プレキャスト RC 造柱のソケットベースにおける 応力伝達のメカニズム

STRESS TRANSFER MECHANISM OF SOCKET BASE CONNECTION WITH PRECAST CONCRETE COLUMN

小山内 裕*, 渡辺 史夫**, 岡本 伸***

Yutaka OSANAI, Fumio WATANABE and Shin OKAMOTO

The purpose of this study is to derive the rational design method and connection details for socket base column-to-foundation connection for earthquake resistant buildings.

Cyclic loading tests on half scaled model specimens were conducted to investigate the structural behaviors of socket base connection. From the experimental observation, modeling of the stress transfer mechanism of socket base connection was also carried out.

A practical design method of connection details for socket base connection was proposed using above mentioned model.

Keyword: socket base, precast concrete, model test, stress transfer mechanism, theoretical equation

埋込み柱脚, プレキャストコンクリート造, 模型試験, 応力伝達機構, 理論式

1. はじめに

我が国には埋込み形式のコンクリート造柱脚接合部を設計するための基・規準はない。そこで実務設計においては、日本建築学会編・鋼管構造設計施工指針¹⁾(以後学会指針と略記する。)に記されている埋込み柱脚の保有終局曲げ耐力の検討による設計方法を準用している。

埋込み式柱の脚部に生じる応力を図1に示す。学会指針では、柱脚部に生じる曲げモーメントとせん断力が、ソケット内部に生じる2つの水平方向力(C 、 C_{22})からなるテコ作用でソケットに伝達されるものとして設計される。ここでは埋込まれた柱脚部の周辺摩擦力(F_1 、 F_2 、 F_3)および柱脚の底面反力(R)は考慮されていない。

本研究は、終局状態における埋込部の応力算定に、柱軸力およびプレキャスト(以後PCaと略記する。)柱脚とソケット内面との間に生じる摩擦力を考慮して応力算定式を導き、模型実験の結果と比較して理論式の適合性を検証するものである。

図1 埋込み部の応力伝達

* オリエンタル建設(株) 主任研究員・工修

** 京都大学工学部建築学科 教授・工博

*** 建設省建築研究所 所長・工博

Senior Research Engineer, Research & Development Div., Oriental Construction Co., Ltd., M. Eng.

Prof., Dept. of Architectural Engineering, Faculty of Engineering, Kyoto Univ., Dr. Eng.

Director General, Building Research Institute, Ministry of Construction, Dr. Eng.

図 2 Total model

図 3 Model-1

図 4 Model-2

2. 解析

2.1 解析の対象

中柱においては、埋込み部に発生する支圧応力（C）は剛性の高いコンクリートのスタブを介して基礎梁の圧縮領域に伝達されるので、基礎補強筋に生じる引張り応力は大きくない。

側柱では、基礎梁のない側の支圧応力（C）はソケット壁のコンクリートに引張り力を生ぜしめる。その引張り力は基礎補強筋の引張り応力（ $\sigma_s T$ ）によって抵抗され、基礎梁の曲げ引張り鉄筋へと伝達される。基礎補強筋のひずみが大きくなると埋込み部のひびわれが広がり、ソケットによる柱脚の固定度が低下する。したがって側柱では埋込み部の柱脚の力学的挙動は基礎補強筋の配筋ディテールと量に左右される。

そこで、基礎補強筋によって柱から基礎への応力伝達が行なわれる側柱について解析モデルを仮定してソケット部の支圧応力（C）を求める理論式を導く。理論式は応力の釣り合いから得られる連立方程式を解いて得られる精算解法およびストラット・タイモデルにより求める。

2.2 適用条件

本研究は P C a 埋込柱の終局曲げ耐力時における柱脚の応力伝達性能の確保を目的としている。以下に適用条件を記す。

- 1) P C a 柱をソケットベースに埋め込んだ工法について適用する。
- 2) 側柱でソケット壁の厚さが十分でなく、基礎コンクリートにひび割れが生じており、図 2 の反力 C が基礎補強筋のみによって伝達される。
- 3) 柱には引き抜き力が作用せず軸力が 0 または圧縮応力状態である。
- 4) 柱には曲げモーメントとせん断力および鉛直方向力が作用している。
- 5) 柱脚は終局曲げ耐力に達している。

図 5 柱断面の応力分布

図 6 埋込み部の応力度

- 6) 解法は応力の釣り合い条件のみにより、変形条件は算定式に考慮しない。

2.3 連立方程式による精算解法

精算解法は次の仮定条件の下で式を誘導する。

- 1) 基礎コンクリートの引張り抵抗力は無視する。
- 2) 基礎部の引張り力を負担する鉄筋は基礎補強筋のみとし、雑配筋の応力負担は無視する。
- 3) P C a 柱脚の表面とソケット内面との間に生じる摩擦力を考慮する。
- 4) 柱軸力と同じ大きさの鉛直方向反力が柱底面に作用するものとする。
- 5) 水平力に対する抵抗モデル(図 2)は Model-1(図 3)と Model-2(図 4)の重ね合わせで表わされるものとする。

応力算定式の誘導

Model-1 (図 3) は、水平荷重 P_1 による転倒モーメントに対して鉛直方向力により抵抗する釣り合い状態を示す。このとき P_1 と C_{11} は等しく、次式で得られる。

$$C_{11} = P_1 = \left(\frac{D}{2} - x_R \right) \cdot \frac{N}{h + Y_1} = \left(\frac{D}{2} - x_R \right) \cdot \frac{N}{h}$$

ここで Y_1 は基礎上端から基礎補強筋重心位置までの距離。 Y_1 は h に比べて小さいので無視する。また $R = N$ である。

Model-2の釣り合い条件より連立方程式をたて、その式を解いて支圧応力を算定するための理論式を誘導する。 C_{12} によるコンクリートの応力度が長方形分布をしているとすると、鉄筋の引張り合力に対して偏心のない分布幅は $2Y_1$ である。

$$\text{モーメント } M_2 + P_2 \cdot De + C_3 \cdot L_3 - C_{12} \cdot (De - Y_1) - F_1 \cdot D = 0 \quad (1)$$

$$\text{鉛直方向 } F_1 = F_2 \quad (2)$$

$$\text{水平方向 } C_{12} = P_2 + C_3 \quad (3)$$

ここで $M_2 = P_2 \cdot h$ 、 $F_1 = \mu_1 \cdot C_{12}$ 。 μ_1 は支圧力に対する摩擦力の比で、摩擦力比と呼ぶ。柱とソケット壁内面に目開きが生じていない場合は、 C_{12} の応力度分布の下端が境界となり、 C_{22} の逆方向の応力度分布の始点となる。弾性体に埋め込まれた柱は、杭と同じように弾性床土上の梁と見做すことができる。弾性床土上の梁において支承区間（埋め込み深さ）が短い場合は応力度は三角系分布となる。以上より C_{22} については図6の応力度分布を採用した。 C_3 はソケット部に生じる水平反力 C_{22} と F_3 の和で、その作用位置 L_3 （図6）を仮の値として次の式で与える。

$$L_3 = \frac{1}{6} \cdot (De - 2 \cdot Y_1)$$

ソケット上部の全支圧反力 C は P_1 によって生じた C_{11} と P_2 によって生じた C_{12} の和となる。

$$C = C_{11} + C_{12} \quad (4)$$

式(1)、(2)、(3)、(4)を整理すると C を算定するための理論式(5)が得られる。

$$C = \frac{M + (De - L_3) \cdot Q + e_c \cdot ((\mu_1 - \alpha) \cdot D - Y_1) \cdot \frac{N}{\alpha}}{De - Y_1 - L_3 + \mu_1 \cdot D} \quad (5)$$

ここで $M = P \cdot h$ 、 $Q = P$ 、 $\alpha = \frac{h}{D}$ 、 $e_c = \frac{1}{D} \cdot \left(\frac{D}{2} - x_R\right)$

L_3 の検討

終局時の柱脚の状態を図7に示す。水平荷重が小さいときは前述のごとく C_{12} の応力度分布の下端が C_{22} の応力度分布の始点である（ $2 \cdot Y_1 = d_x$ ）が基礎補強筋の伸びに起因する水平変位が脚部に生じれば、柱とソケット壁面に間隙 Δl が生じ、ソケット壁面が柱に接触している高さ（ $De - d_x$ ）は小さくなる（ $2 \cdot Y_1 < d_x$ ）。(5)式により得られた C と L_{len} （図8）より鉄筋の伸び量を算定すると、得られた伸び量が柱表面と目地コンクリートの目開き

図7 埋込み部の目開き

図8 基礎補強筋の伸び代

Δl に等しい。終局状態における柱脚の曲率 ϕ を埋め込み内部で一定とすれば Δl と d_x の関係は次の式で与えられる。

$$\Delta l = \frac{\phi}{2} \cdot d_x^2$$

ここで $\phi = \frac{c \cdot \epsilon_{max}}{x_n}$ 、 $c \cdot \epsilon_{max} = 0.003$

$$x_n = \frac{N + a_t \cdot \sigma_y}{b \cdot k_1 \cdot k_3 \cdot F_c} = \frac{\sigma_0 + p_t \cdot \sigma_y}{k_1 \cdot k_3 \cdot F_c} \cdot D, \quad \sigma_0 = \frac{N}{b \cdot D}$$

$$\text{これから } d_x^2 = \frac{2 \cdot \Delta l \cdot x_n}{c \cdot \epsilon_{max}}$$

$$\therefore d_x = \sqrt{\frac{2 \cdot \epsilon_s \cdot L_{len} \cdot (\sigma_0 + p_t \cdot \sigma_y)}{c \cdot \epsilon_{max} \cdot k_1 \cdot k_3 \cdot F_c}} \cdot D$$

ここに鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より

$$k_1 = 0.85 - 0.05(F_c - 280)/70 \quad (F_c > 280 \text{ kgf/cm}^2)$$

$$k_3 = 0.85$$

$L_3 = (De - d_x) / 3$ として再度応力 C を算定し、 L_3 の値が収斂すれば求める応力が得られる。(5)式は L_3 に対して感度が低く実務上は L_3 を1回修正すれば十分である。また ϕ を埋め込み部で一定とすると d_x が小さくなり、 L_3 が大きくなって、安全側となる。

L_{len} : 基礎補強筋の伸び代

d_s : P Ca柱表面とソケット壁内面の距離

b : 柱の幅

$25d$: 鉄筋の定着長さ（鉄筋径の25倍）

Δl : 埋め込み部の目開き幅（ $\Delta l = \epsilon_s \cdot L_{len}$ ）

ϵ_s : 基礎補強筋のひずみ

k_1, k_3 : コンクリート圧縮ブロックの形状係数

a_t : 柱の引張り鉄筋量

p_t : 柱の引張り鉄筋比

σ_y : 柱主筋の降伏点応力度

学会指針およびDIN1045の式を示す。

鋼管構造設計施工指針（図9）

$$M_u' = Tu \cdot \left(\frac{d}{2} - d_t\right) + C_c \cdot \left(\frac{d}{2} - \frac{d_c}{2}\right)$$

M_u' : 脚部の終局曲げ耐力 $> M_u$

M_u : 柱の終局曲げ耐力

DIN 1045（図10）

表面が粗面仕上げの場合、

図9 学会指針

図10 DIN 1045

$${}_R H_o = \frac{6}{5} \cdot \frac{M_{st} + \Delta M_{st}}{t} + \frac{6}{5} \cdot H_{st}$$

表面が平滑面仕上げの場合

$${}_G H_o = \frac{3}{2} \cdot \frac{M_{st} + \Delta M_{st}}{t} + \frac{5}{4} \cdot H_{st}$$

ここで

$$t = \{1.2 + \frac{0.8}{1.85} (\frac{e}{a_{st}} - 0.15)\} \cdot a_{st} \quad , \quad e = \frac{M_{st} + \Delta M_{st}}{N_{st}}$$

2.4 ストラット・タイモデル

ここでは応力の流れを表現する方法としてストラット・タイで構成されるマクロモデルを想定する。

1) モデルと釣り合い条件

図11に示すようなストラット・タイモデルを考える。ストラット2、3、5、7および8は、応力 σ_c の1軸応力状態にあると仮定する。領域1、4、6および9は応力 σ_c の静水圧状態にあると仮定する。また外力P、Nにより埋込み部には応力C、Rおよび C_2 が生じるものと仮定する。またTは外力により柱主筋に生じる引張力である。ここでは、簡単のために圧縮鉄筋のない場合を考える。

直角三角形の相似条件より

$$\frac{y}{a} = \frac{D - (a + b)}{\beta \cdot D - x - y} \quad (6)$$

$H = \beta \cdot D$ 、 $a = \chi \cdot D$ 、 $b = \eta \cdot D$ を代入すると、

$$\frac{y}{\chi \cdot D} = \frac{(1 - \chi - \eta) \cdot D}{\beta \cdot D - x - y}$$

$$y^2 - (\beta \cdot D - x) \cdot y + (1 - \chi - \eta) \cdot \chi \cdot D^2 = 0$$

ここで $x = x_1 \cdot D$ 、 $y = y_1 \cdot D$ において整理すると

$$y_1^2 - (\beta - x_1) \cdot y_1 + \chi \cdot (1 - \chi - \eta) = 0 \quad (7)$$

式7を y_1 について解くと、

$$y_1 = \frac{1}{2} \left\{ (\beta - x_1) - \sqrt{(\beta - x_1)^2 - 4 \cdot \chi \cdot (1 - \chi - \eta)} \right\}$$

柱のクリティカル断面における外力N、Q、Mおよび外力による圧縮合力Cは下式で与えられる。

$$\begin{aligned} \frac{N}{B \cdot D \cdot \sigma_c} &= \eta, \quad \frac{Q}{B \cdot D \cdot \sigma_c} = x_1 \\ \frac{M}{B \cdot D^2 \cdot \sigma_c} &= \eta \cdot \left(1 - \frac{\eta - \chi}{2}\right) + y_1 \cdot \left(\beta - \frac{y_1}{2}\right) - \frac{(x_1 + y_1)^2}{2} \\ C &= (x_1 + y_1) \cdot B \cdot D \cdot \sigma_c \\ &= \frac{B \cdot D \cdot \sigma_c}{2} \cdot \left\{ \beta + x_1 - \sqrt{(\beta - x_1)^2 - 4 \cdot \chi \cdot (1 - \chi - \eta)} \right\} \end{aligned} \quad (8)$$

σ_c 、 χ は柱主筋の引張り合力Tより各々次式で仮定できる。ここで d_t は柱主筋のかぶり厚とする。

$$\sigma_c = \frac{T}{2 \cdot d_t \cdot B}, \quad \chi = \frac{T}{B \cdot D \cdot \sigma_c}$$

図11 ストラット・タイモデル

2) 計算手順

ここで示す計算手順は、柱脚部断面の外力N、QおよびMが与えられたものとして終局時の応力を求める。終局時は柱が曲げ降伏しているものと考え、主筋が降伏しているものとする。

$$T = A_t \cdot f_y, \quad \sigma_c = \frac{N + T}{2 \cdot z \cdot B} \leq k_3 \cdot F_c$$

$$a + b = \frac{N + T}{B \cdot \sigma_c}, \quad M_c = \left(D - \frac{a + b}{2} - d_t\right) \cdot (N + T)$$

ここで

F_c : 柱と基礎のコンクリートのうち強度の低い方

M_c : 柱から伝わる転倒モーメント

ソケット部の回転モーメント M_s は

$$M_s = \left\{ \eta \cdot \left(1 - \frac{\eta - \chi}{2}\right) + y_1 \cdot \left(\beta - \frac{y_1}{2}\right) - \frac{(x_1 + y_1)^2}{2} \right\} \cdot B \cdot D^2 \cdot \sigma_c$$

$M_s = M_c$ のとき各式の値が求める値である。

3. 模型試験

3.1 供試体

供試体は埋込み部にせん断キーを形成したものと形成していないものを製作した。供試体図を図12に示す。供試体の製造に使用した材料の特性および供試体のパラメーターを表1、2に示す。TYPE10、15、16、17はせん断キーのない供試体で柱脚の表面は鋼製型枠、ソケット内面は木製型枠とした。埋込み深さは各々75cm、75cm、62.5cm、50cmとした。TYPE18、21、22、23は埋込み部の柱表面およびソケット内面に4面ともせん断キー(図13)を形成して埋込み深さを各々75cm、62.5cm、62.5cm、50cmとした。木製せん断キーは各面に2列3段の6個を配置した。鋼製せん断キーは合成床用の既製鋼板を4面とも横方向に使用した。

Elevation

TYPE10

unit:mm
be : Thickness of Socket Wall
De : Depth of Socket
W.S.G.: Wire Strain Gage

Elevation

TYPE21

図12 供試体

木製(TYPE18)

鋼板(TYPE21,22,23)

図13 せん断キー

表1 コンクリートの材料試験結果およびパラメーター

供試体	コンクリート				パラメーター	
	基礎		柱		D.e cm	せん断 キー
	σ_b kgf/cm ²	$E \times 10^5$ kgf/cm ²	σ_b kgf/cm ²	$E \times 10^5$ kgf/cm ²		
TYPE10	262	2.49	389	2.17	75	無し
TYPE15	189	1.87	411	2.90	75	無し
TYPE16	193	1.85	431	3.06	62.5	無し
TYPE17	187	1.82	403	2.81	50	無し
TYPE18	203	2.12	440	3.09	75	有り
TYPE21	281	2.55	421	3.02	62.5	有り
TYPE22	168	1.73	402	2.90	62.5	有り
TYPE23	161	1.65	449	2.19	50	有り

表2 鉄筋の材料試験結果

供試体	直径 mm	σ_y kgf/cm ²	σ_b kgf/cm ²	$E \times 10^6$ kgf/cm ²
TYPE15	D13	3140	4720	1.94
TYPE16	D22	3820	5730	1.85
TYPE17	D25	3860	5370	1.88
TYPE18	D13	3420	5280	1.87
TYPE21	D22	3920	5740	1.94
TYPE22	D25	4010	5780	1.94
TYPE23	D25	4010	5780	1.94

図14 加力方法

表3 水平荷重 (単位: tonf)

供試体	P 1	P 2	P 3	P 4
TYPE15, 22	3	5	15	18
他	6	12	20	33

図15 荷重パターン

表4 柱の各種耐力 (単位: tonf)

耐力種別	柱軸力	
	120tonf	10tonf
曲げひび割れ	10.7	4.6
長期許容荷重	16.9	15.4
曲げせん断 ひび割れ	21.9	13.3
終局曲げ耐力	37.6	22.2

図16 水平荷重 (P)- 柱頭変位 (δt) 曲線

部材製作後、柱を基礎のソケットに差し込み、幅4cmの隙間に $F_c=400\text{kgf/cm}^2$ の無収縮コンクリートまたは無収縮モルタルを充填して組立てた。基礎補強筋はコ字型のD22を4本、柱を取り巻いて配置し、端部を供試体固定用スタブに定着した。TYPE21、22、23では図12(A-A Section)に示すように基礎梁は断面積の小さなT型を採用した。

3.2 加力・測定方法

加力方法を図14に示す。荷重はTYPE10、16、17、18、21、23では120tonfの柱軸力を一定に保持し、A点に正負交番水平荷重を作用させた。TYPE15では柱軸力を10tonfとし、水平荷重は前述の如くとした。TYPE22では水平荷重の1/3が柱軸力として作用するように水平荷重用ジャッキに勾配を設けて設置した。

変位は、柱および基礎の軸心交点に固定したポストを基準として、A点で水平変位、B点で回転変位および水平変位を測定した。これによりスタブの回転変位を含まない変位を測定することができた。したがってT型梁と矩形の基礎梁の剛性の違いにより節点の回転に差異が生じても測定値は影響を受けない。基礎補強筋ひずみは図12のB-B断面位置にワイヤストレンゲージを貼付して測定した。

荷重パターンを図15に示す。荷重の大きさを表3に示す。計算による柱の各種耐力(表4)は材料試験結果を使用し、「鉄筋コンクリート終局強度に関する資料、日本建築学会編」²⁾に拠った。

3.3 試験結果

柱頭(A点)の荷重(P)-変位(δ)曲線の包絡線を図16に示す。正の荷重では柱軸力の小さいTYPE15、22を除き、全ての供試体がほぼ同一の曲線を示す。またTYPE15、22は同一曲線を示す。

負の荷重ではTYPE10、18、21、23がほぼ同一の曲線を示し、TYPE15、22もまた同様な曲線を示している。TYPE16、17は $P=-28\text{tonf}$ 以降では剛性が小さい。TYPE16

の荷重が計算による終局曲げ荷重に達したのは $\delta t \approx 30\text{mm}$ ($R=1/70\text{rad}$) の時点で変形量が多い。TYPE17は、最大荷重が計算による終局曲げ荷重に達しておらず荷重が-32tonfで最大となるが、変位の進展に伴う顕著な荷重の低下は見られない。せん断キーの形成されていない柱脚は支圧応力により生じる摩擦力の効果が小さい。正荷重では支圧応力はコンクリートのスタブによる圧縮応力で抵抗するが、負の荷重によるそれは基礎補強筋で抵抗する。すなわち抵抗機構の違いにより剛性が異なり、正負の荷重で異なる挙動を示す。また埋め込み深さが浅い場合支圧応力の偶力の腕長さが短いためその影響は大きくなる。すなわち、負の荷重ではせん断キーがなく埋め込み深さが浅い供試体は柱脚の固定度が低い。しかるに、せん断キーを形成したTYPE23は、埋め込み深さが50cm(柱成Dの1.0倍)でTYPE17と同じであるが、終局荷重は計算値に到達しており、荷重-変位曲線も埋め込み深さ75cm(柱成Dの1.5倍)のTYPE18に近似している。したがってせん断キー成形によりソケットベース内部に大きな摩擦力が生じ、柱脚の固定度を改善することができたといえる。

またTYPE16、17では負の除荷曲線がスリップ性状を示している。TYPE16、17は埋め込み部にせん断キーが形成されていないので、ソケット内ですべり現象が生じたものと考えられる。

4. 計算結果と試験結果の比較

表5に計算結果および実験結果の比較一欄表を示す。

基礎補強筋の引っ張り応力の実験値 $\Sigma \sigma_T$ は、鉄筋のひずみの平均値を用いて計算した。この値を理論式による応力と比較する。

精算解法

$\mu=0.0$ の場合、柱の終局耐力の小さいTYPE15、22以外の供試体は計算による支圧応力が大きく、基礎補強筋の

表5 計算値と実験結果の比較

模 型 試 験				精 算 解 法						ストラット タイモデル		学会指針		DIN1045	
				$\mu_1=0.0$		$\mu_1=0.5$		$\mu_1=1.0$							
供試体	P (t)	De (cm)	$\Sigma_B T$ (tonf)	C (tonf)	$\frac{C}{\Sigma_B T}$	C (tonf)	$\frac{C}{\Sigma_B T}$	C (tonf)	$\frac{C}{\Sigma_B T}$	C (tonf)	$\frac{C}{\Sigma_B T}$	Mu (t・m)	$\frac{P \cdot h}{Mu}$	t (cm)	$\frac{t}{De}$
TYPE10	37.4	75.0	50.8	130.9	2.57	95.6	1.88	73.9	1.45	66.2	1.30	59.7	1.06	77	1.03
TYPE15	22.2	75.0	32.5	92.6	2.84	62.2	1.91	47.1	1.44	70.9	2.18	59.7	1.79	201	2.68
TYPE16	37.8	62.5	64.8	151.7	2.34	101.6	1.57	77.2	1.19	72.5	1.12	47.0	0.83	77	1.23
TYPE17	31.4	50.0	35.1	153.3	4.36	91.8	2.61	67.1	1.91	73.5	2.97	34.4	0.73	77	1.54
TYPE18	37.8	75.0	41.9	130.9	3.12	95.6	2.28	73.9	1.77	66.2	1.58	59.7	1.05	77	1.03
TYPE21	37.8	62.5	52.6	151.7	2.88	101.6	1.93	77.2	1.47	77.0	1.46	47.0	0.83	77	1.23
TYPE22	22.0	62.5	27.2	93.7	3.44	61.9	2.27	49.2	1.81	90.8	3.33	47.0	1.42	251	4.02
TYPE23	37.5	50.0	65.3	190.5	2.92	111.3	1.70	80.6	1.23	104.5	1.60	34.4	0.61	77	1.54

* : 所定の水平耐力 $P=37.6\text{tonf}$ に達しなかった。

引っ張り降伏点荷重($\Sigma_B T = 119.8 \text{ tonf}$)を越えている。すなわち計算上は鉄筋量が不足していることになる。

$\mu = 0.5$ の場合、実験値との比($C / \Sigma_B T$)は1.57~2.61に分布しており、計算上の支圧応力は基礎補強筋の降伏点荷重を越えていない。

$\mu = 1.0$ の場合、計算値と実験値の比は1.19~1.91に分布しており、計算式の適合性が最も高い。

TYPE17を除けば、水平荷重が同じであれば、埋め込み深さまたは柱軸力が大きくなれば基礎補強筋の引っ張り応力は小さくなり、計算による支圧応力は実験値をよく表現している。

構造設計において30%の安全率を確保すると、精算解において計算値と実験値の比($C / \Sigma_B T$)が1.3以上となり、パラメーターが次の値となる。 $\mu = 1.0$ では埋め込み深さが1.25D以上でかつせん断キーがある場合。 $\mu = 0.5$ では埋め込み深さが1.0D以上で、せん断キーが有る場合。

また埋め込み深さが1.5D以上であれば埋め込み部にせん断キーが形成されていなくても $\mu = 1.0$ として $C / \Sigma_B T > 1.3$ であった。

ストラット・タイモデル

TYPE17以外の供試体で軸力が $N = 120 \text{ tonf}$ のTYPE10、16、18、21、23では、計算値と実験値の比($C / \Sigma_B T$)は1.19から1.60の間に分散しており適合性が良い。軸力の小さいTYPE15、22では各々2.18、3.33であり、比が大きく、精算解で摩擦係数 $\mu = 0.0$ の場合の値に近似している。また埋め込み部にシアキーを形成している供試体TYPE18、21、23は形成していない供試体に比べて比が大きい。これは式を誘導する過程で摩擦係数を考慮していないためである。

学会指針

軸力が大きく埋め込み深さの浅い供試体TYPE16、17、21、23では $\mu_u' / P \cdot h < 1$ となっている。すなわち $\mu_u' < P \cdot h$ であり、計算による抵抗モーメントが必要耐力を満足していない。よって、計算上は基礎補強筋の量が不足していることになる。学会指針では基礎補強筋が降伏点応力度に達しているものとして抵抗モーメントを計算している。実験では、基礎補強筋は降伏点ひずみに達していないが、ソケット部は柱の終局耐力を保持しており、所要の構造性能を有している。

DIN 1045

表5中の t は必要埋め込み深さで、 t を供試体の埋め込み深さで除した値を記載した。埋め込み深さが75cmで軸力が $N = 120 \text{ tonf}$ の供試体はほぼ必要深さを満足しているが、軸力が小さい供試体TYPE15、22および埋め込み深さの浅い供試体TYPE16、17、21、23は埋め込み深さが不足することになる。特に軸力の小さい供試体は必要埋め込み深さが2m以上となって大幅に埋め込み深さが不足し

ているが、実験ではTYPE17を除きすべての供試体は所定の水平荷重に到達している。

5.まとめ

誘導した理論計算式および筆者らの行なった実験の結果から次のような知見が得られた。

- 1) 精算解では埋込み部の支圧応力は、終局荷重に対して摩擦力比が $\mu_1 = 1.0$ に近いほど実験値によく適合している。
- 2) 構造設計における安全率30%を確保する場合、すなわち精算解において計算値と実験値の比($C / \Sigma_B T$)が1.3以上となったのはパラメーターが次の値のときである。
 - (a) $\mu_1 = 1.0$: 埋込み深さが1.5D以上、または埋込み深さが1.25D以上でかつせん断キーが有る場合。
 - (b) $\mu_1 = 0.5$: 埋込み深さが1.0D以上でかつせん断キーが有る場合。
- 3) ストラット・タイモデルでは柱軸力が大きい場合には実験値に適合するが、軸力が小さい場合は $\mu_1 = 0.0$ のときの精算解の値に近い。
- 4) 柱の埋込み深さが1.5D以上であればせん断キーが無くても柱脚は剛接合と見做せる。
- 5) せん断キーにより柱脚の応力伝達性能を改善することができる。埋込み深さが1.0D以上の供試体では、埋込み深さが1.5Dの供試体と同等の柱脚固定度が得られ、荷重は柱の保有曲げ終局耐力に到達した。
- 6) 埋込み深さが1.25Dでせん断キーが無い場合は荷重は柱の保有曲げ終局耐力に到達したが、そのときの変形角は大きく $R = 1/70 \text{ rad}$ であった。

謝 辞

本研究は(社)建築研究振興協会に設置された「プレキャスト埋込柱脚部の性能検討委員会」により実施されました。種々の御意見を頂いた各委員に感謝の意を表します。また模型試験の実施において多大なる協力を頂いたオリエンタル建設(株)技術研究所の今井主任研究員に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 鋼管構造設計施工指針・同解説、日本建築学会、1990
- 2) 鉄筋コンクリート終局強度に関する資料、日本建築学会
- 3) Deutscher Beton-Verein E.V. BEISPIELE ZUR BEWESSUNG NACH DIN 1045、1981.
- 4) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、日本建築学会

(1994年5月10日原稿受理, 1994年10月14日採用決定)