

# S 造と SRC 造の建物の柱脚の実験的研究 (その 5)

——埋込型の側柱柱脚の破壊実験——

高橋 泰彦      武田 寿一  
小畠 克朗      木村 耕三

## An Experimental Investigation of Column Bases of Steel Reinforced Concrete Structure (Part 5)

——Failure Tests of Embedded Bases of Side Columns——

Yasuhiko Takahashi      Toshikazu Takeda  
Yoshiro Kobatake      Kozo Kimura

### Abstract

This paper describes the results of tests on embedded bases of side columns located at the perimeters of buildings. The tests were performed to investigate the failure patterns and strengths of the bases, and to reexamine the stress transfer model and design method applicable to embedded column bases suggested in the previous reports.

Test results showed that failure patterns and strengths of the bases were much influenced by not only concrete and reinforcing bars making up the bases, but also by the anchoring methods of longitudinal bars of footing beams and shear resistance of main reinforcing bars of orthogonal beams. Taking these facts into consideration, some equations for estimating strength were obtained and added to the design method.

### 概 要

建物の外周に位置した側柱の埋込型柱脚の模型実験を行なった。今回の実験では、柱脚の破壊パターンや耐力を調べ、前報で提案した応力伝達モデルと埋込型側柱柱脚設計法(案)を再検討することを目的とした。

この結果から、側柱柱脚の破壊状況や耐力は、単に柱脚を構成するコンクリートや鉄筋だけでなく、基礎ばり主筋の定着法や直交方向基礎ばりの主筋のせん断抵抗の影響を受けることがわかった。また、これらの性状を考慮して、具体的な耐力評価式を誘導し、設計法に組み入れることができた。

### 1. 序

柱鉄骨を基礎ばりの中に埋込み、脚部を固定とする埋込型柱脚の実用化をはかることを目的として、今迄に種々の模型実験を行ってきた。また、それらの結果を総合的に判断して、埋込型柱脚の設計法(案)としてまとめて前報<sup>2)</sup>で報告した。

しかし、今迄の実験では柱脚が破壊し、最大耐力が確認された試験体は数が少なく、破壊パターンや応力伝達

法は推測したものにすぎなかった。そこで、建物の外周に位置する側柱柱脚のモデルを実際に破壊させ、柱脚の破壊パターンと耐力の把握、柱脚のコンクリートと鉄筋が応力伝達と耐力に果たす役割、などを調べて、前報<sup>2)</sup>で述べた設計法を再検討するとともに、より具体的な耐力評価式を求めることにした。

したがって、今回の実験では、はり主筋の定着法と柱脚まわりの配筋量の2点のみに着目した単純な柱脚モデルを対象とし、柱脚のコンクリートの条件は統一すると

ともに、補強筋などの余分な鉄筋は削除した。

## 2. 試験体

試験体は側柱とその脚部を埋込んだ基礎ばりで構成されたL字型のモデルであり、直交方向の基礎ばりの一部も含んだ立体的な柱脚となっている。図-1に形状・寸法を、図-2に配筋状況を示しているが、試験体は実物をおよそ1/3に縮小した大きさである。ただし、柱の断面や基礎ばり主筋は実用よりかなり大きくし、また、柱脚の鉄筋には細径を使用して耐力を低くして、柱脚の破壊を意図した。

試験体はL6FT10O, L6FT6O, L6FS6Oの3体で、それぞれの相違点は名称の中に表現した。名称の頭文字「L」は側柱柱脚のモデルを、2番目の数字「6」は柱の鉄骨が基礎ばりの中へ60cm埋め込まれていること、すなわち、はり底面まで貫通していることを、また、3番目の「F」は柱脚破壊型を意味している。6番目の「O」は柱がH型断面となっていることを示している。以上は各試験体で共通であり、次の4, 5番目のみ固有のものである。4番目ははり主筋の定着法を示し、図-2のごとく、「T」は柱の引張フランジの先端から柱ウェブ面に対して45°方向に伸ばした線の外側の基礎ばり側に、「S」はその内側に定着してある。すなわち、図-7で後述するようにはり主筋が伝達鉄筋として働くか否かを両者で区別している。5番目の数字は柱型ワープの標準鉄筋径を示し、数字の大小がそのまま配筋量の多少となっている。

したがって、L6FT10OとL6FT6Oの比較で、同じ破壊パターンのもとでの配筋量の相違による性状の変化が、また、L6FT6OとL6FS6Oとの比較ではり主筋の定着法の違いによる破壊形式の変化が、起こることを期待して計画した。

なお、表-1に使用した材料の特性を示す。

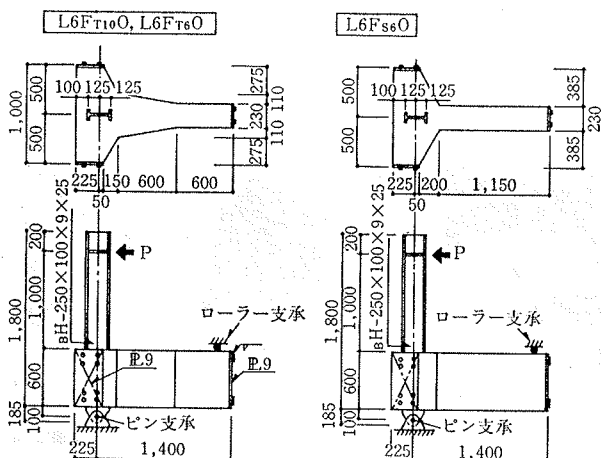


図-1 試験体の形状

## 3. 加力方法と測定方法

加力方法は図-1の通りで、柱脚の基礎ばり下端でピン支持し、また、基礎ばり端部をローラー支持した状態で、柱頭にジャッキで水平力を加えた。この方法では、柱の底部に設けた杭でせん断力を処理する構造の柱脚の応力を再現している。この加力方法では基礎ばり上端面に引張力が生じ、建物の外部に面した基礎ばりのとりつかない柱脚の上部が破壊することになる。

全体の変形は直交方向基礎ばり断面の柱芯の位置と基礎ばり端部を不動点とした治具によって柱頭で測定した。また、柱脚内の鉄筋で歪を測定し、クラックの発生や降伏現象をチェックした。

## 4. 実験結果と考察

### 4.1. 実験結果

荷重(P)と全体変形( $\delta$ )の関係を図-3に、荷重と歪の関係を図-4, 5に、破壊状況を写真-1に示す。また、すでに前報<sup>1),2)</sup>で提案している柱脚の破壊パターンと応力伝達モデルを図-6, 7に再録した。

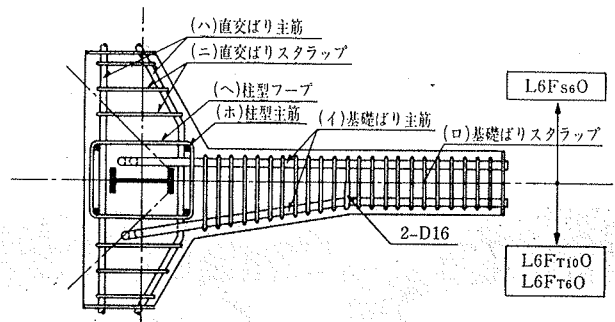
### 4.2. 変形と破壊経過

図-3のように、基礎ばりにクラックが発生するまでの初期剛性は柱、はり、パネル部に置換したモデルによる計算値に一致し、また、柱脚の鉄筋が降伏するまでの

	コンクリート	鋼板		鉄筋				
		R.25	R.9	D 29	D 16	D 13	D 10	D 6
降伏応力度(t/cm <sup>2</sup> )	—	3.22	3.75	3.92	4.62*	3.60	4.01	3.83*
最大強度(t/cm <sup>2</sup> )	0.210	5.06	5.44	6.15	7.43	5.22	5.64	5.42
伸び率(%)	—	27.9	24.4	22.6	10.1	18.7	17.8	17.1

\*は0.2% off set法による。

表-1 材料特性



試験体	基礎ばり		直交ばり		柱型	
	(イ)主筋	(ロ)スタップ	(ハ)主筋	(ニ)スタップ	(ホ)主筋	(ヘ)ワープ
L6FT10O	上端, 下端とも 4-D29	D 10@50	上端, 下端とも 4-D 16	D 10@100	4-D 16	D10 #70 Top Bottom等 D13
L6FT6O	"	"	上端, 下端とも 4-D 10	"	"	D6 #70 Top Bottom等 D10
L6FS6O	"	"	"	"	"	"

図-2 試験体の配筋

変形は全試験体でほぼ等しい。しかし、鉄筋の降伏にともない、柱脚のコンクリートに破損が生じ、各試験体のP- $\delta$  曲線は異なってきた。特に、L6F<sub>T6</sub>Oでは、図-4の如く柱脚フープが低荷重で降伏し、写真-1(b)のように柱フランジ先端から45°方向にのびるクラック幅が広がるとともに変形が増加して、図-6の④破壊パターンとなった。L6F<sub>S6</sub>OはL6F<sub>T6</sub>Oに比べ荷重が上昇した。鉄筋の降伏が高荷重で起こるためであるが、最終的には④破壊パターンとはり主筋の曲げ加工部での破断の両方が生じ、急激な荷重低下を示した。柱脚が破壊する場合の変形能は降伏した鉄筋の伸び能力に関係するようである。L6F<sub>T10</sub>OはL6F<sub>T6</sub>Oと約40%の荷重差はあるが、P- $\delta$  曲線の傾向は一致し、破壊パターンも写真-1(a)のように類似点がある。また、L6F<sub>S6</sub>Oの最大荷重までのP- $\delta$  曲線ともほぼ等しい。

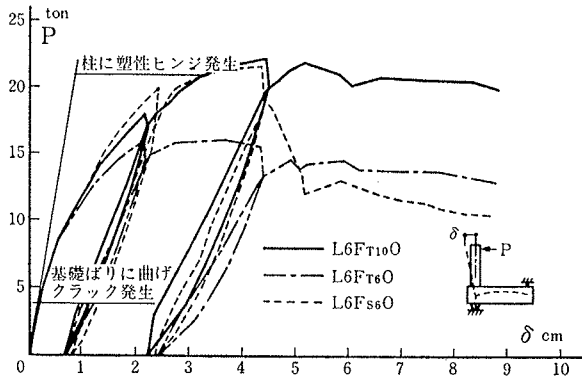


図-3 荷重 (P) - 変形 ( $\delta$ ) 曲線

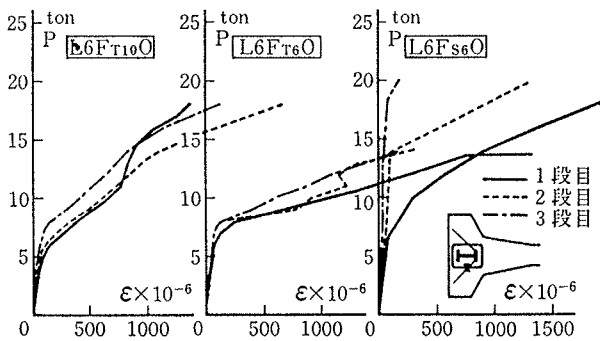


図-4 フープの荷重 (P) - 歪 ( $\epsilon$ ) 曲線

なお、L6F<sub>T10</sub>Oの最大荷重 22.5 ton は柱の塑性ヒンジ発生計算荷重 (21.5 ton) を少々越えているが、柱の実際の歪は +4,000 ~ -6,000  $\mu$  であり、柱の降伏によるP- $\delta$  曲線への影響は少ないようである。他の2体ではさらに影響は少ない。

4.3. 応力伝達機構

前報<sup>2)</sup>で側柱柱脚の応力伝達モデルとして図-7を提案した。すなわち、柱脚の柱フランジ面に生じた支圧力を耐荷ばりと名付けた柱脚外側のコンクリート部分がはり作用で支持し、次に、耐荷ばりと基礎ばりをつなぐ鉄筋(伝達鉄筋と称する)の引張作用で耐荷ばりの反力が基礎ばりへ伝わると考えている。このモデルでは柱の引張フランジ先端から45°方向へのびる線(図-2参照)を耐荷ばりの境界としている。この線ははりの曲げクラックとはほぼ同時に発生し、徐々に進展した後、写真-1(b)のように拡大してゆくクラックの位置を意味している。

ここで、この45°線上で測定したフープとはり主筋の歪の性状を図-4, 5で検討する。

L6F<sub>T6</sub>OとL6F<sub>S6</sub>Oとを比べるとはり主筋の歪は後者がかなり大きい。一方、フープの歪は前者が圧倒的に大きい。すなわち、両者の鉄筋の応力

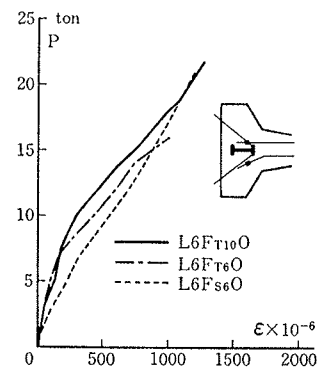


図-5 主筋の荷重 - 歪曲線

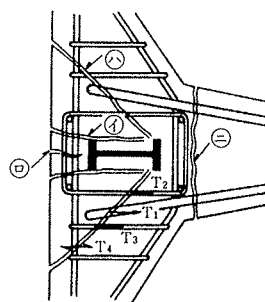


図-6 破壊パターン

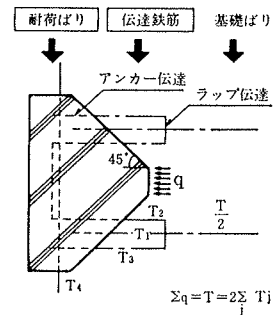
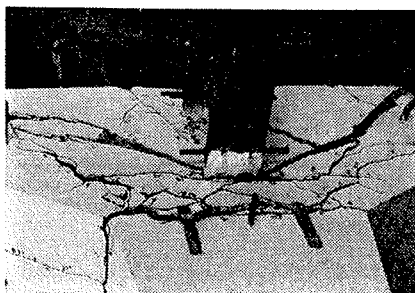
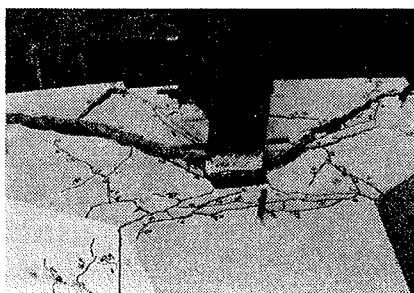


図-7 応力伝達モデル



(a) L6F<sub>T10</sub>O



(b) L6F<sub>T6</sub>O



(c) L6F<sub>S6</sub>O

写真-1 破壊状況

分担が相違していることが明らかで、後者では主筋が、前者ではフープが伝達鉄筋の主体となっているようである。次に、L6F<sub>T10</sub>OとL6F<sub>T6</sub>Oを比較すると、フープでは降伏歪に達する荷重に差がみられ、また、主筋の歪ではP≒8tonから少々ずれがあらわれるが、両者は定性的に一致している。この傾向は柱脚内の鉄筋量の相違を反映しているとともに、主筋が伝達鉄筋としてあまり働かないことを示していると考えられる。

4.4. 破壊パターン

図一7のモデルの耐荷ばりのせん断破壊および曲げ破壊が図一6の①, ②に、伝達鉄筋の降伏が③に、基礎ばり主筋の降伏が④に相当し、図一6と図一7とはよく対応している。しかし、②のみの破壊は起こりにくく、④ははりの曲げ降伏に相当するので、柱脚独自のものは①②と考えられる。

今回の実験でも、4章1節で説明したようにL6F<sub>T6</sub>OとL6F<sub>T10</sub>Oに②パターンが、L6F<sub>S6</sub>Oに①パターンが生じた。主筋の定着法が破壊パターンを変化させたことが明らかである。なお、L6F<sub>T6</sub>Oの破壊パターンが最も明瞭で、クラックはかなり深くまで進行していた。

4.5. 耐力の評価

各試験体の最大荷重と破壊パターンを表一2に示す。この表のL6F<sub>T6</sub>OとL6F<sub>S6</sub>Oとの耐力差は、はり主筋の定着法から生じている。前述した如く、前者では主筋は伝達鉄筋とはならないが、後者では伝達鉄筋として働いているのである。また、L6F<sub>T10</sub>Oでは鉄筋量が多いので他の2体に比べ高い耐力となる要素をもっている。このような配筋法、鉄筋量を考慮し、①②パターンに対する耐力を計算して表一2に併記した。

なお、耐荷ばりのせん断耐力(BNs)はコンクリートの耐力に破壊面と交差する鉄筋の効果(oQs)を加えた(1)式で、伝達鉄筋の耐力(rNt)はさらに鉄筋の引張耐力を加えた(2)式で求めた。なお、耐荷ばりの有効幅は柱の埋込長さの半分とし、交差鉄筋の効果としてはシャーフリクションの耐力とスタッドコネクタと考えた場合の耐力との小さい方、すなわち(3)式を用いた。

$$BNs = \alpha \cdot F_c \cdot A_{cs} + oQs \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$rNt = \bar{\alpha} \cdot F_c \cdot A_{cs} + \sum_{i=1}^3 a_i \cdot \sigma_{yi} + oQs \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$oQs = \min \left( \sum_{i=1}^2 u \cdot a_{2i} \cdot \sigma_{y2i} \cdot \sin \theta_i, \sum_{i=1}^2 0.5 a_{2i} \sqrt{E_c \cdot F_c} \sin \theta_i \right) \quad \dots\dots\dots(3)$$

ただし、 $\alpha=0.1$ ,  $\bar{\alpha}=0.05$ ,  $u=1.0$   
 $\theta_j$ : 破壊面と交差j鉄筋のなす角度  $A_{cs}$ : 耐荷ばりのせん断面積  $a_j, \sigma_{yj}$ : j鉄筋の断面積和と降伏応力度(j=1, 2, 3, 4はそれぞれ主筋, フープ, スタッド, 直交主筋, を意味する)  $a_1$ は2-D29のみ有効と仮定した

計算の結果ではL6F<sub>T6</sub>OとL6F<sub>T10</sub>Oの両試験体でBNs>rNtとなり②パターンが、L6F<sub>S6</sub>Oではその逆で①パターンが起こることになり、実験結果と一致する。しかし、耐力を比較すると、計算値は実験値より多少低めの評価をしている。データ不足のためにコンクリートのせん断強度を規準並みに低くおさえていることが原因と思われるが、計算値は一応安全側の耐力の目安となり、設計式として妥当であろう。

5. まとめ

側柱柱脚の破壊実験の結果をまとめて箇条書で示す。

- (1) 柱脚の固定度は、柱、基礎ばり、パネル部に置換したモデルによる計算値と一致する。
- (2) 基礎ばりに曲げクラックが発生すると剛性が低下するが、柱脚内の鉄筋が降伏するまでの変形性状は全試験体ではほぼ等しい。その後はコンクリートの破損が起こり、柱脚の鉄筋量とはり主筋の定着法で変形性状や破壊パターン、耐力が変化する。
- (3) 柱脚の応力伝達は耐荷ばりと伝達鉄筋で構成される図一7のモデルで説明でき、図一6の破壊パターンとも矛盾しない。
- (4) 柱脚の耐力は主に耐荷ばりのせん断耐力と伝達鉄筋の引張耐力できまり、(1), (2)式で推定できる。

付録 埋込型柱脚の設計法(案)昭和59.8改訂

この設計法は鉄骨柱を基礎ばりの中に埋込み、柱の応力を柱脚の支圧力によって基礎ばりに伝達する埋込型柱脚に適用する。対象とする柱の応力はモーメントとせん断力のみであり、柱の軸力は別途処理するものとし、モーメントと軸力の相互作用も無視している。

1. 埋込型柱脚の条件

この設計法は次の条件を満足する柱脚に適用する。

- (1) 柱鉄骨の埋込長さ(Ds)は柱丈(H)の2倍以上とする。しかし、Ds>3Hの場合には、Ds=3Hを耐力計算上有効な埋込長さとする(付図一1)。
- (2) コンクリートの支圧強度は、設計基準強度(Fc)

試験体	実験結果 (ton)		計算耐力 (ton)		最大荷重
	最大荷重	破壊パターン	①破壊パターン	②破壊パターン	
L6F <sub>T10</sub> O	22.5	② 1段フープ破断	26.0	20.9	1.08
L6F <sub>T6</sub> O	16.3	②	17.7	13.2	1.23
L6F <sub>S6</sub> O	21.7	①② 上端主筋破断	17.7	26.6	1.23

表一2 耐力・破壊パターン一覧表

の $\alpha$ 倍とする。現状では $\alpha=1.0$ とする(付図-1)。

(3) パネルゾーンとして破壊しない柱脚とする。

### 2. 中柱柱脚の耐力

完全塑性化を考慮した付図-1(B)のような矩形の支圧力分布のもとで、柱脚の耐力を求める。すなわち、せん断力を無視すると、柱脚の曲げ耐力( $M_{U1}$ )は次式となる。

$$M_{U1} = W \cdot D_s^2 \cdot \alpha \cdot F_c / 4 \quad \dots\dots(1)$$

ただし、H型柱では両側のフランジに支圧力が生じるが、Box柱と同様に一面の支圧力のみ有効とする。

### 3. 側柱柱脚の耐力

側柱では、基礎ばりの取りつかない面に生じる支圧力は、柱を迂回させて、反対側の基礎ばり主筋に伝えることによって、柱の応力を基礎ばりに流すことができる。付図-3の応力伝達モデルはこの経路を表現しているだけでなく、付図-2の破壊パターンにも対応している。すなわち、付図-2の④、⑤クラックが耐荷ばりのせん断および曲げ破壊(耐力をそれぞれ $BNS_s$ ,  $BNM$ とする)に、⑥、⑦クラックは伝達鉄筋と主筋の降伏(耐力を $RNT$ ,  $RNO$ とする)に対応する。したがって、応力伝達モデルの引張耐力 $N_T$ は次式となる。

$$N_T = \min(BNS_s, BNM, RNT, RNO) \quad \dots\dots(2)$$

ただし、 $BNS_s$ と $RNT$ は(3)、(4)式で、 $BNM$ と $RNO$ はRCばりの耐力式から求める。

$$BNS_s = 0.1F_c \cdot A_{cs} + oQ_s \quad \dots\dots(3)$$

$$RNT = 0.05F_c \cdot A_{cs} + \sum a_j \cdot F_j + oQ_s \quad \dots\dots(4)$$

$$oQ_s = \min(\sum a_j \cdot F_j \cdot \sin \theta_j, \sum 0.5a_j \sqrt{E_c \cdot F_c} \sin \theta_j) \quad \dots\dots(5)$$

$a_j, F_j$ :  $j$ 鉄筋の断面積和と設計基準値( $j=1, 2, \dots, n$ は、それぞれ、はり主筋、フープ、スタラップ、直交ばり主筋、補強筋、などを意味する)  
 $A_{cs}$ : 耐荷ばりのせん断面積  $\theta_j$ : ④、⑤の破壊に対してせん断抵抗をする鉄筋と破壊面のなす角度  
 (5)式ではこれらの鉄筋のみの耐力和とする)

なお、アンカー部の引抜き耐力や主筋とのラップ継ぎの耐力が小さい場合には(4)式の $\sum a_j \cdot F_j$ の代わりにそれらの耐力を用いる。

この引張耐力( $N_T$ )を使用し、側柱柱脚の応力分布を付図-1(C)のように仮定すれば、柱脚の耐力( $M_{U2}$ )はRC柱の耐力式を引用して求めることができる。

### 4. 埋込型柱脚の設計法

柱脚の耐力( $M_{U1}, M_{U2}$ )と柱および基礎ばりの終局耐

力( $M_C, M_B$ )を比較することにより、次式で二次設計時の柱脚のチェックを行なう。

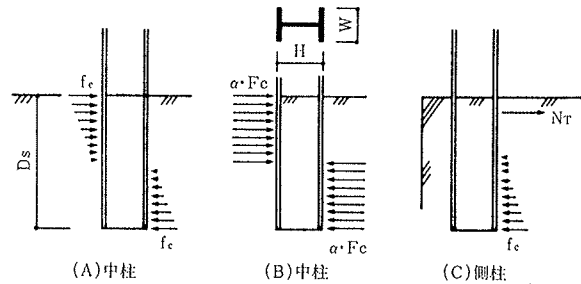
$$M_{U1} > M_{U2} > \min(\beta_C \cdot M_C, \sum \beta_B \cdot M_B) \quad \dots\dots(6)$$

$\beta_C, \beta_B$ は割増係数で鋼材の歪硬化などによる耐力上昇を考慮している。 $\beta_C=1.3, \beta_B=1.2$ とする。なお、(6)式によって、建物の保有耐力時には柱下端、または、はり端に塑性ヒンジができることになる。

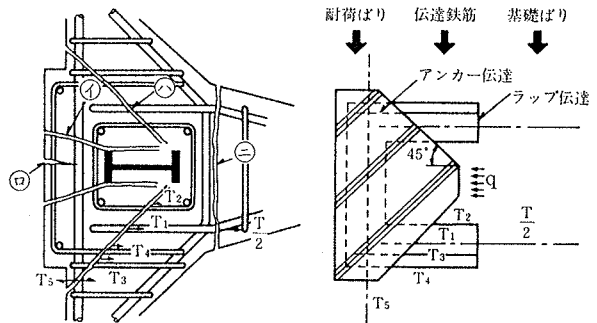
また、建物の一次設計時には、付図-1(A)の三角形の応力分布のもとで、縁応力をRC規準の許容応力度( $f_c$ )以下に制限すること、基礎ばり主筋やフープのみを有効として $N_T$ を求めること、などで柱脚を設計することにする。

### 5. 追記

上記の設計法はH型柱を中心に扱ったが、この考え方はBox柱にも適用できる。ただし、通常、破壊パターン④がなくなり、耐荷ばりの境界が付図-2の④から①に移動することに注意しなければならない。また、柱材の局部座屈の検討なども必要となろう。



付図-1 応力分布



付図-2 破壊パターン 付図-3 応力伝達モデル

### 参考文献

- 1) 武田, 高橋: S造とSRC造の建物の柱脚の実験的研究(その3), 大林組技術研究所報, No. 26, (1983), pp. 51~55
- 2) 武田, 高橋, 他: S造とSRC造の建物の柱脚の実験的研究(その4), 大林組技術研究所報, No. 28, (1984), pp. 44~48