

論文 プレストレストコンクリート構造物の不静定応力に関する一考察

三好 徹志^{*1}・大野 義照^{*2}・岸本 一藏^{*3}

要旨: プレストレストコンクリート構造における不静定応力（導入時不静定応力、クリープ不静定応力）の分布特性を把握するために、スパン数、層数、スパン長、工法の異なる架構の不静定モーメントを求め、定量的な比較を行った。不静定モーメントは架構の全長が長い程、層数が大きい程、大きくなる。多スパン、低層の架構では、クリープ不静定モーメントが柱のひび割れモーメントを上回る場合がある。

キーワード: 導入時不静定応力、クリープ不静定応力、スパン数、層数、スパン長

1. はじめに

プレストレストコンクリート（以下、PCと略記）架構においてプレストレスの導入によって生じる不静定応力には、導入時に生じる応力（以下、導入時不静定応力と呼ぶ）と、導入後のクリープ、乾燥収縮が原因で発生する時間依存性の応力（クリープ不静定応力）とがある。導入時不静定応力は、断面算定において“曲げ破壊に対して考慮すべき応力の組み合わせ”の中に含まれており¹⁾、設計用応力算定時に考慮しなければならないが、計算仮定における施工順序の無視等の算定結果に及ぼす影響が充分に検討されていない場合がある。一方、クリープ不静定応力は、1) 組立構造物、2) クリープ性状の著しく異なる部材から構成される構造物、3) スパン長の特に大きいPC梁や、曲げ剛性の大きい柱を多数含むPC構造物においては、断面算定に考慮する必要があるとされている¹⁾が、実設計で計算されることは少ない。こうした扱いの原因として、両不静定応力の特性が定性的に言及されてはいるが、定量的な把握がなされていないことが挙げられる。本報告は、スパン数、層数、スパン長の異なるモデル架構の不静定応力を求め比較し、導入時不静定応力、クリープ不静定応力の架構内での分布特性を定量的に評価することを目的とする。

2. 計算上の設定

2.1 検討方針

スパン数、層数、スパン長、および工法（場所打ち一体工法と組立工法）の異なるモデル架構について不静定応力を求め、側柱の柱頭、柱脚、および側柱と接続される梁端のモーメントを比較する。また、クリープ不静定応力については、柱はひび割れモーメント、梁は式(1)

$$1.7 (G+P) + X \quad (1)$$

G: 自重によるモーメント

P: 積載荷重によるモーメント

X: 導入時不静定モーメント

で表される長期の設計応力と比較することで、量的関係を把握することとする。図-1に、不静定応力により生じるモーメント（不静定モーメント）の一例を示す。同図の(a), (b), (c)はそれぞれ、導入時不静定応力、クリープ変形により発

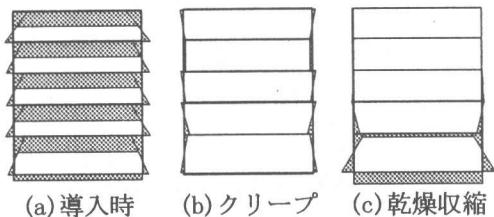


図-1 不静定曲げモーメントの一例

*1 大阪大学大学院 工学研究科建築工学専攻 工修（正会員）

*2 大阪大学教授 工学部建築工学科 工博（正会員）

*3 大阪大学助手 工学部建築工学科 工修（正会員）

生する不静定応力、乾燥収縮により発生する不静定応力を示し、工法は場所打ち一体の場合である。

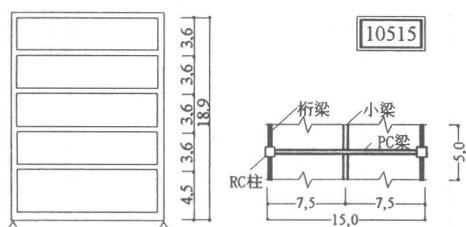
2.2 モデル架構

検討対象とするモデル架構²⁾は、一般的な事務所ビルを想定して、PC 梁、鉄筋コンクリート（以下、RC と略記）柱、RC スラブによって構成されている。

架構の規模は、“スパン数”は 1, 2, 3 スパンの 3 種類、“層数”は 2, 5, 8, 12 層の 4 種類、“スパン長”は 15, 20, 25m の 3 種類、“工法”は現場打ち一体工法、組立工法の 2 種類とし、合計 72 ケースとする。架構の桁行き方向負担幅 5m、階高は 1 層を 4.5m、基準層を 3.6m とし、スラブ厚は 0.15m である。モデル架構の名称はスパン数、層数、スパン長を順に並べたものとする。例えば、1 スパン、5 層、スパン長 15m の架構の名称は、10515 となる。

図-2 にスパン方向の 1 スパンを取り出したモデル架構の一例（10515）を示す。

PC ケーブルの配置形状は PC 設計施工規準・同解説¹⁾の付表 7.1 “プレストレスによる荷重項”の PC 鋼材配置ケース 2 において、 $a=l/2$, $b=0$, $e_a=X_n-0.25$, $e_b=D-X_n-0.15$ と設定したものとする（ X_n ：上縁から重心軸までの長さ、D：梁せい、単位は m）。導入プレストレス力は、PC 梁中央部下縁の引張応力が 0 になるように、表-1 のように設定する。なお、スラブの有効幅は、軸方向



柱	5	4	3	2	1
幅	0.70	0.75	0.75	0.80	0.85
成	0.70	0.75	0.75	0.80	0.85

単位 : m

図-2 モデル架構の一例

表-1 導入プレストレス力

スパン長	15m	20m	25m
最上層	2.94	3.43	4.41
基準層	2.45	2.94	3.43

単位 : MN

は全幅有効、曲げ方向は日本建築学会 RC 構造計算規準・同解説³⁾に基づいて求める。

コンクリート強度は、PC 梁は 35.3MPa、RC 柱は 26.5MPa、基礎梁は 20.6MPa とする。使用セメントは、早強ポルトランドセメントとする。

施工は以下の順序で行われるものとする。現場打ち工法：1 層ずつ PC 梁、RC 柱、RC スラブを打設し、材齢 3 週でプレストレスを導入、自重の載荷、多層モデルの場合は同様の手順を 3 週毎に繰り返す。組立工法：材齢 2 週で PC ケーブルを 1 次緊張（表-1 の導入プレストレス力 × 0.5）、梁自重載荷、材齢 4 週で、1 層ずつ PC 梁、RC 柱、RC スラブを剛接、PC ケーブルの 2 次緊張、自重を載荷する。多層モデルの場合は同様の手順を 1 週毎に繰り返す。両工法とも、積載荷重は、架構完成の 4 週後に、全層同時に載荷されるものとする。

なお、計算では、鉄筋の存在は考慮しない。

2.3 計算方法

導入時不静定応力、鉛直荷重時応力の計算は、PC 設計施工規準・同解説¹⁾に基づいて、2.2 で設定した施工順序に従って、弾性解析を行う。

クリープ不静定応力は、次の手順で求める。1) 架構を構成する各部材のクリープ、乾燥収縮による自由変形を求める、2) 1) で求めた変形を拘束するのに必要な外力（拘束力）を求める、3) モデル架構に大きさが等しく符号が反対の力を作用させ、拘束力を取り除く。

クリープ変形は、導入時不静定応力、鉛直荷重時応力に対して考慮する。クリープ係数、乾燥収縮は CEB-FIP MC-90⁴⁾に基づいて求める。環境設定は、温度 20°C、相対湿度 70% とする。モデル 10215 の各部材のクリープ係数、乾燥収縮の最終値を、一例として表-2 に示す。

コンクリートのクリープによるリラクセーシ

表-2 クリープ係数、乾燥収縮最終値の一例

	梁			柱	
	R	2	基礎	2	1
クリープ係数	1.76	1.75	0.70	1.97	1.97
乾燥収縮 ($\times 10^4$)	3.13	3.06	0.00	3.46	3.46

ヨンは、材令毎に代数的に求められる材齢係数 χ ⁵⁾（一般的に 0.6～0.9 の値）を用いて、弾性係数を $E/(1+\chi \phi)$ と低減することで考慮する。なお、部材のひび割れ発生等による応力変化、不静定応力の再配分については考慮しない。

3. 計算結果と考察

3.1 不静定応力の架構内の分布特性

架構使用状態で生じるモーメント（導入時、クリープ変形、乾燥収縮による不静定モーメント、鉛直荷重によるモーメント）の一例として、モデル 20520（現場打ち一体工法）の場合を図-3 に示す。同図から、1) 導入時不静定モーメントは、柱頭は最上層、柱脚、梁端は 2 層で最大になること、2) 乾燥収縮による不静定モーメントは、柱頭、柱脚、梁端ともに最下層で最大になること、3) クリープ変形による不静定モーメントが、クリープの対象と設定しているモーメントと比例していないこと、4) 乾燥収縮による不静定モーメントが、1 層柱頭、柱脚において、導入時不静定モーメントを上回ること、がわかる。1)～4) の理由として、それぞれ以下のことが考えられる。

- 1) 柱頭の導入時不静定モーメントが最上層で最大になるのは、他層と異なり、上層のプレストレス導入によって生じる逆方向のモーメントが加算されないためである。柱脚、梁端が 2 層で最大になるのは、柱の断面寸法が下層になるに連れて大きくなること、1 層の階高だけ他層よりも高いこと、が原因である。
- 2) 基礎梁は地中にあるため乾燥収縮を生じない。従って、2 層 PC 梁との軸方向変形の差が、他の箇所と比較して著しく大きくなることが原因である。
- 3) クリープ変形は、モーメントに対してのみ発生するのではなく、軸力、せん断力に対しても生

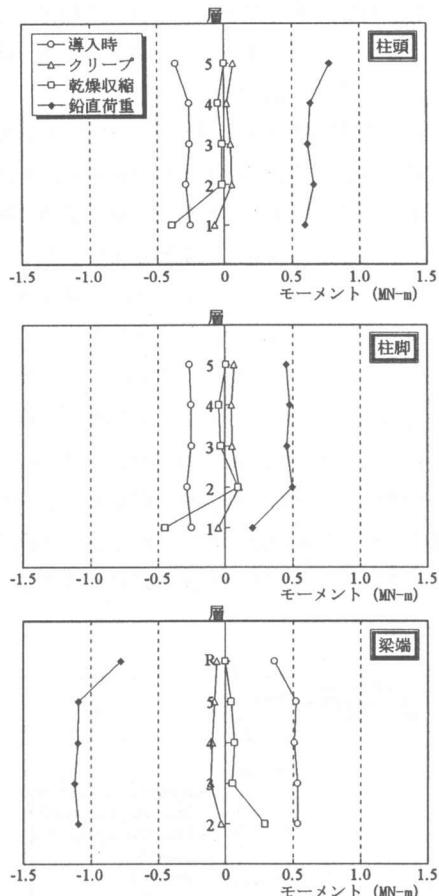


図-3 現場打ち工法のモデル 20520 に架構
使用状態で生じるモーメント

じるためである。

- 4) PC 梁と基礎梁の梁軸方向の乾燥収縮の差は、プレストレス導入時の変形の数倍になる場合がある。そのような場合はクリープによる柱、梁のコンクリートのリラクセーションを考慮しても、導入時不静定モーメントを上回る。

3.2 不静定応力と架構の規模の関係

不静定モーメントと架構の規模の関係を把握するために、スパン数、層数、スパン長の異なるモデル架構の不静定モーメントを計算し、現場打ち工法と組立工法に分けて比較する。以下の比較では、クリープ変形、乾燥収縮による不静定モーメントを併せてクリープ不静定モーメントとして扱う。比較箇所は、各不静定モーメントが最大になる箇所とする。従って、導入時不静定モーメント

ントは、柱頭は最上層の値、柱脚、梁端は2層の値、クリープ不静定モーメントは、全て最下層の値を比較することになる。

現場打ち工法のモデル架構について、導入時不静定モーメントを求め、最大値を比較したものを見図-4に示す。同図中の縦軸は、当該架構の層数である。同図から、導入時不静定モーメントは、1) スパン数が多いほど、またスパン長が長いほど、PC梁の軸方向変形量が増えるために、大きい値になると、2) 層数が増えると、下層の柱の断面寸法が大きくなり、PC梁の変形が拘束されるので、2層柱脚、梁端の値が、大きくなることがわかる。ただし、導入時不静定モーメントは、a) PCケーブルの配置形状によって生じる節点回転、b) PC梁の軸方向変形を他部材が拘束するこ

とによって生じる応力の組合せであり、両者の比率が、架構の規模が変わる度に変化するので、架構の全長（スパン数×スパン長）と導入時不静定モーメントは、必ずしも比例しない。

現場打ち工法のモデル架構について、クリープ不静定モーメントを求め、最大値を比較したものを見図-5に示す。同図中の縦軸は、当該架構の層数である。同図から、導入時不静定モーメントは、1) 導入時不静定モーメントと同様に、スパン数が多いほど、層数が高いほど、またスパン長が長いほど、クリープ不静定モーメントが大きくなること、2) 現場打ち工法と組立工法のクリープ不静定モーメントは、同様な傾向を示すこと、が分かる。両工法によるクリープ不静定モーメントが同様の傾向を示す理由として次の二つのことが言え

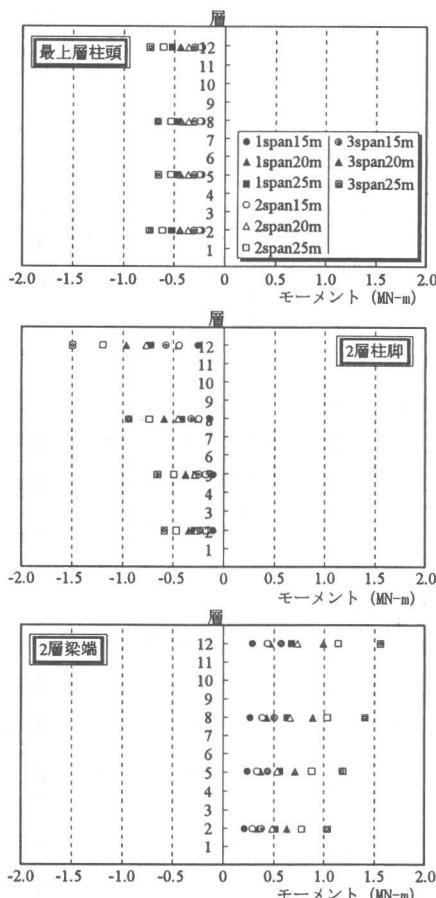


図-4 最大値をとる箇所の導入時不静定モーメントと架構の規模の関係

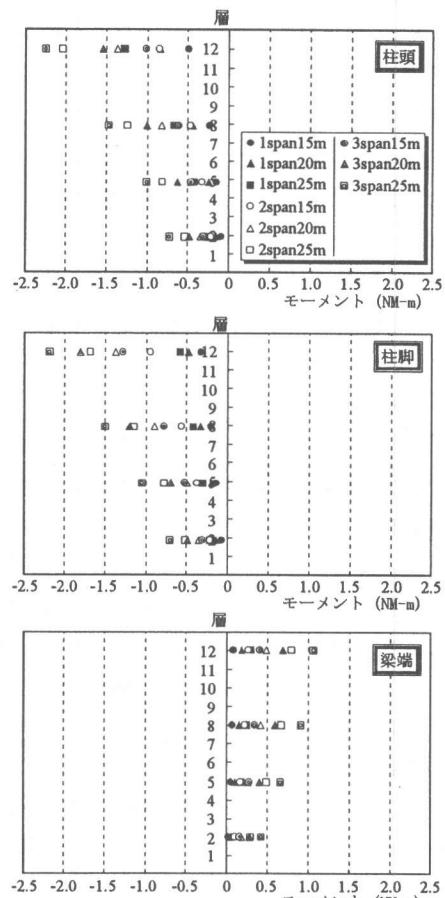


図-5 最下層のクリープ不静定モーメントと架構の規模の関係（現場打ち工法）

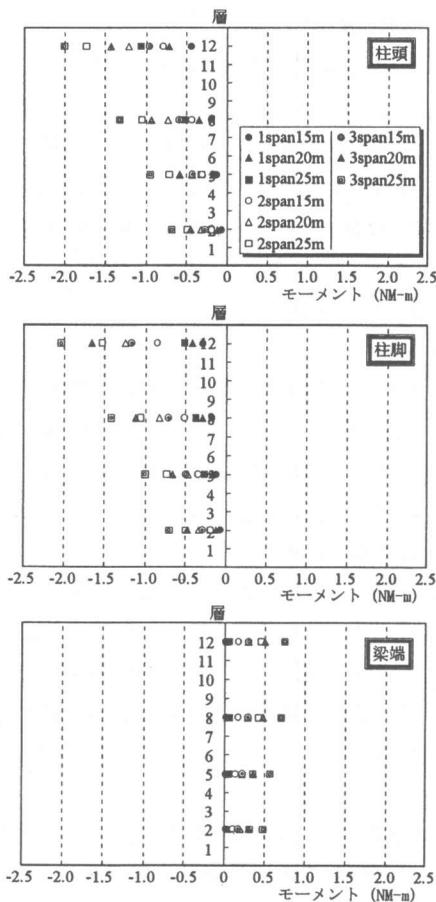


図-6 最下層のクリープ不静定モーメントと架構の規模の関係（組立工法）

る。第一に、クリープ不静定モーメント発生の原因となる、時間依存性の変形では、一般に梁の軸方向変形が支配的であり、本報告の設定では、この軸方向変形の中で、両工法による差が小さい乾燥収縮による変形が支配的であること。第二に、組立工法のPC梁は、一次緊張後、二次緊張が行われるまでに変形が進行するため、不静定状態での変形量が現場打ち工法の場合よりも小さくなること。

3.3 クリープ不静定応力と他応力の比較

柱頭、柱脚のクリープ不静定モーメントの、ひび割れモーメントに対する比率（以下、 M_{creep}/M_{crack} ）を求めたところ、現場打ち工法、組立工法とともに、同様の傾向を示したので、現場打ち工法の全架構の計算結果を図-7に示す。同図

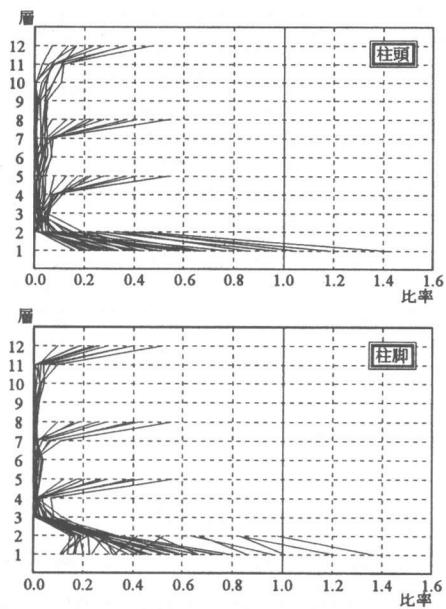


図-7 現場打ち工法の架構の柱頭、柱脚における M_{creep}/M_{crack}

から、1層柱頭、柱脚、2層柱脚において、クリープ不静定モーメントが、ひび割れモーメントを上回る場合があることが分かる。また、柱軸方向力が小さいためにひび割れモーメントが小さい最上層においては、クリープ不静定モーメントが、最大でひび割れモーメントの5割程度に達することがあるが、それ以外の箇所は、ひび割れモーメントの1割未満であることが分かる。

そこで、現場打ち工法の全架構の1層における M_{creep}/M_{crack} を、図-8に示す。同図縦軸は当該架構の層数である。同図から、低層、多スパン（全長の大きい）の架構では、柱頭、柱脚のクリープ不静定モーメントが、ひび割れモーメントを上回ることが分かる。

梁端、および梁中央におけるクリープ不静定モーメントの長期の設計応力に対する比率（以下、 M_{creep}/M_1 ）を求めたところ、現場打ち工法、組立工法が、ともに同様の傾向を示したので、現場打ち工法の場合を図-9に示す。なお、同図中の符号は、長期の設計応力と同一方向にクリープ不静定モーメントが生じる場合を正方向とする。従つて、正方向に大きい値をとる場合、長期の設計応

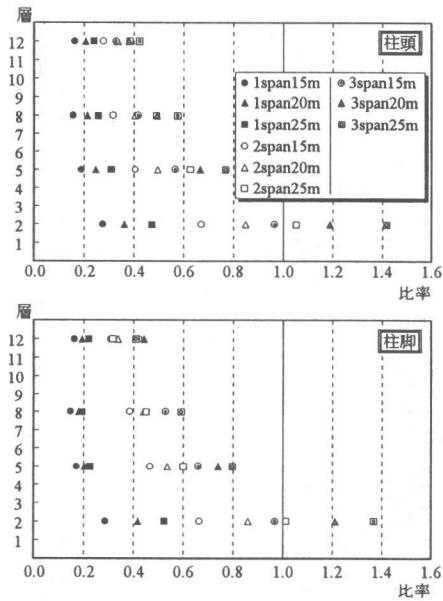


図-8 現場打ち工法の架構の1層柱頭、柱脚における、 M_{creep}/M_{crack}

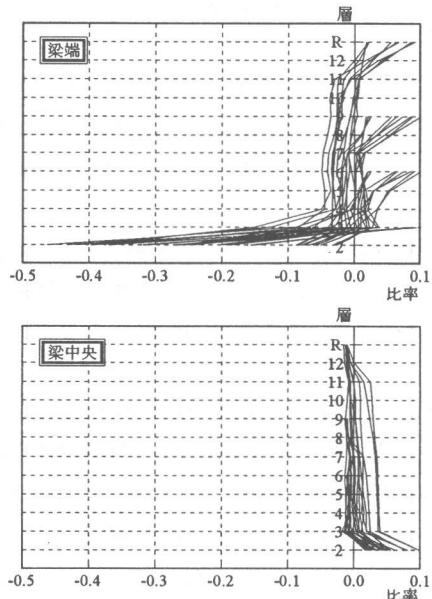


図-9 現場打ち工法の架構の梁端、梁中央における M_{creep}/M_I

力に加算される方向なので注意する必要がある。同図から、クリープ不静定モーメントを考慮すると、1) 2層梁端では、最大5割近く長期の設計応力を小さくすること、2) 1)以外の箇所で、クリープ不静定モーメントが長期の設計応力に与える変化は、最大で1割程度であること、が分かる。

4. まとめ

- 以上の検討結果をまとめると次のようになる。
- 1) 導入時、及びクリープ不静定モーメントは、
 - a) 架構の全長（スパン数×スパン長）が長いほどPC梁の軸方向変形量が大きくなり、
 - b) 層数が多いほど下層柱の断面寸法が大きくなり、梁の変形を拘束するので、最大値が大きくなる。
 - 2) RC柱のクリープ不静定モーメントをひび割れモーメントと比較すると、柱軸力が小さい低層で、かつ、スパン数が多い架構では、1層柱頭、柱脚、および2層柱脚のクリープ不静定モーメントが、ひび割れモーメントを上回る場合がある。
 - 3) 長期の設計応力において、クリープ不静定モーメントを考慮すると、現行の長期の設計応力は、2層梁端で最大5割小さくなる。但し、それ以外の箇所では、最大1割増減する程度である。

本研究は、(社)建築研究振興協会に設けられた共同研究「PC構造設計・施工指針の作成」⁶⁾の研究調整委員会(委員長 岡本伸)のもとの構造性能評価WG(主査 渡邊史夫)の研究の一環として行われたものである。

参考文献

- 1)日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説、日本建築学会、1987
- 2)吉田哲也、他：PC骨組み構造の一次固有周期と終局強度型設計用ベースシア係数に関する一考察、日本建築学会近畿支部研究報告集、1995、6
- 3)日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、日本建築学会、1991
- 4)CEB-FIP (1990) Model Code for Concrete Structures (MC-90), CEB.Thoman Telford, 1993
- 5)Ghali,A, Favre.R : コンクリート構造物の応力と変形、技報堂出版、P10~17, P345~359, 1986
- 6)岡本伸、他：PC構造設計・施工指針の開発(研究概要)、建築学会大会便覧概集(関東)構造IV, P825~826, 1997.9