

# 論文 拘束剛性から推定される梁の軸方向変形に基づく柱のせん断力増分の評価

真田 靖士<sup>\*1</sup>・壁谷澤 寿海<sup>\*2</sup>

**要旨:** 梁の軸方向変形を考慮し得る骨組解析プログラムを開発し、軸方向変形拘束を受ける鉄筋コンクリート造梁の逆対称載荷実験により、プログラムで用いた部材モデルの妥当性を検証した。鉄筋コンクリート造骨組において、梁の軸方向変形によって柱に付加される水平変位を梁の伸びに対する拘束剛性を考慮した簡単なモデルを用いて評価し、骨組解析と比較した。また、この付加水平変位を用いて柱のせん断力増分を推定する方法について検討した。さらに、地震応答解析を行い、繰り返し入力が入力が柱の付加水平変位に与える影響を示した。

**キーワード:** 梁の軸方向変形, 柱のせん断力, 拘束剛性, 地震応答解析

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物では、大変形域における靱性能の確保という観点から、あらかじめ崩壊機構を計画して設計することが望ましいと考えられている。計画された崩壊機構を確実に実現するためには、地震動が入力する際の建物の応答を正確に把握することが不可欠となる。筆者らは、鉄筋コンクリート造梁部材の材料特性に起因する軸方向への伸び現象<sup>1)</sup>に着目し、梁の軸方向変形が建物の応答に大きな影響を与えること、その結果として理想的な崩壊機構を形成しなくなる可能性があることなどを示した<sup>2)</sup>。また、梁の伸びによる柱のせん断力の増大を、梁を剛体と仮定した簡単なモデルを用いて定量的に評価する方法について提案した<sup>3)</sup>。

本研究では、文献 3) で用いた梁を剛体と仮定したモデルに、梁の軸方向伸びが柱に拘束されることにより生じる圧縮変形を考慮して、さらに精度よく柱に付加される水平変位およびせん断力増分を推定する方法について検討する。また、筆者らによる軸方向変形拘束を受ける鉄筋コンクリート造梁の逆対称載荷実験<sup>4)</sup>より、解析で用いる部材モデル(ファイバーモデル)の妥当性を検証する。

## 2. 部材モデルの検討

本研究のテーマである梁の軸方向変形は、部材を構成するコンクリートがひび割れ後に引張力を負担せず、断面の中立軸が圧縮側に移動することに起因する。よって、梁部材の解析モデルには部材断面の材料特性を直接扱うことができるファイバーモデルを用いる。文献 2) では、梁の軸方向変形に着目した多層多スパン平面骨組模型の繰り返し載荷実験<sup>5)</sup>を参考にモデルの妥当性を検証したが、ファイバーモデルの柔性分布などについては未検討であった。そこで、筆者らによる軸方向変形拘束を受ける鉄筋コンクリート造梁の逆対称載荷実験<sup>4)</sup>より、モデルの妥当性を再度検証する。

### 2.1 実験概要

モデルの検証には軸方向変形に対する拘束剛性を 100tonf/cm とした、梁せい 450mm、せん断スパン比 2 の試験体を用いた。図-1 に試験体の詳細を示す。

載荷方法は逆対称載荷であり、軸方向変形に対して一定の剛性で軸力を作用している。載荷履歴は荷重制御で 1/400 を 1 回、変位制御で 1/200, 1/100, 1/67, 1/50 を各 2 回である。

その他、実験の詳細は文献 4) を参照する。

\*1 東京大学大学院 工学系研究科 建築学専攻 (正会員)

\*2 東京大学地震研究所 教授 工博 (正会員)

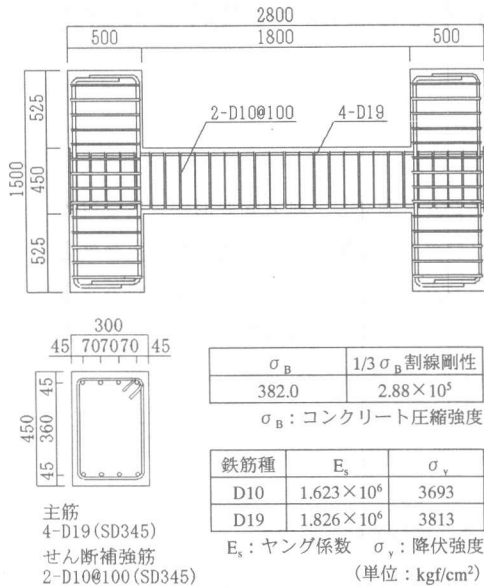


図-1 試験体詳細

## 2.2 柔性分布

鉄筋コンクリート造部材をファイバーモデルに置換する際、曲げおよび軸方向変形それぞれについて部材軸に沿う柔性分布を仮定する必要がある。ここでは、実験結果を用いて曲げおよび軸方向変形の柔性分布について検討する。

図-2, 図-3に1/400, 1/200, 1/100, 1/67正側第1サイクルのピーク点における曲率分布, 軸方向のひずみ度分布を示す。ただし、ここでは部材両端の危険断面での引張鉄筋の拔出による曲率およびひずみ度増分を取り除いている。曲率, ひずみ度ともに、部材の変形角が大きくなるにつれて端部の割合が大きくなっている。これは危険断面において主筋の引張降伏が観測された1/100のサイクル以降とくに顕著である。このように、部材の曲率や軸方向ひずみ度分布はその変形レベルに大きく依存するため、これらを一義的に定めることは困難であると考えられる。

以下の解析では、比較的大変形域における実験結果を参考に、部材の塑性変形は端部に集中すると考え、両端の塑性域長さをそれぞれ10cmと仮定した。

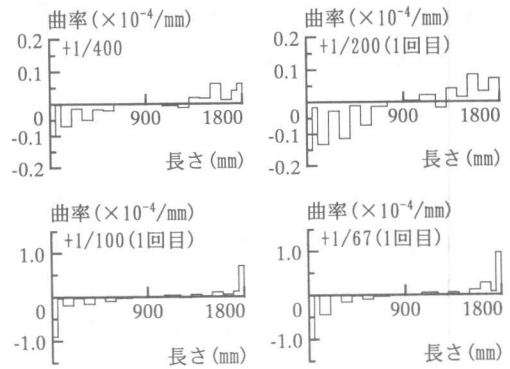


図-2 曲率分布

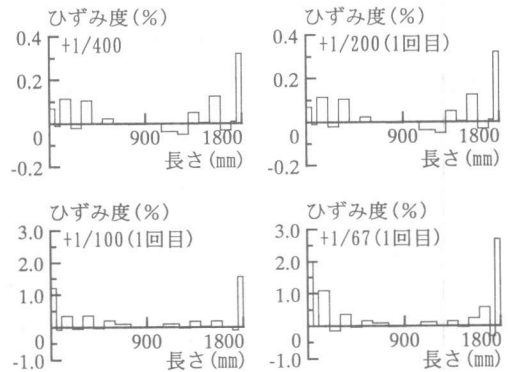
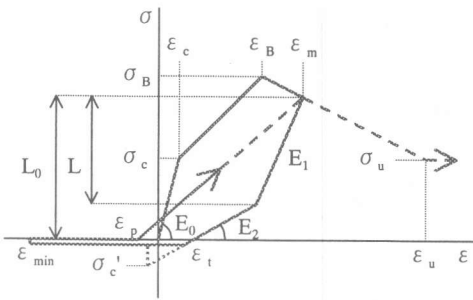


図-3 軸方向ひずみ度分布

## 2.3 実験と解析の比較

2.2で述べた柔性分布を用いて試験体を解析し、実験結果と比較する。

試験体のモデル化について、部材両端の危険断面に仮定するファイバースライスには、試験体と同位置に鉄筋バネを配し、断面をせい方向に9分割してコンクリートバネを配置した。コンクリートバネおよび鉄筋バネの復元力特性モデルは文献2)を参照するが、コンクリートは圧縮強度に達した後、耐力が低下するモデルとした(図-4)。コンクリート, 鉄筋の復元力特性には材料試験値(図-1)を用いたが、部材の降伏変形を正しく評価するため、鉄筋バネの初期剛性のみ弾性剛性の0.14倍の値を用いた<sup>6)</sup>。また、本解析ではコアコンクリートの横補強筋などによる拘束効果は考慮していない。



$$L = 3/4 \times L_0 \quad E_1 = E_0 \times (\epsilon_B / \epsilon_m)^{1/2}$$

$$\epsilon_p = (\epsilon_{min} + 2\epsilon_t) / 3 \quad E_2 = E_1 / 4$$

図-4 コンクリートの復元力特性モデル

図-5, 図-6に水平力と部材角の関係, 軸方向変形と部材角の関係について実験結果と解析結果を比較した(ただし, 実験で付着割裂ひび割れの進行が顕著となる 1/50 以降のサイクルは対象外とした). 実験が逆 S 字形の履歴を示すのに対し, 解析は紡錘形を示す(図-5). これは付着劣化による鉄筋のすべりを解析で考慮していないためと考えられる. また, 本解析では部材の塑性変形が材端に集中すると仮定したため, 小変形域において塑性域の変形が実験より大きく評価されて, 梁の伸びは過大評価された(図-6). しかし, 実験で材端に変形が集中し始める 1/100 以降の载荷では, 水平力, 軸方向変形ともに良好な対応を示すことが確認された.

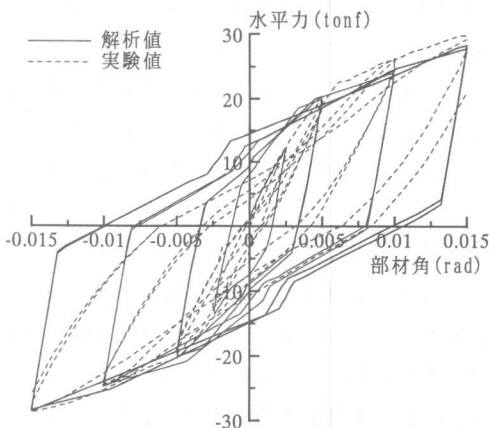


図-5 水平力と部材角の関係

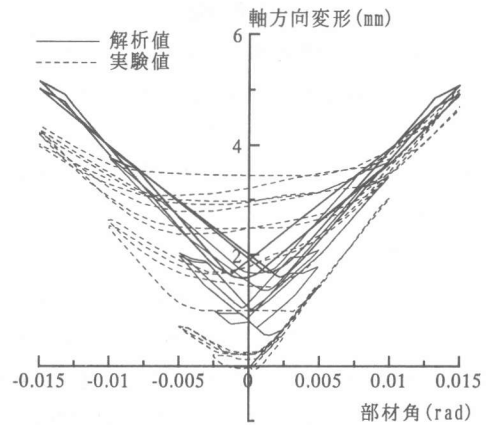


図-6 軸方向変形と部材角の関係

### 3. 柱のせん断力の推定法

筆者らは文献 3)において梁の軸方向変形による柱のせん断力増分を柱に付加される水平変位を評価することにより推定する方法を提案した. 同文献では梁の軸方向変形を梁を剛体と仮定したモデルを用いてもっとも簡便に評価したが, こうして評価される梁の変形量は推定法の精度に直接影響することになる. そこで, 本研究ではより詳細なモデルを用いてさらに精度よく評価する方法について検討する.

#### 3.1 解析対象建物

解析対象には文献 2), 3)で用いた 4 層 8 スパンの平面骨組を用いる. 1 スパン 6m, 階高 3.5m, 柱, 梁断面は一律に 60×60cm, 30×80cm である. 各層の重量として端部節点には 10tonf, その他の節点には 20tonf がそれぞれ与えられている. ベースシア係数にして 0.25 に相当する震度逆三角形分布水平力に対する弾性応力計算を行い, このときの柱, 梁の応力に等しい強度を基準とし, 梁降伏先行型全体降伏機構を仮定したときの非ヒンジ部にはこの 1.5 倍の強度を, ヒンジ部にはそのままの強度を有するように配筋が決められている. ただし, 柱, 梁ともに各層の最大引張鉄筋断面積をその層の代表値とし, 同一断面で設計されている. 仮定されたコンクリートの圧縮強度は 210kgf/cm<sup>2</sup>, 鉄筋の強度は 3500kgf/cm<sup>2</sup>である.

### 3.2 フレームのモデル化

梁の軸方向変形を考慮するモデルは柱を材端剛塑性回転バネモデル (Tri-linear Model), 梁をファイバーモデルによりモデル化し, 考慮しないモデルは柱, 梁ともに材端剛塑性回転バネモデルによりモデル化した. ファイバーモデルの柔性分布は材端に塑性変形を集中させるモデルを仮定した. ただし, 材端の塑性域長さは解析対象の材長が 2.1 で述べた試験体の 3 倍であることから 30cm と仮定した. ファイバー要素の復元力特性は, コンクリート要素に圧縮強度に達した後の耐力低下を考慮した点 ( $\sigma_u=1/2\sigma_B$ ,  $\epsilon_u=0.006$  と仮定 (図-4)) と, 引張強度を与えた点 ( $\sigma_c=1.8\sigma_B^{1/2}$  (図-4)) を除いて, 文献 2), 3)と同様である. また, ファイバー要素の配置について, 鉄筋バネは配筋通りに, コンクリートバネは部材断面をせい方向に 16 分割して配置した.

### 3.3 梁の軸方向変形の推定モデル

文献 3)では梁を剛体と仮定したモデルを用いて梁の軸方向変形を簡便に評価したが, 本研究では部材内に図-7のようなひずみ度分布を仮定した圧縮ストラットを考慮したモデル<sup>4)</sup>を用いてより詳細に評価する. 図-7に示すように, 部材の軸方向伸び (式 (1)) は, 部材の剛体回転による伸び (式 (2)) から, 伸びに対する拘束に伴う圧縮変形 (式 (3)) を差し引くことで算出される. 式 (1) は, 文献 4)において 2.1 の実験結果と比較することによりその精度が実証されている.

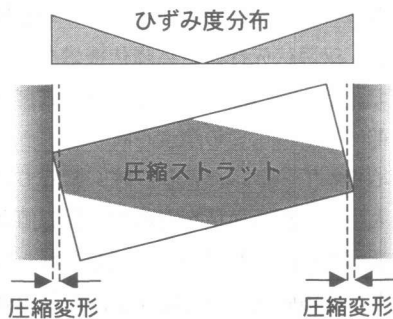


図-7 圧縮ストラットを考慮したモデル

$$\delta_{ax}' = \delta_{ax} - \delta_c \quad \text{式 (1)}$$

$$\delta_{ax} = D\theta \quad \text{式 (2)}$$

$$\delta_c = \frac{-2KL_c + 2\sqrt{(KL_c)^2 + KE_c bDL_c}}{E_c b} \theta \quad \text{式 (3)}$$

$\delta_{ax}'$	: 軸方向変形 (圧縮ストラットを考慮)
$\delta_{ax}$	: 軸方向変形 (剛体回転)
$\delta_c$	: 圧縮ストラットの圧縮変形
$\theta$	: 部材角 $E_c$ : ヤング係数
$b$	: 断面幅 $K$ : 拘束剛性
$D$	: 断面せい $L_c$ : 圧縮ストラット長さ

### 3.4 推定モデルの評価

梁の軸方向変形を考慮したモデルについて一方向単調載荷解析を行った. 外力分布は震度逆三角形分布を仮定し, 各層の外力は当該層の各節点に支配床面積に応じて分配した. 図-8では, 1階外柱の付加水平変位 (ここで, 付加水平変位とは外柱と中央の柱を結ぶすべての梁の伸び変形の和) と 1階中央の柱の変形角の関係について, フレーム解析の結果を式 (1) による推定値および梁を剛体と仮定したモデルによる推定値 (式 (2)) と比較した. ただし, 式 (1) の算定に用いる拘束剛性は, 梁の軸方向変形を考慮しない解析による 1階中央の柱のせん断力と変形角の関係 (図-9) から, 梁の伸びは 1階の柱によってのみ拘束されると仮定して算定した. 図-8より, 式-1では梁に作用する拘束力による圧縮変形を考慮したため, 式-2よりも精度よくフレーム解析の値を推定できた. しかしながら, 式-1では梁の伸びに対する拘束要素として 1階柱のみを考えたため, 拘束剛性が小さく評価された結果, 梁の伸びは過大に評価された. 梁の軸方向変形をより厳密に評価するためには, 1階柱だけでなく上階フレームの拘束効果も考慮する必要があることを示している.

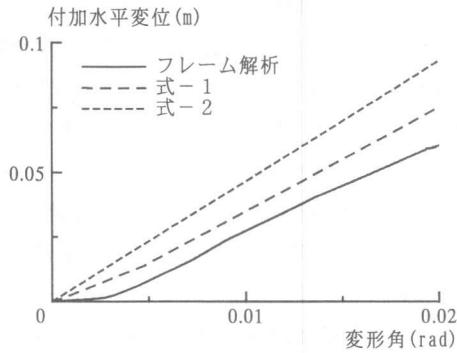


図-8 1階外柱の付加水平変位と1階中央の柱の変形角の関係

式-1により算定した1階外柱の付加水平変位を用いて、例として梁の軸方向変形を考慮しない解析による1階外柱の降伏点から、梁の変形を考慮する場合の応答(せん断力と変形)を推定した(図-10)。推定法の詳細は文献3)を参照する。同じ変形レベルでのせん断力を3tonf程度大きく評価したが、これは柱の付加水平変位を過大評価したと直接関係しており、拘束剛性を精度よく算定する必要性を示している。

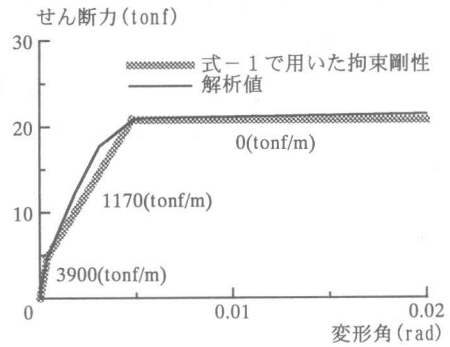


図-9 1階中央の柱のせん断力と変形角関係

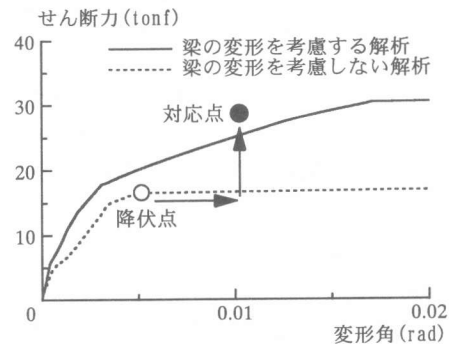


図-10 1階外柱のせん断力の推定

#### 4. 地震応答解析による考察

3. で用いた平面骨組に対し地震応答解析を行い、柱の付加水平変位について考察する。

##### 4.1 解析方法

鉄筋コンクリート造梁に繰り返し曲げモーメントが作用すると、引張側鉄筋のひずみの蓄積に伴って部材の伸びが蓄積すると考えられる。地震応答解析では、繰り返し入力が骨組の応答に与える影響を検討するため、入力地震動として繰り返し回数が多い十勝沖地震(1968)の八戸港湾の記録EW成分(0~10秒)を用いた(図-11)。ただし、本解析では地震動の最大速度を50kineに規準化(約1.4倍)して用いている。

数値積分法はNEWMARK- $\beta$ 法( $\beta=0.25$ )で、積分時間刻みを0.005秒として解析した。減衰は瞬間剛性比例型とし、減衰定数を0.03と仮定した。また、材端剛塑性回転バネモデルの復元力特性にはDegrading Tri-linear Modelを用いた。

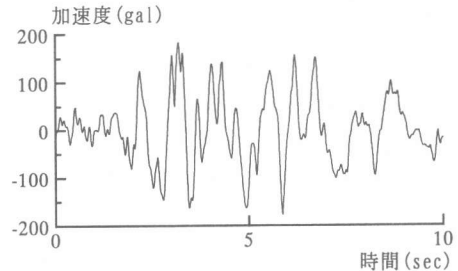


図-11 入力地震動

##### 4.2 解析結果

図-12に1階中央の柱の変形角の時刻歴を示す。1階中央の柱は7.3秒に最大変形角0.006radに達している。また、数回にわたり変形角0.005rad程度の応答を記録しており、骨組の応答は少なからず繰り返し入力の影響を受けていると考えられる。

図-13には地震応答解析による1階外柱の付加水平変位と1階中央の柱の変形角の関係を

単調載荷解析の結果(図-8)と比較して示す。同図から、地震応答解析では1階外柱の付加水平変位が蓄積し、等しい変形レベルでの単調載荷解析による値を上回る場合があることがわかる。図-6の実験および解析結果が示しているように、繰り返し入力により1階の外柱と中央の柱を結ぶ各梁の伸びが蓄積するためである。

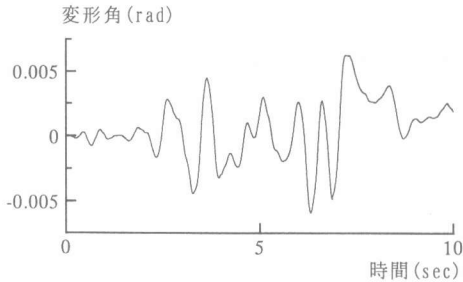


図-12 1階中央の柱の変形角の時刻歴

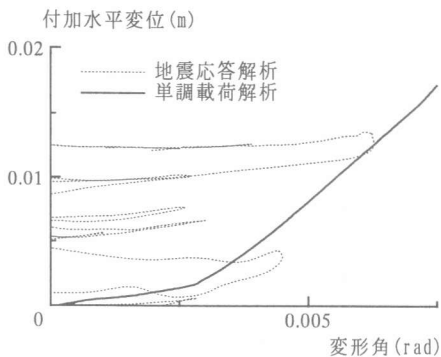


図-13 地震応答解析と単調載荷解析の比較

以上のように、繰り返し入力は柱の付加水平変位すなわち柱のせん断力をさらに増大させる効果がある。繰り返し回数は地震動に固有のものであり、これを確定することは困難であるが、梁の軸方向変形を考慮した柱のせん断設計を考える上では不可欠の要素であり、今後さらに検討すべき課題であると考えられる。

## 5. まとめ

梁の軸方向変形を考慮し得る骨組解析プログラムを開発し、軸方向変形拘束を受ける鉄筋コンクリート造梁の逆対称載荷実験により、プロ

グラムで用いた部材モデルの妥当性を確認した。

鉄筋コンクリート造骨組を対象に梁の軸方向変形による柱のせん断力増分を推定する方法について検討した。柱のせん断力増分の算定に大きく影響する柱の付加水平変位を、梁の伸びに対する拘束を考慮したモデルを用いて評価した。本方法では梁の剛体回転のみに基づく方法よりも精度よく精算値を推定できることを示した。

また、地震応答解析を行い、繰り返し入力が骨組の応答に与える影響について検討した。繰り返し入力を受けて梁の伸びが蓄積することにより、地震応答解析では単調載荷解析より付加水平変位が大きくなる場合があることを示した。

## 参考文献

- 1) 滝口克己, 市之瀬敏勝: 鉄筋コンクリート梁の材長変化について, 日本建築学会中部支部研究報告集, pp.251-254, 1977.2
- 2) 真田靖士, 壁谷澤寿海: 梁の軸方向変形を考慮した鉄筋コンクリート造建物の応答に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.37-42, 1998.6
- 3) 真田靖士, 壁谷澤寿海: 梁の軸方向変形による柱のせん断力増分の評価, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, Vol.2, pp.2563-2568, 1998.11
- 4) 文野正裕, 幸村信行, 前田匡樹, 壁谷澤寿海: 軸方向変形拘束を受ける RC 梁部材の挙動に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集 (投稿中)
- 5) 和田章, 林静雄, 坂田弘安, 大谷晃弘: 繰返し水平力を受ける鉄筋コンクリート平面骨組模型の実験研究, 日本建築学会構造系論文報告集, No.417, pp.21-29, 1990.11
- 6) 木村暁子, 真田靖士, 前田匡樹, 壁谷澤寿海: 変動軸力と曲げを受ける RC 部材の解析モデルの検討, コンクリート工学年次論文報告集 (投稿中)
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規程・同解説, 1988.7