

論文

[2127] 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

小山内 裕 *1・渡辺 史夫 *2・岡本 伸 *3

1 はじめに

我が国には埋込み形式の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（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。埋め込み式柱の脚部における応力の伝達を図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ように設計される。ここでは周辺摩擦力（ 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、埋込み部の応力算定に、柱軸力およびプレキャスト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、模型実験により得られる結果と比較して理論式の適合性を検証するものである。

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（ 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、補強筋によって基礎部の剛性を確保する側柱について解析断面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。

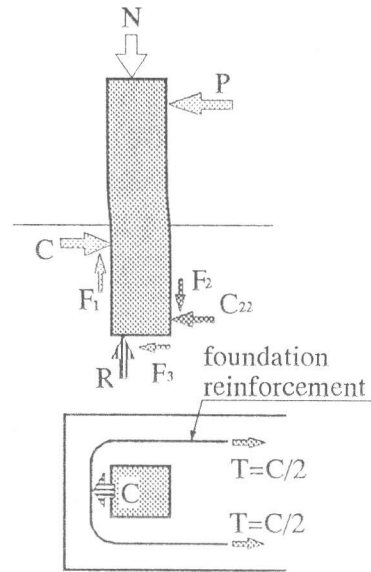


図1 埋込み部の応力伝達

2.2 仮定条件

- 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) プレキャスト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-1(図4)の重ね合わせにより表されるものとする。

2.3 応力算定式の誘導

柱のクリティカル断面の応力状態を図5に示す。まず最初に x_R を求める。 x_R は、柱のクリ

*1 オリエンタル建設(株)、工修(正会員) *2 京都大学教授 工学部建築学科、工博(正会員)
*3 建設省建築研究所所長、工博(正会員)

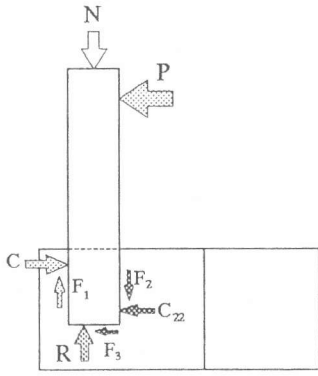


図2 Total model

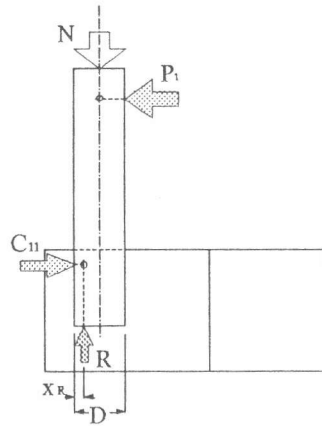


図3 Model-1

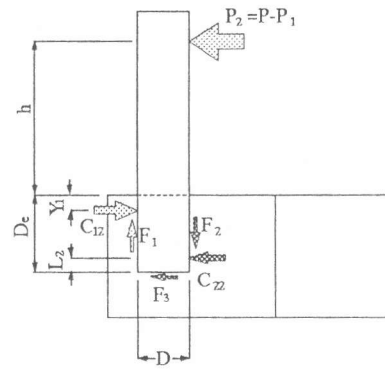


図4 Model-2

ティカル断面に柱軸力 N と水平力 P が作用しているときのコンクリート曲げ圧縮合力 C_c の作用位置と仮定する。Model-1に作用する P_1 と反力 C_{11} は釣り合い条件より次式で得られる。

$$C_{11} = P_1 = \frac{M_1}{h + Y_1} \approx \frac{M_1}{h} = \left(\frac{D}{2} - x_R \right) \cdot \frac{N}{h}$$

ここで $R=N$ と仮定し、 Y_1 は h に比べて小さいので無視する。Model-2の釣り合い条件より連立方程式をたて、その式を解いて鉄筋に生じる応力を算定するための理論式を誘導する。

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

$$\text{鉛直方向} \quad F_1 = F_2 \quad (2), \quad \text{水平方向} \quad C_{12} = P_2 + C_3 \quad (3)$$

ここで $M_2 = P_2 \cdot h$ 、 $F_1 = \mu_1 \cdot C_1$ 。 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 を次のように仮定する(図6)。

$$L_3 = \frac{1}{6} \cdot (D_e - 2 \cdot Y_1), \quad C_3 = C_{22} + F_3$$

(Y_1 : 基礎上端から基礎補強筋断面重心までの距離)

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。

$$C = \frac{1}{D_e - Y_1 + \mu_1 \cdot D} \cdot \left\{ M + (D_e - L_3) \cdot Q + e_c \cdot \left((\mu_1 - \alpha) \cdot D - Y_1 \right) \cdot \frac{N}{\alpha} \right\} \quad (5)$$

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

比較のために学会指針およびDIN 1045に示される式を示す。

鋼管構造設計施工指針(図7)

$$M_u' = T_u \cdot \left(\frac{d}{2} - d_1 \right) + C_c \cdot \left(\frac{d}{2} - \frac{d_1}{2} \right)$$

M_u' : 脚部の終局曲げ耐力 > M_u 、 M_u : 柱の終局曲げ耐力

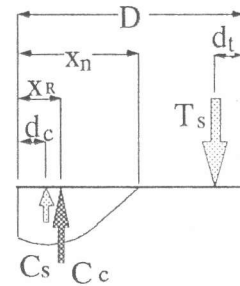


図5 柱断面の応力分布

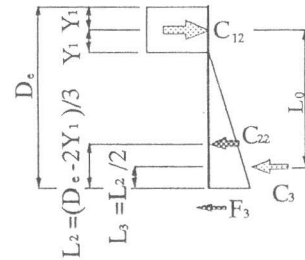


図6 埋込み部の応力度

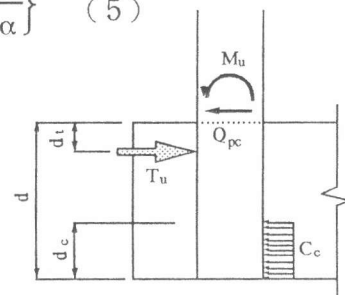


図7 学会指針

DIN 1045 (図8)

表面が粗面仕上げの場合

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

ここで $\frac{e}{a_{st}} = \frac{M_{st} + \Delta M_{st}}{N_{st} \cdot a_{st}}$

表面が平滑面仕上げの場合

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

$$t = \left\{ 1.2 + \frac{0.8}{1.85} \left(\frac{e}{a_{st}} - 0.15 \right) \right\} \cdot a_{st}$$

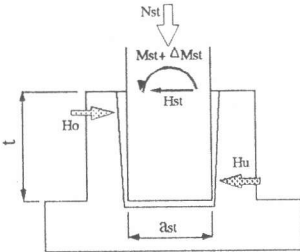


図8 DIN 1045

2.4 計算結果

計算による基礎補強筋の荷重-ひずみ曲線を図9に示す。この式に使用したモデルの寸法諸元は $b=40\text{cm}$ 、 $D=50\text{cm}$ 、 $h=150\text{cm}$ である。また基礎補強筋のひずみは実験値と比較するために、誘導した理論式(5)による応力に対して鉄筋D22を8本配置したものとした。図9で学会指針とDIN 1045の曲線に比べると、理論式による曲線は同一荷重についてひずみが小さく、摩擦係数の大きなものほどひずみが小さい。学会指針およびDIN 1045の曲線と理論式で $N=10\text{tonf}$ 、

摩擦係数を0としたものは近接しているが、摩擦係数が0.5および1.0では差が大きい。理論式では、柱軸力または摩擦係数が大きい場合はソケット内部に生じる応力が小さくなることを表現している。ソケット内部の力学的挙動は不明な点が多く、摩擦係数を理論的に決定するのは困難なので実験により理論式の適合性を確認し、適切な摩擦係数を推定する。

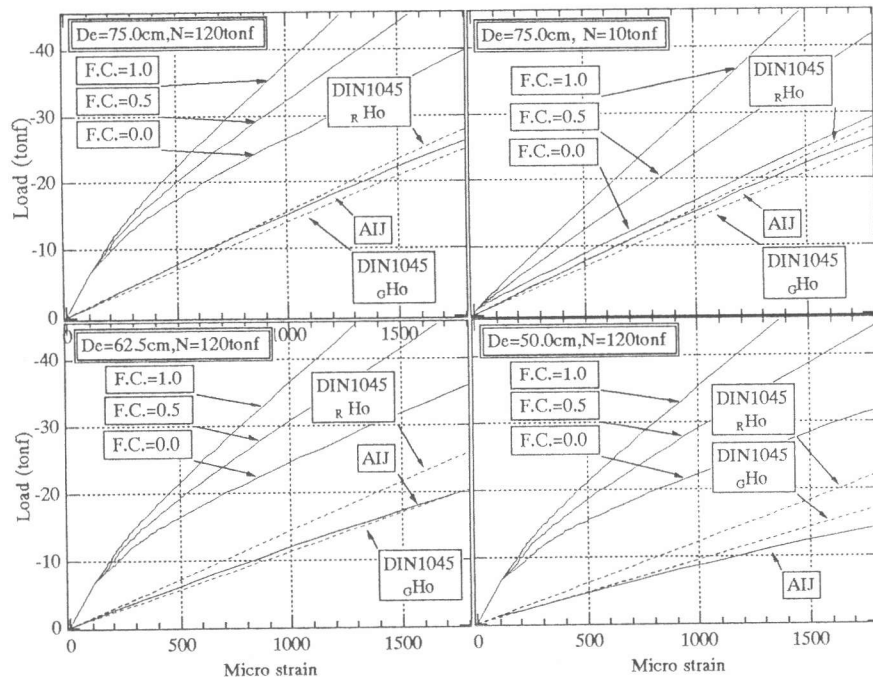


図9 計算式による結果

AIJ:AIJ Recommendations
F.C.:Friction coefficient

3 試験概要

3.1 供試体

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を表1、2に示す。また供試体図を図10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11)を成形して埋込み深さを各々75cm、62.5cm、62.5cm、50cmとした。供試体は柱

表1 コンクリートの材料試験結果

Specimen	Concrete				Parameter	
	Basement		Column		De cm	Shear Key
	$c \sigma_b$ kgf/cm ²	$E \times 10^5$ kgf/cm ²	$c \sigma_b$ kgf/cm ²	$E \times 10^5$ kgf/cm ²		
TYPE10	262	2.49	389	2.87	75	without
TYPE15	189	1.87	411	2.90	75	without
TYPE16	193	1.85	431	3.06	62.5	without
TYPE17	187	1.82	403	2.81	50	without
TYPE18	203	2.12	440	3.09	75	with
TYPE21	281	2.55	421	3.02	62.5	with
TYPE22	168	1.73	402	2.90	62.5	with
TYPE23	161	1.65	449	2.19	50	with

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。基礎補強筋はコの字型のD22

表2 鉄筋の材料試験結果

Specimen	Dia. 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	D25	3860	5370	1.88
TYPE10	D13	3420	5280	1.87
TYPE21	D22	3920	5740	1.94
TYPE22	D22	3920	5740	1.94
TYPE23	D25	4010	5780	1.94

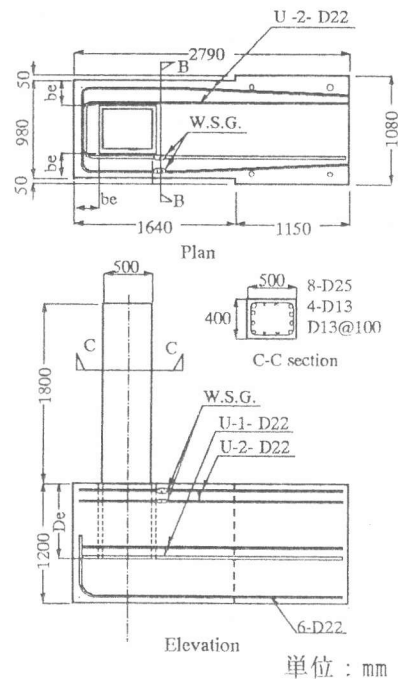
を4本、柱を取り巻くように配置し、端部を供試体固定用のスタブに定着した。TYPE21、22、23では図10(A-A断面図)に示すように基礎梁は断面積の小さなT型を採用した。

3. 2 加力・測定方法

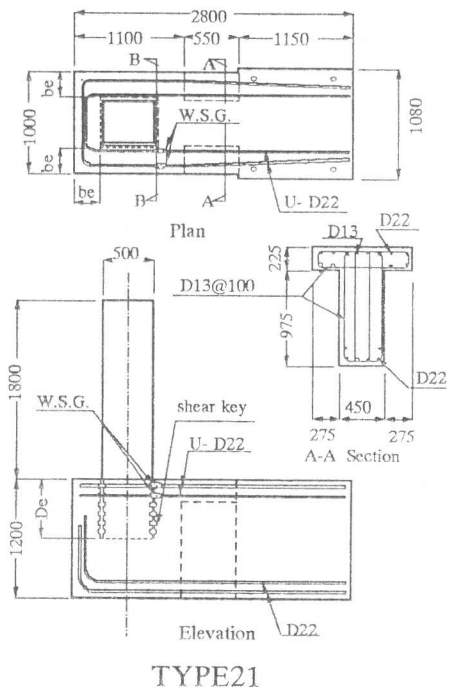
加力方法を図12に示す。荷重はTYPE10、16、17、18、21、23では120tonfの柱軸力を一定に保持し、A点に正負交番水平荷重を作用させた。TYPE15では柱軸力を10tonfとし、水平荷重は前述の如くとした。TYPE22では水平荷重の1/3が柱軸力として作用するように水平ジャッキに勾配を付けて設置した。変位は、柱および基礎の軸心交点に固定したポストを基準として、A点で水平変位、B点で回転変位および水平変位を測定した。これによりスタブの回転変位を含まない変位を測定することができた。したがってT型梁と矩形の基礎梁の剛性の違いにより節点の回転に差異が生じても測定値は影響を受けない。基礎補強筋ひずみは図10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13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「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」に拠った。

3. 3 試験結果

柱頭(A点)の荷重(P)-変位(δt)曲線の包絡線を図14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はほぼ同一の曲線を示すが、TYPE16、17は荷重が $P=-28\text{tonf}$ 以降では剛性が小さい。またTYPE15、22は同様な曲線を示している。TYPE16の荷重が計算による終局曲げ荷重に達したのは $\delta t \approx 30\text{mm}$ ($R=1/70\text{rad}$)の時点で変形量は大きい。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。しかるに、せん断キーを成形したTYPE23は、埋込み深さが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

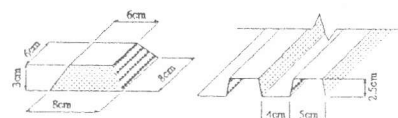


TYPE10



TYPE21

図10 供試体



木製 鋼板

図11 せん断キー

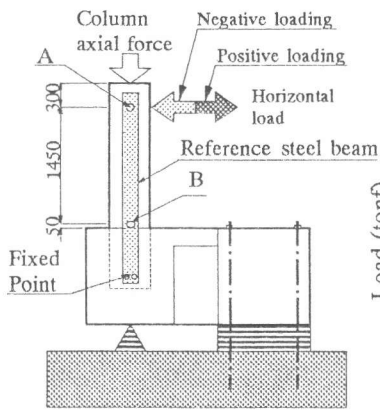


図12 加力方法

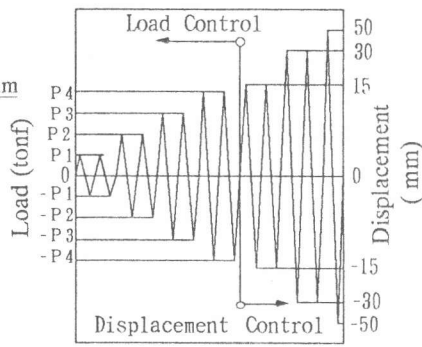


図13 荷重パターン

表3 水平荷重

Specimen	P1	P2	P3	P4
TYPE 15,22	3	5	15	18
Others	6	12	20	33

(unit:tonf)

表4 柱の各種耐力

水平荷重 (tonf)	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

り、荷重-変位曲線も埋込み深さ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。

4 計算結果と試験結果の比較

図15に基礎補強筋の荷重-ひずみ曲線を示す。埋込み深さDe=75cm、柱軸力

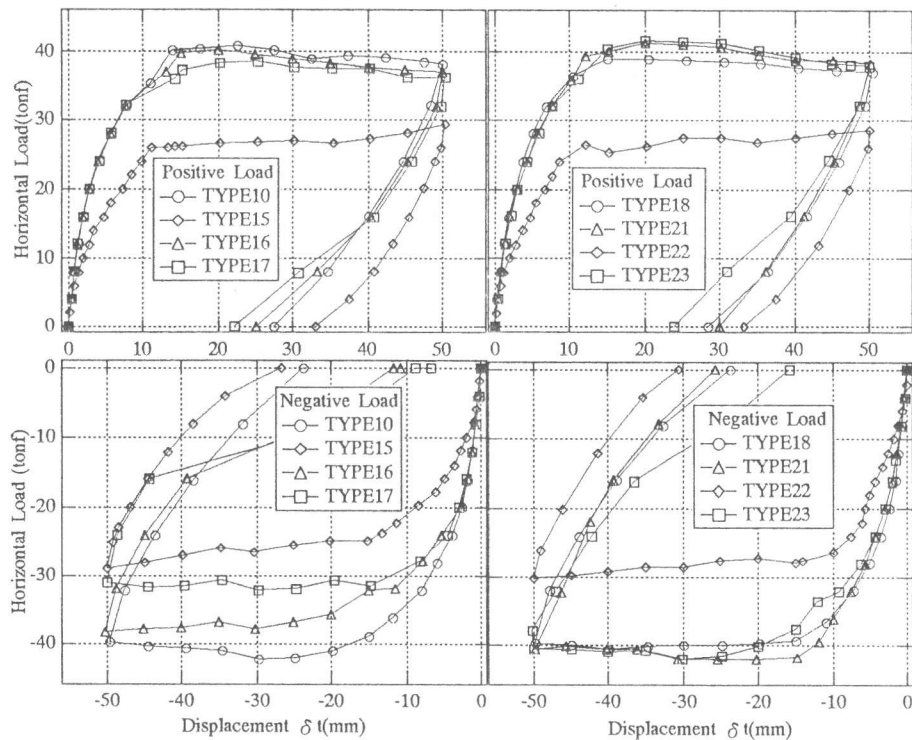


図14 水平荷重 (P)- 柱頭変位 (δt) 曲線

N=120tonfの供試体(TYPE10、18)の曲線では荷重がP=-15tonfを越えるとTYPE18の方がひずみが大きく、せん断キーの効果は見られない。TYPE10は摩擦係数が1.0の計算値に近似しており、TYPE18は摩擦係数が0.5の計算値に近似している。埋込み深さDe=75cm、柱軸力N=10tonfの供試体(TYPE15)の曲線は低荷重域では計算値と試験値の差が大きい。これはひびわれ幅が小さい段階では基礎断面はコンクリートと鉄筋が複合体として応力に抵抗するのに対し計算では鉄筋のみを考慮しているためと考えられる。すなわち仮定1は低荷重域では成立せず荷重が大きくなって成立するといえる。終局荷重に近くなると実験値は摩擦係数が0.5と1.0の計算値の曲線の間にある。埋込み深さDe=62.5cm、柱軸力N=120tonfの供試体(TYPE16、21)の曲線はTYPE16の方が剛性低下開始時期が早い。曲線の勾配は同程度であり、TYPE16のひずみが大きい状態を維持している。2体とも摩擦係数が1.0の計算値の曲線に近い。埋込み深さDe=62.5cm、柱軸力N=水平荷重P/3の供試体(TYPE22)の曲線はTYPE15の曲線に類似している。埋込み深さDe=50cm、柱軸力N=120tonfの供試体(TYPE17、23)の曲線ではTYPE17の方が剛性低下開始時期が早い。TYPE23は緩やかな曲線を

描いて剛性低下を示している。TYPE17は一定勾配で直線的にひずみが進展し、 $P=-30\text{tonf}$ で同じひずみとなっている。TYPE17は前述のごとく柱脚の固定度の低下により水平荷重が増加しなかったため $P=-32\text{tonf}$ 以降の比較ができない。TYPE23は $P=-30\text{tonf}$ までは摩擦係数1.0の計算値は実験値に近い。それ以降は摩擦係数1.0の曲線よりもひずみが増大し摩擦係数0.5の曲線に漸近している。

基礎補強筋の荷重-ひずみ曲線から次のことがいえる。(a)せん断キーのない供試体は剛性低下開始時期が早い。(b)荷重-ひずみ曲線は終局荷重付近では摩擦係数が0.5~1.0の範囲で実験値によく適合している。(c)埋込み深さ1.5Dまたは1.25Dでせん断キーのあるものは摩擦係数が1.0の計算値に近い。(d)埋込み深さ1.0Dでせん断キーのあるものは摩擦係数が0.5の計算値に近い曲線となっている。

5 まとめ

誘導した理論計算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) 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すせる。
- 2) せん断キーの形成により、柱脚の応力伝達性能を改善することができた。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。
- 3) 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、変形は大きく部材角 $=1/70\text{rad}$ であった。
- 4) 理論式は、学会指針またはDIN 1045よりも実験値に近似している。また、理論式による基礎補強筋の荷重-ひずみ曲線は、終局荷重付近において摩擦係数が0.5~1.0の範囲で実験値によく適合している。
- 5) ソケット部の摩擦係数は、埋込み深さが1.5D以上または埋込み深さが1.25D以上でせん断キーがある場合は1.0、また埋込み深さが1.0Dでせん断キーが有る場合は0.5を推奨値とする。

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) Deutscher Beton-Verein E. V. BEISPIELE ZUR BEMESSUNG NACH DIN 1045、1981.

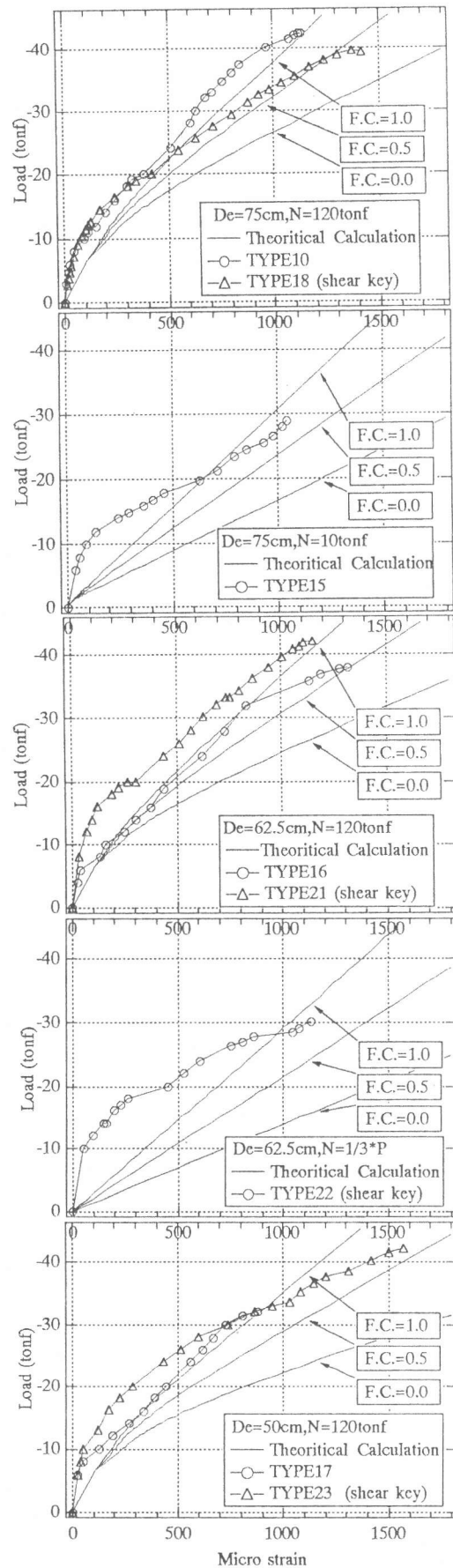


図15 荷重-基礎補強筋ひずみ計算値と実験値の比較