

論文 収縮によりRC門型試験体に生じる断面力評価に関する一考察

宮本 祐輔*1・渡辺 健*2

要旨 : RC ラーメン高架橋などの不静定構造では、コンクリートの収縮による変形が柱や梁といった部材等に拘束されるため、部材に不静定力が発生する。その不静定力は、設計では短期曲げ剛性を用いた解析において梁の収縮ひずみを減じることにより考慮してきた経緯があるが、構造物に応じた評価が可能になると望ましい。本研究では、RC 門型試験体を用いて梁の収縮が柱の曲げモーメントに及ぼす影響を評価することを目的に、実験および解析による検討を行った。その結果、試験体に生じた断面力は非線形有限要素解析により概ね再現され、その断面力が等価となる骨組解析（短期曲げ剛性）に用いる見かけの収縮ひずみを示した。

キーワード : RC ラーメン高架橋, 不静定力, 収縮, ひび割れ, 有限要素解析

1. はじめに

鉄筋コンクリート (RC) ラーメン構造等の不静定構造では、収縮・温度変化・クリープによる変形が拘束されるために、柱や梁といった部材に不静定力が発生する。一般的な RC ラーメン高架橋等の設計では、その不静定力は、短期曲げ剛性を用いた解析により、収縮ひずみ ϵ_{cs} を 150×10^{-6} として、クリープの影響を考慮した値を用いることで、実務上の利点を示している^{1),2)}。これは、ビームスラブ式ラーメン高架橋を対象に、クリープによる長期曲げ剛性の低下に伴う不静定曲げモーメントの減少は、短期曲げ剛性を用いた解析において、梁の収縮ひずみを減じることにより考慮できることを定量的に示すことで認められた見かけの値であり、径間数等に応じて設定されるものである³⁾。

一方、コンクリートの過大な収縮が一因とみられるひび割れや、たわみによる不具合事例が報告されており、粗骨材の収縮の影響や長期材齢への適合性の点で収縮ひずみ・クリープひずみ予測式の見直しが図られている⁴⁾。また、鉄道高架橋の設計分野では、支間長や径間数の増加や、補強盛土一体橋梁⁴⁾など、個々のニーズに対応した構造形式が求められている。現行の設計体系に従うと、ひび割れ等、縦梁（橋軸方向の梁）など断面の決定要因になりやすい収縮による影響について、設計耐用期間における構造物の性能を検証する必要がある。従来^{3) 5)}に対して、コンクリートの収縮・クリープひずみが長期にわたり増加し続けるという材料情報⁶⁾だけでなく、地中梁、柱、付帯物などの剛性の影響を適切に考慮できること、さらには、例えば施工の点でも優位性が期待されているプレキャスト化の下では、梁と柱の接合材齢を工夫した収縮の影響の低減が期待される。

こうした背景の中で、鉄筋コンクリートに関わる諸現象を一括して追跡できるアルゴリズムの研究やツールの開発も進められており⁶⁾、非線形有限要素解析 (FEM)

により、ひび割れが生じうる RC 構造において、断面力の再分配と不静定力の経時変化を追跡できる可能性がある。コンクリート構造の設計分野においても、こうした演算処理方法の高度化に対応した評価法が求められており、構造物や部材のふるまいを適切に評価するという点でも、FEM の活用が期待される。

そこで、本研究ではコンクリートの収縮が柱の曲げモーメントに及ぼす影響を評価することを目的に、実験および FEM により検討した。検討では、梁と柱を接合する材齢の影響を考慮に入れた 2 種類の RC 門型試験体を製作し、ひずみの経時変化から断面力を算出した。また、コンクリートに対して提案されている収縮・クリープの予測式⁷⁾を適用し、FEM による再現と予測を行うとともに、従来より用いられている骨組解析（短期曲げ剛性）と等価となる、見かけの収縮ひずみを推定した。

2. RC門型試験体を対象としたひずみ等の経時計測

2.1 実験概要

図-1 に、RC 門型試験体の諸元を示す。鉄道構造物として一般的に用いられているビームスラブ式 RC ラーメン高架橋の縦梁および柱の断面諸元を参考に、これを 1/2 に縮小したものである。配筋については、鉄筋本数と鉄筋比が同等となるように鉄筋径を縮小することで、収縮ひび割れや断面剛性に配慮した。また、梁と柱の長さの比を 3 : 1 に設定することで、一般的な構造物 (10 : 7 と仮定) に対して、柱の長さを小さくした。これは梁に生じる収縮ひずみによる柱下端の曲げモーメントが、実際の構造物よりも 2 倍程度に増大する試算となり、実験期間において収縮の影響を大きくしたものである。表-1 にコンクリートの配合を示す。材齢 28 日のコンクリートの圧縮強度は 27N/mm^2 、鉄筋は SD345 である。

図-2 に、梁と柱の接合材齢が異なる 2 体の試験体の工程および養生方法を示す。スタブを製作後、材齢 12

*1 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部コンクリート構造 副主任研究員 (正会員)

*2 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部コンクリート構造 主任研究員 博士 (学術) (正会員)

日で、ML3-H1 は、柱・梁・接合部のコンクリートを打込むが、ML3-H1P は、梁および柱をそれぞれ製作した後、材齢 218 日で柱部材と接合することで、柱梁接合後に梁に発生するひずみが ML3-H1 および ML3-H1P で異なるようにした。なお、スタブは、地中梁の諸元を参考にしており、梁よりも十分に大きな剛性を有するよう断面諸元を設定するとともに、柱と一体化する時期を一定期間確保し、膨張材を使用して収縮ひずみの低減を図っている。ML3-H1P の梁は、プレキャスト部材として製作されることを想定して、蒸気養生とした。図-3 に、蒸気養生における温度履歴を示す。2 体の試験体は、降雨の影響がない屋内に、材齢 266 日まで設置した。これは、ML3-H1P では、柱梁接合後を材齢 0 日とする場合、材齢 48 日に相当する。

図-1 に計測位置を示す。コンクリート打込み後のひずみを継続して計測した。また、使用したコンクリートの圧縮強度や、ひび割れの有無を近接目視にて確認した。

2.2 実験結果

(1) 圧縮強度

図-4 に、梁・柱に使用したコンクリートの圧縮強度およびヤング係数を示す。蒸気養生としたことで、ML3-H1P の梁に用いたコンクリートの圧縮強度は小さい値を示したが、ヤング係数に差異は確認されなかった。ML3-H1 および ML3-H1P を比較した以下の検討において、養生によるヤング係数の影響は小さいと考えられる。

(2) コンクリートのひずみ（無応力計）

図-5 に、無応力計により計測された、脱型した材齢 25 日以降のコンクリートのひずみの増加を示す。図中のひずみは、膨張を正、収縮を負で表示し、温度変化の影響を $10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ として一律に差し引いている。いずれの梁においても、STR1（表面までの距離：300mm）に対して、STR2（表面までの距離：175mm）の位置で計測した値が大きい値を示しており、表面までの距離に依存した結果が計測されている（図-5 (a) (b)）。なお、ML3-H1 に比較して ML3-H1P の値がやや小さいことから、短期間の材齢ではあるが、蒸気養生による影響の可能性が考えられる。材齢 266 日における収縮ひずみの平均値は、ML3-H1 では 176×10^{-6} 、ML3-H1P では梁柱接合後から起算して 5×10^{-6} であった。

一方、スタブでは、打込み直後に膨張剤の効果によりひずみが正側に増加したが、柱製作後の変化は最大でも約 50×10^{-6} であった（図-5 (c)）。さらには、図-5 (d) に、無応力計設置における温度履歴を示すが、梁とスタブにおいて部位に依存した温度の差異はなかった。したがって、鉄筋によりコンクリートの収縮が拘束されることから、以下の検討では、スタブの伸縮による不静定力への影響は小さいとして、考慮しないこととした。

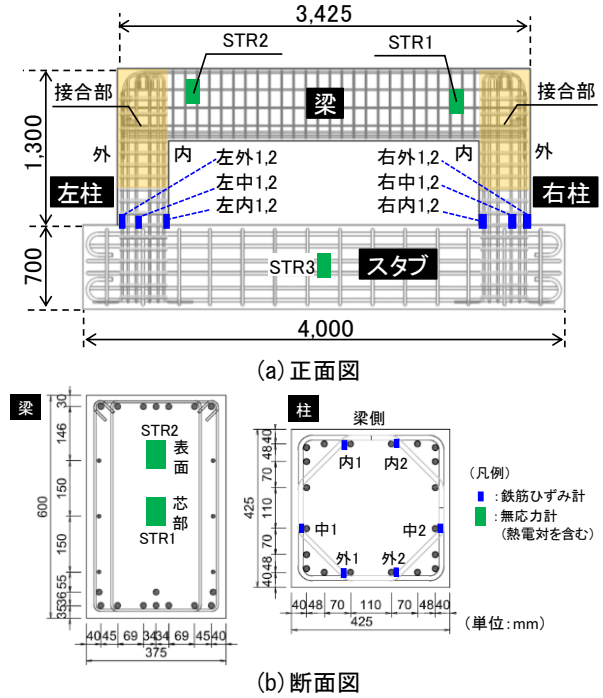


図-1 試験体の寸法および断面諸元

表-1 コンクリートの配合

部材	結合材		粗骨材 最大寸法 (mm)	水セメント 比 (%)	細骨材 率 (%)	単位量 (kg/m ³)				
	セメント	膨張材				水	結合材	細骨材	粗骨材	AE 減水材
梁・柱	普通	無	20	52.5	44.9	171	326	799	1009	3.49
スタブ	普通	有	20	52.5	44.9	171	326	797	1008	3.49

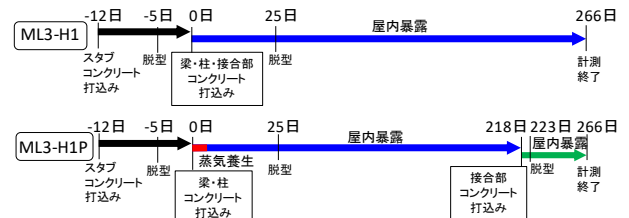


図-2 工程および養生方法

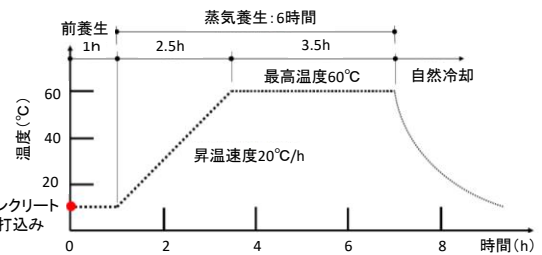


図-3 蒸気養生における温度履歴

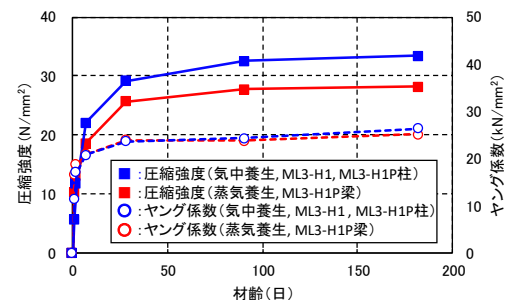


図-4 圧縮強度およびヤング係数

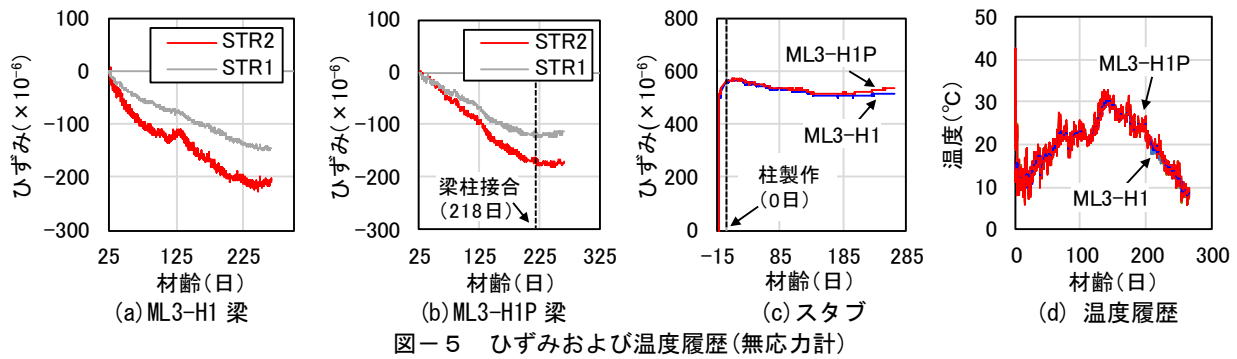


図-5 ひずみおよび温度履歴(無応力計)

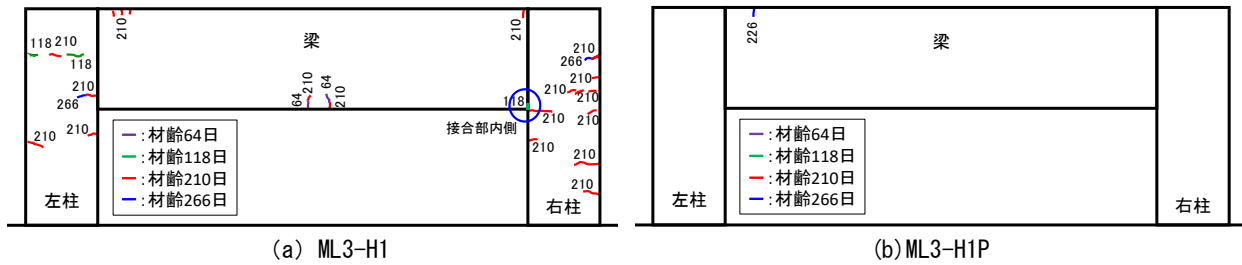


図-6 ひび割れの発生状況(図中の数値はひび割れ確認時の材齢(日))

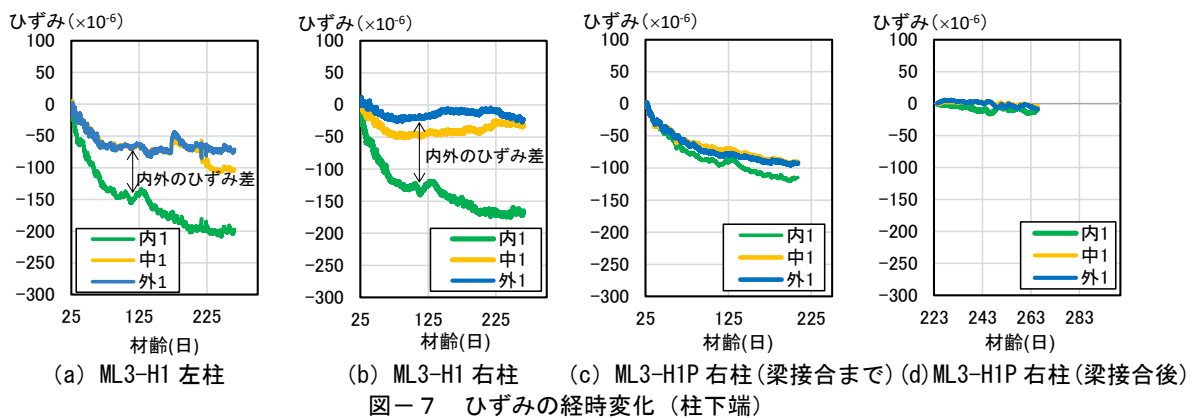


図-7 ひずみの経時変化(柱下端)

(3) ひび割れ

図-6に、ひび割れの経時変化を示す。ML3-H1では、材齢64日で柱上部外側にひび割れが確認された。その後、材齢118日では、接合部内側の隅にひび割れを確認した。更に材齢210日では、柱下部外側や柱上部の内側にひび割れを確認した。これらは、梁の収縮に伴い生じたひび割れと考えられる。ただし、これらのひび割れ幅はいずれも約0.05mm以下であり、試験期間において顕著なひび割れの進展は認められなかった。

一方、ML3-H1Pでは、接合後(材齢218日以降)、ひび割れは殆ど発生していない。試験期間は短いものの、梁・柱接合後の、梁のコンクリートの収縮ひずみの増加が 5×10^{-6} と少ないことに起因している(図-5(b))。

(4) 鉄筋のひずみ

図-7に、ML3-H1およびML3-H1Pの柱下端で計測した軸方向鉄筋のひずみの経時変化を示す。図中のひずみは、引張を正、圧縮を負で表示し、温度変化の影響を $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ として差し引いている。また、梁柱接合後からの経時変化を示している。ML3-H1では、脱型(材齢

25日)後より、外側と内側でひずみ差が確認されている。すなわち、柱が曲げ変形していることを示唆しており、梁と連結したことによる影響が確認できる。また、柱が単調に短縮するML3-H1Pと異なり、ML3-H1では梁を介して右柱および左柱が連成した挙動を確認した。例えば、図-7(a)(b)中の材齢約110日付近に着目すると、右柱下段では外1のひずみが引張方向に転じたことで内外のひずみ差(断面曲率)が増加するが、左柱下段では外1のひずみが圧縮方向に変化し、内外のひずみ差(断面曲率)が減少している。右柱では材齢118日でひび割れの発生が視認されており、ひび割れの発生による断面力の再配分が生じていると考えられる。

ML3-H1Pでは、材齢25日~218日において、柱に梁が接合されておらず、柱の内外のひずみ差は小さい。コンクリートの収縮により、鉄筋の拘束による圧縮ひずみが進行していることがわかる。また、材齢223日から266日までの内外のひずみ差を見ると曲率の増加は小さい。鉄筋のひずみの増加傾向からも、接合材齢の違いによる接合後の梁の収縮ひずみ低減の効果がみられる。

2.3 曲げモーメントの実験値の算出

実験で得られたひずみ分布から曲げモーメントを算出した。なお、解析結果より、柱下端に比較的大きな曲げモーメントが発生したことから、柱下端に着目した。また、曲げモーメントの経時変化やひび割れとの関係性を明らかにするため、ひび割れ確認日と対応する材齢に着目した。柱下端における断面内のひずみ分布を図-8に示す。左右で曲率が異なるのは、ひび割れの影響と考えられる。すなわち、右柱は柱下端部にひび割れが発生したため、曲率が増加したものと考えられる。

ひずみの分布から曲率 Φ を求め、式(1)により曲げモーメントを算出した。

$$M = \Phi / EI \quad (1)$$

ここで、 Φ ：曲率、 E ：弾性係数、および I ：断面二次モーメント、である。なお、 E は実験値(図-4)をもとに、材齢に伴う弾性係数の経時変化を考慮した。また、断面二次モーメントは、試験体におけるひび割れの影響は殆どないものと仮定し、全断面有効として鉄筋を考慮した値を用いた。表-2に算出結果を示す。ML3-H1P では、ML3-H1と比較して、梁の収縮ひずみの減少したことにより、曲げモーメントが抑制されている。

3. 非線形有限要素解析による検討

3.1 概要

FEM を用いて、材齢 266 日における実験結果の再現、および設計耐用期間として設定されることが多い材齢 100 年における、柱下端の曲げモーメントを推定した。

3.2 解析モデル

汎用の解析ツール DIANA10.3 を用いて、ML3-H1 および ML3-H1P を 2 次元でモデル化し、非線形解析を行った。図-9に、構造物のモデル図を示す。材料物性値は、実験と同一である。コンクリートの応力-ひずみ関係には、Hordijk 曲線(引張側)と、Parabolic 曲線(圧縮側)を使用した。鉄筋は完全付着の埋込み鉄筋要素を用い、スタブはコンクリートのヤング係数を有する弾性体とした。コンクリートの圧縮強度およびヤング係数には、材齢 28 日の値を用いた。

3.3 コンクリートの収縮・クリープ特性

コンクリートの収縮は、使用材料・配合、形状・寸法・配筋、架設順序、降雨、温度、湿度等の履歴のみならず、コンクリートの水和反応の進行、水分移動やクリープの影響等を適切に考慮することが望ましい。一方、汎用の有限要素解析法では、水分移動や水和の進行と、それに伴う変形や応力の発生を逐一追跡することが困難である。そこで、これまでにコンクリートを対象に構築されたマクロ式の予測式¹⁾²⁾について、ソリッド要素を使用した FEM における適用方については十分な議論の必要

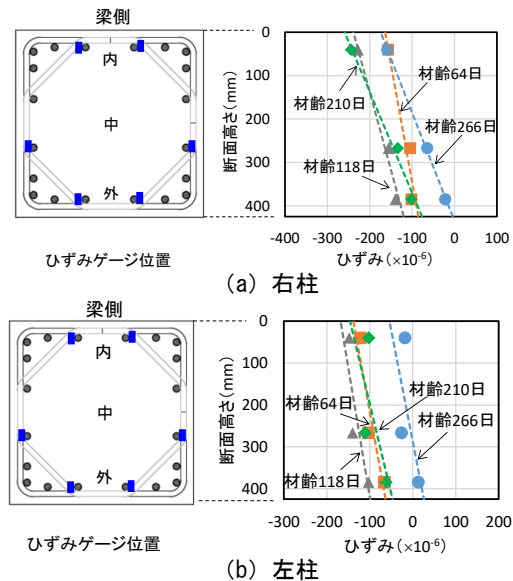


図-8 断面内のひずみ分布 (ML3-H1 の柱下端部)

表-2 曲率と曲げモーメントの実験値
(a) ML3-H1

材齢 (日)	梁の収縮ひずみの平均値 ($\times 10^{-6}$)	曲率 ($\times 10^{-4}/m$)		曲げモーメント (kN・m)		
		右柱 下端	左柱 下端	右柱 下端	左柱 下端	平均
64	65	1.84	1.77	14.6	14.0	14.3
118	101	2.79	1.61	22.9	13.2	18.1
210	165	4.28	2.33	37.2	20.2	28.7
266	176	4.00	1.89	34.8	16.4	25.6

(b) ML3-H1P

材齢 (日)	梁の収縮ひずみの平均値 ($\times 10^{-6}$)	曲率 ($\times 10^{-6}/m$)		曲げモーメント (kN・m)		
		右柱 下端	左柱 下端	右柱 下端	左柱 下端	平均
266	5	8.14	7.63	0.64	0.60	0.62

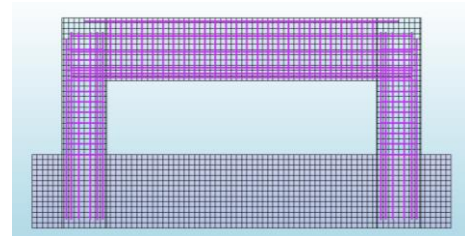


図-9 解析モデル

表-3 梁の収縮ひずみと曲げモーメントの関係

梁に入力した収縮ひずみ	柱下端に発生する曲げモーメント (kN・m)
140×10^{-6}	31.8
150×10^{-6}	33.3
220×10^{-6}	41.0
300×10^{-6}	44.4
350×10^{-6}	45.6
400×10^{-6}	45.6

があるが、対象試験体の梁柱が棒部材に近似でき、降雨の影響がないことなどから、ひずみは部材で一様に発生すると仮定し検討することとした。

FEM における収縮の影響の考慮について、様々な方法が想定される。例えば、ML3-H1 において梁に様な収縮ひずみを任意に与え、柱下端に発生する曲げモーメントについて試算した。収縮ひずみは温度変化として入力

し、クリープは考慮していない。表-3に算出結果を示す。柱下端の曲げモーメントは、梁に入力した収縮ひずみに比例して単調には増加しない様子が確認できる。

次に、収縮ひずみ、クリープ係数の履歴を入力する方法について検討した。算定式はコンクリー標準示方書⁹⁾を用いることとし、相対湿度は空中養生中の平均値(72%)を用いた。図-10に、ML3-H1における収縮クリープの入力値を示す。ML3-H1では梁柱ともに概ね同一の履歴を入力した。一方で、ML3-H1Pでは梁柱接合までの収縮ひずみを差引いた値を入力するとともに、クリープ係数は接合時の材齢を考慮して設定した。

3.4 解析結果

図-11に、最大主ひずみの分布、および100倍に拡大した変形を併せて示している。解析結果から梁柱接合後から曲げモーメントの変化量を算定した。ML3-H1では、梁の収縮ひずみが 176×10^{-6} のとき、柱下端に発生した曲げモーメントは $38.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$ であり、表-2に示した左柱の実験値と概ね一致し、概ね再現された。

ところで、収縮クリープの予測式を用いて、材齢100年を予測したところ、梁には 581×10^{-6} のひずみが確認され、柱下端に発生する曲げモーメントは $45.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$ であった。FEMでは引張ひずみが柱下端外側に集中して発生しているが、試験体では柱外側の側面に分散してひび割れが生じていたことから、ひび割れの再現性という視点では、この予測式の適用や、鉄筋とコンクリートの付着特性やひび割れモデルについて、検討の余地があるものと考えられる。一方で、ML3-H1Pでは、梁の収縮ひずみが 5×10^{-6} のとき、ひずみは殆ど発生せず、実験で得られたひび割れの発生結果と整合した。このとき柱下端に発生した曲げモーメントは $0.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$ であった。また、材齢100年での予測では $43.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$ であり、ML3-H1に比べて接合部内側のひずみがやや緩和された。

4. 骨組解析おける評価

4.1 概要

既往の検討³⁾を参考に、実験で得られた試験体に発生する不静定力を、短期曲げ剛性を用いた解析で評価する際に用いる、みかけの収縮ひずみについて検討する。短期曲げ剛性を用いた解析は、JRSNAP ver.5.1を用いた。

4.2 解析モデル

図-12に、ML3-H1およびML3-H1Pを対象とした骨組解析モデルを示す。接合部は設計で用いる常時の剛域を設定し、柱下端を完全固定とした。梁に $\epsilon_{cs} = 0 \sim 600 \times 10^{-6}$ を入力して非線形解析を行い、梁柱接合後から曲げモーメントの変化量を算定した。

4.3 解析結果

図-13(a)に、ML3-H1の無応力計(STR1およびSTR2)

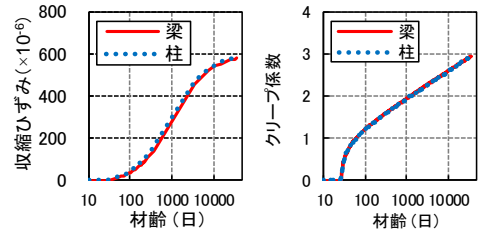


図-10 収縮クリープの入力値 (ML3-H1)

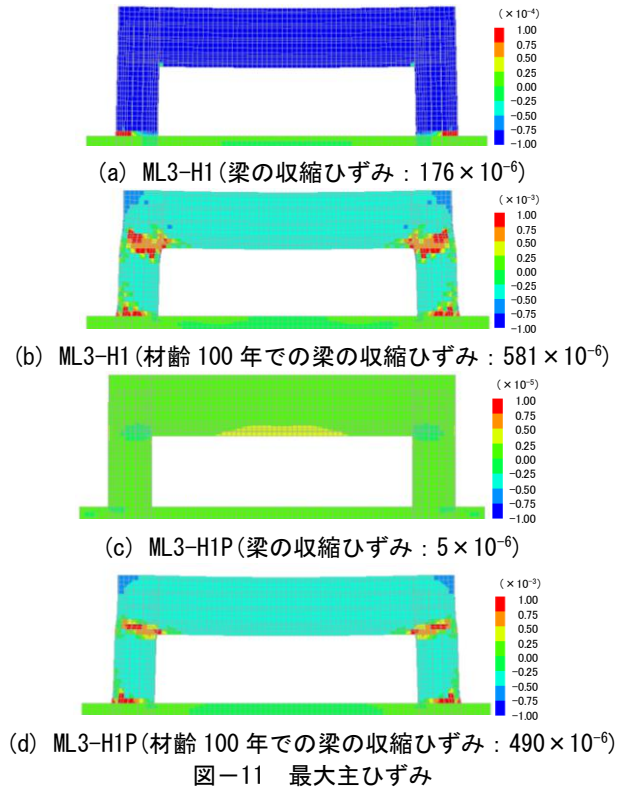


図-11 最大主ひずみ

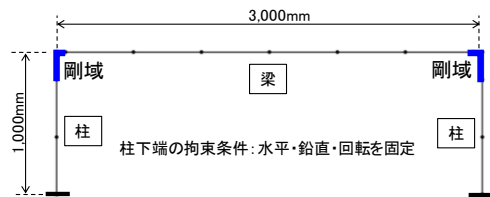


図-12 骨組解析モデル

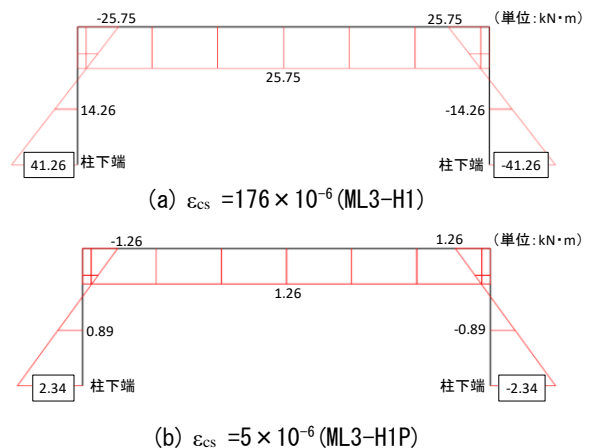


図-13 梁の収縮による発生曲げモーメント

を用いて計測された材齢 266 日での収縮ひずみの平均値 (176×10^{-6}) を梁に入力した際の、曲げモーメントを示す。柱下端には、曲げひび割れ発生時の曲げモーメント $M_c = 21.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$ を超過する曲げモーメント $41.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$ が発生した。一方、ML3-H1P の無応力計で計測された収縮ひずみ (5×10^{-6}) では、 $2.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$ であった (図-13 (b))。

図-14 に、梁の収縮ひずみと柱下端に発生する曲げモーメントの関係を示す。実線は、短期曲げ剛性を用いた解析で、梁の収縮ひずみを入力して得た結果であり、ひび割れ発生後は Branson の方法³⁾により算出されたものである。この値について、表-3 に示した FEM の結果と比較すると、梁に一樣に入力した収縮ひずみにより発生する柱下端の曲げモーメントは、骨組解析の結果が大きい値を示している。すなわち、柱の拘束により発生した不静定力により、柱および梁に断面力が生じる。その結果、ひび割れが発生し、FEM において不静定力が緩和していることが表現されていると考えられる。

また、図-14 には、4 材齢で計測された曲げモーメントの実験値 (表-2) を、それぞれの材齢で無応力計で計測された収縮ひずみと併せて示す。いずれの材齢および柱における計測でも、実験値は解析値を下回り、鉄筋による拘束やクリープの影響によるものと考えられる。また、左柱に比べて右柱の方が曲げモーメントが小さくなっており、柱下端や接合部のひび割れ (図-6) によって、剛性が低下したことが推察される。

4.4 見かけの収縮ひずみ

ML3-H1 において、無応力計で計測した収縮ひずみの実験値は、材齢 266 日で 176×10^{-6} 、左右柱の曲げモーメントの平均値は $25.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$ であった。短期剛性による解析値において、この曲げモーメントと等価となる収縮ひずみは、図-14 より 66×10^{-6} であった。すなわち、短期曲げ剛性を用いた解析で評価する際に用いる、縦梁の収縮ひずみは、実験における試験体および材齢を対象にすると、 ϵ_{cs} は 66×10^{-6} である。

ところで、試験では計測する材齢に限界があるが、3. に示した通り、FEM を用いることで任意の材齢における ϵ_{cs} が算定可能である。仮に 3.4 で得られた材齢 100 年の曲げモーメントの予測値 (ML3-H1 : $45.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 、ML3-H1P : $43.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$) を、実験値に代わり用いると、一体施工である ML3-H1 は 203×10^{-6} とやや大きい値を示したが、梁を十分養生した後に柱と接合した ML3-H1P では、 186×10^{-6} に緩和された。

以上の検討により、試験体に生じた曲げモーメントは、FEM によって概ね再現されるとともに、骨組解析 (短期曲げ剛性) において、その断面力と等価となる見かけの収縮ひずみを示した。今回の試験体では、降雨や断面内の水分分布の影響など検討の余地があるものの、今後、

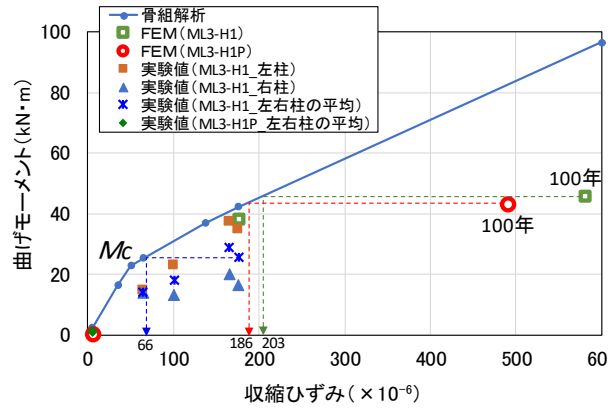


図-14 収縮ひずみと曲げモーメントの関係

構造物の諸元で同様の検討を蓄積することで、任意材齢における ϵ_{cs} の推定に寄与するものと考えられる。

5. まとめ

- (1) 実験結果から、梁の収縮ひずみが大きい試験体では、柱下端外側や接合部内側にひび割れが確認され、柱下端に発生する曲げモーメントが大きくなった。
- (2) 梁の収縮によって柱下端に発生した曲げモーメントの実験値は、FEM により概ね再現された。
- (3) 骨組解析において、材齢 100 年での対象試験体の柱下端に生じる曲げモーメントを再現するために必要な、見かけの収縮ひずみを推定した。設計で一般に用いられている 150×10^{-6} に対し、FEM では一体施工の場合で 203×10^{-6} であったが、梁を十分養生した後柱と接合することで 186×10^{-6} に緩和した。

参考文献

- 1) 土木学会：2017 年制定コンクリート標準示方書 [設計編]，2018.3
- 2) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造，丸善，2004.4
- 3) 涌井 一，鳥取誠一，渡辺忠朋：RC ラーメン高架橋の曲げひび割れに対する設計法，鉄道総研報告，Vol.5, No.10, 1991
- 4) 玉井真一，土屋智史，轟 俊太郎，小島謙一，前川宏一補強盛土一体橋梁の長期挙動の検討，土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造)，Vol.75, No.1, pp. 34-43, 2019.2
- 5) 阪田憲次，綾野克紀：コンクリートの乾燥収縮ひずみ予測式の提案，セメント・コンクリート論文集，No.43, pp.244-249, 1989
- 6) Maekawa, K., Ishida, T. and Kishi, T.: Multi-Scale Modeling of Structural Concrete, Taylor and Francis, 2008.
- 7) DIANA-10.1 User's Manual -Material Library first ed. 2017.2