

埋込み形式鉄骨柱脚の塑性崩壊荷重

辻 岡 静 雄

Plastic Collapse Load of Embedded RHS Interior Column - Footing Connections

Shizuo Tsujioka

The RHS column base embedded in footings is commonly employed in rigid column-footing connections and is capable of resisting large bending moments. The upper bound theorem limit analysis is employed to obtain the ultimate static strength of embedded RHS interior column-footing connections in building subjected to lateral load. The stress transfer mechanism, the failure mode and the collapse load are discussed.

1. 序

鉄骨柱脚は柱の応力を基礎に伝達させる重要な構造要素（接合部）である。その一形式である埋込み柱脚に関して多くの知見¹⁾が得られているが、埋込み柱脚の本質と考えられる基本的な崩壊機構とその終局耐力は十分に解明されていない。これは、埋込み柱脚が隠ぺいされた部分で寸法的に過剰であること、境界条件が不明確であることに起因する。

本研究は、柱の応力が基礎梁やコンクリートに円滑かつ明快に伝達できる固定柱脚を得ることを目的とするもので、特に、水平力を受ける角形鋼管中柱埋込み柱脚の崩壊機構とその崩壊荷重を理論的に示し、柱脚に要求される応力伝達要素（主筋、コンクリート、スタッドコネクタ）の役割を検討・考察する。

2. 角形鋼管中柱埋込み柱脚モデル

図1 に一定軸力下で水平力を受ける角形鋼管中柱埋込み柱脚を示す。角形鋼管柱、基礎梁、基礎、柱脚（接合部）の各構造要素からなり、鉄骨柱は基礎梁底部まで埋め込まれ、鉄骨とコンクリートはスタッドコネクタなどで一体化されている。また、柱の曲げモーメントは柱とコンクリートの支圧・摩擦・付着で基礎梁に、水平力（柱のせん断力）および軸方向力は柱底面でのみ基礎に伝達され、柱底面でピン支持とする。簡単のため、柱底面の曲げ抵抗、ベースプレートの張り出しは無視する。

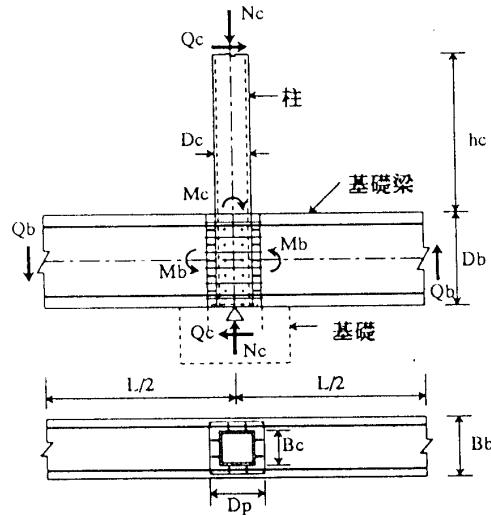


図1 角形鋼管中柱埋込み柱脚

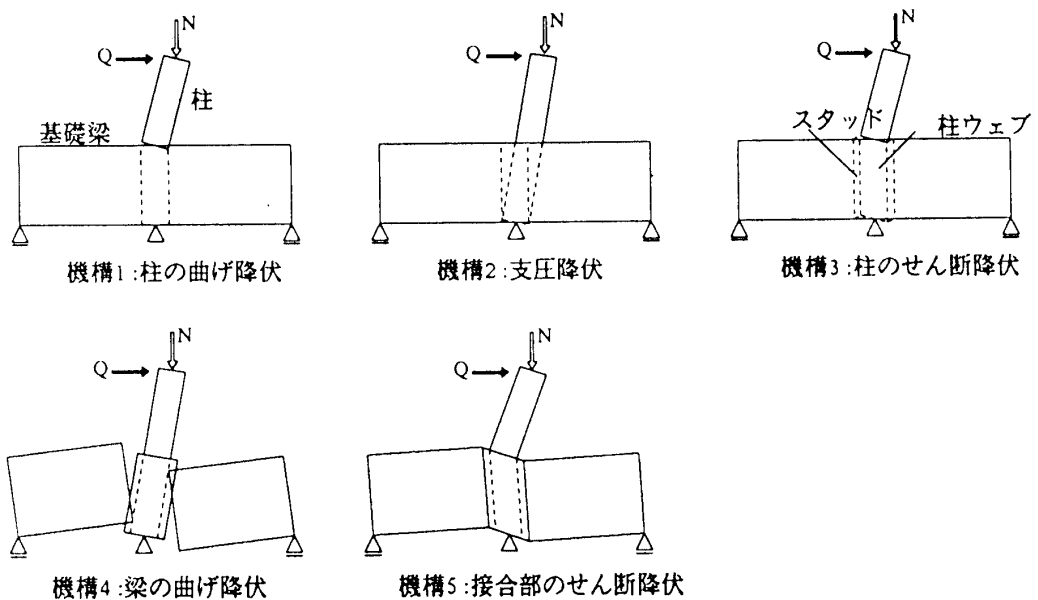


図2 基本崩壊機構

3. 基本仮定

崩壊荷重を算定するに当り、次の仮定を設ける。

- (a) 鉄骨とコンクリートの付着は無視する。
- (b) 鋼管柱の局部座屈・クリッピングは生じない。
- (c) スタッドキネクタは柱の4面に配置され、支圧面やせん断面のずれに抵抗する。
- (d) 材料は完全剛塑性材料とする。
- (e) コンクリートの支圧強度はシリンダー圧縮強度 F_c で、引張強度は零とする。
- (f) コンクリートの支圧応力は角形鋼管柱の幅方向に均等で、矩形分布とする。
- (g) 鉄筋のだぼ作用は無視する。
- (h) 鉄筋は圧縮応力を負担しないものとする。

4. 埋込み柱脚の崩壊機構と崩壊荷重

水平力を受ける角形鋼管柱脚の崩壊荷重は上界定理に基づく極限解析²⁾により求める。基本的な崩壊機構として機構1～機構5を(図2)、また、これらの組合せとして組合せ機構1,2を考える。各機構の崩壊荷重の最小値が柱脚の崩壊荷重である。

(1) 機構1 (柱曲げ降伏)に対する崩壊荷重

柱の脚部に塑性ヒンジができ崩壊機構になる場合である(図3-1)。外力仕事速度は $Q h_c \theta$ 、エネルギー逸散速度は $M_p \theta$ であるから、これらを等置すれば、崩壊荷重 Q_p は次式で与えられる。

$$Q_p = M_p / h_c \quad (1)$$

(2) 機構2 (支圧降伏)に対する崩壊荷重

コンクリートの支圧部分が支圧強度に到り機構が形成される(図3-2)。この場合の外力仕事速度は $Q(h_c + D_b)\theta$ で与えられる。一方、角形鋼管柱のフランジ面(コンクリートの支圧領域を除く)およびウェブ面(側面)のスタッドコネクタ、支圧面の摩擦によるエネルギー逸散を考慮すれば、全体のエネルギー逸散速度 D は

$$D = [(2q + B_c F_c) \{x^2/2 + (D_b - x)^2/2\} + q D_c D_b/2 + \mu B_c F_c D_c D_b/2] \theta \quad (2)$$

よって、外力仕事速度とエネルギー逸散速度を等置すれば、崩壊荷重は $x = D_b/2$ で最小となり、次式で与えられる。

$$Q_p = \{(2q + B_c F_c) D_b/4 + q D_c/2 + \mu B_c F_c D_c/2\} D_b / (h_c + D_b) \quad (3)$$

(3) 機構3 (柱埋込み部せん断降伏)に対する崩壊荷重

基礎梁が剛体で埋込み部鋼管がせん断降伏する場合(図3-3)で、外力仕事速度は $Q h_c \theta$ である。角形鋼管柱のスタッドコネクタやコンクリートの間の摩擦によるエネルギー逸散が考えられる。支圧による摩擦力 R は $\mu Q(D_b + h_c)/(D_b - 2x)$ となり、エネルギー逸散速度 D は

$$D = \{ \tau \frac{1}{2} 2T(D_c - 2T)D_b + 1.5q D_c D_b + R D_c \} \theta \quad (4)$$

崩壊荷重は、以上の外力仕事速度とエネルギー逸散速度を等置し、最小化して次式で得られる。

$$Q_p = (N_{pw} / \sqrt{3} + 1.5q D_c) (D_b / h_c)^2 / \{ (D_b / h_c) - \mu (D_c / h_c) (1 + D_b / h_c) \} \quad (5)$$

(4) 機構4 (基礎梁曲げ降伏)に対する崩壊荷重

鋼管柱の埋込み部分とその周りのコンクリートからなる接合部の外側の基礎梁が曲げ降伏する場合(図3-4)で、基礎梁のせん断降伏は防止されているとする。降伏する要素には主筋、コンクリートがあり、主筋のみ降伏、コンクリートのみ降伏、主筋とコンクリートの両方が降伏の3機構が考えられる。しかし、通常的基础梁では主筋とコンクリートの両方が降伏する機構のみを考えればよい。ただし、主筋の付着破壊(ここでは圧縮鉄筋の応力が引張となることと定義)について考慮するものとする。

いま、引張鉄筋が降伏し、付着破壊している場合を考える。機構が形成されている状態では、接合部内の主筋の付着耐力を X_a とすれば、圧縮側、引張側の鉄筋には次の関係が成り立つ。

$$T + C = X_a, \quad T = T_y, \quad -T_y \leq C \leq 0 \quad (6)$$

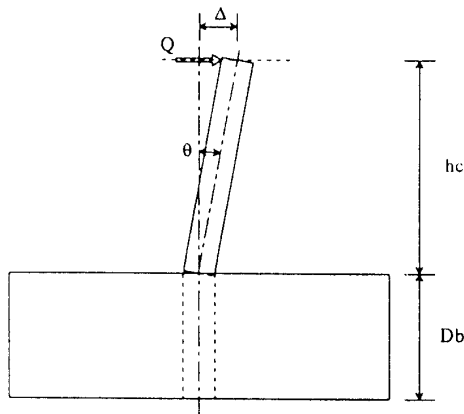


図3-1 機構1

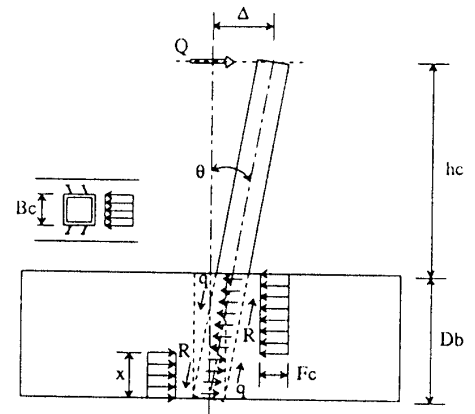


図3-2 機構2

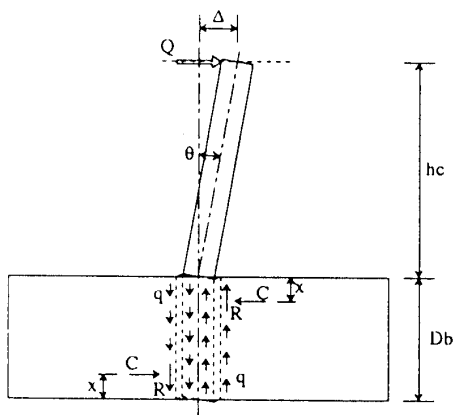


図3-3 機構3

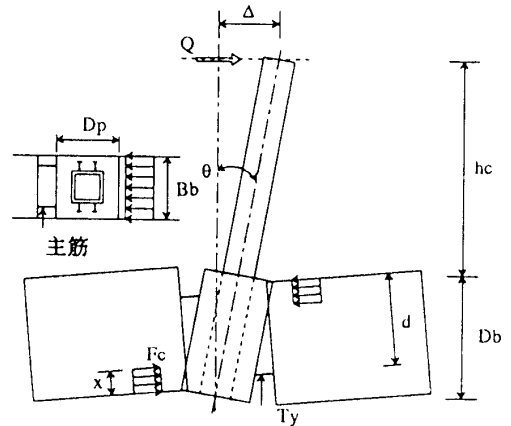


図3-4 機構4

コンクリートの圧縮域の幅を基礎梁幅に取り、その長さを x とすると、エネルギー逸散速度 D は

$$D = \{B_b F_c x^2 + 2T_y (D_b - 2x) + 2X_a (x - D_b + d)\} (1 + D_p/L) \theta \quad (7)$$

一方、外力仕事速度は $Q(h_c + D_b)\theta$ であるから、等置し、最小化を行えば、崩壊荷重は次式で与えられる。

$$Q_p = \{2dX_a - 2D_b(X_a - T_y) - (2T_y - X_a)^2 / (B_b F_c)\} (1 + D_p/L) / (h_c + D_b) \quad (8)$$

$$x = (2T_y - X_a) / (B_b F_c), \quad 0 \leq X_a \leq T_y$$

ところで、 $X_a > T_y$ では圧縮鉄筋は引張を受けず、崩壊荷重は次式で表される。

$$Q_p = \{2dT_y - T_y^2 / (B_b F_c)\} (1 + D_p/L) / (h_c + D_b) \quad (9)$$

(5) 機構5（接合部降伏）に対する崩壊荷重

接合部パネルは埋込み部鋼管パネルとコンクリートパネルから構成され、その累加が成立するものとする。ここに、コンクリートパネルが成立するためには立ち上げ筋やかご筋があることが必要条件である(図3-5)。

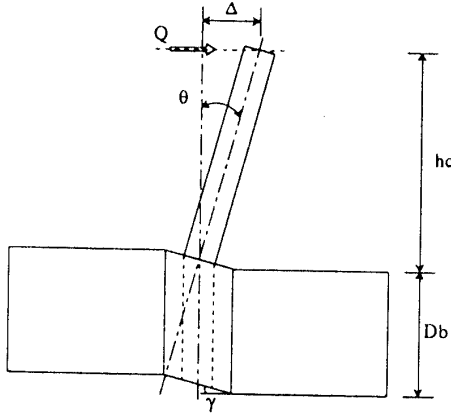


図 3-5 機構 5

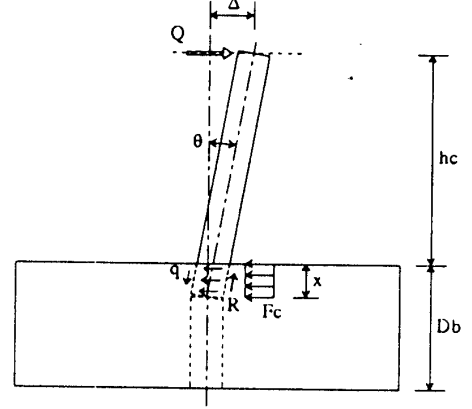


図 3-6 組合せ機構 1

外力仕事速度は $Q h_c \theta$ で、エネルギー逸散速度 D は次式で表される。

$$D = \{ \tau_y 2T(D_c - 2T)D_b + \tau_y (B_b - B_c)D_p D_b \} (1 + D_p/L) \theta \quad (10)$$

よって、崩壊荷重は

$$Q_p = \{ \tau_y 2T(D_c - 2T)D_b + \tau_y (B_b - B_c)D_p D_b \} (1 + D_p/L) / h_c \quad (11)$$

なお、コンクリートパネルの降伏せん断応力度の評価においては主筋の付着破壊による影響を考慮することが必要である。

(6) 組合せ機構 1：機構 1 と機構 2 の組合せに対する崩壊荷重

この機構は基礎梁の内部で鋼管柱が曲げ降伏するものである(図3-6)。

この場合の崩壊荷重は

$$Q_p = \{ M_p + B_c F_c x^2 / 2 + q x^2 + q x D_c / 2 + \mu B_c F_c x D_c / 2 \} / (h_c + x) \quad (12)$$

$$\text{ただし, } x = -h_c + \sqrt{[h_c^2 - \{ (q + \mu B_c F_c) D_c h_c - 2M_p \} / (B_c F_c + 2q)]}$$

いま、 x を次式で近似すれば、

$$x = M_p / \{ B_c F_c + 2q \} / h_c - (q + \mu B_c F_c) D_c / (B_c F_c + 2q) / 2 \quad (13)$$

崩壊荷重は、

$$Q_p = [M_p (B_c F_c + 2q) h_c + M_p^2 / (2h_c) - M_p (q + \mu B_c F_c) D_c - (q + \mu B_c F_c)^2 D_c^2 h_c / 8 + (q + \mu B_c F_c) D_c M_p / 2] / \{ M_p + (2q + B_c F_c) h_c^2 - (q + \mu B_c F_c) D_c h_c / 2 \} \quad (14)$$

(7) 組合せ機構 2：機構 2 と機構 4 の組合せに対する崩壊荷重

支圧降伏と基礎梁の降伏（主筋の降伏）が連成する場合である(図3-7)。

コンクリートの支圧、側面スタッドコネクタのせん断、主筋の引張、コンクリートのせん断、フランジ面のスタッドコネクタのせん断、フランジ支圧面の摩擦の各エネルギー逸散が考えられるから、外力仕事速度 W とエネルギー逸散速度 D は次式となる。

$$W = Q(h_c + D_b) \theta \quad (15-a)$$

$$D = [(B_c F_c + 2q)x^2 + 2T_y (D_b - 2x) + (B_b - B_c) D_c F_c (D_b - 2x) + q(D_b - 2x)^2 + q(D_b - x) D_c + \mu B_c F_c D_c x] \theta \quad (15-b)$$

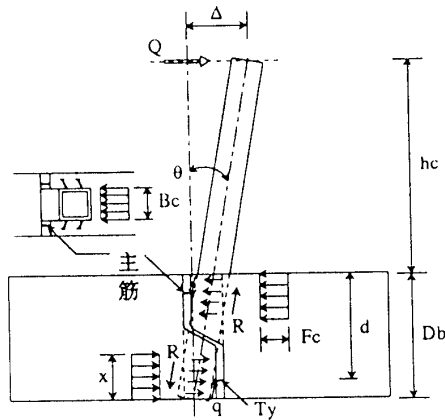


図3-7 組合せ機構2

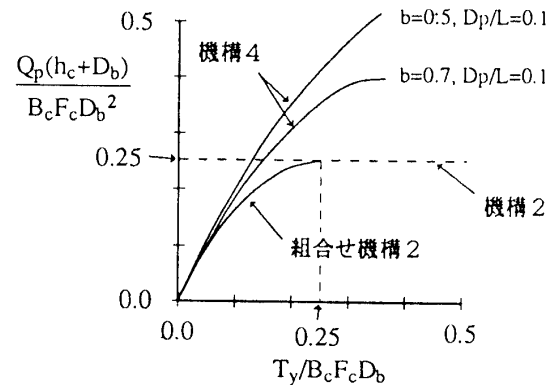


図4 崩壊荷重と鉄筋量

(15)式を等置し、最小化すれば、崩壊荷重は

$$Q_p = [(B_c F_c + 2q)x^2 + 2T_y(D_b - 2x) + (B_b - B_c)D_c F_s(D_b - 2x) + q(D_b - 2x)^2 + q(D_b - x)D_c + \mu B_c F_c D_c x] / (h_c + D_b) \quad (16)$$

ここに、 $x = \{(4D_b + D_c)q + 4T_y + 2(B_b - B_c)D_c F_s - \mu B_c F_c D_c\} / (2B_c F_c + 12q)$

5. 埋込み柱脚の崩壊荷重に関する考察

ここでは、規準化崩壊荷重（各機構の崩壊荷重を機構1の崩壊荷重で規準化したもの）における応力伝達要素（特に、スタッドコネクタ）の影響、各崩壊荷重の相関について考察する。

(1) 機構1と組合せ機構1：

簡単のため $q = \mu = 0$ とすると、組合せ機構1の崩壊荷重と塑性ヒンジ形成位置は次式で近似できる。

$$Q_p h_c / M_p = 1 - \{M_p / (B_c F_c h_c^2)\} / 2 \quad (17-a)$$

$$x / h_c = M_p / (B_c F_c h_c^2) \quad (17-b)$$

上式より、規準化崩壊荷重は1以下で、柱とコンクリートの強度のみに影響を受け、コンクリートが剛体の場合、機構1に一致する。また、その値は0.97-0.99程度で、柱高さ h_c が大きいほどその値は小さい。さらに、ヒンジ形成位置は基礎梁天端に非常に近く、スタッドコネクタなどを用いればさらに基礎梁天端に漸近し、規準化崩壊荷重はほぼ1となる。したがって、機構1で代表させても問題はないと考えられる。

(2) 機構2、機構4と組合せ機構2：

機構2の場合、スタッドコネクタを設けることにより崩壊荷重の上昇、通常、1-2割程度が期待できる。また、終局時の摩擦、すなわち、支圧強度に達した領域の摩擦係数は0.5-0.6程度³⁾⁴⁾

であるので、この機構での摩擦による寄与分は1割程度である。

一方、機構4では付着耐力 X_a に崩壊荷重が左右されるが、通常の寸法諸元の範囲では零とした場合が大略下限を与えるので、機構4の崩壊荷重として次式で代表させる。

$$Q_p h_c / M_p = (B_c F_c h_c^2 / M_p) \{ (D_b / h_c)^2 / (1 + D_b / h_c) \} \{ 2T_y / (B_c F_c D_b) \cdot [1 - (B_c / B_b) \{ 2T_y / (B_c F_c D_b) \}] (1 + D_p / L) \} \quad (18)$$

なお、付着が十分な場合、すなわち $X_a \geq T_y$ の場合、次式を用いる。

$$Q_p h_c / M_p = (B_c F_c h_c^2 / M_p) \{ (D_b / h_c)^2 \{ 1 + D_b / h_c \} \} \{ 2T_y / (B_c F_c D_c) \} [2(d / D_b) - (B_c / B_b) \{ T_y / (B_c F_c D_b) \}] (1 + D_p / L) \quad (18')$$

この両式の差異は T_y が大きいほど大であるが、(18)式は高々7%過小評価するにすぎない。

次に、機構2、機構4、組合せ機構2の関係について考える。

簡単のため、機構2、組合せ機構2においてコンクリートのせん断、スタッドコネクタ、摩擦の寄与を無視すると次式が得られる。

$$\cdot \text{機構2} : Q_p h_c / M_p = (B_c F_c h_c^2 / M_p) \{ (D_b / h_c)^2 / (1 + D_b / h_c) \} (1/4) \quad (19)$$

$$\cdot \text{組合せ機構2} : Q_p h_c / M_p = (B_c F_c h_c^2 / M_p) \{ (D_b / h_c)^2 / (1 + D_b / h_c) \} [2T_y / (B_c F_c D_b) - \{ 2T_y / (B_c F_c D_b) \}^2] \quad (20)$$

(18)－(20)式の各崩壊荷重と鉄筋量 $(T_y / (B_c F_c D_b))$ との関係を図4に示す。

図より、 $T_y / (B_c F_c D_b) < 0.25$ では組合せ機構2が、 $T_y / (B_c F_c D_b) \geq 0.25$ では機構2が生じ、機構4は起こり得ない。機構4の極限状態が組合せ機構2であると言える。しかし、スタッドコネクタや摩擦は機構2や組合せ機構2の崩壊荷重を高めるので、機構4の崩壊荷重が組合せ機構2より小さくなる可能性も有りうる。

(3) 機構1、機構3と機構5：

一般に、機構5の崩壊荷重は機構3の崩壊荷重より大きくなるので、機構3について検討する。

この機構においては、スタッドコネクタ・摩擦共無視した場合の崩壊荷重より、スタッドコネクタによって1-2割程度、摩擦によって3-4割程度上昇するから、全体で4-5割崩壊荷重が高くなる。

次に、機構3の崩壊荷重が機構1より大きくなる条件について考える。

簡単のため、スタッドコネクタや摩擦の影響は無視すると、

$$(D_b N_{pw}) / (\sqrt{3} M_p) \geq 1 \quad (21)$$

なお、正方形角形鋼管では次式に変換される。

$$(D_b / D_c) \geq 1.3 \quad (22)$$

よって、角形鋼管柱では埋込み深さが小さい場合を除けば埋込み部のせん断降伏は普通考えなくともよいと推察される。

6. 結 論

角形鋼管中柱埋込み柱脚を単純化し、その終局耐力を極限解析により求め、考察した。埋込み深さが柱径の何倍必要かという命題は理論的に意味がなく、柱、鉄筋(基礎梁主筋)とコンクリートの強度、柱高さに対する埋込み深さの相関で設計することが必要であることを得た。また、主筋の必要量について設計資料を示すとともに、崩壊荷重に及ぼすスタッドコネクタや摩擦の影響も明らかにした。

今後、崩壊機構や崩壊荷重を実験で確認すると共に、崩壊荷重を低下させる因子としての柱の局部座屈、断面変形、クリッピング、コンクリートの圧壊の影響を検討する予定である。

記 号

B_b, B_c	: 基礎梁幅と柱幅
D_b, D_c, D_p	: 基礎梁せい、柱せい、接合部のせい
d	: 基礎梁縁から引張鉄筋までの距離
F_c, F_s	: コンクリートの圧縮強度とせん断強度
h_c	: 柱高さ(反曲点高さ)
M_p	: 柱の塑性モーメント
N_{pw}	: 柱ウェブの降伏軸力
n	: 列数
p	: ピッチ
Q	: 柱の水平力
$q(=nq_s/p)$: スタッドコネクタによる鋼管面での単位長さ当りのせん断耐力
q_s	: スタッドコネクタのせん断耐力
T	: 角形鋼管管厚
T_y	: 引張鉄筋の降伏軸力の総和
Δ	: 柱頭の仮想水平変位速度
θ	: 柱の仮想回転角速度
μ	: 支圧力による鋼管柱とコンクリート間の摩擦係数
τ_s, τ_c	: 鉄骨パネル、コンクリートパネルの降伏せん断応力度

参 考 文 献

- 1) 例えば、秋山 宏著：鉄骨柱脚の耐震設計，技報堂，1985年。
- 2) 田中 尚著：構造物の極限解析(建築構造学体系8)，彰国社，1966年。
- 3) 清 和四士：鉄骨柱底の摩擦係数について 第2報，
日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.2039-2040，1981年9月。
- 4) 辻岡静雄 他3名：埋込み形鉄骨柱脚の応力伝達に関する基礎的研究，
日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1435-1436，1989年10月。