

論文

[2059] 軸変形に基づく地震時における柱の「水平変形限界点」の提案

正会員○佐藤孝典（清水建設技術研究所）
 正会員 鈴木計夫（大阪大学建築工学科）

1. はじめに

建築構造物の最下層柱は、大地震時には多くの場合降伏する。とりわけ、最下層柱の破壊は構造物全体の崩壊につながる。そういう意味で、柱の水平変形限界点を見出すことは重要である。

現行の設計では、水平変形能力の一つの指標として、RC部材では最大耐力の80%耐力低下時の変形量、SRC部材では最大耐力の95%耐力低下時の変形量というように構造種別（RC、SRC、S、CFT等）によって異なっているが、その物理的根拠はあまりない。RC及びPRC梁を対象として、鈴木等¹⁾によってM-Φ関係における「限界曲率」が示され、小柳等²⁾によってそのエネルギー的解釈がなされた。そして、平石等³⁾がそれをRC柱に拡張し、部材全体の「総吸収エネルギーの変化点」を示した。しかしながら、いずれの指標点もその部材（梁または柱）本来の機能維持限界に根源を見出すものではない。

本来、「柱」の主たる機能とは、繰り返し水平力を受けながらも軸力を支持することである。また、構造種別によらない同一の機能である限り、統一した思想に基づく水平変形限界点の定義をすべきである。柱が地震力を受けた場合、コンクリートの圧潰や鋼材の局部座屈によって有効な柱断面積が減少して、徐々に軸変形が進行し破壊に至る。

そこで、本論文においては、①いかなる構造種別であっても破壊の兆しとして、軸変形の急増現象が存在することを実験データで示し、②それをシミュレートする弾塑性解析法を示し、③解析的に求まる保有軸耐力という概念を導入して、軸変形の急増点に基づく水平変形限界点の見出し方を示す。

(注) RC:鉄筋コンクリート構造、SRC:鉄骨鉄筋コンクリート構造、S:鉄骨構造、CFT:充填鋼管コンクリート構造

2. 軸変形のマカニズム

柱は柱頭柱脚のヒンジ部分で軸変形つまり軸縮みを生じる。図-1を参考に軸変形のマカニズムを説明する。1サイクル中の柱の損傷について(a)~(d)の状態を考える。(a)は初期状態である。(b)では、片側が曲げ圧潰し A_1 だけ断面欠損する。(c)では、(a)に比べてヒンジ部分の平均軸歪 ϵ_N は $(1+A_1/A_0)$ 倍となる。(d)では、反対側が曲げ圧潰し同じ A_1 だけ断面欠損する。そして、1サイクルして再び次の(a)へ戻って来たときには、平均軸歪 ϵ_N は $(1+A_2/A_0)$ 倍となる。このような繰り返しによって軸変形は徐々に増加していく。そして、図-2に示すように、保有軸耐力比 N_p/N_0 (後述)が下降し始めた時、軸変形が急増して柱部材の機能維持限界に達するものと考えられる。その後、保有軸耐力比 N_p/N_0 が導入軸耐力比 N/N_0 に達した時が破壊である。

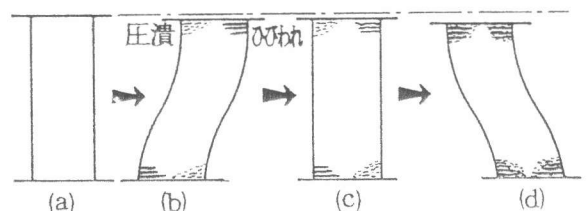


図-1 軸変形のマカニズム

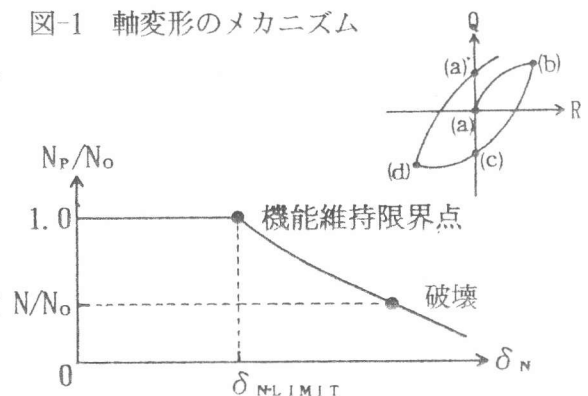


図-2 柱部材の機能維持限界

3. 各種構造の柱の実験結果

地震時を模擬した柱の実験として、一定軸力下における正負交番繰返し曲げせん断実験を参考に示す。表-1に示すように、各種構造としてRC⁴⁾ SRC⁵⁾ S⁶⁾ CFT⁷⁾の各3体、合計12体を挙げる。ここでは、十分な横補強を施してせん断破壊しないような柱に限定する。

図-3～図-8に、代表的な試験体であるRC1, RC2, SRC3, S1, CFT1, CFT3について、それらの実験結果を示す。RC1とRC2(図-3、図-4)の比較→RC1はRC2に比べてH/D及びP_wが大きいので、せん断耐力は実験中は低下しなかった。ところが、軸変形についてはRC1は部材角R=3.5%サイクル以降で、RC2は部材角R=2.0%サイクル以降で急増した。軸変形はBi-linearに近似でき、その折れ点で塑性流れ状態となり柱の機能を失ったと判断できる。SRC3(図-5)→SRCの他の試験体と比べて軸力比N/N₀が大きいので、せん断耐力はそれほど低下しないのに軸変形が部材角R=4.0%サイクル以降で急増した。その折れ点で塑性流れ状態となり柱の機能を失ったと判断できる。S1(図-6)→部材角R=2.0%サイクル以降で局部座屈を生じてせん断耐力が低下すると共に軸変形も塑性流れ状態となり、柱の機能を失ったと判断できる。CFT1とCFT3(図-7、図-8)の比較→せん断耐力を見るかぎり共に低下せず、きわめて健全な柱部材のようである。しかしながら、軸変形を見るとCFT3だけは部材角R=2.0%サイクル以降で急増し、柱の機能を失ったと判断できる。

このように、いかなる構造種別であっても、軸変形の急増現象が存在し、その折れ点を以て柱の機能を失ったと判断できる。本論文では、この点に基づいた「水平変形限界点」を提案する。

表-1 試験体一覧

| 構 造 | RC ⁴⁾ | | | SRC ⁵⁾ | | | S ⁶⁾ | | | CFT ⁷⁾ | | |
|---|--|-------|--------|--|-------|----------------|----------------------------------|--------|--------|--|----------------|----------------|
| | RC1 | RC2 | RC3 | SRC1 | SRC2 | SRC3 | S1 | S2 | S3 | CFT1 | CFT2 | CFT3 |
| 本論の名称 | RC1 | RC2 | RC3 | SRC1 | SRC2 | SRC3 | S1 | S2 | S3 | CFT1 | CFT2 | CFT3 |
| 原著の名称 | 1G-IN | 4G-IN | 4PC-IN | HCL22 | HCL42 | HCL44 | PC4445 | PC6445 | PC8445 | C08M3 | C08M5 | C08M7 |
| 柱幅 D(mm) | □450 | | | □300 | | | φ114 | | | φ300 | | |
| 柱高さ H(mm) | 1640 | 1025 | | 900 | | | 400 | 600 | 800 | 1800 | | |
| 幅高さ比 H/D | 3.6 | 2.3 | | 3.0 | | | 3.5 | 5.3 | 7.0 | 6.0 | | |
| 軸力比 ^{*1} N/N ₀ | 0.32(0.39) | | | 0.20(0.42) | | 0.40 (0.83) | 0.40 | | | 0.30 (0.59) | 0.50 (0.98) | 0.70 (1.38) |
| 繰返し履歴 R(%)×回数 | 0.25×2, 0.50×5 0.75×5, 1.00×5 1.50×5, 2.00×1 2.50×1, 3.50×1 | | | 0.50×2, 1.00×2 1.50×2, 2.00×2 2.50×2, 3.00×2 4.00×2, 5.00×2 | | | 1.00×3, 2.00×3 3.00×3, 4.00×4 | | | 0.50×1, 1.00×2 1.50×1, 2.00×2 2.50×1, 3.00×2 3.50×1, 4.00×1 5.00×1, 6.00×1 | | |
| 立面形状 (mm) | | | | | | | | | | | | |
| 断面形状 (mm) | | | | | | | | | | | | |
| 主筋 P _g (%) | 2.29 | | | 7.62 | | | — | | | 9.93 | | |
| 横補強 P _w (%) | 1.27 | 1.05 | | 0.21 | 0.43 | | — | | | 5.10 | | |
| コンクリート強度 cσ _B (kg/cm ²) | 430 | 438 | 448 | 335 | | 315 | — | | | 363 | | |
| 鋼材強度 σ _y (kg/cm ²) | 主筋 D22:4113 フープ筋 D10:3029 | | | 主筋 D16:3750 フープ筋 D6:3276 フランジ R12:5670 ウェブ R6:5650 | | | 鋼管:3630 | | | 鋼管:3920 | | |

*1: N₀=cσ_BcA+Rσ_yRA+Sσ_{ys}A 及び、() 内に N₀=cσ_BcA とした場合を示す。

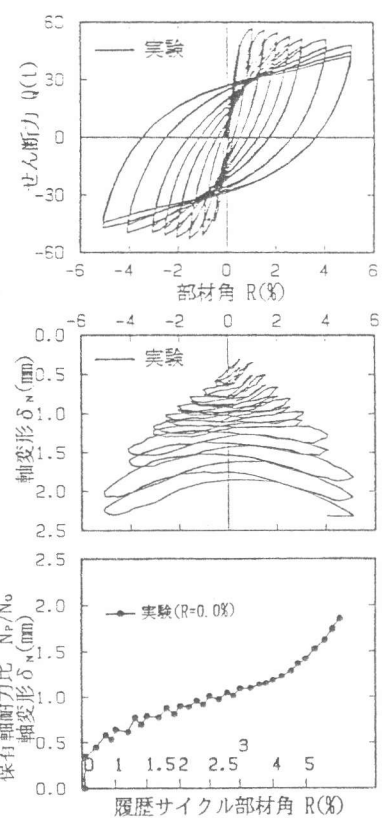
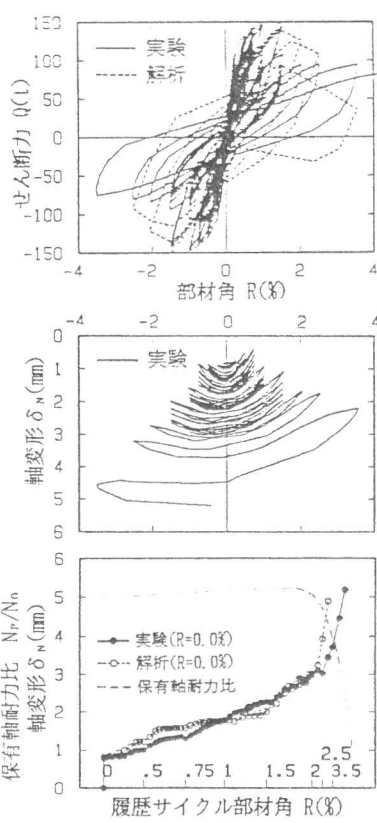
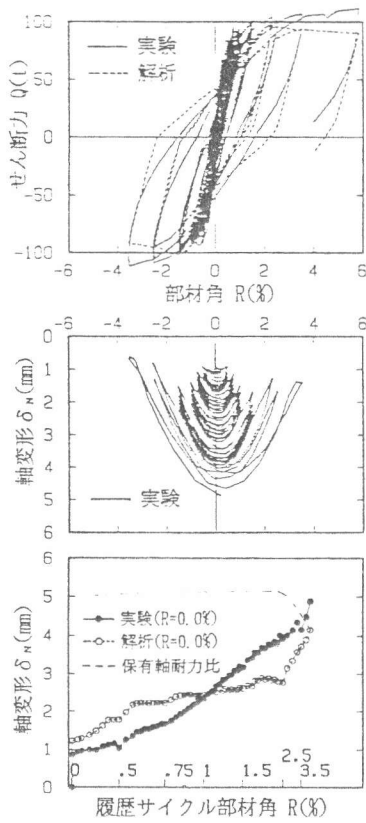


図-3 RC1の実験結果及び解析結果 図-4 RC2の実験結果及び解析結果 図-5 SRC3の実験結果及び解析結果

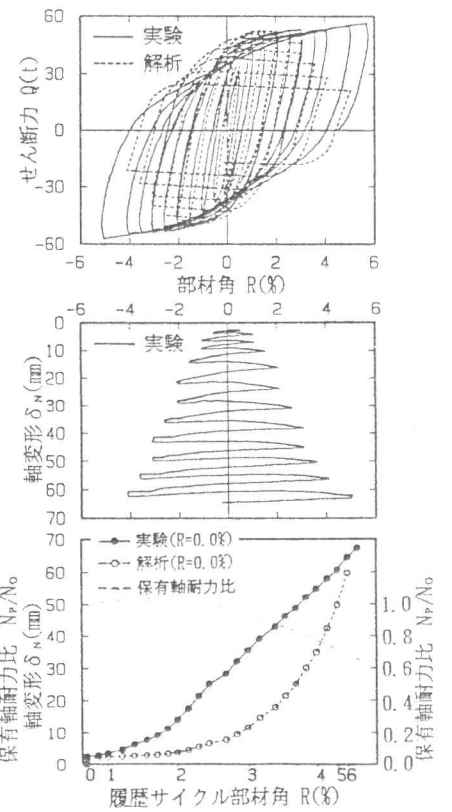
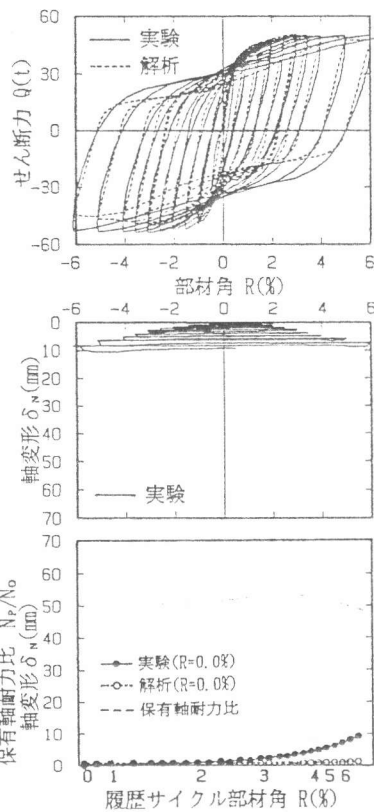
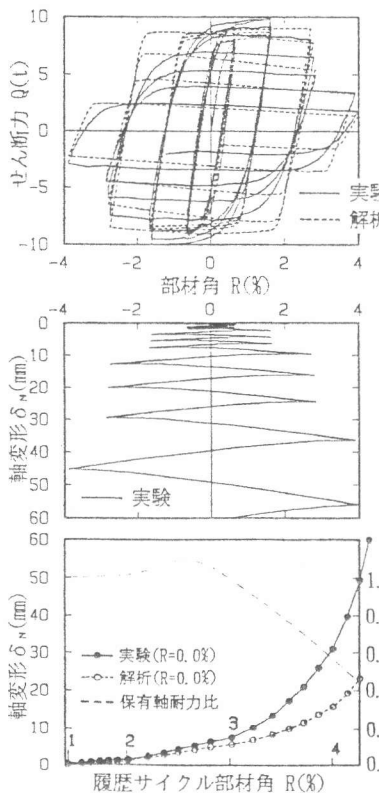


図-6 S1の実験結果及び解析結果 図-7 CFT1の実験結果及び解析結果 図-8 CFT3の実験結果及び解析結果

4. 軸変形と水平変形を考慮した弾塑性解析

軸変形の急増現象が生じる点を予測するためには、「2. 軸変形のメカニズム」で述べたように、ある履歴を受けた時の保有軸耐力 N_p (後述)を把握する必要がある。そのためには、各変形時ごとの保有軸耐力は実験で求めることは不可能なので、水平変形と軸変形の両者をシミュレートできる弾塑性解析法を準備しなければならない。

ここでは、断面を柱せい方向に100等分に分割したファイバーモデルによる弾塑性解析法を採用する。この種の弾塑性解析法において、解析結果に大きな影響を及ぼす要因は、①材料の応力-歪関係と、②ヒンジ長さ L_p である。

①材料の応力-歪関係-鋼材については、局部座屈を考慮して座屈区間における見掛けの応力-歪関係として評価する。そして、コンクリートについては、昨年報告した”分担力抽出法”⁸⁾を用いる。図-9に示すように抽出されたコンクリートの分担力(N_c, Q_c)より、コンクリートの引張強度が0であることに注目すると、矩形の圧縮ストレスブロックの合力位置(e)、応力度(σ_c)、歪度(ϵ_c)が求まる。

②ヒンジ長さ L_p -昨年報告したものと同じ考え方で、表-2に示すように軸力用のヒンジ長さ L_{PN} と、曲げ用のヒンジ長さ L_{PM} を区別して扱う。したがって、ヒンジゾーンの平均軸歪 ϵ_N と平均曲率 ϕ を用いると、軸変形 δ_N と水平変形 δ_R 、部材角 R は、次式のようになる。

$$\delta_N = \epsilon_N \cdot L_{PN} \quad \text{----- (1)}$$

$$\delta_R = R \cdot H \quad \text{----- (2)}$$

$$R = \phi \cdot L_{PM} \quad \text{----- (3)}$$

そして、各ファイバーの歪度 ϵ_i に応じた応力度 σ_i を用いて、次式のように軸力 N 、曲げモーメント M 、せん断力 Q が求まる。

$$N = \int \sigma_i dA_i \quad \text{----- (4)}$$

$$M = \int \sigma_i (X_n - X_i) dA_i - N(X_i - \frac{D}{2}) \quad \text{----- (5)}$$

$$Q = \frac{M}{L} \quad \text{----- (6)}$$

ここで、 A_i : 各ファイバーの支配面積
 X_n : 中立軸高さ
 L : 柱の1/2高さ

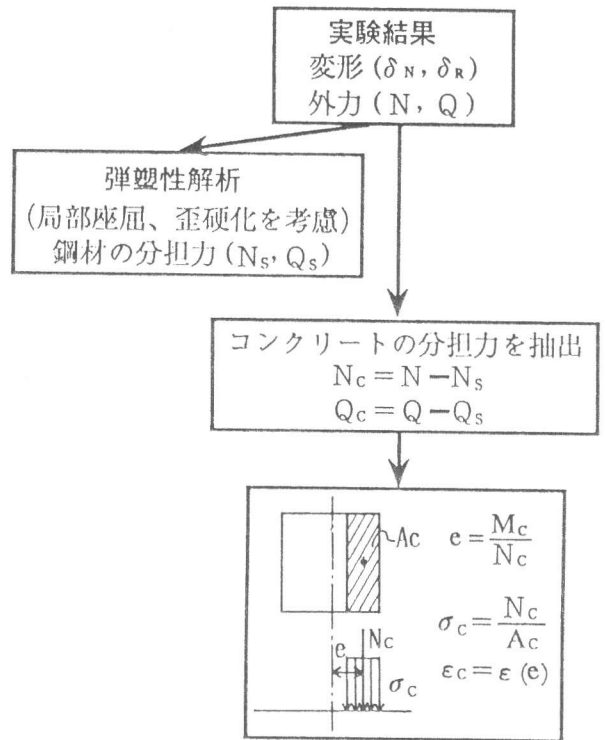


図-9 見掛けの応力-歪関係を求めるフロー

表-2 柱部材のヒンジ長さ^{*1}

| 部材 | 応力 | 軸力用 | 曲げ用 |
|--------|----|---------------|----------|
| コンクリート | | L_{PN} | L_{PM} |
| 鉄筋 | | L | D |
| 鋼管 | | $\frac{D}{2}$ | D |

*1) ヒンジ長さは、片側または一ヶ所あたり

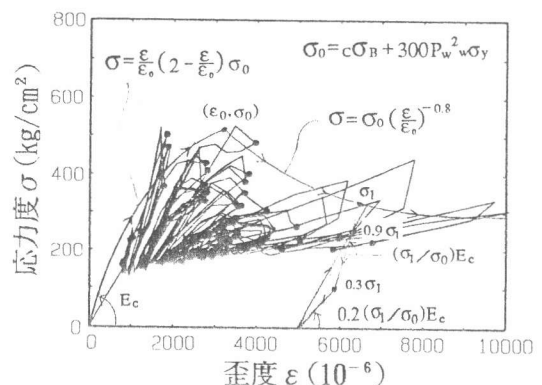
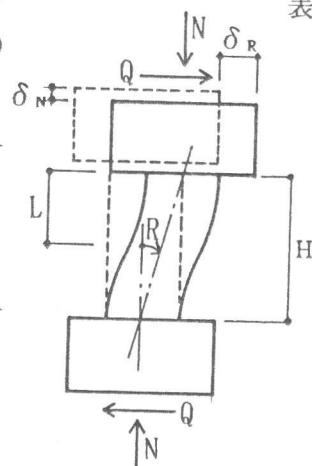


図-10 コンクリートの見掛けの応力-歪関係(RC2)

図-10、図-11に、図-9のフローに従って求めた例として、RC2, CFT3のコンクリートの見掛けの応力-歪関係と弾塑性解析に用いる履歴モデルを示す。なお、「●」印は各サイクルの正負ピーク時を示す。図-11のCFT3は鋼管による拘束効果が著しく大きく、かつ曲げ圧縮による局部支圧効果も累加されるので、合力位置(e)に応じた応力-歪関係としてモデル化した。図-12に、S1の鋼管の座屈解析を行って、内部からコン

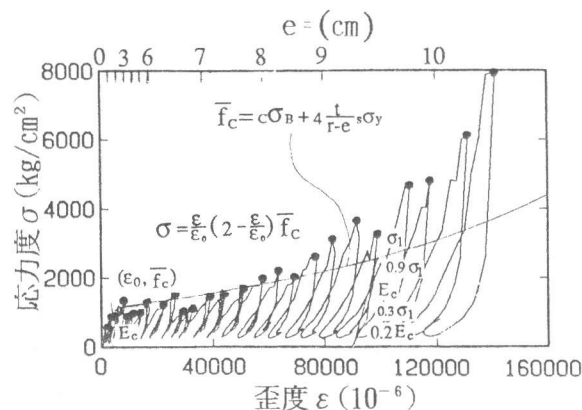


図-11 コンクリートの見掛けの応力-歪関係(CFT3)

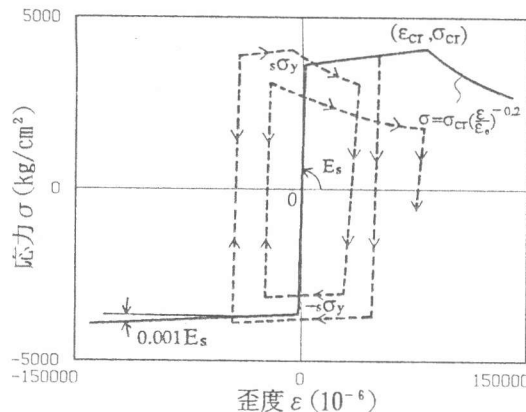


図-12 鋼管の見掛けの応力-歪関係(S1)

クリートで拘束された座屈区間における見掛けの応力-歪関係と履歴モデルを示す。拘束効果の考慮されたこれらの見掛けの応力-歪関係を用いて上記の弾塑性解析を行った結果を図-3、図-4、図-6~図-8に実験結果と比較して点線(-)で併記する。なお、図-5のSRC3については、軸変形の実験データに不備な点があったので、ここでは解析をしなかった。軸変形の急増以前では比較的良く合っているが、急増以降では大きく掛け離れる。これは、解析上、一定軸力を保持するために軸変形が急増して、解が発散し始めたからである。

5. 保有軸耐力

”保有軸耐力”とは、それまでに受けた荷重履歴に対応する、柱の中心圧縮破壊耐力のことである。これは、見掛けの応力-歪関係を仮定した解析によってのみ求まる。図-13、図-14に、RC2、S1、の各サイクル終了時(R=0.0%)の断面内の軸応力分布と各ファイバーの破壊強度分布を示す。軸応力分布を各ファイバーの支配面積で積分すると、導入軸力Nとなる。そして、破壊強度分布を同様に積分すると、保有軸耐力N_pとなる。

そこで、図-3、図-4、図-6~図-8に、上記の弾塑性解析から求めた保有軸耐力比-履歴サイクル部材角関係を併記する。鋼材の歪硬化のため、S1、CFT1、CFT3では保有軸耐力比がわずかに上昇してから下降する。そ

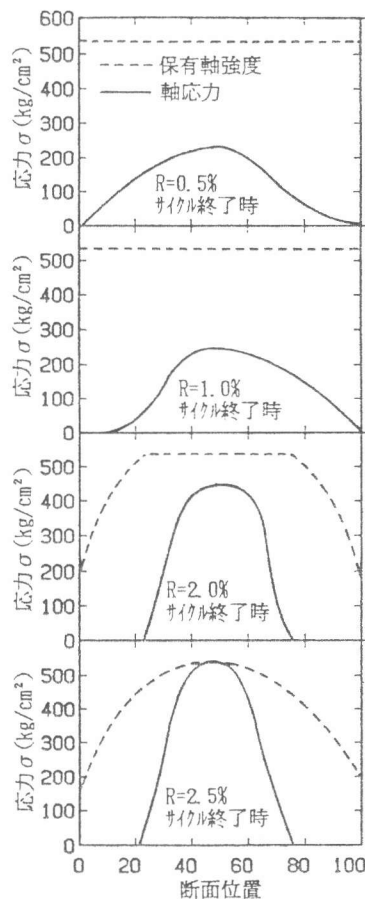


図-13 軸応力分布(RC2)

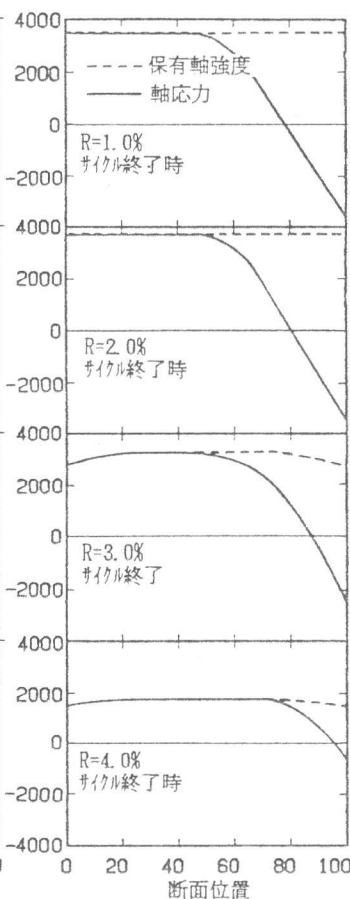


図-14 軸応力分布(S1)

して、①保有軸耐力比が下降し始める点、②軸変形急増点の解析値、③軸変形急増点の実験値、はほぼ一致している。この点は、中心圧縮性状に例えると最大耐力点に相当し、その後下降または破壊する。以上より、水平変形限界点は、柱が軸方向に破壊するという思想に則って、保有軸耐力比の下降開始点、つまり軸変形急増点に対応する水平変形と定義することができる。

6. 水平変形限界点の求め方

保有軸耐力比の下降開始点、つまり軸変形急増点に基づいて水平変形限界点を見出すフローを図-15に示す。既に説明した弾塑性解析法を用いて、所定の軸力の下に、せん断力-部材角関係、軸変形-部材角関係、保有軸耐力比-軸変形関係を計算する。ここで、見掛けの応力-歪関係は柱部材固有のものである。ヒンジ長さ(L_{PN} , L_{PM})は、表-2に示すとおりである。すると、保有軸耐力比が下降し始める点(1)、それに対応する軸変形急増点(2, 3)、水平変形限界点(4)の順に求まる。このように、見掛けの応力-歪関係だけを、既往の実験結果をもとに図-9のフローで統計的に求められれば、水平変形限界点を求めることができる。

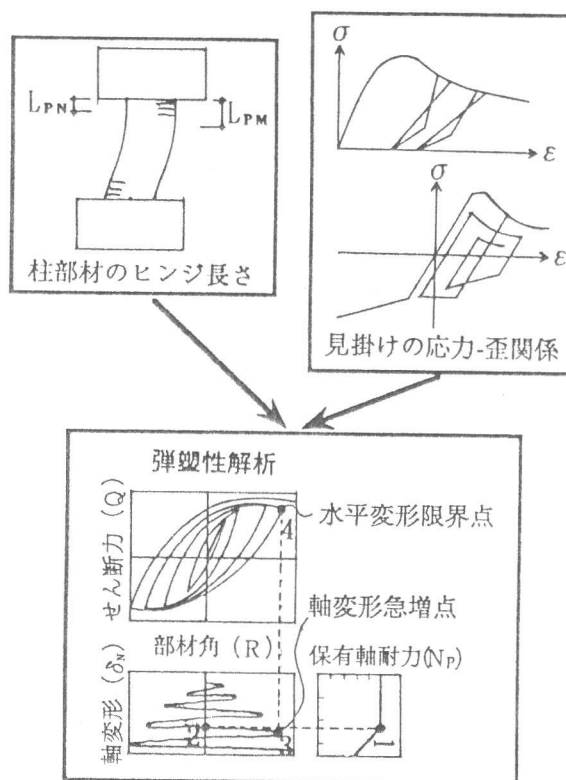


図-15 水平変形限界点を求めるフロー

7. まとめ

柱部材の機能は、本来、軸力を支持することである。したがって、水平変形限界はその機能維持限界に根源を見出すべきであり、また構造種別 (RC, SRC, S, CFT等) によらない統一した思想に基づくべきである。そこで、本論文においては、各種構造の実験データをもとに、いかなる構造種別であっても、破壊に至る兆しとして”軸変形の急増現象”が存在することを示し(3章)、それをシミュレートする弾塑性解析法を示し(4章)、“保有軸耐力”という概念を導入して(5章)、軸変形の急増点に基づく”水平変形限界点”の見出し方を示した(6章)。

謝辞

本論文の作成にあたり、貴重な実験データの御提供をして戴いた辻文三教授(神戸大学)、西村泰志講師(大阪工業大学)に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 鈴木計夫、中塚浩、他；”プレストレスト鉄筋コンクリート (PRC) 曲げ部材断面の終局域特性について—算定式と算例による考察—”、セメント技術年報、P. 436~439、1978
- 2) 小柳洽、六郷恵哲、他；”RCはりの曲げ破壊過程と曲げじん性に及ぼす材料特性の影響”、土木学会論文集、第348号、V-1、P. 153~162、1984
- 3) 平石久廣、稲井栄一、勅使川原正臣；”変形機構に基づくR/C柱の曲げ弾塑性に関する研究”、コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム論文集、P. II-217~223、1988、3
- 4) 坂口昇、磯田脩、三浦宣明；”超高層RC造集合住宅の構造特性に関する研究、その2、柱耐力実験”、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、P. 153~154、1985
- 5) 出野正恵一、津田和征、南宏一；”高張力鋼を用いたSRC構造の開発(N0. 45)、高張力鋼を用いたSRC柱のせん断破壊性状(その4)、(その5)”、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、P. 1541~1544、1989
- 6) 辻文三、西野孝仁、中塚力；”鋼管柱の弾塑性変形性状に関する研究、(III: 繰り返し載荷; L/D=3.50, 5.25; N/N₀=0.2)”、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、P. 837~838、1987
- 7) 佐藤孝典、中村康一、黒瀬有信、渡辺泰志；”充填鋼管コンクリート柱に関する研究、(その4)円形断面の軸力曲げせん断実験—Mシリーズ—”、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、P. 1619~1620、1989
- 8) 佐藤孝典、齊藤豊、鈴木計夫、遠藤博；”合成構造(鋼管RC)における各構成要素ごとの”分担力抽出法”の提案”、コンクリート工学年次論文報告集12-2、P. 41~46、1990