

環境配慮型コンクリートの開発と
鉄筋コンクリート建物への適用

柴山 淳

目次

1. 序論	1
1.1. 研究の背景	1
1.2. 研究の目的	2
1.3. 本論文の構成.....	2
1.4. 参考文献	3
2. 既往の研究	4
2.1. GPC の材料力学特性.....	4
2.1.1. 圧縮特性.....	4
2.1.2. 引張強度.....	7
2.1.3. 収縮・クリープ性状.....	9
2.1.4. 付着性状.....	10
2.2. GPC 梁の曲げ挙動.....	10
2.3. GPC 梁のせん断挙動.....	11
2.4. まとめ	13
2.5. 参考文献	13
3. GPC の材料力学特性.....	17
3.1. GPC の調合.....	17
3.2. 圧縮力学特性.....	18
3.2.1. 実験概要.....	18
3.2.2. 実験結果と考察.....	19
3.3. 引張強度	30
3.3.1. 実験概要.....	30
3.3.2. 実験結果と考察.....	30
3.4. 付着性状	34
3.4.1. 実験概要.....	34
3.4.2. 実験結果と考察.....	36
3.5. クリープ性状.....	38
3.5.1. 実験概要.....	38
3.5.2. 実験結果と考察.....	40
3.6. まとめ	44
3.7. 参考文献	45
4. 横拘束された GPC の応力ひずみ関係.....	47
4.1. 実験概要	47
4.1.1. 試験体	47

6.4.2.	許容せん断応力度の検討結果.....	116
6.5.	まとめ	119
6.6.	参考文献	119
7.	GPC 部材の構造計算法の提案.....	121
7.1.	材料および許容応力度.....	121
7.1.1.	材料の定数.....	121
7.1.2.	許容応力度.....	121
7.2.	曲げに対する設計.....	122
7.2.1.	許容応力度設計.....	122
7.2.2.	GPC 梁の曲げ復元力特性.....	123
7.3.	せん断に対する設計.....	127
7.3.1.	許容応力度設計.....	127
7.3.2.	せん断ひび割れ耐力およびせん断終局耐力.....	128
7.4.	まとめ	129
7.5.	参考文献	129
8.	GPC を用いた鉄筋コンクリート建物の構造特性および環境負荷低減効果の評価	130
8.1.	検討内容と計算方針.....	130
8.2.	建物概要	131
8.3.	使用材料	136
8.4.	骨組み解析モデル.....	137
8.4.1.	建物のモデル化概要.....	137
8.4.2.	梁のモデル化.....	138
8.4.3.	柱のモデル化.....	139
8.5.	仮定荷重	142
8.6.	地震力	144
8.7.	GPC 建物の構造特性.....	145
8.7.1.	弾性解析の計算結果.....	145
8.7.2.	層せん断力—層間変形角関係.....	146
8.8.	環境負荷低減効果の評価.....	150
8.9.	まとめ	153
8.10.	参考文献	153
9.	結論.....	154
9.1.	本研究のまとめ.....	154
9.2.	今後の課題	159
	研究業績一覧	160
	謝辞	161

1. 序論

1.1. 研究の背景

ポルトランドセメントコンクリート(以下, OPC)は最も代表的な建設材料の一つである。しかしながら, 主原料である石灰石の熱分解により発生する原料由来の二酸化炭素(以下, CO₂)の排出が避けられず, 製造時の CO₂ 排出量が多い事が問題となっている。コンクリートに関連する CO₂ 排出量を減らすには, セメントの使用量を削減することが有効なアプローチの一つであり, 高炉スラグ微粉末(以下, BFS)やフライアッシュ(以下, FA)などの産業副産物を大量に用いた環境配慮型コンクリートが開発されている^{例えば 1)2)}。

上記の環境配慮型コンクリートは, セメントを使用しつつも, その使用量を削減することで製造時の CO₂ 排出量削減を図るものであるが, 近年ではセメントを全く使用しない新たな建設材料の研究が進んでいる。その代表例であるジオポリマーは, BFS や FA などのアルミナシリカ粉体と珪酸ナトリウム水溶液(以下, 水ガラス)や水酸化ナトリウム水溶液(以下, NaOH)などのアルカリシリカ溶液との反応によって得られる非晶質の縮重合体の総称である³⁾。ジオポリマーの明確な定義は現時点では完全に定まっているとは言えず, 同じ方法で製造されたものを Alkali Activated Materials と呼ぶこともある。しかしながら, 本論文では, アルミナシリカ粉体とアルカリシリカ溶液, 細骨材および粗骨材を混合して作られるものをジオポリマーコンクリート(以下, GPC)と呼ぶこととする。

GPC は, セメントを全く使用せずにつくるセメント不使用型コンクリートであるため, 製造時の CO₂ 排出量は, OPC と比して 80%程度削減可能であると報告されている⁴⁾。また, OPC と比して常温での強度発現は遅いが, 蒸気養生を施すことにより短時間で OPC と同程度の圧縮強度を得る事が可能であるため⁵⁾, プレキャストコンクリート(以下, PCa)としての活用に期待が集まっている。また, GPC は BFS や FA といった産業副産物を, 先のセメントを使用するタイプの環境配慮型コンクリートよりも大量に用いる事が可能であるため, 産業副産物の有効利用の手段としても期待される。

GPC に関する研究は近年確実に増加の傾向をたどっているが, GPC の力学特性, 特に鉄筋コンクリート(以下, RC)造部材としての力学挙動に関する研究は少なく, 柱や梁および壁部材といった主要な構造部材としての活用例が現時点ではない。現状では設計に必要な情報が十分に得られていないため, 構造部材にその適用範囲を広げるには鉄筋 GPC 部材(以下, 単に GPC 部材)の力学性状を把握し, その設計法を確立することが急務である。

なお, GPC を構成するアルミナシリカ粉体としては, 様々な材料が用いられることがあるが, FA のみ, BFS のみもしくはその 2 つを混合したものが用いられることが多い。本論文では, 我が国において 2011 年の原子力発電所の事故発生以降, 電源構成に占める割合が増加した石炭火力発電所から産出される FA をベースとした GPC を研究の対象とする。なお, 本論文でいう FA をベースとした GPC とは, 全粉体の合計質量に占める FA の質量の割合が 50%を超えるものと定義する。以下, 本論文において単に GPC と記載するものは, こ

の FA をベースとした GPC である。

1.2. 研究の目的

本研究では、GPC の材料力学特性および GPC 部材の力学特性を明らかにし、構造部材としての適用性を検討する。また、部材の設計に必要となる部材の耐力や復元力特性を把握することを目的とする。二次設計に必要となる部材の曲げ復元力特性、およびせん断耐力評価法に対して、OPC 用に開発された既往の設計方法やこれまでに提案されてきた評価方法の GPC への適用の可否について検討を行い、必要であれば新たな評価方法を提案する。また、一次設計で必要となる材料定数や、許容応力度に関しても検討を行う。そして、本論文の最終的な目標は、GPC でつくる RC 建物の構造特性を把握することである。

なお、本研究では蒸気養生を施す PCaGPC を研究対象とする。蒸気養生を行うにあたっては、鋼製の型枠が必要となる。鋼製型枠では断面が急変する試験体を製作することが困難であり、一般的な載荷試験に見られるような試験区間の断面より断面が大きいスタブを製作することができないため、履歴性状および軸力作用下での部材の力学特性に関しては検討の対象外とし、実験における部材の力学特性の把握と評価は梁部材に限定する。

1.3. 本論文の構成

本章では、本研究の背景および目的についてまとめた。

2 章では、上記に関する先行研究を示し、それらから得られる知見および課題についてまとめる。

3 章では、GPC の材料力学特性について、圧縮特性、引張強度、鉄筋との付着性状、およびクリープ性状を実験により把握する。

4 章では、横拘束筋による GPC の圧縮靱性の改善効果を実験的に把握し、横拘束された GPC の応力ひずみ関係モデルを提案する。

5 章では、GPC 梁の 4 点曲げ試験を実施し、許容応力度設計の範囲における GPC 梁の曲げ性状を把握する。また、GPC 梁の終局耐力および復元力特性を把握し、その評価法を検討する。

6 章では、GPC 梁に対して地震時を想定した正負逆対称曲げ載荷試験を行い、GPC 梁のせん断破壊性状、せん断ひび割れ耐力・せん断終局耐力の評価法および GPC の許容せん断応力度を検討する。

7章では、3章～6章までで得られた知見を整理し、設計に必要な材料定数、許容応力度を定める。また、部材の曲げ復元力特性およびせん断耐力の計算法を提案する。

8章では、6階建て純ラーメン構造RC造建物を対象として、GPCを建物に用いた場合の構造特性を立体骨組み解析により検討するとともに、環境負荷低減効果を検討する。

9章は結論として、1～8章についてまとめ、本論文で得られた知見を示す。

1.4. 参考文献

- 1) 和地 正浩, 米澤 敏男, 三井 健郎, 井上 和政: 高炉スラグ高含有セメントを用いたコンクリートの性質, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.1, pp.485-490, 2010.
- 2) 村井 克綺, 加藤 義明, 林 晴佳: 高炉スラグ微粉末を各種割合で混和材として使用したコンクリートの実機実験, 青木あすなろ建設 技術研究所報, Vol.6, pp.1-14, 2021.
- 3) 一宮 一夫, 畑中 重光, 新 大軌: ジオポリマーの現状と今後の展望, コンクリート工学, Vol.56, No.5, pp.409-414, 2018.
- 4) 池田 攻: 二酸化炭素問題とジオポリマー技術技術, 耐火物, Vol.17, No.5, pp.87-95, 1979.
- 5) Hardjito, D., Wallah, S. E., Sumajouw, D. M. J., Rangan, B. V.: On the Development of Fly Ash-Based Geopolymer Concrete, ACI Materials Journal, Vol.101, No.6, pp.467-472, 2004.

2. 既往の研究

本章では、GPC の力学特性および梁部材の力学性状に関する既往の研究の一部を挙げ、そこから得られた知見についてまとめる。また、本研究において検討すべき課題について整理する。なお、本章で対象とした既往の研究は蒸気養生を施した FA をベースとした GPC に関するものである。

2.1. GPC の材料力学特性

2.1.1. 圧縮特性

(1) ヤング係数

GPC のヤング係数に関する研究として、Hardjito and Rangan¹⁾、Noushini ら²⁾、Nath ら³⁾、Nguyen ら⁴⁾、Albitar ら⁵⁾、Olivia and Nikraz⁶⁾、Diaz-Loya ら⁷⁾、Sofi ら⁸⁾、Yildirim ら⁹⁾の研究がある。

Hardjito and Rangan(2005)は、圧縮強度が同程度の場合、GPC のヤング係数は AS3600-2009¹⁰⁾、ACI363R-92¹¹⁾の OPC 用の推定式より約 20～30%低いことを報告している。

Diaz-Loya ら(2011)は、自らの実験結果に Sofi ら(2007)の実験結果を加え回帰分析を行い、GPC のヤング係数が ACI318-08¹²⁾に記載されている OPC 用のヤング係数評価式よりも約 14%低くなる以下の式を提案している。

$$E_c = 0.037(w)^{1.5}\sqrt{\sigma_B} \quad (2.1)$$

ここで、 E_c :ヤング係数(MPa)、 w :コンクリートの密度(kg/m³)、 σ_B :圧縮強度(MPa)である。

Albitar ら(2015)は、自らの実験結果に Hardjito and Rangan(2005)、Nguyen ら(2010)、Olivia and Nikraz(2011)、Diaz-Loya ら(2011)、Yildirim ら(2011)の実験結果を加えて分析を行っている。Albitar らは GPC のヤング係数は OPC と同等であると結論づけているが、分析対象とした 86 個のデータのうち半数に近い 42 個のデータを Yildirim らの実験結果が占めており、かつ、Yildirim らの実験は GPC ではなく FA を混合した OPC であるため、この結論は正確ではない。Hardjito and Rangan の実験結果は先に述べたとおり OPC 用の推定式より約 20～30%低く、また、Nguyen ら、Olivia and Nikraz、Diaz-Loya ら、さらに Albitar らの実験における GPC のヤング係数は ACI318-08 で推定される OPC のヤング係数と同等またはそれよりも最大で 30%程度低い結果となっている。

Noushini(2016)らは、圧縮強度が同程度の場合、GPC のヤング係数は OPC より約 25～30%低く、AS3600-2009、ACI363R-92 などの OPC 用の既往のヤング係数評価式では GPC のヤング係数を過大評価することを報告しており、実験結果に基づき GPC のヤング係数評価式を以下のように提案している。

$$E_c = -11400 + 4712\sqrt{\sigma_B} \quad (2.2)$$

Nath ら(2017)は、圧縮強度が同程度の場合、GPC のヤング係数は OPC より約 25~30%低く、AS3600-2009, ACI318-14¹³⁾, CEB-FIP model code¹⁴⁾などの OPC 用のヤング係数評価式は GPC のヤング係数を過大評価することを報告している。そして、実験結果に基づき GPC のヤング係数を評価する以下の式を提案している。この式は、ACI318-14 のヤング係数評価式より約 26%低くなる式である。

$$E_c = 3510\sqrt{\sigma_B} \quad (2.3)$$

以上のように、GPC のヤング係数は、圧縮強度が同程度の場合、OPC より低いという報告が多く OPC 用のヤング係数評価式よりも低い値となるヤング係数評価式が複数提案されている。

(2) 応力ひずみ関係

GPC の応力ひずみ関係に関する研究として、Hardjito and Rangan¹⁾, Noushini ら²⁾の研究がある。コンクリートの応力ひずみ関係において、ポストピーク以降の挙動を把握するには剛性の高い試験機が必要となるため報告例は少ないが、上記の 2 例は GPC のポストピークの実験データを得ているものである。

Hardjito and Rangan(2005)は、Collins ら¹⁵⁾が提案した高強度の OPC に対する応力ひずみ関係モデルは自らが計測した GPC の応力ひずみ関係の評価に適用可能であることを示した。

しかしながら、Noushini ら(2016)は、GPC の応力ひずみ関係において、ポストピークの圧縮軟化挙動が OPC より顕著であることを報告しており、Hardjito and Rangan が GPC にも適用可能であるとした Collins らによる OPC の応力ひずみ関係モデルでは、自らが実測した GPC の応力ひずみ関係を正しく評価できないことを示した。そこで、Noushini らは自らの実験結果を精度良く評価可能な GPC 用の新たな応力ひずみ関係モデルを提案している。

以上のように、ポストピークの圧縮軟化挙動を含めた GPC の応力ひずみ関係に関する研究は極めて少ないが、GPC は OPC よりも圧縮軟化挙動が顕著であることが報告されている。GPC の応力ひずみ関係モデルとしては、OPC 用の既往のモデルがそのまま適用可能であるという報告と適用できないという報告があり、統一的な見解は得られていないのが現状である。

(3) 圧縮強度時ひずみ

GPC の最大強度時ひずみに関する研究として、Hardjito and Rangan¹⁾, Fernandez-Jimenez ら¹⁶⁾, Yost ら¹⁷⁾, Albitar ら⁵⁾, Noushini²⁾らの研究がある。

Hardjito and Rangan(2005)は、自らが行った実験における GPC の圧縮強度時ひずみは 0.0024 ~0.0026 であり、この値は Warner ら¹⁸⁾が報告した OPC の圧縮強度時ひずみと同程度であることを示した。

Albitar ら(2015)は、自らの実験結果に Hardjito and Rangan(2005), Fernandez-Jimenez ら(2006), Yost ら(2013)の実験結果を加えて、GPC の圧縮強度時ひずみの分析を行っている。その結果、GPC の圧縮強度時ひずみは OPC とほぼ同程度であり、Chen ら¹⁹⁾が提案した OPC 用の圧縮強度時ひずみ推定式をわずかに修正した以下の式を提案している。

$$\varepsilon_m = 0.000004\sigma_B + 0.0022 \quad (2.4)$$

ここで、 ε_m : 圧縮強度時ひずみである。

Noushini ら(2016)は、自らが実施した GPC の実験結果に対して、Setunge²⁰⁾が提案している OPC 用の最大強度時ひずみ推定式は GPC に適していないと報告しており、以下のような GPC 用の最大強度時ひずみ推定式を提案している。

$$\varepsilon_m = \frac{2.23 \cdot 10^{-7}(E_c)^{1.74}}{(f_c)^{1.98}} \quad (2.5)$$

以上のように、GPC の最大強度時ひずみは OPC と同程度であり、OPC 用に提案された圧縮強度時ひずみ推定式でおおむね評価可能であるという研究結果と、OPC 用に提案された圧縮強度時ひずみ推定式は GPC には適用できないという研究結果があり、統一的な見解は得られていないのが現状である。

(4) 圧縮限界ひずみ

GPC の圧縮限界ひずみに関する研究は極めて少ないが、例として Noushini ら²⁾の研究がある。Noushini ら(2016)の研究では GPC および OPC の圧縮軟化領域を含む応力ひずみ関係を計測しており、圧縮強度と圧縮限界ひずみの関係を図示している。Noushini らの文献には圧縮限界ひずみの定義が記載されていないものの、同文献からは圧縮強度が 40~50MPa の OPC の圧縮限界ひずみが約 0.01~0.02 であるのに対して、同じ範囲の圧縮強度を持つ GPC の圧縮限界ひずみは約 0.006~0.014 となり OPC より小さいことが読み取れる。これは、GPC の圧縮軟化が OPC より顕著であることに起因すると推測される。

(5) ポアソン比

GPC のポアソン比に関する研究は少ないが、例として Hardjito and Wallah²¹⁾の研究がある。この研究では圧縮強度が 44~89MPa の GPC のポアソン比は 0.12~0.16 であり、OPC と同程度であることを報告している。

(6) 横拘束による圧縮靱性の改善

横拘束された GPC の応力ひずみ関係に関する研究は極めて少ないが、例として Ganesan ら²²⁾の研究がある。この研究では直径 150mm、高さ 300mm の円柱シリンダー試験体に対してスパイラル筋のピッチによる横拘束筋体積比を実験変数として、拘束効果を検討している。その結果、GPC に関しても OPC と同様に横拘束筋を配筋することで、最大強度が上昇し、またポストピークの軟化挙動も緩やかになるという結果が得られている。Ganesan らは、横拘束された OPC の応力ひずみ関係を表す Mander²³⁾のモデルを修正することで横拘束された GPC の応力ひずみ関係を表現可能としている。しかしながら、この研究では、最大強度点以降の軟化勾配を実験結果に合うようにカーブフィッティング係数を修正しているのみであり、モデルの適用性を検討するにあたって横拘束された GPC の最大強度および最大強度時ひずみは実験値を用いており、プレーンコンクリートに対する横拘束された GPC の最大強度および最大強度時の定量的な評価は行われていないため、モデル化としては不十分である。

2.1.2. 引張強度

(1) 割裂引張強度

GPC の割裂引張強度に関する研究として、Hardjito and Rangan¹⁾、Sofi ら⁸⁾、Chang²⁴⁾、Raijiwala and Patil²⁵⁾、Nguyen ら⁴⁾、Olivia and Nikraz⁶⁾、Diaz-Loya ら⁷⁾、Sarker ら²⁶⁾、Albitar ら⁵⁾の研究がある。

Sarker ら(2011)は、自らの実験結果に Hardjito and Rangan(2005)、Chang(2009)の実験結果を加え、近似曲線を作成した結果、GPC は圧縮強度が同等の場合、OPC よりも割裂引張強度が高いことを示した。なお、GPC の近似曲線の数式については文献中には記載がない。

Albitar ら(2015)は、自らの実験結果に Hardjito and Rangan(2005)、Sofi ら(2007)、Raijiwala and Patil(2010)、Nguyen ら(2010)、Olivia and Nikraz(2011)、Diaz-Loya ら(2011)の実験結果を加え、回帰分析を行った結果、ACI318-08 よりも 7%高い以下の式で GPC の割裂引張強度を推定可能であることを示した。

$$f_{sp} = 0.60\sqrt{\sigma_B} \quad (2.6)$$

ここで、 f_{sp} : コンクリートの割裂引張強度(MPa)である。

以上のように、GPC の割裂引張強度は圧縮強度が同等の場合、OPC より高いという研究

結果がある。その結果に基づき既往の OPC 用の割裂引張強度推定式よりも僅かであるが割裂引張強度が高くなる式が提案されており、少なくとも GPC の割裂引張強度は OPC と同等以上であると判断される。なお、荒木ら²⁷⁾は、米国および欧州の試験規格で得られた割裂引張強度は、JIS 規格で行われた試験より高くなると報告しており、先述の GPC の割裂引張強度推定式がそのまま JIS 規格で行われる我が国の実験結果と直接比較できるわけではない。

(2) 曲げ引張強度

GPC の曲げ引張強度に関する研究として、Rajjiwala and Patil²⁵⁾、Olivia and Nikraz⁶⁾、Fernandez-Jimenez ら¹⁶⁾、Sofi ら⁸⁾、Diaz-Loya ら⁷⁾、Albitar ら⁵⁾および Nath ら³⁾の研究がある。

Diaz-Loya ら(2011)は、自らの曲げ試験の結果に Fernandez-Jimenez ら(2006)および Sofi ら(2007)の実験結果を加え、最小二乗法による回帰分析を行い、GPC の曲げ引張強度を推定する以下の式を提案した。Diaz-Loya ら(2011)の提案式は、ACI318-08 に記載されている OPC の曲げ引張強度を求める式よりも約 11%高く、圧縮強度が同等の場合、GPC の曲げ引張強度は OPC よりも高いことを示している。

$$f_r = 0.69\sqrt{\sigma_B} \quad (2.7)$$

ここで、 f_r : コンクリートの曲げ引張強度(MPa)である。

Albitar ら(2015)は、自らの実験結果に Sofi ら(2007)、Rajjiwala and Patil(2010)、Olivia and Nikraz(2011)、Diaz-Loya ら(2011)の実験結果を加え、回帰分析を行った結果、ACI318-08 よりも約 21%高い以下の式で GPC の曲げ引張強度を推定可能であると報告している。

$$f_r = 0.75\sqrt{\sigma_B} \quad (2.8)$$

Nath ら(2017)は、自らが行った曲げ引張試験の結果から、圧縮強度が同等の場合、GPC の曲げ引張強度は OPC よりも高いことを示しており、Diaz-Loya ら(2011)の評価式よりも曲げ引張強度がさらに高くなる以下の式を提案している。なおこの Nath ら(2017)の提案式には、上述の Fernandez-Jimenez ら(2006)、Sofi ら(2007)および Diaz-Loya ら(2011)の結果は含まれていない。

$$f_r = 0.93\sqrt{\sigma_B} \quad (2.9)$$

この式は、ACI318-08 および ACI318-14¹³⁾に記載されている OPC の曲げ引張強度を求める式よりも約 50%高い。

以上のように、GPCの曲げ引張強度は、圧縮強度の平方根に乗ずる係数に差があるものの、いずれも圧縮強度が同等場合、OPCと比較して高くなる曲げ引張強度評価式が複数の著者により報告されている。

2.1.3. 収縮・クリープ性状

GPCの収縮・クリープ性状に関する研究として、例えば、Hardjitoら²⁸⁾、Wallah²⁹⁾、Castelら³⁰⁾、Gunasekeraら³¹⁾の研究がある。これらの研究は、すべてAustralian Standard³²⁾に従い行われた試験条件が同じ実験の結果である。

Hardjitoら(2004)は、GPCの乾燥収縮およびクリープひずみを計測する実験を実施し、材齢12週までの結果を報告している。報告によると、GPCの乾燥収縮はおおよそ100 μ 以下と非常に小さく、またクリープ係数は材齢約6週で約0.3に達し、その後材齢12週までは非常にわずかな増加にとどまることを示した。

Wallah(2009)は、GPCの乾燥収縮ひずみを計測した結果、材齢1年時の乾燥収縮ひずみが100 μ 程度と非常に小さいことを報告している。

Castelら(2016)は、材齢90日までGPCの乾燥収縮ひずみを計測し、GPCの乾燥収縮ひずみは、70度の蒸気養生を1日行った試験体においてはEurocode 2で推定されるOPCの乾燥収縮ひずみの値を下回るもしくは同等の値となり、40度の蒸気養生を1日行った試験体の場合は、GPCの乾燥収縮ひずみがEurocode 2による推定値の約3倍となり、蒸気養生温度がGPCの乾燥収縮ひずみに大きな影響を与えることを示した。また、40度で3日、80度で7日間の蒸気養生を実施した試験体のクリープ試験を行い、40度で3日の蒸気養生を施した試験体のクリープ係数は、若材齢ではEurocode 2の推定値と同程度であるが、材齢50日以降はEurocode 2の推定値より小さく、また、80度で7日の蒸気養生を施した試験体のクリープ係数は、Eurocode 2の推定値を大きく下回り材齢90日時点においてもわずか0.2程度であったことを報告している。

Gunasekeraら(2019)は、材齢1年までのGPCの乾燥収縮ひずみおよびクリープ性状を実験的に検討した。フライアッシュの種類を実験変数とした3種類のGPCと圧縮強度が同程度のOPC1種類の実験データを分析した結果、3種類のうち2種類のGPCの材齢1年時点の乾燥収縮ひずみが約200 μ 程度であり、OPCの実測値の半分以下であることを報告している。また、乾燥収縮ひずみがOPCよりも小さかった2種類のGPCのクリープ係数は、同じくOPCよりも小さく、CEB-FIPおよびAS3600の推測値よりも小さいため、どちらの設計コードの推定式を用いてもGPCのクリープ係数を保守的に評価可能であることを示した。

以上のように、Australian Standardに従った実験によると、GPCの乾燥収縮ひずみは、概してOPCより小さく、また、クリープ係数もOPCよりも小さくなるという実験結果が複数報告されている。なお、Australian Standardのクリープ試験は載荷応力、乾燥収縮ひずみ計測試験は試験体サイズや温度および湿度といった試験条件がJIS規格とは異なる。

2.1.4. 付着性状

GPC の鉄筋との付着性状に関する研究として、Sofi ら³³⁾、Castel and Foster³⁴⁾、Dahou ら³⁵⁾の研究がある。

Sofi ら(2007)は、梁型および直接付着引抜き試験を行い、GPC の付着強度を検討した。どちらの実験においても試験体の破壊モードは付着割裂破壊であった。梁型付着引抜き試験で得られた GPC の付着強度を AS3600、ACI318-02³⁶⁾等と比較した結果、OPC 用の設計コードはいずれも GPC の付着強度を過小評価し、GPC の付着強度は OPC より高いことを示した。

Castel and Foster(2015)は、付着引抜き試験を行い、GPC の付着強度は圧縮強度が同等の OPC と比して 10%程度高いことを報告している。また、GPC の付着応力すべり関係の概形は OPC と類似しており、既往の OPC の付着応力すべり関係モデルが GPC にも適用可能であることを示した。

Dahou ら(2016)は、付着引抜き試験を行い、GPC の付着強度は fib model code³⁷⁾では過小評価する傾向があるものの、fib model code のように付着強度を圧縮強度の平方根で評価することは妥当であるとし、fib model code の約 1.5 倍となる付着強度推定式を提案している。

以上のように、GPC の付着強度は、圧縮強度が同程度の場合、OPC より高いことが複数報告されている。なお、これらは我が国で用いられている異形鉄筋とは節の形状が異なる異形鉄筋を用いて行われた実験の結果である。

2.2. GPC 梁の曲げ挙動

GPC 梁の曲げ挙動に関する研究として、例えば、Sumajouw ら³⁸⁾、Yost ら³⁹⁾、佐川ら⁴⁰⁾、Tran ら⁴¹⁾の研究がある。

Sumajouw ら(2006)は、引張鉄筋比とコンクリート圧縮強度を実験変数とした合計 16 体の鉄筋比が終局状態に対する釣合い鉄筋比以下である GPC 梁の 4 点曲げ載荷試験を行っている。まず、実験結果から、GPC 梁の曲げ挙動(曲げひび割れモーメント、ひび割れ幅、荷重たわみ関係、曲げ終局モーメント、破壊モード)は OPC 梁と同様であることを報告している。また、曲げひび割れモーメント、曲げ終局モーメントに対する AS3600 の適用性を検討した。全 16 体の平均値として、曲げひび割れモーメント実験値/計算値が 1.35、曲げ終局モーメント実験値/計算値が 1.11 であり、AS3600 は GPC 梁に対して適用可能であると報告している。

Yost ら(2013)は、鉄筋比が終局状態に対する釣合い鉄筋比以下である GPC 梁および OPC 梁の 4 点曲げ載荷試験を実施している。Yost らが製作した試験体には圧縮鉄筋は配筋されておらず、またばらつきの影響を検討するため同じ諸元の試験体を 3 体ずつ製作している。GPC 梁の曲げ終局点までの荷重変形関係およびひび割れ性状は OPC 梁と同様であるが、GPC 梁は曲げ終局点到達後、OPC よりも急激な耐力低下を伴い脆性的な破壊の様相を呈したことを報告している。なお、Yost らは、曲げ終局モーメントに対する ACI318-08 の適用性

を検討しており、同一諸元を有する 3 体の試験体に対する曲げ終局モーメント実験値/計算値の値が、GPC 梁は 1.26、OPC 梁が 1.19 であり ACI318-08 は GPC に対しても適用可能であることを報告した。

佐川ら(2017)は、GPC 梁および OPC 梁の 4 点曲げ載荷試験を実施した。曲げひび割れ発生以前は、GPC は材料自体のヤング係数が OPC よりも低いため、同一荷重作用時の GPC 梁の変形は OPC 梁よりも大きい。ひび割れ発生以降の剛性は GPC と OPC 梁で同程度の傾きで推移したことを報告している。また、詳細な算出方法は記載されていないが、等価ストレスブロック法を用いて GPC 梁の曲げ終局モーメントを推定可能であることを報告している。

Tran ら(2019)は、繊維補強量を実験変数とした GPC 梁 4 体と繊維補強していない OPC 梁 1 体の 4 点曲げ載荷試験を実施している。GPC はヤング係数が低いため、曲げ引張強度が OPC よりも低いと同一荷重作用時の変形は OPC 梁よりも大きくなるが、繊維補強などにより梁の曲げひび割れ強度を向上させることで、ヤング係数が OPC より低くてもひび割れ以降の変形はむしろ OPC 梁よりも小さくなることを報告している。

以上のように、GPC はヤング係数が OPC より小さいため、載荷初期においては、同一荷重作用時の変形が OPC 梁よりも大きくなるが、繊維補強などにより梁の曲げひび割れ強度を向上させることで変形を OPC 梁よりも小さくすることが可能であることが示されている。また、圧縮鉄筋がない梁の実験では、GPC 梁は OPC 梁よりも曲げ終曲点到達後の靱性が劣ることが報告されている。また曲げ終局耐力については、既往の設計コードが適用可能であるという報告が複数ある。しかしながら、我が国で曲げ部材の設計に必要な復元力特性の算出方法は確立されていない。また、我が国の建築分野での検討例がないため、許容曲げモーメント作用時の GPC 梁の曲げ性状は不明であるのが現状である。

2.3. GPC 梁のせん断挙動

GPC 梁のせん断挙動に関する研究として、例えば、Chang²⁴⁾、Mourougane ら⁴²⁾、Yost ら³⁹⁾、合田ら⁴³⁾、Yacob ら⁴⁴⁾の研究がある。

Chang(2009)は、引張鉄筋比およびせん断補強筋比を実験変数として、せん断スパン比が約 2.5 の全 9 体の GPC 梁の 4 点曲げ載荷試験を実施している。実験結果から GPC 梁のひび割れパターンおよび破壊モードは OPC 梁と同様であることを示した。最大せん断耐力実験値と既往の設計コードによる算出結果を比較した結果、最大せん断耐力実験値/計算値の全 9 体の平均値が AS3600 の場合は 1.70、ACI318-08 の場合は 2.55 であり、既往の設計コードで GPC 梁の最大せん断耐力を安全側に評価可能であることを報告している。さらに、二次元 FEM 解析プログラム⁴⁵⁾による再現解析を行った結果、実験最大せん断耐力/FEM 解析結果が 1.08 であり、GPC 梁のせん断耐力を FEM により精度良く再現可能であることを報告している。

Mourougane ら(2012)は、引張鉄筋比およびせん断補強筋比を実験変数とした GPC 梁 6 体および OPC 梁 6 体の 4 点曲げ載荷試験を実施している。Mourougane らの論文には有効高さが明記されていないため正確なせん断スパン比を算出することは不可能であるが、せん断スパン/梁せいは 1.6 でありせん断スパン比が小さい試験体である。また、材料強度が明記されていないため直接的な比較を行うことはできないが、Mourougane らは GPC 梁のせん断耐力は OPC 梁より 5~23%高いと報告している。また、ACI318-02 を用いて GPC 梁の最大せん断耐力を計算した結果、実験値/計算値の全 6 体の平均は 1.04 であり精度良く評価することができたとも報告しており、OPC 用のせん断耐力評価式が GPC にも適用可能であることに言及している。

Yost ら(2013)は、せん断補強筋が配筋されていないせん断スパン比が 5.2 の GPC 梁 3 体の 4 点曲げ載荷試験を実施し、ACI318-08 のせん断耐力計算式との比較を行っている。GPC 梁に関して、実験値/計算値は、3 体の平均で 1.52 であり、OPC と同様の方法で評価可能であることを結論付けている。

合田ら(2017)は、せん断補強筋が配筋されていないせん断スパン比が 2.8 の GPC 梁 12 体、OPC 梁 5 体の 4 点曲げ載荷試験を実施し、土木学会コンクリート標準示方書⁴⁶⁾のせん断耐力計算式との比較を行っている。文献に記載されている最大せん断耐力実験値/計算値の曲げ降伏前にせん断破壊した 7 体の平均値を算出すると、1.27 であり、既往の設計コードは GPC 梁の最大せん断耐力を妥当に評価することができている。

Yacob ら(2019)は、せん断補強筋間隔(せん断補強筋なし、254mm, 191mm)およびせん断スパン比(2.0, 2.4)を実験変数とした GPC 梁 4 体および、OPC 梁(せん断補強筋間隔 254mm, せん断スパン比 2.0)1 体の 4 点曲げ載荷試験を実施し、GPC 梁のせん断性状を調査した。Yacob らの研究では、設計コードのせん断耐力評価式と実験値との比較は行っていないが、修正圧縮場理論に基づく解析との比較を行い、せん断補強筋が配筋されている GPC 梁については、せん断終局耐力計算値に対する実験値の比が、1.06~1.16 であり既往のせん断耐力評価手法が GPC 梁にも適用可能であったことを報告している。

以上のように GPC 梁のせん断性状は OPC 梁と同様であり、既往の OPC 用の設計に用いられている最大せん断耐力評価式は OPC に適用できるという研究例が多い。しかしながら、上記に挙げた実験はすべて 4 点曲げ載荷試験である。この載荷方式は、梁の両端の曲げモーメントがゼロとなり、載荷点において最大曲げモーメントが生じる。これは、地震力のような水平力を受ける梁の曲げモーメントの状態を再現することができていないため、逆対称曲げを受ける GPC 梁のせん断性状は明らかにされていない。また、せん断耐力評価法も確立されていない。

2.4. まとめ

本章では、GPC の力学特性および梁部材の力学性状に関する先行研究についてまとめた。GPC の材料力学特性に関する既往の研究は、海外の試験規格・材料に基づいたものが中心であり、我が国の試験規格・材料に基づいた知見が不足している。また、部材の曲げおよびせん断性状に関しては、曲げ部材の復元力特性のモデル化や逆対称曲げを受ける GPC 梁のせん断耐力評価法は確立されていないなど、設計に必要な情報は整備されていない。

以上を踏まえて、本研究では次章より、材料レベルおよび部材レベルの実験を行い、設計に必要な情報を整備するとともに、現時点では明らかになっていない GPC を用いた RC 造建物の構造特性を把握する。

2.5. 参考文献

- 1) Hardjito, D., Rangan, B. V.: Development and Properties of Low-Calcium Fly Ash-Based Geopolymer Concrete, Research report GC1, Curtin University of Technology, pp.94, 2005.
- 2) Noushini, A., Aslani, F., Castel, A., Gilbert, R. I., Uy, B., Foster, S.: Compressive Stress-Strain Model for Low-Calcium Fly Ash-Based Geopolymer and Heat-Cured Portland Cement Concrete, *Cement and Concrete Composites*, Vol.73, pp.136–146, 2016.
- 3) Nath, P., Sarker, P. K.: Flexural Strength and Elastic Modulus of Ambient-Cured Blended Low-Calcium Fly Ash Geopolymer Concrete, *Construction and Building Materials*, Vol.130, pp.22–31, 2017.
- 4) Nguyen, N.H., Smith, S.M., Staniford, M.D., van Senden, M. F.: Geopolymer Concrete - Concrete goes green, Research report, School of Civil, Environmental and Mining Engineering, The University of Adelaide, Adelaide, Australia, 2010.
- 5) Albitar, M., Visintin, P., Mohamed Ali, M. S., Drechsler, M.: Assessing Behaviour of Fresh and Hardened Geopolymer Concrete Mixed with Class-F Fly Ash, *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol.19, No.5, pp.1445–1455, 2015.
- 6) Olivia, M., Nikraz, H.: Properties of fly ash geopolymer concrete designed by Taguchi method, *Materials & Design*, Vol.36, pp.191–198, 2011.
- 7) Ivan Diaz-Loya, E., Allouche, E. N., Vaidya, S.: Mechanical Properties of Fly-Ash-Based Geopolymer Concrete, *ACI Materials Journal*, Vol.108, No.3, pp.300–306, 2011.
- 8) Sofi, M., van Deventer, J. S. J., Mendis, P. A., Lukey, G. C.: Engineering Properties of Inorganic Polymer Concretes (IPCs), *Cement and Concrete Research*, Vol.37, No.2, pp.251–257, 2007.
- 9) Yildirim, H., Sümer, M., Akyüncü, V., Gürbüz, E.: Comparison on efficiency factors of F and C types of fly ashes, *Construction and Building Materials*, Vol.25, No.6, pp.2939–2947, 2011.
- 10) AS3600-(2009): Concrete Structures; Standards Association of Australia: North Sydney, NSW.
- 11) ACI Committee 363: State of the Art Report on High-Strength Concrete (ACI 363R-92),

- American Concrete Institute, 1997.
- 12) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-08), American Concrete Institute, 2008.
 - 13) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318R-14), American Concrete Institute, 2014.
 - 14) CEB-FIP Model Code; Comite Euro-International Du Beton, 1990.
 - 15) Michael P. Collins, Denis Mitchell, James G. Macgregor: Structural Design Considerations for High Strength Concrete, *Concrete International*, Vol.15, No.5, pp 27–34, 1993.
 - 16) Fernández-Jiménez, A. M., Palomo, A., López-Hombrados, C.: Engineering Properties of Alkali-Activated Fly Ash Concrete, *ACI Materials Journal*, Vol.103, No.2, pp.106–112, 2006.
 - 17) Yost, J. R., Radlińska, A., Ernst, S., Salera, M., Martignetti, N. J.: Structural behavior of alkali activated fly ash concrete. Part2: structural testing and experimental findings, *Materials and Structures*, Vol.46, pp.449–462, 2013.
 - 18) Warner, R. F., B. V. Rangan, A.S. Hall, K. A. F.: *Concrete Structures*, Addison Wesley Longman Australia Ltd, 1998.
 - 19) Chen, Y., Visintin, P., Oehlers, D. J., Alengaram, U. J.: Size-Dependent Stress-Strain Model for Unconfined Concrete, *Journal of Structural Engineering*, Vol.140, No.4, 2014.
 - 20) S.Setunge: *Structural properties of very high strength concrete*, Monash University, 1993.
 - 21) Hardjito, D., Wallah, S. E., Sumajouw, D. MJ, Rangan, B V.: Fly ash based geopolymer concrete, *Australian Journal of Structural Engineering*, Vol.6, No.1, pp.1-9, 2005.
 - 22) Ganesan, N., Abraham, R.,Deepa Raj, S.,Sasi, D.: Stress-strain behaviour of confined Geopolymer concrete, *Construction and Building Materials*, Vol.73, pp.326–331, 2014.
 - 23) Mander, J. B., Priestley, M. J. N., Park, R.: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering*, Vol.114, No.8, pp.1804–1826, 1988.
 - 24) Chang, E. H.: *Shear and bond behaviour of reinforced fly ash-based geopolymer concrete beams*, Curtin University of Technology, 2009.
 - 25) Rajiwala, D.B, Patil, H. S.: *Geopolymer Concrete - A Green Concrete*, 2010 2nd International Conference on Chemical, Biological and Environmental Engineering;(ICBEE 2010), pp 202–206, 2010.
 - 26) Sarker, P. K.: Bond strength of reinforcing steel embedded in fly ash-based geopolymer concrete, *Materials and Structures*, Vol.44, pp.1021-1030, 2011.
 - 27) 荒木 秀夫, 山手 滉: 構造体コンクリートの割裂引張強度, 広島工業大学紀要.研究編, Vol.52, pp.49-57, 2018.
 - 28) Hardjito, D., Wallah, S. E., Sumajouw, D. M. J.,Rangan, B. V.: On the Development of Fly Ash-Based Geopolymer Concrete, *ACI Materials Journal*, Vol.101, No.6, pp.467–472, 2004.
 - 29) Wallah, S. E.: *Drying Shrinkage of Heat-Cured Fly Ash-Based Geopolymer Concrete*, *Modern*

- Applied Science, Vol.3, No.12, pp.14–21, 2009.
- 30) Castel, A., Foster, S. J., Ng, T., Sanjayan, J. G., Gilbert, R. I.: Creep and drying shrinkage of a blended slag and low calcium fly ash geopolymer concrete, *Materials and Structures*, Vol.49, pp.1619–1628, 2016.
 - 31) Gunasekera, C., Setunge, S., Law, D. W.: Creep and Drying Shrinkage of Different Fly-Ash-Based Geopolymers, *ACI Materials Journal*, Vol.116, No.1, pp.39–49, 2019.
 - 32) AS 1012.9-1999, Determination of the Compressive Strength of Concrete Specimens, Australian Standard, 1999.
 - 33) Sofi, M., Van Deventer, J. S. J., Mendis, P. A., Lukey, G. C.: Bond Performance of Reinforcing Bars in Inorganic Polymer Concrete (IPC), *Journal of Materials Science*, Vol.42, No.9, pp.3107–3116, 2007.
 - 34) Castel, A., Foster, S. J.: Bond Strength between Blended Slag and Class F Fly Ash Geopolymer Concrete with Steel Reinforcement, *Cement and Concrete Research*, Vol.72, pp.48–53, 2015.
 - 35) Dahou, Z., Castel, A., Noushini, A.: Prediction of the steel-concrete bond strength from the compressive strength of portland cement and geopolymer concretes, *Construction and Building Materials*, Vol.119, pp.329-342, 2016.
 - 36) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-02); American Concrete Institute, 2002.
 - 37) Federation internationale du beton: Fib Model Code for Concrete Structures 2010; Ernst & Sohn, 2010.
 - 38) M. D.J. Sumajouw, B. V. Rangan: LOW-CALSIUM FLY ASH-BASED GEOPOLYMER CONCRETE: REINFORCED BEAMS AND COLUMNS, Research Report GC 3 Faculty of Engineering Curtin University of Technology, 2006.
 - 39) Yost, J. R., Radlińska, A., Ernst, S., Salera, M.: Structural behavior of alkali activated fly ash concrete. Part .Mixture design, material properties and sample fabrication, *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, Vol.46, No.3, pp.435–447, 2013.
 - 40) 佐川 康貴, 太田 周, 合田 寛基, 大西 俊輔: ジオポリマーコンクリートはりの曲げ耐荷性状に関する基礎的研究, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.39, No.1, pp.2095-2100, 2017.
 - 41) Tran, T. T., Pham, T. M., Hao, H.: Experimental and analytical investigation on flexural behaviour of ambient cured geopolymer concrete beams reinforced with steel fibers, *Engineering Structures*, Vol.200, 109707, pp.1-18, 2019.
 - 42) Mourougane, R., Puttappa, C. G., Sashidhar, C., Muthu, K. U.: Shear Behaviour of High Strength GPC / TVC Beams, *Proceedings of International Conference on Advances in Architecture and Civil Engineering (AARCV 2012)*, Vol.1, pp.142–145, 2012.
 - 43) 合田 寛基, 原田 康貴, 西崎 丈能: ジオポリマーコンクリートはりの曲げせん断特性,

コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.1, pp.2089-2094, 2017.

- 44) Yacob, N. S., ElGawady, M. A., Sneed, L. H., Said, A.: Shear strength of fly ash-based geopolymer reinforced concrete beams, *Engineering Structures*, Vol.196, 109298, pp.1-12, 2019.
- 45) Wong, P.S., Vecchio, F. J.: *VecTor2 and Formworks User's Manual SECOND EDITION*, University of Toronto, 2013.
- 46) 土木学会: *コンクリート標準示方書[設計編]*, 2012.

3. GPC の材料力学特性

前章でも述べたように、GPC の材料力学特性に関する知見は十分ではないとともに、既往の研究は海外の試験規格・材料に基づいたものが中心であるため、我が国の試験規格・材料に基づいた知見が不足している。そこで、本章では原則的に我が国の試験規格に基づいた試験により GPC の圧縮特性、引張強度およびクリープ性状を検討する。また、知見が不足している GPC と鉄筋の付着性状について検討を行う。

GPC の圧縮特性および引張強度に関しては、それら自体の把握を目的とした実験と 6 章までの実験の材料試験の結果を含めた分析を行っている。

3.1. GPC の調合

本研究に用いた粉体の組成と GPC の調合例を表 3.1 および表 3.2 に示す。用いた粉体の種類は、FA、BFS およびシリカフェーム(SF)である。表 3.2 は目標圧縮強度 30MPa と 50MPa の調合例であり、本研究に用いた GPC は原則的には 80°C で 5 時間の蒸気養生を行った。蒸気養生を行う前には、30°C の環境下で前養生と呼ぶ工程を行っている。この前養生は、目標圧縮強度を得るために調合は同じであっても外気温などの環境条件の違いによってその時間を経験則的に変化させている。前養生の条件は各試験によって異なるが、水粉体比、NaOH と水の割合、および蒸気養生時間が異なっても、圧縮強度が同じであれば、GPC の力学特性には大きな影響を及ぼさないことを既往の研究¹⁾において確認している。よって、試験ごとに前養生時間が異なっても力学特性に与える影響は少ないと考えられる。以上を踏まえて、本研究では圧縮強度と各種力学特性の関係に着目し、水粉体比や蒸気養生時間および前養生時間など試験体の調合および製造に関わる項目が GPC の力学特性に与える影響は検討対象外とする。なお、調合や養生時間などは本研究の中においても統一されていないが、使用した粉体の組成、骨材、および NaOH はいずれの実験においても同一である。

表 3.1 粉体の組成

	Density (g/cm ³)	Blaine (g/cm ³)	Chemical Composition (%)								
			Ig. Loss	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O
FA	2.18	4070	3.65	60.4	20.4	2.66	1.14	0.54	0.01	0.14	1.13
BFS	2.92	3670	-2.15	36.5	12.9	0.16	42.2	6.38	0.01	0.15	0.32
SF	2.20	-	-	96.5	0.51	0.12	0.18	0.41	0.35	-	-

表 3.2 GPC の調合例

Design compressive strength (MPa)	W/P (%)	s/a (%)	FA (kg/m ³)	BFS (kg/m ³)	SF (kg/m ³)	Water (kg/m ³)	NaOH (kg/m ³)	Coarse aggregate (kg/m ³)	Fine aggregate (kg/m ³)
30	34.0	46.0	360	128	26	174	38	733	864
50	32.0					166	68		

ここで、W/P：水粉体比，s/a 細骨材率である。

3.2. 圧縮力学特性

3.2.1. 実験概要

GPC の圧縮載荷試験を JIS A 1108：2018 に従い実施した。試験体は直径 100mm，高さ 200mm の円柱供試体である。実験における計測項目は，試験機荷重，コンクリート縦ひずみおよび横ひずみである。試験機荷重は試験機内部に設置されたロードセルを，コンクリートの縦ひずみはひずみゲージもしくはコンプレッソメータを，コンクリートの横ひずみはひずみゲージを用いてそれぞれ計測した。

JIS 規格に基づく試験に一般的に用いられているアムスラー式万能試験機は，試験機剛性の関係で，コンクリートが最大強度に達したあとの応力下降域，いわゆるポストピークの応力ひずみ関係の計測ができない場合が多い。そこで，本研究では，ポストピークを含めた GPC の完全な応力ひずみ関係を計測するために，一部の試験体に対して図 3.1 に示す高剛性試験機を用いた圧縮試験を実施した。これ以降，高剛性試験機を用いて実施した圧縮試験を本論文では高剛性圧縮試験と称する。なお，文中において高剛性圧縮試験と一般的なアムスラー式万能試験機を用いた圧縮試験を明確に区別する場合は，後者を JIS 圧縮試験と呼称する。

高剛性圧縮試験における計測項目は，試験機荷重，コンクリート縦ひずみおよび横ひずみである。試験機荷重は円柱供試体と試験機の間設置したロードセルを，コンクリートの縦ひずみはひずみゲージおよび接触式変位計を，コンクリートの横ひずみはひずみゲージを用いて計測した。なお，コンクリートの縦ひずみを計測する接触式変位計は，試験体ではなく試験機載荷板に取りつけられた剛性の高い鋼板と高剛性試験機本体との相対変位を計測した。最大強度までの縦ひずみは，ひずみゲージの値を採用し，最大強度以降の縦ひずみは接触式変位計で計測した変位を試験体長である 200mm で除すことで算出した。

JIS 圧縮試験では，載荷速度を 0.6 ± 0.4 MPa/sec とする荷重制御により載荷を行っているが，高剛性圧縮試験においては変位制御を行っており，その速度は，縦ひずみ増分を 10μ /sec とするように制御した。



図 3.1 高剛性試験機

3.2.2. 実験結果と考察

(1) ヤング係数

図 3.2 は、本研究で得られた GPC の圧縮強度とヤング係数 E_c の関係を野口ら²⁾の OPC のデータ上にプロットしたものである。同図中の青印が本研究における GPC の実験結果である。なお、本研究においてヤング係数を調査したのは圧縮強度が 21.9MPa~72.0MPa の GPC である。本研究で扱うヤング係数とは、圧縮強度の 1/3 の点とひずみが 50μ の点との割線ヤング係数である。図 3.2 から、本研究で得られた GPC のヤング係数は、普通コンクリートのヤング係数のおおむね下限および粗骨材に軽量骨材を用いた軽量コンクリートのヤング係数に近く、OPC より低いことは明らかである。GPC のヤング係数が OPC より低いという特徴は、Noushini ら³⁾をはじめとする既往の研究結果に同調している。

図 3.3 は、GPC の実験結果と式(3.1)で表される ACI318 式⁴⁾、および式(3.2)で表される NewRC プロジェクト⁵⁾で開発された OPC 用のヤング係数評価式、さらには前章の式(2.2)に示した Noushini らが提案した GPC のヤング係数評価式との比較結果である。これ以降、式(3.2)の NewRC プロジェクトで開発された OPC のヤング係数評価式を NewRC 式と称する。図 3.3 中の NewRC 式は、使用骨材、混和剤の種類を考慮するためのパラメーターである k_1 および k_2 をそれぞれ 1 とし、また、コンクリートの単位体積重量 γ を 23kN/m^3 として算出

した結果である。

$$E_c = 4734\sqrt{\sigma_B} \quad (3.1)$$

$$E_c = k_1 \times k_2 \times 33500 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{\sigma_B}{60}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.2)$$

ここで、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度(MPa)， γ ：コンクリートの単位体積重量(kN/m³)

図 3.3 から明らかなように、OPC 用に開発されたヤング係数評価式は GPC のヤング係数を過大評価するため、そのままでは GPC には適用不可能である。一方で、Noushini らの提案式は、本研究に用いた GPC の圧縮強度とヤング係数の関係の傾向を捉えられているが、実験値の平均値ではなくおおむね下限値に対応している。なお、Noushini らの提案式は圧縮強度の適用範囲が明記されていないが、圧縮強度が約 6MPa 以下の場合にはヤング係数が負になる式である。以上を踏まえ、本研究の実験結果に対して回帰分析を行い、GPC のヤング係数評価式を提案する。

回帰分析は、ACI318 式と同様にヤング係数が圧縮強度の平方根に比例する形(以下、ACI318 型)、NewRC 式と同様にヤング係数が圧縮強度の立方根に比例する形(以下、NewRC 型)とし、以下の式(3.3)および式(3.4)の係数 A を求めた。NewRC 型においては、 k_1 および k_2 をそれぞれ 1、 γ を 23 kN/m³として回帰分析を行った。

$$E_c = A\sqrt{\sigma_B} \quad (3.3)$$

$$E_c = A \times \left(\frac{23}{24}\right)^2 \times \left(\frac{\sigma_B}{60}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.4)$$

その結果、ACI318 型では係数 A は式(3.1)の 0.7 倍にあたる 3321、NewRC 型では式(3.2)の 0.78 倍にあたる 26131 となり、本研究における GPC のヤング係数評価式として式(3.5)および式(3.6)を得た。

$$E_c = 3321\sqrt{\sigma_B} \quad (3.5)$$

$$E_c = 26131 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{\sigma_B}{60}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.6)$$

図 3.4 は、ACI318 型提案式(式(3.5))、NewRC 型提案式(式(3.6))および Noushini らの提案式(式(2.2))と実験値との比較である。実験結果のばらつきが大きかった圧縮強度が 20～30MPa の範囲では、提案式による計算値と実験値の差が大きいが、全体的な傾向として比較した 3 つの式の中では式(3.5)に示した ACI318 型提案式が最も実験結果の中心値を捉えている。NewRC 型提案式は、ACI318 型提案式よりも計算値と実験値との差が大きいが、NewRC

型提案式は粗骨材がヤング係数に与える影響を k_1 という係数で評価可能であるため今後の発展性を有している。GPCにおいても OPC と同様にヤング係数は粗骨材の影響を受けることが予想されるが、本研究において使用した粗骨材は一種類であったため、粗骨材がヤング係数に与える影響は検討できていない。粗骨材の種類が GPC のヤング係数に与える影響については今後の課題とする。

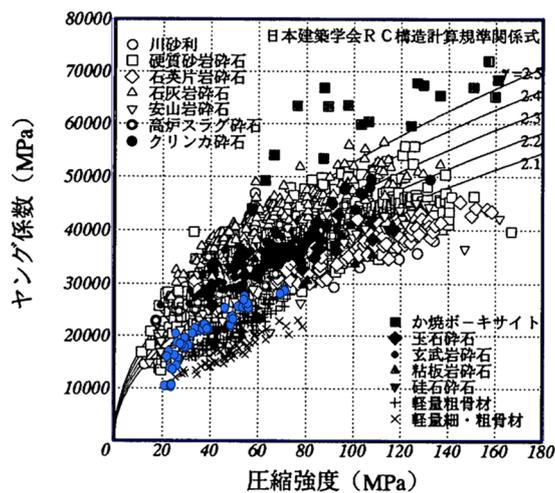


図 3.2 ヤング係数と圧縮強度の関係

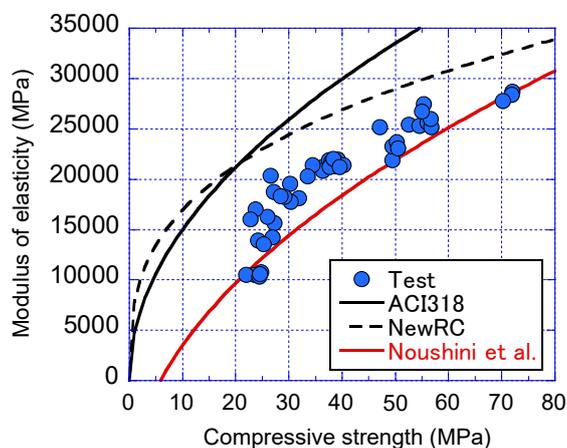


図 3.3 既往のヤング係数評価式との比較

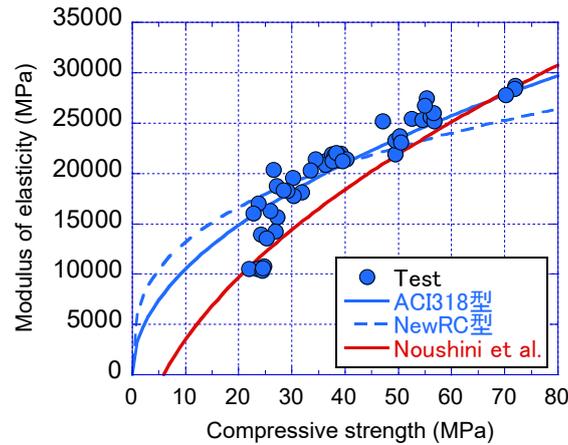


図 3.4 実験結果と提案式の比較

(2) 圧縮強度時ひずみ

図 3.5 は、本研究で得られた GPC の圧縮強度と圧縮強度時ひずみ ε_m の関係を野口ら⁶⁾の OPC のデータ上にプロットしたものである。同図中の青印が本研究における GPC の実験結果である。なお、本研究において圧縮強度時ひずみを調査したのは圧縮強度が 21.9MPa～72.0MPa の GPC である。

図 3.5 において、GPC の圧縮強度時ひずみはばらつきが大きいものの、収集された OPC のデータと明らかに異なるような傾向は確認されなかった。GPC の圧縮強度と圧縮強度時ひずみとの関係を直線で回帰した結果が式(3.7)である。

$$\varepsilon_m = (11.302 \times \sigma_B + 2332) \times 10^{-6} \quad (3.7)$$

また、Albitar ら⁷⁾は、GPC の複数の実験結果を分析し式(3.8)を、Noushini ら³⁾は、自らの実験結果に基づいて GPC の圧縮強度時ひずみ推定式を圧縮強度とヤング係数の関数として表現する式(3.9)を提案している。

$$\varepsilon_m = 4 \times 10^{-6} \sigma_B + 2.2 \times 10^{-3} \quad (3.8)$$

$$\varepsilon_m = \frac{2.23 \times 10^{-7} (E_c)^{1.74}}{(\sigma_B)^{1.98}} \quad (3.9)$$

式(3.7)～(3.9)を実験結果と比較した結果が図 3.6 および図 3.7 である。実験結果から得た回帰式は圧縮強度の増加に伴い圧縮強度時ひずみも緩やかに増加する傾向を示しているが、決定係数 R^2 は 0.15 であり、両者の間に明確な相関関係はない。Albitar らの提案式は、本実験の回帰分析結果と同様に圧縮強度の増加に伴い圧縮強度時ひずみが緩やかに増加する傾向を有しているが、図 3.6 からわかるように、本実験結果のほぼ下限値に対応した。また、

図 3.7 から明らかなように、Noushini らの提案式は本研究の実験結果には対応していない。

図 3.5 に示した OPC の圧縮強度と圧縮強度時ひずみの関係に対して、野口らは、ばらつきが大きいため、粗骨材の種類に関わらず画一的に圧縮強度時ひずみを圧縮強度のみの関数として表示するには無理があると結論づけた。本研究においても圧縮強度が同程度であっても圧縮強度時ひずみには大きなばらつきがあるため、GPC の圧縮強度時ひずみを圧縮強度の関数とするのは無理があると判断した。なお、本研究で得られたデータの圧縮強度時ひずみの平均値は 2774μ であった。図 3.5 において、本研究と同じ範囲の圧縮強度の OPC のデータに着目すると圧縮強度時ひずみは $2000\mu \sim 3000\mu$ の領域に位置するものが多い。本研究で得られた GPC の圧縮強度時ひずみの平均値が約 2800μ であったことを鑑みると、本研究で用いた GPC の圧縮強度時ひずみは OPC とおおむね同等であると言える。

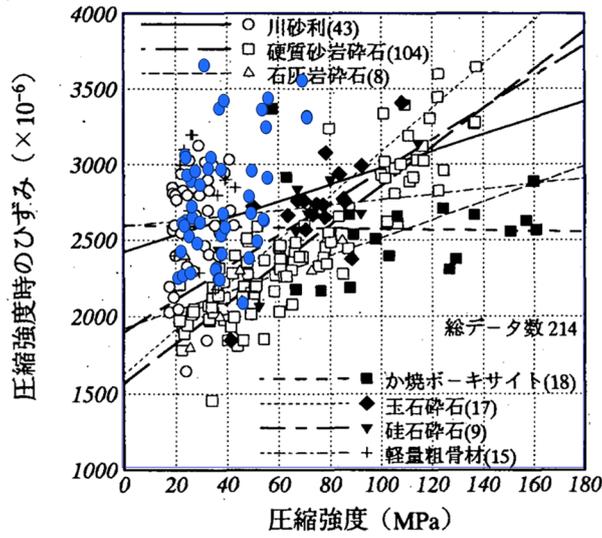


図 3.5 圧縮強度時ひずみと圧縮強度の関係

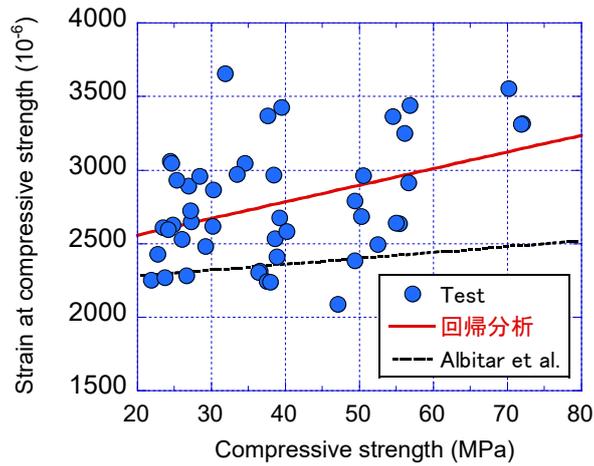


図 3.6 圧縮強度時ひずみ評価式との比較

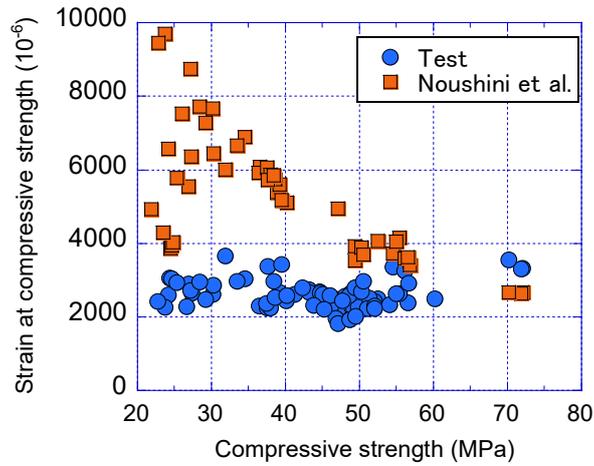


図 3.7 Noushini 式との比較

(3) 応力ひずみ関係

図 3.8 に高剛性圧縮試験で得られたポストピークを含めた GPC の応力ひずみ関係を示す。高剛性圧縮試験によりポストピークを含めた応力ひずみ関係を得たのは、圧縮強度が 22.8MPa~49.4MPa の GPC である。GPC の応力ひずみ関係の特徴を OPC と比較するため、OPC の応力ひずみ関係を表現するために開発された Popovics モデル⁸⁾を赤線で示した。Popovics モデルで応力ひずみ関係を得るには、圧縮強度、ヤング係数、圧縮強度時ひずみが必要である。Popovics モデルの圧縮強度は図 3.8(a), (b), (c)の順に 25MPa, 40MPa, 50MPa とし、ヤング係数は先述の NewRC 式、圧縮強度時ひずみは NewRC プロジェクトの提案式⁵⁾で算出した。

図 3.8 から、本研究に用いた GPC は Popovics モデルで図示された OPC に比べて、最大強度到達以降の圧縮軟化挙動が顕著であることは明らかである。特に、この特徴は圧縮強度が高くなるほど強くなる。なお、GPC の圧縮軟化挙動が OPC と比べて顕著であることは、Noushini ら³⁾の研究結果に同調する。

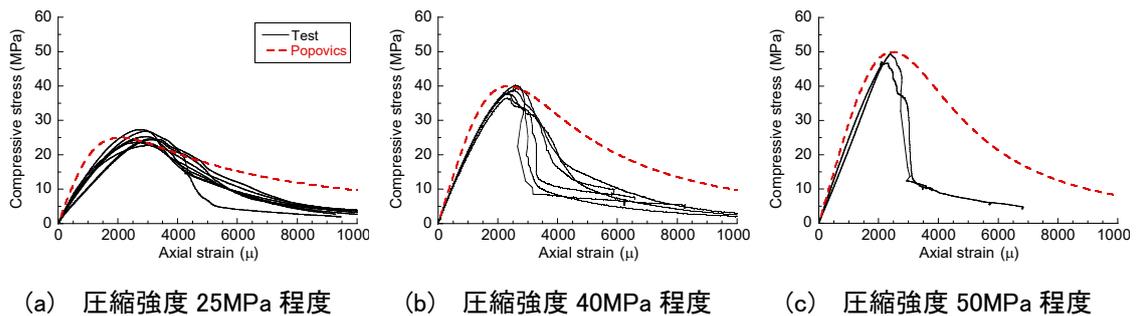


図 3.8 GPC の応力ひずみ関係

また、GPC はヤング係数が OPC より低いことは先述のとおりであるが、Popovics モデルから得られた OPC の応力ひずみ関係と比較すると、GPC は応力ひずみ関係の応力上昇域における線形性が強いように見受けられる。この傾向を定量的に評価するために、図 3.9 において、Plasticity number と呼ばれるヤング係数-セカントモデュラス比 k と、圧縮強度の関係を示す。セカントモデュラス E_{sec} と k はそれぞれ式(3.10)および式(3.11)で定義される。

$$E_{sec} = \frac{\sigma_B}{\varepsilon_m} \quad (3.10)$$

$$k = \frac{E_c}{E_{sec}} \quad (3.11)$$

k が 1 のときはヤング係数とセカントモデュラスが等しいので圧縮強度点まで直線となり、 k が 1 より大きいほどヤング係数とセカントモデュラスの差が大きくなるので応力上昇

域における膨らみが強いことを示す。fib model code 2010⁹⁾(以下、MC 2010)には OPC の k が圧縮強度別に記載されているため、図 3.9 において、GPC の実験結果と MC 2010 に記載されている OPC の圧縮強度と k の関係を示した。

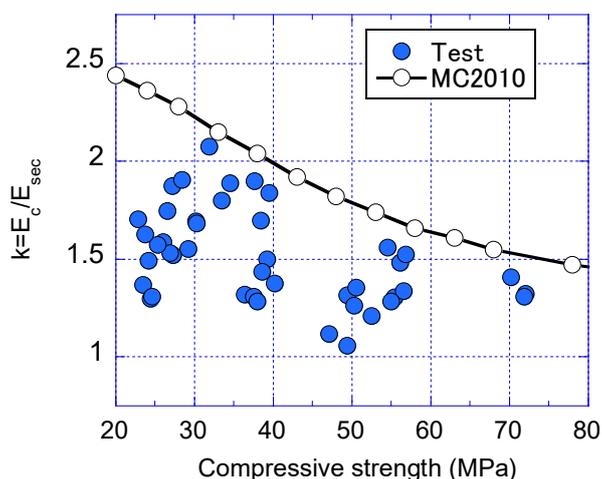
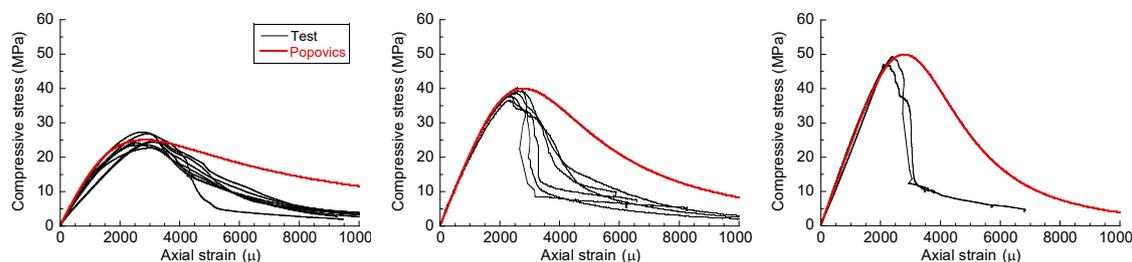


図 3.9 圧縮強度と Plasticity number の関係

MC 2010 によると OPC の k は圧縮強度が増加するに伴い減少する傾向があるが、本研究における GPC の k も圧縮強度の増加に伴い減少する傾向がある。また、GPC の k は MC 2010 よりも常に小さいため、GPC は OPC と比して応力上昇域の線形性が強いといえる。

以上のことから、本研究で用いた GPC の応力ひずみ関係は、GPC と比べて、①応力上昇域の線形性が強い、②ポストピークの圧縮軟化挙動が顕著であるという特徴を有するといえる。

図 3.10 は、ヤング係数を式(3.5)で示した GPC のヤング係数提案式で、圧縮強度時ひずみを 2800μ として Popovics モデルを用いて応力ひずみ関係を図示したものである。



(a) 圧縮強度 25MPa 程度 (b) 圧縮強度 40MPa 程度 (c) 圧縮強度 50MPa 程度

図 3.10 GPC の特性値を代入した Popovics モデルによる応力ひずみ関係

図 3.10 からわかるように, Popovics モデルに GPC のヤング係数と圧縮強度時ひずみを用いることで, 応力上昇域は実験結果に大きく近づくことがわかる。しかしながら, 応力下降域の挙動は GPC の特徴を表現できていないため, この課題を解決する以下の GPC 用の応力ひずみ関係モデルを提案する。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_B} = \frac{n \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_m} \right)}{n - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_m} \right)^{na}} \quad (3.12)$$

$$n = \left(\frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \right) \quad (3.13)$$

$$a = 1.0 \quad \text{if } \varepsilon_c \leq \varepsilon_m \quad (3.14)$$

$$a = \left(\frac{\sigma_B}{50} \right) + 1.0 \quad \text{if } \varepsilon_c \geq \varepsilon_m \quad (3.15)$$

ここで, σ_c : コンクリートの圧縮応力, ε_c : コンクリートの圧縮ひずみである。

提案モデルは, Popovics 式をベースとして, 応力下降域を GPC の実験結果に合うよう修正したものである。提案した GPC 用の応力ひずみ関係モデルと実験結果の比較を図 3.11 に示す。提案モデルの算出に際して圧縮強度は図 3.11 (a), (b), (c)の順に 25MPa, 40MPa, 50MPa とし, ヤング係数は式(3.5)で示した GPC のヤング係数提案式を用い, 圧縮強度時ひずみは 2800 μ とした。

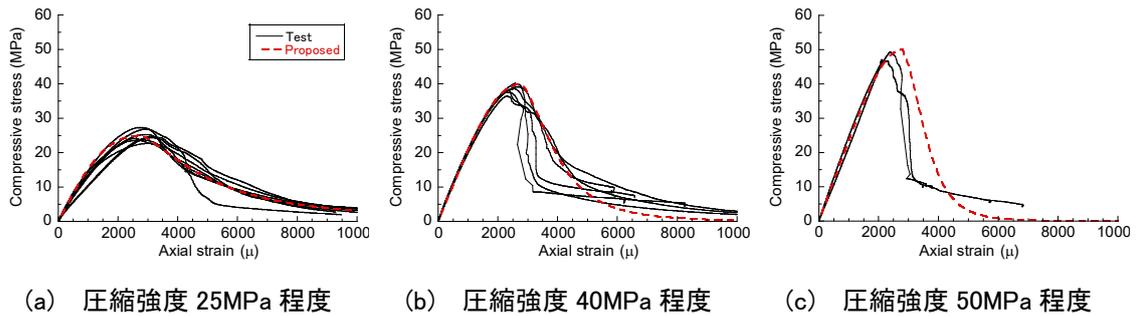


図 3.11 提案モデルと実験結果の比較

図 3.11 から明らかなように提案モデルは, 本研究で用いた GPC の応力ひずみ関係を精度良く追跡できた。

(4) ポアソン比

本研究で得られた GPC の圧縮強度とポアソン比の関係を，野口ら⁶⁾の OPC のデータ上にプロットした結果が図 3.12 である。同図中の青印が本研究の実験結果である。図 3.12 から GPC のポアソン比は野口らが収集した OPC のデータの範囲におおむね収まっている。また，GPC のポアソン比は圧縮強度の増加とともに増大する傾向がある。

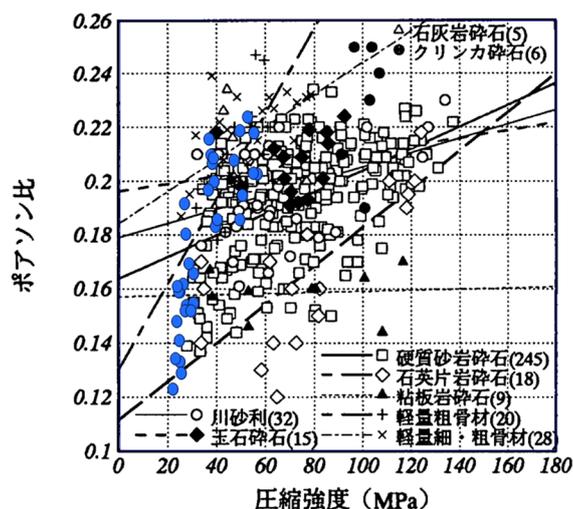


図 3.12 ポアソン比と圧縮強度の関係

図 3.13 は，本実験の結果および実験結果に対する回帰式(式 3.16)，野口らが図 3.12 の収集データから作成した表 3.3 に示す OPC の圧縮強度とポアソン比の関係式を图示したものである。

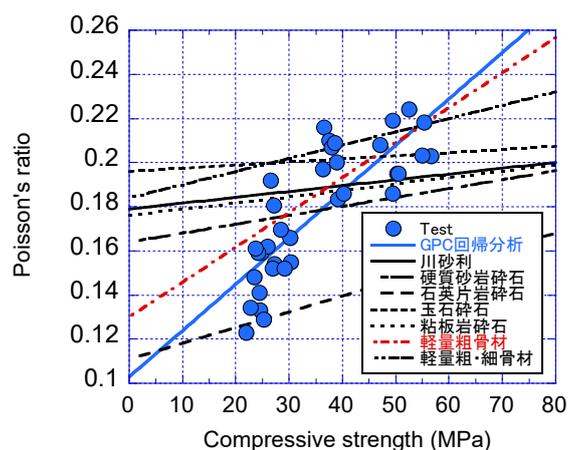


図 3.13 ポアソン比回帰式

$$\nu = 0.0021 \times \sigma_B + 0.1029 \quad (3.16)$$

表 3.3 OPC の圧縮強度とポアソン比の関係⁶⁾

粗骨材の種類	関係式
全体	$\nu = 0.000287 \times \sigma_B + 0.176$
川砂利	$\nu = 0.000264 \times \sigma_B + 0.179$
硬質砂岩碎石	$\nu = 0.000404 \times \sigma_B + 0.164$
石英片岩碎石	$\nu = 0.000713 \times \sigma_B + 0.111$
玉石碎石	$\nu = 0.000142 \times \sigma_B + 0.196$
粘板岩碎石	$\nu = 0.000287 \times \sigma_B + 0.176$
軽量粗骨材	$\nu = 0.001582 \times \sigma_B + 0.130$
軽量細・粗骨材	$\nu = 0.000599 \times \sigma_B + 0.184$

ν : ポアソン比

σ_B : 圧縮強度 (MPa)

GPC の実験結果に対する回帰式は、OPC に対して粗骨材別に作成された表 3.3 の関係式のなかで軽量粗骨材を用いた軽量コンクリートの関係式に傾向が最も近いことが図 3.13 からわかる。軽量コンクリートは GPC と同様にヤング係数が普通コンクリートよりも低いという特徴を有している。なお、野口らは、軽量コンクリートのポアソン比は表 3.4 に示す通り、普通コンクリートよりも高い値を用いることを推奨しており、GPC のポアソン比はこの軽量コンクリートのポアソン比と同様に扱うことが妥当であると考えられる。

表 3.4 野口らによるポアソン比の推奨値⁶⁾

圧縮強度	普通コンクリート	軽量コンクリート
36MPa 以下の場合	0.167	0.18
36MPa を越え 60MPa 以下の場合	0.18	0.20
60MPa を越える場合	0.20	0.20

3.3. 引張強度

3.3.1. 実験概要

本研究では、GPC の割裂引張試験および曲げ引張試験を実施した。割裂引張試験は JIS A 1113:2018 に従い、曲げ引張試験は JIS A 1106:2018 に従い実施した。

3.3.2. 実験結果と考察

(1) 割裂引張強度

図 3.14 は、本実験で得た GPC の割裂引張強度 f_{sp} と圧縮強度の関係を示す。野口ら⁶⁾の OPC の実験データ上にプロットしたものである。同図の青印は本研究の実験結果であり、赤線は式(3.17)で表現される建築学会靱性指針¹⁰⁾に記載されているコンクリートの引張強度推定式(以下、建築学会式)である。

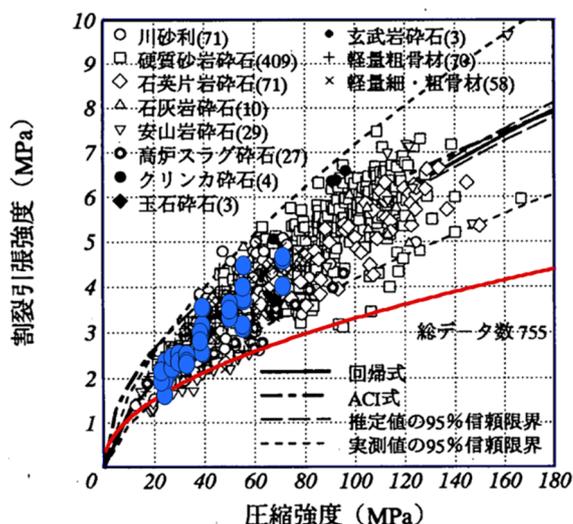


図 3.14 割裂引張強度と圧縮強度の関係

$$f_{sp} = 0.33\sqrt{\sigma_B} \quad (3.17)$$

図 3.14 から明らかなように、本研究の GPC の割裂引張強度は、OPC の実験データのばらつきの中に収まっており、OPC と同等であるといえる。また、OPC の引張強度推定式として用いられている建築学会式は、OPC の割裂引張強度のほぼ下限を示すことが図 3.14 からわかる。

次に、GPC の割裂引張強度評価式に関する考察を行う。図 3.15 は、本研究の実験結果に OPC の設計に用いられている建築学会式(式(3.17))、土木学会式¹¹⁾(式(3.18))、野口らによる提案式⁶⁾(式(3.19))を図示したものである。野口らの提案式は、図 3.14 の OPC の実験結果から得た回帰式である。前章で述べたように、米国および欧州の割裂引張試験は、JIS とは試験規格が異なるためここでは国内で提案されている割裂引張強度評価式との比較を行った。

本実験結果に対して、建築学会式は実験結果の全データの最も小さい値に対応しており、土木学会式はおおむね本実験の平均値近傍に位置している。また、野口らの提案式は本実験の高強度コンクリートの平均値近傍に位置している。図 3.15 には、建築学会式と同じく割裂引張強度が圧縮強度の平方根に比例する形とした回帰式(式(3.20))、および土木学会と同じく圧縮強度の 2/3 乗に比例する形とした回帰式(式(3.21))を示す。式(3.20)の圧縮強度の平方根に乗ずる係数の建築学会式の係数に対する比、式(3.21)の圧縮強度の 2/3 乗に乗ずる係数の土木学会式に対する比は、それぞれ 1.43、1.10 であり、どちらも OPC の設計に用いられている割裂引張強度評価式より大きかった。なお、建築学会式は先述のように、もともと OPC の実験結果の平均をとる式ではないため 1.43 という値の意味合いは土木学会式の 1.10 とは異なる。

OPC の設計に用いられている建築学会式および土木学会式は、どちらも本研究で得た GPC の割裂引張強度を過大評価する傾向は確認されなかったため、GPC に対しても適用性を有しているといえる。

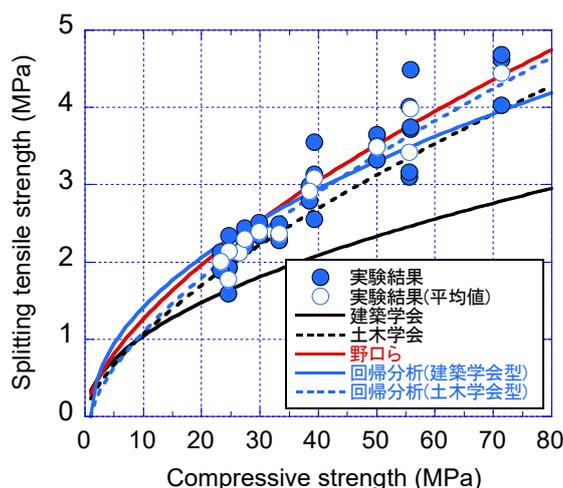


図 3.15 GPC の割裂引張強度評価式

$$f_{sp} = 0.23\sigma_B^{0.667} \quad (3.18)$$

$$f_{sp} = 0.291\sigma_B^{0.637} \quad (3.19)$$

$$f_{sp} = 0.472\sqrt{\sigma_B} \quad (3.20)$$

$$f_{sp} = 0.252\sigma_B^{0.667} \quad (3.21)$$

(2) 曲げ引張強度

図 3.16 は、本実験で得た GPC の曲げ引張強度と圧縮強度の関係を、野口ら⁶⁾の OPC の実験データ上にプロットしたものである。同図の青印は、本研究の実験結果である。本実験では検討数が限定的であるが、図 3.16 から、本研究の GPC の曲げ引張強度は OPC の実験データのばらつきの中に収まっており、GPC の曲げ引張強度が同じ圧縮強度を持つ OPC と同程度であることがわかる。

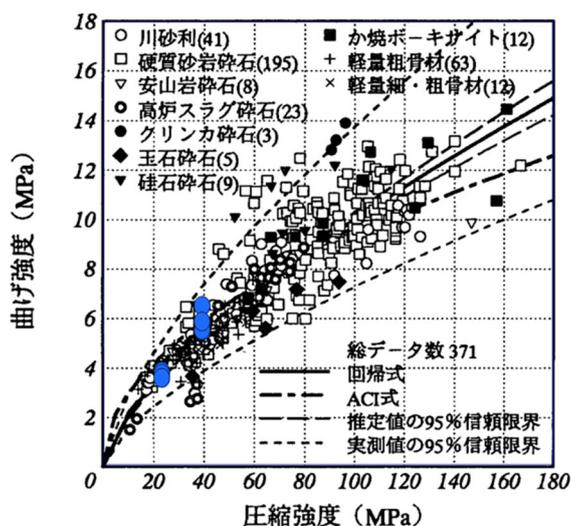


図 3.16 曲げ引張強度と圧縮強度の関係

図 3.17 は野口ら⁶⁾による OPC の曲げ引張強度に関する回帰式(式(3.22))と 4 章に示す実験の一部として得た実験結果を比較したものである。

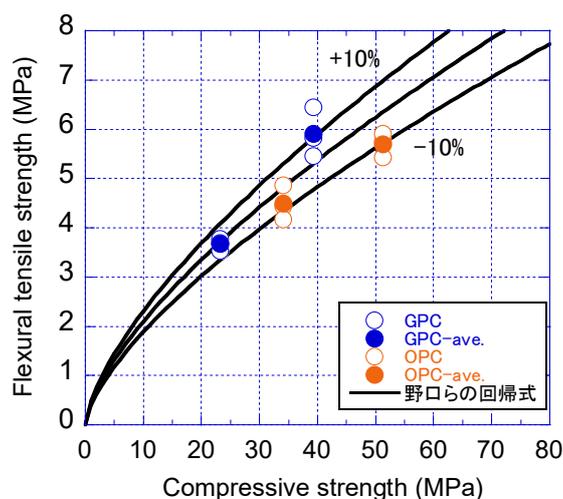


図 3.17 曲げ引張強度の評価

$$f_r = 0.44\sigma_B^{0.678} \quad (3.22)$$

本研究で得た OPC の曲げ引張強度は、圧縮強度によらずその平均値は野口らの回帰式の 0.9 倍の線上に位置している。圧縮強度が 23MPa の GPC の曲げ引張強度の平均値はほぼ野口らの回帰式上に位置しているが、圧縮強度が 39MPa の GPC の曲げ引張強度の平均値は野口らの回帰式より約 11%高くなった。本研究ではデータ数が少ないため GPC の実験結果に対する回帰式は作成しなかった。限定的な実験結果に基づく考察になるが、OPC の実験結果の平均値が野口らの回帰式の 0.9 倍の線上に位置しているのに対して、GPC の実験結果の平均値は野口ら回帰式の線以上、特に圧縮強度が 39MPa の GPC は、既往の研究⁷⁾¹²⁾¹³⁾で報告された GPC の曲げ引張強度は OPC よりも高いという傾向に同調しており、本研究においても GPC の曲げ引張強度は OPC よりも高い可能性が示唆された。なお、検討数が限定的であるため、GPC の曲げ引張強度評価式の提案は今後の課題とする。

3.4. 付着性状

3.4.1. 実験概要

(1) 試験体概要

試験体を図 3.18 に示す。試験方法は富永ら¹⁴⁾の研究を参考にし、直径 150mm、高さ 300mm のコンクリート試験体に異形鉄筋 D22(SD490)を埋め込んだ。付着領域は鉄筋径の 5 倍である。載荷時のコンクリートの割裂破壊を防止するため、D6 のスパイラル筋を試験体中央に配置した。使用した材料の特性を表 3.5 に示す。実験変数はコンクリート種類(GPC, OPC)と目標圧縮強度(25, 50MPa)とした。試験体は実験変数ごとに 3 体製作した。なお、OPC 試験体は蒸気養生していない。

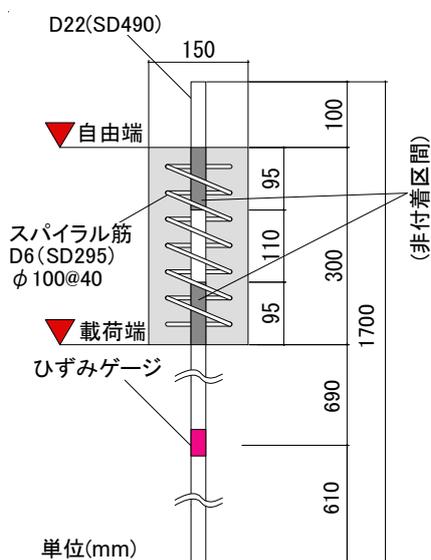


図 3.18 試験体図

表 3.5 付着試験体の材料特性

コンクリート	目標圧縮強度	圧縮強度	ヤング係数
OPC	25 MPa	30.1 MPa	27,690 MPa
	50 MPa	57.5 MPa	33,590 MPa
GPC	25 MPa	27.4 MPa	19,140 MPa
	50 MPa	55.6 MPa	26,720 MPa
鉄筋断面積	降伏強度	引張強度	ヤング係数
387.1 mm ²	539 MPa	737 MPa	194,970 MPa
鉄筋節間隔	節高さの最大値	節高さの最小値	節隙間の和
15.5 mm	2.2 mm	1.1 mm	17.5 mm

(2) 載荷方法および計測方法

載荷装置を図 3.19 に示す。載荷装置には万能試験機を用いた。万能試験機上部に反力を取るための鉄板を設置し、そこへ試験体のシリンダー部を置き、試験機下部のチャックで鉄筋を掴み、下方向へと引き抜いた。

計測項目は、試験機荷重、鉄筋とコンクリートの相対変位、およびコンクリートシリンダー下端付近の鉄筋ひずみである。試験荷重は万能試験機のロードセルにより、鉄筋とコンクリートの相対変位は、治具を介して鉄筋の自由端に変位計を固定し、コンクリートシリンダーの上面にあて、相対変位量を計測した。コンクリートシリンダー下端付近の鉄筋ひずみはひずみゲージを用いて計測し、鉄筋張力を算出した。その結果、すべての試験体において最大引張荷重は鉄筋降伏時引張荷重を下回り、鉄筋が弾性範囲にとどまったことを確認した。



図 3.19 載荷装置

3.4.2. 実験結果と考察

(3) 付着応力すべり関係

本実験では、スパイラル鉄筋を用いてコンクリートを拘束したため、すべての試験体において付着割裂破壊は発生しなかった。図 3.20 に付着応力-すべり関係を示す。まず、付着応力-すべり関係の概形において、GPC と OPC の間に明確な差異は確認されなかった。よって、OPC の既存の付着応力-すべり関係モデルは GPC に対しても適用できると判断される。図 3.20 には MC 2010⁸⁾の付着応力-すべりモデル(以下、fib モデル。図 3.20 中では MC2010)を併せて示した。モデルの条件は Confined concrete, Good bond condition とした。fib モデルは GPC の付着応力-すべり関係の概形をおおむね再現できている。fib モデルは、最大付着応力発現以降、強度低下領域を経たのちに付着応力が一定となるが、実験では GPC、OPC ともに付着応力が一定となることはなく、緩やかな低下を続けており、この部分の挙動は実験とモデルで差異が確認された。これについては、本実験の実施に際して参考とした富永らの研究でも同様の報告をしており、試験体のサイズや形状など試験方法が影響を及ぼしたと考えられる。

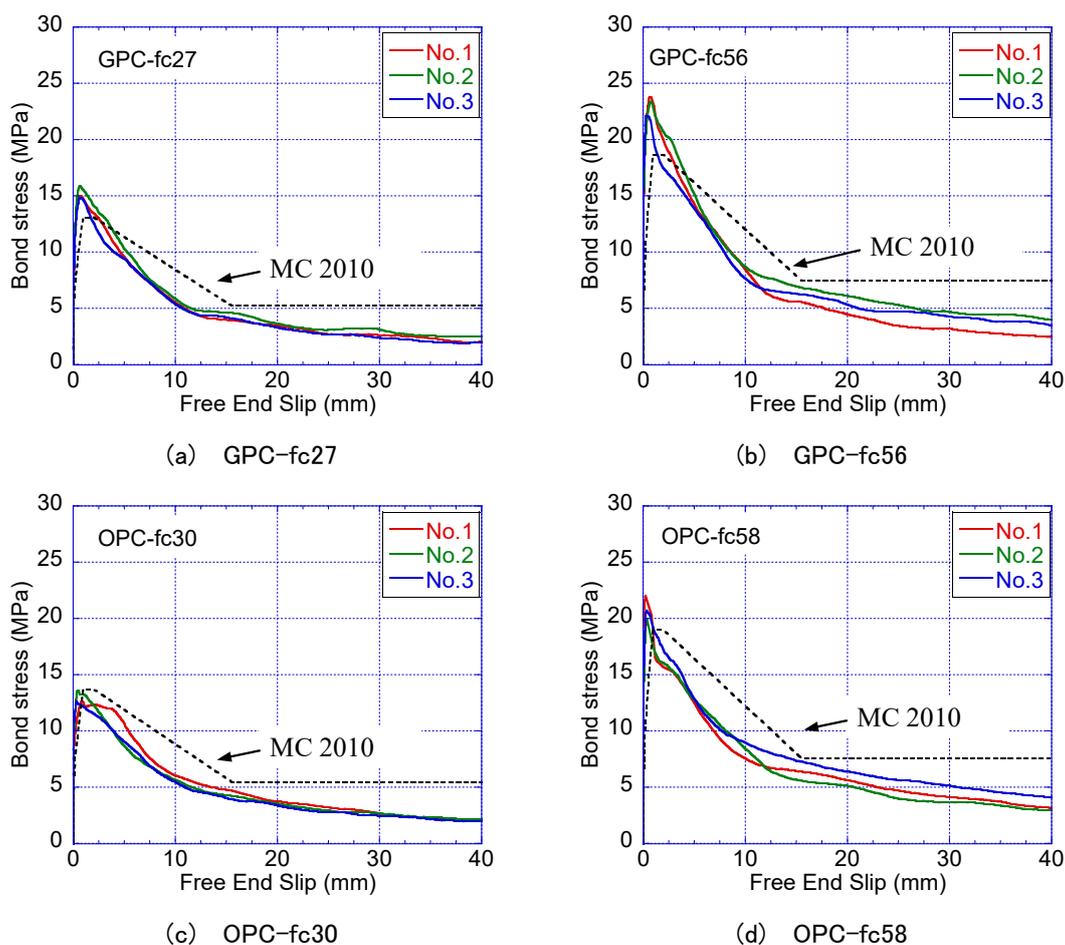


図 3.20 付着応力-すべり関係

(4) 付着強度

付着強度を表 3.6 に示す。ここでの付着強度は、最大付着応力を指す。fib モデルでは、付着強度をコンクリートの圧縮強度の平方根の関数としており、先に述べたモデルの条件では圧縮強度の平方根の 2.5 倍となる。表 3.6 には、fib モデルと比較するため、実験値を圧縮強度の平方根で表した結果も示した。試験体ごとにばらつきが確認されるが、OPC の付着強度を圧縮強度の平方根で除すと、その平均値は OPC-fc30 では 2.36、OPC-fc58 では 2.75 であり、fib モデルが提案している 2.50 とおおむね近い値となった。一方、GPC-fc27 では 2.91、GPC-fc56 では 3.09 であり、GPC は OPC より大きく、かつ fib モデルが提案している 2.50 より 2 割程度大きかった。本実験のみの限られた数の実験結果ではあるが、GPC の実験結果を個別に検討しても 2.50 を下回るものはなかったため、圧縮強度が同じ場合、GPC の付着強度は OPC より高いと考えられる。

表 3.6 付着強度

試験体	付着強度(MPa)			
	No.1	No.2	No.3	平均
GPC-fc27	15.0	15.9	14.8	15.2
	$2.87\sqrt{\sigma_B}$	$3.03\sqrt{\sigma_B}$	$2.83\sqrt{\sigma_B}$	$2.91\sqrt{\sigma_B}$
GPC-fc56	23.8	23.4	22.1	23.1
	$3.19\sqrt{\sigma_B}$	$3.13\sqrt{\sigma_B}$	$2.90\sqrt{\sigma_B}$	$3.09\sqrt{\sigma_B}$
OPC-fc30	12.6	13.6	12.6	13.0
	$2.30\sqrt{\sigma_B}$	$2.48\sqrt{\sigma_B}$	$2.30\sqrt{\sigma_B}$	$2.36\sqrt{\sigma_B}$
OPC-fc58	22.0	19.9	20.7	20.9
	$2.90\sqrt{\sigma_B}$	$2.63\sqrt{\sigma_B}$	$2.73\sqrt{\sigma_B}$	$2.75\sqrt{\sigma_B}$

3.5. クリープ性状

3.5.1. 実験概要

GPC のクリープ試験を JIS A 1157:2010 に準拠し実施した。実験変数は圧縮強度(39MPa, 56MPa)である。クリープ試験に用いる試験体は、持続載荷用試験体(以下、クリープ試験体)、収縮ひずみ計測用無載荷試験体(以下、収縮試験体)、圧縮強度測定用試験体の3種類である。いずれの試験体も直径 100mm, 高さ 200mm の円柱供試体である。

クリープ試験は、図 3.21 に示すように3体のクリープ試験体を試験機鉛直方向に三段積み重ね実施した。載荷方式は油圧ジャッキとコイルスプリングを組み合わせたものであり、載荷応力が所定荷重の±2%以内になるように調整した。載荷応力は圧縮強度の1/3である。収縮試験体の試験体本数も、クリープ試験と同様に3本である。クリープ試験体および収縮試験体ともに封かん養生はしていないため、計測されるひずみには自己収縮ひずみの他に乾燥収縮ひずみが含まれる。なお、試験開始日までは試験体を水中で養生した。

試験体のひずみをコンタクトゲージ法により計測した。ひずみの計測長さは100mmであり、試験体の表裏2ヶ所で計測した。ひずみの計測時期は JIS A 1157:2010 に準拠し、以下のように設定した。①載荷完了直後。②1時間, 3時間, 24時間。③24時間を過ぎ1週まで毎日1回。④1週を過ぎ2週まで隔日1回。⑤2週を過ぎ1か月まで毎週1回。⑥1か月を過ぎ2か月まで隔週1回。⑦2か月を過ぎ6か月まで毎月1回。⑧6か月を過ぎた後, 隔月1回。

クリープ試験では、次式によって得られるクリープひずみを算出し、クリープ係数を算出した。

$$\varepsilon_c = \varepsilon_t - \varepsilon_e - \varepsilon_{sh} \quad (3.23)$$

$$\varphi_c = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_e} \quad (3.24)$$

ここで、 ε_c : クリープひずみ, ε_t : 全ひずみ, ε_e : 載荷時弾性ひずみ, ε_{sh} : 載荷後の収縮ひずみ, φ_c : クリープ係数である。

また、比較対象として圧縮強度が 51MPa の OPC 試験体のクリープ試験を実施した。GPC 試験体と同様に JIS A 1157:2010 に準拠し実施した。試験体本数, 載荷条件は GPC 試験体と同じであるが、以下の点が異なる。OPC 試験体は、GPC 試験体と異なり打設時に蒸気養生を行っておらず常温養生されたコンクリートである。また、GPC 試験体のクリープ試験体および収縮試験体のひずみをコンタクトゲージ法により計測したのに対して、OPC 試験体は、標点距離が 60mm のひずみゲージを用いて、1本の試験体に対して表裏の2ヶ所で計測した。計測間隔は、載荷開始後1時間までは1分間隔で、それ以降は1時間間隔で計測した。なお、GPC 試験体は材齢 364 日までデータを収集したが、OPC 試験体は実験設備に不具合が生じたため、材齢 217 日時点でデータの収録を終了した。なお、本章で単に材齢と称するのは、載荷開始からの材齢である。



図 3.21 クリープ試験の様子(GPC-39 試験体)

3.5.2. 実験結果と考察

(1) 圧縮強度および載荷時弾性ひずみ

表 3.7 に、材料特性とクリープ試験における載荷応力および載荷時弾性ひずみを示す。載荷荷重は GPC-39 試験体が 100kN、GPC-56 試験体が 147kN、OPC-51 試験体が 134kN であり、それぞれ所定の圧縮強度の 1/3 の応力が載荷された。載荷時弾性ひずみの実測値は、載荷応力をヤング係数実測値で除した値とおおむね一致した。圧縮強度が同程度の GPC-56 試験体と OPC-51 試験体の弾性ひずみを比較すると、GPC-56 試験体の方が 300μ 程度大きい。これは、GPC のヤング係数が OPC より低いためである。

表 3.7 材料特性と載荷応力および弾性ひずみ

試験体名	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (MPa)	載荷応力 (MPa)	載荷時弾性ひずみ (μ)
GPC-39	38.5	21470	12.7	598
GPC-56	55.8	25370	18.7	820
OPC-51	51.2	33620	17.1	514

(2) 全ひずみおよび収縮ひずみ

図 3.22 に、クリープ試験体の全ひずみ、および収縮試験体ひずみの経時変化を示す。図中の ε_t および ε_{sh} は、それぞれ 3 本の試験体の平均値である。同図によると、収縮試験体の材齢 364 日時点のひずみは、GPC-39 試験体が 520μ 、GPC-56 試験体が 392μ であり、材齢 364 日時点の GPC-39 試験体の収縮ひずみは、GPC-56 試験体の約 1.33 倍であった。材齢 364 日時点の GPC-39 試験体の収縮ひずみは、GPC-56 試験体より大きくなったが、GPC-39 試験体は材齢 238 日以降収縮ひずみがほぼ横ばいになっているのに対して、GPC-56 試験体の収縮ひずみは材齢 238 日以降も右肩上がりに増加しており、その経時変化の傾向には違いが見られた。

OPC-51 試験体においては材齢 364 日時点のデータは無いが、材齢 217 日時点の収縮ひずみは 569μ であり、また OPC-51 試験体の収縮ひずみは材齢 100 日以降ほぼ横ばいに推移している。OPC-51 試験体が材齢 217 日時点から収縮ひずみが増加せず、材齢 364 日まで材齢 217 日時点の収縮ひずみを保つと仮定しても、GPC 試験体の収縮ひずみはそれよりも小さい。なお、GPC 試験体は蒸気養生を施しているのに対して、OPC 試験体は通常の養生を行ったため養生方法に差はあるものの、GPC-56 試験体の収縮ひずみは圧縮強度が同程度の OPC-51 試験体よりも明らかに小さかった。

クリープ試験体の全ひずみに関しては、GPC-39 試験体、GPC-56 試験体ともに OPC-51 試験体と同様に材齢の増加に伴い増大している。OPC-51 試験体の全ひずみの推移は、材齢約 125 日以降非常に緩やかになっているのに対して、GPC-56 試験体は材齢 364 日時点においても明らかに増加傾向が続いている。なお、GPC-39 試験体の傾きは GPC-56 試験体に比べ

れば材齢の増加に伴い緩やかになった。

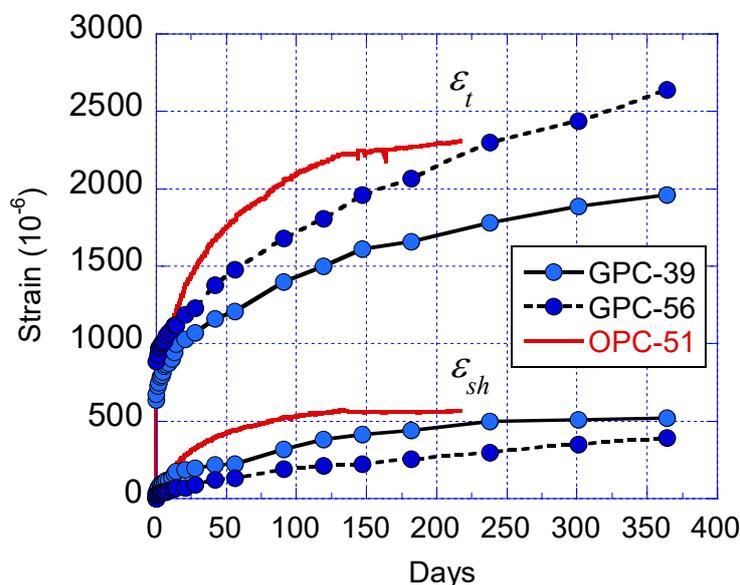


図 3.22 クリープ試験体全ひずみおよび収縮試験体ひずみ

(3) クリープひずみ

図 3.23 に、クリープひずみの経時変化を示す。まず、図 3.23(a)からわかるように、荷重初期における GPC 試験体のクリープひずみは、OPC 試験体に対して明らかに小さい。GPC-39 試験体と GPC-56 試験体の材齢 28 日時点のクリープひずみは、それぞれ 278μ と 320μ で同程度である。それに対して材齢 28 日時点の OPC-51 試験体のクリープひずみは 651μ であり、どちらの GPC 試験体に対しても OPC-51 試験体のクリープひずみは 2 倍以上大きい。

GPC-39 試験体と GPC-56 試験体のクリープひずみの推移は、材齢 28 日までは同程度であるが、それ以降は差が大きくなり、GPC-56 試験体の方が大きいことは図 3.23(b)より明らかである。OPC-51 試験体のクリープひずみの推移に着目すると、材齢の増加に伴いクリープひずみの増加傾向は緩やかになっている。特に、材齢 125 日以降はクリープひずみの増加量が少ない事がわかる。OPC-51 試験体のクリープひずみの増加量が材齢 125 日以降少ないのに対して、GPC 試験体は材齢 364 日時点においてもクリープひずみの増加が収束に向かう傾向は確認されない。圧縮強度が同程度の GPC-56 試験体の材齢 238 日時点のクリープひずみが 1190μ であるのに対して、OPC-51 試験体の材齢 217 日のクリープひずみは 1225μ でありおおむね等しい。OPC-51 試験体のクリープひずみは材齢 217 日時点ではほぼ横ばいになっており、材齢 217 日時点のクリープひずみ(1225μ)を材齢 364 日時点まで保つと仮定して、GPC-56 試験体の材齢 364 日時点のクリープひずみ(1430μ)と比較すると、GPC-56 試験体の方が約 200μ 高くなる。以上のように、OPC-51 試験体の材齢 364 日時点のクリープひずみは、先述の仮定によるものであるが、圧縮強度が同程度の場合、材齢約 1 年時の GPC

試験体のクリープひずみは OPC 試験体より高いという結果が本実験では得られた。

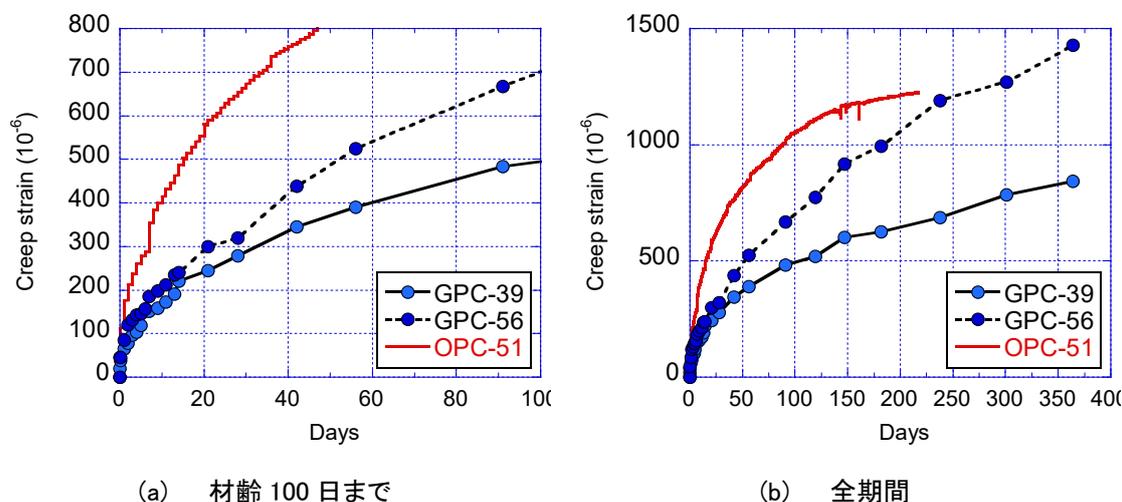


図 3.23 クリープひずみ

(4) クリープ係数

最後に、クリープ係数について考察を行う。図 3.24 はクリープ係数の経時変化である。GPC 試験体のクリープ係数は、材齢 91 日時点までは GPC-39 試験体と GPC-56 試験体ではほとんど差が無いが、それ以降は GPC-56 試験体の方が大きい。GPC 試験体の材齢 364 日時点のクリープ係数は、GPC-39 試験体が 1.41、GPC-56 試験体が 1.74 であり、GPC-56 試験体のクリープ係数は、GPC-39 試験体の 1.23 倍であった。

OPC-51 試験体の材齢 217 日までのクリープ係数は、GPC 試験体よりも明らかに大きいことが図 3.24 よりわかる。なお、GPC-56 試験体の材齢 364 日時点のクリープ係数を OPC-51 試験体のクリープ係数の最終実測値で除すると約 0.73 であった。このように、材齢約 1 年時点の GPC 試験体のクリープ係数は、圧縮強度が同程度の OPC 試験体と比して小さい。先述のように、クリープひずみに関しては GPC 試験体の方が OPC 試験体よりも大きかったが、クリープ係数は GPC 試験体の方が小さかった。これは、圧縮強度が同じ場合、GPC の方が OPC よりもヤング係数が小さく、弾性ひずみが大きいためである。クリープひずみは大きいものの GPC のクリープ係数が OPC よりも小さくなるという本研究の結果は、Gunasekera ら¹⁵⁾の研究結果に同調する。

しかしながら、図 3.24 からわかるように、OPC 試験体は材齢 150 日以降のクリープ係数の増加が穏やかになり収束の傾向が確認されるのに対して、GPC 試験体は材齢 364 日時点においてもクリープ係数の増加に収束の傾向はないため、今後材齢の増加とともに GPC 試験体のクリープ係数が OPC 試験体よりも大きくなる可能性がある。材齢一年以上における GPC のクリープ性状の把握は今後の課題とする。また、これまでに提案されている OPC のクリープ係数評価式は、セメント量やセメントの種類などをパラメーターとしたものが多

く、セメントを使用しない GPC にはそのままでは適用できないため、GPC のクリープ係数の評価式の提案についても今後の課題である。

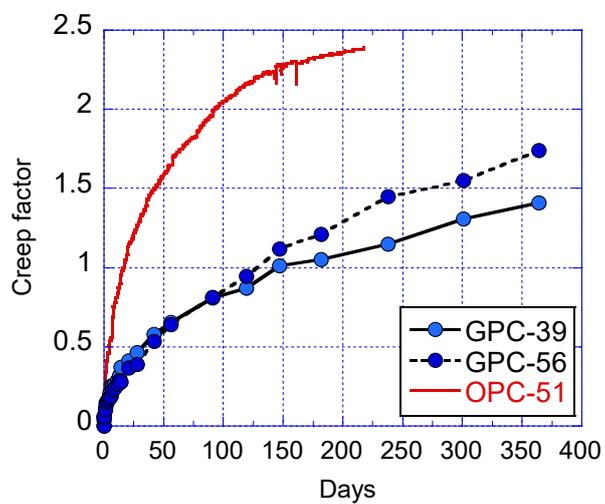


図 3.24 クリープ係数

3.6. まとめ

本章では、GPC の圧縮特性、引張強度、鉄筋との付着性状、およびクリープ性状に関する実験を行い、以下の知見を得た。

圧縮特性

- ・ 圧縮強度が 21.9MPa～72.0MPa の GPC のヤング係数を調査した結果、GPC のヤング係数は、一般的な粗骨材を用いた OPC の下限値および軽量粗骨材を用いた OPC のヤング係数に近いことを明らかにした。
- ・ GPC のヤング係数評価式を提案した。ACI318 式を修正した提案式は、圧縮強度が同じ場合 ACI318 式よりもヤング係数が 30%低くなる。
- ・ 試験を行った範囲の GPC の圧縮強度時ひずみは、ばらつきが大きく圧縮強度の関数として定式化することは困難である。なお、本実験で得られた GPC の圧縮強度時ひずみの平均値は約 2800 μ であった。
- ・ GPC の応力ひずみ関係は、OPC と比して、①応力上昇域の線形性が強い、②ポストピークの圧縮軟化挙動が顕著であるという特徴を有する。
- ・ Popovics 式をベースとした GPC の応力ひずみ関係モデルを提案した。提案した応力ひずみ関係モデルは、GPC の応力上昇域および応力下降域の特徴を表現可能である。なお、適用性を検討したのは、圧縮強度が 22.8MPa～49.4MPa の GPC に対してである。
- ・ GPC のポアソン比は、普通コンクリートよりも軽量コンクリートに近いことを明らかにした。

引張強度

- ・ JIS 規格に基づいた割裂引張試験から得た GPC の割裂引張強度は、野口らが収集した OPC の実験データのばらつきの範囲に収まっており、OPC と同等である。
- ・ GPC の割裂引張強度は、土木学会式でおおむね実験結果の平均値を、建築学会式で収集データの下限値を抑えることができる。
- ・ JIS 規格に基づいた曲げ引張試験から得た GPC の曲げ引張強度は、野口らが収集した OPC の実験データのばらつきの範囲に収まっており、OPC と同等である。

付着性状

- ・ GPC の付着応力-すべり関係の概形に OPC との明確な差異は確認されなかった。OPC の付着応力-すべり関係モデルである fib モデルは GPC に対しても適用可能である。
- ・ GPC の付着強度を圧縮強度の平方根で除すると OPC より 1~2 割大きく、かつ、fib モデルより 2 割程度大きい。

クリープ性状

- ・ クリープ試験における収縮試験体により計測した GPC の収縮ひずみは、圧縮強度が同程度の場合、材齢 364 日まで OPC 試験体よりも小さかった。
- ・ GPC の材齢 364 日時点のクリープ係数は、圧縮強度が同程度の OPC のクリープ係数の約 0.73 倍であり、GPC の方が小さい。
- ・ 圧縮強度が 39MPa および 56MPa の GPC のクリープ係数の増加は、時間の経過とともに穏やかになるが、材齢 364 日時点では明確な収束の傾向は確認されなかった。
- ・ クリープひずみは GPC の方が OPC より大きいものの、GPC のクリープ係数は OPC よりも小さかった。この理由は GPC のヤング係数が OPC より小さく弾性ひずみが大きいためである。

3.7. 参考文献

- 1) Shibayama, A., Kikuchi, M.: Compressive Stress-Strain Behavior of a Fly Ash-Based Geopolymer Concrete Made without the Use of Water Glass for Alkali Activation, Proceedings of the fib Symposium 2019, pp 407–414, 2019.
- 2) 野口 貴文, 友澤 史紀: 高強度コンクリートの圧縮強度とヤング係数との関係, 日本建築学会構造系論文集, Vol.60, No.474, pp.1–10, 1995.
- 3) Noushini, A., Aslani, F., Castel, A., Gilbert, R. I., Uy, B., Foster, S.: Compressive Stress-Strain Model for Low-Calcium Fly Ash-Based Geopolymer and Heat-Cured Portland Cement Concrete, Cement and Concrete Composites, Vol.73, pp.136–146, 2016.
- 4) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-19); American Concrete Institute, 2019.
- 5) (財)国土開発技術研究センター: 建設省総合技術開発プロジェクト鉄筋コンクリート造建築物の超軽量化・超高層化技術の開発 平成4年度 NewRC研究開発概要報告書, 1993.
- 6) 野口 貴文, 友澤 史紀: 高強度コンクリートの圧縮強度と各種力学特性との関係, 日本建築学会構造系論文集, Vol.60, No.472, pp.11–16, 1995.
- 7) Albitar, M., Visintin, P., Mohamed Ali, M. S., Drechsler, M.: Assessing Behaviour of Fresh and Hardened Geopolymer Concrete Mixed with Class-F Fly Ash, KSCE Journal of Civil Engineering, Vol.19, No.5, pp.1445–1455, 2015.
- 8) S. Popovics: A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete, Cement and Concrete Research, Vol.3, No.5, pp.583–599, 1973.
- 9) Federation internationale du beton: fib Model Code for Concrete Structures 2010, 2010.
- 10) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999.
- 11) 土木学会: コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 2002.

- 12) Ivan Diaz-Loya, E., Allouche, E. N., Vaidya, S.: Mechanical Properties of Fly-Ash-Based Geopolymer Concrete, *ACI Materials Journal*, Vol.108, No.3, pp.300–306, 2011.
- 13) Nath, P., Sarker, P. K.: Flexural strength and elastic modulus of ambient-cured blended low-calcium fly ash geopolymer concrete, *Construction and Building Materials*, Vol.130, pp.22–31, 2017.
- 14) 富永 暖子, 西山 峰広, 坂下 雅信: 高温におけるコンクリートと鉄筋の付着－すべり関係に関する研究, *コンクリート工学会年次論文集*, Vol.35, No.1, pp.1159–1164, 2013.
- 15) Gunasekera, C., Setunge, S., Law, D. W.: Creep and Drying Shrinkage of Different Fly-Ash-Based Geopolymers, *ACI Materials Journal*, Vol.116, No.1, pp.39–49, 2019.

4. 横拘束された GPC の応力ひずみ関係

3章で示したように GPC は OPC に比べてポストピークの圧縮軟化挙動が顕著であるという特徴を有する。本章では横拘束筋による圧縮靱性の改善効果を実験的に検討する。また、横拘束された GPC の応力ひずみ関係のモデル化を試みる。

4.1. 実験概要

4.1.1. 試験体

試験体は図 4.1 に示すように、200mm×200mm の正方形断面を持つ、全長 600mm の角柱試験体である。すべての試験体において、材軸方向に直径 4mm の鉄筋が配置されているが、これは横拘束筋を配置するための組み立て筋であり、図 4.1 に示すように試験体の上端面に露出しない長さとなっている。材料特性および実験変数を表 4.1 に示す。実験変数は、横拘束筋の設置間隔による横拘束筋体積比であり、横拘束筋は D6(SD295)の溶接接合されたフープ筋である。溶接位置が平面上同じ位置にならないように、溶接位置は高さごとに 90 度ずつずらして配置した。フープ筋表面からのかぶり厚さは 6mm であり、これは使用した粗骨材の最大径 13mm の 1/2 以下である。試験体は、ばらつきの影響を確認するため 1 種類の試験体にそれぞれ 2 体ずつ計 8 体製作した。なお、表 4.1 に示したコンクリート圧縮強度は、直径 100mm、高さ 200mm の円柱供試体から得た値であり、横拘束筋の降伏強度は材料試験の結果である。なお、4 種の試験体は同一バッチでの打設ではないため、表 4.1 に示すように各試験体の材料強度試験の値はわずかに異なる。4 種の試験体の材料強度試験の平均値は、同表に示すように 25.5MPa である。試験体の打設には鋼製型枠を用い、型枠を立てた状態で縦方向に GPC の打ち込みを行った。

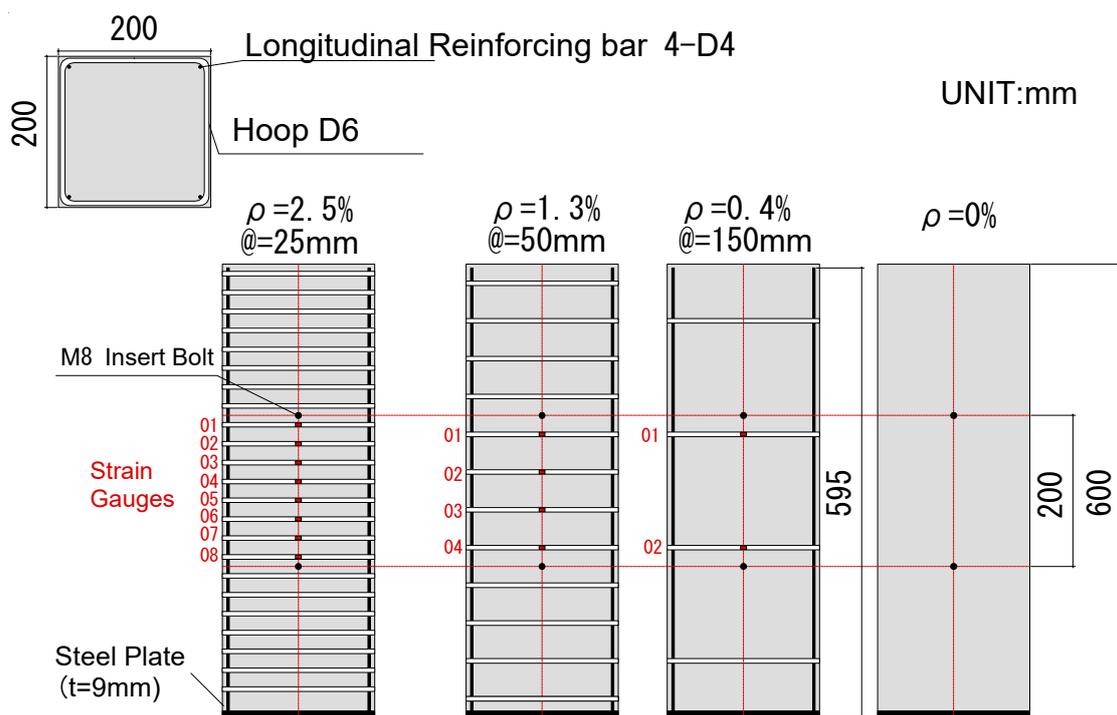


図 4.1 試験体図

表 4.1 試験体概要

Specimens	σ_B (MPa)		σ_{wy} (MPa)	s (mm)	ρ_w (%)
F24-N00	24.7	25.5*	433	-	0
F24-N04	26.4			150	0.4
F24-N13	24.5			50	1.3
F24-N25	27.3			25	2.5

記号 σ_B : 材料強度試験による GPC の圧縮強度, σ_{wy} : 横拘束筋の降伏強度, s : 横拘束筋の設置間隔, ρ_w : 横拘束筋体積比, * : 各シリーズの平均値

4.1.2. 荷重方法および計測方法

荷重には、2000kN アムスラー式万能試験機を用い、静的単調圧縮荷重を行った。試験機の制御は荷重制御で行っているが、最大荷重到達までの荷重速度が1mm/分になるように荷重した。

計測項目は、試験機荷重、試験機変位、試験体変形および横拘束筋のひずみである。試験機荷重は試験機内のロードセルを用いて、試験機変位は載荷板に接触式変位計を取り付け計測した。試験体変位は、試験体を高さ方向に3等分し、上部、中央、下部の3区間で接触式変位計を用いてそれぞれの区間の変位を計測した(図 4.2 参照)。変位計は、打設前にあらかじめ試験体の底版から高さ200mm、400mmの位置に埋め込んだインサートボルトを利用して設置した。インサートボルトは試験体の側面4面に設置したため、変位計は各区間に4つつある。横拘束筋ひずみはひずみゲージを用いて計測した。ひずみゲージは横拘束筋の外側にのみ設置したため、横拘束筋が外側に膨らむことによる曲げの影響を除外できていない。各計測データの計測間隔は、1秒とした。



図 4.2 変位計の設置状況

4.2. 実験結果

4.2.1. 荷重変形関係と破壊性状

図 4.3 に実験で得られた各試験体の荷重－試験体全体変形関係を、表 4.2 に実験結果概要を示す。表 4.2 の括弧内の値は、N00 シリーズの平均値に対する各試験体の平均値の比である。図 4.3 の試験体変形は、高さ方向に 3 分割して計測した各区間の変形の合計値である。

まず、横拘束筋がない N00 シリーズの試験体の最大荷重は 2 体の試験体の平均で 986kN であった。試験体は 2 体とも最大荷重を記録した後に荷重が急激に低下し脆性的な破壊の様相を呈した。荷重が急激に低下したため、荷重低下領域はほとんどデータを計測することができなかった。図 4.3 中の N00 シリーズの最大耐力以降は十分なプロット数がない状態で描いたグラフであることに留意されたい。

次に、横拘束筋の体積比が 0.4% である N04 シリーズの試験体の最大荷重は 2 体の平均値で 1096kN であり、N00 シリーズの試験体と比べて 11% 増加したが、これは打設バッチによる圧縮強度の差からみるとわずかな増加である。最大耐力以降の荷重は急激に低下し、横拘束筋がない N00 シリーズと最大荷重以降のグラフの傾きは同程度であり、横拘束筋による靱性の向上はほとんど確認されなかった。また、横拘束筋の体積比が 1.3% である N13 シリーズの試験体の最大荷重は、2 体の平均で 1054kN であり、横拘束筋がない N00 シリーズの試験体と比べて 7% 増加した。なお、図 4.1 からわかるように、最大荷重以降の荷重の低下は N04 シリーズと比較して明らかに緩やかであり、横拘束筋による靱性向上が確認された。最後に、横拘束筋の体積比が 2.5% である N25 シリーズの試験体は、2 体の試験体のばらつきが大きいものの、最大荷重の平均は 1283kN であり N00 シリーズと比較して 30% 増加した。また、最大荷重後の耐力の低下も最も緩やかであり、靱性が大きく向上した。

各試験体の最終破壊状況を図 4.4 に示す。横拘束筋がない N00 のシリーズにおいて、F24-N00-1 試験体は試験体の上端から約 200mm の高さまで V 字型の亀裂が発生し、その後 1 本の縦ひび割れが試験体底版付近まで進展した。F24-N00-2 試験体は、砂時計型の亀裂が発生し、大きなコンクリート片が剥がれ落ちた。これらの破壊はどちらも最大荷重到達直後に発生した。次に、N04 シリーズの試験体は、横拘束筋の設置間隔が 150mm と広いため、最大荷重到達直後に組み立て筋が座屈し、大きなコンクリート片がいくつも剥がれ落ちた。最も破壊が目立った区間のコンクリートはくびれるような形状をしていた。N13 シリーズと N24 シリーズの試験体の破壊性状は類似しており、コンクリートに押し出される形で横拘束筋が外側に膨らんだ。非常に薄いかぶりコンクリートはほとんどが剥がれ落ちたが、横拘束筋に囲まれた内部のコンクリートが崩壊するようなことはなく、また、N00 シリーズの試験体で確認されたような試験体縦方向のひび割れは発生しなかった。図 4.4 から明らかなように、横拘束筋が配筋された N04 シリーズから N25 シリーズのいずれの試験体においても、試験体下部はほとんど損傷しておらず、試験体の変形は試験体上部の 2/3 区間に集中した。一般的には、本研究のような載荷を行った場合は、試験体上部と下部は載荷板と設置してい

るため横方向の変形が拘束され、試験体中央部で変形が集中する傾向にあるが、本研究では上述のように試験体の上部および中央部で破壊が集中しており、その中でも中央部より上部に破壊領域が集中している。この原因としては、本実験に用いた試験体は、型枠を立てた状態で天端からコンクリートを打ち込んだのちに、バイブレーターをかけたため、試験体下部に骨材が集中し試験体が底版から天端方向に向かうにつれて弱くなっていた可能性が考えられる。上記のように破壊が試験体上部に集中する現象は、本研究と同じように縦方向に打設された横拘束筋を有するコンクリート試験体の圧縮試験を行った疋田ら¹⁾の研究においても報告されており、その原因を本研究と同様に推測している。

本実験では、前述のように試験体軸方向変形を3つの区間に分けて計測している。次項において軸方向の変形割合および横拘束筋の降伏状況について分析する。

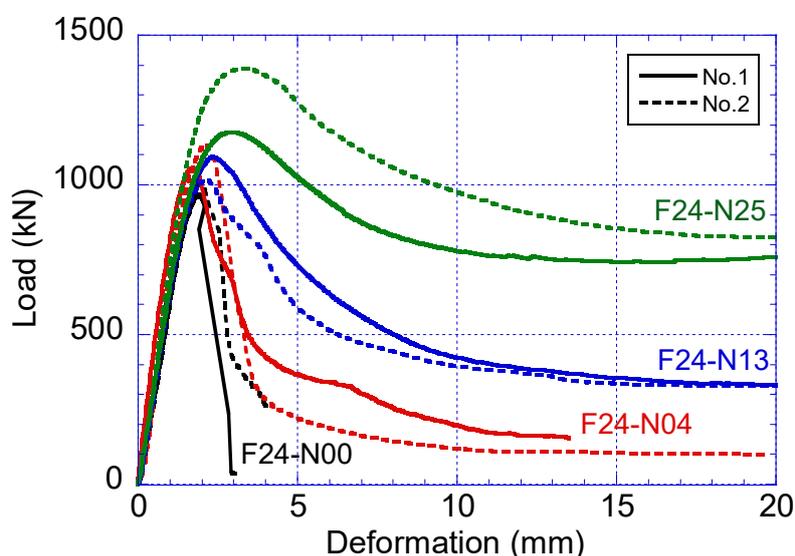
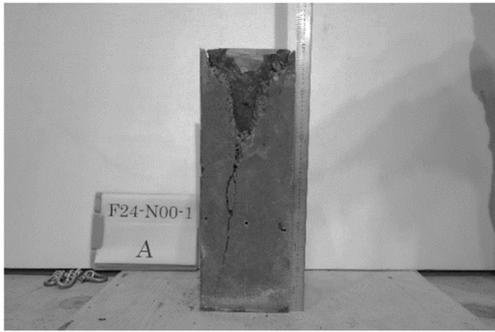


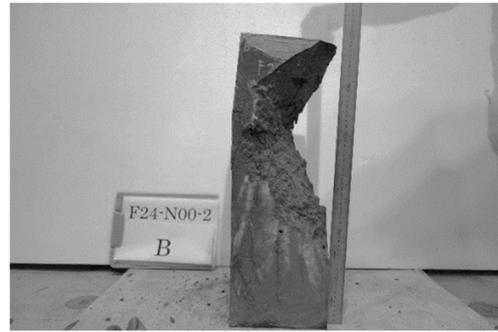
図 4.3 荷重—試験体全体変形関係

表 4.2 実験結果概要

Specimens	ρ_w (%)	Maximum Load (kN)	
		Each	Mean
F24-N00-1	0	967	986
F24-N00-2		1005	
F24-N04-1	0.4	1057	1096 (1.11)
F24-N04-2		1136	
F24-N13-1	1.3	1092	1054 (1.07)
F24-N13-2		1015	
F24-N25-1	2.5	1177	1283 (1.30)
F24-N25-2		1390	



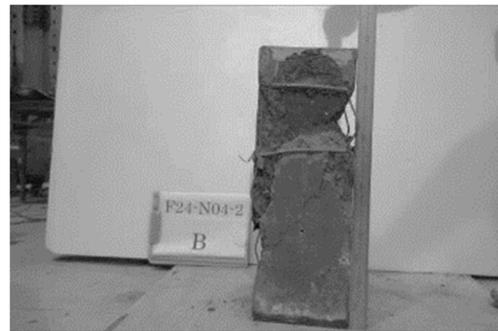
(a) F24-N00-1



(b) F24-N00-2



(c) F24-N04-1



(d) F24-N04-2



(e) F24-N13-1



(f) F24-N13-2



(g) F24-N25-1



(h) F24-N25-2

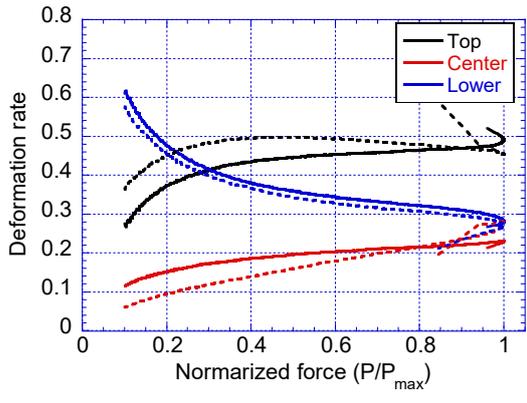
図 4.4 各試験体の破壊状況

4.2.2. 軸方向の変形割合と横拘束筋ひずみの推移

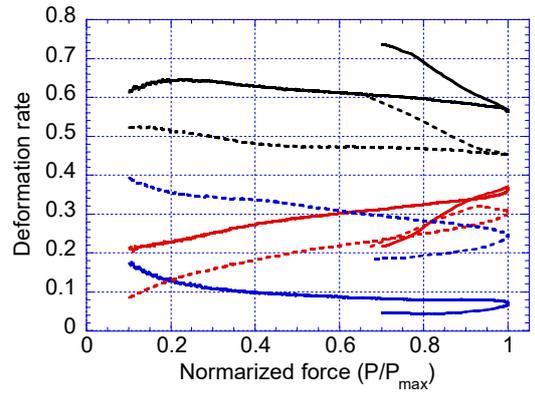
図 4.5 は、最大荷重で基準化した荷重比に対する軸方向の変形割合を示したものである。軸方向の変形割合は、試験体を高さ方向に 3 分割してそれぞれの変形量の 3 区間の合計変位に対する比をとったものである。載荷初期の変形が小さい領域では、変位計のがたつきなどの影響が含まれるため、グラフ横軸の荷重比は 0.1 から開始し、最大荷重到達後、荷重が最大荷重の 0.8 倍まで低下した範囲をプロットした。なお、図 4.5 の実線および破線は、それぞれ各試験体の 1 体目、2 体目の結果である。

図 4.5 からわかるように、載荷初期の変形が小さい段階では試験体下部の変形割合が多い場合があるものの、すべての試験体において、荷重比が 0.4 から 1.0 までの範囲では試験体上部の変形割合が最も大きかった。試験体下部の変形割合は荷重が大きくなるにつれて減少した。試験体中央部の変形割合は、荷重が増加するにつれて大きくなる傾向にあるが、最大耐力に至るまで試験体上部の変形割合を超えることはなかった。

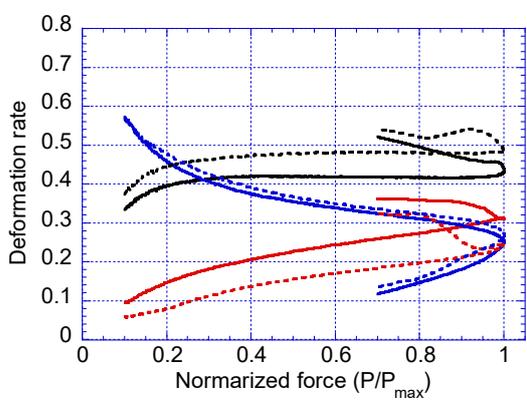
図 4.6 に横拘束筋が配筋された各試験体の横拘束筋ひずみの推移を示す。同図の実線は荷重を、破線が横拘束筋ひずみを表す。横拘束筋ひずみの凡例は、図 4.1 に対応しており、数字が若い方から試験体上部に位置する横拘束筋のひずみを示す。原則的には、試験体上部に位置する横拘束筋ほどひずみが大きい。これは、上述のように試験体上部の変形割合が大きいためである。また、いずれの試験体においても最大荷重到達時に横拘束筋は降伏していないが、最大荷重到達後軟化域に達すると試験体の上側に位置する横拘束筋から降伏に至った試験体が多い。



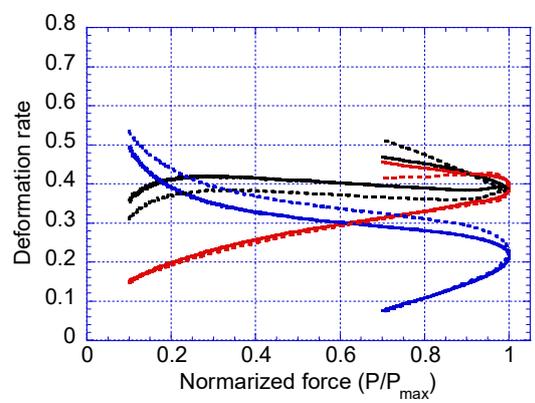
(a) F24-N00



(b) F24-N04

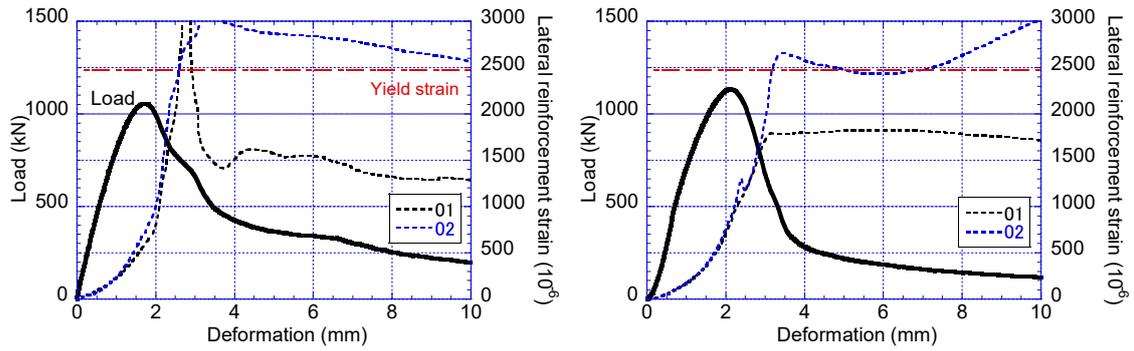


(c) F24-N13



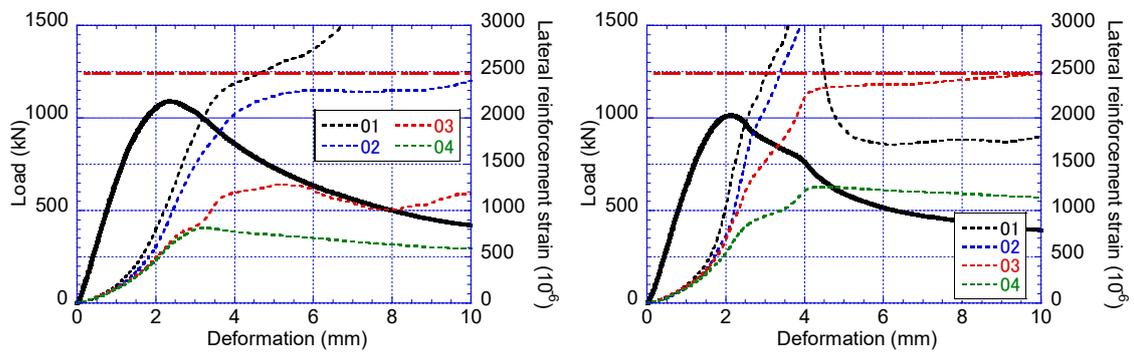
(d) F24-N25

図 4.5 軸方向の変形割合



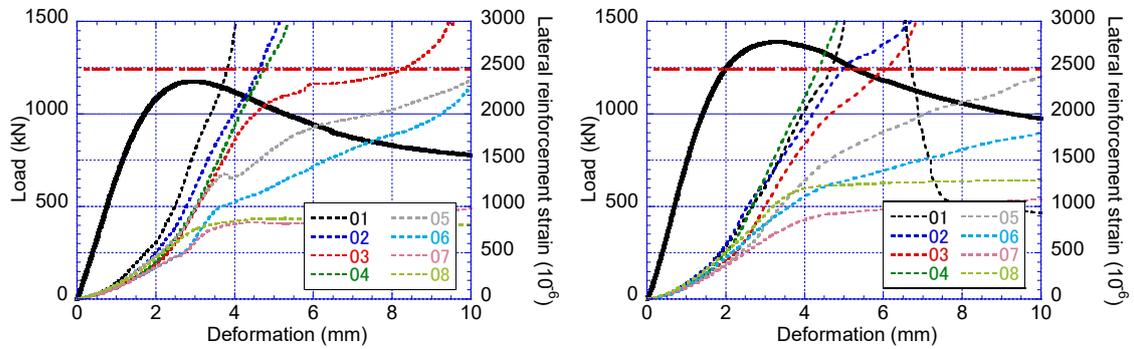
(a) F24-N04-1

(b) F24-N04-2



(c) F24-N13-1

(d) F24-N13-2



(e) F24-N25-1

(f) F24-N25-2

図 4.6 横拘束筋ひずみの推移

4.2.3. 応力ひずみ関係

前項までで、本実験では試験体上部の変形割合が大きいことを述べた。変形割合が最も大きかった試験体上部の変形を標点距離の 200mm で除し、ひずみに変換し得た応力ひずみ関係が図 4.7 である。同図には、高剛性圧縮試験から得た N00 シリーズの直径 100mm 高さ 200mm のシリンダー試験体の応力ひずみ関係も合わせて示した。図 4.7 から、試験体上部区間から算出した応力ひずみ関係がシリンダー試験体と乖離していることがわかる。特に図 4.7(b)に示したように、横拘束筋がない N00 シリーズの応力ひずみ関係がシリンダー試験体と乖離している。そこで、試験体中央区間の変形から得た応力ひずみ関係を図 4.8 に示す。同図では、各試験体の応力ひずみ関係がシリンダー試験体と同様の軌跡を描いている事がわかる。図 4.7(b)において、N00 シリーズの試験体とシリンダー試験体の応力ひずみ関係を比較すると、最大強度時のひずみもおおむね一致している。以上のことから、本実験における応力ひずみ関係は、図 4.8 に示した試験体中央区間の変形から算出したひずみを用いた応力ひずみ関係を採用する。

表 4.3 に応力ひずみ関係の特性値を示す。表 4.3 の平均値下段の括弧は、各特性値の N00 シリーズの平均値に対する N04, N13, N25 シリーズの平均値の比をとったものである。まず、最大強度は、N00 シリーズの試験体と比べ N04 シリーズは 11%, N13 シリーズの試験体は 6%, N25 シリーズは 30%上昇し、横拘束筋による最大強度の上昇効果がみられた。最大強度時ひずみは、N00 シリーズの試験体と比べ N04 シリーズは 1.14 倍、N13 シリーズは 1.13 倍、N25 シリーズ 2.21 倍であった。N13 シリーズは最大強度と同様に最大強度時ひずみの増加倍率は N04 シリーズとおおむね同等であったが、N25 シリーズでは最大強度時ひずみが N00 シリーズよりも 2 倍以上大きくなり、横拘束筋による最大強度時ひずみの増加が明確に確認された。

次に圧縮限界点に関する考察を行う。本実験における圧縮限界点とは、ストレスブロック係数 k_1k_3 が最大となる点と定義する。 k_1 は下式で求まる。 k_3 は 1.0 とした。

$$k_1 = \frac{\int_0^{\varepsilon_c} \sigma_c(\varepsilon) d\varepsilon}{\sigma_B \varepsilon_c} \quad (4.1)$$

ここで、 σ_c : 圧縮応力、 σ_B : 圧縮強度、 ε_c : 圧縮ひずみである。

N00 シリーズでは試験体が脆性的に破壊し、応力下降域の正確な計測ができなかったため、圧縮限界点に関しては横拘束筋を有する各試験体と N00 シリーズのシリンダー試験体に対して実施した高剛性圧縮試験の結果を比較し考察を行う。

まず、圧縮限界応力は、シリンダー試験体に対して N04 シリーズが 1.17 倍、N13 シリーズが 1.20 倍、N25 シリーズが 1.50 倍増加し、横拘束筋体積比の増加につれて圧縮限界応力が増大した。圧縮限界ひずみは、シリンダー試験体に対して N04 シリーズが 1.04 倍、N13

シリーズが 1.44 倍, N25 シリーズが 2.73 倍増加し, 圧縮限界応力と同様に, 圧縮限界時ひずみは横拘束筋体積比の増加につれて増大した。最大強度点では, N13 シリーズは N00 シリーズに対する最大強度および最大強度時ひずみの倍率が N04 試験体とほぼ同等であったが, 圧縮限界点に関しては, 上述のように横拘束筋体積比の増加に伴い圧縮限界応力, 圧縮限界応力時ひずみともに増大した。

以上のように, 横拘束筋を配筋することにより GPC の圧縮靱性は向上する。なお, 本実験では圧縮強度は実験変数としなかったため, 横拘束筋による靱性向上に与える圧縮強度の影響に関しては今後の課題である。

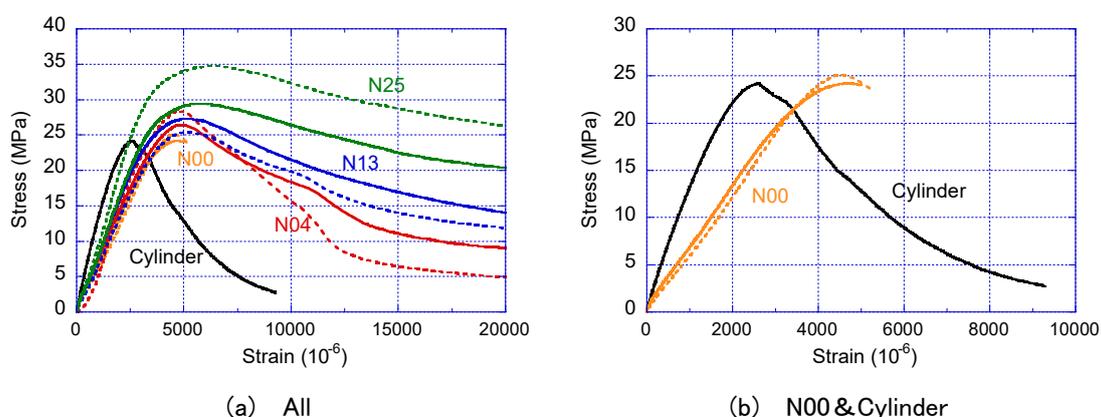


図 4.7 上部区間変形で算出した応力ひずみ関係

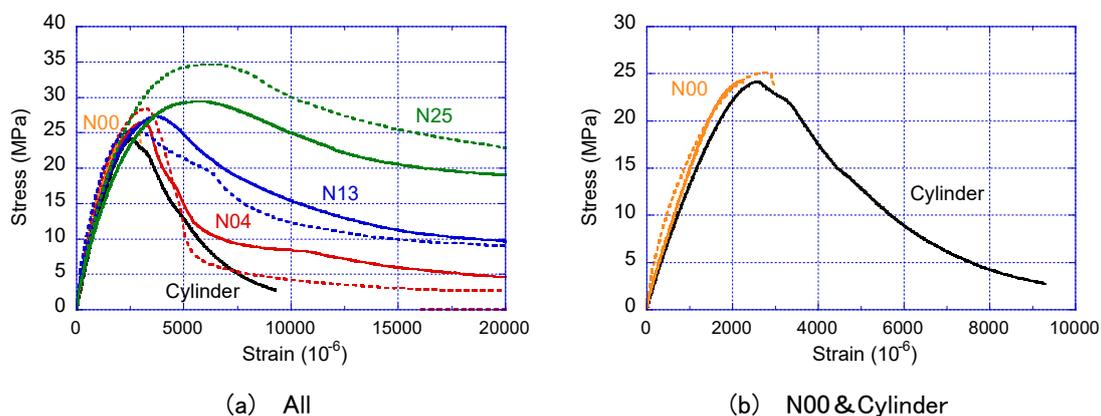


図 4.8 中央区間変形で算出した応力ひずみ関係

表 4.3 応力ひずみ関係の特性値

Specimens	$\varepsilon_m, \varepsilon_{cm}$ (10^{-6})		σ_m, σ_{cm} (MPa)		$\varepsilon_u, \varepsilon_{cu}$ (10^{-6})		σ_u, σ_{cu} (MPa)		$k_1 \cdot k_3$	
		mean		mean		mean		mean		mean
Cylinder	2610	-	24.2	-	4130	-	17.3	-	0.72	-
F24-N00-1	2190	2465	24.2	24.7	-	-	-	-	-	-
F24-N00-2	2740		25.1		-		-			
F24-N04-1	3110	3160	26.4	27.4	4150	4160	19.3	20.6	0.73	0.74
F24-N04-2	3210	(1.14)	28.4	(1.11)	4180	(1.04)	21.8	(1.17*)	0.75	(1.00*)
F24-N13-1	3660	3130	27.3	26.3	6220	5800	21.4	21.1	0.78	0.80
F24-N13-2	2600	(1.13)	25.4	(1.06)	5380	(1.44)	20.8	(1.20*)	0.82	(1.12*)
F24-N25-1	5880	6130	29.4	32.1	10660	10960	24.2	26.4	0.82	0.82
F24-N25-2	6380	(2.21)	34.7	(1.30)	11260	(2.73)	28.6	(1.50*)	0.82	(1.15*)

記号 ε_m : プレーンコンクリートの最大強度時ひずみ, ε_{cm} : 拘束コンクリートの最大強度時ひずみ, σ_m : プレーンコンクリートの最大強度, σ_{cm} : 拘束コンクリートの最大強度, ε_u : プレーンコンクリートの圧縮限界ひずみ, ε_{cu} : 拘束コンクリートの圧縮限界ひずみ, σ_u : プレーンコンクリートの圧縮限界応力, σ_{cu} : 拘束コンクリートの圧縮限界応力。

* : シリンダー試験体に対する各シリーズの平均値の比

4.3. 横拘束された GPC の応力ひずみ関係のモデル化

本節では、前節で示した本試験における実験結果をもとに、横拘束された OPC に対して提案された圧縮軟化領域を含む応力ひずみ関係モデルを横拘束された GPC の応力ひずみ関係モデルに拡張する。

4.3.1. 六車渡邊モデル

六車ら²⁾は、横拘束筋によるコンクリートの横拘束の効果を定式化し、拘束コンクリートの応力ひずみ関係モデル(以下、六車渡邊モデル)を提案している。六車渡邊モデルでは、横拘束の程度を式(4.2)で表現される拘束係数で定式化している。この拘束係数を用いて拘束コンクリートの応力ひずみ関係を図 4.9 のように提案している。

$$C_c = 0.313\rho_s \frac{\sqrt{f_y}}{\sigma_B} \left(1 - 0.5 \frac{s}{w}\right) \quad (4.2)$$

ここで、 ρ_s ：横拘束筋体積比、 f_y ：横拘束筋降伏強度(MPa)、 σ_B ：プレーンコンクリートの圧縮強度(MPa)、 s ：横拘束筋の間隔(mm)、 w ：拘束コア断面最小寸法(mm)である。

曲線 OABC はプレーンコンクリートの応力ひずみ関係である。曲線 OADE は拘束されたコンクリートの応力ひずみ関係である。拘束コンクリートでは、OA 間はプレーンコンクリートと同じとし、AD 間は D に頂点を持つ二次曲線、DE は直線としており、E 点は拘束コンクリートの圧縮限界ひずみに対応する。六車渡邊モデルによる応力ひずみ曲線の計算式は以下である。なお、図 4.9 の記号と本論文の記号が異なることに留意されたい。

(1) プレーンコンクリート

$$\text{OA 間} \quad \sigma_c = E_i \varepsilon_c + \frac{(\sigma_B - E_i \varepsilon_m)}{\varepsilon_m^2} \varepsilon_c^2 \quad \varepsilon_c < \varepsilon_m \quad (4.3)$$

$$\text{AB 間} \quad \sigma_c = \frac{(\sigma_c - \sigma_B)}{(\varepsilon_u - \varepsilon_m)} (\varepsilon_c - \varepsilon_m) + \sigma_B \quad \varepsilon_m < \varepsilon_c < \varepsilon_u \quad (4.4)$$

$$\text{BC 間} \quad \sigma_c = \frac{\sigma_u}{\varepsilon_u - 0.001} (\varepsilon_c + 0.01) \quad \varepsilon_u < \varepsilon_c < 0.01 \quad (4.5)$$

(2)拘束コンクリート

OA間

プレーンコンクリートと同じで式(4.3)で表す

$$\text{AD間} \quad \sigma_c = \frac{(\sigma_B - \sigma_{cm})}{(\varepsilon_m - \varepsilon_{cm})^2} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cm})^2 + \sigma_{cm} \quad \varepsilon_m < \varepsilon_c < \varepsilon_{cm} \quad (4.6)$$

$$\text{DE間} \quad \sigma_c = \frac{(\sigma_{cu} - \sigma_{cm})}{(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{cm})} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cm}) + \sigma_{cm} \quad \varepsilon_{cm} < \varepsilon_c < \varepsilon_{cu} \quad (4.7)$$

六車渡邊モデルでは、拘束コンクリートの性状を表す特性点の値(拘束コンクリート最大強度、拘束コンクリートの最大強度時ひずみ)をプレーンコンクリートに対する比として、拘束係数 C_c の関数で表 4.4 のように示している。なお、表 4.4 は角スパイラルフープで横拘束された角柱供試体に対する提案値である。同表中で ε_u 、 ε_{cu} を算出する際の σ_B の単位は kg/cm^2 である。プレーンコンクリートおよび拘束コンクリートの圧縮限界ひずみ(ε_u 、 ε_{cu})は、ストレスブロック係数 $k_1 k_3$ が最大となる時のひずみと定義しており、圧縮限界ひずみを算定したあと、本定義に基づき圧縮限界ひずみ時の応力を算定している。また、表 4.4 の記号は図 4.9 と異なる点があることに留意されたい。

上記から、六車渡邊モデルでは拘束コンクリートの最大強度と最大強度時ひずみ、および圧縮限界ひずみが定式化できれば、これらの特性点を有する応力ひずみ関係が設定可能であるため、OPC だけでなく GPC にも適用が可能と考えられる。そこで、次項では、GPC の拘束係数と拘束コンクリートの特性値との関係を求め、横拘束された GPC の応力ひずみ関係モデルを提案する。

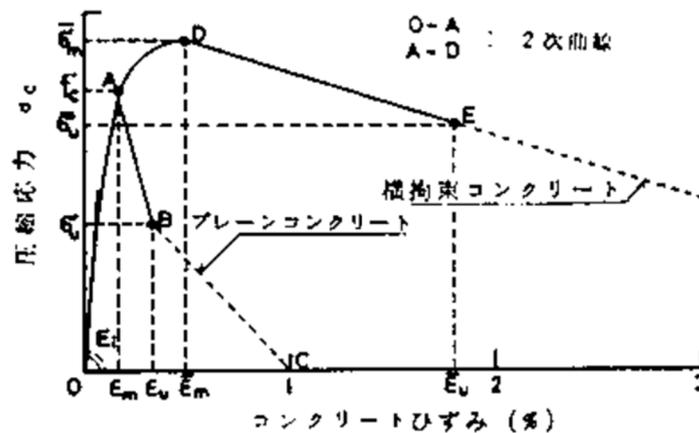


図 4.9 六車渡邊モデルの応力ひずみ曲線²⁾

表 4.4 六車渡邊モデルの諸値

	プレーンコンクリート		拘束コンクリート	
最大強度時	σ_B	コンクリート圧縮強度	σ_{cm}	$= (1 + 50C_c) \cdot \sigma_B$
	ε_m	$= 0.0013 \left(1 + \frac{\sigma_B}{1000}\right)$	ε_{cm}	$= (1 + 450C_c) \cdot \varepsilon_m$
圧縮限界時	σ_u	$= \frac{2(A_0 - \sigma_B \varepsilon_m)}{\varepsilon_u + \varepsilon_m} + \sigma_B$	σ_{cu}	$= \frac{2(A_0 - \sigma_{cm} \varepsilon_{cm})}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{cm}} + \sigma_{cm}$
	ε_u	$= 0.00413 \left(1 + \frac{\sigma_B}{2000}\right)$	ε_{cu}	$= (1 + 450C_c) \cdot \varepsilon_u$

ここで、 A_0 は、最大強度までのコンクリートの応力ひずみ曲線が囲む面積である。

4.3.2. 六車渡邊モデルの GPC への拡張

本研究の実験結果から、GPC に対して拘束係数と拘束コンクリートの特性値との関係を示したものが図 4.10 である。同図には、六車渡邊モデルの同じ関係を黒の破線で併記した。同図から、GPC の σ_{cm}/σ_B は、OPC とほぼ同じであり、 $\varepsilon_{cm}/\varepsilon_m$ および $\varepsilon_{cu}/\varepsilon_u$ は六車渡邊モデルより小さいことがわかる。図中に示した GPC の回帰分析の結果を整理したものが表 4.5 である。同表の値を用いて、実験に対応する拘束コンクリートの応力ひずみ関係を計算した結果を図 4.11 に示す。同図に示したように、拘束コンクリートの応力上昇域では、プレーンコンクリートの最大強度点(σ_B, ε_m)を通過する六車渡邊モデルを用いると、プレーンコンクリートの最大強度点までは徐々に減少した傾きが、その点を境に大きくなっており実際の挙動と異なる。そのため、六車渡邊モデルで定式化された応力上昇域の応力ひずみ曲線を横拘束された GPC へ適用することは適切ではない。そこで、本研究では、拘束された GPC の応力ひずみ関係の応力上昇域を以下の式(4.8)で算出する。拘束コンクリートの場合は、 E_c はプレーンコンクリートのヤング係数、 E_{sec} は拘束コンクリートの最大強度および最大強度時ひずみを用いる。なお、応力下降域は六車渡邊モデルの式(4.7)をそのまま用いる。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cm}} = \frac{n \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}}\right)}{n - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}}\right)^{na}} \quad \varepsilon_c < \varepsilon_{cm} \quad (4.8)$$

$$n = \left(\frac{E_c}{E_c - E_{sec}}\right) \quad (4.9)$$

$$a = 1.0 \quad (4.10)$$

拘束コンクリートの応力上昇域を式(4.8)とした計算結果が図 4.12 である。同図からプレーンコンクリート最大強度点で拘束コンクリートの応力ひずみ曲線の傾きが急変する問題が解決できたことがわかる。また、拘束コンクリートの応力上昇域を一つの数式で表現することにより、六車渡邊モデルより式の場合分けが少なくなった。

図 4.12 に示した計算結果と、実験結果を比較したものが図 4.13 である。同図から、GPC 用に修正した六車渡邊モデルは横拘束筋の影響について実験で得られた傾向を再現できていることがわかる。

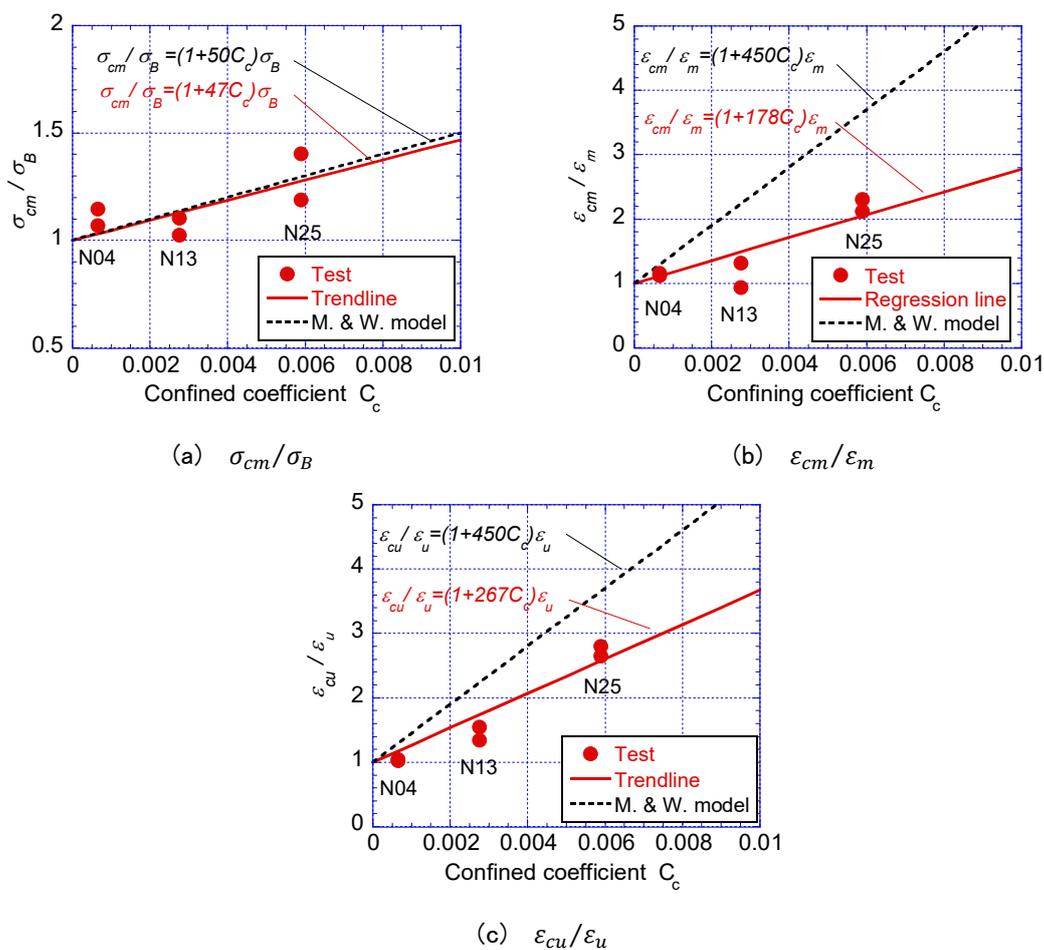


図 4.10 GPC の拘束係数と拘束コンクリートの特性値との関係

表 4.5 GPC 用の六車渡邊モデルの諸値

	プレーンコンクリート		拘束コンクリート	
最大強度時	σ_B	コンクリート圧縮強度	σ_{cm}	$= (1 + 47C_c) \cdot \sigma_B$
	ε_m	圧縮強度時ひずみ	ε_{cm}	$= (1 + 178C_c) \cdot \varepsilon_m$
圧縮限界時	σ_u	ストレスブロック係数 $k_1 \cdot k_3$ が最大となる点の応力	σ_{cu}	$= \frac{2(A_0 - \sigma_{cm}\varepsilon_m)}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{cm}} + \sigma_{cm}$
	ε_u	ストレスブロック係数 $k_1 \cdot k_3$ が最大となる点のひずみ	ε_{cu}	$= (1 + 267C_c) \cdot \varepsilon_u$

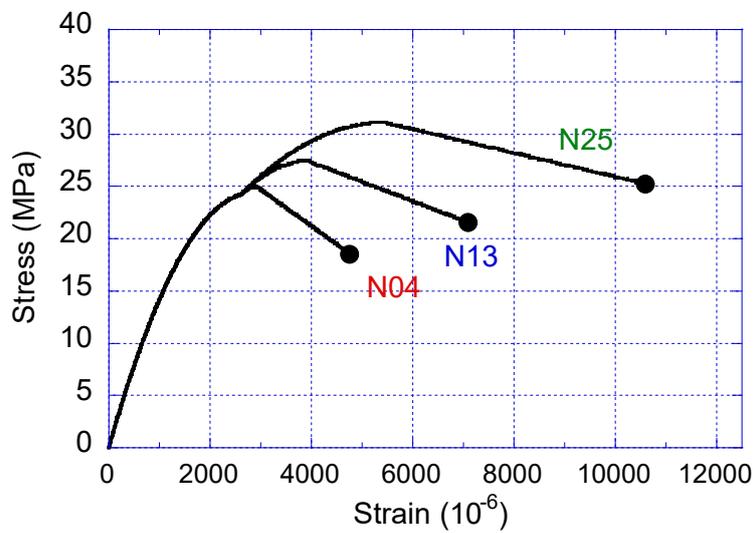


図 4.11 GPC の特性値を用いた六車渡邊モデルの計算結果

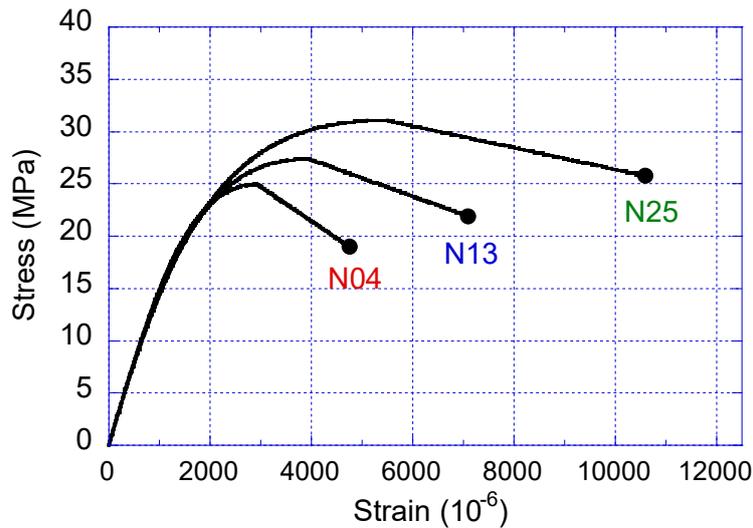


図 4.12 GPC 用修正六車渡邊モデル

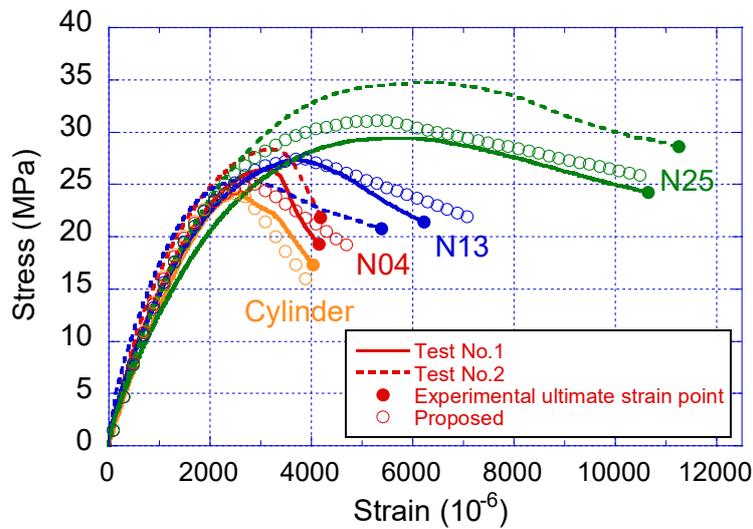


図 4.13 実験結果と提案式の比較

4.4. まとめ

本章では、横拘束筋が配筋された圧縮強度が 25MPa 程度の GPC の圧縮試験を行い、横拘束筋による靱性改善効果を検討するとともに、横拘束された GPC の応力ひずみ関係のモデル化を行った。以下に得られた知見を示す。

- ・ 圧縮強度が 25MPa 程度の GPC は、横拘束筋を配筋することにより OPC と同様に圧縮靱性を改善することが可能である。
- ・ 横拘束された GPC の最大強度、最大強度時ひずみおよび圧縮限界ひずみと拘束係数の関係を実験結果に基づき定式化し、六車渡邊モデルをベースとして横拘束された GPC の応力ひずみ関係モデルを提案した。提案モデルは実験結果の傾向を再現できた。

4.5. 参考文献

- 1) 疋田 次峰, 倉本 洋, 田中 仁史, 中治 弘行: コンクリートの一軸圧縮応力—ひずみ関係に及ぼす寸法効果の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.193–198, 2002.
- 2) 六車 熙, 渡邊 史夫, 勝田 庄二, 田中 仁史: 横拘束コンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化, セメント技術年報, Vol.34, pp.429–432, 1980

5. GPC 梁の曲げ性能

2章で述べたように、GPC 部材の終局耐力は OPC と同様の手法で算出可能であるという報告があるが、我が国の構造設計において必要な曲げ復元力特性の算定法は確立されていない。また、一次設計すなわち許容応力度設計の範囲での GPC 部材の曲げ性状に関する知見は不足している。本章では、許容曲げモーメント作用時の GPC 梁の曲げ性状および曲げ終曲点までの復元力特性、さらには GPC と OPC の応力ひずみ関係の違いが部材の曲げ性能に与える影響について検討する。

5.1. 許容応力度設計の範囲の曲げ性状

5.1.1. 実験概要

(1) 試験体設計と使用材料

図 5.1 に示すように試験体は幅 200mm、高さ 350mm の長方形断面を持つ長さ 4000mm の GPC 梁試験体である。実験変数は、圧縮強度および鉄筋径と鉄筋本数の組み合わせとした。引張鉄筋比はいずれの組み合わせにおいても同一であり、終局状態に対する釣合い鉄筋比以下である。なお、この釣合い鉄筋比とは圧縮鉄筋を除いた値である。設計上の曲げ耐力は同じであるが、鉄筋径と本数の組み合わせが梁のひび割れ性状に与える影響を検討するため、鉄筋径と鉄筋本数の組み合わせを実験変数とした。また、GPC 梁の比較対象として同様の実験変数を有する OPC 梁を製作した。試験体数は GPC 梁が 4 体、OPC 梁が 4 体の合計 8 体である。表 5.1 に試験体一覧を示す。

試験区間は試験体中央から左右に 500mm の区間であり、曲げひび割れの発生位置に影響を及ぼすことを防ぐために試験区間にせん断補強筋は配置していない。試験区間外にはせん断破壊を防ぐためにフープ筋を配筋した。なお、本実験では実際の配筋に近づけるため、引張鉄筋と同量の圧縮鉄筋を配筋した。

表 5.2 に材料特性を示す。圧縮強度 39MPa の GPC のヤング係数は圧縮強度 34MPa の OPC よりも 25%小さく、3章で示したように圧縮強度が同程度の場合、GPC のヤング係数は OPC より低い。よって、GPC の鉄筋に対する実ヤング係数比は OPC よりも高くなる。なお、ヤング係数比を算出するにあたり鉄筋のヤング係数には D13 鉄筋と D16 鉄筋のヤング係数の平均値を用いた。次に、GPC の引張強度に着目する。圧縮強度 39MPa の GPC の割裂引張強度および曲げ引張強度は、圧縮強度が約 12MPa 高い OPC と同程度であった。3章で述べたようにコンクリートの割裂引張強度および曲げ引張強度は圧縮強度の関数で表現されることが多く、表 5.2 には圧縮強度の平方根と割裂引張強度および曲げ引張強度の関係を示している。引張強度と圧縮強度を関連付ける係数は、圧縮強度 39MPa の GPC は、割裂引張強度で 14%、曲げ引張強度で 18~22%OPC よりも大きかった。一方で、圧縮強度 23MPa の GPC では OPC と同程度であった。なお、3.3 節に示した実験結果は、本節の実験結果である。

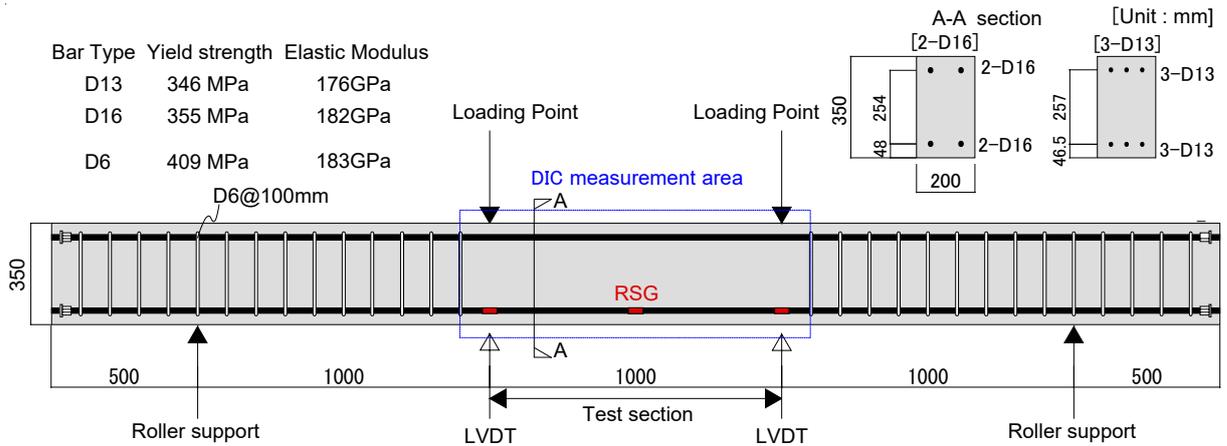


図 5.1 試験体図

表 5.1 試験体一覧

Specimens	Concrete type	σ_B (MPa)	Reinforcing bar	p_t (%)
GPC-fc23-2D16	GPC	23	2-D16(SD295)	0.65%
GPC-fc39-2D16		39		
GPC-fc23-3D13		23	3-D13(SD295)	
GPC-fc39-3D13		39		
OPC-fc34-2D16	OPC	34	2-D16(SD295)	
OPC-fc51-2D16		51		
OPC-fc34-3D13		34	3-D13(SD295)	
OPC-fc51-3D13		51		

ここで、 σ_B ：圧縮強度、 p_t ：引張鉄筋比

表 5.2 材料特性

	GPC		OPC	
σ_B (MPa)	23.2	39.3	34.1	51.2
E_c (GPa)	16.5	21.8	29.0	33.6
f_{sp} (MPa)	2.12	3.08	2.50	3.08
f_b (MPa)	3.67	5.91	4.49	5.70
E_s/E_c	11.0	8.40	6.30	5.40
$f_{sp}/\sqrt{\sigma_B}$	0.44	0.49	0.43	0.43
$f_b/\sqrt{\sigma_B}$	0.76	0.94	0.77	0.80

ここで、 E_c ： $1/3\sigma_B$ 割線ヤング係数、 f_{sp} ：割裂引張強度、 f_b ：曲げ引張強度、 E_s ：
 $=1.79 \times 10^5$ MPa、D16 および D13 鉄筋のヤング係数の平均値

(2) 載荷方法

本実験では、鋼製の載荷梁を介して 1000kN 油圧ジャッキ 1 本により、試験区間である等曲げモーメント区間の長さを 1000mm とした 4 点曲げ載荷を行った。梁の変形が片方の載荷点に偏よることを防ぐために、支承は両端とも回転を許容するローラー支承とした。載荷は荷重が頭打ちとなり部材の明確な降伏を確認するまで変位制御により実施した。なお、部材降伏までに複数回に渡り後述する長期許容曲げモーメントまで除荷を行い、残留変形を計測したが、本論文では対象外とする。

(3) 計測項目と方法

本実験における計測項目は、ジャッキ荷重、試験体たわみ、鉄筋ひずみ、ひび割れ幅である。ジャッキ荷重はロードセルを、試験体たわみは接触式変位計(図 5.1 では、LVDT)を、鉄筋ひずみはひずみゲージ(図 5.1 では RSG)を、ひび割れ幅は画像相関法を用いて計測した。試験体たわみおよび鉄筋ひずみの計測位置は図 5.1 に示した。

画像相関法の計測対象区間はスパン中央から左右に 600mm の区間であり、計測には非接触三次元変位・ひずみ測定システム ARAMIS¹⁾を用いた。この測定システムは 2 台の CCD カメラを用いてステレオ式で三次元的に試験体表面の変化を測定するものである。CCD カメラの画素数は 400 万画素である。画像相関法の精度向上のため、測定対象区間の撮影面に対して、アクリルスプレーでランダム模様を施した。

5.1.2. 実験結果

(1) 曲げモーメントーたわみ関係

図 5.2 に梁の曲げモーメントーたわみ関係を示す。本実験では部材降伏までに複数回長期許容曲げモーメント計算値まで除荷を行ったが、図 5.2 は包絡線である。たわみは載荷点直下で計測した 2 箇所の変位の平均値である。図中の破線は圧縮強度 23MPa の GPC 梁と比較するために FEM 解析より得た圧縮強度 23MPa の OPC 梁の解析結果である。この FEM 解析の詳細については 5.1.4 項で述べる。なお、OPC-fc34-3D13 試験体は、曲げモーメントが 8kNm に達した段階で載荷装置の不具合が発生したため、除荷し、載荷装置を組み直し改めて載荷をやり直した試験体である。なお、この載荷のやり直しに影響を受けると考えられるデータについては、以降の表ではグレーの塗りつぶしを行っている。

GPC 梁、OPC 梁はいずれの試験体も、たわみが 1mm 程度に達したときに曲げひび割れの発生に起因して部材の剛性が低下し、その後たわみが約 6~8mm に達した段階で曲げモーメントが頭打ちとなり部材の降伏が確認された。曲げモーメントーたわみ関係の概形には、GPC 梁と OPC 梁の間に明確な違いは確認されなかった。また、引張鉄筋比が同じであるため、鉄筋径と鉄筋本数の組み合わせの違いによる差も大きくは確認されなかった。

各梁試験体の曲げひび割れ点および曲げ降伏点に関連する情報を表 5.3 に示す。実験における初期剛性は、原点と曲げモーメントが 5kNm の点との割線剛性とした。曲げひび割れ点と曲げ降伏点は、それぞれグラフの傾きが明らかに変化したときの値とした。曲げ降伏時剛性は、原点と曲げ降伏点との割線剛性である。また、 K_2 は曲げひび割れ点と曲げ降伏点の割線剛性である。

まず、曲げひび割れ点の特性に着目すると、GPC 梁の初期剛性は、OPC 梁の初期剛性より低いことが明らかである。これは GPC のヤング係数が OPC より小さいためである。なお、OPC-fc34-3D13 試験体の初期剛性が他の OPC 梁より低いのは、先述のように載荷をやり直した影響によるものである。

圧縮強度 39MPa の GPC 梁の曲げひび割れ強度は、圧縮強度 34MPa の OPC 梁より D13 鉄筋を用いた場合では 22%、D16 鉄筋を用いた場合は 17%高かった。また、圧縮強度 51MPa の OPC 梁の曲げひび割れ強度を下回ることはなかった。これは表 5.2 に示したとおり本研究では、GPC は OPC よりも圧縮強度に対して得られた曲げ引張強度が大きいことが影響している。本研究に用いた GPC で製作した圧縮強度が 39MPa の梁は、圧縮強度が同程度の OPC で製作された梁よりも高い曲げひび割れ強度を有するという特徴があることが確認された。

次に、GPC 梁の曲げひび割れ点から曲げ降伏点の割線剛性は、OPC 梁と同程度であり、コンクリートの違いによる影響は確認されなかった。これは、3 章で示したように、GPC と鉄筋との付着性状が OPC と同等以上であるためである。

最後に、梁の曲げ降伏点に着目すると、GPC 梁の曲げ降伏モーメントは OPC 梁と同程度であった。これは、梁の曲げ降伏モーメントは引張鉄筋が支配的であり、さらに本実験では

断面に引張鉄筋と同量の圧縮鉄筋が配置されているためコンクリートの影響が表れにくいからである。一方で、曲げ降伏時たわみにはコンクリートの種類による違いが確認される。圧縮強度 39MPa の GPC 梁の曲げ降伏時たわみは、同じ引張鉄筋を有し、コンクリート圧縮強度が 12MPa 大きい OPC-fc51 試験体と同程度であると同時に、同じ引張鉄筋を有し、圧縮強度が同程度である OPC-fc34 試験体よりも小さい。つまり、GPC 梁の曲げ降伏時たわみは、初期剛性が OPC 梁よりも小さいにも関わらず、OPC 梁よりも小さくなる場合があることが本実験から明らかになった。また、GPC 梁の曲げ降伏時剛性は、OPC 梁と同程度の値となった。しかしながら、初期剛性に対する曲げ降伏時剛性の比で表される剛性低下率 α は、OPC-fc34-3D13 試験体を除いた 3 体の OPC 梁の平均値に対する GPC 梁 4 体の平均値の比は 0.6 となり、GPC 梁と OPC 梁で違いが確認された。

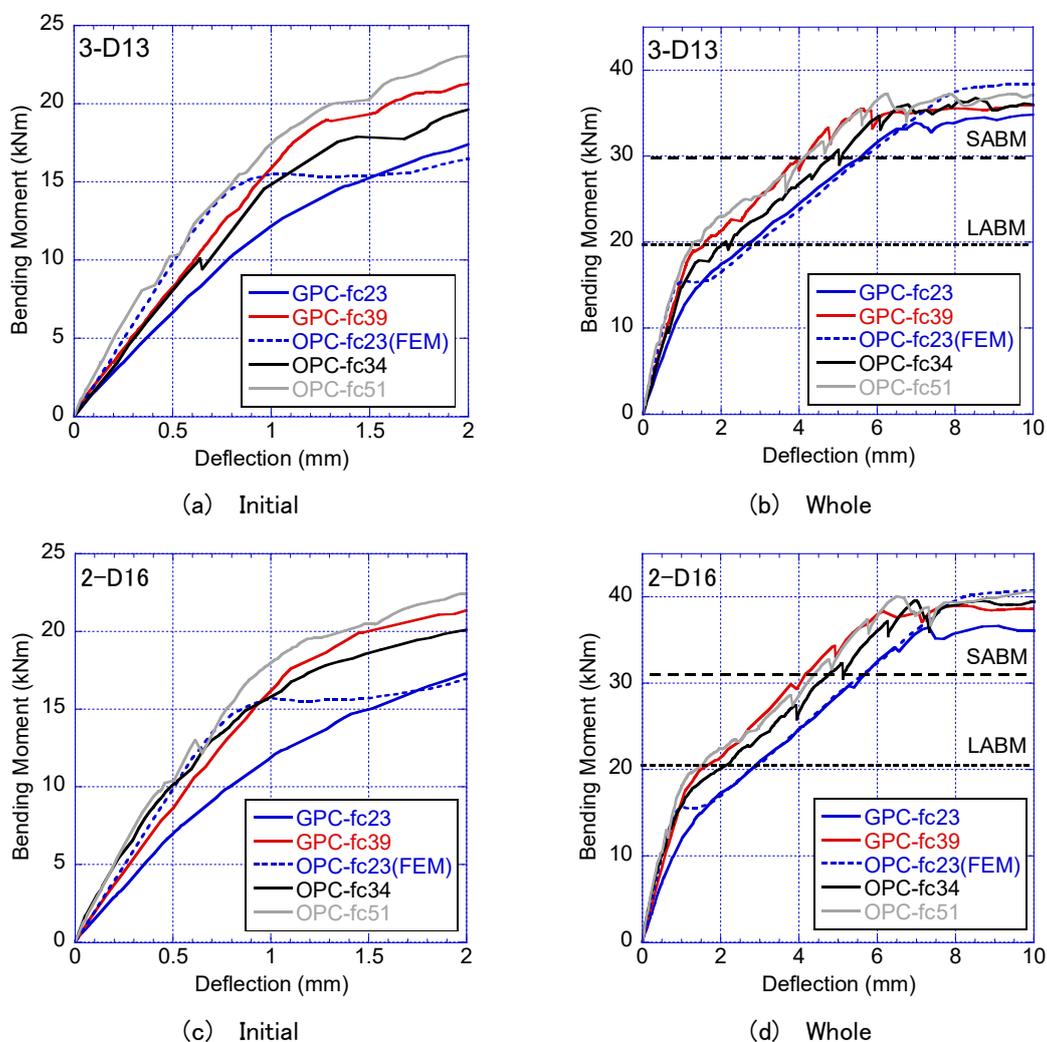


図 5.2 曲げモーメント-たわみ関係

記号 LABM: 長期許容曲げモーメント計算値, SABM: 短期許容曲げモーメント計算値

表 5.3 曲げモーメント-たわみ関係の特性値

Specimens	K_e (kNm/mm)	M_{cr} (kNm)	δ_{cr} (mm)	K_2 (kNm/mm)	M_y (kNm)	δ_y (mm)	K_y (kNm/mm)	α
GPC-fc23- 2D16	14.1	12.1	1.0	3.9	36.4	7.3	5.0	0.35
GPC-fc39- 2D16	18.1	17.6	1.1	4.2	38.3	6.2	6.2	0.34
OPC-fc34- 2D16	24.4	15.1	0.9	4.0	39.6	7.0	5.7	0.23
OPC-fc51- 2D16	25.2	15.2	0.8	4.1	39.9	6.7	6.0	0.24
GPC-fc23- 3D13	13.7	12.7	1.1	3.6	33.9	7.0	4.9	0.35
GPC-fc39- 3D13	17.4	18.1	1.2	3.6	35.3	5.8	6.0	0.35
OPC-fc34- 3D13	16.4	14.8	1.0	3.6	36.0	6.8	5.3	0.32
OPC-fc51- 3D13	24.6	17.5	1.0	3.8	37.2	6.3	5.9	0.24

K_e : 初期剛性, M_{cr} : 曲げひび割れモーメント, δ_{cr} : 曲げひび割れ時たわみ,
 $K_2 = (M_y - M_{cr}) / (\delta_y - \delta_{cr})$, M_y : 曲げ降伏モーメント, δ_y : 曲げ降伏時たわみ,
 K_y : 降伏点剛性, $\alpha = K_y / K_e$, 剛性低下率である。

(2) 許容曲げモーメント作用時の部材の性能

許容曲げモーメント作用時の GPC 梁の性能について考察を行う。評価する項目はたわみとひび割れ本数, ひび割れ間隔, ひび割れ幅とした。表 5.4 に長期および短期許容曲げモーメント作用時のたわみとひび割れ幅を示す。本研究では, 実験で得られた曲げモーメント-たわみ関係と日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(以下, RC 規準)²⁾の許容曲げモーメント計算値が交差する点のたわみを許容曲げモーメント作用時のたわみと定義した。また, ひび割れ本数, ひび割れ間隔およびひび割れ幅は短期許容曲げモーメント作用時の荷重に最も近い荷重で計測された値とした。よってたわみを決定した荷重とひび割れに関するデータが得られた荷重は厳密には同一ではない。

先に示した図 5.2 では曲げモーメント-たわみ関係に, 長期および短期許容曲げモーメントの計算値が図示されている。本実験に用いた梁の引張鉄筋比は釣合い鉄筋比以下であるため, 長期および短期許容曲げモーメントは RC 規準に従い以下の式(5.1)で算出した。

$$M = a_t f_t \frac{7}{8} d \quad (5.1)$$

ここで、 M ：許容曲げモーメント， a_t ：引張鉄筋総断面積， f_t ：引張鉄筋の許容引張応力度， d ：鉄筋の有効せいである。

許容曲げモーメントの算出に用いた鉄筋の許容応力度は，鋼種が同じであるため鉄筋径で違いはなく，長期が 195MPa，短期が 295MPa である。

表 5.4 のひび割れ幅は引張鉄筋位置のひび割れ幅であり，画像相関法から算出した値である。画像相関法では，測定点と周囲の点の変位情報から周囲の点の領域の平均的なひずみが求まり，その平均化する長さに関するパラメーターとして参照長さがあり，本実験では 13mm である。参照長さはひずみを算出する際に基準となる長さであり，画像相関法によるひび割れ幅は，この参照長さに主引張ひずみを乗じて算出された値である。

長期許容曲げモーメント作用時

まず，GPC-fc39 梁のたわみは，D13，D16 いずれの鉄筋を用いた試験体においても，コンクリート圧縮強度がおおむね等しい OPC-fc34 梁と比較すると僅かであるが小さい。これは GPC-fc39 梁の方が OPC-fc34 梁よりもコンクリートの引張強度が高いことに起因する。GPC はヤング係数が低いため部材としての初期剛性は低いが，本実験では OPC よりも引張強度が高いため，長期許容曲げモーメント作用時のたわみは OPC 梁と比べて特段過大になることはなかった。GPC-fc23 梁は，同程度の圧縮強度を持つ OPC 梁の実験結果がないため，明確な比較対象は存在しないが，図 5.2 において長期許容曲げモーメント作用時のたわみは FEM の結果とおおむね同じであるため，特段過大なたわみが発生したとは判断されない。

次に，ひび割れの本数に着目する。GPC 梁のひび割れ本数は，D13 および D16 いずれの鉄筋を用いた場合においても OPC 梁よりも少ないケースがあるが，この荷重レベルでは新たな曲げひび割れが発生しない定常状態に至っていないこと，およびひび割れ本数は実験においてばらつきがあることに鑑みて，OPC 梁と同程度であると判断される。ひび割れ本数を用いて算出される平均ひび割れ間隔も同様の結果である。

最後に，平均ひび割れ幅，最大ひび割れ幅を比較する。表 5.4 から明らかなように，GPC 梁の平均および最大ひび割れ幅は OPC 梁と比べて過大とはなっておらず，有意な差は確認されなかった。以上のように，長期許容曲げモーメントが作用した際の GPC 梁の性能が OPC 梁より劣ることはなかった。

短期許容曲げモーメント作用時

まず，GPC 梁のたわみは，長期許容曲げモーメント作用時と同様に OPC 梁との間に明確な違いは確認されなかった。

次に，ひび割れ本数に着目する。この荷重レベルではひび割れ本数は定常状態に達しているが，実験のばらつきの範囲を超えるような明確な違いは確認されなかった。平均ひび割れ

間隔についても同様の傾向を有する。

最後に、ひび割れ幅に着目すると、長期許容曲げモーメント作用時と同様に、GPC 梁の平均および最大ひび割れ幅は OPC 梁と比べて過大とはなっておらず有意な差は確認されなかった。

以上のように、短期許容曲げモーメントが作用した際の GPC 梁の曲げ性能は長期許容曲げモーメント作用時と同様に、OPC 梁と明確な違いはなく OPC 梁よりも劣ることはなかった。先述のように曲げ降伏点までの曲げモーメント-たわみ関係に問題となる事象も確認されていない。以上を踏まえると、許容応力度設計の範囲において、GPC 梁は曲げを受ける構造部材として適用性があると判断される。

表 5.4 許容曲げモーメント作用時の特性値

Specimens	δ (mm)		n_{cr}		l_{av} (mm)		W_{av} (mm)		W_{max} (mm)	
	Long	Short	Long	Short	Long	Short	Long	Short	Long	Short
GPC-fc23-2D16	2.9	5.7	5	5	194	194	0.13	0.27	0.17	0.33
GPC-fc39-2D16	1.7	4.1	3	5	394	200	0.11	0.23	0.14	0.27
OPC-fc34-2D16	2.2	4.7	5	7	190	152	0.12	0.19	0.18	0.39
OPC-fc51-2D16	1.5	4.4	5	7	212	130	0.07	0.24	0.10	0.39
GPC-fc23-3D13	2.6	5.6	5	8	220	128	0.08	0.12	0.10	0.18
GPC-fc39-3D13	1.6	4.2	6	6	195	195	0.12	0.20	0.19	0.29
OPC-fc34-3D13	2.0	4.8	7	7	151	151	0.06	0.20	0.11	0.22
OPC-fc51-3D13	1.3	4.1	6	6	179	179	0.08	0.23	0.13	0.27

ここで、 δ ：たわみ、 n_{cr} ：曲げひび割れの本数、 l_{av} ：平均ひび割れ間隔、 W_{av} ：平均ひび割れ幅、 W_{max} ：最大ひび割れ幅である。

5.1.3. GPC 梁の曲げひび割れ幅評価

前項で、GPC は許容応力度設計の範囲において曲げ部材として適用できることを述べた。許容応力度設計における曲げ材の断面算定では、許容曲げモーメントが設計曲げモーメントを上回るように断面を算定するものであるため、変形を考慮する事項はない。保有水平耐力計算は変形を考慮した設計を行うため、部材の曲げ復元力特性を評価する必要があるが、これについては次節の実験においてその評価法を検討する。本項では、性能評価型設計を行う際に検討項目の一つとなるひび割れ幅制御に必要なひび割れ幅評価手法に対して、RC 規準の計算方法の適用性を検証する。

(1) ひび割れ幅の計算法

RC 規準では付録 7 において、長期荷重時における鉄筋位置のひび割れ幅の評価を以下の

式で行っている。

$$W_{max} = 1.5W_{av} \quad (5.2)$$

$$W_{av} = l_{av}\varepsilon_{av} + l_{av}\varepsilon_{sh} \quad (5.3)$$

ここで、 ε_{av} :平均鉄筋ひずみ、 ε_{sh} :乾燥収縮ひずみである。

本研究におけるひび割れ幅の計算方針は以下である。RC 規準は長期荷重時のひび割れ幅の評価法としているが、その評価時の仮定条件はひび割れ定常状態かつ鉄筋弾性状態である。本実験において長期許容曲げモーメントが作用した時、鉄筋は弾性であるがひび割れは定常状態に達していなかったため、その2つの条件を満たす短期許容曲げモーメント作用時の実験結果と比較することで適用性を検証することとした。RC 規準の計算式には乾燥収縮ひずみの項が存在するが、これは曲げひび割れ発生後におけるひび割れ間のコンクリートの乾燥収縮によるひび割れ幅増加を考慮するものである。本研究では瞬時的たわみを比較対象としており、かつ荷重は3時間以内で行われたため、本実験に対する曲げひび割れ後の乾燥収縮によるひび割れ幅増加の影響は極めて小さいと判断し、計算では考慮していない。平均ひび割れ間隔はRC 規準の以下の式で算出する。

$$l_{av} = 2 \times \left(C + \frac{s}{10} \right) + k \frac{d_b}{p_e} \quad (5.4)$$

$$C = (C_s + C_b)/2 \quad (5.5)$$

ここで、 s 、 C_s 、 C_b は図 5.3 参照、 $k=0.1$ (梁の場合)、 d_b :鉄筋径、 p_e :有効鉄筋比(= a_t/A_{ce})、 A_{ce} :有効引張断面積(図 5.3 参照)である。

なお、平均ひび割れ幅計算値の算出に必要な平均鉄筋ひずみは、試験区間内の3箇所を設置したひずみゲージの値の平均値を用いた。

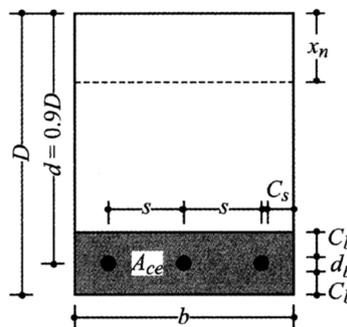


図 5.3 梁の断面と記号²⁾

(2) 実験結果との比較

表 5.5 に短期許容曲げモーメント作用時のひび割れ幅の実験値と計算値の比較を示す。まず、RC 規準による平均ひび割れ間隔計算値は、GPC 梁の平均ひび割れ間隔実験値を下回ったケースが多い。平均ひび割れ間隔が大きいほど、計算式はひび割れ幅を大きく見積もる。RC 規準の GPC に対する評価精度は -25%~15%であり、これは OPC 梁の -18%~31%とおおむね同等であった。実験のばらつきを考慮すると RC 規準の方法によるひび割れ間隔の GPC 梁に対する評価精度は、設計上特段の問題があるとは考えられない。

次に、平均ひび割れ幅の評価結果に着目すると、RC 規準は GPC 梁に対して -15%~11%、OPC 梁に対して -24%~8%となり、おおむね同等の精度の計算結果を与えている。

最後に、RC 規準による最大ひび割れ幅の評価精度は、OPC 梁が -30%~41%であるのに対して、GPC 梁は -6%~24%であり、本実験に関しては GPC 梁の方が実験値に近い計算結果となった。よって、GPC 梁に対しても式(5.2)にあるように最大ひび割れ幅は平均ひび割れ幅の 1.5 倍で算出しても設計上問題はないと考えられる。

これまでに、ひび割れに関する計算結果と実験結果を詳細に比較してきたが、ひび割れ性状については実験ごとのばらつきが大きいことがよく知られている³⁾。また OPC 梁と同等におおむね ±30%の精度で評価可能であったことを考慮すると、RC 規準によるひび割れ評価手法は設計上問題ない精度を有しており、GPC 梁に対して適用可能であると考えられる。

表 5.5 ひび割れに関する計算値と実験値との比較

Specimens	$\varepsilon_{av,exp}$ (μ)	Average crack spacing			Average crack width			Maximum crack width		
		<i>exp.</i>	<i>cal.</i>	$\frac{cal.}{exp.}$	<i>exp.</i>	<i>cal.</i>	$\frac{cal.}{exp.}$	<i>exp.</i>	<i>cal.</i>	$\frac{cal.}{exp.}$
		(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	
GPC-fc23-2D16	1374	194	171	0.88	0.27	0.23	0.85	0.33	0.35	1.07
GPC-fc39-2D16	1318	200		0.85	0.23	0.22	0.97	0.27	0.34	1.24
OPC-fc34-2D16	1237	152		1.12	0.19	0.21	1.08	0.39	0.32	0.81
OPC-fc51-2D16	1064	130		1.31	0.24	0.18	0.76	0.39	0.27	0.70
GPC-fc23-3D13	941	128	147	1.15	0.12	0.14	1.11	0.18	0.21	1.14
GPC-fc39-3D13	1224	195		0.75	0.20	0.18	0.90	0.29	0.27	0.94
OPC-fc34-3D13	1429	151		0.97	0.20	0.21	1.04	0.22	0.32	1.41
OPC-fc51-3D13	1363	179		0.82	0.23	0.20	0.88	0.27	0.30	1.11

ここで、 $\varepsilon_{av,exp}$: 引張鉄筋ひずみ実測値の平均値

5.1.4. GPC 梁の曲げ挙動に関する FEM 解析

本実験において、GPC 梁は荷重初期ではコンクリートのヤング係数の低さに起因して OPC 梁よりたわみが大きくなったが、ひび割れ発生以降の長期および短期許容曲げモーメント作用時のたわみは OPC 梁よりもむしろ小さくなる傾向があるという特徴を有していた。また、梁の初期剛性に対する曲げ降伏時剛性の比で定義される剛性低下率は、GPC 梁の方が OPC 梁より大きいという結果が得られた。GPC と OPC の大きな違いは、圧縮強度に対するヤング係数の関係および圧縮強度に対する引張強度の関係である。実験では検討数が少なかったこの二つの材料特性値が梁の許容応力度設計の範囲の曲げ挙動に与える影響についてさらに考察を加えるため、RC 梁の三次元非線形 FEM 解析を行った。FEM 解析には FINAL/v11⁴⁾を用いた。

(1) 実験の再現解析

解析モデル概要を図 5.4 に示す。解析対象は図 5.1 に示した圧縮および引張鉄筋に 2-D16 を用いた梁試験体である。対称性を考慮して、材軸方向に半分の 1/2 対称モデルとした。コンクリートは 6 面体要素、鉄筋はトラス要素でモデル化し、鉄筋とコンクリート間には厚さゼロの付着要素を導入した。対称面では水平方向の移動を固定し、鉛直方向の移動を自由とした。荷重位置と支持点の水平方向の移動は実験を模擬して自由とした。コンクリートの圧縮側の応力ひずみ関係には修正 Ahmad モデル⁵⁾を、ひび割れ後のせん断伝達特性は Al-Mahaidi モデル⁶⁾を使用した。鉄筋には降伏点を折れ点とするバイリニア型のモデルを使用した。鉄筋の降伏後剛性は初期剛性の 1/100 とした。コンクリートと鉄筋間の付着すべりモデルは長沼らのモデル⁷⁾とし、付着強度と付着強度時すべり量の値は fib Model Code 2010⁸⁾に準拠した。解析における荷重は変位制御の単調荷重とした。

曲げモーメント-たわみ関係を図 5.5 に示す。解析は GPC、OPC 梁試験体ともに降伏モーメントを 1 割程度高めに評価しているが、曲げひび割れ強度やその後の挙動をおおむね再現できており、本解析モデルの妥当性は十分にある。なお、解析結果が実験を上回った原因を特定することは困難であるが、解析と実験とにおける中立軸の差、および 6 面体要素の次数が一次であることなどが原因として考えられる。

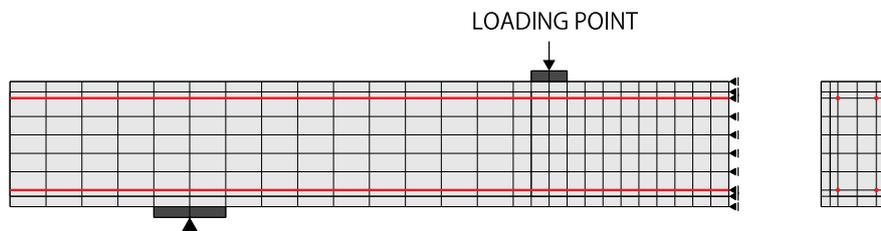
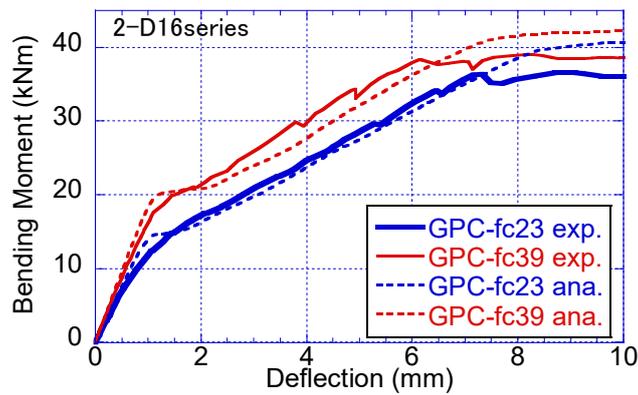
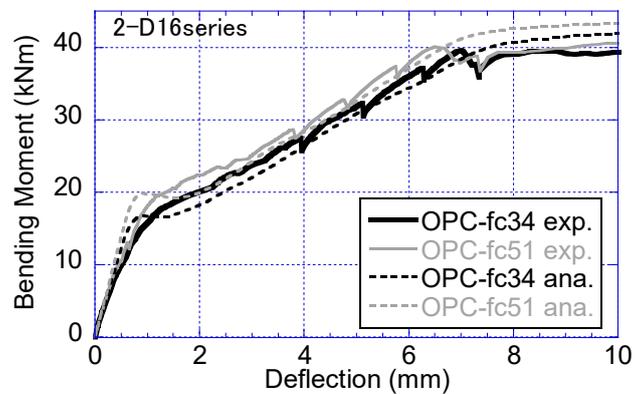


図 5.4 FEM 解析モデル



(a) GPC specimens



(b) OPC specimens

図 5.5 実験の再現解析

(2) 圧縮鉄筋が梁の降伏以前の曲げ挙動に与える影響

本節で示した載荷実験に用いた梁試験体は引張鉄筋と同量の圧縮鉄筋が配筋されており、GPC と OPC のコンクリートの種類の影響が表れにくい試験体となっていた可能性があった。図 5.4 に示した解析モデルから圧縮鉄筋を除外して解析を行い、圧縮鉄筋の影響を検討した。解析結果を図 5.6 に示す。同図から明らかなように、今回の実験に用いたいずれの試験体に対しても圧縮鉄筋の存在が梁の曲げ降伏以前の曲げ挙動に与える影響は少ないことがわかる。よって、本節で示した載荷実験の結果に圧縮鉄筋が配筋されていたことの影響はほとんどない。

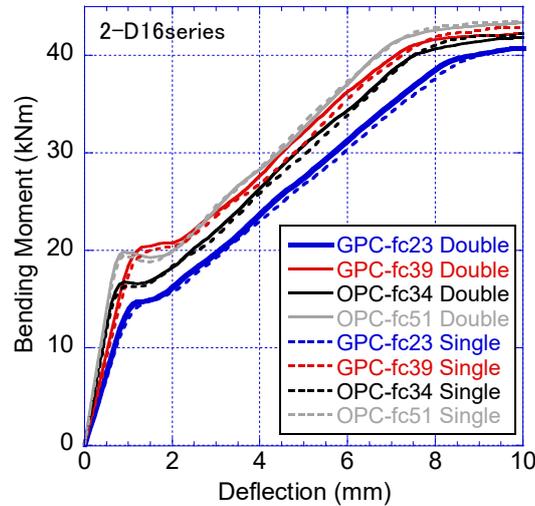


図 5.6 圧縮鉄筋の影響の検討

(3) ヤング係数と引張強度が梁の曲げ挙動に与える影響

解析対象とした梁の諸元を表 5.6 に示す。 $f_c30E_c30f_2$ は OPC を想定したケースであり、以下 OPC 想定試験体と称する。その他は GPC を想定したケースであり、OPC より小さいヤング係数を設定し(20GPa, 15GPa), かつ引張強度の影響を検討するために、引張強度を OPC 想定試験体と等しい場合(2.0MPa), 小さい場合(1.0MPa), 大きい場合(3.0MPa)とした。解析結果を図 5.7 に示す。図 5.7 には、載荷実験時と同様に RC 規準に従い算出した許容曲げモーメントの計算値を併記した。図 5.7 からコンクリートの引張強度が OPC 想定試験体と同じ 2MPa で、ヤング係数が約 33%低い 20GPa のケースでは長期および短期曲げモーメント作用時のたわみがおおむね同程度となっているのに対して、ヤング係数が 50%低い 15GPa のケースではたわみが大きくなった。一方で、引張強度が OPC 想定試験体より高い 3MPa の場合は、ヤング係数が約 33%低いケースだけでなく、50%低いケースにおいても長期および短期曲げモーメント作用時のたわみは OPC 想定試験体よりも小さい。また、ヤング係数、引張強度ともに小さいケースでは、たわみは常に OPC 想定試験体より大きい。ヤング係数および引張強度が通常の OPC より小さいコンクリートを用いて梁の曲げ載荷試験を行った佐川ら⁹⁾、井形ら¹⁰⁾の実験結果はこの解析結果と同じ傾向が確認される。これまでの研究では GPC のヤング係数は低いことが注目を集めているが、上述の実験や解析結果からわかるように曲げ降伏点までのたわみの大きさはコンクリートの引張強度が大きな影響を及ぼす。コンクリートのヤング係数が低くても引張強度が同等以上であれば、許容応力度設計において評価する荷重作用時点では OPC で製作された RC 部材よりたわみが小さくなる場合がある。このようにたわみを制御する上で有利となる場合もあり得るため、今後 GPC を構造部材として適用を進める上では、ヤング係数だけではなく引張強度にも着目することが重要である。

表 5.6 解析諸元

Specimens	Compressive strength	Modulus of Elasticity	Uniaxial tensile strength
	MPa	GPa	MPa
$f_c30E_c30f_i2$	30.0	30.0	2.0
$f_c30E_c20f_i1$		20.0	1.0
$f_c30E_c20f_i2$			2.0
$f_c30E_c20f_i3$			3.0
$f_c30E_c15f_i2$		15.0	2.0
$f_c30E_c15f_i3$			3.0

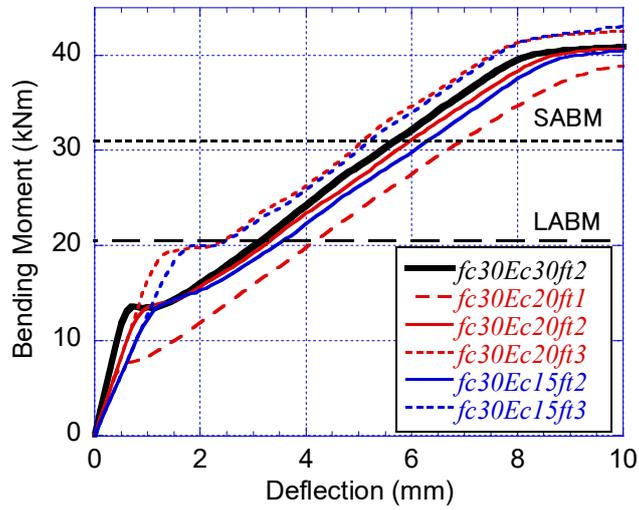


圖 5.7 FEM 解析結果

5.2. 曲げ終局耐力と復元力特性

5.2.1. 応力ひずみ関係が梁断面の曲げモーメント曲率関係に及ぼす影響

3章で述べたように、GPCの圧縮応力ひずみ関係は、OPCと比して応力上昇域の線形性が強く、また応力下降域での圧縮軟化挙動が顕著であるという特徴を有する。圧縮軟化挙動が顕著であるという特徴はGPCをRC部材として用いた場合に、変形性能に影響を及ぼす可能性がある。本項では、GPCの応力ひずみ関係がストレスブロック係数および部材の曲げモーメント-曲率関係に及ぼす影響を検討する。

(1) ストレスブロック係数

梁の曲げ終局耐力の算出にあたっては、コンクリートの圧縮合力とその作用位置がわかれば良いので、ストレスブロック係数(k_1, k_2, k_3)を用いる方法が広く用いられている。本節では、図5.8に示すGPCの応力ひずみ関係から k_1 および k_2 を算出し、OPCとの違いを考察する。 k_3 は、試験体コンクリートと標準シリンダー圧縮強度との比であり、ここでは、 $k_3 = 0.85$ としている。ストレスブロック係数はそれぞれ以下の式から算出される。

$$k_1 = \frac{\int_0^{\varepsilon_c} \sigma_c(\varepsilon) d\varepsilon}{\sigma_B \varepsilon_c} \quad (5.6)$$

$$k_2 = 1 - \frac{1}{\varepsilon_c} \cdot \frac{\int_0^{\varepsilon_c} \sigma_c(\varepsilon) \varepsilon d\varepsilon}{\int_0^{\varepsilon_c} \sigma_c(\varepsilon) d\varepsilon} \quad (5.7)$$

ここで、 σ_c ：圧縮応力、 σ_B ：圧縮強度、 ε_c ：圧縮ひずみである。

図5.8の応力ひずみ関係において、図中の青丸は後に後述する表5.11に示すGPCの材料試験の結果であり、青実線の提案モデルによるGPCの応力ひずみ関係は圧縮強度、ヤング係数、圧縮強度時ひずみに表5.11の実験結果を用いて算出した。また、図5.8の赤破線はPopovics式により計算したOPCを想定した応力ひずみ関係である。こちらは、圧縮強度、圧縮強度時ひずみは表5.11のGPCの実験結果を用い、ヤング係数はRC規準の算定式による推定値を入力したものである。なお、RC規準によるOPCのヤング係数の計算において、単位体積重量は 23kN/m^3 とした。

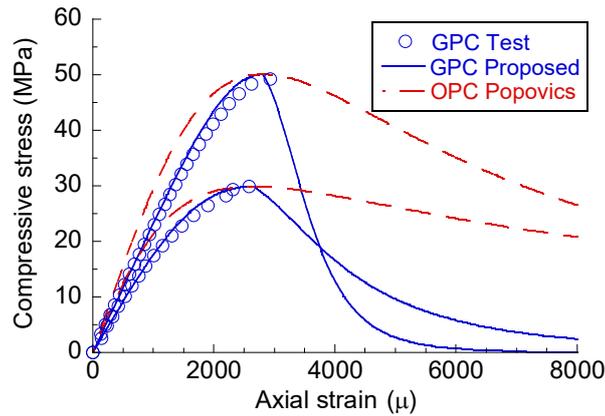


図 5.8 応力ひずみ関係

式(5.6)および式(5.7)を用いて、図 5.8 に示した提案モデルによる GPC の応力ひずみ関係、および Popovics 式から推定した OPC の応力ひずみ関係からそれぞれのストレスブロック係数を求めた。梁の曲げ終局モーメントは、 $\frac{k_2}{k_1 k_3}$ が極小値となるときの最大となるため、 ε_c を 10000 μ まで漸増させ、その範囲内で $\frac{k_2}{k_1 k_3}$ が最小となるときの $k_1 \cdot k_3$ 、 k_2 および ε_c を算出した。以降、 $\frac{k_2}{k_1 k_3}$ が最小となるときの圧縮ひずみを ε_{cc} とする。その結果を表 5.7 に示す。GPC の応力ひずみ関係は、OPC よりも応力上昇域の線形性が強く、かつ圧縮強度到達後の軟化挙動が顕著であるため、圧縮強度が同じ場合、 $k_1 \cdot k_3$ および k_2 は OPC より小さくなる。GPC の $k_1 \cdot k_3$ は、圧縮強度 30MPa のケースでは、OPC の約 0.87 倍であり、圧縮強度 50MPa のケースで約 0.86 倍であった。また、 k_2 は圧縮強度 30MPa のケースで OPC の約 0.92 倍、50MPa のケースで約 0.91 倍であった。また、 ε_{cc} は、GPC では表 5.7 に示すように、2960 μ と 3050 μ であった。これらの値は、表 5.11 に示す材料強度試験で得られた圧縮強度時ひずみより 240 ~ 310 μ 大きかった。OPC のストレスブロック係数の導出にあたっては、圧縮強度時ひずみには、GPC の材料強度試験で得られた値を用いている。OPC の ε_{cc} は Popovics 式に入力した圧縮強度時ひずみより 700 μ 程度大きい値となり、今回与えた条件においては、GPC と OPC では $\frac{k_2}{k_1 k_3}$ が最小となるときのコンクリートのひずみに差が見られた。

ACI318⁽¹¹⁾では、OPC の終局ひずみを 0.3%と仮定した場合のストレスブロック係数を算出する以下の式が提案されており、部材の曲げ終局耐力の算出に用いられている。なお、式(5.9)は、圧縮強度が 28MPa~55MPa の場合の算定式である。

$$\alpha_1 = 0.85 \quad (5.8)$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.00714(f_c - 28) \quad (5.9)$$

表 5.8 は ACI318 のストレスブロック係数および、式(5.6)および(5.7)のひずみの積分範囲を 0.3%までとした場合の GPC のストレスブロック係数である。ACI318 のストレスブロック係数では、 $\alpha_1 \beta_1$ が $k_1 \cdot k_3$ に、 $\frac{1}{2} \beta_1$ が k_2 に対応する。表 5.8 からわかるように、GPC の $k_1 \cdot k_3$ はどちらの圧縮強度のケースにおいても ACI318 より小さく、 k_2 も ACI318 より小さい。圧

縮ひずみが 0.3%時の GPC の $k_1 \cdot k_3$ は、圧縮強度 30MPa のケースでは、OPC の約 0.93 倍、圧縮強度 50MPa のケースで約 0.92 倍であった。また、 k_2 は圧縮強度 30MPa, 50MPa のケースともに OPC の約 0.96 倍であった。以上のように、 ε_{cc} 時および $\varepsilon_c = 0.3\%$ 時の GPC のストレスブロック係数は OPC より小さいことが明らかとなった。本項で導出された GPC のストレスブロック係数が部材の曲げ終局モーメントに与える影響に関する検討は、5.2.4 項で行う。

表 5.7 ε_{cc} 時のストレスブロック係数

	GPC		OPC	
	σ_B (MPa)	29.9	50.1	29.9
$k_1 \cdot k_3$	0.59	0.53	0.67	0.62
k_2	0.38	0.36	0.41	0.39
ε_{cc} (μ)	2960	3050	3700	3730

表 5.8 $\varepsilon_c = 0.3\%$ 時のストレスブロック係数

	GPC		OPC	
	σ_B (MPa)	29.9	50.1	29.9
$k_1 \cdot k_3$	0.59	0.53	0.63	0.57
k_2	0.38	0.36	0.39	0.37

(2) 断面解析による曲げモーメント曲率関係の推定

先述のように、GPC のストレスブロック係数は OPC と比較すると差があることを述べた。ストレスブロック係数は、曲げ終局モーメントの算出に用いるものであり、ここでは GPC の応力ひずみ関係を解析に反映する断面解析(ファイバーモデル)を行い、GPC と OPC の応力ひずみ関係の違いが梁の曲げモーメント-曲率関係に及ぼす影響について検討を行う。

解析対象は、表 5.9 および図 5.10 に示すコンクリート強度(30MPa, 50MPa)および複筋比 γ (0%, 30%, 60%)をパラメーターとする梁試験体である。断面解析は部材断面を断面せい方向に層分割し、分割されたそれぞれの要素にコンクリートおよび鋼材の応力ひずみ関係を反映させる。平面保持仮定が成り立つものとし軸方向の力の釣合いを満たすように収束計算を行った。ひび割れ発生以降のコンクリートの引張応力は無視し、テンションステイニング特性は考慮していない。コンクリートの圧縮応力ひずみ関係は GPC, OPC ともに図 5.8 に示したプレーンコンクリートのものであり、GPC には本研究の提案モデル、OPC には Popovics 式を用いた。GPC, OPC ともに圧縮強度および圧縮強度時ひずみには、表 5.11 の GPC の材料強度試験の値を用いた。鉄筋のヤング係数、降伏強度および降伏強度時ひずみには表 5.10 の材料強度試験の値を用いた。降伏後の第 2 剛性は鉄筋のヤング係数の 1/100 とする bi-linear モデルとした。

図 5.9 に曲げモーメントー曲率関係を示す。圧縮縁ひずみが 0.3%に到達した点を○印で示している。まず、GPC と OPC どちらの応力ひずみ関係を用いた場合でも、圧縮縁ひずみ 0.3%到達時の曲げモーメントおよびその時点の曲率は同程度であり、また、圧縮縁ひずみが 0.3%に到達するまでの挙動に明確な違いはなかった。その一方で、圧縮縁ひずみが 0.3%を越えた後の挙動には違いが表れた。GPC の応力ひずみ関係を用いた場合は、圧縮縁ひずみが 0.3%を越えた直後に曲げモーメントが最大となった後曲げモーメントが低下する傾向にあるが、OPC では圧縮縁ひずみが 0.3%に到達した後も曲げモーメントは増加した。これはコンクリートの応力ひずみ関係の圧縮軟化挙動の違いによるものである。

応力ひずみ関係を反映した断面解析では、上述のように設計において曲げ終局点として定義することが多い圧縮縁ひずみが 0.3%に到達するときの曲げモーメントおよび曲率にはほとんど差がなかった。そこで次項で述べる GPC 梁の 4 点曲げ載荷試験を行い、GPC 梁の曲げ性状を実験的に把握する。

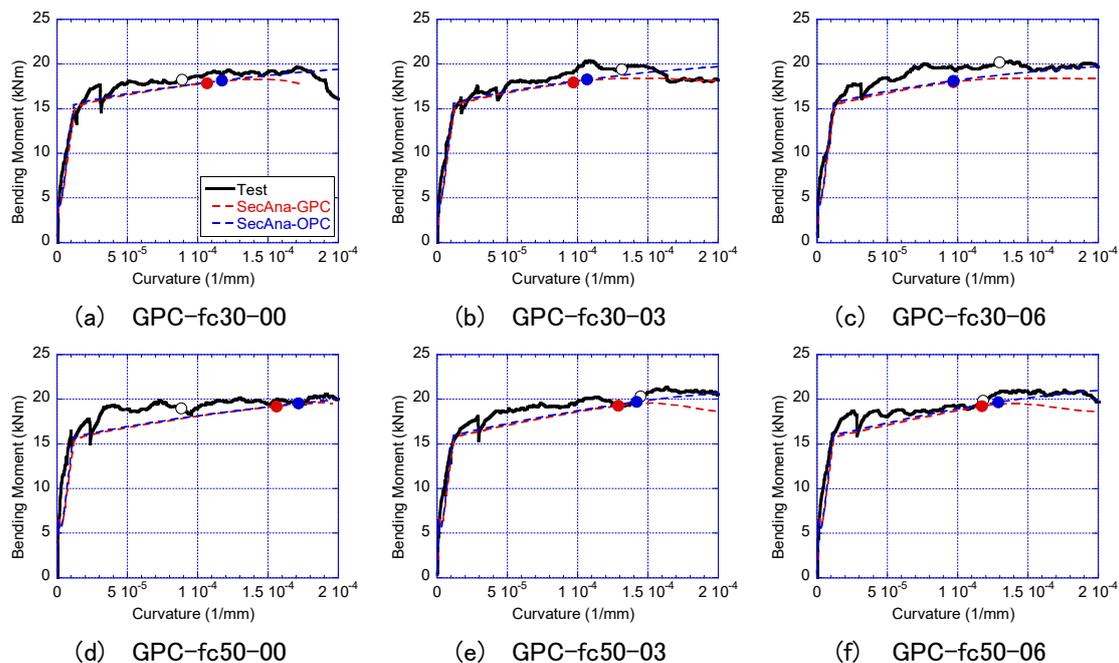


図 5.9 曲げモーメントー曲率関係

5.2.2. 実験概要

(1) 試験体設計

図 5.10 に示すように試験体は幅 150mm、高さ 250mm の長方形断面を持つ長さ 2400mm の RC 梁試験体である。実験変数は、表 5.9 に示すようにコンクリートの圧縮強度および複筋比 γ である。いずれの試験体においても、引張鉄筋比は終局状態に対する釣合い鉄筋比以下であり、試験体は引張鉄筋の降伏後にコンクリート圧壊が起こるように設計した。圧縮強度が 30MPa のシリーズ、50MPa のシリーズの引張鉄筋比を釣合い鉄筋比で除すと、それぞれの値は 0.18 および 0.12 である。なお、この終局状態の釣合い鉄筋比は、ACI318 のストレスブロック係数を用いて算出している。この際、圧縮鉄筋は考慮していない。試験区間は試験体中央から左右に 250mm の曲げモーメントが一定となる区間であり、試験区間外においては、せん断破壊が発生しないように設計した。本実験における試験区間はせん断力が発生せず、等曲げモーメントのみが作用する区間ではあるが、複筋比が 30% および 60% の試験体に対しては、圧縮鉄筋の座屈を防ぐためにフープ型の横拘束筋を 50mm 間隔で配置した。

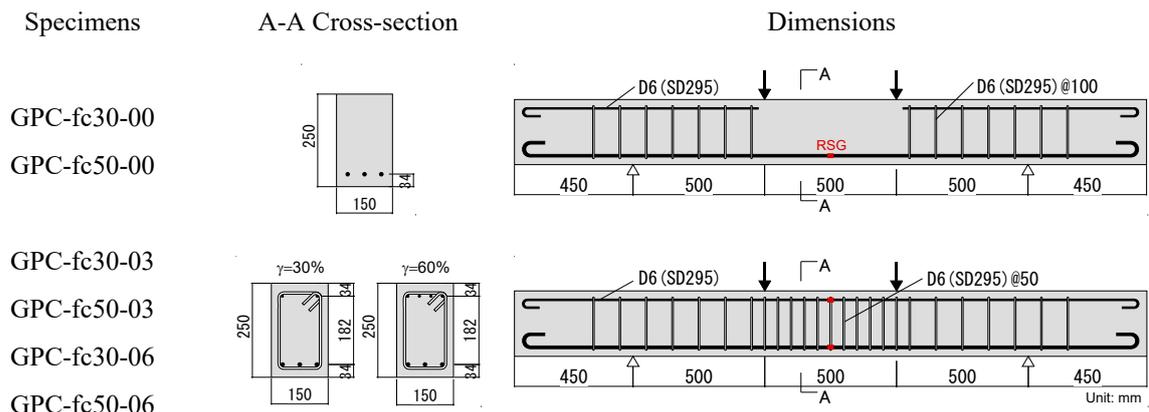


図 5.10 試験体図

表 5.9 試験体一覧

Specimens	σ_B (MPa)	p_t	γ
GPC-fc30-00	29.9	0.66% (3-D10)	0%
GPC-fc50-00	50.1		
GPC-fc30-03	29.9		30% (2-D6)
GPC-fc50-03	50.1		
GPC-fc30-06	29.9		60% (4-D6)
GPC-fc50-06	50.1		

(2) 材料特性

鉄筋の材料試験結果を表 5.10 に、コンクリートの材料試験結果を表 5.11 に、コンクリートの応力ひずみ関係を図 5.8 に○印で示す。本実験のコンクリートの材料試験では、高剛性圧縮試験を行っておらず、試験機の性能上、圧縮強度到達以後の計測が不可能であったため、図 5.8 には 3 章で提案した応力ひずみ関係モデルに、材料試験結果を用いて計算した結果を実線で示している。

GPC のヤング係数は表 5.11 に示すとおりであるが、GPC の圧縮強度を用いて RC 規準で算出した OPC のヤング係数と比較すると、GPC のヤング係数は、圧縮強度が 30MPa の場合は 0.70 倍、50MPa の場合は 0.74 倍であった。

表 5.10 鉄筋の材料特性

	f_y (MPa)	E_s (GPa)	f_u (MPa)
D6 (SD295)	413	218	530
D10 (SD295)	362	195	500

ここで、 f_y ：鋼材の降伏強度、 f_u ：鋼材の引張強度である。

表 5.11 GPC の材料特性

σ_B (MPa)	29.9	50.1
E_c (GPa)	18.5	23.3
ε_m (μ)	2650	2810
f_{sp} (MPa)	2.40	3.49

ここで、 ε_m ：圧縮強度時ひずみである。

(3) 載荷方法

本実験では、試験区間である等曲げモーメント区間の長さを 500mm とした 4 点曲げ載荷を行った。鋼製の載荷梁を介して 1000kN 油圧ジャッキ 1 本により載荷した。梁の変形が片方の載荷点に偏ることを防ぐために、支承は両端ともすべり支承とした。すべり支承は載荷点にも用いており、図 5.11 に示すように、半円形の凹凸面同士を組み合わせ、凹凸面が接する面には摩擦を低減するためテフロンシートを挟んでいる。載荷は変位制御による静的一方向漸増載荷とした。なお、部材降伏までに複数回にわたり除荷し、残留変形を計測したが、本論文では検討対象外とする。

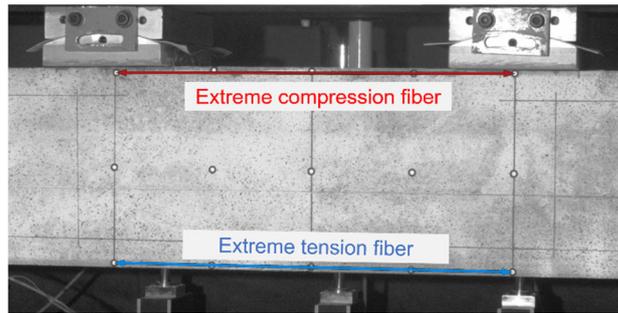


図 5.11 圧縮縁および引張縁ひずみの計測

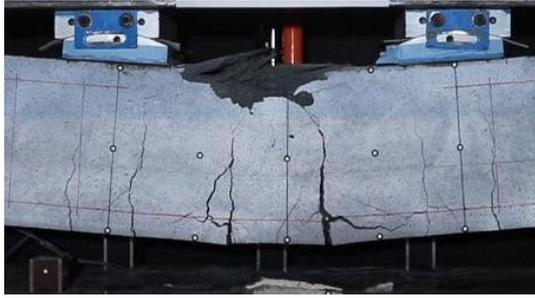
(4) 計測項目と方法

本実験における計測項目は、ジャッキ荷重、試験体鉛直方向変位、鉄筋ひずみ、コンクリート表面ひずみである。ジャッキ荷重はロードセルを、試験体たわみは接触式変位計を、鉄筋ひずみはひずみゲージ(図 5.10 では RSG)を、コンクリート表面ひずみは試験区間を対象としてモーションキャプチャーを用いて計測した。鉄筋ひずみの計測位置は図 5.10 に示しており、試験体の鉛直方向の変位は、左右の支持点、荷重点およびスパン中央で計測した。鉛直変位の梁高さ方向の計測位置は梁せいの 1/2 の位置とした。モーションキャプチャーによる計測には非接触三次元変位・ひずみ測定システム ARAMIS を用いた。計測対象としたコンクリート表面のひずみは、図 5.11 に示すように、試験区間の圧縮縁および引張縁の材軸方向ひずみである。計測位置に貼付したターゲットシールの荷重開始時からの変位量を計測し、ひずみを算出した。ターゲットシール間の材軸方向の初期間隔は試験区間と同じ 500mm であり、計測されるひずみは試験区間の平均ひずみである。

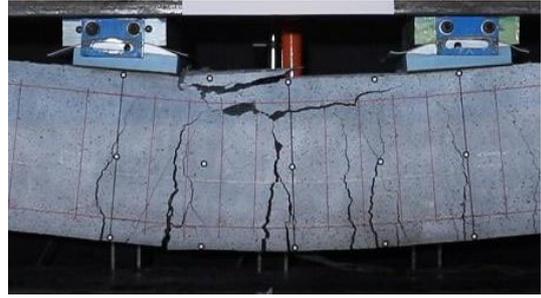
5.2.3. 実験結果

(1) ひび割れおよび破壊性状

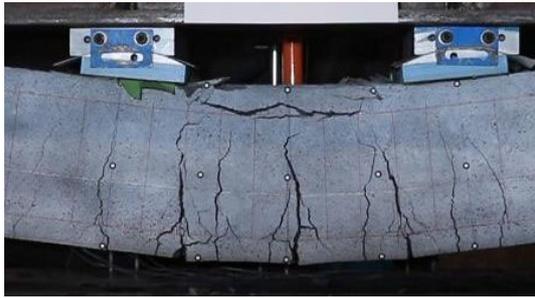
各試験体の荷重終了時のひび割れ発生状況を図 5.12 に示す。試験体表面の赤線は、主筋および横拘束筋の位置を示している。試験区間では、曲げひび割れのみが発生し、引張鉄筋降伏後に圧縮側コンクリートが圧壊に至る典型的な曲げ破壊が生じ、設計どおりの破壊モードとなった。試験区間に発生した曲げひび割れの本数は、横拘束筋を配筋した複筋比が 30% および 60% の試験体では、圧縮鉄筋および横拘束筋のない複筋比が 0% の試験体よりも 2, 3 本多い結果となった。また、コンクリート圧縮強度および圧縮鉄筋量によらず、コンクリートの圧縮破壊は、おおむねかぶりコンクリートの範囲で発生した。圧縮鉄筋を配置した試験体では、いずれの試験体においても目視の範囲では圧縮鉄筋の座屈は確認されなかった。なお、いずれの試験体においても、試験区間外の支持点～荷重点間のせん断力が発生する区間に大きなせん断ひび割れは確認されず、せん断破壊は試験終了まで発生しなかった。



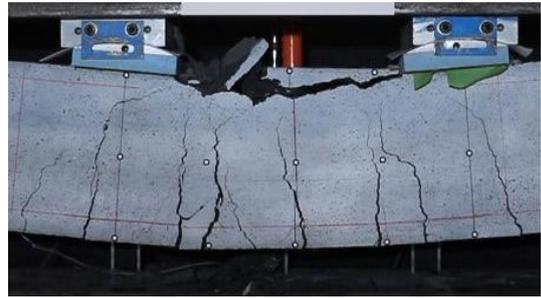
(a) GPC-fc30-00



(b) GPC-fc30-03



(c) GPC-fc30-06



(d) GPC-fc50-00



(e) GPC-fc50-03



(f) GPC-fc50-06

図 5.12 GPC 梁のひび割れパターンおよび破壊状況

(2) 曲げモーメントーたわみ関係

各試験体の曲げモーメントーたわみ関係を図 5.13 に示す。同図のたわみはスパン中央と支持点の相対変位である。なお、圧縮鉄筋が配置されている試験体は、変形が進むと試験体が架台と接触する恐れがあったため、荷重の低下を確認することなく、たわみが 70mm～80mm に達した段階で荷重を終了した。各試験体の曲げひび割れ点、降伏点および最大強度点の情報を表 5.12 に示す。同表中の K_e および K_y は、原点と曲げひび割れ点および曲げ降伏点との割線剛性である。曲げひび割れ点は荷重初期において曲げモーメントーたわみ関係の傾きが弾性剛性から明らかに低下したときとし、曲げ降伏点はひずみゲージの値が材料試験から得られた降伏ひずみに到達した点とした。なお、表 5.12 の変位は、左右の荷重点と支持点との相対変位の平均値である。スパン中央たわみではないため、図 5.13 と変位の値が一致しないが、後に比較を行う計算値と条件を一致させるため、荷重点との相対変位を示した。

図 5.13(a)に示すように、圧縮鉄筋がない試験体では最大耐力発現後、コンクリート圧壊に伴い耐力が低下した。コンクリート圧縮強度 50MPa の試験体の方が、圧縮強度 30MPa の試験体より急激な耐力の低下が確認された。これは図 5.8 に示したように、コンクリートの圧縮軟化挙動の特性が反映されたものと考えられる。

表 5.12 から明らかなように、圧縮鉄筋は、最大耐力の向上には大きな影響を及ぼさなかった。しかしながら、圧縮鉄筋を有する試験体においては、最大耐力到達後も急激な耐力の低下は発生せず、靱性に富む曲げモーメントーたわみ関係が得られた。これらの試験体では、最大耐力に到達し、コンクリートの圧壊に伴う耐力の僅かな低下が発生したのちに圧縮鉄筋が圧縮降伏した。コンクリートの圧縮強度が最大耐力に与える影響に着目すると、いずれの試験体においても、圧縮強度が 50MPa の試験体が圧縮強度 30MPa の試験体よりも最大耐力は高かったものの、その差は 1kNm 程度であった。すべての試験体が曲げ引張破壊し、その最大耐力が約 19kNm～21kNm であったことを考えるとその影響は小さい。

最後に、一次設計の範囲の曲げ性状に着目すると、ばらつきはあるものの、圧縮強度 50MPa の試験体は 30MPa の試験体よりも初期剛性および曲げひび割れモーメントが大きい傾向があった。これは、圧縮強度が高い方がコンクリートのヤング係数および引張強度がともに高いことに起因する。曲げ降伏点に関しては、圧縮強度によらず、配筋が同じであれば曲げ降伏モーメントは同程度であった。また、各試験体の降伏点剛性低下率は 0.32～0.39 であり、おおむね前節の実験結果と等しい。

5.2.1 項で述べたように GPC は最大強度到達後の圧縮軟化挙動が OPC より顕著であるという特徴を有しており、圧縮鉄筋がない場合 GPC 梁は OPC 梁より早期に耐力低下することが断面解析により示された。一方、実験では圧縮鉄筋や横拘束筋を適切に配筋することで、最大耐力到達以降に急激な耐力低下は見られず靱性に富む曲げモーメントーたわみ関係が得られた。本実験に用いた試験体は、圧縮鉄筋が無い試験体においても、釣合鉄筋比に対する鉄筋比が、0.12 および 0.18 であるため、コンクリートの応力ひずみ関係が梁の変形性能

に与える影響が小さい設計となっている。建築基準法施行令では、主要な梁は全スパンにおいて圧縮鉄筋を有する複筋梁とすることが規定されており、GPC-fc30-00 および GPC-fc50-00 試験体のように、圧縮鉄筋のない梁は通常設計されることはない。

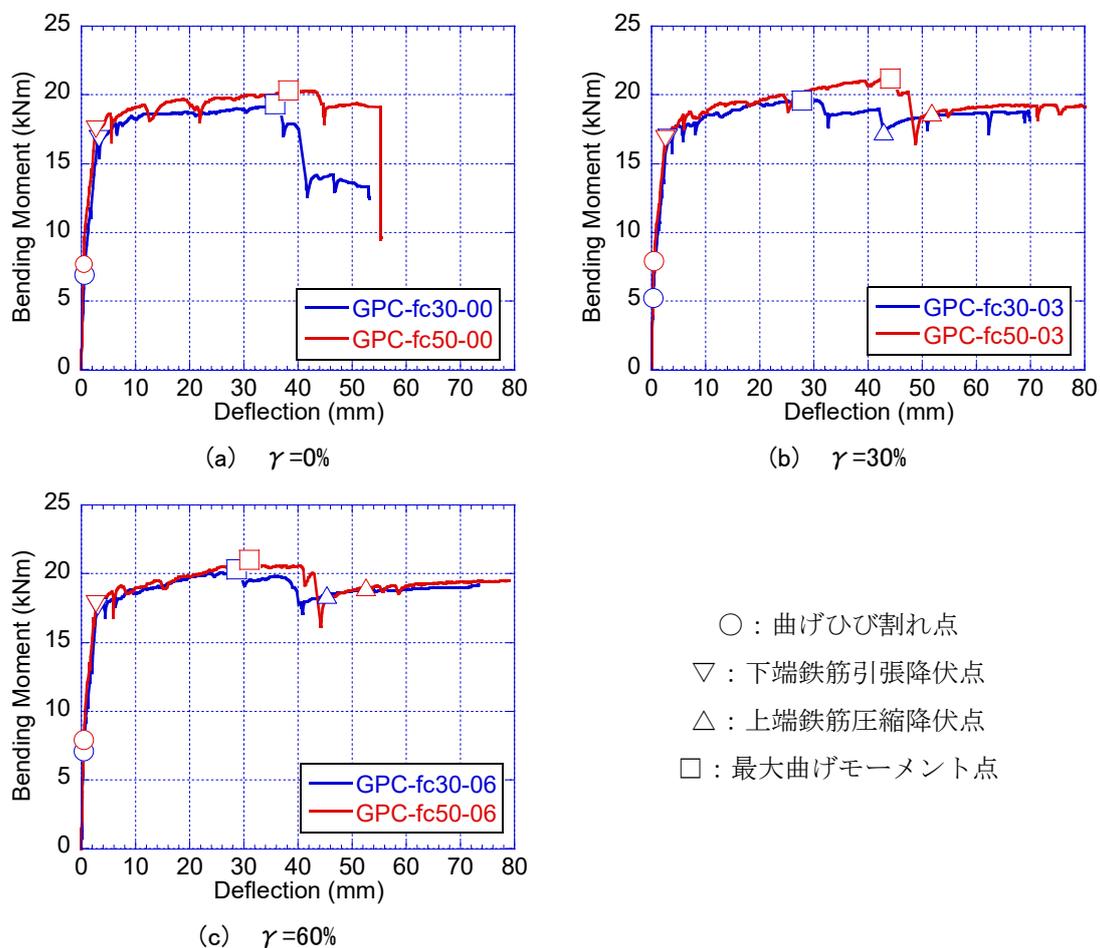


図 5.13 曲げモーメントーたわみ関係

表 5.12 曲げモーメント-たわみ関係の特性値

Specimens	K_e (kNm/mm)	M_{cr} (kNm)	δ_{cr} (mm)	K_y (kNm/mm)	M_y (kNm)	δ_y (mm)	α	M_{max} (kNm)	δ_{max} (mm)
GPC-fc30-00	39.4	5.9	0.30	12.4	16.8	2.71	0.32	19.3	29.2
GPC-fc30-03	34.3	5.2	0.30	12.8	16.9	2.64	0.37	19.6	23.4
GPC-fc30-06	35.1	7.1	0.41	13.3	17.6	2.64	0.38	20.3	23.6
GPC-fc50-00	46.1	7.7	0.34	15.5	17.5	2.26	0.34	20.3	31.4
GPC-fc50-03	37.8	7.9	0.42	14.8	16.8	2.26	0.39	21.2	36.9
GPC-fc50-06	43.0	7.9	0.37	15.5	17.8	2.29	0.36	21.0	25.4

ここで、 M_{max} ：最大曲げモーメント、 δ_{max} ：最大曲げモーメント時たわみである。

(3) コンクリート終局ひずみ

各試験体の曲げモーメント-圧縮縁ひずみ関係を図 5.14 に示す。図中の○印は、曲げモーメントが最大となった点であり、その時点の圧縮縁ひずみの値を図中に記載している。図 5.14 (d)に示す GPC-fc50-00 試験体においては、圧縮縁ひずみが 5000 μ に近づいた時点で、圧縮縁のターゲットシールが隠れてしまった(図 5.12 (d) 参照)。そのため、圧縮縁ひずみ約 5000 μ 以降のグラフが図示されていないが、試験体がこの段階で破壊したわけではない。

図 5.14 中に記載したとおり、いずれの試験体においても曲げモーメント最大時の圧縮縁ひずみは、材料試験で得られたテストピースの圧縮強度時ひずみを上回った。GPC-fc30-00 試験体のみ圧縮縁ひずみが他の試験体に比べて 5000 μ と極端に大きくなったが、その他の試験体に関してはおおむね 3000 μ ~4000 μ であった。図 5.14 には、OPC の場合に一般的に設計時に終局ひずみとして仮定されることが多い 3000 μ を赤破線で図示している。これと比較すると GPC-fc30-03 試験体では、曲げモーメント最大時の圧縮縁ひずみが 3000 μ に近いが、その GPC-fc30-03 試験体を含めた全ての試験体において、曲げモーメント最大時の圧縮縁ひずみは 3000 μ を上回った。GPC は OPC に比べて圧縮軟化が顕著であるという特徴を有しているが、本実験の結果からは GPC の終局ひずみを OPC と同様に 3000 μ として大きな問題はないと考えられる。ただし、本実験結果のみに基づく結論であり、検討数は限定的である。GPC の終局ひずみに一般的に適用できる値を得るには、今後のデータ拡充が必要である。

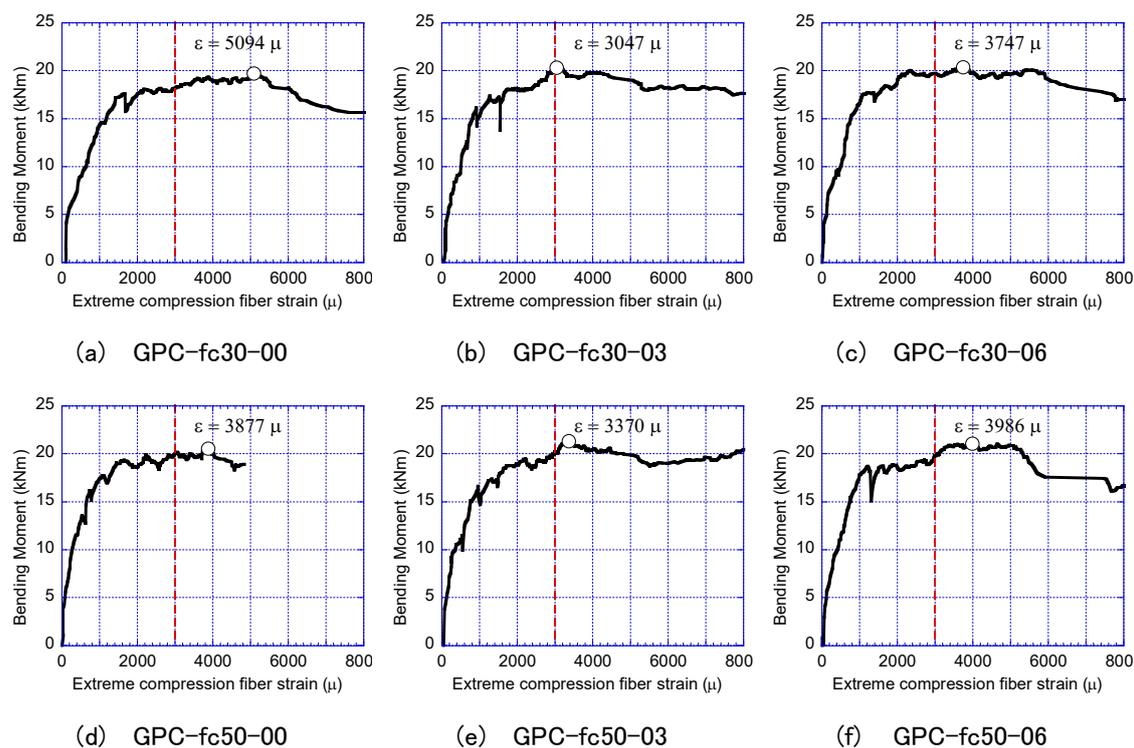


図 5.14 曲げモーメントー圧縮縁ひずみ関係

(4) 曲げモーメント曲率関係

本実験では、モーションキャプチャーを用いて試験区間の材軸方向のひずみを計測しているため、GPC 梁の曲げモーメントー曲率関係の実験値が得られている。実験における曲率は、モーションキャプチャーで計測した試験区間の圧縮縁ひずみと引張縁ひずみの絶対値の合計を梁高さ方向の距離である梁せい 250mm で除すことで算出した。5.2.2 項で述べたようにひずみを算出する 2 点間の距離は試験区間の 500mm であり、試験区間にわたる平均ひずみである。

図 5.9 に試験体の曲げモーメントー曲率関係の実験結果と解析結果との比較を示す。断面解析は、5.2.1 項で記載した方法で行ったものである。解析で仮定した応力ひずみ関係は、GPC、OPC ともに図 5.8 に示したプレーンコンクリートのものである。解析および実験において圧縮縁ひずみが 0.3%に到達した点を○印で示している。GPC、OPC どちらの応力ひずみ関係を用いた場合でも、断面解析はいずれの試験体においてもひび割れ点および降伏点が実験結果と精度良く対応している。また、圧縮縁ひずみが 0.3%に到達した曲げ終局点は、GPC-fc50-00 試験体では終局時の曲率の解析と実験の差がやや大きいものの、その他の試験体に関しては曲げ終局耐力だけでなく、終局時の曲率も精度良く評価できた。

本節の実験では、GPC 梁のみの载荷試験を実施したため、GPC 梁の変形性能が OPC 梁と同等かという検証はなされていない。5.2.1 項で述べたように、圧縮鉄筋がない場合は、GPC 梁は OPC 梁より早期に破壊することが断面解析から示唆されている。しかしながら、通常

の部材において配置される圧縮鉄筋および横拘束筋によって変形性能を向上させる事ができる。これは、本節の実験の結果と、実験結果を再現できた断面解析に4章で提案した横拘束されたGPCの応力ひずみ関係モデルを用いて曲げモーメント-曲率関係を計算することで示すことができる。

5.2.4. 復元力特性のモデル化

RC部材の保有水平耐力計算を実施するにあたっては、部材の非線形特性を適切に考慮した復元力特性を設定することが必要である。本章では、GPCを用いた梁部材に対して、解析プログラムによる保有水平耐力計算で用いる部材の復元力特性を提案することを目的として、技術基準解説書¹²⁾に記載されている算定式の適用性を検討する。

(1) 各特性点の算定法

曲げひび割れ点

梁の初期剛性、曲げひび割れモーメントを技術基準解説書に準拠して算出した。各値の計算式は以下である。

$$K_e = \frac{1}{\frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_s}} \quad (5.10)$$

$$M_{cr} = 0.56\sqrt{\sigma_B}Z_e \quad (5.11)$$

ここで、 K_e ：梁の初期剛性、 K_b ：梁の曲げ剛性、 K_s ：梁のせん断剛性、 M_{cr} ：梁の曲げひび割れモーメント、 Z_e ：鉄筋を考慮した断面係数である。

梁の初期剛性を算出するにあたり、断面二次モーメントには鉄筋を考慮した等価断面二次モーメントを、コンクリートと鉄筋のヤング係数には実験値を用いた。本研究に用いたGPCのポアソン比は3章で示したようにOPCと同程度であったため、せん断弾性係数算定に用いたポアソン比はコンクリートの種類によらず0.2とした。

曲げ降伏点

梁の曲げ降伏モーメント、剛性低下率の算出方法を以下に示す。

$$M_y = a_t f_y 0.9d \quad (5.12)$$

$$\alpha = \left(0.043 + 1.64np_t + 0.043\frac{a}{D} + 0.33\eta_0\right) \left(\frac{d}{D}\right)^2 \quad (5.13)$$

ここで、 M_y ：梁の曲げ降伏モーメント、 a_t ：鉄筋断面積、 f_y ：鉄筋降伏強度、 d ：有効せい、 α ：剛性低下率、 n ：ヤング係数比、 p_t ：引張鉄筋比、 $\frac{a}{D}$ ：せん断スパン比、 η_0 ：軸力比、 D ：梁せいである。

式(5.13)はいわゆる菅野式¹³⁾である。なお、菅野式を提案するに至った実験資料には、曲げモーメントが一定となる4点曲げ載荷試験は含まれていない。ゆえに、厳密には本実験は

適用範囲外である。そこで、支持点と載荷点位置の相対鉛直変位を菅野式と比較した。なお、本実験における載荷点位置の鉛直変位には、載荷点位置断面の回転による鉛直変位も含まれる。

曲げ終局点

技術基準解説書の曲げ終局モーメントは、式(5.12)の曲げ降伏モーメントと同じ式で算出される。なお、これ以降本章では、式(5.12)を技術基準解説書略算式と称する。

(2) 実験結果との比較

前述の方法で算出された復元力特性の各種特性値(初期剛性、曲げひび割れモーメント、曲げ降伏モーメント、剛性低下率、曲げ終局モーメント)および実験結果との比較を表 5.13 に示す。

まず、初期剛性の計算結果に着目すると、計算値はいずれの試験体に対しても実験値より大きくなっている。計算値と実験値の差は3割以内に収まっており、全試験体に対する実験値/計算値の平均値は0.83であった。OPCで作られたRC梁の多数の実験結果に対して、本論文と同様に式(5.10)で算出した初期剛性と実験値を比較した建築研究所の資料¹⁴⁾においても、多くのケースにおいて初期剛性の実験値が計算値に比べて低かったことが述べられている。本実験において、実験値が計算値に比べて小さくなった原因を特定することは困難であるが、乾燥収縮の影響や、載荷点および支持点のすべてをすべり支承としたことを挙げるができる。

式(5.11)の曲げひび割れモーメント算定式は、技術基準解説書によると、実験値が計算値のおおむね $\pm 30\%$ の範囲に収まる式であり、本実験においても全試験体に対する実験値/計算値の平均値は1.26であった。曲げ降伏モーメント計算値の実験値との差はいずれの試験体においても実験値の約2割程度であり、式(5.12)の略算式が有している推定精度の範囲におおむね収まっている。

式(5.13)の菅野式は、OPCに対しては計算値の $\pm 30\%$ の範囲に実験値の約70%が入る程度の精度を有するとされている¹⁵⁾。本実験のGPC梁に対しては、計算値に対する実験値は、全試験体の平均で約2倍となっており、剛性低下率の計算式である菅野式をそのまま用いると、OPC梁と同等の精度ではGPC梁の剛性低下率を評価できない。前節の実験において、GPC梁の剛性低下率はOPC梁よりも大きかった。これは、GPC梁はOPC梁よりも初期剛性が低いにも関わらず、曲げひび割れ点～曲げ降伏点までの曲げモーメント-たわみ関係の傾きはOPC梁と同じであったためである。曲げひび割れ後の剛性にGPC梁とOPC梁で明確な違いが確認されなかったのは、GPCの鉄筋との付着性状が、3章に示した付着引き抜き試験から明らかとなったようにOPCと同等以上であるからである。GPC梁に対して、剛性低下率をOPCによるRC部材と同等の評価精度を得るためには菅野式を修正する必要がある。式(5.13)のなかで、コンクリートの材料特性が影響を及ぼすのは第二項のヤング係数

比のみであるため、GPC 梁に対する菅野式の評価精度を向上させるには、この第二項の係数の修正が必要である。ここでは GPC 梁の曲げ降伏時たわみを精度良く評価するための試みとして菅野式の第二項の係数について検討する。この検討では曲げ降伏時たわみの算出にあたり、剛性低下率以外の項目の評価精度の影響を除外するため、算出に用いる梁の曲げ降伏モーメントおよび初期剛性には実験結果を用いることとした。実験で得られた GPC 梁試験体の曲げ降伏時たわみと評価誤差が1%以下となる菅野式第二項の係数を収束計算により算出した。本実験で得られた GPC 梁の剛性低下率実験値と計算値が一致する式(5.13)の第二項の係数は、表 5.14 のとおりである。全試験体の平均値は 5.74 であった。菅野式は片持ち梁、3 点曲げおよび逆対称曲げ加力を受ける OPC 部材の多数の実験から作られたものであるため、第二項の係数の一般的な値を得るためには、検討を重ねる必要があるものの、GPC 部材の剛性低下率は菅野式を基本とし、GPC と OPC のヤング係数の違いを考慮し、式(5.13)の第二項の係数を修正することで推定可能であると考えられる。

最後に、技術基準解説書略算式による曲げ終局モーメント計算値に対する実験値の比は、全試験体の平均値で 1.35 であり、実験値は 3 割程度大きくなっている。また、図 5.9 の断面解析においても GPC と OPC の曲げ終局モーメントの差はほとんどなかったことから、二次設計で一般的に使われている技術基準解説書略算式は GPC 部材に対しても適用可能であることは明らかである。

以上のように、剛性低下率に関しては GPC と OPC のヤング係数の違いを考慮する必要があるものの、GPC 梁の復元力特性は基本的には技術基準解説書の方法で計算可能である。

表 5.13 曲げ復元力特性の計算値と実験値の比較

Specimens	$K_{e,cal}$ (kNm/mm)	$M_{cr,cal}$ (kNm)	$\alpha_{y,cal}$	$M_{y,cal}$ (kNm)	$M_{u,cal}$ (kNm)	$\frac{K_{e,exp}}{K_{e,cal}}$	$\frac{M_{cr,exp}}{M_{cr,cal}}$	$\frac{M_{y,exp}}{M_{y,cal}}$	$\frac{\alpha_{y,exp}}{\alpha_{y,cal}}$	$\frac{M_{max}}{M_{u,cal}}$
GPC-fc30-00	43.0	4.8	0.18	15.1	15.1	0.92	1.24	1.12	1.74	1.28
GPC-fc30-03						0.80	1.08	1.12	2.06	1.30
GPC-fc30-06						0.82	1.48	1.17	2.09	1.35
GPC-fc50-00	51.5	6.2	0.16			0.90	1.25	1.16	2.05	1.35
GPC-fc50-03						0.73	1.27	1.11	2.39	1.41
GPC-fc50-06						0.84	1.27	1.18	2.20	1.39
Average						0.83	1.26	1.14	2.09	1.35

表 5.14 剛性低下率の検討

Specimens	Coefficient of np_t
GPC-fc30-00	4.23
GPC-fc30-03	5.33
GPC-fc30-06	5.46
GPC-fc50-00	5.82
GPC-fc50-03	7.18
GPC-fc50-06	6.41
Average	5.74

(3) 曲げ終局モーメントの評価

曲げ終局モーメントの計算値と実験値の比較結果を表 5.15 に示す。上述の技術基準解説書略算式の他に、ストレスブロックを用いた算定法、断面解析の 2 種類の方法を用いて曲げ終局モーメントを算出し比較した。それぞれの方法による曲げ終局モーメントの算定にあたっては、材料試験の値を用いた。各算定法は以下のとおりである。

ストレスブロック法

ストレスブロック係数を用いた曲げ終局モーメント算定式を以下に示す。式(5.14)および式(5.15)は、圧縮鉄筋が弾性状態の場合の複筋梁の算定式であり、終局時のコンクリート圧縮縁ひずみを 0.3%と仮定し、表 5.8 に示した応力ひずみ関係から導出した GPC のストレスブロック係数および ACI318 のストレスブロック係数の 2 つのケースで曲げ終局モーメントを算出した。

$$M_u = \left\{ \gamma p_t (1 - d_{c1}) \frac{x_{n1} - d_{c1}}{x_{n1}} E_s \varepsilon_{cu} + k_1 k_3 (1 - k_2 x_{n1}) x_{n1} f'_c \right\} b d^2 \quad (5.14)$$

$$x_{n1} = \frac{-p_t (E_c \varepsilon_{cu} \gamma - f_y) + \sqrt{p_t^2 (E_c \varepsilon_{cu} \gamma - f_y)^2 + 4 k_1 k_3 f'_c E_s \varepsilon_{cu} \gamma p_t d_{c1}}}{2 k_1 k_3 f'_c} \quad (5.15)$$

ここで、 $d_{c1} = \frac{d_c}{d}$ 、 d_c ：圧縮鉄筋高さ、 $x_{n1} = \frac{x_n}{d}$ 、 x_n ：中立軸高さ、

ε_{cu} ：コンクリート圧縮縁終局ひずみ(ここでは、0.3%)である。

断面解析

断面解析は、図 5.8 に示した GPC の応力ひずみ関係を反映しており、圧縮縁ひずみが 0.3%に到達したときの曲げモーメントを断面解析における曲げ終局モーメントと定義した。

表 5.15 に示すように、実験の曲げモーメント最大値と各算定結果を比較すると、全試験体の平均値で技術基準解説書略算式は実験結果より 35%、ストレスブロック法では、応力ひずみ関係から導出したストレスブロック係数を用いた場合は 23%、ACI318 の場合は 24%、断面解析は 9% 小さかった。ストレスブロック法では、表 5.8 に示したように応力ひずみ関係から導出された GPC のストレスブロック係数と ACI318 のストレスブロック係数の値は違うものの、曲げ終局モーメントを計算するとその差は極めて小さかった。いずれの計算方法でも本実験においては、計算値は実験値よりも小さくなった。

先の計算方法において、ストレスブロック法および断面解析ではコンクリート圧縮縁ひずみが 0.3% に達したときの曲げモーメントを曲げ終局モーメントとしたのに対して、実験値は曲げモーメント最大値としており、厳密には比較した状態が異なる。そこで、モーションキャプチャーで計測された試験体圧縮縁ひずみが 0.3% に達した点の曲げモーメント実験値との比較を行った。実験における圧縮縁ひずみは試験区間の平均的なひずみである。表 5.15 に示すように、実験で圧縮縁ひずみが 0.3% に達したときの曲げモーメントと計算値を比較すると、実験での最大曲げモーメントと比べた場合に対して、全試験体に対する平均値で、ストレスブロック法では 5 ポイント、断面解析では 4 ポイント実験値との差が小さくなった。また、技術基準解説書略算式においても最大曲げモーメントと比較した場合と比べて全試験体の平均値で 6 ポイント実験値との差が小さくなり、いずれの計算法でも実験値との差が小さくなることが確認された。

以上のように、OPC 部材に対して用いられる曲げ終局モーメント算定法はいずれも GPC 部材の曲げ終局モーメントを推定可能であった。ストレスブロック係数は、梁の曲げ終局モーメントに対する感度が低いため、応力ひずみ関係から導出した GPC のストレスブロック係数と ACI318 ストレスブロック係数の値に違いはあるものの曲げ終局モーメントには計算上有意な差は生じなかった。

表 5.15 曲げ終局モーメントの評価

Specimens	M_{max} (kNm)	$\frac{M_{max}}{M_{CSR}}$	$\frac{M_{max}}{M_{GPC}}$	$\frac{M_{max}}{M_{ACI}}$	$\frac{M_{max}}{M_{SecA}}$	$M_{0.3\%}$ (kNm)	$\frac{M_{0.3\%}}{M_{CSR}}$	$\frac{M_{0.3\%}}{M_{GPC}}$	$\frac{M_{0.3\%}}{M_{ACI}}$	$\frac{M_{0.3\%}}{M_{SecA}}$
GPC-fc30-00	19.3	1.28	1.18	1.21	1.08	18.2	1.21	1.12	1.14	1.02
GPC-fc30-03	19.6	1.30	1.20	1.22	1.10	19.4	1.29	1.18	1.21	1.08
GPC-fc30-06	20.3	1.35	1.23	1.26	1.13	20.2	1.34	1.23	1.25	1.13
GPC-fc50-00	20.3	1.35	1.24	1.25	1.06	19.0	1.26	1.16	1.17	0.99
GPC-fc50-03	21.2	1.41	1.26	1.27	1.10	20.3	1.35	1.21	1.22	1.05
GPC-fc50-06	21.0	1.39	1.24	1.24	1.09	19.8	1.32	1.17	1.17	1.03
Average		1.35	1.23	1.24	1.09		1.29	1.18	1.19	1.05

M_{CSR} : 技術基準解説書略算式による曲げ終局モーメント, M_{GPC} : GPC の応力ひずみ関係から得たストレスブロック係数による曲げ終局モーメント M_{ACI} : ACI318 ストレスブロック係数による曲げ終局モーメント, M_{SecA} : 断面解析による曲げ終局モーメント, $M_{0.3\%}$: 圧縮縁ひずみ 0.3%到達時の曲げモーメント実験値

5.3. まとめ

本章では GPC 梁の曲げ性能について検討した。

5.1 節では、GPC 梁の許容応力度設計の範囲における曲げ性状を検討するために行った載荷実験と FEM 解析から下記のような知見を得た。

- ・ コンクリートの圧縮強度が 39MPa の GPC 梁の曲げひび割れ強度は、圧縮強度が同程度の OPC 梁よりも 17~22%高かった。これは、本研究で用いた圧縮強度 39MPa の GPC は OPC より 22%高い曲げ引張強度が得られたことと関係する。
- ・ OPC 梁と比較して、GPC 梁の曲げ降伏点までの曲げモーメント-たわみ関係に使用上問題となり得るような差異は確認されなかった。
- ・ 曲げひび割れが定常状態に達し、短期許容曲げモーメントが作用した際の GPC 梁の曲げひび割れ本数、幅および間隔は OPC 梁と同等であり、RC 規準の計算方法で評価可能であることを明らかにした。
- ・ 許容曲げモーメント作用時の GPC 梁のたわみおよびひび割れ性状は OPC 梁と比べてほとんど違いがない。曲げ降伏点までの曲げモーメント-たわみ関係と合わせて判断すると、GPC 梁は一次設計の範囲において曲げ部材として適用可能である。
- ・ GPC は OPC よりヤング係数が低いという特徴を有するが、GPC 梁の曲げひび割れ点から曲げ降伏点までの剛性は OPC 梁と同程度であり、コンクリートのヤング係数が及ぼす影響が小さいことが実験的および解析的に明らかとなった。
- ・ 梁の曲げひび割れ点から曲げ降伏点までの剛性にヤング係数が与える影響は小さいため、GPC 梁のひび割れ発生以降のたわみ量を決定する要因としてはコンクリートの引張強度の影響が大きい。

5.2 節では GPC 梁の 4 点曲げ載荷実験を行い、二次設計で必要となる復元力特性のモデル化を行った結果、下記のような知見を得た。

- ・ 圧縮鉄筋のない GPC 梁においては、圧縮強度が 50MPa の試験体の方が圧縮強度 30MPa の試験体よりコンクリート圧壊に伴う耐力の低下は激しく、GPC の応力ひずみ関係の特徴が現れた。
- ・ GPC は、コンクリート自体の圧縮軟化挙動が OPC より顕著であるという特徴を有するが、通常の部材において配置される圧縮鉄筋や横拘束筋によって変形能力を向上させることが可能であるため、GPC 梁は二次設計の範囲においても曲げ部材として適用可能である。
- ・ GPC 梁の曲げ終局モーメント算定用の終局ひずみは、本実験の範囲では、OPC と同様に 3000μ と仮定しても実用上問題ないと判断される。
- ・ 本実験の試験区間の曲げモーメント-曲率関係は、GPC の応力ひずみ関係を反映した断面解析により、弾性域から曲げ終局点まで精度良く評価することが可能であった。
- ・ GPC 梁の曲げ終局モーメントに対する技術基準解説書略算式およびストレスブロック

法の適用性を検証した。前者では 3 割程度、後者では 2 割程度曲げ終局モーメントを低く評価する。既往の曲げ終局モーメント算定法は、設計用の略算式として GPC 梁に対して適用可能である。

- ・ 断面解析により得られた曲げ終局モーメントは、実験値との差が平均 5%程度であり、GPC 梁の曲げ終局モーメントを技術基準解説書略算式およびストレスブロック法よりも精度良く評価することが可能である。
- ・ 応力ひずみ関係から導出した GPC のストレスブロック係数は OPC との間に差がある。しかしながら、梁の曲げ終局モーメントはストレスブロック係数に対する感度が高くないため、ACI318 のストレスブロック係数など既往の設計コードで評価可能である。
- ・ 曲げ降伏点を算出するのに用いる剛性低下率に関しては GPC と OPC のヤング係数の違いを考慮する必要はあるが、考慮されているパラメーターを変更することなく OPC 用の算定式を用いることが可能であり、基本的には GPC 梁の復元力特性は技術基準解説書の方法でモデル化可能である。

5.4. 参考文献

- 1) 宮下 進太郎: 画像相関法に基づく3D動的変形計測システムARAMIS, 軽金属溶接, Vol.56, No.No.5, pp.28-31, 2018.
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018.
- 3) Brault, A., Hoult, N. A.: Distributed Reinforcement Strains: Measurement and Application, ACI Structural Journal, Vol.116. No.4 pp.115-127, 2019.
- 4) 伊藤忠テクノソリューションズ(株): FINAL/V11.
- 5) 長沼 一洋: 三軸応力下のコンクリート応力～ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, Vol.60, No.474, pp.163-170, 1995. 8.
- 6) Al-Mahaidi, R.S.H.: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Department of Structural Engineering, Cornell Univ, 1979.
- 7) Naganuma K., Yonezawa K., Kurimoto O., Eto H.: SIMULATION OF NONLINEAR DYNAMIC RESPONSE OF REINFORCED CONCRETE SCALED MODEL USING THREE-DIMENSIONAL FINITE ELEMENT METHOD, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 586, 2004.
- 8) Federation internationale du beton: fib Model Code for Concrete Structures 2010, 2010.
- 9) 佐川 康貴, 太田 周, 合田 寛基, 大西 俊輔: ジオポリマーコンクリートはりの曲げ耐荷性状に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.1, pp.2095-2100, 2017.
- 10) 井形 友彦, 村上 聖, 武田 浩二, 松田 学: 超軽量コンクリートRC梁の終局曲げ性状, セメント・コンクリート論文集, Vol.72, No.1, pp.431-437, 2019.
- 11) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary

- (ACI 318-19); American Concrete Institute, 2019.
- 12) 国土技術政策総合研究所ほか監修: 建築物の構造関係技術基準解説書, 2015
 - 13) 菅野 俊介: 鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究, コンクリートジャーナル, Vol.11, No.2, pp.1-9, 1973.
 - 14) 向井 智久, 田尻 清太郎, 谷 昌典, 福山 洋, 田才 晃, 楠 浩一, 石川 裕次, 磯 雅人, 楠原 文雄, 坂下 雅信, 渡邊 秀和, 西村 康志郎, 中村 孝也: 実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証, 建築研究資料, No.175, 2016.
 - 15) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説, 2016.

6. GPC 梁のせん断耐力

2章で述べたように、単純曲げを受ける GPC 梁のせん断耐力は OPC 梁に対して用いられている評価式が適用可能であるとの報告があるが、逆対称曲げを受ける GPC 梁のせん断挙動は明らかになっていない。そこで、本章では GPC 梁に対して逆対称曲げ載荷試験を行い、GPC 梁のせん断破壊性状、せん断ひび割れ耐力・せん断終局耐力の評価法および GPC の許容せん断応力度について検討する。

6.1. 実験概要

6.1.1. 試験体概要と使用材料

試験体は、図 6.1 に示すように試験体は幅 150mm、高さ 200mm の長方形断面を持つ全 10 体の GPC 梁試験体である。実験変数は、表 6.1 に示すようにコンクリート圧縮強度、せん断スパン比、せん断補強筋比の 3 種類である。代表として、fc30-10-05A、fc30-15-00A、fc30-20-05A の 3 体の試験体の配筋図を図 6.1 に示した。目標圧縮強度が 25MPa のシリーズの試験体の主筋は 2-D19、目標圧縮強度が 50MPa のシリーズの主筋は 2-D22 とした。

試験体は表 6.2 に示すように曲げ降伏に先行してせん断破壊が発生するように設計した。表 6.2 中で dQ_{su}/dQ_y で示した設計段階における各試験体のせん断余裕度は、0.33~0.59 である。なお、表 6.2 の曲げ降伏時せん断力、せん断耐力はともに技術基準解説書¹⁾に従い算出し、コンクリート強度は目標圧縮強度を、鉄筋の強度は曲げ降伏時せん断力の計算には規格強度を、せん断耐力の計算には規格降伏強度の 1.2 倍を用いた。

コンクリートおよび鉄筋の材料特性を表 6.3 および表 6.4 に示す。表 6.3 および表 6.4 の値はすべて材料試験の結果であり、表 6.3 のコンクリートのヤング係数は、圧縮強度の 1/3 の応力に対する割線ヤング係数である。

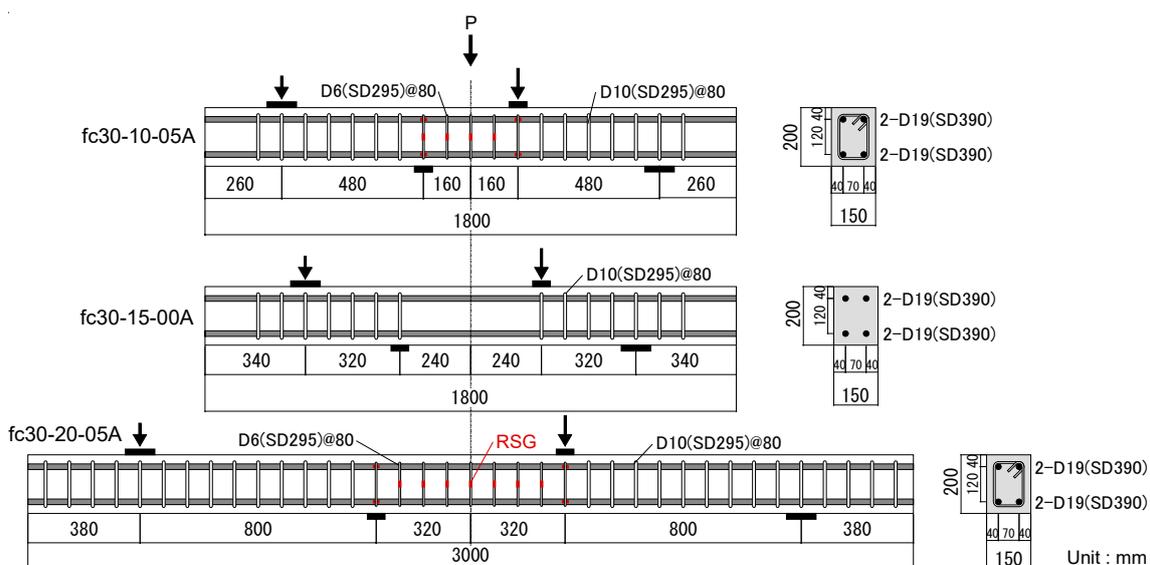


図 6.1 せん断試験体図

表 6.1 せん断試験体一覧

Specimens	F_c (MPa)	a/d	p_t (%)	p_w (%)
fc30-10-00A	25	1.0	2.39	0.00
fc30-15-00A		1.5		
fc30-20-00A		2.0		
fc50-10-00A	50	1.0	3.23	
fc50-15-00A		1.5		
fc50-20-00A		2.0		
fc30-10-05A	25	1.0	2.39	0.53
fc30-20-05A		2.0	3.23	
fc50-10-05A	50	1.0	2.39	
fc50-20-05A		2.0	3.23	

記号 F_c : コンクリートの目標圧縮強度, a : せん断スパン, d : 有効高さ,
 p_t : 引張鉄筋比, p_w : せん断補強筋比

表 6.2 せん断試験体の設計

Specimens	${}_dQ_y$ (kN)	${}_dQ_{su}$ (kN)	$\frac{{}_dQ_{su}}{{}_dQ_y}$
fc30-10-00A	201	67	0.33
fc30-15-00A	134	46	0.34
fc30-20-00A	101	35	0.35
fc50-10-00A	341	113	0.33
fc50-15-00A	228	78	0.34
fc50-20-00A	171	60	0.35
fc30-10-05A	201	91	0.45
fc30-20-05A	101	60	0.59
fc50-10-05A	341	137	0.40
fc50-20-05A	171	84	0.49

記号 ${}_dQ_y$: 設計曲げ降伏時せん断力計算値, ${}_dQ_{su}$: 設計せん断耐力計算値

表 6.3 GPC の材料特性

圧縮強度： σ_B (MPa)	$1/3\sigma_B$ 割線ヤング係数： E_c (GPa)	割裂引張強度： f_{sp} (MPa)
29.9	18.5	2.40
50.1	23.3	3.49

表 6.4 鉄筋の材料特性

	降伏強度： f_y (MPa)	ヤング係数： E_s (GPa)	引張強度： f_u (MPa)
D6 (SD295)	413	218	530
D10 (SD295)	362	195	500
D19 (SD390)	427	200	615
D22 (SD490)	539	195	737

6.1.2. 載荷方法

載荷方法は、大野式の逆対称曲げモーメント下での曲げせん断加力とし、鋼製の載荷梁を介して 1000kN 油圧ジャッキ 1 本により静的一方向漸増載荷を行った(図 6.2)。載荷は、試験体がせん断破壊し荷重が十分に低下するまで行った。すべての支承は鋼製ローラーによるすべり支承とし、鋼製ローラーと試験体の間には、幅 60mm の鋼製載荷板を介している。この載荷板の幅に関しては、本実験の試験体と同じ梁幅および梁せいを持つ試験体の実験を行った荒川²⁾の研究を踏襲した。

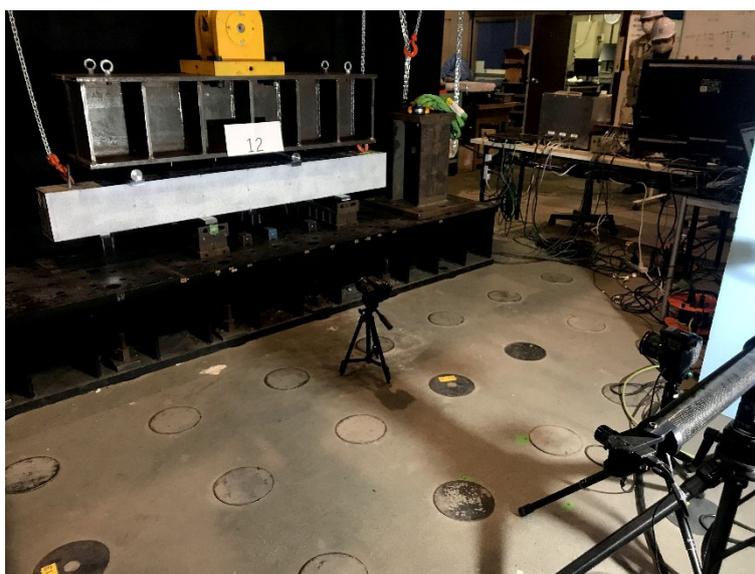


図 6.2 せん断試験の様子

6.1.3. 計測方法

本実験における計測項目は、ジャッキ荷重、試験体鉛直方向変位、鉄筋ひずみ、コンクリート表面ひずみである。ジャッキ荷重はロードセルを、試験体鉛直方向変位は接触式変位計を、鉄筋ひずみは電気抵抗線ひずみゲージ(図 6.1 中では RSG)を、コンクリート表面ひずみは試験区間を対象として画像相関法を用いて計測した。鉄筋ひずみの計測位置は図 6.1 に示しており、試験体鉛直方向の変位は、支持点、載荷点および部材長軸方向の中央の計 5 点で計測した。鉛直変位の計測位置は梁せいの 1/2 の位置とした。画像相関法による計測には前章と同様に、非接触三次元変位・ひずみ測定システム ARAMIS³⁾を用いた。画像相関法によるコンクリート表面のひずみの計測対象は、逆対称曲げが作用する試験区間である。

6.2. 実験結果

6.2.1. 実験の経過および破壊状況

本実験では、試験体と試験体を設置している鉄骨架台との鉛直方向相対変位を計測し、曲げモーメントが逆対称となる試験体内側に位置する載荷点および支持点間で変形角を算出したが、本実験のスタブがない梁型試験体はひび割れ等の影響を受け、各試験体の変形角の計測精度が低かった。本研究において実験で確認されたせん断ひび割れ、鉄筋降伏、最大強度といったせん断試験における特性値を計測した荷重およびその順番を表 6.5 のようにまとめた。なお、すべての試験体においてせん断ひび割れに先行して曲げひび割れが発生したが、表 6.5 では曲げひび割れ荷重の記載は割愛した。また、本実験では、実験で計測されたせん断力の最大値をせん断終局耐力と呼ぶ。

せん断補強筋が無い試験体に関しては、せん断スパン比およびコンクリート強度に関わらず、せん断ひび割れの発生即せん断破壊とはならず、せん断ひび割れ発生後も荷重がしばらく増加したのち、せん断終局耐力を発現し、急激な耐力低下を伴う破壊に至った。

せん断補強筋がある試験体に関しては、せん断スパン比およびコンクリート強度に関わらずせん断ひび割れが発生したのち、せん断補強筋が降伏した。なお、ここでのせん断補強筋の降伏とは、ひずみゲージを設置したすべてのせん断補強筋の降伏ではなく、どれか一つでもせん断補強筋ひずみが降伏ひずみを越えたことを意味する。せん断補強筋が降伏したあとは、fc30-20-05A 試験体のみ曲げモーメントが最大となる位置で主筋が降伏したのち、せん断終局耐力に到達した。なお、主筋降伏が確認された fc30-20-05A 試験体もその他の試験体と同様に最大荷重到達後は、明確な耐力低下が確認された。

すべての試験体は、表 6.2 に示したようにせん断破壊が主筋の曲げ降伏に先行するように設計した。しかしながら、先述のように fc30-20-05A 試験体は、せん断破壊に先行して主筋が降伏した。表 6.2 はコンクリートの目標圧縮強度と鉄筋の規格降伏強度を用いて計算したものである。材料試験結果を用いて曲げ降伏時せん断力を再計算したものが表 6.6 である。なお、同表ではせん断終局耐力実験値と実強度に基づく曲げ降伏時せん断力計算値と比較している。表 6.6 では実験で主筋の降伏が発生した fc30-20-05A 試験体のみ、実強度に基づく曲げ降伏時せん断力計算値がせん断終局耐力実験値を上回った。その他のせん断補強筋がある試験体 3 体に関しては、せん断終局耐力実験値は曲げ降伏時せん断力計算値を下回っており、実験においても主筋ひずみは降伏ひずみを超過しておらず、曲げ降伏は発生していない。せん断補強筋がない試験体に関しては、主筋にひずみゲージを設置していないため、直接的に主筋の降伏を判断することができない。そのため、ここでは上述のせん断終局耐力実験値/曲げ降伏時せん断力計算値を参考として曲げ降伏発生の有無を判断した。せん断補強筋がない 6 体の試験体は、せん断終局耐力実験値/実強度に基づく曲げ降伏時せん断力計算値がいずれも 1 を下回っているため、曲げ降伏はせん断破壊に先行していないと

判断される。以上から、各試験体の破壊モードは、fc30-20-05A 試験体は曲げ降伏後のせん断破壊、その他の試験体はせん断破壊と判断した。

次に、試験体の損傷状況についてまとめる。試験体のひび割れの様子を図 6.3 に示す。同図は実験におけるせん断終局耐力から試験体の耐力が 80%以下に低下した時点の写真である。斜め方向のせん断ひび割れに比べてひび割れ幅が小さいため写真からは確認できないが、いずれの試験体においても曲げモーメントが最大となる位置において曲げひび割れが発生した。

まず、 $a/d=1.0$ の試験体は、せん断補強筋の有無に関わらず試験体材軸と約 45 度の傾きをなす 1 本のせん断ひび割れが載荷板の内側をつなぐように進展し、破壊に至った。また、 $a/d=1.0$ の試験体では、載荷板付近でコンクリートの圧壊が確認された。

次に、 $a/d=1.5$ の試験体は、せん断補強筋が配筋されていない試験体であるが、載荷板の内側を結ぶ方向に斜めひび割れが複数本発生し、それが拡幅し破壊に至った。 $a/d=1.5$ の試験体は $a/d=1.0$ の試験体と同様に載荷板付近でコンクリートの圧壊が確認された。

最後に、 $a/d=2.0$ の試験体は、せん断補強筋の有無に関わらず載荷板の内側を結ぶ方向に斜めひび割れが発生した。載荷板をつなぐ 1 本のひび割れが拡幅した試験体と複数の斜めひび割れが発生し、また、主筋上に複数本の斜めひび割れが発生した試験体も確認された。主筋上にひび割れが発生した試験体もあったが、付着ひび割れが鉄筋に沿って支点の方向に進展し梁を破壊させるせん断付着破壊は発生しなかった。

以上に、せん断スパン比ごとに試験体の破壊性状について述べたが、これまで OPC 梁の実験で報告された結果²⁾と異なる性状は確認されなかったことから、GPC 梁の破壊性状は OPC 梁と同様であるといえる。

表 6.5 せん断試験体の特性値

Sequence	1		2		3		4		Failure mode
Specimens	Q (kN)	Event	Q (kN)	Event	Q (kN)	Event	Q (kN)	Event	
fc30-10-00A	65.9	SC	104.1	SU					S
fc30-15-00A	61.5	SC	81.9	SU					S
fc30-20-00A	50.9	SC	63.6	SU					S
fc50-10-00A	74.9	SC	125.8	SU					S
fc50-15-00A	80.8	SC	105.5	SU					S
fc50-20-00A	67.1	SC	80.0	SU					S
fc30-10-05A	67.8	SC	105.0	SY	145.8	SU			FS
fc30-20-05A	51.2	SC	87.9	SY	107.1	BY	115.9	SU	S
fc50-10-05A	74.7	SC	137.8	SY	168.3	SU			S
fc50-20-05A	57.1	SC	102.4	SY	127.8	SU			S

記号 Q ：せん断力，SC：せん断ひび割れの発生，SY：せん断補強筋の降伏，
BY：主筋の降伏，SU：せん断終局耐力の発現，S：曲げ降伏前のせん断破壊，
FS：曲げ降伏後のせん断破壊

表 6.6 実験における曲げ降伏発生の推定

Specimens	eQ_y (kN)	eQ_{su} (kN)	eQ_{su}/eQ_y
fc30-10-00A	220	201	0.52
fc30-15-00A	147	134	0.61
fc30-20-00A	110	101	0.63
fc50-10-00A	375	341	0.37
fc50-15-00A	250	228	0.46
fc50-20-00A	188	171	0.47
fc30-10-05A	220	201	0.72
fc30-20-05A	110	101	1.15
fc50-10-05A	375	341	0.49
fc50-20-05A	188	171	0.75

記号 eQ_y ：材料試験結果に基づく曲げ降伏時せん断力計算値， eQ_{su} ：せん断終局耐力実験値

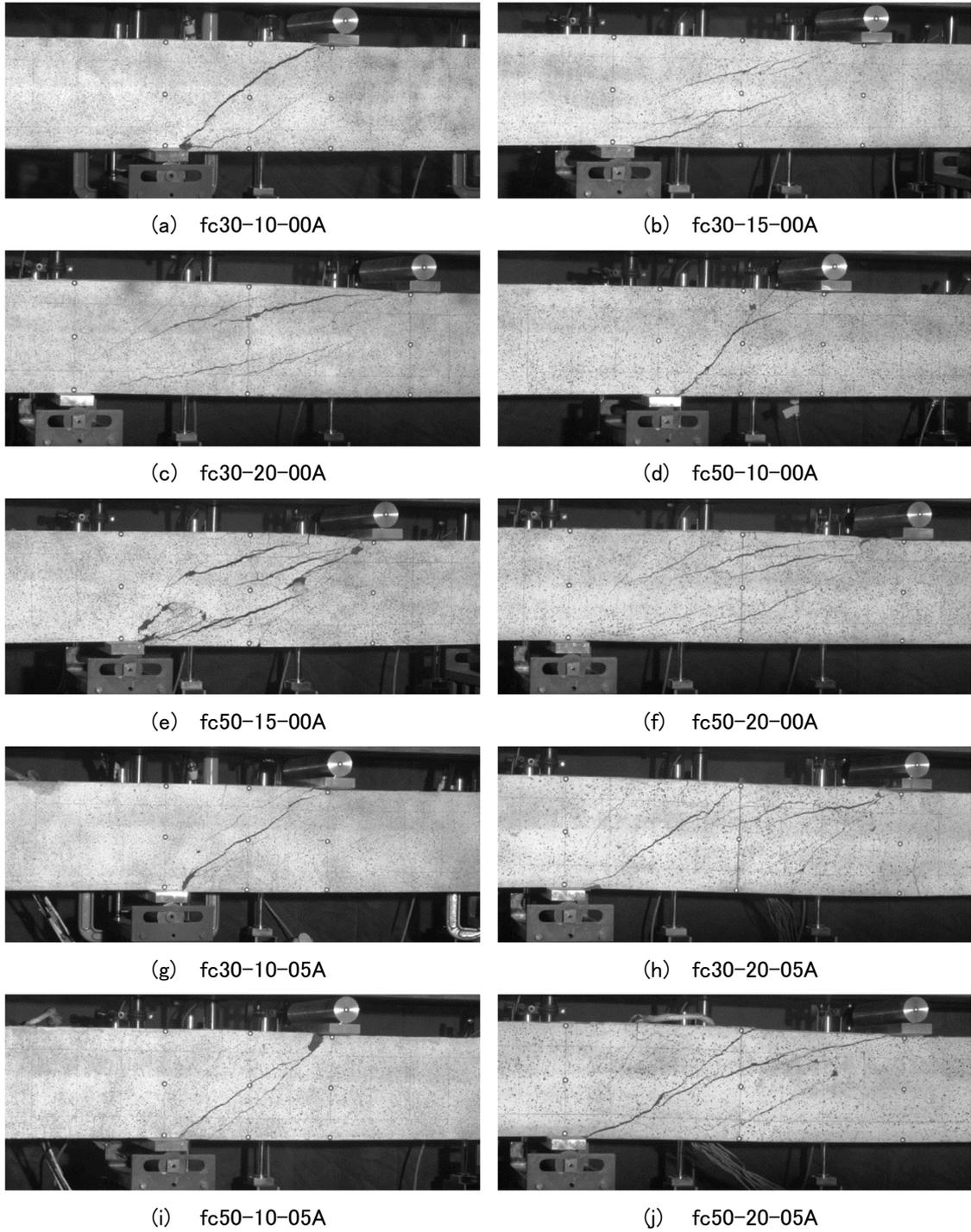


図 6.3 せん断試験体のひび割れパターン

6.2.2. 実験変数とせん断ひび割れおよびせん断終局耐力の関係

図 6.4 にせん断ひび割れ耐力とせん断スパン比の関係を、図 6.5 にせん断終局耐力とせん断スパン比の関係を示す。なお、各試験体の正確な数値については、表 6.7 および表 6.8 に示した。まず、 $a/d=1.5$ の圧縮強度が 50MPa の試験体では、せん断ひび割れ耐力が $a/d=1.0$ の試験体を上回っているものの、全体的な傾向として、GPC 梁のせん断ひび割れ耐力およびせん断終局耐力はせん断スパン比が大きくなるほど小さくなった。

また、GPC 梁のせん断ひび割れ耐力はコンクリートの強度が高いほど上昇するが、せん断補強筋比が GPC 梁のせん断ひび割れ耐力に大きな影響を及ぼさないことは図 6.4 から明らかである。

図 6.5 では、せん断終局耐力とせん断スパン比の関係を結んだ線がコンクリートの強度およびせん断補強筋比の差によりおおむね平行にずれていることから、GPC 梁のせん断終局耐力は、コンクリート強度が高いほど、またせん断補強筋比が高い方ほど上昇することがわかる。

上述の実験結果、すなわちせん断ひび割れおよびせん断終局耐力に及ぼすせん断スパン比、せん断補強筋比、コンクリートの強度の影響は過去に多くの研究で明らかにされた OPC 部材のせん断特性に同調するものであり、前項で述べたせん断破壊に至るまでの様相および破壊性状も OPC 梁と同様であったことから、GPC 梁のせん断性状は OPC 梁と遜色無いと判断される。

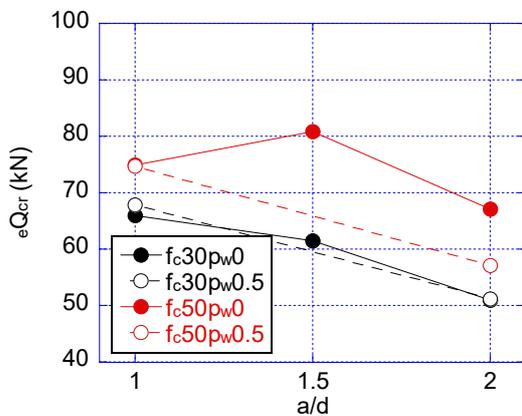


図 6.4 せん断ひび割れ耐力

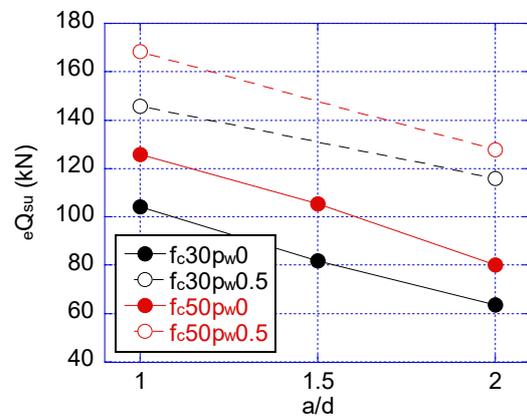


図 6.5 せん断終局耐力

6.3. せん断耐力の評価

6.3.1. せん断ひび割れ耐力

本項では、OPC 梁のせん断ひび割れ耐力の推定に用いられている以下の式の GPC 梁への適用性を検討する。

$$Q_{cr} = \left\{ \frac{0.085k_c(\sigma_B + 49)}{M/(Qd) + 1.7} \right\} bj \quad (6.1)$$

$$Q_{cr} = \phi \left(\sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0} \right) b \cdot D / 1.5 \quad (6.2)$$

$$\sigma_T = 0.33\sqrt{\sigma_B} \quad (6.3)$$

ここで、 k_c ：断面寸法による補正係数(図 6.6 参照)、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度(MPa)、 $M/(Qd)$ ：せん断スパン比、 b ：梁幅(mm)、 j ：曲げ材の応力中心距離(7/8d)、 ϕ ：耐力係数、 σ_T ：コンクリートの引張強度(MPa)、 σ_0 ：作用軸力(MPa)、 D ：梁せい(mm)である。

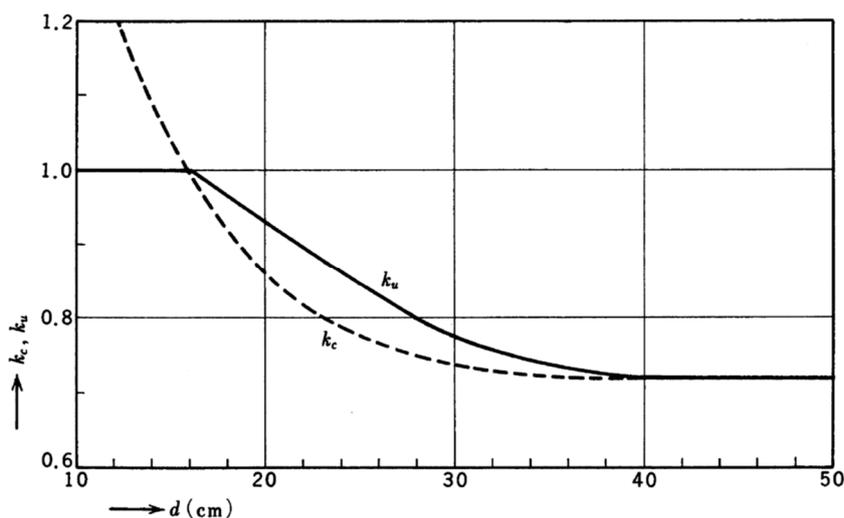


図 6.6 断面寸法による補正係数 k_c , k_u ⁴⁾

式(6.1)は、OPC 梁に関する一方向単調加力時のデータを整理した荒川⁵⁾による実験式(以下、荒川ひび割れ式)である。また、式(6.1)は図 6.7 中の全資料に対する平均(図中青線)を取るものである。なお、荒川ひび割れ式は、OPC 部材の構造設計に用いられている技術基準解説書¹⁾において採用されている。

式(6.2)は、靱性指針⁶⁾で採用されているせん断ひび割れ耐力式(以下、靱性指針ひび割れ式)である。靱性指針ひび割れ式は、主応力度仮説に基づいたものであり、梁の主応力がコンクリートの引張応力に達したときにせん断ひび割れが発生すると仮定したものである。靱性指針ひび割れ式のコンクリートの引張強度は靱性指針に記載されている、式(6.3)で求めた。

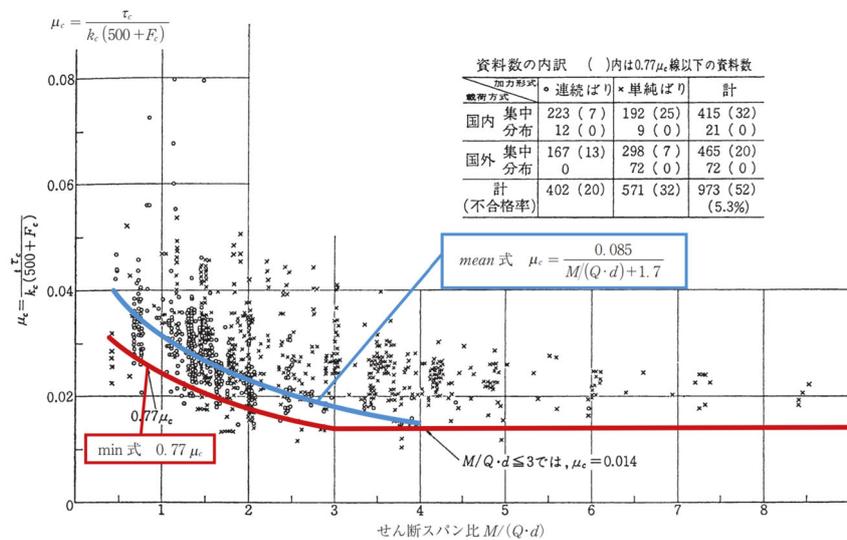


図 6.7 OPC のせん断ひび割れ応力の実験値と計算値の比較⁷⁾(単位:kgf/cm²)

表 6.7 に、各推定式によるせん断ひび割れ耐力の計算値と実験値の比較を示す。荒川ひび割れ式、靱性指針ひび割れ式どちらの推定式もすべての試験体に対して、計算値は GPC 梁のせん断ひび割れ耐力実験値を下回った。全 10 体の試験体に対する実験値/計算値の平均値は、荒川ひび割れ式が 1.52、靱性指針ひび割れ式が 1.58 であり、どちらの推定式も実験結果を良く評価できている。ゆえに、荒川ひび割れ式、靱性指針ひび割れ式は GPC 梁に対して適用可能である。

せん断スパン比に対する実験値/計算値の傾向を分析すると、靱性指針ひび割れ式は実験値/計算値の値が、 $a/d=1.0$ の試験体に対しては荒川ひび割れ式よりもおおむね 3 割ほど大きい。 $a/d=1.5$ の試験体に対しては荒川ひび割れ式とほぼ等しく、 $a/d=2.0$ の試験体に対しては荒川ひび割れ式よりもおおむね 2 割ほど小さくなり実験値に近くなった。なお、本検討では、靱性指針ひび割れ式の耐力係数 ϕ を 1.0 として計算を行った。靱性指針ひび割れ式には OPC 梁に対して $\phi=1.0$ とした場合には、実験値/計算値が 1.0 を下回る、つまり危険側の評価となる場合があり、 $\phi=0.51$ とすることで検討した実験の全データに対して実験値/計算値が 1.0 以上になることを示しているが、本実験で検討した GPC 梁に対しては上述のとおり $\phi=1.0$ としても計算値が実験値を上回ることにはなかった。検討数が限定的であるため今後のデータの充実を図る必要があるものの、本研究の結果にのみ基づくと、GPC 梁のせん断ひび割れ耐力は OPC 梁よりも高い傾向が示された。

表 6.7 せん断ひび割れ耐力の評価

Specimens	σ_B (N/mm ²)	p_t (%)	p_w (%)	a/d	eQ_{cr} (kN)	Ratio of experimental to code-predicted shear	
						荒川 ひび割れ式	靱性指針 ひび割れ式
fc30-10-00A	29.9	2.36	0	1.0	65.9	1.48	1.83
fc30-15-00A	29.9	2.36	0	1.5	61.5	1.63	1.70
fc30-20-00A	29.9	2.36	0	2.0	50.9	1.56	1.41
fc50-10-00A	50.1	3.17	0	1.0	74.9	1.34	1.60
fc50-15-00A	50.1	3.17	0	1.5	80.8	1.71	1.73
fc50-20-00A	50.1	3.17	0	2.0	67.1	1.64	1.44
fc30-10-05A	29.9	2.36	0.53	1.0	67.8	1.52	1.88
fc30-20-05A	29.9	2.36	0.53	2.0	51.2	1.57	1.42
fc50-10-05A	50.1	3.17	0.53	1.0	74.7	1.33	1.60
fc50-20-05A	50.1	3.17	0.53	2.0	57.1	1.40	1.22
Average						1.52	1.58
Max						1.71	1.88
Min						1.33	1.22

6.3.2. せん断終局耐力

本項では、OPC 梁のせん断終局耐力の推定に用いられている以下の式の GPC 梁への適用性を検討した。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.094k_u p_t^{0.23} (\sigma_B + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} bj \quad (6.4)$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.075k_u p_t^{0.23} (\sigma_B + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} bj \quad (6.5)$$

ここで、 k_u ：断面寸法による補正係数(図 6.6 参照)、 p_t ：引張鉄筋比(%), p_w ：せん断補強筋比、 σ_{wy} ：せん断補強筋の降伏強度(MPa)、 b ：梁幅(mm)、 j ：曲げ材の応力中心距離(mm)、 $M/(Qd)$ ：せん断スパン比で、 $M/(Qd) \geq 3$ の場合は、 $M/(Qd) = 3$ とする。

$$V_u = \mu p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + \left(v \sigma_B - \frac{5p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (6.6)$$

$$V_u = \frac{\lambda v \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e \quad (6.7)$$

$$V_u = \frac{\lambda v \sigma_B}{2} b_e j_e \quad (6.8)$$

ここで、式(6.6)～(6.8)の記号は靱性指針による。

式(6.4)および(6.5)は、先述のせん断ひび割れ耐力式と同様に、OPC 梁のせん断終局耐力に関する一方向単調加力時のデータを整理した荒川⁵⁾による実験式である。式(6.4)は図 6.8 中の全資料に対する平均(図中青線)を、式(6.5)は下限(図中赤線、不合格率約 5%に相当)を取るものである。これ以降、平均をとる式(6.4)を荒川 mean 式、下限を取る式(6.5)を荒川 min 式と称する。荒川 mean 式および荒川 min 式は、荒川ひび割れ式と同様に OPC 梁部材の設計式として技術基準解説書に採用されている。

式(6.6)～式(6.8)は、靱性指針によるせん断終局耐力の推定式(以下、靱性指針終局式)である。靱性指針では式(6.6)～式(6.8)で算出されたせん断終局耐力計算値のうち、最小値を採用する。靱性指針終局式の特徴は、荒川 mean 式および荒川 min 式が実験式であるのに対して、トラス機構とアーチ機構による理論式であるという点である。なお、靱性指針終局式の各記号とその算出方法については、靱性指針を参照されたい。

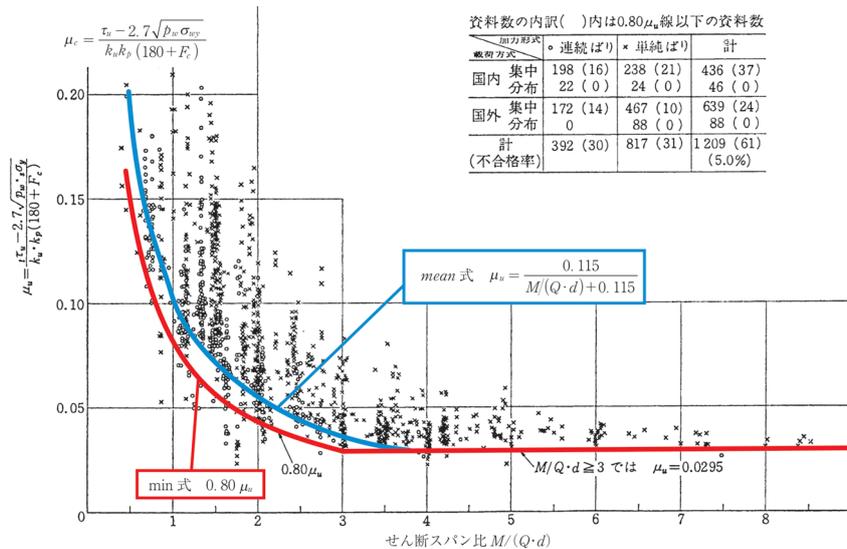


図 6.8 OPC のせん断終局強度の実験値と計算値の比較⁷⁾(単位: kgf/cm²)

表 6.8 に、各推定式によるせん断終局耐力の計算値と実験値の比較を示す。図中のグレーの網掛けは曲げ降伏後にせん断破壊した試験体であるため、せん断終局耐力に対する考察は行わない。以下はすべて曲げ降伏前にせん断破壊した 9 体の試験体に関する考察である。

まず、荒川 min 式は、すべての試験体に対して実験値/計算値が 1.0 以上である。また、荒川 min 式のすべての試験体に対する実験値/計算値の平均値は 1.36 であった。次に、荒川 mean 式の実験値/計算値の値は 0.87~1.27 である。また、すべての試験体に対する平均値は 1.11 であり、GPC 梁のせん断終局耐力を精度良く評価可能である。荒川 min 式と荒川 mean 式のすべての試験体に対する実験値/計算値の平均値を比較すると、荒川 mean 式の方が荒川 min 式より 25 ポイント小さく、実験結果に近くなった。荒川 min 式では実験値/計算値が 1.0 を下回ることなくすべての試験体に対する最小値は 1.09 であり、実験結果の下限を抑えられている。また、荒川 mean 式は実験値を精度良く推定できたため、OPC 梁の設計に用いられている荒川 min 式、荒川 mean 式はともに GPC 梁のせん断終局耐力の評価に適用可能である。

次に、靱性指針終局式の GPC 梁に対する適用性を分析する。靱性指針終局式は、荒川 min 式と同様にすべての試験体に対して実験値/計算値が 1.0 以上であり、計算値が実験値を上回ることにはなかった。靱性指針終局式のすべての試験体に対する実験値/計算値の平均値は 1.66 であり、荒川 min 式の 1.36 より 30 ポイント高く、荒川 min 式よりも GPC 梁のせん断終局耐力を小さく見積もる傾向にあった。靱性指針終局式のすべての試験体に対する実験値/計算値の最大値は 1.98 であり、なかには計算値が実験値の約半分となるケースもあった。靱性指針終局式は、実験値/計算値の平均値が荒川 min 式よりも高かったが、1.0 を下回るも

のではなく、GPC 梁のせん断終局耐力を保守的に評価しているという観点から、GPC 梁のせん断終局耐力の評価に適用可能であると判断される。

表 6.8 せん断終局耐力の評価

Specimens	σ_B (MPa)	p_t (%)	p_w (%)	a/d	eQ_{su} (kN)	破壊 モード	Ratio of experimental to code-predicted shear		
							荒川 min 式	荒川 mean 式	靱性指針 終局式
fc30-10-00A	29.9	2.36	0	1.0	104.1	S	1.37	1.09	1.50
fc30-15-00A	29.9	2.36	0	1.5	81.9	S	1.56	1.24	1.77
fc30-20-00A	29.9	2.36	0	2.0	63.6	S	1.58	1.27	1.83
fc50-10-00A	50.1	3.17	0	1.0	125.8	S	1.09	0.87	1.32
fc50-15-00A	50.1	3.17	0	1.5	105.5	S	1.32	1.05	1.67
fc50-20-00A	50.1	3.17	0	2.0	80.0	S	1.31	1.05	1.68
fc30-10-05A	29.9	2.36	0.53	1.0	145.8	S	1.42	1.20	1.98
fc30-20-05A	29.9	2.36	0.53	2.0	115.9	FS	1.74	1.51	1.58
fc50-10-05A	50.1	3.17	0.53	1.0	168.3	S	1.18	0.98	1.78
fc50-20-05A	50.1	3.17	0.53	2.0	127.8	S	1.46	1.24	1.35
Average*							1.36	1.11	1.66
Max*							1.58	1.27	1.98
Min*							1.09	0.87	1.32

* 曲げ降伏前にせん断破壊した 9 体の試験体を対象としている。

6.4. GPC の許容せん断応力度の検討

6.4.1. RC 規準の許容せん断力とせん断設計の考え方

本項では、GPC の許容せん断応力度の検討を行う。OPC 部材の許容応力度設計に用いられている RC 規準ではせん断力に対する設計方針として、長期荷重に対しては、使用限界以下、中地震などの短期荷重に対しては損傷限界以下、大地震に対しては、安全限界以下であることをせん断設計の目標としている。使用性確保のための部材の長期許容せん断力 Q_{AL} は式(6.9)により、損傷制御のための短期許容せん断力 Q_{AS} は式(6.10)により、安全性確保のための許容せん断力 Q_A は式(6.11)により検討される。なお、RC 規準では、長期許容せん断力に関して梁のみに用いる式と、梁・柱の両方に用いることができる式があるが、ここでは、RC 規準の梁の場合の算定式のみを検討対象とした。長期荷重に対してはせん断ひび割れの発生を防止することを設計の基本としているが、梁についてはせん断ひび割れの発生を許容する式(6.9)が用いられている。本研究では、式(6.9)の計算値とせん断ひび割れ耐力実験値との比較を行う。損傷制御のための短期許容せん断力式(6.10)は、残留せん断ひび割れ幅が0.3mm程度にとどまるせん断力を想定している。本研究では、短期許容せん断力作用後の残留せん断ひび割れ幅の計測は行っていないため、せん断ひび割れ耐力実験値と比較することとした。式(6.11)の安全性確保のための許容せん断力はせん断破壊の防止を目的としているため、せん断終局耐力との比較を行う。各許容せん断力の算定にあたっては、コンクリートの許容せん断応力度および鉄筋の許容応力度は RC 規準で採用されている値を用いた。コンクリートの許容せん断応力度は表 6.9 に示すとおりであり、鉄筋の許容応力度は RC 規準を参照されたい。

なお、式(6.11)は構造設計ルート 1、ルート 2 のような許容応力度計算に加えて二次設計として柱と壁の断面積の合計を確認する場合に使用され、短期許容応力度計算で間接的に終局耐力あるいは、部材の終局状態の確認を行っていると考えられる。また、構造設計ルート 3 のように保有水平耐力を確認する場合、短期許容応力度計算では式(6.10)により損傷制御のための検討が行われ、終局耐力は前項までで GPC 梁への適用性を明らかにした荒川 min 式、荒川 mean 式などで検討される。

$$Q_{AL} = \{\alpha {}_L f_s + 0.5 {}_L f_w (p_w - 0.002)\} b j \quad (6.9)$$

$$Q_{AS} = \left\{ \frac{2}{3} \alpha {}_s f_s + 0.5 {}_s f_w (p_w - 0.002) \right\} b j \quad (6.10)$$

$$Q_A = \{\alpha {}_s f_s + 0.5 {}_w f_t (p_w - 0.002)\} b j \quad (6.11)$$

ここで、 $\alpha : \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1}$ かつ $1 \leq \alpha < 2$ 、 ${}_L f_s$: コンクリートの長期許容せん断応力度(MPa),

b : 梁幅(mm), j : 梁断面の応力中心間距離(mm), ${}_w f_t$: せん断補強筋の許容応力度(MPa),
 p_w : せん断補強筋比(0.6%を超える場合は、0.6%)である。

表 6.9 RC 規準の許容せん断応力度

長期	短期
$\frac{1}{30}F_c$ かつ $(0.49 + \frac{1}{100}F_c)$ 以下	長期に対する 1.5 倍

ここで、 F_c ：コンクリートの設計基準強度である。

6.4.2. 許容せん断応力度の検討結果

表 6.10 に長期許容せん断力および損傷制御のための短期許容せん断力の計算値とせん断ひび割れ耐力実験値との比較を示す。せん断補強筋が無い試験体に関しては、式(6.9)および式(6.10)の中括弧内の第二項をゼロと算出したため、長期許容せん断力と損傷制御のための短期許容せん断力計算値が等しい。

まず、せん断ひび割れ耐力実験値/長期許容せん断力計算値は、すべての試験体に対して 1.0 以上であり、長期許容せん断力計算値到達時点でせん断ひび割れは発生しなかった。また、すべての試験体に対する実験値/計算値の最小値は 1.54 であり、平均値は 1.99 であった。計算値はせん断ひび割れ耐力実験値に対して十分に小さい値となった。なお、式(6.9)は先述のようにせん断ひび割れ発生を許容する梁の場合にのみ用いられている式である。RC 規準においては梁・柱どちらにも用いることのできる長期許容せん断力の算定式として式(6.12)が採用されている。

$$Q_{AL} = \alpha Lf_s b j \quad (6.12)$$

これは、式(6.9)のせん断補強筋の寄与分が無いものである。本研究においてもせん断補強筋が無い試験体に対する計算値としては先述のようにせん断補強筋の項をゼロとしたため、この式(6.12)の値と同じとなっている。せん断補強筋がある試験体に関しては、式(6.12)の計算値は式(6.9)より小さくなるため、GPC 梁に対して適用可能であることは表 6.10 の結果から明らかである。

次に、せん断ひび割れ耐力実験値/損傷制御のための短期許容せん断力計算値は、長期許容せん断力計算値と同様に、すべての試験体に対して 1.0 以上であり、せん断ひび割れ耐力実験値を下回った。損傷制御のための短期許容せん断力は先述のように残留せん断ひび割れ幅を制限するためのものであるが、本実験においては計算値作用時にせん断ひび割れは発生しなかった。

表 6.11 に安全性確保のための短期許容せん断力計算値とせん断終局耐力実験値の比較を示す。せん断補強筋が無い試験体に関しては、長期および損傷制御のための短期許容せん断力と同じように式(6.11)の中括弧内の第二項をゼロとして算出した。曲げ降伏前にせん断破壊した 9 体の試験体に対する実験値/計算値の平均値は 2.15 であり、計算値が実験値を下回ることはなかった。また、曲げ降伏前にせん断破壊した試験体に対する実験値/計算値の最

小値は 1.92 であり、計算値は実験値に対して十分小さい値となっている。

以上の検討結果から、各許容せん断力計算値が比較対象とした実験値に対して小さな値となっていることを鑑みると、許容せん断力計算値の算出に用いた RC 規準の許容せん断応力度は GPC に対してもそのまま適用可能であると考えられる。なお、RC 規準では、GPC と同じようにヤング係数が小さいという特徴を有する軽量コンクリートに対しては、圧縮強度に対する割裂引張強度の比が OPC より低い、また、梁のせん断ひび割れ耐力およびせん断終局耐力が OPC よりも低いという実験結果⁵⁾⁸⁾に基づいてその許容せん断応力度を表 6.9 に示した OPC の許容せん断応力度の 0.9 倍としている。しかしながら、これまで検討したように GPC の圧縮強度に対する引張強度の比は OPC と同等以上であり、GPC 梁のせん断試験においてもせん断ひび割れ耐力およびせん断終局耐力が OPC よりも劣るという結果は得られなかったため、軽量コンクリートに用いられているような低減措置をとる必要はないと考えられる。

表 6.10 長期および損傷制御のための短期許容せん断力と実験値の比較

Specimens	σ_B (MPa)	p_t (%)	p_w (%)	a/d	eQ_{cr} (kN)	Ratio of experimental to code- calculated shear	
						長期許容せん断力	短期許容せん断力 (損傷制御)
fc30-10-00A	29.9	2.36	0	1.0	65.9	1.99	1.99
fc30-15-00A	29.9	2.36	0	1.5	61.5	2.32	2.32
fc30-20-00A	29.9	2.36	0	2.0	50.9	2.30	2.30
fc50-10-00A	50.1	3.17	0	1.0	74.9	1.80	1.80
fc50-15-00A	50.1	3.17	0	1.5	80.8	2.43	2.43
fc50-20-00A	50.1	3.17	0	2.0	67.1	2.42	2.42
fc30-10-05A	29.9	2.36	0.53	1.0	67.8	1.70	1.57
fc30-20-05A	29.9	2.36	0.53	2.0	51.2	1.78	1.59
fc50-10-05A	50.1	3.17	0.53	1.0	74.7	1.54	1.44
fc50-20-05A	50.1	3.17	0.53	2.0	57.1	1.66	1.51
Average						1.99	1.94
Max						2.43	2.43
Min						1.54	1.44

表 6.11 安全性確保のための短期許容せん断力と実験値の比較

Specimens	σ_B (MPa)	p_t (%)	p_w (%)	a/d	eQ_u (kN)	破壊 モード	Ratio of experimental to code-calculated shear
							短期許容せん断力 (安全性確保)
fc30-10-00A	29.9	2.36	0	1.0	104.1	S	2.09
fc30-15-00A	29.9	2.36	0	1.5	81.9	S	2.06
fc30-20-00A	29.9	2.36	0	2.0	63.6	S	1.92
fc50-10-00A	50.1	3.17	0	1.0	125.8	S	2.02
fc50-15-00A	50.1	3.17	0	1.5	105.5	S	2.11
fc50-20-00A	50.1	3.17	0	2.0	80.0	S	1.92
fc30-10-05A	29.9	2.36	0.53	1.0	145.8	S	2.43
fc30-20-05A	29.9	2.36	0.53	2.0	115.9	FS	2.68
fc50-10-05A	50.1	3.17	0.53	1.0	168.3	S	2.32
fc50-20-05A	50.1	3.17	0.53	2.0	127.8	S	2.47
Average*							2.15
Max*							2.47
Min*							1.92

* 曲げ降伏前にせん断破壊した9体の試験体を対象としている。

6.5. まとめ

本章では GPC 梁に対して逆対称曲げ載荷試験を行い、GPC 梁のせん断破壊性状、せん断ひび割れ耐力、せん断終局耐力および GPC の許容せん断応力度について検討し、以下の知見を得た。

- ・ 本研究で検討した GPC 梁のせん断性状は、これまで報告されている OPC 梁のせん断性状と同様であった。
- ・ 荒川ひび割れ式および靱性指針ひび割れ式は、GPC 梁のせん断ひび割れ耐力の評価に用いることが可能である。また、本研究においては靱性指針ひび割れ式の耐力係数 ϕ を 1.0 としても、計算値が実験値を上回ることはなかった。
- ・ 荒川 min 式は、曲げ降伏前にせん断破壊したすべての試験体に対する実験値/計算値の最小値が 1.09 であり、計算値が実験値を上回ることなく下限を抑えることができる。荒川 mean 式の曲げ降伏前にせん断破壊したすべての試験体に対する実験値/計算値の平均値は 1.11 であった。OPC 梁の設計に用いられている荒川 min 式、荒川 mean 式は GPC 梁にも適用可能である。
- ・ 靱性指針終局式は、曲げ降伏前にせん断破壊したすべての試験体に対する実験値/計算値の平均値が荒川 min 式よりも 30 ポイント高かったが、実験値/計算値が 1.0 を下回ることにはなかったため、GPC 梁に適用可能であると考えられる。
- ・ OPC 部材の設計に用いられている RC 規準の許容せん断応力度は GPC 部材に適用可能である。
- ・ RC 規準では軽量コンクリートの許容せん断応力度を普通コンクリートの 0.9 倍としているが、GPC は普通コンクリートに用いられている許容せん断応力度をそのまま用いて問題ない。

6.6. 参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所ほか監修: 建築物の構造関係技術基準解説書, 2015
- 2) 荒川 卓: 鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に関する研究, 北海道大学工学部研究報告, Vol.25, pp.1-84, 1961.
- 3) 宮下 進太郎: 画像相関法に基づく3D動的変形計測システムARAMIS, 軽金属溶接, Vol.56, No.No.5, pp.28-31, 2018.
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018.
- 5) 荒川 卓: 鉄筋コンクリート梁の許容せん断応力度とせん断補強について, コンクリートジャーナル, Vol.8, No.7, pp.11-20, 1970.
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999.
- 7) 前田 匡樹: 建築分野におけるせん断耐力算定式の発展 —実験式からトラス・アーチ

- 理論式へー, コンクリート工学, Vol.51, No.9, pp.743–749, 2013.
- 8) 黒正 清治, 鈴木 貞男, 深井 豊: 軽量骨材を用いた鉄筋コンクリートばりのせん断破壊試験報告, 日本建築学会論文報告集, 号外, 1966.

7. GPC 部材の構造計算法の提案

本章では、GPC を用いた RC 部材の許容応力度等計算や保有水平耐力計算などの構造計算に必要となる項目の計算法を本研究で検討した範囲に限り、以下のように提案する。なお、本章では曲げおよびせん断に対する設計は梁に対してのみを示すが、軸力などを考慮することで柱部材にも適用可能であると考えられる。また、本章に記載されていない項目については、技術基準解説書¹⁾および RC 規準²⁾に従うこととする。

7.1. 材料および許容応力度

7.1.1. 材料の定数

GPC と鉄筋の材料定数は、表 7.1 による。

表 7.1 材料定数

材料	ヤング係数(MPa)	ポアソン比
GPC	$3321\sqrt{F_c}$	0.2
鉄筋	205000	-

記号 F_c : コンクリートの設計基準強度(MPa)

3章において、GPC のポアソン比は軽量コンクリートに近いことを示したが、RC 規準では軽量コンクリートのポアソン比を普通コンクリートと同じ 0.2 と設定していることに準じて、本研究では構造計算に用いる GPC のポアソン比を RC 規準の軽量コンクリートと同じように扱うこととした。

7.1.2. 許容応力度

GPC の許容応力度は、表 7.2 および表 7.3 による。鉄筋の材料許容応力度は RC 規準に従うこととする。

表 7.2 GPC の許容応力度 (MPa)

長期			短期		
圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
$\frac{1}{3}F_c$	-	$\frac{1}{30}F_c$ かつ $(0.49 + \frac{1}{100}F_c)$ 以下	長期に対する 2 倍	-	長期に対する 1.5 倍

表 7.3 鉄筋の GPC に対する許容付着応力度 (MPa)

	長期		短期
	上端筋	その他の鉄筋	
異形鉄筋	$\frac{1}{15}F_c$ かつ $(0.9 + \frac{2}{75}F_c)$ 以下	$\frac{1}{10}F_c$ かつ $(1.35 + \frac{1}{25}F_c)$ 以下	長期の値に対する 1.5 倍

RC 規準では GPC と同じようにヤング係数が OPC より低いという特徴を有する軽量コンクリートのせん断許容応力度は、既往の研究³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾に基づき普通コンクリートの 0.9 倍するという措置を取っているが、前章までの研究結果から GPC に関してはそのような措置を行う必要はないと判断する。

7.2. 曲げに対する設計

7.2.1. 許容応力度設計

(1) 曲げ材の断面算定における基本仮定

GPC 梁の許容応力度設計における曲げに対する断面算定は、次の仮定に基づいて行うものとする。

- (a) GPC の引張応力度は無視する。
- (b) 曲げ材の各断面は材のわん曲後も平面を保ち、GPC の圧縮応力度は中立軸からの距離に比例する。
- (c) GPC に対する鉄筋のヤング係数比は、GPC の設計基準強度に応じて表 7.4 に示す値とする。

表 7.4 GPC に対する鉄筋のヤング係数比

GPC の設計基準強度	ヤング係数比
$F_c \leq 27$	15
$27 < F_c \leq 36$	13
$36 < F_c \leq 78$	11
$48 < F_c \leq 60$	9

ここでは、軽量コンクリートに対する RC 規準の考え方を踏襲し、許容応力度設計に用いる GPC のヤング係数比は RC 規準に記載されている OPC 用の値と同じでよいとした。

(2) 梁の断面算定

GPC 梁の曲げに対する断面算定は RC 規準に従ってよく、梁の引張鉄筋比が鈎合鉄筋比以下のときは、GPC 梁の許容曲げモーメントは以下の式によって求める。

$$M = a_t f_t j \quad (7.1)$$

記号 M : 梁の引張鉄筋比が鈎合鉄筋比以下の場合の許容曲げモーメント

a_t : 引張鉄筋断面積(mm²)

f_t : 引張鉄筋の許容応力度(MPa)

j : 梁の応力中心距離で(7/8) d としてよい。

d : 梁の有効せい(mm)

7.2.2. GPC 梁の曲げ復元力特性

(1) 弾性剛性

梁の弾性剛性は、技術基準解説書に従い算出することとする。なお、GPC のヤング係数は表 7.1 に記載の推定式で算出してよく、ポアソン比は 0.2 としてよい。

(2) 曲げひび割れモーメント

曲げひび割れモーメント M_{cr} は、以下の式によることができる。

$$M_{cr} = 0.56\sqrt{\sigma_B} Z_e \quad (7.2)$$

記号 σ_B : コンクリートの圧縮強度(MPa), Z_e : 鉄筋を考慮した断面係数(MPa)

(3) 曲げ降伏モーメント

曲げ降伏モーメント M_y は、以下の式によることができる。

$$M_y = a_t \sigma_y 0.9d \quad (7.3)$$

記号 σ_y : 引張鉄筋の材料強度で表 7.5 の数値を用いる。

表 7.5 鉄筋の材料強度 (MPa)

鉄筋の種類	材料強度	
	圧縮	引張
		せん断補強筋以外に用いる場合
SD295A, SD295B	295	
SD345	345	
SD390	390	
SD490	490	

(4) 曲げ終局モーメント

GPC 梁の設計用の曲げ終局モーメントは、式(7.4)によることができる。ただし、式(7.4)中の σ_y は、SD490を除き、表 7.5の数値の1.1倍以下の数値とすることができる。

$$M_u = a_t \sigma_y 0.9d \quad (7.4)$$

式(7.4)の他にストレスブロック係数を用いて GPC 梁の曲げ終局モーメントを用いてもよい。なお、ACI318⁷⁾のストレスブロック係数は、GPC 梁の曲げ終局モーメントの算定に用いても精度上の問題が無いことを5章に示した実験で確認している。

また、曲げ終局モーメントを断面解析により算出しても良い。ここでいう断面解析とは、梁断面を断面せい方向に層分割し、分割されたそれぞれの要素にコンクリートおよび鋼材の応力ひずみ関係を反映させ、かつ平面保持仮定が成り立つものとし軸方向の力の釣合いを満たすように収束計算行い断面に作用するモーメントを求めるものである。GPC 梁の断面解析に用いる GPC の応力ひずみ関係は本研究で提案した以下の応力ひずみ関係モデルを用いて良い。なお、曲げ終局モーメントだけでなく、曲げひび割れモーメント、曲げ降伏モーメントも同様に断面解析により求めることができる。

プレーンコンクリート

横拘束がない GPC の応力ひずみ関係は式(7.5)を用いて表現する。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_B} = \frac{n \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_m} \right)}{n - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_m} \right)^{na}} \quad (7.5)$$

$$n = \left(\frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \right) \quad (7.6)$$

$$a = 1.0 \quad \text{if } \varepsilon_c \leq \varepsilon_m \quad (7.7)$$

$$a = \left(\frac{\sigma_B}{50} \right) + 1.0 \quad \text{if } \varepsilon_c \geq \varepsilon_m \quad (7.8)$$

記号 σ_c : コンクリートの圧縮応力, σ_B : プレーンコンクリートの最大強度,
 ε_c : 圧縮ひずみ, ε_m : プレーンコンクリートの最大強度時ひずみ, E_c : ヤング係数, E_{sec} :
圧縮強度点と原点のセカントモデュラス

拘束コンクリート

横拘束された GPC の応力ひずみ関係は式(7.9)および式(7.10)を用いて表現する。横拘束された GPC の応力ひずみ関係の諸値は表 7.6 によるものとし, 拘束係数は式(7.11)で算出する。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cm}} = \frac{n \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}} \right)}{n - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}} \right)^{na}} \quad \varepsilon_c < \varepsilon_{cm} \quad (7.9)$$

$$\sigma_c = \frac{(\sigma_{cu} - \sigma_{cm})}{(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{cm})} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cm}) + \sigma_{cm} \quad \varepsilon_{cm} < \varepsilon_c < \varepsilon_{cu} \quad (7.10)$$

記号 σ_{cm} : 拘束コンクリートの最大強度, ε_{cm} : 拘束コンクリートの最大強度時ひずみ,
 σ_{cu} : 拘束コンクリートの圧縮限界ひずみ時応力, ε_{cu} : 拘束コンクリートの圧縮限界ひずみ

表 7.6 応力ひずみ関係の諸値

	プレーンコンクリート		拘束コンクリート	
最大強度時	σ_B	コンクリート圧縮強度	σ_{cm}	$= (1 + 47C_c) \cdot \sigma_B$
	ε_m	圧縮強度時ひずみ	ε_{cm}	$= (1 + 178C_c) \cdot \varepsilon_m$
圧縮限界時	σ_u	ストレスブロック係数 $k_1 \cdot k_3$ が 最大となる点の応力	σ_{cu}	$= \frac{2(A_0 - \sigma_{cm}\varepsilon_m)}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{cm}} + \sigma_{cm}$
	ε_u	ストレスブロック係数 $k_1 \cdot k_3$ が 最大となる点のひずみ	ε_{cu}	$= (1 + 267C_c) \cdot \varepsilon_u$

記号 A_0 : 最大強度点までの拘束コンクリートの応力ひずみ曲線が囲む面積

$$C_c = 0.313\rho_s \frac{\sqrt{f_y}}{\sigma_B} \left(1 - 0.5 \frac{s}{w}\right) \quad (7.11)$$

記号 ρ_s : 横拘束筋体積比, f_y : 横拘束筋降伏強度(MPa), σ_B : コンクリート圧縮強度(MPa),
 s : 横拘束筋の間隔(mm), w : 拘束コア断面最小寸法(mm)

(5) 降伏点剛性

せん断スパン比が 2.0 以上の GPC 梁の剛性低下率は、式(7.12)によることができる。なお式(7.12)の n は、許容応力度設計に用いるヤング係数比ではなく、実ヤング係数を用いる。

$$\alpha = \left(0.043 + 1.64np_t + 0.043 \frac{a}{d}\right) \left(\frac{d}{D}\right)^2 \quad (7.12)$$

記号 n : 鉄筋と GPC のヤング係数比, p_t : 引張鉄筋比 $= a_t/(bD)$, b : 梁幅(mm), D : 梁せい(mm), a : せん断スパン長さ(mm)

式(7.12)は、技術基準解説書に記載されている OPC 梁の剛性低下率算定式と同じである。5 章では、式(7.12)のヤング係数比に乗ずる係数を修正することで GPC 梁の剛性低下率を精度よく算定可能であることを述べたが、菅野式が多くの実験結果から導出されたのに対して、本研究では検討数が限定的であり一般的な値を示せていないため、本章では GPC 梁の剛性低下率を OPC 梁と同じ式(7.12)とした。なお、実験結果に基づく GPC 梁のヤング係数比に乗ずる係数は式(7.12)の値より大きくなる。式(7.12)のように、ヤング係数比に乗ずる係数を OPC 梁と同じ値を用いると、ヤング係数比以外の条件がすべて同じ場合、曲げひび割れ点から曲げ降伏点までの GPC 梁の変形を実際よりも大きく、また変形が同じ場合耐力を小さく見ることになるが、どちらも保有水平耐力計算においては安全側の値となるため、本章では上記のように GPC 梁の剛性低下率の計算式を OPC 梁と同じ式(7.12)とした。

7.3. せん断に対する設計

7.3.1. 許容応力度設計

(1) 長期許容せん断力

長期許容せん断力は、長期荷重に対してせん断ひび割れの発生を防止することを基本として、許容せん断力 Q_{AL} を以下の式で与える。コンクリートの許容せん断応力度は、表 7.2 に示したとおりであり、鉄筋の許容応力度は RC 規準に従う。

$$Q_{AL} = \alpha \cdot f_s \cdot b \cdot j \quad (7.13)$$

記号 $\alpha : \frac{4}{\frac{M}{Qd}+1}$ かつ $1 \leq \alpha < 2$, f_s : コンクリートの長期許容せん断応力度(MPa),

b : 梁幅(mm), j : 梁断面の応力中心間距離で、 $7/8d$ としてよい

なお、梁の長期許容せん断力 Q_{AL} は、長期荷重時によるせん断ひび割れの発生を許容する場合は、以下の式で長期許容せん断力を算定する。 p_w の値が0.6%を超える場合は、0.6%とする。

$$Q_{AL} = \{\alpha f_s + 0.5 w f_t (p_w - 0.002)\} \cdot b j \quad (7.14)$$

記号 $w f_t$: せん断補強筋の長期許容応力度(MPa), p_w : せん断補強筋比

(2) 損傷制御のための短期許容せん断力

損傷制御のための短期許容せん断力 Q_{AS} は、以下の式で求める。 p_w が1.2%を超える場合は、1.2%として適用する。 $w f_t$ は、せん断補強筋の短期許容せん断応力度であり、390MPaを超える場合は、390MPaとして許容せん断力を計算する。

$$Q_{AS} = \left\{ \frac{2}{3} \alpha f_s + 0.5 w f_t (p_w - 0.002) \right\} \cdot b j \quad (7.15)$$

記号 f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度(MPa)

(3) 安全性確保のための短期許容せん断力

安全性確保のための短期許容せん断力 Q_A は、以下の式で求める。この場合の $w f_t$ は、損傷制御のための検討用の制限($w f_t \leq 390$ MPa)は適用しない。

$$Q_A = \{\alpha f_s + 0.5 w f_t (p_w - 0.002)\} \cdot b j \quad (7.16)$$

7.3.2. せん断ひび割れ耐力およびせん断終局耐力

(1) せん断ひび割れ耐力

GPC 梁のせん断ひび割れ耐力 Q_{cr} は、以下の式により求める事ができる。

$$Q_{cr} = \left\{ \frac{0.085k_c(\sigma_B + 49)}{M/(Qd) + 1.7} \right\} bj \quad (7.17)$$

記号 k_c : 断面寸法による補正係数(図 6.6 参照), σ_B : コンクリートの圧縮強度(MPa),
 b : 梁幅(mm), j : 曲げ材の応力中心距離(mm), $M/(Qd)$: せん断スパン比で, $M/(Qd) \geq 3$
 の場合は $M/(Qd) = 3$ とする。

(2) せん断終局耐力

GPC 梁のせん断終局耐力 Q_{su} は、以下の式により求める事ができる。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.075k_u p_t^{0.23}(\sigma_B + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} bj \quad (7.18)$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.094k_u p_t^{0.23}(\sigma_B + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} bj \quad (7.19)$$

記号 k_u : 断面寸法による補正係数(図 6.6 参照), p_t : 引張鉄筋比(%), p_w : せん断補強筋比,
 σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度, b : 梁幅(mm), j : 曲げ材の応力中心距離(mm),
 $M/(Qd)$: せん断スパン比で, $M/(Qd) \geq 3$ の場合は $M/(Qd) = 3$ とする。

なお、式(7.18)はせん断終局耐力の下限、式(7.19)は平均を取るものである。

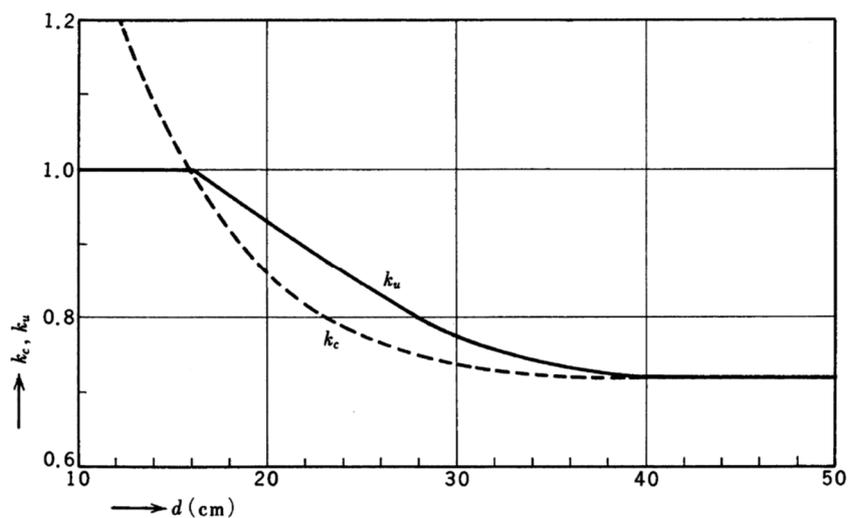


図 7.1 断面寸法による補正係数 k_c, k_u ²⁾

7.4. まとめ

本章では、GPC を用いた RC 部材の許容応力度等計算や保有水平耐力計算などの構造計算に必要となる項目の計算法を本研究で検討した範囲に限り、提案した。なお、提案は梁部材に限定しているため、GPC を用いた柱および壁部材に関する各種計算法の提案は今後の課題とする。

7.5. 参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所ほか監修: 建築物の構造関係技術基準解説書, 2015
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018.
- 3) 黒正 清治, 鈴木 貞男, 深井 豊: 軽量骨材を用いた鉄筋コンクリートばりのせん断破壊試験報告, 日本建築学会論文報告集, 号外, 1966.
- 4) 広沢 雅也, 山田 国正, 池田 昭男: 軽量骨材を用いた鉄筋コンクリート柱の破壊試験報告, その1, その2, 日本建築学会論文報告集, 号外, 1967.
- 5) 荒川 卓: 鉄筋コンクリート梁の許容せん断応力度とせん断補強について, コンクリートジャーナル, Vol.8, No.7, pp.11-20, 1970.
- 6) 日本建築学会: 高強度人工軽量骨材コンクリートを用いた建築物の設計と施工, 1992.
- 7) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-19); American Concrete Institute, 2019.

8. GPC を用いた鉄筋コンクリート建物の構造特性および環境負荷低減効果の評価

前章では、3～6章の知見を整理し、GPC 部材の構造計算法を示した。GPC を RC 造建物に用いる場合、前章で GPC 梁の耐力算定法を示したように GPC 梁の曲げおよびせん断耐力は OPC 梁と同じ計算式で算定可能であるため、現行の許容応力度等計算法に従うと、低層かつ一定上の壁率および柱率を確保してある場合において、二次設計を省略できるルート 1¹⁾はそのまま適用可能であると考えられる。ルート 1 は強度型の設計であり、建物の粘り強さ、つまり変形を検討する必要がない設計ルートである。一方で建物の粘り強さを考慮するルート 3、すなわち保有水平耐力計算を伴う設計ルートにおいては GPC のヤング係数が小さいことなどが建物としての構造特性に影響を及ぼすと考えられる。そこで本章では、RC 造建物を立体骨組としてモデル化し、保有水平耐力計算を行い、建物のコンクリート種類を GPC とした場合の建物の構造特性を検討する。また、コンクリート種類を GPC とした場合の建物の環境負荷低減効果を検討する。これ以降、OPC を用いた RC 造建物を OPC 建物、GPC を用いた RC 造建物を GPC 建物と称する。

8.1. 検討内容と計算方針

本章では、OPC が用いられた純ラーメン RC 造建物のコンクリートを GPC に置き換えた場合における構造特性の検討を行う。構造特性の検討項目は以下の 2 つとした。

- ① 一次設計用地震力によって生じる層間変形角
- ② 保有水平耐力計算における層せん断力—層間変形角関係

検討内容を上記 2 点にした理由は、前章で一次設計に用いる GPC の許容応力度およびヤング係数比は OPC と同じにしてよいため、梁および柱の断面算定を行う上で両者コンクリートの間に違いは生まれないこと、および GPC 梁の曲げひび割れ、降伏、終局耐力は OPC 梁と同じ耐力算定式で求まるため、両者で作られた建物の設計で考慮する範囲の耐力に計算上差は生まれないからである。本章では OPC と GPC、種類の異なるコンクリートで作られた RC 造建物の変形性能の違いを検討する。

検討方法として、現行の構造設計法に従い設計された OPC 建物と GPC 建物の立体骨組み解析を行い、その構造特性を比較する。建物の設計ルートはルート 3 とし、一次設計は許容応力度計算、二次設計は保有水平耐力計算による。なお、本章で検討対象とする建物は、日本建築学会関東支部鉄筋コンクリート構造の設計²⁾に設計例として記載されたものを参考にしている。検討対象建物は断面算定が完了しているものであるため、本章においても断面算定は行わず、一次設計については割愛する。建物の概要については次節で述べる。

8.2. 建物概要

検討対象とした建物は平面的には 35m×18m の長方形であり、図 8.1 の基準階伏図からわかるようにねじれの極めて少ない建物である。構造種別は、鉄筋コンクリート造であり、両方向とも純ラーメン構造である。X 方向 5 スパン、Y 方向 3 スパンの 6 階建て事務所である。図 8.2 に X1 構面軸組図を、図 8.3 に Y1 構面軸組図を示す。本建物の梁および柱の断面は表 8.1、表 8.2 および表 8.3 に示すとおりである。

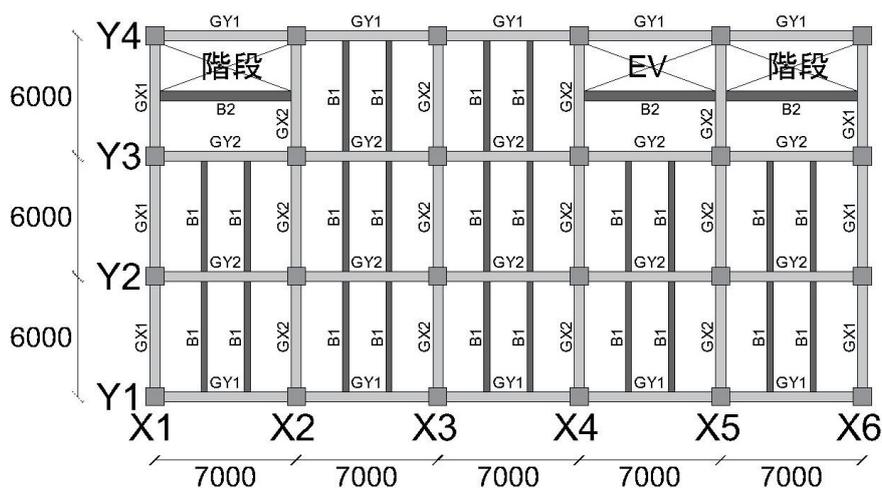


図 8.1 基準階伏図 (mm)

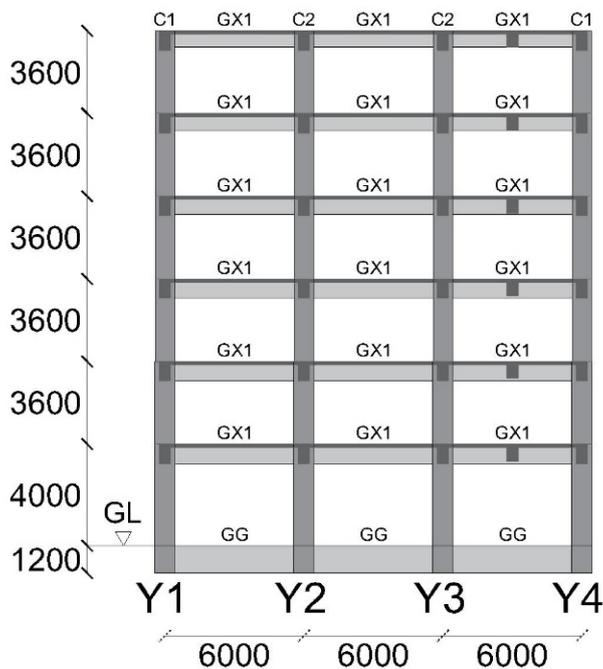


図 8.2 X1 構面軸組図 (mm)

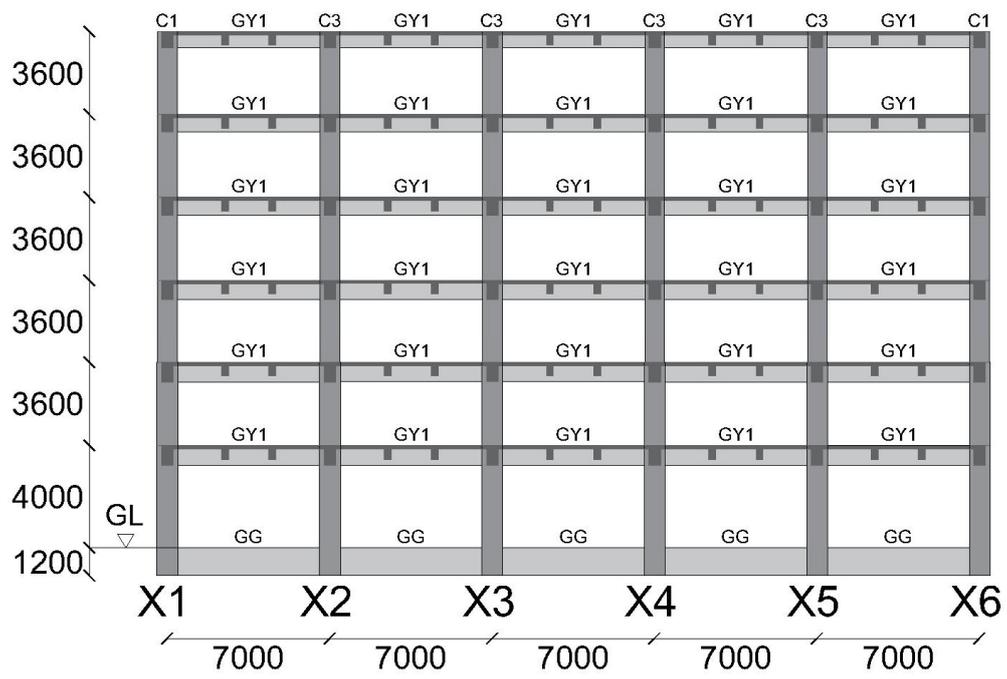


図 8.3 Y1 構面軸組図 (mm)

表 8.1 大梁リスト(X方向)

階	符号	GX1		GX2		階	GX1		GX2		
R 階	$b \times D(mm)$	350 × 700		350 × 700		4 階	500 × 850		500 × 850		
	位置	端部	中央	端部	中央		端部	中央	端部	中央	
	上端	一段	3-D29	3-D29	3-D29		3-D29	5-D29	5-D29	5-D29	5-D29
		二段	-	-	-		-	2-D29	-	2-D29	-
	下端	一段	-	-	-		-	1-D29	-	1-D29	-
		二段	3-D29	3-D29	3-D29		3-D29	5-D29	5-D29	5-D29	5-D29
あばら筋	D13-□@200		D13-□@200		D13-□@150		D13-□@150				
6 階	$b \times D(mm)$	350 × 700		350 × 700		3 階 2 階	500 × 850		500 × 850		
	位置	端部	中央	端部	中央		端部	中央	端部	中央	
	上端	一段	3-D29	3-D29	3-D29		3-D29	5-D29	5-D29	5-D29	5-D29
		二段	-	-	-		-	2-D29	-	2-D29	-
	下端	一段	-	-	-		-	1-D29	-	1-D29	-
		二段	3-D29	3-D29	3-D29		3-D29	5-D29	5-D29	5-D29	5-D29
あばら筋	D13-□@150		D13-□@200		D13-□@150		D13-□@150				
5 階	$b \times D(mm)$	400 × 800		400 × 800							
	位置	端部	中央	端部	中央						
	上端	一段	4-D29	4-D29	4-D29					4-D29	
		二段	1-D29	-	1-D29					-	
	下端	一段	1-D29	-	1-D29					-	
		二段	4-D29	4-D29	4-D29					4-D29	
あばら筋	D13-□@150		D13-□@150								

表 8.2 大梁リスト (Y 方向)

階	符号	GY1		GY2		階	GY1		GY2		
R 階	$b \times D(mm)$	350 × 700		350 × 700		4 階	500 × 850		500 × 850		
	位置	端部	中央	端部	中央		端部	中央	端部	中央	
	上端	一段	3-D29	3-D29	3-D29		3-D29	5-D29	5-D29	5-D29	5-D29
		二段	1-D29	1-D29	1-D29		-	2-D29	-	2-D29	-
	下端	一段	-	-	-		-	1-D29	-	-	-
		二段	3-D29	3-D29	3-D29		3-D29	5-D29	5-D29	5-D29	5-D29
あばら筋	D13-□@200		D13-□@150		D13-▣@150		D13-□@150				
6 階	$b \times D(mm)$	350 × 700		350 × 700		3 階 2 階	500 × 850		500 × 850		
	位置	端部	中央	端部	中央		端部	中央	端部	中央	
	上端	一段	4-D29	4-D29	4-D29		4-D29	5-D29	5-D29	5-D29	5-D29
		二段	1-D29	-	-		-	3-D29	1-D29	2-D29	-
	下端	一段	-	-	-		-	2-D29	-	-	-
		二段	4-D29	3-D29	3-D29		3-D29	5-D29	5-D29	5-D29	5-D29
あばら筋	D13-▣@150		D13-□@150		D13-▣@150		D13-▣@150				
5 階	$b \times D(mm)$	400 × 800		400 × 800							
	位置	端部	中央	端部	中央						
	上端	一段	5-D29	5-D29	5-D29		5-D29				
		二段	1-D29	-	1-D29		-				
	下端	一段	-	-	-		-				
		二段	5-D29	5-D29	4-D29		4-D29				
あばら筋	D13-▣@150		D13-□@150								

表 8.3 柱リスト

階	符号	C1	C2	C3	C4
6 階	$b \times D(mm)$	850 × 850	850 × 850	850 × 850	850 × 850
	X 方向主筋	6-D29	6-D29	6-D29	6-D29
	Y 方向主筋	6-D29	6-D29	6-D29	6-D29
	主筋合計	20-D29	20-D29	20-D29	20-D29
	フープ筋	D13-□@100	D13-□@100	D13-□@100	D13-□@100
5 階	$b \times D(mm)$	850 × 850	850 × 850	850 × 850	850 × 850
	X 方向主筋	6-D29	6-D29	6-D29	6-D29
	Y 方向主筋	6-D29	6-D29	6-D29	6-D29
	主筋合計	20-D29	20-D29	20-D29	20-D29
	フープ筋	D13-□@100	D13-□@100	D13-□@100	D13-□@100
4 階	$b \times D(mm)$	850 × 850	850 × 850	850 × 850	850 × 850
	X 方向主筋	7-D29	7-D29	7-D29	7-D29
	Y 方向主筋	7-D29	7-D29	7-D29	7-D29
	主筋合計	24-D29	24-D29	24-D29	24-D29
	フープ筋	D13-□@100	D13-□@100	D13-□@100	D13-□@100
3 階	$b \times D(mm)$	850 × 850	850 × 850	850 × 850	850 × 850
	X 方向主筋	7-D29	7-D29	7-D29	7-D29
	Y 方向主筋	7-D29	7-D29	7-D29	7-D29
	主筋合計	24-D29	24-D29	24-D29	24-D29
	フープ筋	D13-□@100	D13-□@100	D13-□@100	D13-□@100
2 階	$b \times D(mm)$	850 × 850	850 × 850	850 × 850	850 × 850
	X 方向主筋	8-D29	8-D29	8-D29	8-D29
	Y 方向主筋	8-D29	8-D29	8-D29	8-D29
	主筋合計	28-D29	28-D29	28-D29	28-D29
	フープ筋	D13-□@100	D13-□@100	D13-□@100	D13-□@100
1 階	$b \times D(mm)$	850 × 850	850 × 850	850 × 850	850 × 850
	X 方向主筋	8-D29	8-D29	8-D29	8-D29
	Y 方向主筋	8-D29	8-D29	8-D29	8-D29
	主筋合計	28-D29	28-D29	28-D29	28-D29
	フープ筋	D13-□@100	D13-□@100	D13-□@100	D13-□@100

8.3. 使用材料

コンクリートの各部材への適用先および材料特性を表 8.4 に示す。表 8.4 中の OPC, GPC のヤング係数はそれぞれ式(8.1)および式(8.2)を用いて算出した。

表 8.4 コンクリートの適用先と材料特性

材料名	圧縮強度 (MPa)	適用範囲	ヤング係数 (MPa)	せん断弾性係数 (MPa)	単位体積重量 (kN/m ³)
OPC	24	5, 6 階柱 6, R 階梁	22669	9445	23
	27	3, 4 階柱 4, 5 階梁	23576	9823	
	30	1, 2 階柱 2, 3 階梁	24419	10175	
GPC	24	5, 6 階柱 6, R 階梁	16270	6779	
	27	3, 4 階柱 4, 5 階梁	17256	7190	
	30	1, 2 階柱 2, 3 階梁	18190	7579	

$$E_{OPC} = 3.35 \cdot 10^4 \left(\frac{\gamma}{24} \right)^2 \left(\frac{\sigma_B}{60} \right)^{1/3} \quad (8.1)$$

$$E_{GPC} = 3321 \sqrt{\sigma_B} \quad (8.2)$$

ここで、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度(MPa), γ ：コンクリートの単位容積重量(kN/m³)である。

また、せん断弾性係数については、以下の式により算出した。

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (8.3)$$

ここで、 ν ：ポアソン比(=0.2)である。

鉄筋の適用先とヤング係数を表 8.5 に示す。

表 8.5 鉄筋の適用先とヤング係数

材料名	適用範囲	ヤング係数 (MPa)
SD390	D29 以上	205000
SD345	D19 以上 D25 以下	
SD295A	D16 以下	

8.4. 骨組み解析モデル

8.4.1. 建物のモデル化概要

弾塑性立体骨組解析プログラム SNAP ver.7 を用いて作成した建物の解析モデルについて述べる。図 8.4 に建物のモデル化概要を示す。梁の曲げおよびせん断成分は単軸ばねを用いてモデル化した。柱は柱頭と柱脚にマルチスプリングばね(以下、MS ばね)を挿入し、曲げと軸力の相互作用による非線形挙動を評価できるものとした。柱のせん断成分については梁と同様に単軸ばねによってモデル化した。梁および柱のモデル化の詳細は後述する。解析では、X1 構面と Y1 構面の交線と基礎梁の部材軸が交わる点を原点とした。1 階の階高は 4000mm、2 階以上の階高は 3600mm とし、スパン長さは X 構面間がいずれも 7000mm、Y 構面間がいずれも 6000mm となるように各節点を配置した。節点は各柱梁接合部に配置し、各部材の部材芯を通るように設定している。各階床には剛床仮定を適用し、1 階柱脚は変位・回転ともに固定とした。層高は意匠レベルで設定したため、節点の Z 座標は各階の床面より張間方向の梁せいの半分だけ低い位置に配置した。

梁の自重は一様な分布荷重として梁が負担するものとし、柱の自重は節点荷重に換算され、上下端に配置された節点に半分ずつ分配される。スラブは自重に加えて積載荷重を考慮し、亀の甲上に小梁及び梁に分配される。小梁の自重及びスラブから分配された荷重は、節点荷重に換算され、両端における梁との交点にある内部節点に半分ずつ分配される。コンクリートは複数のモデルを使用しているため、各構造物モデルの項目で後述する。

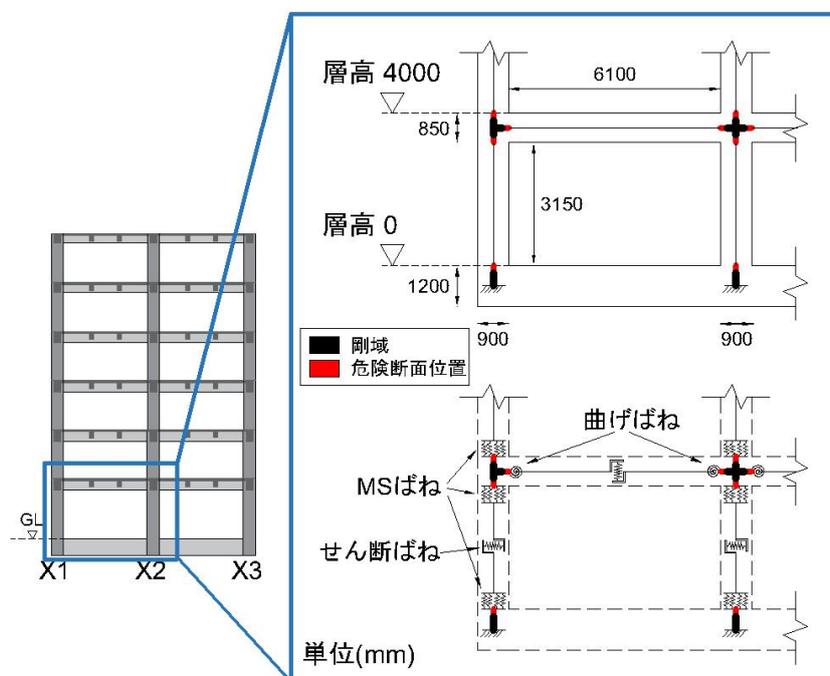


図 8.4 建物のモデル化

8.4.2. 梁のモデル化

梁部材において、剛域は接続柱のせいの半分の大きさから入り長さを引いた値とした。入り長さは梁せいを 0.25 倍した値である。危険断面位置は接続柱との接続面とし、節点から危険断面位置までの距離は、接続柱のせいの半分の大きさである。柱せいの半分の値が剛域より小さい場合には、危険断面位置は剛域端とした。梁部材の復元力特性は、せん断ばねを部材中央に、曲げばねを部材両端に挿入することで、せん断成分と曲げ成分をモデル化した。

(1) 梁の曲げ成分のモデル化

梁曲げ成分は、図 8.5 のように曲げひび割れ耐力 M_{cr} 、曲げ降伏耐力 M_u 、ひび割れ後剛性低下率 α 、降伏後剛性低下率 $\beta = 0.001$ からなるトリリニアでモデル化した。

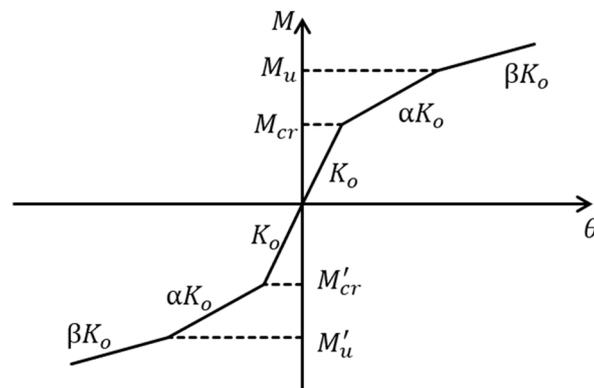


図 8.5 曲げ成分のモデル化

上記の各値は以下の式による。

$$M_{cr} = 0.56\sqrt{\sigma_B}Z_e \quad (8.4)$$

$$M_u = 0.9a_t\sigma_y d \quad (8.5)$$

$$\alpha = \frac{M_u - M_{cr}}{\frac{M_u}{\alpha_y} - M_{cr}} \quad (8.6)$$

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043 \frac{a}{D}) (\frac{d}{D})^2 \quad (8.7)$$

ここで、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度(MPa)、 Z_e ：鉄筋を考慮した断面係数(mm³)、 a_t ：引張鉄筋の断面積(mm²)、 σ_y ：引張鉄筋の降伏強度(MPa)、 d ：圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離(mm)、 α_y ：降伏時剛性低減係数、 n ：ヤング係数比、 p_t ：引張鉄筋比(%)、 a ：シアスパン長さ = $l_0/2$ (mm)、 l_0 ：梁の危険断面位置間距離(mm)、 D ：梁せい(mm)である。

(2) 梁のせん断成分のモデル化

せん断成分は、図 8.6 のようにせん断終局耐力 Q_u と降伏後剛性低下率 $\beta = 0.001$ からなるバイリニアでモデル化した。

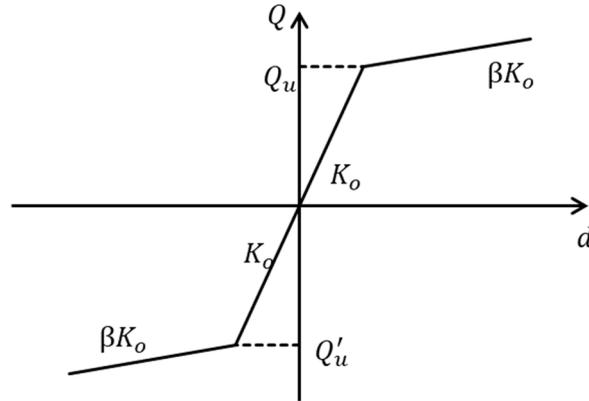


図 8.6 せん断成分のモデル化

梁のせん断終局耐力 Q_u は以下の式による。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (\sigma_B + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} \right\} bj \quad (8.8)$$

ここで、 M/Q ：せん断スパン長さ(mm)， d ：圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離(mm)， p_w ：せん断補強筋比， σ_{wy} ：せん断補強筋降伏強度(MPa)， b ：梁幅(mm)， j ：応力中心間距離 = $7d/8$ (mm)である。

8.4.3. 柱のモデル化

柱部材の復元力特性は、せん断成分に関しては、梁と同様にせん断ばねを部材中央に挿入することでモデル化し、曲げ・軸成分に関してはMSばねによるモデル化を施した。

せん断成分は、梁と同様に図 8.6 のような、せん断終局耐力 Q_u と降伏後剛性低下率 $\beta = 0.001$ からなるバイリニアでモデル化した。柱のせん断終局耐力は以下の式で求まる。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (\sigma_B + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} \right\} bj + 0.1 \sigma_0 bj \quad (8.9)$$

ここで、 σ_0 ：軸方向応力度 = N/bD (MPa)， N ：軸力(N)， D ：梁せい(mm)である。

本研究では、GPC 柱の載荷実験は行っていないため、式(8.9)の GPC 柱への適用性を直接的には検討できていない。しかしながら、本研究において GPC 梁のせん断終局耐力は式(8.8)で表現される荒川 mean 式が適用可能であることを明らかにしたため、軸力項が追加された式(8.9)は GPC 柱にも適用可能であると仮定し、本骨組み解析では、柱のせん断終局耐力は

式(8.9)で求まる値とした。

柱の曲げ・軸成分の復元力特性には、MS モデルを用いて評価する。MS モデルは各 MS ばねの軸変形から、平面保持の仮定に基づき、部材端の曲げ変形および軸変形を算出するものである。MS ばねは、図 8.7 に示すように柱断面を分割して配置した。柱断面の鉄筋位置と同じ位置に鉄筋ばねを配置し、コンクリートばねは、カバーコンクリートとコアコンクリートを区別して配置した。帯筋の外周よりも内側の要素を指す灰色の部分をコアコンクリートと定義し、白色の部分をカバーコンクリートと定義している。

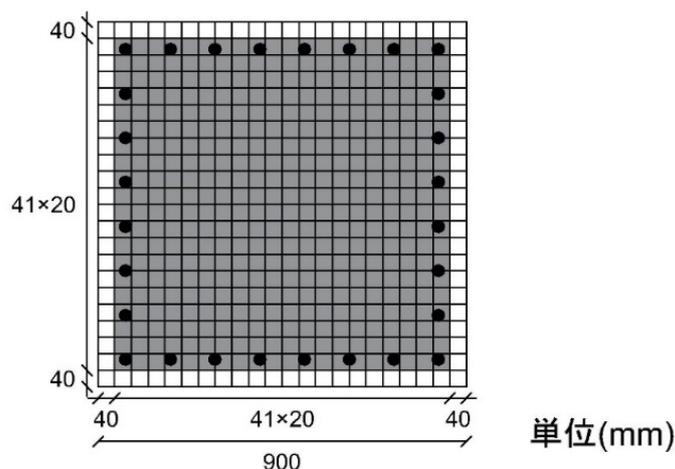


図 8.7 柱断面の要素分割

MS ばね要素の塑性ヒンジ長さは、それぞれの柱部材の危険断面位置間距離の 0.1 倍とした。また、MS モデルでモデル化した柱部材の降伏は、次の式で表される降伏断面率 ζ で定義しており、 $\zeta = 0.5$ に達した際に降伏したと判定される。

$$\zeta = \frac{\sum A_{sy}}{\sum A_s} \quad (8.10)$$

ここで、 A_{sy} ：引張降伏または圧縮降伏する鉄筋ばねの断面積、 A_s ：全ての鉄筋ばねの断面積である。

鉄筋ばね要素の材料特性は、降伏強度までは初期剛性を維持し、それ以降は初期剛性の 0.001 倍の剛性となるバイリニアで表した。

コンクリートばね要素の材料特性は 4 折れ線で表し、コアコンクリートとカバーコンクリートで異なるものとした。以下に、GPC と OPC のコンクリートばねの設定について述べる。

GPC の応力ひずみ関係

3章および4章で提案した GPC の応力ひずみ関係モデルを用いて、コアコンクリート・カバーコンクリートの両者について、最大強度点と圧縮限界点の応力とひずみを算出した。求めた各値に基づいて、コンクリートの圧縮側の応力ひずみ関係を図 8.8 に示すように4折れ線で表現した。コア・カバーともに、それぞれ最大強度の 0.8 倍の応力までは初期剛性を維持して推移し、その後は最大強度点を指向する。最大強度点の後、圧縮限界点を通過し、最大強度の 0.2 倍の応力点を最終折れ点として指向する。SNAP のシステム上、最終折れ点以降は応力が一定のまま推移するようになるため、最終折れ点は、圧縮限界点ではなく、最大強度の 0.2 倍の応力点とした。カバーコンクリートの最大強度時ひずみは、3章に示した本研究の材料試験結果の平均値である 2800μ とした。

引張側の応力ひずみ関係は、コアもカバーも同様であり、式(8.11)で表される引張強度 F_t までは初期剛性を維持して推移し、それ以降、引張強度時の 3 倍のひずみまで線形的に推移した後、応力を負担しないものとした。

$$F_t = 0.33\sqrt{\sigma_B} \quad (8.11)$$

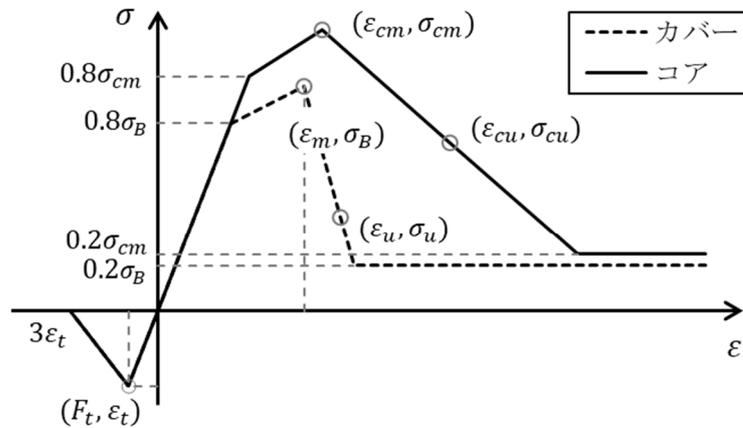


図 8.8 コンクリート材料モデル

OPC の応力ひずみ関係

4章に示した六車渡邊モデルを用いて、コアコンクリート・カバーコンクリートの両者について、最大強度点と圧縮限界点の応力とひずみを算出した。そして、GPC の場合と同様に定義した4折れ線で、圧縮側の応力ひずみ関係を表現した。引張側の応力ひずみ関係についても、GPC の場合と同様に設定した。

8.5. 仮定荷重

建物にかかる荷重は、部材自重による固定荷重と積載荷重の2種類があり、部材の種類ごとに計算した。各部材の質量は、断面積と材料の単位体積重量から算出した。RC部材の単位体積重量は 24kN/m^3 とした。梁の自重は一様な分布荷重として梁が負担する。柱の自重は節点荷重に換算され、上下端に配置された節点に半分ずつ分配される。スラブは自重に加えて積載荷重を考慮し、亀の甲上に小梁及び梁に分配される。小梁の自重及びスラブから分配された荷重は、節点荷重に換算され、両端における梁との交点にある内部節点に半分ずつ分配される。スラブに関して仮定した荷重は表 8.6 および表 8.7 に示すとおりである。

表 8.6 床固定荷重(N/m^2)

部位	固定荷重	計	
屋根	押えコンクリート($\gamma = 23$) $t = 100$	2300	6300
	アスファルト防水	150	
	天井	250	
	スラブ自重($\gamma = 24$) $t = 150$	3600	
事務室	仕上げ	500	4350
	天井	250	
	スラブ自重($\gamma = 24$) $t = 150$	3600	
階段	仕上げ	500	6500
	スラブ自重($\gamma = 24$) $t = 250$	6000	
エレベーター	仕上げ	1400	5000
	スラブ自重($\gamma = 24$) $t = 150$	3600	

記号 γ : 単位体積重量(kN/m^3)

表 8.7 仮定荷重(N/m²)

部位	荷重種別	積載荷重		
		スラブ・ 小梁計算用	ラーメン 計算用	地震荷重 計算用
屋根	DL	6300	6300	6300
	LL	1800	1300	600
	DL+LL	8100	7600	6900
事務室	DL	4350	4350	4350
	LL	2900	1800	800
	DL+LL	7250	6150	5150
階段	DL	6500	6500	6500
	LL	2900	1800	800
	DL+LL	9400	8300	7300
エレベーター	DL	5000	5000	5000
	LL	3000	2400	1300
	DL+LL	8000	7400	6300

記号 DL:固定荷重, LL:積載荷重

8.6. 地震力

設計用地震層せん断力の算定結果を表 8.8 に示す。本研究では、解析における外力分布を A_i 分布に基づくせん断力分布とした。一次設計用の標準せん断力係数 C_0 は 0.2 とし、保有水平耐力計算用の標準層せん断力係数は 1.0 とした。

表 8.8 地震層せん断力

階 i	W_i (kN)	ΣW_i (kN)	α_i	A_i	一次設計計算用 ($C_0 = 0.2$)			保有水平耐力計算用 ($C_0 = 1.0$)		
					C_i	Q_i (kN)	P_i (kN)	C_i	Q_{udi} (kN)	P_{ui} (kN)
5	6700.0	13468.6	0.314	1.558	0.312	4197.6	1631.5	1.558	20987.9	8157.6
4	7074.5	20543.2	0.478	1.367	0.273	5616.1	1418.5	1.367	28080.5	7092.6
3	7354.1	27897.3	0.650	1.224	0.245	6830.0	1213.9	1.224	34150.1	6069.6
2	7428.2	35325.5	0.823	1.106	0.221	7814.9	984.9	1.106	39074.4	4924.3
1	7612.3	42937.8	1.000	1.000	0.200	8587.6	772.7	1.000	42937.8	3863.5

ただし、

W_i : 各層重量

α_i : 最上階から i 層までの重量の和を全重量で除した値

A_i : 地震層せん断力の分布係数, $A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \cdot \frac{2T}{1+3T}$

T : 建築物の設計用一次固有周期, $T = 0.02h(22.0m) = 0.44$

h : 建物高さ, $h = 22.0m$

C_i : 地震層せん断力係数, $C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$

Z : 地域係数, $Z = 1.0$

R_t : 振動特性係数, $R_t = 1.0$

C_0 : 標準層せん断力係数, 一次設計計算時 : $C_0 = 0.2$, 必要保有水平力計算時 : $C_0 = 1.0$

Q_i : 一次設計計算用の地震層せん断力

P_i : 一次設計計算用の外力

Q_{udi} : 標準せん断力係数 $C_0 = 1.0$ による i 階の層せん断力

P_{ui} : 保有水平耐力計算用の外力

8.7. GPC 建物の構造特性

8.7.1. 弾性解析の計算結果

一次設計用の地震力に対する弾性解析から得られた X 方向および Y 方向の各階の層間変形を表 8.9 および表 8.10 に示す。X 方向の層間変形は、Y4 通り、Y 方向の層間変形は X6 通りで算出したものである。GPC 建物の層間変形の OPC 建物に対する比は、1.34~1.39 倍となった。建物の構造設計においては、一次設計用地震力が作用したときの各階に生じる層間変形角が 1/200rad を越えないことを確かめる必要がある¹⁾。GPC 建物の層間変形角は表 8.9 および表 8.10 から明らかのように、OPC 建物よりは大きいものの、本研究で検討した 6 階建て事務所については、層間変形角の規定を満足している。用いたコンクリートの種類が異なる両建物の層間変形の差は、コンクリートのヤング係数の差によるものである。表 8.9 および表 8.10 には、各層に用いられた GPC と OPC のヤング係数の比率と示しているが、弾性解析であるため、GPC 建物と OPC 建物の層間変形角の比とほぼ一致している。なお、小数点以下第二位の値が異なっているのは、有効桁数のとり方の違いによるものである。

純ラーメン構造の GPC 建物の層間変形角を OPC 建物に近づけるには、部材断面を大きくするかコンクリートの強度を上げ、ヤング係数を増加させる方法があると考えられるが、部材断面を大きくすることは空間を制限し、かつ建物重量を大きくすることにつながるため、コンクリートの強度を高めることが現実的な方法であると考えられる。

表 8.9 一次設計用地震力作用時の層間変形(X 方向)

階 <i>i</i>	OPC		GPC		層間変形の比 (GPC/OPC)	$\frac{E_{OPC}}{E_{GPC}}$
	δ (mm)	R (rad)	δ (mm)	R (rad)		
6	2.615	1/1530	3.511	1/1139	1.34	1.34
5	3.340	1/1078	4.489	1/802	1.34	1.34
4	3.366	1/1070	4.569	1/788	1.36	1.37
3	3.089	1/1165	4.217	1/854	1.37	1.37
2	2.774	1/1298	3.831	1/940	1.38	1.39
1	2.164	1/1664	3.003	1/1199	1.39	1.39

ここで、 δ ：層間変形，R：層間変形角である。

表 8.10 一次設計用地震力作用時の層間変形(Y 方向)

階 <i>i</i>	OPC		GPC		層間変形の比 (GPC/OPC)	$\frac{E_{OPC}}{E_{GPC}}$
	δ (mm)	<i>R</i> (rad)	δ (mm)	<i>R</i> (rad)		
6	2.604	1/1536	3.497	1/1144	1.34	1.34
5	3.339	1/1078	4.487	1/802	1.34	1.34
4	3.414	1/1054	4.633	1/777	1.36	1.37
3	3.295	1/1093	4.499	1/800	1.37	1.37
2	3.062	1/1178	4.223	1/852	1.38	1.39
1	2.352	1/1531	3.259	1/1105	1.39	1.39

8.7.2. 層せん断力—層間変形角関係

本研究において、保有水平耐力計算用の増分解析に用いる外力分布は、一次設計と同じ A_i 分布に基づくせん断力分布としている。また、増分解析において、軸方向力と水平変形による P- Δ 効果および幾何学的非線形は考慮していない。さらに、増分解析の終了条件は、最大層間変形角が 1/50rad に達したステップとした。なお、以下に示すいずれの解析ケースにおいても最大層間変形角が 1/50rad に達するまでに部材のせん断破壊は発生しなかった。

図 8.9 に増分解析から得られた OPC 建物と GPC 建物の層せん断力—層間変形角関係をそれぞれ示す。図 8.9 には、ひび割れ発生、塑性ヒンジ形成、層間変形角 1/100rad 到達時、必要保有水平耐力発現時の各層の層せん断力—層間変形角関係を結んだ線を示した。ここで、ひび割れ発生ステップとは、フレームのいずれかの危険断面位置の曲げモーメントが曲げひび割れ耐力に到達した点であり、塑性ヒンジ形成ステップとは、フレームのいずれかの危険断面位置の曲げモーメントが曲げ降伏耐力に到達した点である。また、層間変形角 1/100rad 到達時のステップとは、いずれかの層における層間変形角が 1/100rad に到達したときのステップであり、必要保有水平耐力発現時のステップとは、表 8.11 に記載した各層の必要保有水平耐力と各層の層せん断力—層間変形角が交差するステップである。各層の必要保有水平耐力 Q_{uni} は、以下の式で算出した。なお、ここでは構造特性係数 D_s は 0.3、形状係数 F_{es} は 1.0 とした。

$$Q_{uni} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{udi} \quad (8.12)$$

図 8.9 からわかるように、X 方向、Y 方向ともに各層の層せん断力が一定になるまでは、層せん断力が同じ場合、GPC 建物のほうが OPC 建物よりも層間変形角が大きい。最大層間変形角が 1/100rad に到達時のステップにおける GPC 建物と OPC 建物の層間変形角に大きな差はないものの、各層の層せん断力は GPC 建物のほうが小さい。また、ひび割れ発生、塑性ヒンジ形成および必要保有水平耐力発現時のステップにおける層間変形角は、GPC 建物のほうが大きかった。

必要保有水平耐力発現時のステップにおける層間変形角は、表 8.12 に示すように GPC 建

物の方が OPC 建物より 22~24%大きいものの、本研究で対象とした建物に関しては、GPC 建物においても各層の層せん断力が一定となる前に必要保有水平耐力に到達していることが図 8.9 からわかる。一般的に建物の水平耐力は、層間変形角が 1/100rad 以下の範囲で必要保有水平耐力に達することが望ましいとされているが、本研究で対象とした建物については、コンクリートを OPC から GPC に置換した場合においてもその条件を満たしている。建物の構造計画によるため一概には言えないが、本研究の結果は、GPC は OPC よりヤング係数が小さいため建物に用いた場合の変形が OPC を用いた場合と比して大きくなるが、断面寸法を変更せずとも変形が過度にならない建物をつくることが可能であることを示す。

表 8.11 各層の必要保有水平耐力

階 i	Q_{uni} (kN)
6	3849
5	6296
4	8424
3	10245
2	11722
1	12881

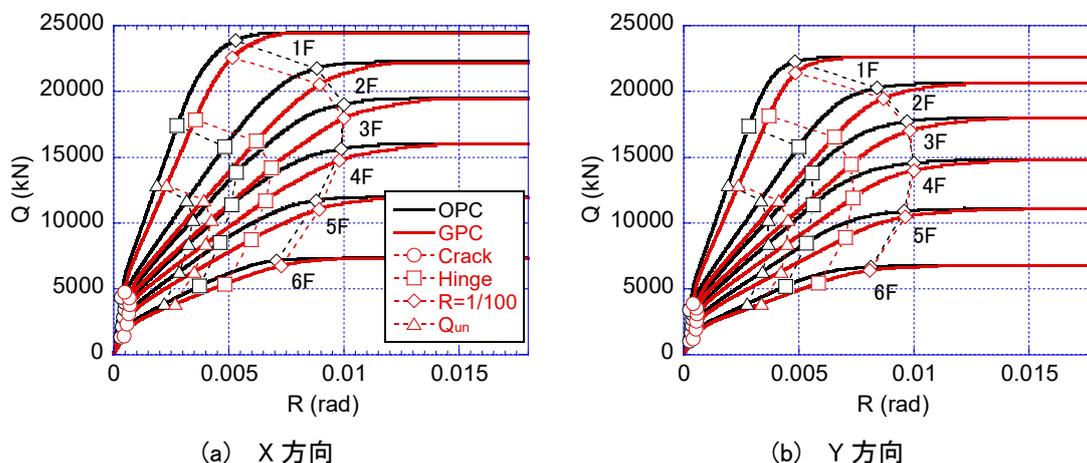


図 8.9 層せん断力—層間変形角関係

表 8.12 必要保有水平耐力時の層間変形角

階	Q_{un} (kN)	R			②/③	②/①	③/①
		①OPC	②GPC ($1.64np_t$)	③GPC ($5.74np_t$)			
6	3849	0.00221	0.00269	0.00183	0.68	1.22	0.83
5	6296	0.00285	0.00350	0.00242	0.69	1.23	0.85
4	8424	0.00325	0.00400	0.00275	0.69	1.23	0.84
3	10245	0.00345	0.00425	0.00297	0.70	1.23	0.86
2	11722	0.00318	0.00393	0.00286	0.73	1.23	0.90
1	12881	0.00186	0.00231	0.00184	0.80	1.24	0.99

(1) 剛性低下率が GPC 建物の構造特性に与える影響

図 8.9 は、GPC 建物の梁部材の剛性低下率を式(8.7)に示した菅野式で算出したものを入力した結果である。前章では、設計で安全側になるため GPC 梁の剛性低下率を OPC と同じく菅野式で算出してよいとした。しかしながら、5 章で示したように GPC 梁の降伏時変形は菅野式をそのまま使うと過大評価する傾向にあり、菅野式の第二項に乗ずる係数を修正することで GPC 梁の降伏時変形を精度良く推定可能であることを述べた。そこで、以下では、GPC 建物の梁部材の剛性低下率を変更したケースの解析結果について考察を行う。なお、菅野式第二項に乗ずる係数は 5 章で得られた 5.74 とした。

図 8.10 に剛性低下率を修正したケースと、先に解析結果を示した剛性低下率を菅野式原式としたケースの GPC 建物同士の解析結果を示す。なお、本研究で検討対象とした建物は X 方向と Y 方向で同様の傾向が確認されているため、図 8.10 には、X 方向の結果のみを示している。また、ひび割れ発生、塑性ヒンジ形成、層間変形角 1/100rad 到達時、必要保有水平耐力発現時のステップの各層の層せん断力-層間変形角関係を結んだ線の凡例は、図 8.9 と同じである。

図 8.10 では、梁部材の剛性低下率を実験結果に基づき修正した解析ケースの層間変形角が、菅野式原式の解析ケースより小さくなり、建物の構造特性に与える影響が非常に大きいことがわかる。例えば、必要保有水平耐力時の層間変形角を比較すると、表 8.12 に示すように約 2~3 割程度小さくなった。また、剛性低下率を修正した解析ケースと先述の OPC 建物の解析結果を比較したものが図 8.11 である。両者を比較すると層せん断力が同じ場合、剛性低下率を修正した GPC 建物の層間変形角が OPC 建物より小さくなっている部分が確認され、表 8.12 に示すように必要保有水平耐力時の層間変形角も OPC 建物より最大で約 2 割程度小さくなっている。OPC 部材の剛性低下率の算出に用いられる菅野式は、多くの実験結果の分析から提案されたものであるのに対して、本解析で入力した剛性低下率の第二項の係数 5.74 は一つの実験結果に基づくものであるため、本解析の結果が必ずしも GPC 梁の剛性低下率を計算する一般的なものにはなっていない可能性がある。しかしながら、GPC

建物の構造特性，特に変形性能に梁の剛性低下率が及ぼす影響は大きいことが本研究において明らかとなった。

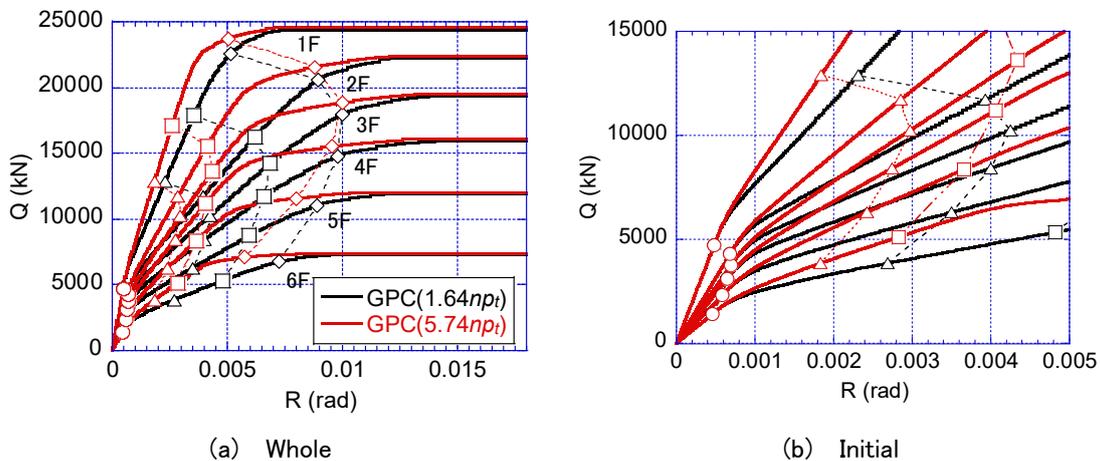


図 8.10 剛性低下率の影響

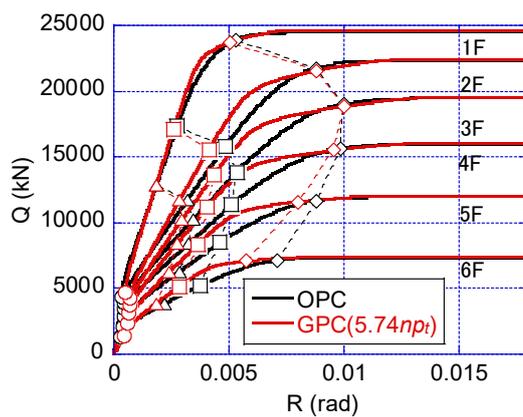


図 8.11 OPC 建物との比較

8.8. 環境負荷低減効果の評価

本節では、構造特性を検討した上記 6 階建て事務所に GPC を用いた場合の環境負荷低減効果を検討する。ここで検討するのは、CO₂ 排出量である。

表 8.13 および表 8.14 に目標圧縮強度を 30MPa とした場合の OPC と GPC の想定調合を示す。また、表 8.15 は、本研究で検討するコンクリートを構成する各材料の CO₂ 排出量原単位³⁾である。

表 8.16 に OPC および GPC の場合の CO₂ 排出量および GPC の OPC に対する CO₂ 削減率を示す。同表中の CO₂ 排出係数は、先に示した想定調合に各材料の CO₂ 排出量原単位を乗じて算出したそれぞれのコンクリートの 1m³ あたりの CO₂ 排出量である。この CO₂ 排出係数に、本研究で構造特性を検討した 6 階建て事務所のコンクリート総体積を乗じて、建物レベルでの CO₂ 排出量を算出した。なお、表 8.16 の CO₂ 排出量は、原材料由来の CO₂ 排出量である。表 8.16 からわかるように、GPC の原材料由来の CO₂ 排出量は OPC と比べて 82% 削減することが可能である。

次に製造時の CO₂ 排出量を考慮した CO₂ 排出量、すなわちプレキャスト工場出荷時点までの CO₂ 排出量を計算する。本研究において、製造時に考慮する CO₂ 排出量は、打設時および蒸気養生に関わる CO₂ 排出量とした。なお、ここでの打設時とは、練り混ぜ、型枠への打ち込み、型枠からの脱型を対象としている。

表 8.17 に打設時の、表 8.18 に蒸気養生時の CO₂ 排出量の計算結果を示す。表 8.17 のコンクリート打設時の CO₂ 排出係数は、GPC と OPC の打設時の工程に大きな差は無いため、同一の値としている。打設時の CO₂ 排出係数は、本研究に用いた GPC を製造したプレキャスト工場の年間製造量に対するコンクリート 1ton 製造時の使用電力量(kwh/ton)から算出した。なお、電力使用量による CO₂ 排出係数は、東北電力の値⁴⁾を採用し、0.521kg-CO₂/kwh とした。

表 8.18 の GPC の蒸気養生時の CO₂ 排出係数は、本研究に用いた GPC は、一般的にプレキャスト工場で蒸気養生が施される OPC に対して、養生温度が高くかつ養生時間が長くなり OPC よりも約 1.3 倍の燃料が使用されたこと踏まえて燃料の使用量から算出した。なお、本研究で GPC の蒸気養生に用いた燃料は重油であるが、各プレキャスト工場において蒸気養生に用いられる燃料は様々なため、あくまで一例であることに留意されたい。

表 8.19 は、表 8.16～表 8.18 の CO₂ 排出量を合計したものであり、プレキャスト工場出荷時点までの CO₂ 排出量である。蒸気養生時の GPC の CO₂ 排出係数が OPC より大きいため、原材料由来の CO₂ 排出量で計算した CO₂ 削減率より 22%低下したが、GPC の OPC に対するプレキャスト工場出荷時点までの CO₂ 排出量削減率は 60%であった。

表 8.13 OPC の想定調合

Cement (kg/m ³)	Water (kg/m ³)	Coarse aggregate (kg/m ³)	Fine aggregate (kg/m ³)
349	174	733	864

表 8.14 GPC の想定調合

W/P (%)	s/a (%)	FA (kg/m ³)	BFS (kg/m ³)	SF (kg/m ³)	Water (kg/m ³)	NaOH (kg/m ³)	Coarse aggregate (kg/m ³)	Fine aggregate (kg/m ³)
34.0	46.0	360	128	26	174	38	733	864

表 8.15 CO₂ 排出量原単位

材料	CO ₂ 排出量原単位 (kg/ton)
セメント	771.7
FA	17.9
BFS	24.1
SF	17.9
水	0.0
NaOH	907.0
粗骨材	2.8
細骨材	3.4

表 8.16 原材料由来 CO₂ 排出量

コンクリート種類	CO ₂ 排出係数 (kg/m ³)	コンクリート総体積 (m ³)	CO ₂ 排出量 (ton)	CO ₂ 削減率 (%)
OPC	274.5	1877.6	515.4	-
GPC	50.3		94.4	82

表 8.17 打設時の CO₂ 排出量

コンクリート種類	CO ₂ 排出係数 (kg/ton)	コンクリート総質量(ton)	CO ₂ 排出量 (ton)
OPC	13.0	4318.6	56.2
GPC			

表 8.18 蒸気養生時の CO₂ 排出量

コンクリート種類	CO ₂ 排出係数 (kg/ton)	コンクリート総質量(ton)	CO ₂ 排出量 (ton)
OPC	19.8	4318.6	85.4
GPC	25.7		111.2

表 8.19 PCa 工場出荷時点での CO₂ 排出量

コンクリート種類	原材料由来+製造時の CO ₂ 排出量 (ton)	CO ₂ 削減率 (%)
OPC	657.1	-
GPC	261.9	60%

8.9. まとめ

本章では、GPC を用いた RC 造建物の骨組み解析を行い、構造特性を把握するとともに環境負荷低減効果を試算し、以下の知見を得た。

- ・ 本研究で検討対象とした GPC 建物に $C_0 = 0.2$ とした一次設計用地震力が作用したときの各階に生じる層間変形角は、OPC 建物より大きくなった。しかしながら、層間変形角は $1/200\text{rad}$ を越えることはなく、建物に用いるコンクリートの種類を OPC から GPC に置換しても層間変形角の規定を満たすことが可能であった。
- ・ $C_0 = 1.0$ とした弾塑性増分解析の結果、GPC 建物は OPC 建物と比べて必要保有水平耐力時の層間変形角が大きくなるが、本研究で対象とした建物においては、断面寸法を変更せずとも層間変形角が $1/100\text{rad}$ に達する前に必要保有水平耐力を発現した。
- ・ GPC 梁部材の剛性低下率を菅野式原式から 5 章で得られた実験結果に基づいた値とした場合、GPC 建物の層間変形角は小さくなり、解析結果に大きな影響を与えた。
- ・ 本研究で扱った GPC の原材料由来の CO_2 排出量は、OPC と比べて 82% の削減となった。
- ・ 本研究で扱った GPC でつくる RC 部材の PCa 工場出荷時点の CO_2 排出量は、OPC と比べて 60% の削減となる。なお、PCa 工場出荷時点の CO_2 削減率が、原材料由来の CO_2 削減率よりも 22 ポイント低下したのは、本研究で扱った GPC の蒸気養生にかかる CO_2 排出量が OPC より多いためである。

8.10. 参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所ほか監修: 建築物の構造関係技術基準解説書, 2015
- 2) 日本建築学会関東支部: 鉄筋コンクリート構造の設計 学びやすい構造設計, 2002.
- 3) 土木学会: コンクリート構造物の環境性能照査指針〈試案〉, 2005.
- 4) 東北電力株式会社: 東北電力グループ 環境関連データ集2019 <https://www.tohoku-epco.co.jp/enviro/envirodata/download/envirodata2019.pdf>, 2019.

9. 結論

9.1. 本研究のまとめ

本論文は、GPC の材料力学特性の把握および RC 部材としての適用性を検討し、構造設計に必要な情報を整備することを目的として行った研究をまとめたものである。

GPC の材料特性を調査し、GPC は OPC と比してヤング係数が小さく、かつ圧縮軟化挙動が顕著であるという特徴を有するものの、横拘束による靱性改善が可能であることや、梁の曲げおよびせん断試験から GPC は構造部材として適用可能であることを示し、構造設計に必要な情報を整備した。さらに、整備した情報に基づき GPC を用いた RC 造建物の構造解析を行い、建物としての構造特性を明らかにするとともに、環境負荷低減効果を評価した。

以下に、各章で得られた知見についてまとめる。

2 章では、GPC の力学特性および梁部材の力学性状に関する先行研究についてまとめた。GPC の材料力学特性に関する既往の研究は、海外の試験規格・材料に基づいたものが中心であり、我が国の試験規格・材料に基づいた知見が不足している。また、部材の曲げおよびせん断性状に関しては、曲げ部材の復元力特性のモデル化や逆対称曲げを受ける GPC 梁のせん断耐力評価法は確立されていないなど、設計に必要な情報は整備されていない状況にある。また、GPC を用いた RC 造建物の構造特性は現時点では明らかになっていない。

3 章では、GPC の圧縮特性、引張強度、鉄筋との付着性状、およびクリープ性状に関する実験を行い、以下の知見を得た。

圧縮特性

- ・ 圧縮強度が 21.9MPa~72.0MPa の GPC のヤング係数を調査した結果、GPC のヤング係数は、一般的な粗骨材を用いた OPC の下限値および軽量粗骨材を用いた OPC のヤング係数に近いことを明らかにした。
- ・ GPC のヤング係数評価式を提案した。ACI318 式を修正した提案式は、圧縮強度が同じ場合 ACI318 式よりもヤング係数が 30%低くなる。
- ・ 試験を行った範囲の GPC の圧縮強度時ひずみは、ばらつきが大きく圧縮強度の関数として定式化することは困難である。なお、本実験で得られた GPC の圧縮強度時ひずみの平均値は約 2800 μ であった。
- ・ GPC の応力ひずみ関係は、OPC と比して、①応力上昇域の線形性が強い、②ポストピークの圧縮軟化挙動が顕著であるという特徴を有する。

- ・ Popovics 式をベースとした GPC の応力ひずみ関係モデルを提案した。提案した応力ひずみ関係モデルは、GPC の応力上昇域および応力下降域の特徴を表現可能である。なお、適用性を検討したのは、圧縮強度が 22.8MPa～49.4MPa の GPC に対してである。
- ・ GPC のポアソン比は、普通コンクリートよりも軽量コンクリートに近いことを明らかにした。

引張強度

- ・ JIS 規格に基づいた割裂引張試験から得た GPC の割裂引張強度は、野口らが収集した OPC の実験データのばらつきの範囲に収まっており、OPC と同等である。
- ・ GPC の割裂引張強度は、土木学会式でおおむね実験結果の平均値を、建築学会式で収集データの下限值を抑えることができる。
- ・ JIS 規格に基づいた曲げ引張試験から得た GPC の曲げ引張強度は、野口らが収集した OPC の実験データのばらつきの範囲に収まっており、OPC と同等である。

付着性状

- ・ GPC の付着応力-すべり関係の概形に OPC との明確な差異は確認されなかった。OPC の付着応力-すべり関係モデルである fib モデルは GPC に対しても適用可能である。
- ・ GPC の付着強度を圧縮強度の平方根で除すると OPC より 1～2 割大きく、かつ、fib モデルより 2 割程度大きい。

クリープ性状

- ・ クリープ試験における収縮試験体により計測した GPC の収縮ひずみは、圧縮強度が同程度の場合、材齢 364 日まで OPC 試験体よりも小さかった。
- ・ GPC の材齢 364 日時点のクリープ係数は、圧縮強度が同程度の OPC のクリープ係数の約 0.73 倍であり、GPC の方が小さい。
- ・ 圧縮強度が 39MPa および 56MPa の GPC のクリープ係数の増加は、時間の経過とともに穏やかになるが、材齢 364 日時点では明確な収束の傾向は確認されなかった。
- ・ クリープひずみは GPC の方が OPC より大きいものの、GPC のクリープ係数は OPC よりも小さかった。この理由は GPC のヤング係数が OPC より小さく弾性ひずみが大きいためである。

4章では、横拘束筋が配筋された圧縮強度が25MPa程度のGPCの圧縮試験を行い、横拘束筋による靱性改善効果を検討するとともに、横拘束されたGPCの応力ひずみ関係のモデル化を行った。以下に得られた知見を示す。

- ・ 圧縮強度が25MPa程度のGPCは、横拘束筋を配筋することによりOPCと同様に圧縮靱性を改善することが可能である。
- ・ 横拘束されたGPCの最大強度、最大強度時ひずみおよび圧縮限界ひずみと拘束係数の関係を実験結果に基づき定式化し、六車渡邊モデルをベースとして横拘束されたGPCの応力ひずみ関係モデルを提案した。提案モデルは実験結果の傾向を再現できた。

5章では、単純支持されたGPC梁の4点曲げ載荷試験を行い、以下の知見を得た。

- ・ 許容曲げモーメント作用時のGPC梁のたわみおよびひび割れ性状にOPC梁と比べて明確な差異は確認されなかった。
- ・ 曲げひび割れが定常状態に達し、短期許容曲げモーメントが作用した際の、GPC梁の曲げひび割れ本数、幅および間隔はOPC梁と同等であり、RC規準の計算方法で評価可能であることを明らかにした。
- ・ GPCはOPCよりヤング係数が低いという特徴を有するが、GPC梁の曲げひび割れ点から曲げ降伏点までの剛性はOPC梁と同程度であった。
- ・ 梁の曲げひび割れ点から曲げ降伏点までの剛性にヤング係数が与える影響は小さいため、GPC梁のひび割れ発生以降のたわみ量を決定する要因としてはコンクリートの引張強度の影響が大きい。
- ・ GPC梁の曲げモーメント—曲率関係は、GPCの応力ひずみ関係を反映した断面解析により、弾性域から曲げ終局点まで精度良く評価することが可能であった。
- ・ GPC梁の曲げ終局モーメントに対する技術基準解説書略算式およびストレスブロック法の適用性を検証した。前者では3割程度、後者では2割程度曲げ終局モーメントを低く評価する。既往の曲げ終局モーメント算定法は、設計用の略算式としてGPC梁に対して適用可能である。
- ・ 断面解析により得られた曲げ終局モーメントは、実験値との差が平均で5%程度であり、GPC梁の曲げ終局モーメントを技術基準解説書略算式およびストレスブロック法よりも精度良く評価することが可能である。
- ・ 応力ひずみ関係から導出したGPCのストレスブロック係数は、OPCとの間に差がある。しかしながら、梁の曲げ終局モーメントは、ストレスブロック係数に対する感度が高くないため、ACI318のストレスブロック係数など既往の設計コードで評価可能である。
- ・ 曲げ降伏点を算出するのに用いる剛性低下率に関してはGPCとOPCのヤング係数の

違いを考慮する必要はあるが、考慮されているパラメーターを変更することなく OPC 用の算定式を用いることが可能であり、基本的には GPC 梁の復元力特性は技術基準解説書の方法でモデル化可能である。

- ・ GPC はヤング係数が OPC よりも小さいが、許容曲げモーメント作用時の GPC 梁の曲げ性状が OPC と比して問題となることはなかった。また、圧縮軟化挙動が OPC よりも顕著であるという特徴を有するが曲げ終局モーメントは OPC 梁と同等であり、通常の部材において配置される圧縮鉄筋や横拘束筋によって変形能力を向上させることが可能であるため、GPC は曲げ部材として適用可能である。

6 章では GPC 梁に対して逆対称曲げ載荷試験を行い、GPC 梁のせん断破壊性状、せん断ひび割れ耐力、せん断終局耐力および GPC の許容せん断応力度について検討し、以下の知見を得た。

- ・ 本研究で検討した GPC 梁のせん断性状は、これまで報告されている OPC 梁のせん断性状と同様であった。
- ・ 荒川ひび割れ式および靱性指針ひび割れ式は、GPC 梁のせん断ひび割れ耐力の評価に用いることが可能である。また、本研究においては靱性指針ひび割れ式の耐力係数 ϕ を 1.0 としても、計算値が実験値を上回ることはなかった。
- ・ 荒川 min 式は、曲げ降伏前にせん断破壊したすべての試験体に対する実験値/計算値の最小値が 1.09 であり、計算値が実験値を上回ることなく下限を抑えることができる。荒川 mean 式の曲げ降伏前にせん断破壊したすべての試験体に対する実験値/計算値の平均値は 1.11 であった。OPC 梁の設計に用いられている荒川 min 式、荒川 mean 式は GPC 梁にも適用可能である。
- ・ 靱性指針終局式は、曲げ降伏前にせん断破壊したすべての試験体に対する実験値/計算値の平均値が荒川 min 式よりも 30 ポイント高かったが、実験値/計算値が 1.0 を下回ることにはなかったため、GPC 梁に適用可能であると考えられる。
- ・ OPC 部材の設計に用いられている RC 規準の許容せん断応力度は GPC 部材に適用可能である。
- ・ RC 規準では軽量コンクリートの許容せん断応力度を普通コンクリートの 0.9 倍としているが、GPC は普通コンクリートに用いられている許容せん断応力度をそのまま用いて問題ない。

7章では、3～6章で得た知見から GPC を用いた RC 部材の設計に必要な情報を整備した。要点を以下に示す。

- ・ GPC の許容応力度は RC 規準に記載されている OPC の許容応力度としてよく、許容せん断応力度は軽量コンクリートのよう到低減する必要はない。
- ・ GPC の鉄筋に対する許容付着応力度は、RC 規準に記載されている OPC の許容付着応力度としてよい。
- ・ 許容応力度設計に用いるヤング係数比は、RC 規準に記載されている OPC のヤング係数比を用いてよい。
- ・ GPC 梁の許容曲げモーメントは、RC 規準に従い算定してよい。
- ・ GPC 梁の曲げ復元力特性は、技術基準解説書に従い算定してよい。
- ・ GPC 梁の許容せん断力は、RC 規準に従い算定してよい。
- ・ GPC 梁のせん断ひび割れ耐力およびせん断終局耐力は、技術基準解説書に従い算定してよい。

8章では、GPC を用いた RC 造建物の骨組み解析を行い、建物の構造特性を把握するとともに環境負荷低減効果を試算し、以下の知見を得た。

- ・ 本研究で検討対象とした GPC 建物に $C_0 = 0.2$ とした一次設計用地震力が作用したときの各階に生じる層間変形角は、OPC 建物より大きくなった。しかしながら、層間変形角は $1/200\text{rad}$ を越えることはなく、建物に用いるコンクリートの種類を OPC から GPC に置換しても層間変形角の規定を満たすことが可能であった。
- ・ $C_0 = 1.0$ とした弾塑性増分解析の結果、GPC 建物は OPC 建物と比べて必要保有水平耐力時の層間変形角が大きくなるが、本研究で対象とした建物においては、断面寸法を変更せずとも層間変形角が $1/100\text{rad}$ に達する前に必要保有水平耐力を発現した。
- ・ GPC 梁部材の剛性低下率を菅野式原式から 5章で得られた実験結果に基づいた値とした場合、GPC 建物の層間変形角は小さくなり、解析結果に大きな影響を与えた。
- ・ 本研究で扱った GPC の原材料由来の CO_2 排出量は、OPC と比べて 82%の削減となった。
- ・ 本研究で扱った GPC でつくる RC 部材の PCa 工場出荷時点の CO_2 排出量は、OPC と比べて 60%の削減となる。なお、PCa 工場出荷時点の CO_2 削減率が、原材料由来の CO_2 削減率よりも 22ポイント低下したのは、本研究で扱った GPC の蒸気養生にかかる CO_2 排出量が OPC より多いためである。

9.2. 今後の課題

GPC 梁の長期クリープ性状について

本研究では材齢 364 日までの GPC のクリープ係数を把握した。材齢 364 日時点では GPC のクリープ係数は圧縮強度が同程度の OPC より小さかったが、材齢 364 日時点では明確な収束の兆候は確認されておらず、今後 GPC のクリープ係数が OPC より大きくなる可能性は本研究では否定できない。GPC の材齢 1 年以降の長期的なクリープ性状の把握は今後の課題である。

梁以外の構造部材の力学性能について

本研究では、試験体製作条件の制約により部材の実験的な検討は梁部材に限定された。柱や壁といった梁以外の構造部材の力学性能は把握できていないため、今後実験的検討を行う必要がある。

GPC 部材の剛性低下率評価について

本研究では、菅野式第二項のヤング係数比に乗ずる係数を修正することで GPC 梁の剛性低下率を精度よく評価可能であるとしているが、その係数の一般的な値を提案するには至っておらず、今後も検討を重ねる必要がある。菅野式は片持ち梁形式、3 点曲げおよび逆対称曲げなど様々な載荷方式の多くの実験結果からつくられた式であるため、GPC においても多くの実験を行う必要があると考えられる。

高強度 GPC の圧縮韌性改善について

本研究では、GPC は応力下降域の圧縮軟化挙動が OPC より顕著ではあるが、横拘束筋を配筋することで圧縮韌性を改善することが可能であることを示した。本研究で実施した実験の実験変数は横拘束筋体積比のみであり、検討した GPC の圧縮強度は 25MPa 程度の 1 種類のみである。圧縮強度が高いほど GPC の圧縮軟化挙動は顕著であるため、横拘束による高強度 GPC の韌性改善効果の把握およびその評価法の確立は今後の課題である。

研究業績一覧

柴山 淳, 西山 峰広: フライアッシュをベースとしたジオポリマーコンクリート梁の曲げ性状と構造部材としての可能性, 日本建築学会構造系論文集, Vol.86, No.786, pp.1202-1212, 2021.

Shibayama A., Kikuchi M.: Compressive stress-strain behavior of a fly ash-based geopolymer concrete made without the use of water glass for alkali activation, Proceedings of the fib symposium 2019, pp.407-414, 2019.

柴山 淳, 西山 峰広: フライアッシュをベースとしたジオポリマーコンクリートの付着応力-すべり関係, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), pp.29-30, 2021.

注) 本論文は上記の論文から修正を加えた箇所がある。

謝辞

本論文は、著者が一般財団法人電力中央研究所の研究者、および京都大学大学院工学研究科博士後期課程の大学院生として実施した環境配慮型コンクリートに関する研究の成果を取りまとめたものです。この間に、多くの方々より温かいご指導、ご鞭撻を頂きました。

京都大学大学院教授 西山峰広先生には、著者が修士課程の大学院生として研究室に所属して以来、社会人になってからも、また博士課程の大学院生として再び学生となっても、ご多忙にも関わらず終始丁寧にご指導頂きました。ここに謹んで深く感謝致します。

京都大学大学院教授 竹脇出先生、山本貴士先生には、本論文の審査にあたり、貴重なご指摘とご助言を賜りました。心より御礼申し上げます。

京都大学大学院准教授 谷昌典先生には、本研究に関する貴重なご助言を頂くとともに、何不自由ない研究環境を整備して頂きました。ここに謹んで深く感謝致します。

本研究は、業務を続けながらの実施となりました。多大なるご理解、ご協力を頂いた電力中央研究所地球工学研究所構造工学領域(当時)の皆様にご挨拶申し上げます。電力中央研究所での研究環境は素晴らしいものであり、諸先輩方からは多くのご指導を頂きました。とくに、大学の先輩でもある松村卓郎博士、宮川義範博士には、入所以来丁寧にご指導頂くとともに、常に励ましの言葉を頂きました。感謝致します。また、本論文の研究対象であるフライアッシュをベースとしたセメント不使用型コンクリートは、山本武志博士、菊地道生博士が特許を取得された技術です。両博士に件のコンクリートの研究にお誘い頂いたことが本論文執筆のきっかけです。これまでに多くのご助言を頂いたことに御礼申し上げます。

実験の実施にあたっては、株式会社セレス、株式会社共和技研、株式会社鹿倉企画、吉沢技研計測株式会社、株式会社カワシマ計測工業の皆様にご世話になりました。深く感謝致します。また、本研究の実験に用いられた試験体の多くは中川ヒューム管工業株式会社郡山工場で作成して頂いたものです。中川ヒューム管工業株式会社の皆さまには大変お世話になりました。深く感謝致します。

西山・谷研究室の皆様には、実験等で多大なご協力を頂きました。とくに、技術職員の野村昌弘さん、西山・谷研究室秘書の津田有輝子さんには実験、学内手続きなどで大変お世話になりました。ここに深く御礼申し上げます。

本研究の一部は、環境省のCO₂排出削減対策強化誘導型技術開発・実証事業として実施したものです。関係各位に謝意を表します。

最後に、公私にわたり支えてくださったすべての皆さまに御礼申し上げるとともに、常に温かく見守り、また、研究に専念できる環境を与えてくれた母 智美、姉 あずさに心より感謝します。

2022年3月

柴山 淳