

高強度繊維補強コンクリートの圧縮軟化特性と UFC橋脚の設計

玉野 慶吾¹・山野辺 慎一²・曾我部 直樹³・二村 有則⁴

¹正会員 工修 鹿島建設株式会社 技術研究所（〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1）

²フェロー会員 博(工) 鹿島建設株式会社 技術研究所（〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1）

³正会員 博(工) 鹿島建設株式会社 土木管理本部（〒107-8348 東京都港区赤坂6-5-11）

⁴工修 鹿島建設株式会社 技術研究所（〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1）

1. はじめに

筆者らは、超高強度繊維補強コンクリート(以下、UFCと称する)を橋脚基部のかぶり部分に用いて耐震性を向上したRC橋脚(以下、UFC橋脚と称する)の開発を行ってきた¹⁾(図-1参照)。UFC橋脚の基本的な考え方は、設計で想定される地震時の曲げ圧縮応力を、UFCからなるかぶりのみで負担することである。そのため、UFC橋脚の限界状態の照査では、適切に設定された圧縮に対するかぶりコンクリートの限界値が必要となる。

従来のRC橋脚では、かぶりコンクリートに剥落が生じるような損傷状態に対応するコンクリートの圧縮ひずみが、限界値として設定されている²⁾。これに対し、UFCのような高強度繊維補強コンクリートでは、ポストピークにおける応力-ひずみ関係を定量的に評価された事例が少なく、超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)³⁾(以下、UFC指針と称する)においても、繰返し載荷による応力-ひずみ関係が例示されているものの、ポストピークにおける応力低下域の評価方法については示されて

いない。

そこで、本研究では、UFCを始めとする高強度繊維補強コンクリートのポストピークにおける応力下降域の応力-ひずみ関係を評価するため、繰返し載荷による一軸圧縮試験を行った。また、得られた応力-ひずみ関係と、各応力状態における損傷状況を把握することで、UFC橋脚の設計における限界値に関する考察を行った。

2. UFC橋脚の特徴ならびに設計思想

(1) UFC橋脚の特徴

UFC橋脚は、図-2に示すようにUFC製プレキャスト型枠を、塑性ヒンジ区間に適用することにより、同区間のかぶりをUFCとしたものである。RC橋脚のように地震時に曲げと軸力が作用するRC部材では、引張側の軸方向鉄筋が降伏後に最外縁となる圧縮側のかぶりコンクリートが圧壊し、その損傷がコアコンクリートに進展することにより終局を迎える。この時、高強度を有するUFCでかぶりが構築されていれば、同部分の圧壊を抑制できる。また、軸方向

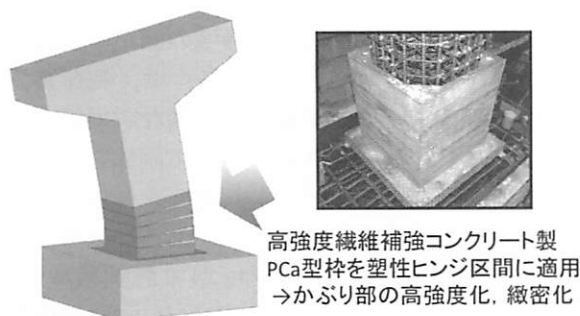


図-1 UFC橋脚の概要

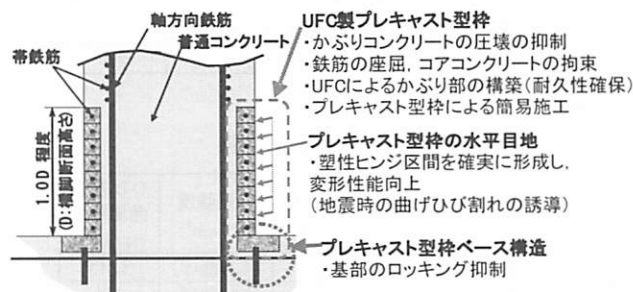


図-2 UFC橋脚の基本構造

鉄筋が鋼繊維を有するUFCで拘束されることにより、その座屈についても遅延化できる。さらに、UFC製プレキャスト型枠には、水平方向に一定の間隔でひび割れ誘発目地を設けておき、本型枠の適用区間に複数の曲げひび割れを発生させる。これにより、UFC製プレキャスト型枠を適用した区間では、安定した高い変形性能が期待できると共に、目地間隔を適切に設定することで、地震時のひび割れ幅を制御し、地震後の耐久性を高めることも可能である。

(2) UFC橋脚の設計

前述の特徴を有するUFC橋脚は、かぶり部を構成する材料が以下の要求性能を満足する必要がある。
(i) 設計で想定される曲げ圧縮応力が作用した際に十分な安全性を確保すること

表-1 試験体諸元

試験 ケース	材料	設計 基準強度 (N/mm ²)	蒸気 養生	試験 体数
No.1	超高強度繊維補強 コンクリート	180	有	6
No.2	繊維補強コンクリートA	120	無	6
No.3	繊維補強コンクリートB	100	無	6
No.4	普通コンクリート	30	無	6

表-2 超高強度繊維補強コンクリートの配合

試験 ケース	単位量 (kg/m ³)						鋼繊維 (kg)
	水	結合材	骨材	混和剤			
				高性能 減水剤	消泡剤	収縮 低減剤	
No.1	195	1,287	905	32.2	6.4	12.9	137.4

表-3 高強度繊維補強コンクリートの配合

試験 ケース	単位量 (kg/m ³)					鋼繊維 (kg)
	水	結合材	骨材	混和剤		
				高性能 減水剤	消泡剤	
No.2	202	1,285	916	22.7	0.6	98.1
No.3	203	1,231	916	25.9	0.6	98.1

表-4 普通コンクリートの配合

試験 ケース	W/C (%)	単位量(kg/m ³)				AE減水剤 (kg)
		水	セメント	細骨材	粗骨材	
No.4	60.1	175	292	837	985	2.6

表-5 材料試験の結果

試験 ケース	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ひび割れ 発生強度 (N/mm ²)
No.1	18	209.7	45.5	36.3(曲げ)	12.13
No.2	22	122.5	39.6	19.5(曲げ)	8.09
No.3	22	87.2	33.3	15.9(曲げ)	6.35
No.4	18	35.5	35.5	2.84(割裂)	—

(ii) 軸方向鉄筋の座屈に伴うはらみ出しに対してある程度の拘束力を有すること
これまでのUFC橋脚の研究開発や実施工⁴⁾では、圧縮強度が180 N/mm²クラスのUFCを対象としていたが、上記の要求性能を満足する材料を設計条件に応じて適切に選定することで、性能とコストを最適化した合理的なUFC橋脚の設計が可能になると考えられる。

3. 一軸圧縮試験の概要

(1) 試験体諸元

試験体のパラメータは、圧縮特性および二次養生の有無により強度特性の異なる高強度繊維補強コンクリートであり、表-1に示すように、超高強度繊維補強コンクリート(UFC、試験ケースNo.1)、強度の異なる2種類の高強度繊維補強コンクリート(試験ケースNo.2, No.3)、および普通コンクリート(試験ケースNo.4)の4種類である。各配合を表-2~4に示す。高強度繊維補強コンクリートの圧縮強度は、UFCと普通強度コンクリートの強度を補間するように設定した。

UFCは、打設後、20℃の恒温室にて一次養生し、さらに最高温度85℃の蒸気養生を24時間実施する二次養生を実施した。一方、高強度繊維補強コンクリートは、気中養生のみを行うこととした。これは、蒸気養生を不要とすることで、UFCを適用する場合に比べて、プレキャスト型枠の製作方法の自由度が増えるほか、養生コストの低減等の効果が期待できるためである。

各試験体の材料試験結果を表-5に示す。材料試験は、載荷材齢19~24日に合わせ、JIS A 1108 : 2006(コンクリートの圧縮強度試験方法)およびJSCE-G 551-2010(鋼繊維補強コンクリートの圧縮強度および圧縮タフネス試験方法(案))に準拠した。

各試験ケースには、φ100×200 mmの円柱供試体6体を用い、後述の方法による載荷を行った。

(2) 載荷方法

一軸圧縮試験における応力下降域の測定には種々の方法が提案されている⁵⁾。その多くは、載荷装置を高剛性とすることで、試験体の急激な応力低下を抑制するものである。本研究では、PC鋼棒を円柱供試体と並列に配置することにより剛性を付加し、試験機全体として剛性が負とならないような載荷装置を用いた。試験にはアムスラー型万能試験機(容量 : 5,000 kN)を用いて、上述の供試体とPC鋼棒を

一体として加力した。荷重速度は、応力の急激な低下を抑制するため、試験機で制御できる最低速度とした。なお、試験はPC鋼棒が線形性を有する範囲内において実施した。

(3) 計測方法

荷重装置に作用する荷重は、アムスラー型万能試験機に内蔵されているロードセルにより、また供試体の変位は、供試体の上下に設置されている荷板間の距離により測定した。また、PC鋼棒のひずみはPC鋼棒にひずみゲージを貼付することで計測した。供試体に作用する圧縮応力度は、試験機から得られる荷重からPC鋼棒に作用する荷重、つまり、PC鋼棒のひずみ値にPC鋼棒の剛性を乗じること算出した値を差し引き、供試体断面積で除すことで求めた。供試体のひずみは、同区間の変化量を供試体高さで除して算定した。

4. 試験結果

図-3に各配合で得られた応力-ひずみ関係および材料試験で得られた結果を併せて示す。応力-ひずみ関係では、荷重装置と供試体のなじみに起因する非線形の領域(約5 N/mm²)が荷重初期に共通して見

られたため、同区間を除く圧縮強度の1/3倍までの区間を線形近似し、算出された直線のx切片分を原点へ平行移動している。

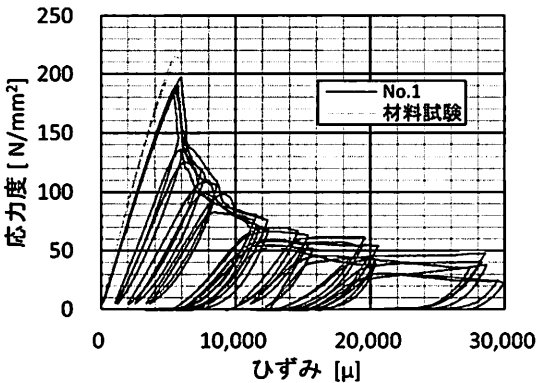
いずれの供試体においても、ばらつきは小さいものの、繰返し荷重試験による圧縮強度が材料試験結果よりも、10 %程度小さい傾向が確認できる。これは、繰返し荷重試験における荷重速度が、材料試験時よりも低速であったことが影響していると考えられる⁶⁾。また、ピーク直後の下降域の勾配は、圧縮強度が高いほど急激であるが、試験時に爆裂が生じることはなかった。

(1) 応力-ひずみ関係と損傷状況

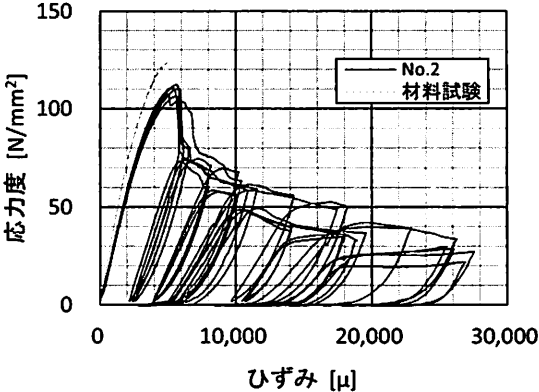
a) 超高強度繊維補強コンクリート(試験ケース No. 1)

UFCは、ピークまではほぼ直線関係にあり、ピーク時のひずみは約5,500μであった。ピークに達した直後は、140 N/mm²程度まではほぼ直線で降下し、約9,000μで圧縮強度の1/2に低下した後、20,000μ程度まで徐々に下降勾配が緩やかになり、20,000μ以上においては35 N/mm²程度の残存強度を示した。

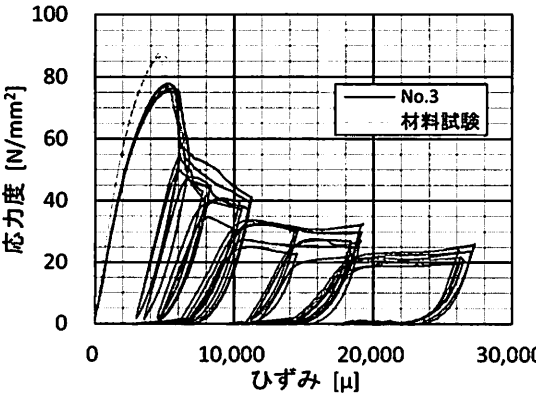
写真-1(a)に代表的な圧縮応力度における供試体の損傷状況の例を示す。圧縮強度時点では供試体に大きな損傷は見られない。圧縮強度から79%まで強度



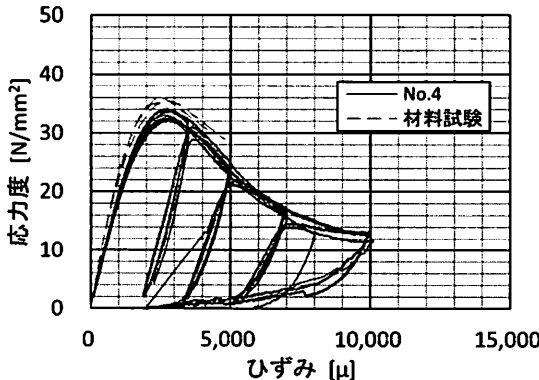
(a) 試験ケース No. 1



(b) 試験ケース No. 2



(c) 試験ケース No. 3



(d) 試験ケース No. 4

図-3 応力-ひずみ関係

が低下した時点(以下、残存強度79 %)では、供試体中央より上方にひび割れなどの損傷が見られた。残存強度50 %では、その損傷領域が供試体の全体に拡大していることが分かる。

b) 高強度繊維補強コンクリート(試験ケースNo. 2, No. 3)

試験ケースNo.2は、ピークに達した直後は、90 N/mm²程度まではほぼ直線で降下し、約11,000 μ で圧縮強度の1/2に低下した後、20,000 μ 以上において25 N/mm²程度の残存強度を示した。試験ケースNo.3は、ピークに達した直後も緩やかに応力が低下し、約11,000 μ で圧縮強度の1/2に低下した後、20,000 μ 以上において20 N/mm²程度の残存強度を示した。

写真-1(b), (c)から、圧縮強度時点では供試体に大きな損傷は見られない。試験ケースNo.2, No.3はそれぞれ残存強度77 %, 65 %で、供試体中央近傍にひび割れが発生している。残存強度約50 %では、損傷が供試体の全体にわたり確認できる。

c) 普通コンクリート(試験ケースNo. 4)

普通コンクリートは、約2,700 μ でピークに達した後も緩やかに応力が低下し、10,000 μ で12 N/mm²程度となった。

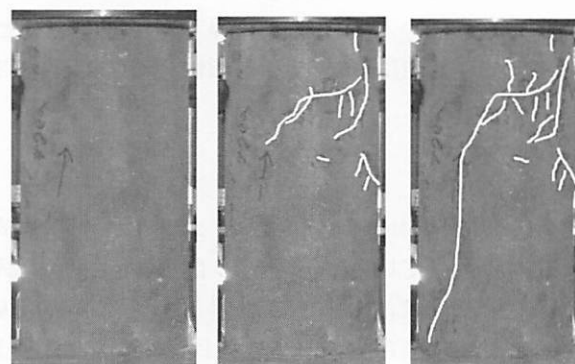
写真-1(d)から、普通コンクリートにおいても、圧縮強度時点では供試体に大きな損傷は見られず、残存強度75 %では、供試体中央近傍にひび割れが数本発生した。残存強度49 %では、供試体の損傷が全体にわたり顕著となっていることが分かる。

以上のことから、いずれの供試体においても圧縮応力度が、最大圧縮応力度から約50 %まで強度が低下した点までは供試体の損傷が限定的である。さらに、同区間において再載荷を行った場合、除荷時の残存強度とほぼ同程度であることが確認された。

(2) 残存強度に関する考察

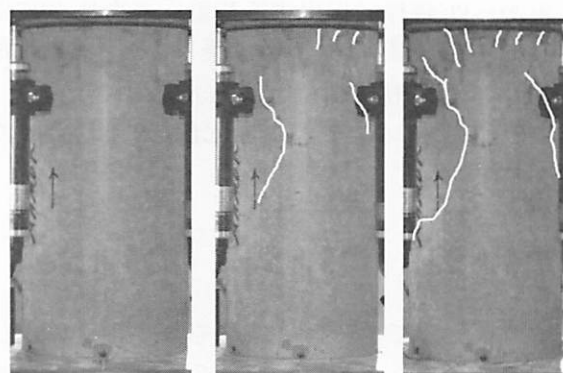
図-3より、除荷直前で計測された応力度とひずみに対して、各供試体の圧縮強度(σ_{cc})およびその時点のひずみ(ϵ_{cc})で正規化した応力度比(σ/σ_{cc})とひずみ比(ϵ/ϵ_{cc})の関係を図-4に示す。

高強度繊維補強コンクリート(試験ケースNo.1～No.3)は概ね等しい傾向を示しており、ポストピークにおける応力度比の低下に類似性が確認できる。また、いずれの試験ケースにおいても、ポストピークにおいて、応力度比がひずみ比の増加に伴い徐々に低下し、0.2～0.5程度に漸近している。これは、残存強度が圧縮強度の50 %以下にまで低下すると、再載荷により生じるひずみや除荷後の残留ひずみが大きくなることを示している。前述のように、残存



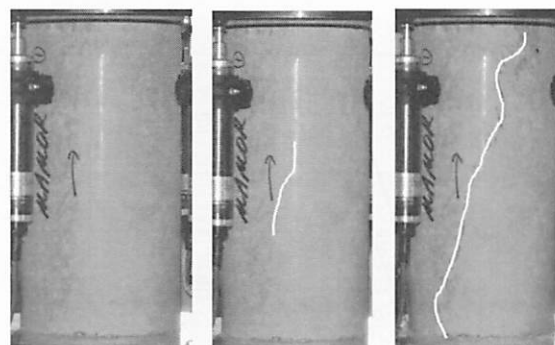
圧縮強度時 残存強度79% 残存強度50%

(a) 試験ケースNo. 1



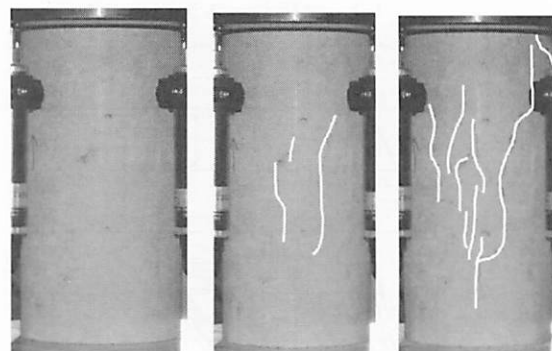
圧縮強度時 残存強度77% 残存強度54%

(b) 試験ケースNo. 2



圧縮強度時 残存強度65% 残存強度53%

(c) 試験ケースNo. 3



圧縮強度時 残存強度75% 残存強度49%

(d) 試験ケースNo. 4

写真-1 試験体の損傷状況

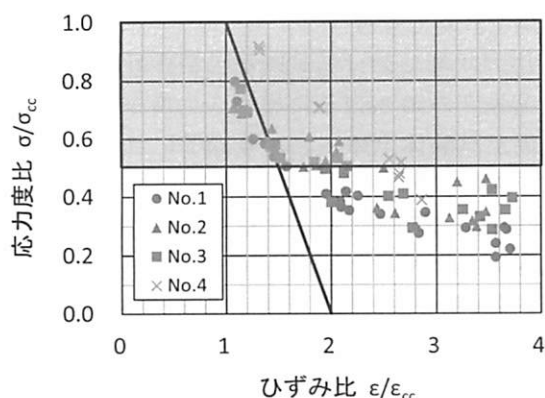


図-4 応力度比-ひずみ比関係

強度50 %以下で試験体の損傷の進展が顕著となっており、外観上の損傷と応力度比とひずみ比の関係が対応していることが分かる。

そこで、圧縮強度時(応力度比1.0)からひずみ比2となる値で応力度比がゼロとなる直線を図示する。本直線は、高強度繊維補強コンクリート(試験ケースNo.1～No.3)が最初に応力度比が0.5に低下するまでの区間を概ね表現できている。

5. UFC橋脚への設計に対する反映

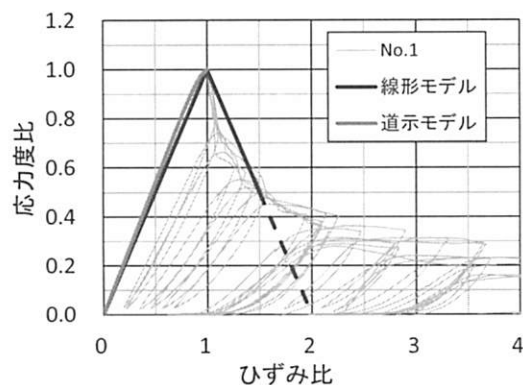
UFC橋脚への適用性検討のため、2章(2)の(i)に

着目し、材料モデルおよび限界状態について考察する。各応力レベルにおける材料の損傷状況を把握することができれば、要求性能に合わせた合理的な材料選定を行うことができると考えられる。

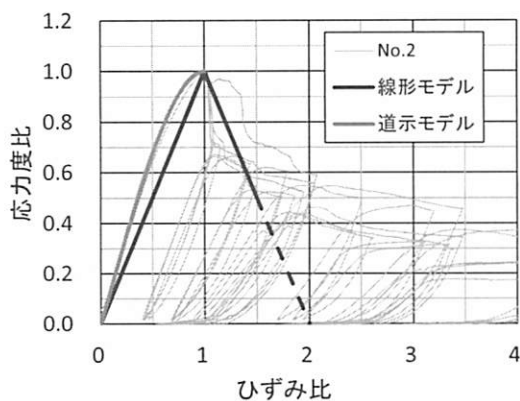
(1) 材料モデルの検討

コンクリートの材料モデルは数多く提案されており、コンクリート標準示方書⁷⁾では横拘束鉄筋の拘束効果を見逃した応力-ひずみ関係(圧縮強度が50 N/mm²程度まで適用性を確認)が示されており、道路橋示方書・同解説V耐震設計編10.4⁸⁾(以下、道示モデルと称する)では、横拘束鉄筋の拘束効果を考慮した応力-ひずみ関係が示されている。UFC指針では、圧縮強度の0.85倍まで弾性係数を用いて線形とし、その後、ひずみが3,500μまで応力を一定とするモデル³⁾がある。

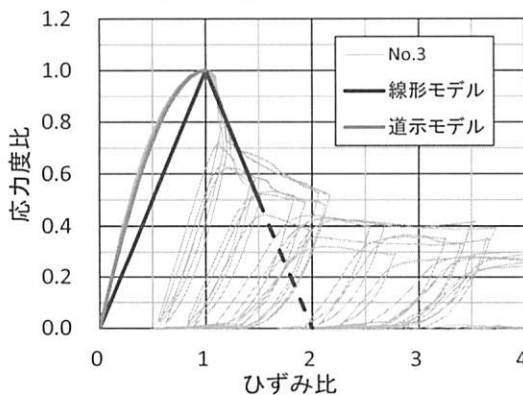
図-5に実験で得られた応力度比-ひずみ比関係と材料モデルを併せて示す。線形モデルは、応力度比1までは線形で、ポストピークについては、ひずみ比2で応力度比がゼロとなる直線でモデル化した。なお、応力度比0.5以下は破線で示している。道示モデルは、最大圧縮強度まで算出し、得られた値を応力度比に換算した。なお、同モデルでコンクリートの設計基準強度、コンクリートが最大圧縮応力度



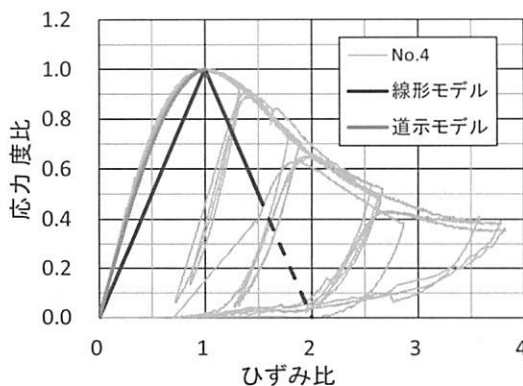
(a) 試験ケース No. 1



(b) 試験ケース No. 2



(c) 試験ケース No. 3



(d) 試験ケース No. 4

図-5 応力度比-ひずみ比関係

に達する時のひずみおよびコンクリートの弾性係数は実験により得られた平均値を用いた。

道示モデルは、普通強度コンクリートからUFCまで実験結果と良い近似が見られた。また、ポストピークに関して、線形モデルは高強度繊維補強コンクリート(No.1~3)に対して、応力度比0.8前後で若干過大に評価することがあるものの、概ねその挙動を表現でき、応力度比0.5では安全側に評価している。

以上のことから、今回用いた材料では、圧縮強度までは道示に示されるモデルを用い、ポストピークについては、ひずみ比2となる値で応力度比がゼロとなる直線でモデル化した材料特性が実験結果を概ね安全側に評価できる。なお、本配合と材料が異なる場合、特に、鋼繊維の代わりに有機繊維を使用した場合など、繊維の種類や配合により傾向が異なることも考えられるので、今後、検討が必要である。

(2) 限界状態の検討

UFC橋脚は、前述のように、かぶり部で軸力と曲げによる圧縮応力を負担することを基本とする。そのため、かぶり部に軽微な損傷が生じつつも、地震後の軸圧縮力を保持できる状態を、UFC橋脚の終局限界状態と考えることができる。

本実験の高強度繊維補強コンクリートの応力-ひずみ関係および損傷状況では、ピークを越え圧縮強度の50 %程度まで応力が低下した状態でも、試験体の損傷は限定的であり、再載荷による強度低下も見られなかったことから、道示IV下部構造編4.2⁹⁾に示される常時の許容軸圧縮応力度となる約 $0.3\sigma_{ck}$ (σ_{ck} : 高強度繊維補強コンクリートの設計基準強度)相当の圧縮応力を十分に負担できる性能が残存していると言える。以上の結果に基づけば、UFC橋脚の限界状態に対するUFCおよび高強度繊維補強コンクリートの限界値を、軸方向鉄筋のはらみ出しに対する検討の必要があるものの、応力度が $0.5\sigma_{ck}$ まで低下した時点の圧縮ひずみとして設定できると考えられる。

6. まとめ

高強度繊維補強コンクリートの限界圧縮ひずみを検討することを目的として、応力下降域を直接計測するために高剛性化した載荷装置により円柱供試体の圧縮試験を行い、以下の結論を得た。

(1) 載荷初期の非線形性や載荷速度に関して試験方法の更なる改善が必要であるものの、載荷装置を高剛性化することで、圧縮強度 180 N/mm^2 相当のUFCに対しても、ポストピークの応力-ひずみ

関係を計測できる。

(2) 各応力状態における試験体の損傷性状を観察し、圧縮強度の50 %以下にまで応力度が低下すると損傷が試験体全体にわたり顕著に目視されることを確認した。

(3) 得られた下降域に基づき材料の応力度比-ひずみ比関係を検討した結果、圧縮強度までは道路橋示方書V耐震設計編に示されるモデルを用い、ポストピークについては、ひずみ比2となる値で応力度比がゼロとなる直線でモデル化することで実験結果を安全側に表現できることを確認した。

(4) UFC橋脚では、軸方向鉄筋のはらみ出しに対する検討の必要があるが、圧縮強度から応力度が $0.5\sigma_{ck}$ まで低下したひずみを限界圧縮ひずみと考えることができる。

本実験により、今回用いた材料において各強度レベルにおける材料モデルを検討した。今後、同モデルを用いて部材試験を対象とした解析を行い、その適用性を検討する予定である。

参考文献

- 1) 山野辺慎一、曾我部直樹、家村浩和、高橋良和：高性能塑性ヒンジ構造を適用した高耐震性RC橋脚の開発、土木学会論文集、Vol.64, No.2, pp.317-332, 2008.
- 2) 武村浩志、川島一彦、運上茂樹、星隈順一：繰返し載荷実験に基づくRC橋脚の終局変位の評価、構造工学論文集、Vol.43A, pp.869-880, 1997.
- 3) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)、コンクリートライブラリー113, 2004.
- 4) 山野辺慎一、齋藤公生、河野哲也、曾我部直樹：超高強度繊維補強コンクリートを適用した高耐震性橋脚の開発、セメントコンクリート、pp.49-55, No.800, 2013.
- 5) 例えば、平松良雄、岡田清、岡行俊、小柳治、水田義明：剛性試験機の設計・製作とコンクリートの剛性試験結果について、材料、第24巻、第260号、pp.91-98, 1975.
- 6) 例えば、岡村憲二：高強度コンクリートの圧縮強度試験結果に及ぼす載荷補法の影響(載荷速度及び載荷速度の調整方法と圧縮強度の関係)、(財)建材試験センター建設試験情報4, 2008.
- 7) 土木学会：2012年制定コンクリート標準示方書【設計編】、2013.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、2012.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編、2012.