

論文

[2192] RC造高層骨組下層階側柱部部分架構の耐震性に関する実験的研究

寺岡勝*1・狩野芳一*2・林和也*3・A.A.MOLLIK*4

1. はじめに

高層建物骨組に地震力が作用する場合、大きな転倒モーメントを受けるため、特に下層階側柱では、大きな変動軸力を受ける。この変動する軸方向力によりRC造骨組側柱では、剛性、ひび割れ耐力、降伏耐力を含めた弾塑性性状が時々刻々変化する。このような問題に関し、変動軸力の効果を考慮したRC骨組の弾塑性解析[1]、引張軸力下での外部柱・梁接合部の実験[2]などの研究が既に行われているが、前者に関しては変動軸力下での構造各部での弾塑性挙動の資料が不十分なことなどにより、又、後者に関しては実験データが少ないなどの理由により、十分に解明されているとはいえない状況にあると考えられる。

そこで、本研究では、この点に焦点を当てて、耐震設計に必要な資料を得ることを目的とし、RC造30階建骨組の下部3層の側柱・梁部分架構について静的加力実験を行い、その力学的挙動について検討する。尚、本研究の成果の一部は文献[3]に示している。

2. 試験体と実験方法

試験体は、30階建て試設計建物の下部3層の側柱部を切り出した約1/4縮尺模型の6体で、その諸元を表1に、その形状を図1に示す。主な実験因子は、①軸力変動幅、②梁主筋量、③接合部内への梁主筋定着法、④1階柱脚ヒンジ部横補強筋量、の4つである。

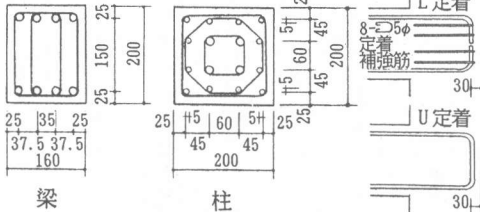
コンクリートの設計規準強度は $F_c=350\text{kg/cm}^2$ で、各部材の配筋は脆性破壊しないように表2に示す仕様に従った。表3に使用材料の力学的性質を示す。尚、コンクリートは平打ちとした。

図1に加力方法を示す。図2に、4階柱部に載荷した

表1 試験体諸元

試験体	軸圧 σ_c	梁			柱		
		$b_b \times D_b$	主筋	定着法	スリット	$b_c \times D_c$	主筋
EF-1	+0.65F _c -0.15F _c	160 × 200	上下共 (2-D10 2-D13	L+補強	Ⅲ-5φ @60	200 × 200	12-D10 + 4-D13 芯鉄筋
EF-2			(2-D10 2-D13	L+補強	Ⅲ-5φ @60		12-D10 + 4-D13 芯鉄筋
EF-3			(2-D10 2-D13	L+補強	Ⅲ-5φ @60		12-D10 + 4-D13 芯鉄筋
EF-4	+0.5F _c ~ -0.035F _c	160 × 200	上下共 (2-D10 2-D13	L+補強	Ⅲ-5φ @45	200 × 200	12-D10 + 4-D13 芯鉄筋
EF-5			(2-D10 2-D13	L+補強	Ⅲ-5φ @45		12-D10 + 4-D13 芯鉄筋
EF-6			(2-D10 2-D13	L+補強	Ⅲ-5φ @45		12-D10 + 4-D13 芯鉄筋

注) $\sigma_c = N / (b_c D_c)$



注) 寸法の単位mm; 軸力は4階柱での軸力量を示す。
・補強筋の設計は、表2に示す仕様を基に行った。

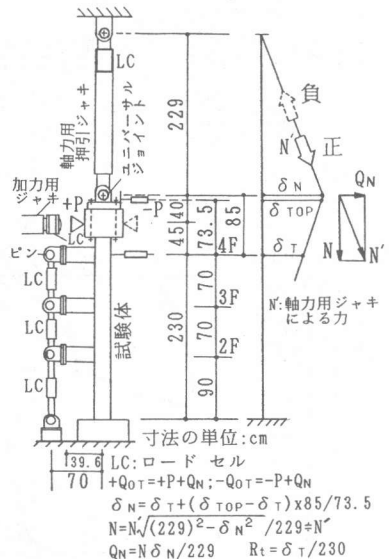


図1 試験体形状及び加力方法

- *1 ㈱フジタ 技術研究所 建築研究部 主席研究員、工修 (正会員)
 *2 明治大学教授 理工学部 建築学科、 工博 (正会員)
 *3 ㈱フジタ 技術研究所 建築研究部 主任、 (正会員)
 *4 ㈱フジタ 技術研究所 建築研究部、 工博 (正会員)

変動軸力(N)及び頂部せん断力(Q_{OT})の加力径路を示す。水平載荷は、 N - Q_{OT} の加力径路に従いつつ、表4に示す水平載荷プログラムに基づき行った。測定は、 N 、 Q_{OT} の他に、梁端のせん断力、各層の水平変位、柱、梁、接合部各部の変形量など、及び補強筋のひずみ度などについて行った。

3. 実験結果の概要

図3に、 Q_{OT} -3層平均水平変形角(R_t)関係履歴曲線を示す。図4に $R_t=1/100\text{rad}$ 及び実験終了時でのひび割れ状況を示す。履歴性状は、各試験体共に、圧縮軸力時には最大耐力以降に付

表3 使用材料の力学的性質
鉄筋の力学的性質

種類	降伏点 σ_y	引張強 さ σ_u	ヤング 係数 E_s	伸び $e(\%)$
D13	4.91	6.69	2086	16.2
D10	3.46	5.03	1886	20.5
D6	3.18	4.39	1596	29.3
5 ϕ	2.94	4.69	2085	35.9

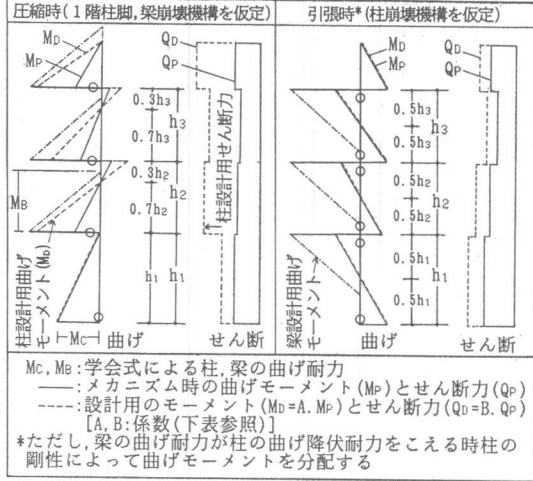
注:単位 t/cm^2

コンクリートの力学的性質

圧縮強 度 σ_c	同左時 歪度 ϵ_c	ヤング 係数 E_c	割裂強 度 σ_t
45.8	0.27	322	40.5

注1:単位 σ (kg/cm^2) E_c (t/cm^2)
 ϵ_c (%), 注2)粗骨材最大寸法:10mm

表2 各部材の設計仕様



A, Bの係数

	圧縮軸力時 曲げ	引張軸力時 せん断	圧縮軸力時 せん断	引張軸力時 曲げ
一般部	2.5	2.5	1.0	1.4
ヒジ部	1.0	1.5	1.0	1.5

表4 水平載荷プログラム

R_t (10^{-3})	繰返 回数
2.5	± 3
5.0	± 3
10.0	± 3
20.0	± 3
30.0	± 2
50.0	± 1

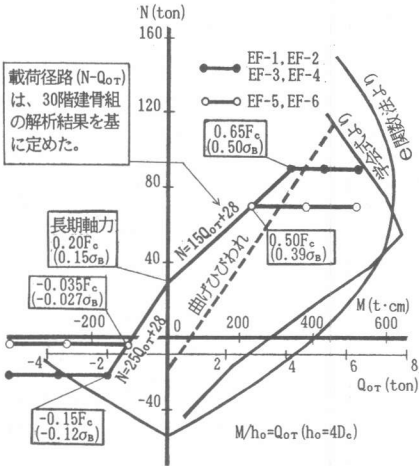
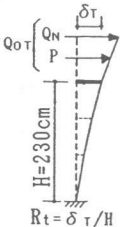


図2 変動軸力(N)及びせん断力(Q_{OT})の加力経路

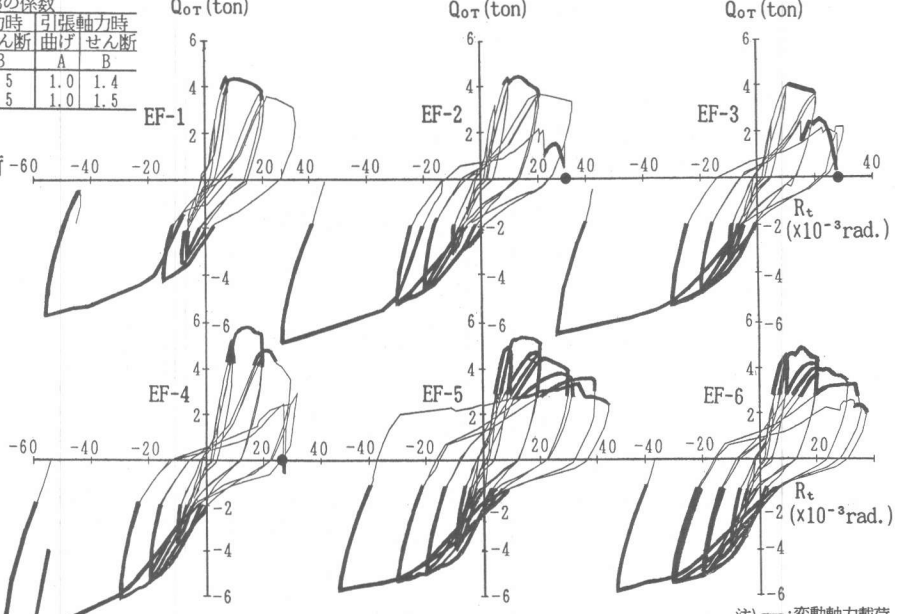


図3 頂部せん断力(Q_{OT})-3層平均水平変形角(R_t)関係履歴曲線

注) —: 変動軸力載荷
 —: 一定軸力載荷
 ●: 静的倒壊点

加曲げおよび柱脚の曲げ圧壊の進行によりスリップを含む不安定な履歴性状を示すのに対して、引張軸力時には紡錘形の安定した履歴性状を示し実験終了時迄耐力が上昇し続けた。

圧縮軸力時の最大耐力は、 $R_t=1/100\sim 2/100$ rad. で生じた。その後の耐力低下は、軸圧の高い試験体EF-1～EF-4が、その低い試験体EF-5, EF-6に比べ顕著であった。前者の場合は、 $N=91\text{ton}$ の一定軸力下では $R_t=2/100\text{rad.}$ 迄は安定した履歴性状を示したが、それ以降の繰り返しにより各階の柱脚に曲げ圧壊が生じ、最終的には3階柱脚の曲げ圧壊が進み、急激な耐力低下を生じ $R_t\approx 3/100\text{rad.}$ で静的倒壊点（図中の●印）に達した。後者の場合は、 $N=70\text{ton}$ の一定軸力下で実験終了時の $R_t\approx 4/100\text{rad.}$ 迄安定した履歴性状を示した。実験終了時にはEF-5では1階柱脚部に、又、EF-6では3階及び1階の柱脚部に顕著な曲げ圧壊が見られた。

1階柱脚部の横補強筋量を増した試験体（EF-3, EF-6）は、それを増していない試験体（EF-1, EF-5）に比べ最大耐力が圧縮軸力時で若干低く、引張軸力時で若干高くなった他は、ほぼ同じ履歴性状を示し、前記のように、EF-5とEF-6とでは最終破壊モードは若干異なっていた。

梁主筋の多いEF-4は、他の試験体に比べ、最大耐力が大きかった。梁主筋の接合部への定着法の異なるEF-1とEF-2とでは、力学性状に差は見られなかった。また、各試験体共、実験終了時まで接合部パネルは破壊しなかった。

RC造高層骨組の耐震設計は、 $R_t\leq 1/100\text{rad.}$ となるように、また、表2に示すような仕様に基づき側柱部の部材設計を行っている。本実験結果から判断すると、そのように耐震設計されたRC造高層骨組の側柱部は十分な耐震性能を有しているといえよう。

4. 解析の概要

解析は、図5に示す柱、梁を棒材としたモデルについて、①部材の弾性剛性を安定関数の増分式を用いて評価し、塑性域での部材剛性評価には塑性流動則を用いた一般化塑性ヒンジ法に、Pragerの硬化則にZieglerの修正を加えた移動硬化則を導入した一般化硬化ヒンジ法による数値解析[4]、②一階柱脚および各階梁端に塑性ヒンジが生じるとした所謂梁降伏型の

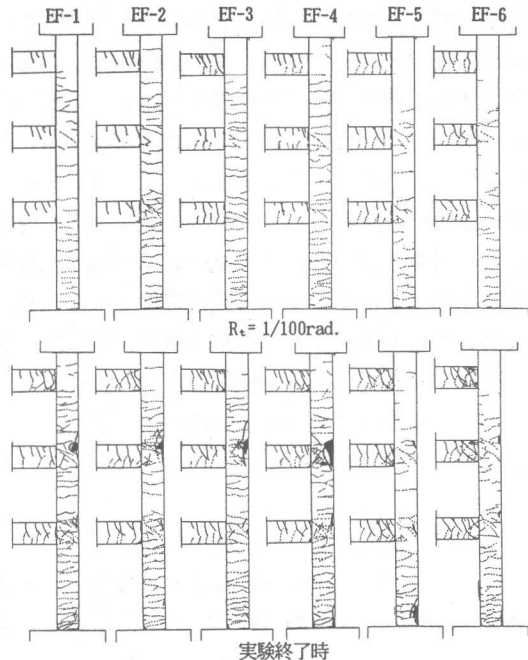


図4 ひびわれ状況

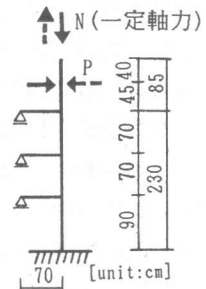


図5 解析モデル

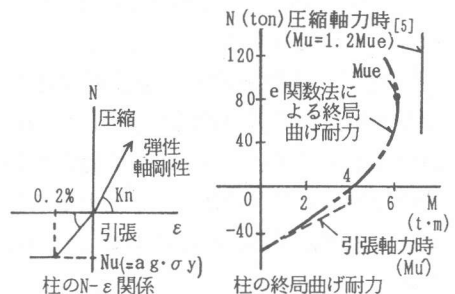
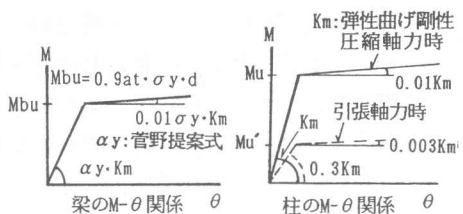


図6 解析に用いた剛性、耐力などの仮定

崩壊機構を仮定し、付加曲げの影響を考慮した極限解析、の2つの方法により行った。数値解析は、実験の最大圧縮軸力、または最大引張軸力を与えた後に、頂部水平変位を制御する増分解析を行った。図6に数値解析に用いた柱および梁の剛性、耐力などの仮定を示す。梁については、弾性剛性、菅野提案の降伏時の剛性低下率(α_y)、および建築学会略算式による梁曲げ耐力を用いてモーメント(M)-回転角(θ)関係を仮定した。柱については、弾性剛性とe関数法による終局曲げ耐力などを参考に、軸力の影響を考慮してM- θ 及び軸力(N)-軸ひずみ(ϵ)関係を仮定した[1]、[5]。尚、極限解析では、部材の曲げ耐力を数値解析と同じ値を用い、仮定した崩壊機構と解析結果によるそれとが一致することを確認した。

5. 部分架構の力学的挙動の検討

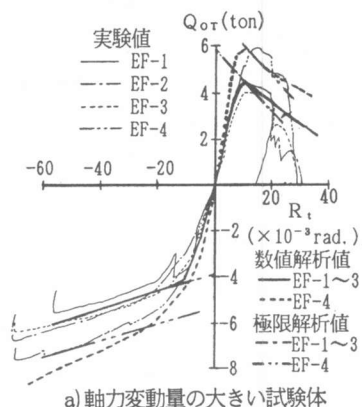
5.1 Q_{or} - R_t 包絡線の実験値と計算値との比較

図7に Q_{or} - R_t 関係包絡線について、実験値と解析値とを比較して示す。数値解析結果は、各試験体の正・負両荷重時の初期剛性、圧縮軸力時の付加曲げによる水平耐力の低下、および引張軸力時の付加曲げとひずみ硬化とによる水平耐力の増加の実験値の性状を概ね追跡している。極限解析値は、ヒンジ機構形成以降の実験値包絡線を概ね追跡している。しかし、両解析値は共に、塑性ヒンジの回転性能の劣化を考慮していないために、圧縮軸力の大きいEF-1~EF-4の $R_t > 2/100 \text{ rad}$.での柱の曲げ圧壊進行による急激な耐力低下に追従していない。

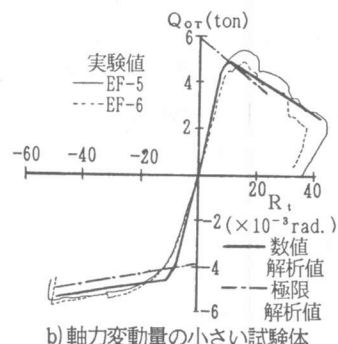
5.2 変形モード

変形モードの比較例を図8に示す。各試験体共に、圧縮軸力時では、柱の曲げ剛性が梁のそれに比べ相対的に大きくなり、片持ち梁型の変形モードになるのに対し、引張軸力時では、柱の曲げ剛性が梁のそれに比べて相対的に小さくなり、ラーメン変形型の変形モードを示した。この傾向は、軸力変動量の大きい試験体で顕著であった。このような変形モードの特性は、一般の多スパン骨組では側柱と中柱の相互作用により、顕著に現われないものと考えられる。

実験値と数値解析値とを比較すると、 $R_t = 1/100 \text{ rad}$.では比較的良好な対応を示し、 $R_t = 2/100 \text{ rad}$.では良好な対応を示さなかった。これは、解析で仮定した部材の剛性低下が適切でないことおよび先述の塑性ヒンジの回転性能の劣化を考慮していないことなどによると考えられる。

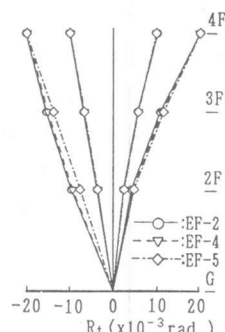


a) 軸力変動量の大きい試験体

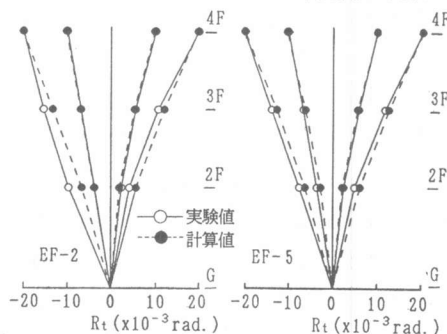


b) 軸力変動量の小さい試験体

図7 Q_{or} - R_t 関係包絡線の比較



a) 実験値の比較



b) 実験値と数値解析値の比較

図8 変形モード

5.3 曲げモーメント分布、ヒンジ発生状況および反曲点の移動

図9に曲げモーメント分布について、実験値と解析値との比較例を示す。両解析値は、いずれの場合においても良い一致を示すが、実験値と比較すると、軸力変動の大きいEF-2では圧縮軸力時の $R_t=2/100\text{rad.}$ および引張軸力時で、また軸力変動の小さいEF-5では圧縮軸力時の $R_t=2/100\text{rad.}$ で、それぞれ柱脚部で小さな値となっている。

図10にヒンジ発生状況例を示す。実験値のヒンジ発生は、主筋の測定ひずみをRamberg-Osgoodモデルに適用して求めた柱および梁端の主筋の応力度と、e関数法による曲げ耐力とを参考にして判定した。 $R_t=2/100\text{rad.}$ の実験値と数値解析値とを比較すると、軸力変動の大きい試験体の引張軸力時の実験値を除いて、実験および解析結果は共に梁降伏型の崩壊機構を示している。尚、実験終了時には、2階、3階の柱脚にもヒンジが発生して過崩壊の状態になっていた。

図11に1階及び3階柱について反曲点高比(I_p)— R_t 関係例について、実験値と解析値とを比較して示す。 I_p は、変形が進むと梁端及び柱脚に塑性ヒンジが生成し、崩壊機構が形成されるために収束する傾向にあるが、変形が進むにつれて付加曲げの影響により、圧縮軸力時では若干増加し、引張軸力時では若干減少している。両解析値は、実験値と概ね近似している。

6. 梁・柱部材の力学的挙動の検討

図12に、2, 3階梁の荷重(Q_b)—変形角(R_b)関係履歴曲線例を示す。履歴ループは、繰返し漸増載荷により徐々に正側にシフトし、特に上層の梁ほどシフト量が大きくなっている。これは、先に述

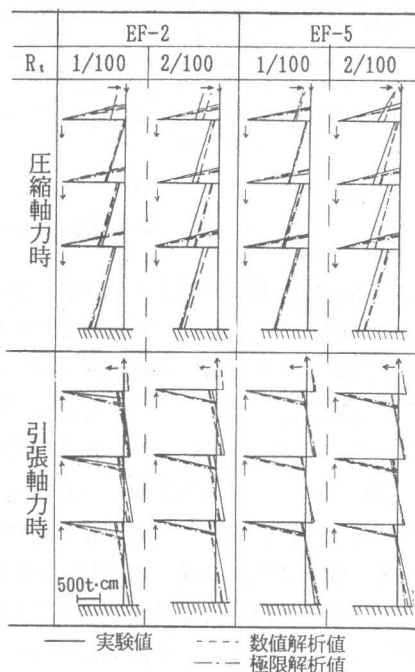


図9 曲げモーメント分布の実験値と計算値の比較

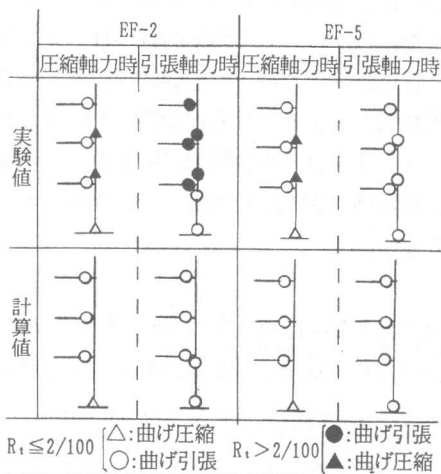


図10 ヒンジ発生状況例

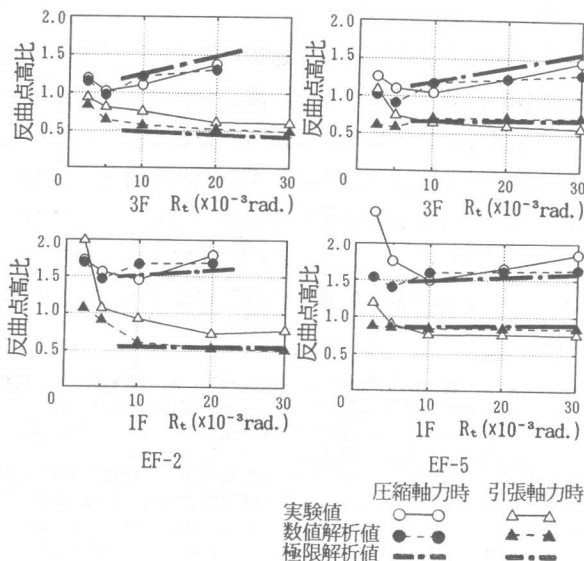


図11 反曲点高比の推移例

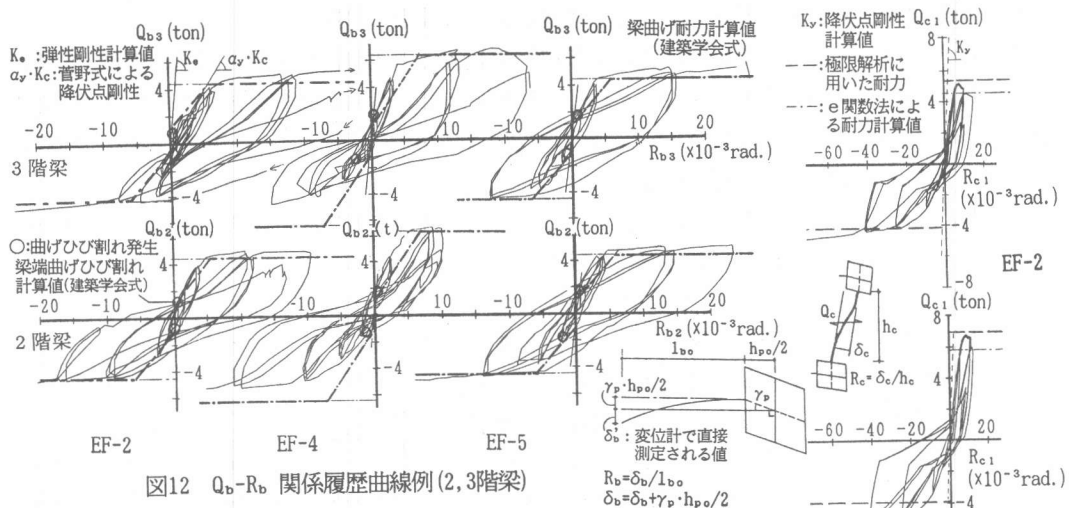


図12 Q_b - R_b 関係履歴曲線例(2,3階梁)

べたように架構の変形モードが正・負両荷重時で異なるためと考えられる。初期剛性は、弾性剛性計算値にほぼ一致している。降伏曲げ耐力は、引張軸力が大きく梁主筋量が多いEF-4の負荷荷重を除いた実験値と学会曲げ耐力略算式による計算値とはほぼ対応している。菅野式による降伏点剛性の計算値は、EF-4の負荷荷重を除いた実験値と概ね対応している。

図13に、1階柱の荷重(Q_c)—変形角(R_c)関係履歴曲線例を示す。極限解析による反曲点を用いて計算した柱の耐力は、実験値とほぼ対応している。菅野式による降伏点剛性の計算値(適用範囲外の引張軸力時では $N=0$ を仮定)は、実験値に比べ高めの値となっている。これは、変動軸力による柱の剛性変化を評価していないこと、および初期での反曲点の計算値が実験値に対し小さめになるためと考えられる。

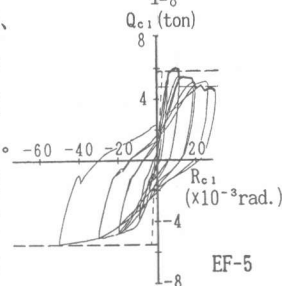


図13 Q_c - R_c 関係履歴曲線例(1階柱)

7. まとめ

高変動軸力を受けるRC造高層骨組の下層階側柱部は、各部材の配筋を脆性破壊しないように配慮して設計すれば十分な耐震性を有することがわかった。しかし、その力学的特性は、従来設計で考慮されているそれに比べ、著しく異なっていた。特に圧縮軸力時の付加曲げの特性、引張軸力時の付加曲げ及び柱のひずみ硬化の特性、並びに変動軸力による柱の曲げ剛性と梁のそれとの相対的な大きさを考慮した反曲点の変動などについては、部材設計を合理的に行うために考慮する必要がある。尚、これらの力学特性は、材料および幾何学的非線形を考慮した数値解析および付加曲げの影響を考慮した極限解析により概ね評価できた。

参考文献

- [1] 例えば、磯崎浩・福澤栄治・藤崎浩治：柱の変動軸力を考慮したRC骨組の弾塑性解析、(その1)～(その3)、日本建築学会構造系論文報告集、NO.372, NO.398, NO.405, 1987.2, 1989.4, 1989.11
- [2] 例えば、角徹三・浅草肇・青木正美：鉄筋コンクリート柱・はり外部接合部を含む架構の靱性評価、日本建築学会構造系論文報告集、NO.401, pp.87~96, 1987.7
- [3] 寺岡勝・狩野芳一・他：RC造高層骨組の下層階側柱部を対象とした部分架構の耐震性能に関する実験的研究、(その1)～(その4)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II, pp.535~536, 1991.9, 1992.8
- [4] K.Inoue and K.Ogawa: Nonlinear Analysis of Strain-Hardening Frames Subjected to Variable Repeated Loading, Technology Reports of Osaka Univ. NO.1222, pp.763~781
- [5] 小林勝巳・狩野芳一・寺岡勝・林和也・藤原敏夫・佐藤和彦：高軸圧下における鉄筋コンクリート柱の耐力及び変形能に関する調査及び検討(その1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II, pp.445~446, 1985