論文　RC 柱に生じる初期応力を考慮した多層立体骨組の非線形解析

黒田　啓太[*1]・堀川　真之[*2]・浅里　和茂[*3]・清水　健次[*4]

要旨：高強度 RC 柱に生じる初期応力が実大高層鉄筋コンクリート造建物の地震時挙動に及ぼす影響を解明することを目的として，①高層 RC 造建物の短期挙動評価モデルの構築および②相似則を適用した実大建物の作成を通じ，③初期応力を考慮した実大建物の短期挙動について荷重増分解析に基づき検討した。その結果，柱に生じる初期応力は建物全体の応答に大きな影響は及ぼさないが，部材応答には大きく影響を与えることを確認した。また，初期応力は，柱に付加的なヒンジを形成させ，限界変形を過小評価するとともに，斜め 45° 載荷時においては短辺方向の損傷が大きく，ねじれ挙動が誘発される可能性を示唆した。

キーワード：高層 RC 造建物，初期応力，プッシュオーバー解析，縮小 20 層震動台実験，相似則

1. はじめに

高層の鉄筋コンクリート（以下，RC）造建物の耐震設計では，梁破壊型全体崩壊形を仮定し十分な靭性を確保する方針のもと，ヒンジを許容する柱についても拘束効果を適切に考慮して設計目標を達成している[例えば 1)]。近年，高層 RC 造建物の長周期地震動に対する安全性の検証を目的とした震動実験が実施され，慣用的な地震応答解析に基づき設計された建物について，概ね想定した崩壊機構を形成することが確認された[2)]。しかしながら，高強度 RC 部材には，コンクリートに生じる種々の時間依存挙動により初期段階において欠陥が発生することが報告されており[例えば 3)]，耐震設計上，これらが建物全体の地震時挙動に及ぼす影響を把握することも重要となる。

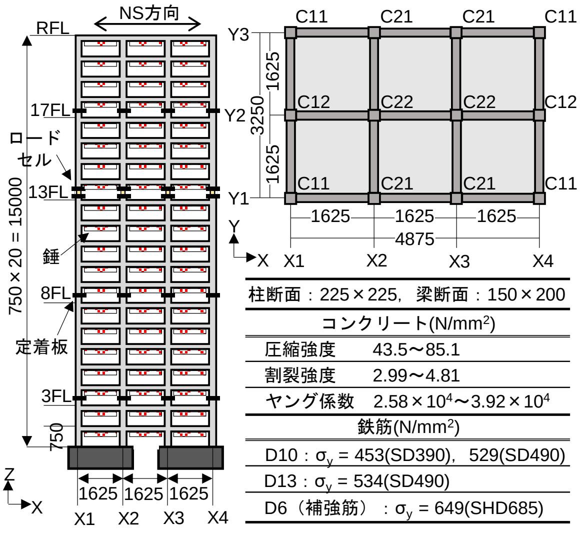
このような背景のもと，筆者らは，柱単体に焦点を当て，若材齢挙動ならびに長期にわたるクリープ挙動について軸力の再分配機構に着目し，ファイバーモデルへ初期応力をマクロに導入する手法を提案した[4)]。さらに，2 方向曲げ性能について考察した結果，初期応力が柱の剛性・耐力・履歴吸収能に影響を及ぼすことを確認し，建物全体系における検討を今後の課題として残した。

本報では，考慮する初期応力を柱部材のみに限定し，高層 RC 造建物の非線形地震応答に及ぼす影響を解析的に考察する。解析モデルの検証に必要な実験は存在しないため，信頼のある検討を行うためには慎重なステップが求められる。そこで，本論文では，①縮小 20 層 RC 造建物の震動台実験を解析対象試験体に選定し短期挙動を評価可能な解析モデルを構築する。続いて，②時間依存挙動の寸法依存性を回避するため，前述の縮小試験体を相似則に基づき実大スケール（原型）へ拡張する。最後に，③原型建物（全高さ 60m 越）へ初期応力を導入し，短期荷重解析を試みて地震時の挙動について考察する。

2. 地震応答解析モデルの構築

2.1 縮小実験の概要 [2)]

図－1 に試験体概要，**表－1** に部材諸元を示す。試験体は梁破壊型全体崩壊形を目標に設計され，実大寸法の 1/4 に相当する模型である。これらは，5 つのブロックに分けて作成され，定着鉄板を介して高力ボルトにより一体化されている。部材断面は全層共通であり，配筋について柱および梁はブロック毎に異なる。また，柱の軸応力度を実大と等しくするため，各階床に約 125kN の錘が付加されている。主要な入力波は，東北地方太平洋沖地震の際に関東にて観測された波（以下，観測波）および模擬波（以下，津島波）の 2 波について目標変形角を満足するよう増幅されたものであり，長周期成分を含む全 5 波である。また，各層の加速度，梁端上下縁の軸変位，主筋のひずみ度が計測され，13 階の柱に取りつけられたロードセルからは軸力およびせん断力が計測されている。



柱断面：225×225，梁断面：150×200	
コンクリート(N/mm^2)	
圧縮強度	43.5～85.1
割裂強度	2.99～4.81
ヤング係数	2.58×10^4～3.92×10^4
鉄筋(N/mm^2)	
D10：σ_y = 453(SD390)，529(SD490)	
D13：σ_y = 534(SD490)	
D6（補強筋）：σ_y = 649(SHD685)	

図－1　試験体概要 [2)]（単位：mm）

*1 日本大学大学院　工学研究科　建築学専攻　博士前期課程（学生会員）
*2 日本大学　工学部建築学科　助教　博士（工学）（正会員）
*3 日本大学　工学部建築学科　教授　博士（工学）
*4 開発設計コンサルタント　建築事業部

表－1　縮小試験体の部材諸元（文献 2 の断面リストに p_t%, p_w%を筆者が加筆）

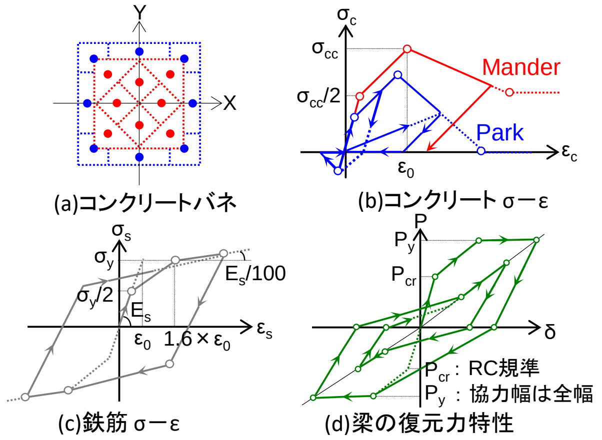
階	柱　225×225(mm)				階	梁　150×200(mm)	
	C22	C12	C11	C21		GX	GY
20～17	8-D10 囲-D6@90, p_t =0.42, p_w =0.63				R, 20	3/3-D10 2-D6@100 p_t =0.82, p_w =0.42	3/3-D10 2-D6@100 p_t =0.90, p_w =0.42
17～13	8-D10 囲-D6@90, p_t =0.42, p_w =0.63			12-D10 囲-D6@90, p_t =0.56, p_w =0.63	19, 18	3+1/3-D10 2-D6@100 p_t =0.82, p_w =0.42	3+1/3-D10 2-D6@100 p_t =0.90, p_w =0.42
13～8	8-D10 囲-D6@90 p_t =0.42, p_w =0.63	12-D10 囲-D6@90 p_t =0.56, p_w =0.63	8+1-D13 囲-D6@90 p_t =0.75, p_w =0.63	12-D10 囲-D6@90 p_t =0.56, p_w =0.63	17, 16	3+1/3-D10 2-D6@85 p_t =0.82, p_w =0.50	3+2/3+1-D10 2-D6@85 p_t =1.27, p_w =0.50
8～2	12-D10 囲-D6@90 p_t =0.56, p_w =0.63	12-D13 囲-D6@90 p_t =1.00, p_w =0.63	12+2-D13 囲-D6@90 p_t =1.00, p_w =0.63	12-D13 囲-D6@90 p_t =1.00, p_w =0.63	15～13	3+2/3+1-D10 2-D6@85 p_t =1.16, p_w =0.50	3+2/3+2-D10 2-D6@85 p_t =1.65, p_w =0.50
					12～9	3+2/3+1-D10 2-D6@60 p_t =1.16, p_w =0.70	3+2/3+2-D10 2-D6@60 p_t =1.65, p_w =0.70
1	12-D10 囲-D6@50 p_t =0.56,p_w=1.13	12-D13 囲-D6@50 p_t =1.00, p_w =1.13	12+2-D13 囲-D6@50 p_t =1.00, p_w =1.13	12-D13 囲-D6@50 p_t =1.00, p_w =1.13	8～2	3+3/3+2-D10 2-D6@60 p_t =1.50, p_w =0.70	3+3/3+3-D10 2-D6@60 p_t =2.03, p_w =0.70

2.2 解析モデルの概要

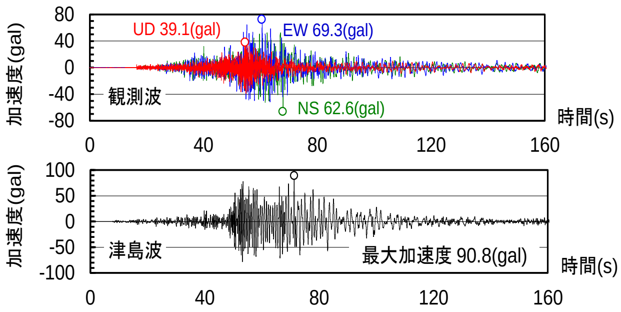
本論文では，柱はマルチスプリングモデルにより理想化し，梁は部材の復元力に基づきモデル化した。**図－2** に離散図，応力－ひずみ関係および梁の復元力特性を示す。かぶりコンクリートは Park ら [6]のモデル，コアコンクリートは強度上昇と靭性の増大を Mander の手法 [7]によりモデル化した。引張側は 2 直線とし，コンクリートの履歴特性は Li[5]に従うこととする。鉄筋は，配筋と同じ位置にバネを配置し，接合部からの主筋の抜け出しを考慮するため，トリリニア型を仮定した [5]。梁について，Degrading Tri-Linear 形復元力特性 [8]を採用し，スラブの協力幅は既往の FEM 解析結果 [9]を参照して全幅を有効と仮定した。なお，柱および梁とも，せん断変形に対して弾性とした。接合部は剛とし，RC 規準 [10]に従い縁より材せいの 1/4 入った位置まで有効とした。床は剛床を仮定し，P－Δ 効果による付加応力を考慮する。境界条件は，最下階柱脚について全方向の併進および回転を拘束した。**図－3** に入力加速度を示す。観測波は 3 軸であり，桁行方向に NS 成分が入力され，同方向の加速度が増幅（100～300%）されている。一方，津島波は増幅倍率 150%および 200%が桁行方向にのみ入力されている。解析では実験と同様にこれらの波形を連続的に入力した。減衰は瞬間剛性比例型を仮定し，減衰定数 h＝5%とした。

2.3 解析結果と考察

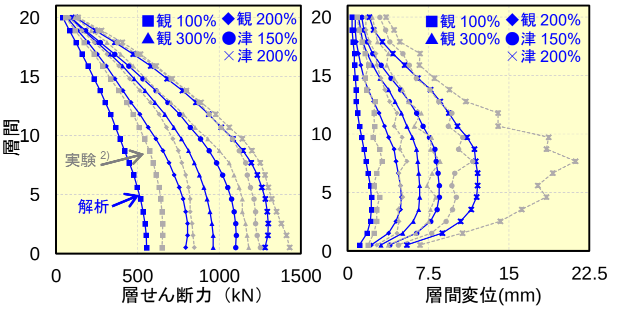
図－4 に最大応答時の検証結果を示す。層せん断力について観測波 200%では実験値を 2 割程度過小評価するものの，その対応は概ね良く，梁の終局強度算定については妥当であるものと判断できる。一方，層間変位に着目すると津島波について，解析は実験と大きく乖離している。特に 8 階の応答は，実験値の 1/2 を下回る。**図－**



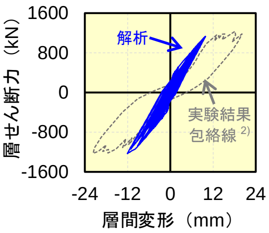
図－2　柱の離散化，応力－ひずみ関係および復元力



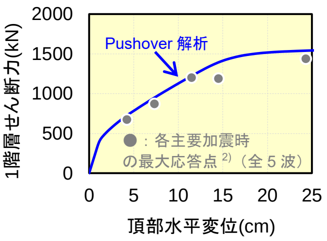
図－3　入力加速度



図－4　層せん断力および層間変位の検証結果



図－5　8 階の応答比較



図－6　Pushover 解析結果

5 に 8 階の層せん断力－層間変位関係を示す。履歴に着目すると，スリップやピンチングを再現できておらず，変位を大きく過小評価した原因であるものと考えられる。**図－6** に Pushover 解析の結果を示す。実験値を若干過大評価している点は前述の理由によるものである。以上のことから，梁のモデル化について改善が必要であるが，観測波に対する応答は概ね妥当であることから，本モデルをベースに検討を進めることとする。

3.　相似則による原型建物への拡張

若材齢挙動は水和反応に起因するため，実大スケールを対象に検討することの重要性が指摘されている [3]。よって，本節では，前節の縮小実験を有効活用し，縮尺係数の確認と地震応答の比較に主眼を置きながら，原型建物の作成に着手する。なお，文献 [2] より必要な縮尺係数を具体的に把握することができないため，相似則のルールを仮定し，その妥当性についても併せて確認する。

3.1　縮尺係数の仮定と検証

ここでは，文献 11 および 12 を参照して縮尺係数を仮定する。基礎相似則を次式のように定義する。

長さ：$L_m = (1/\lambda)L_p$　　(1)

時間：$T_m = (1/\beta)T_p$　　(2)

単位体積質量：$\rho_m = (1/\gamma)\rho_p$　　(3)

表－2　仮定した相似則

重量	$W_m = (1/\lambda^3)W_p + W_{add}$
加速度	$\alpha_m = \alpha_p$
ヤング率	$E_m = E_p$
応力	$\sigma_m = \sigma_p$
ひずみ	$\varepsilon_m = \varepsilon_p$
周期	$T_m = (1/\sqrt{\lambda})T_p$

ここで，mは模型，pは原型である。本報では，原型と模型の関係について，破壊状況を同程度とするため，$\sigma_m = \sigma_p$，$\alpha_m = \alpha_p$の条件を仮定する。これにより，前式は次式のように表現される。

長さ：$L_m = (1/\lambda)L_p$　　(4)

時間：$T_m = (1/\sqrt{\lambda})T_p$　　(5)

単位体積質量：$\rho_m = \lambda\rho_p$　　(6)

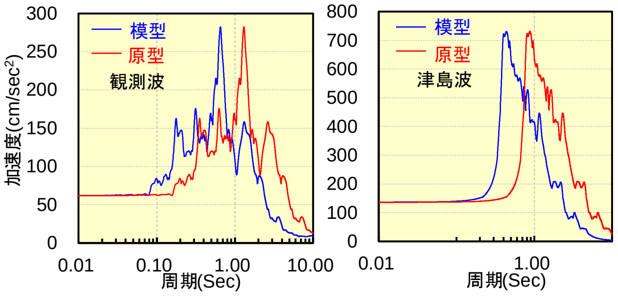
表－2 に式(4)～(6)を適用した相似則一覧を示す。このように，当該ルールでは，全ての縮尺係数が係数λにより表現される。ただし，模型の材料特性（**表－1** 参照）から，式(6)は$\rho_m \approx \rho_p$と推察される。よって，表中の重量は，第 2 項に示す錘の付加W_{add}により整合性を図るものとする。**表－2** を適用し前節と同様にモデル化した建物について，RC 規準 [10]に基づき圧縮強度に応じた単位体積重量から全重量を算出したところ，W_p=68960(kN)であった。一方，模型に付加された錘の合計は 2500(kN)である。これらを重量の計算式に$\lambda = 4$，第 2 項に 2500(kN)として代入し計算した結果，模型の重量は 3577(kN)となった。実験結果によると，模型試験体の総重量が 3557(kN)であり，計算結果と概ね一致する。以上のことから，本報において仮定した相似則は概ね妥当であるものと考えられる。

3.2　原型建物の概要

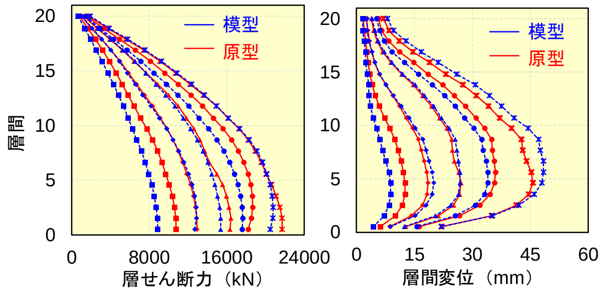
表－3 に原型建物の部材緒元を示す。せん断補強筋間

表－3　相似則を適用した原型建物の部材諸元

階	柱　900×900(mm)				階	梁　600×800(mm)	
	C22	C12	C11	C21		GX	GY
20～17	8-D38 囲-D13@90, p_t =0.42, p_w =0.63				R, 20	3/3-D38 2-D13@100 p_t =0.82,p_w=0.42	3/3-D38 2-D13@100 p_t =0.90, p_w =0.42
17～13	8-D38 囲-D13@90, p_t =0.42, p_w =0.63			12-D38 囲-D13@90, p_t =0.56, p_w =0.63	19, 18	3+1/3-D38 2-D13@100 p_t =0.82, p_w =0.42	3+1/3-D38 2-D13@100 p_t =0.90, p_w =0.42
13～8	8-D38 囲-D13@90 p_t =0.42, p_w =0.63	12-D38 囲-D13@90 p_t =0.56, p_w =0.63	8+1-D51 囲-D13@90 p_t =0.75, p_w =0.63	12-D38 囲-D13@90 p_t =0.56, p_w =0.63	17, 16	3+1/3-D38 2-D13@85 p_t =0.82, p_w =0.50	3+2/3+1-D38 2-D13@85 p_t =1.27, p_w =0.50
8～2	12-D38 囲-D13@90 p_t =0.56, p_w =0.63	12-D51 囲-D13@90 p_t =1.00, p_w =0.63	12+2-D51 囲-D13@90 p_t =1.00, p_w =0.63	12-D51 囲-D13@90 p_t =1.00, p_w =0.63	15～13	3+2/3+1-D38 2-D13@85 p_t =1.16, p_w =0.50	3+2/3+2-D38 2-D13@85 p_t =1.65, p_w =0.50
					12～9	3+2/3+1-D38 2-D13@60 p_t =1.16, p_w =0.70	3+2/3+2-D38 2-D13@60 p_t =1.65, p_w =0.70
1	12-D38 囲-D13@50 p_t =0.56,p_w=1.13	12-D51 囲-D13@50 p_t =1.00, p_w =1.13	12+2-D51 囲-D13@50 p_t =1.00, p_w =1.13	12-D51 囲-D13@50 p_t =1.00, p_w =1.13	8～2	3+3/3+2-D38 2-D13@60 p_t =1.50, p_w =0.70	3+3/3+3-D38 2-D13@60 p_t =2.03, p_w =0.70



図－7　加速度応答スペクトルの比較（減衰 5%）

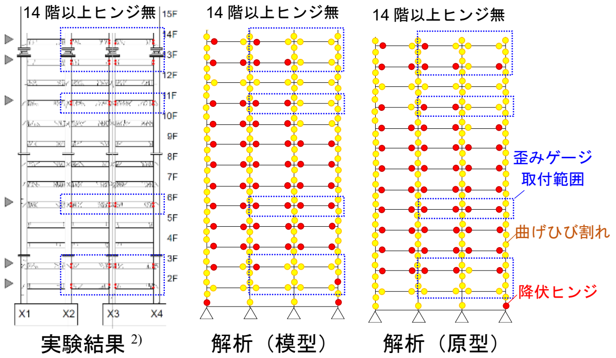


図－8　模型および原型建物の挙動比較

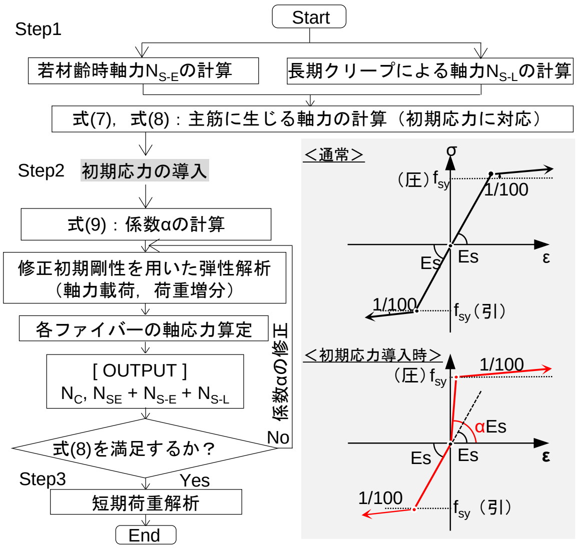
隔について，**表－2** を適用すると現行規定を満足しない。これは，Ying ら [13] が指摘するように，全ての条件について相似を満足することが困難なためである。本研究の主要目的が建物全体の地震応答を評価する点であることを考慮すると，優先すべき相似条件は水平抵抗部材の耐力である。よって，部材の終局強度が相似になれば良く，現実的な鉄筋種別を選択し，引張鉄筋比およびせん断補強筋比が模型＝原型の関係を保てば良い。**図－7** に加速度応答スペクトルを示す。模型と原型において全体形状が相似であることが確認でき，ともに 1（秒）を超える長周期成分が卓越していることが読み取れる。

3.3　原型建物の応答

図－8 に原型建物の応答を示す。各軸は，模型試験体に対する解析値を相似則に基づき拡大している。図より，原型建物の応答は，模型の応答と概ね一致している。**図－9** に損傷状況を示す。実験におけるひずみゲージは青枠内の部材端にのみ貼り付けられており，その内，赤丸は部材端部が降伏した箇所を示している。解析では，断面内の引張主筋が全て降伏した時点をヒンジの形成と判断とした。図より，ヒンジ形成階も概ね一致していることから，損傷についても妥当であることを確認した。



図－9　全加震終了時の損傷状況の検証（1～14 階）



(a)シミュレーションフロー　　(b)初期応力の導入方法

図－10　RC 柱に対する初期応力の導入手法 [4]

4.　初期応力を考慮した実大立体骨組の地震応答

4.1　初期応力の導入手法

図－10 に初期応力導入手法を示す [4]。初期応力は，若材齢期と長期に大別し，主筋に累積される応力を求めることから開始する。若材齢期の初期応力は，ヤング係数や自己収縮ひずみ等の体積変化を考慮する必要があるため筆者らの提案する実大高強度 RC 柱を対象とした FEM 応力解析 [14]等により評価する。一方，長期クリープによる初期応力は，ひずみの適合条件より，CEB モデルコード [15]から求めたクリープひずみに主筋のヤング係数を乗じて評価する。続いて，力の釣合条件を利用した次式により，各負担軸力を算出する（Step1）。

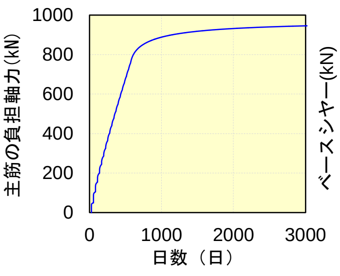
$$N_S(t,t_0)=N_{SE}+N_{S-E}+N_{S-L} \tag{7}$$

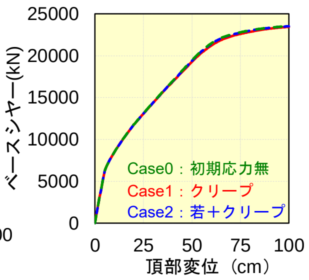
$$N_C(t,t_0)=N-N_S(t,t_0) \tag{8}$$

ここで，$N_S(t,t_0)$は任意時間に主筋に生じる応力，N_{SE}は主筋に生じる弾性応力，N_{S-E}は主筋に生じる若材齢時の応力，N_{S-L}は主筋に生じる長期クリープによる応力，$N_C(t,t_0)$は任意時間にコンクリートに生じる応力，Nは作用軸力である。式(7) および(8)はコンクリートの時間依存性により再分配された初期応力に対応する。次に，初期応力をマクロに導入するため，**図－10(b)**に示す係数αを次式により算出する（Step2）。

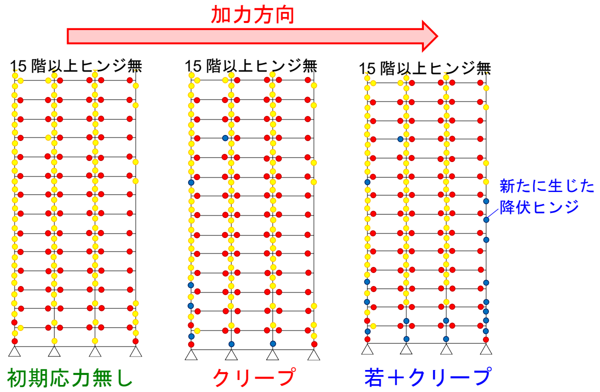
$$\alpha=\frac{N_S(t,t_0)}{\varepsilon_C(t,t_0)\times A_S}\Big/E_S \tag{9}$$

ここで，A_Sは主筋の全断面積，E_Sは主筋のヤング係数，$\varepsilon_C(t,t_0)$は任意時間に生じたコンクリートのひずみである。最後に，長期軸力を載荷した弾性解析より式(8)を満たすことを確認後，Step3 を実施し，本フローを終了する。





図－11　負担軸力の推移　　**図－12　全体応答の比較**



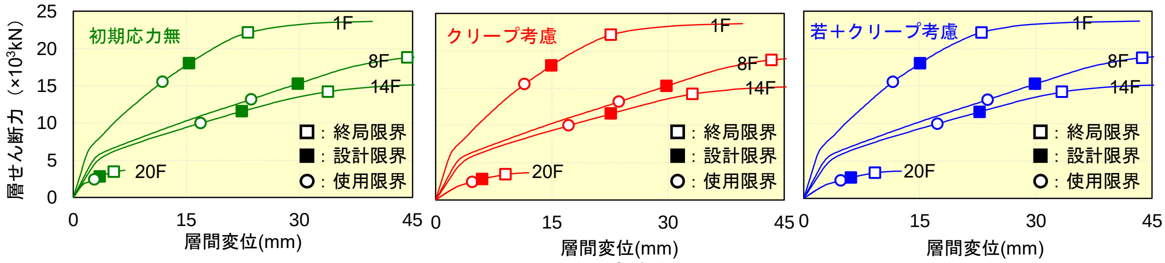
図－13　Y1,Y3 通りの損傷状況（X 方向加力時）

4.2　初期応力の確認

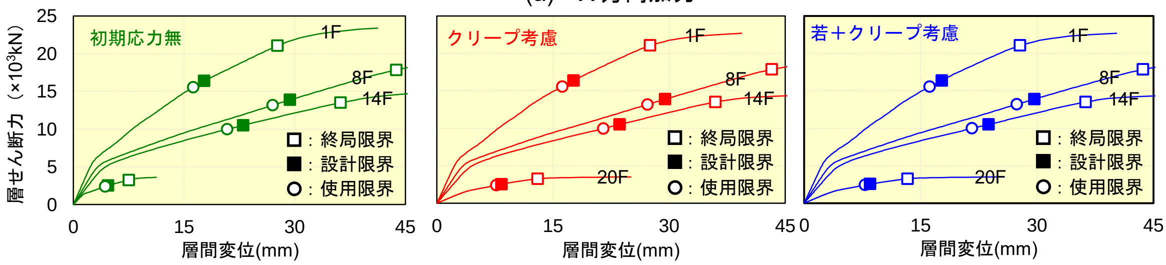
図－11 に 1 階における C22 の負担軸力の推移を示す。ここでは，28 日毎に各階が施工され下階柱に軸力が作用されるものとする。応力には，長期クリープによる付加応力と弾性軸力が含まれる。なお，本建物における若材齢期の初期応力は，高強度コンクリートが使用されている 1～8 階において若干過大ではあるが 1 本あたり 80N/mm^2 とした [14]。一方，9～20 階は普通強度コンクリートが使用されていることから前述の仮定は明らかに過大である。よって，本検討では，当該階の若材齢初期応力を無視することとする。本報では，推移が落ち着く 2000 日（打設から 5.5 年）を対象とした。この時点では，作用軸力の約 1.5 割弱が鉄筋へ推移していることとなる。

4.3　初期応力が部材・建物応答に及ぼす影響

ここでは，X，Y 方向および 45° 方向に荷重増分解析を実施し，初期応力が損傷や変形に及ぼす影響について考察する。なお，荷重は実験との対応が良い Ai 分布を仮定し（図－6 参照），津島波 200%入力時の頂部の最大応答変位を目標に増分載荷する。まず，X 方向について全体応答に着目すると（図－12），全 Case とも良く一致しており大きな違いは見受けられない。しかし，ヒンジの形成状況は大きく異なる。図－13 に骨組の損傷状況を示す。クリープを考慮すると最下階，引張軸力を受ける下層階および中間階の柱にヒンジが形成される。この傾向は，若材齢を考慮することでさらに顕著に表れ，圧縮軸力側でも降伏ヒンジが発生する。柱の影響は，各種限界状態にも影響を及ぼす。図－14 に使用・設計・終局限界各時をプロットした各層の応答を示す。ここでは各種限界状態を文献 16 に基づき定義する。例えば，X 方向について，使用限界は C_B=0.2，設計限界は地震力の重心が作用する 14 階床位置の全体変形角が 1/120，終局限界は 1/80 に達したステップとなる。初期応力を考慮すると層の変形が大きく進み，その傾向は上層階の Y 方向に顕著に表れ，20 階の変形量は約 2.0 倍に達する。このことを考察するために，図－15 に終局限界時の水平変形成分を示す。曲げ成分は側柱の軸縮み差から求め，せん断成分は全成分から曲げ成分を除いている。図より，初期応力により，1 階の曲げ成分が 5%前後増大していることが分かる。3 階以上ではせん断変形が卓越し，大きな違いは見受けられない。よって，最上階の変位の増大は，最下層柱のヒンジの影響が大きいものと考えられる。図－16 に 45° 載荷時における載荷方向（x 方向）および載荷直

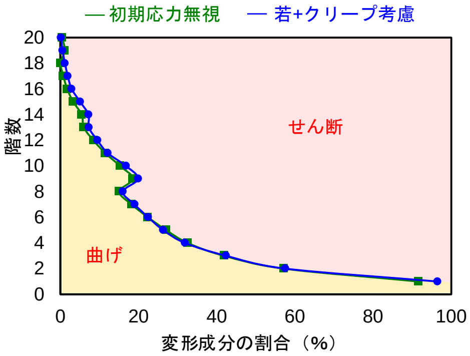


(a)　X 方向加力

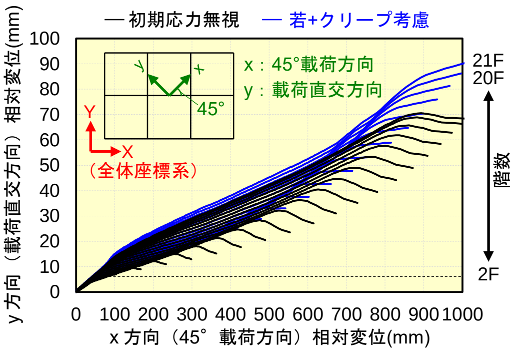


(b)　Y 方向加力

図－14　限界変形角の比較



図－15　終局限界状態における水平変形成分の分離



図－16　x 方向相対変位－y 方向相対変位（45°載荷）

交方向（y 方向）の変形量を示す。図より大きく x 方向に傾き変形することが分かる。一方，初期応力を考慮すると，y 方向の変形が増加することから，ねじれ挙動が誘発される可能性がある。これは，前述の通り，初期応力により，y 方向の損傷が付加され同方向の変形が進むためである。ねじれ挙動は，動的な付加応力によって大きく挙動が異なるため，今後，応答解析を通じた検討が必要になると考えられる。

5. まとめ

(1) 相似則を適用した原型建物の地震応答は模型実験の応答と概ね一致した。

(2) 初期応力が全体応答に及ぼす影響は小さいが，損傷の観点からは部材応答に大きな影響を及ぼす。

(3) RC 柱に生じる初期応力は，隅柱の下層・中層階および中柱にヒンジを形成させ，設計時に想定する限界変形角を過小に評価している可能性がある。

(4) 初期応力により生じる柱のヒンジは，建物のねじれ挙動を誘発する可能性があり，今後，応答解析に基づく検討が必要である。

謝辞

研究の遂行にあたり，(株)大林組による貴重な実験成果を使用させていただきました。また，白井伸明日本大学名誉教授にご助言を頂きました。ここに記して謝意を表します。本研究は，JSPS（若手研究(B)，課題番号：50794525，代表者：堀川真之）の助成を受けて行われたものである。

参考文献

1) 国土交通省建築研究所：鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発，pp.131-150, 2001
2) 杉本訓祥ほか：縮小 20 層 RC 造建物試験体の震動実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.2，pp.325-330，2013
3) 片寄哲務ほか：高強度コンクリートの若材齢時における力学特性と自己収縮挙動，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.1，pp.497-502，2006
4) 堀川真之ほか：高強度 RC 柱に生じる初期応力が 2 方向曲げ性能に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.40，No.2，pp.115-120，2018
5) Li Kang-Ning: CANNY-C, A Computer Program For 3D Nonlinear Dynamic Analysis of Building Structures, research report, National Univ. of Singapore, 1992
6) Park et.al.,: Ductility of Square-Confined Concrete Columns, J., Struct. Eng., ASCE, Vol.108, No.4, pp.929-950, 1982
7) J.B.Mander: Theoretical Stress-Strain Model for Confained Concrete, J., Struct. Eng., ASCE, Vol.114, No.8, pp.1804-1826, 1988
8) 江戸宏彰ほか：鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答フレーム解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1877-1878，1977
9) 米澤健次ほか：縮小 20 層 RC 造建物試験体の長周期地震動による震動実験，その 6　大規模モデルによる非線形 FEM 解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.663-664，2013
10) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，pp.87-88，2010
11) 石丸辰治ほか：動的実験法における相似則について，日本大学理工学部学術講演会論文集，pp.77-79，1985
12) 南宏一（委員長）：コンクリート構造物の構造実験評価研究委員会報告書，JCI，pp.144-146，2004
13) Ying Zhou et.al.,: Study on the seismic performance of multi-tower connected structure, Struct. Design Tall Spec. Bulid. 20, 387-401,2011
14) 堀川真之ほか：3 次元 FEM による若材齢挙動を考慮した超高強度 RC 柱の応力解析，日本建築学会構造系論文集，第 80 巻，第 715 号，pp.1447-1457，2015.9
15) Comite Euro-International du Beton: CEB-FIP Model Code 1990, Final Draft, 1991.7
16) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説，pp.426-440，1999.8