒	—	φ 32mm, B 種 1 号, 降伏点強度 1044MPa, 引張強度 1134MPa

(4) 非線形 FEM 解析

載荷実験にあたり事前に 2 次元モデルによる非線形 FEM 解析を実施した。
 解析は(株)電算力学研究センターの 2D ATENA により行った。
 解析モデル、材料の非線形特性および入力値をそれぞれ、図-3, 図-4 および表-4 に示す。
 中空断面の性能は、断面を高さ方向に 10 層程度分割し、各層の高さと平均部材厚を入力することで表現した。
 解析では供試体とフーチングが完全に固定されていると仮定し、供試体底面の境界条件は完全固定とした。
 また、実際の供試体はプレキャストセグメントで製作されているが、本解析では、目地部を剛結とし、目地部の影響を無視した。
 解析では供試体基部の圧縮ひずみが 3500 μ となった時点で終局とした。

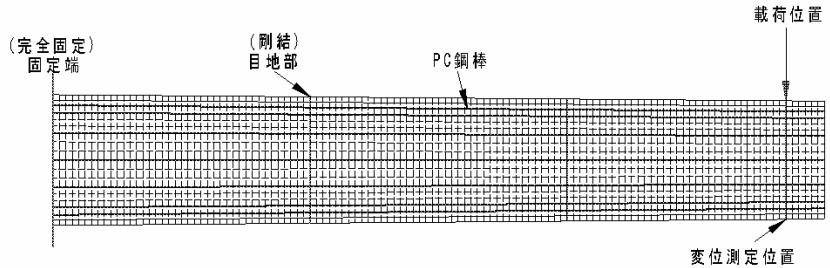


図-3 非線形 FEM 解析モデル

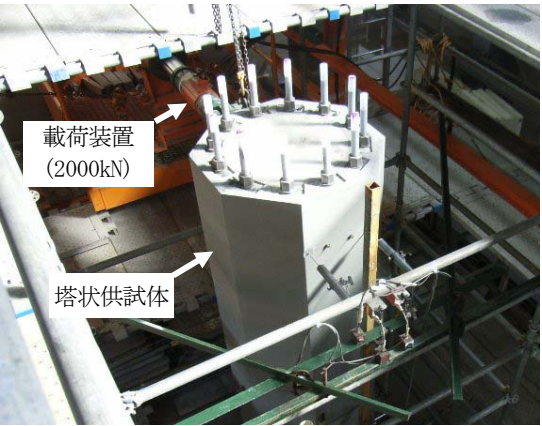


写真-3 載荷状況

表-2 示方配合

W/C (%)	Air (%)	SF 量 (vol. %)	単位量 (kg/m ³)				SP/C (%)
			W	C	S	SF	
17	2.0	0.5	210	1235	948	40	3.0

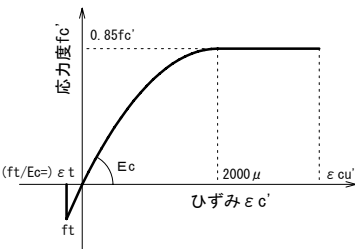
表-3 強度性状(載荷実験直前)

位置	材齢 (日)	圧縮強度 σ_c (MPa)	ヤング係数 E_c (GPa)	曲げ強度 σ_b (MPa)
セグメント 1, 2	28	192	42.7	15.7
セグメント 3	44	189	42.1	15.0

表-4 入力値

材 料	項 目	記号	特性値	備考
コンクリート (モルタル)	圧縮強度	f'_c	190 MPa	試験値
	引張強度	f'_t	8.0 MPa	試験値
	ヤング係数	E_c	42 GPa	試験値
PC 鋼材	引張強度	f_{pu}	1080 MPa	公称値
	降伏強度	$0.84 f_{pu}$	907 MPa	〃
	降伏強度	$0.93 f_{pu}$	1004 MPa	〃
	ヤング係数	E_p	200 GPa	〃

コンクリート



PC 鋼材

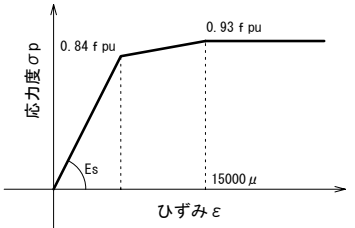


図-4 材料の非線形特性

3. 実験結果および考察

(1) 荷重と変位との関係

荷重と変位との関係および実験値と計算値との比較をそれぞれ、図-5 および表-5 に示す。ここでの変位は、載荷点位置の変位であり、フーチングの回転、基部セグメントの浮上りおよびセグメント継目の目開きの影響を補正した値である。ひび割れ発生荷重の計算値は供試体引張縁の応力度が引張強度 8MPa に達する荷重であり、PC 鋼材降伏荷重の計算値は最外縁の PC 鋼材が降伏する荷重である。曲げ破壊荷重の計算値は圧縮側の応力度を 2 次曲線と仮定し、破壊抵抗曲げモーメント⁶⁾より算出した荷重である。

図-5 より、曲げひび割れ発生荷重、PC 鋼材降伏荷重および曲げ破壊荷重はすべて、計算値を上回っており、超高強度モルタル塔のひび割れ発生荷重および曲げ破壊荷重は上記の手法により安全側に算定できるといえる。また、ひび割れが発生するまで、実験値は弾性理論値とよく一致しており、たわみの計算に弾性理論を適用できることも確認された。実験値と非線形 FEM 解析の結果とを比較すると、ひび割れ発生後、両者の差が大きくなっている。これは非線形 FEM 解析において、モルタル中の鋼繊維を考慮していないこと、等が主な原因と考えられる。

(2) 破壊状況

供試体の破壊状況を写真-4 に示す。破壊形態は、PC 鋼材が降伏した後に部材の圧縮縁が圧壊する曲げ引張破壊であった。また、圧縮縁側において、断面全体が破壊するような脆性的な破壊は認められなかった。鋼繊維を 0.5vol.% 添加することで高強度コンクリート特有の脆性的な破壊を防止できることが確認された。

(3) ひび割れ状況

供試体のひび割れ発生状況を図-6 に示す。既往の研究^{4),5)}で、超高強度繊維補強モルタルを使用した PC 部材はひび割れ間隔が小さいことが明らかになっているが、今回の載荷実験ではひび割れの間隔が 400~600mm で大きい傾向にあった。この原因として、プレキャストセグメント構造の影響や PC 鋼棒の付着が異形鉄筋や PC 鋼より線に比べ小さいこと、等が考えられる。ひび割れの間隔は大きい傾向にあったが、ひび割れが発生した箇所には写真-5 のように複数のひび割れが発生しており、ひび割れが 1 箇所に集中し、ひび割れ幅が過度に大きくなることはなかった。

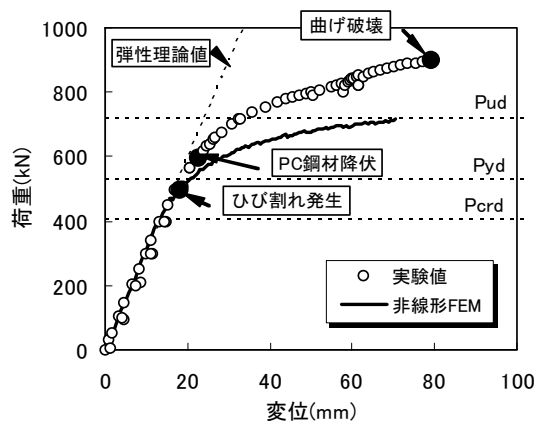


図-5 荷重－変位曲線の結果

表-5 実験値と設計値との比較

	実験値 (kN)	計算値 (kN)	比
ひび割れ発生荷重 P_{crd}	499	404	1.24
PC 鋼材降伏荷重 P_{yd}	597	527	1.13
曲げ破壊荷重 P_{ud}	899	719	1.25



写真-4 破壊状況(基部圧縮縁)

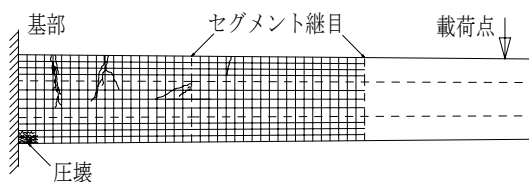


図-6 ひび割れ状況



写真-5 ひび割れ状況(引張側)

(4) 終局ひずみの検討

荷重と圧縮縁ひずみとの関係を図-7に示す。ここのひずみは、供試体基部(継目1)から250mm上方の圧縮ひずみである。

供試体破壊時の圧縮縁のひずみは 3750μ であり、通常のコンクリートの終局ひずみ 3500μ を上回っている。既往の研究⁵⁾では、超高強度繊維補強モルタルの終局ひずみは 4000μ を超える結果となっているが、プレストレスによる圧縮ひずみ分(380μ)を考慮すると今回の実験でも終局ひずみは 4000μ 程度となる。したがって、超高強度モルタル塔において曲げ耐力を算出する際は、終局ひずみを 3500μ とすることで曲げ耐力を安全側に評価できるものと考えられる。

(5) 平面保持の検討

ひび割れ発生直前(450kN)における各断面の軸方向ひずみ分布を図-8に示す。図中の断面1、断面2および断面3はひずみを計測した位置で、それぞれ継目1、継目2および継目3から250mm上方の断面である。計算値は弾性理論に基づき平面保持の仮定に準じて算出した値である。

図-8より、PC鋼棒位置のひずみは実験値と計算値がほぼ一致しており、計測したすべての断面において平面保持の仮定が成立していることがわかる。このことから、超高強度繊維補強モルタルを使用し、プレキャストセグメント工法で製作した塔状構造物においても、通常のコンクリート部材と同様、平面保持の仮定に準拠して縁応力度を算出できると考えられる。圧縮縁および引張縁のひずみが計算値より若干小さくなっているのは、近傍にあるセグメント継目の影響を受けたためと推察される。

(6) 主応力度の検討

供試体図心軸位置における荷重と主応力度との関係を図-9に示す。主応力度は、最大主応力度 σ_1 、最小主応力度 σ_2 および最大せん断応力度 τ_{max} でありこれらの実験値は、供試体図心軸位置に貼り付けた3軸ゲージの計測値により算出した。その際、ヤング係数には载荷実験前に行った実測値(42GPa)を、ポアソン比は通常のコンクリートと同様の0.167を使用した。また、図中の計算値は、式(1)により算出した(図-10)。

$$\tau_{max} = \sigma_1 = -\sigma_2 = G \cdot S / (I \cdot b) \quad \dots (1)$$

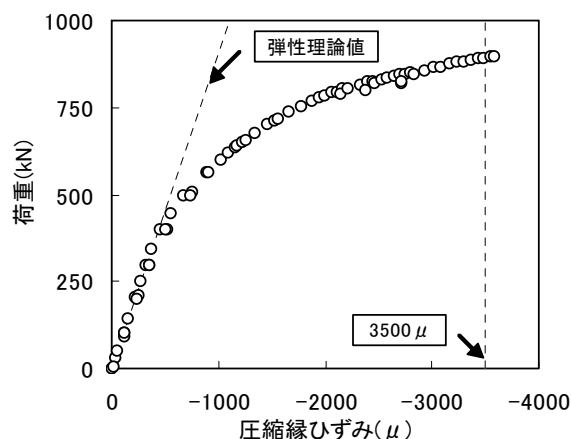


図-7 荷重と圧縮縁ひずみとの関係

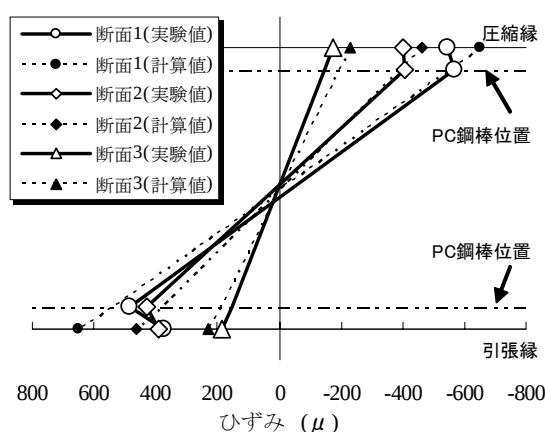


図-8 断面1における軸方向ひずみ分布

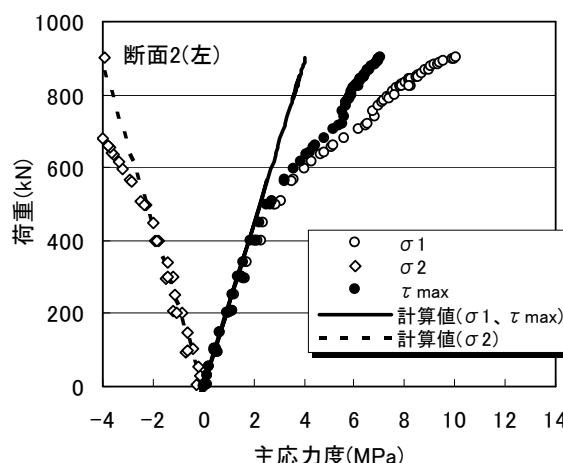


図-9 主応力度

ここに、

- $\tau_{\max}$: 図心軸位置の最大せん断応力度,
- G : 図心軸に関する断面 1 次モーメント,
- S : 作用せん断力,
- I : 図心軸に関する断面 2 次モーメント,
- b : 図心軸位置の部材幅

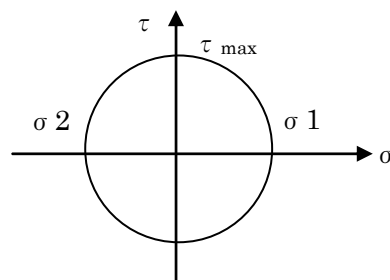


図-10 図心位置における主応力度

ひび割れ発生荷重の 499kN 程度まで、主応力度(最大主応力度 σ_1 、最小主応力度 σ_2 および最大せん断応力度 $\tau_{\max}$)の実験値は、計算値とほぼ一致している。このことから、プレキャストセグメント工法で製作した超高強度モルタル塔に関しても、通常の PC 部材と同様の方法で主応力度(斜引張応力度)を算出できると考えられる。

(7) 残留変位と目開きの検討

降伏モーメント相当の荷重(566kN)まで載荷した後、荷重を除荷した際の荷重と変位の関係およびセグメント継目の目開き量をそれぞれ、図-11 および図-12 に示す。

除荷時の載荷点位置の残留変位は 1.3mm であり、わずかな値となっている。また、セグメント継目部の目開きも除荷後には完全に閉じていることが目視で確認されている。これらの結果より、超高強度モルタル塔は、降伏モーメント相当の荷重が作用した後でも、除荷すれば、ほぼ元の状態に戻ることが確認された。したがって、超高強度モルタル塔は、地震(レベル 1)や暴風⁷⁾などの短期荷重が作用した場合でも、その後の使用性能や耐久性への影響はほとんどないと考えられる。

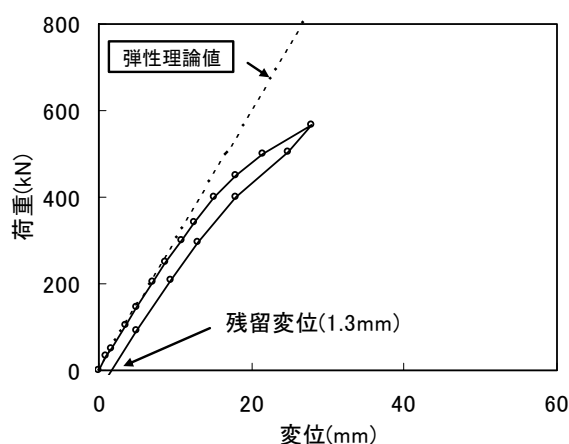


図-11 残留変位

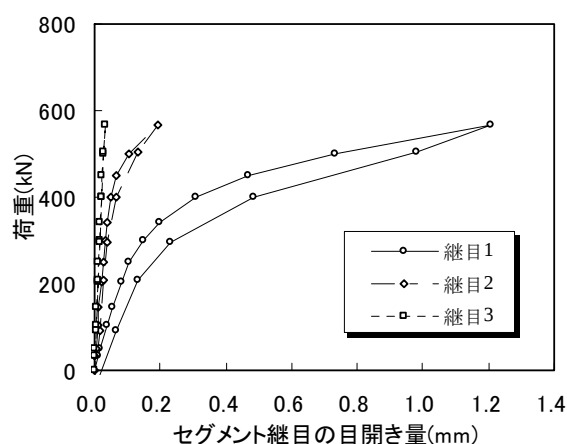


図-12 セグメント継目の目開き量

4. まとめ

超高強度繊維補強モルタルを使用し、プレキャストセグメント工法で施工した塔状供試体の載荷実験より、以下の知見が得られた。

- (1) 超高強度繊維補強モルタルを使用した塔状供試体のひび割れ発生荷重、PC 鋼材の降伏荷重および曲げ破壊荷重はすべて、計算値を 2 割程度上回った。
- (2) 供試体の降伏耐力および曲げ耐力が計算値を上回ったのは、鋼繊維が引張鋼材として寄与したためと考えられる。
- (3) たわみの実験値は、ひび割れが発生するまで計算値とよく一致しており、たわみの計算には通常の PC 部材と同様、弾性理論を適用できると考えられる。
- (4) 破壊形態は、PC 鋼材が降伏した後、モルタルの圧縮縁が圧壊する曲げ引張破壊であった。

(5) 鋼繊維の添加量が 0.5vol.%であったが、圧縮縁の爆裂など、高強度コンクリート特有の脆性的な破壊は認められなかった。

(6) ひび割れ間隔は 0.4~0.6m と大きかったが、ひび割れが発生した箇所には複数本のひび割れが発生し、ひび割れ幅が過大になることはなかった。ひび割れ間隔が大きくなったのは、プレキャストセグメントの継目における目開きや PC 鋼棒の付着が異形鉄筋や PC 鋼より線に比べて小さいためと考えられる。

(7) 降伏モーメント相当荷重の載荷後、除荷した際の残留変位は 1.3mm であり、ごくわずかであった。また、載荷した際に発生したひび割れおよびセグメント継目の目開きは、除荷時には完全に閉じており、地震や強風時など、短期荷重が作用した場合でも、その後の使用性への影響はほとんどないと考えられる。

(8) 超高強度繊維補強モルタルの終局ひずみは 3750μ で通常のコンクリートと比べ同等以上であった。曲げ耐力を算出する際は、終局ひずみを 3500μ とすることで曲げ耐力を安全側に評価できるものと考えられる。

(9) 平面保持の仮定は成立することが確認された。

(10) 断面図心位置の主応力度(最大主応力度, 最小主応力度, および最大せん断応力度)は計算値とほぼ一致した。

以上より、プレキャストセグメント工法で施工された超高強度モルタル塔の構造特性は、通常の PC 部材と同様であることが確認された。施工性に関しても供試体製作時の施工性実験で問題がないことが確認されており、超高強度繊維補強モルタルを使用した塔状構造物の実用化は十分可能と考えられる。

謝辞

本研究を行うにあたっては、神町工場の星川吉幸氏、PC 土木部の佐々木真一氏、機構部の堀慎也氏、技術研究所の服部政昭氏に多大なご協力を頂いた。超高強度繊維補強モルタルの試験練りにあたっては、宇部三菱セメント(株)の千葉博英氏、花王(株)の塩井佳憲氏にご支援いただいた。ここに、ご協力いただいた関係各位に深く感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 桜田道博, 雨宮美子, 渡辺浩良, 大浦隆: 超高強度・高じん性材料およびそれを用いた低桁高 PC 橋の開発, ピーエス三菱技報, 1 号, pp. 38-39, 2003. 5
- 2) 桜田道博, 雨宮美子, 渡辺浩良, 大浦隆: 超高強度高じん性複合材料を用いた低桁高 PC 橋の試設計, 土木学会年次学術講演会概要, Vol. 58, No. 5, pp. 1115-1116, 2003. 9
- 3) 雨宮美子, 桜田道博, 渡辺浩良, 森拓也: 超高強度繊維補強モルタルの性状とそれを用いた低桁高 PC 橋の試設計, 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, Vol. 13, No. 1, pp. 585-588, 2004. 10
- 4) 雨宮美子, 桜田道博, 森拓也, 二羽淳一郎: 超高強度繊維補強モルタルを用いた PC 梁の性状, コンクリート工学年次論文集, Vol. 27, No. 2, pp. 1657-1662, 2005. 6
- 5) 桜田道博, 雨宮美子, 渡辺浩良, 森拓也: ダックスビーム工法(超高強度低桁高 PC 橋)の開発, ピーエス三菱技報, 3 号, pp. 2-3, 2005. 10
- 6) 土木学会: コンクリート標準示方書【構造性能照査編】, 平成 14 年版, 2002. 3
- 7) 建設電気技術協会: 通信鉄塔設計要領・同解説, 2003. 10