

S 造と SRC 造の建物の柱脚の実験的研究 (その 3)

——埋込型の側柱柱脚の検討——

武田 寿一 高橋 泰彦

An Experimental Investigation of Column Bases of Steel Reinforced Concrete Structure (Part 3)

——Tests of Side Column Bases——

Toshikazu Takeda Yasuhiko Takahashi

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 grasp the difference in behaviors of H-shaped column bases and box-shaped ones, and to investigate two kinds of reinforced bases; one using double hoops, and the other having reinforcing bars in the foundation beam welded to flanges of steel columns.

As a result, side column bases showed slightly inferior behaviors compared with inner bases, and their properties were affected by the direction of load. A good base was obtained with welding reinforcing bars to columns, and the reinforcing bars in orthogonal foundation beams took part in stress transfer of the base. In addition, a method to estimate the strength from the failure pattern confirmed by experiments was studied.

概 要

前報で述べた中柱柱脚の実験に引き続き、建物外周に位置した側柱の埋込型柱脚の実験を行なった。今回の実験では、一般的なH型断面と箱型断面の側柱柱脚の性状を把握するとともに、ダブルフープにした場合と基礎ばり主筋を柱鉄骨に溶接した場合の2種類の補強柱脚形式を検討した。

その結果、側柱柱脚は中柱より性状が多少劣り、しかも、加力方向によって挙動が異なること、はり主筋を柱に接合すると良好な柱脚となること、また、直交ばり主筋のせん断抵抗が応力の伝達に負担していること、などがわかった。そのほかに、実験で確認された破壊機構から耐力を推定する方法も検討した。

1. 序

前報^{1),2)}では、柱鉄骨を基礎ばりの中に埋込み、脚部を固定とする柱脚形式(埋込型柱脚)を中柱柱脚にあてはめた実験の結果を報告した。本報告は、建物の外周に位置する側柱に埋込型柱脚を適用した場合の性状を調べたものである。

側柱柱脚では、柱の加力方向片側にしか基礎ばりが存在せず、しかも、建物の外部に面した柱フランジのコン

クリートのかぶり厚さは比較的小さいのが実情である。したがって、中柱柱脚のように支圧力のみで柱の応力を基礎ばりに伝えることがむずかしい場合があり、また、柱の断面形で柱脚の性状が異なることも考えられるので特に、水平荷重に対する柱脚部の検討が必要である。

そこで、今回はH型柱と箱型柱で側柱柱脚の挙動を比較するとともに、柱脚のフープ量を増したケースと、基礎ばり主筋を柱鉄骨に溶接したケースの補強型の2例を検討するために模型実験を行なった。

2. 試験体

試験体は、建物の外周部の側柱と柱脚部と基礎ばりを水平荷重時の反曲点位置から切り出したL字形であり、直交方向基礎ばりの一部も含んだ立体的な側柱柱脚のモデルである。また、試験体は実物をほぼ1/3に縮小した大きさとし、図-1に形状、寸法を示している。

試験体は L6MO, L6HO, L6RO, L6MB の4体で、それぞれの構成、配筋は表-1の通りである。各試験体の相違点は、柱脚の補強法と柱の断面で、名称の中に表現した。名称の頭文字「L」は側柱柱脚を意味している。また、2番目の数字「6」は柱の基礎ばり中への埋込長を示し、上端面から60cm、すなわち、基礎ばり底面まで貫通して埋込まれていることを示す。3番目は柱脚補強法の略号で、「H」は柱脚を角型と円型の2重フープで巻いた形式(図-3)を、「R」ははりの上端と下端の2本の主筋を柱フランジに溶接した形式(図-2)となっていることを示す。最後の文字は柱の断面形で、「O」は標準的なH型柱を、「B」はBox型柱を意味している。

なお、柱脚の柱型は、300×350(350×425)で、建物の外部に面した柱フランジのコンクリートのかぶり厚さは50mm(100)とした。実情に合わせ、かぶり厚さはか

	コンクリート		鋼板			鉄筋			
	Fe	R.19	R.9	R.6	D25	D16	D13	D10	D6
降伏応力(ton/cm ²)	—	3.50	3.96	4.33	3.66	4.26	4.70	4.94	3.01
最大強度(ton/cm ²)	0.181	5.31	5.43	5.63	5.73	6.44	6.42	6.58	5.11
伸び率(%)	—	24.7	24.0	23.9	17.3	14.1	16.0	15.5	20.5

表-2 素材試験結果

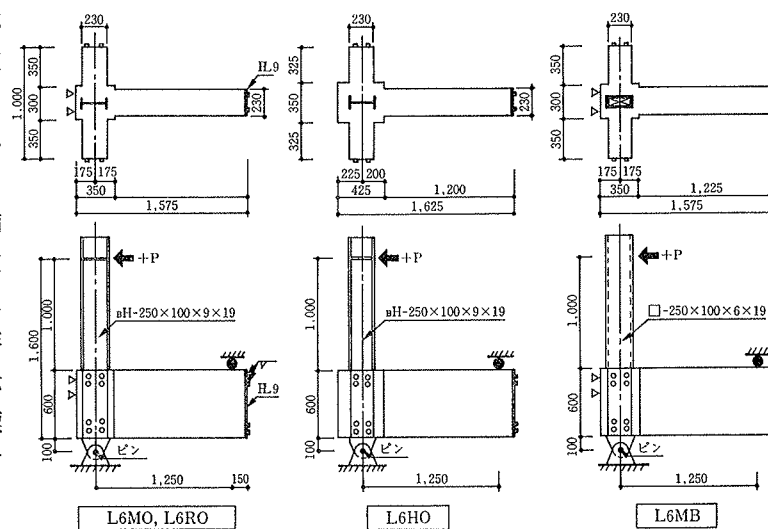


図-1 試験体形状

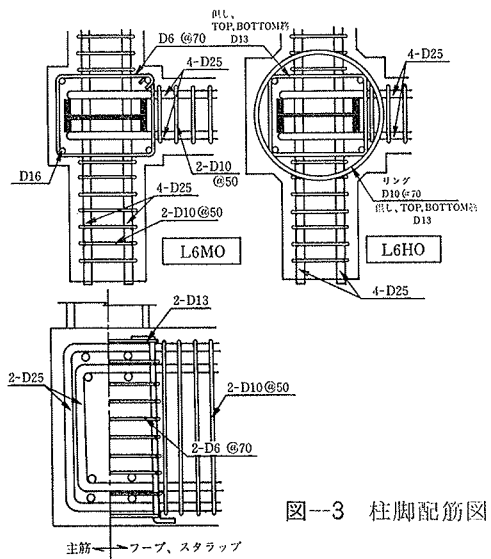


図-3 柱脚配筋図

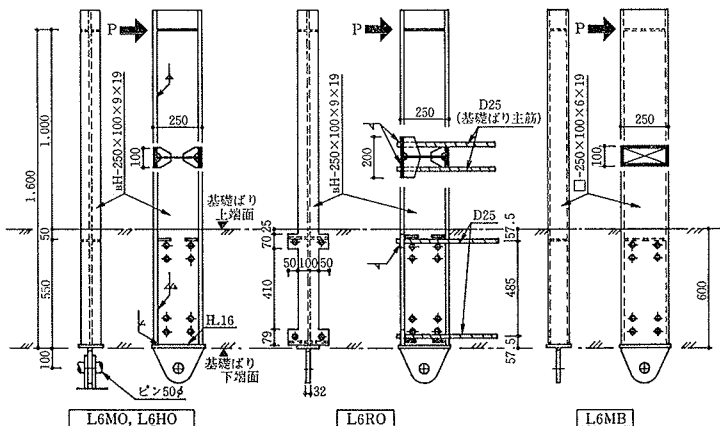


図-2 試験体の鉄骨詳細

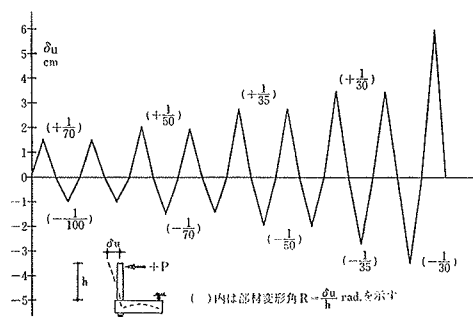


図-4 加力スケジュール

試験体名	柱			基礎ばり(直交ばりとも)			備考
	断面	柱埋込長	主筋	断面	主筋	スタラップ	
L6MO	H-250×100×9	60cm	4-D16	23×60cm	上端 4-D25 下端 4-D25	2-D10@50 Pw=1.23%	
L6HO	同上	同上	同上	同上	同上	同上	フープ量が多い 柱脚の柱型が大きい
L6RO	同上	同上	同上	同上	同上 但し、上端と下端の2本は柱に溶接	同上	基礎ばり主筋の半径を柱に直接溶接
L6MB	□-250×100×6×19	同上	同上	同上	上端 4-D25 下端 4-D25	同上	柱の断面がBOX型

表-1 試験体一覧表

なり小さくした。()内の数字はL6HOである。

また、はりの主筋は、図-3のごとく、上端筋と下端筋を連続させ、柱脚で直交ばりの主筋を内包するようなU字型の定着法を採用している。

使用した材料の特性は表-2の通りである。

3. 加力方法と測定方法

加力方法は図-1の通りで、柱脚の基礎より下端でピン支持し、また、基礎よ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。なお、基礎より上端面に引張応力があらわれる状態を正加力、その反対を負加力として、図-4の加力スケジュールで実験を進めた。正、負加力で変形振幅を変化させたのは、加力方向によって耐力が異なることを考慮したためである。

全体の変形は、直交方向基礎ばりの断面中心と、基礎より端部を不動点とした治具によって測定した。その他に、柱脚の沈下、拔出し、水平移動量や、各部材の表面や内部の鉄筋の歪を、前報¹⁾と同様にして測定した。

4. 実験結果と考察

4.1. 実験結果

柱脚のクラック発生状況の例を図-5に、荷重(P)と柱頭の変位(δ_u)の履歴曲線と、その正加力時の包絡線を図-6、図-7に示す。また、実験時に確認した荷重と、各部の計算荷重を比較して表-3とした。

なお、実験は正加力載荷で開始し、正加力載荷で終了としたので、特別な注釈のないかぎり、次節以降は正加力状態の挙動についての考察である。

4.2. 変形と損傷

図-7のように基礎ばりに曲げクラックが発生するまで($P < 3 \text{ ton}$)は、全試験体の剛性が等しい。しかし、柱、基礎ばり、パネル部に置換した計算値¹⁾(図中に実線で示す)に比べると約40%も変形が大きく、健全と思われる柱脚でも、その固定度は計算予想値よりかなり低い。なお、パネル部として柱回りの25 cm×25 cmの断面を有効とし、コンクリートと鋼材の弾性定数は200, 2, 100 ton/cm²を用いた。

$P > 3 \text{ ton}$ になると、柱脚に損傷が生じ始め、損傷の程度に応じてP- δ_u 曲線に試験体別の差があらわれてきた。すなわち、L6ROには柱の引張フラ

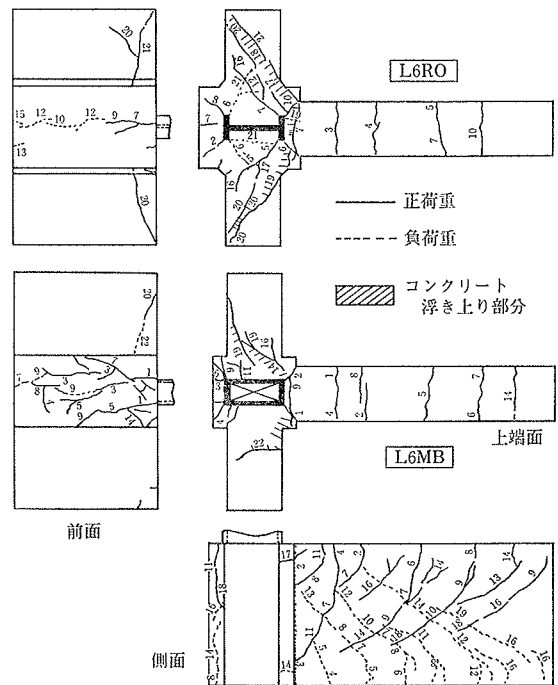


図-5 クラック発生順序

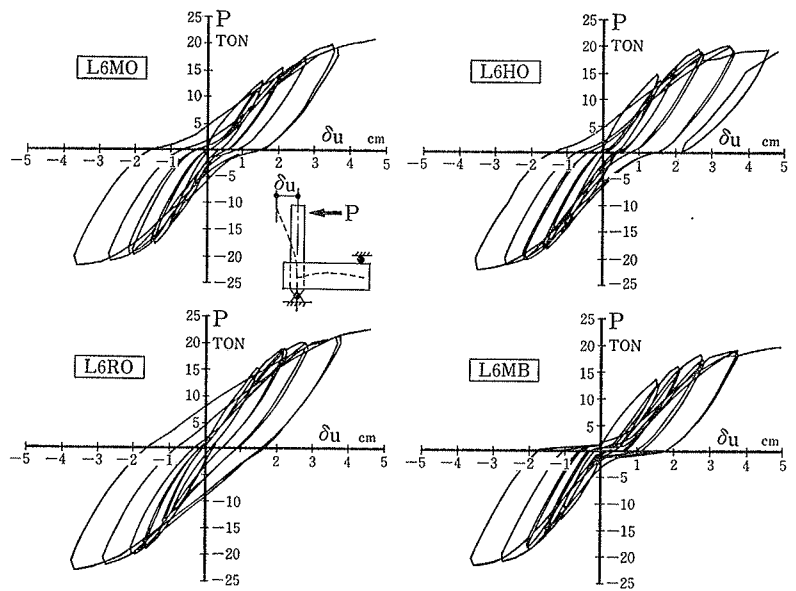


図-6 荷重-変形曲線

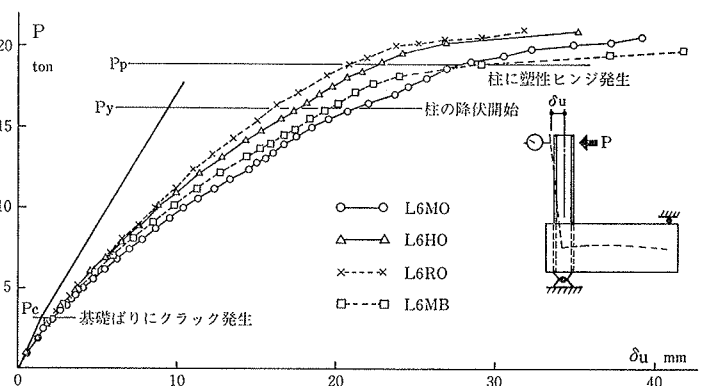


図-7 荷重-変形曲線(包絡線)

ンジの拔出しや基礎ばりの曲げクラックにともなって、柱脚コンクリート表面に軽微な損傷が生じた。L6HO には L6RO の損傷に加え、はり主筋の柱脚から拔出しが観察され、さらに、L6MO には柱脚の前面（図-1 の▽印位置）にもクラックがあらわれた。L6MB には主筋の拔出しと柱脚前面のクラック（図-5）の両方が顕著であり、コンクリート上端面には損傷が少ないことなどの特徴がみられた。

その後、 $P > 19 \text{ ton}$ では、柱やはりの主筋、柱脚フープが相次いで降伏し、変形が急増した。

4.3. 履歴性状

図-6 に見るように、L6RO の性状が最もすぐれており、紡錘型の安定したループとなっている。L6HO と L6MO の挙動はほぼ等しく、ループの中央部に多少くびれがあり、また、L6MB は典型的な逆 S 字履歴を示し、エネルギー吸収性が劣る。部材角 $1/35 \text{ rad.}$ ($\delta_0 = 2.7 \text{ cm}$) の初回の正加力変形時の減衰定数は、L6RO で 0.092(0.19), L6HO と L6MO で 0.075(0.16), L6MB で 0.065(0.13) である。なお、() 内は負加力時の減衰定数で、変則両振り実験の結果であるが、正加力時で約 2 倍となった。

なお、図-4 の変則振幅の両振り加力においても、各加力サイクルの負加力の最大荷重は、正加力時より 1 ~ 2 ton 高い荷重を示していた。

4.4. 耐力と破壊性状

表-3 に計算と実験で得られた各種耐力を一覧表にして示す。基礎ばりと柱の計算値は、この表や図-7 から実験結果と良く一致していることがわかる。

なお、はりの曲げクラック、降伏耐力は鉄筋コンクリート構造計算規準の (8.5), (8.6) 式から、せん断クラック発生耐力は大野・荒川式より求めた。

また、柱脚支圧部を対象とした耐力、すなわち、許容応力度設計にしたがった設計耐力 ($M_D = W \cdot D_s^2 \cdot F_c / 9$ W; 柱フランジ幅 D_s ; 柱埋込長 F_c ; コンクリート基準強度) と、完全塑性状態に対応した支圧耐力 ($M_y = W \cdot D_s^2 \cdot F_c / 2$) は中柱柱脚の設計の目安として提案した

前報¹⁾より引用して求めたものである。実験で得た最大荷重は 20 ~ 23.4 ton で設計耐力を大幅に上回っている。しかも、支圧耐力に達する以前に、柱やはりの部材降伏の他に、柱脚上端面や前面のコンクリートの破損にともなう拘束低下やはり主筋の破断によって、変形が増加し破壊に至った。中柱柱脚の破壊とは違った側柱柱脚独自の破壊形式が認められたので、それを分類し、耐力評価法を検討する。

まず、各試験体の破壊状況から正加力時の側柱柱脚の破壊パターンを大別すると図-8 となる。すなわち、

④ 柱脚前面がパンチングシャー形式で破壊するケース

⑤ 柱脚とはりの接続部で、はりの主筋が拔出すか、または、破断するケース

⑥ 柱の引張フランジ先端付近からほぼ 45° 方向に破壊するケース

である。側柱柱脚には基礎ばりが片側にしか存在せず、しかも、はりのない側の柱フランジのコンクリートのかぶり厚さが比較的小さいために起こる破壊パターンが④であり、かぶり厚さや配筋の影響をうける。⑤には、はり主筋の破断だけでなく、柱脚内のボンド破壊や曲げ加工定着部の破断が考えられる。繰り返し载荷による柱脚コンクリートの損傷と浮き上りによって、主筋の定着部の付着がなくなることが、後者の破壊につながるようである。⑥は H 型柱のように支圧面が 2 面ある場合に予想され、Box 柱では起こりにくいと思われる。

なお、それぞれの破壊形式に適用する柱脚の耐力(Q) は、図-8 から次式となる。

$$Q = eQ + rQ_x + rQ_y + fQ$$

eQ ; 鉄筋コンクリートのせん断耐力 rQ_x ; 基礎ばり主筋の引張耐力 rQ_y ; 直交方向基礎ばり主筋のせん断抵抗力 fQ ; フープの耐力

ただし、各破壊パターンについて、上式各項の取捨選択が必要で、⑥ではすべての項を、④では eQ と rQ_y を、⑤では rQ_x のみを有効とする。それぞれの強度の具体的な検討式は今後の課題とする。

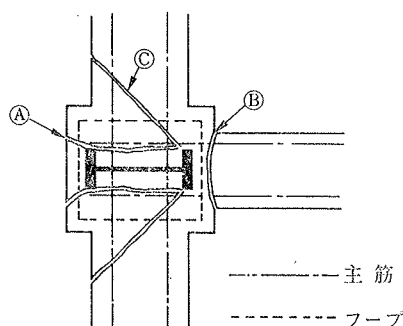


図-8 破壊形式

項目 試験体名	計 算 耐 力 (ton)						実 験 認 認 耐 力 (ton), 破 壊 箇 所				
	柱 耐 力		基 礎 ば り 耐 力		柱 脚 耐 力		実 験 途 中		実 験 終 了 時		
	降 伏	塑 性 ヒンジ	曲 げ クラック	せん断クラック	降 伏	設計耐力	支圧耐力	曲 げ クラック	せん断クラック	最終耐力	破 壊 箇 所
L6MO	16.2	18.9	3.2	8.2	23.4	7.2	32.6	+2.0 -3.0	+8.0 -9.0	+22.3 -21.8	柱、基礎ばりの曲げ降伏 柱脚コンクリート表面の破損
L6HO	同上	同上	同上	同上	同上	同上	同上	+1.0 -2.0	+9.0 -8.0	+21.6 -22.5	柱、基礎ばりの曲げ降伏 柱脚コンクリート表面の破損 基礎ばり主筋の破断
L6RO	同上	同上	同上	同上	同上	同上	同上	+1.0 -2.0	+6.0 -9.0	+23.4 -23.0	柱、基礎ばりの曲げ降伏 柱脚コンクリート表面の破損
L6MB	16.9	20.1	同上	同上	同上	3.6	16.3	+2.0 -2.0	+9.0 -7.0	+20.0 -22.0	柱、基礎ばりの曲げ降伏 柱脚コンクリート表面の破損 基礎ばり主筋の破断

表-3 各種耐力

試験体と実際に起こった破壊パターンを対応させる。L6MBとL6HOは⑧破壊が起こり、主筋が曲げ加工部で破断した。破断応力は降伏点の約1.1倍と低く、ぜい性破断であった。また、L6MBには④もかなり早期に確認されたが、直交ばり主筋のせん断抵抗が有効に働き、応力を伝達させたらしく、荷重は上昇した。なお、③破壊パターンは、今回の試験体のような配筋状態では起こらないようである。

4.5. 応力伝達

図-3の配筋図、図-5のクラック発生状況、破壊性状、測定した歪、などをもとに、側柱柱脚の応力伝達を考察する。

前報²⁾で述べたように、中柱の応力は支圧力と摩擦力で基礎ばりに伝わり、しかも、支圧力が分担する割合が多い。その支圧力は図-9(i)の形に分布し、上端面近傍に集中することがわかっている。

側柱柱脚では、基礎ばりが片側にしか取付かないので支圧力の分布は多少変化するが、支圧力は必ず柱の両側に生じ、図-9(i)、(ii)のように、はりのある側の支圧力はそのまはりに伝わり、はりのない側に生じる支圧力も柱脚内を経由して、反対側の基礎ばりに流れてゆき外力とつり合うことになる。

今回の試験体において、後者の支圧力が基礎ばりに至る経路として次の二通りが考えられる。

(1) 柱鉄骨フランジのかぶり部分(⑧のはり作用)→フープ(⑥)、スタラップ→はり主筋定着部(③)→はり主筋(②)

(2) 直交方向基礎ばり主筋(④のコッター効果)→コンクリート→はり主筋定着部(③)→はり主筋(②)……記号は図-9(ii)参照

また、柱脚に補強を実施した場合には、基礎ばりの主

筋に直接伝わる応力も生じてくる。L6ROはその例である。

これらの経路の長短、複雑さは柱脚のコンクリートの破損、ひいては、柱脚の拘束のゆるみにつながり、各経路の受けもつ応力の分担と各部の強度は、柱脚の破壊性状を左右することになる。前述した破壊パターン④は、経路(1)のかぶり部分のせん断破壊を、⑧ははり主筋定着部の破壊を意味している。また、補強型柱脚で、ダブルフープとしたL6HOはかぶり部分を補強した形式で、事実、柱脚前面にはクラックはほとんど発生しなかった。L6ROは複雑な経路を通さないように工夫した形式で、その効果は変形や履歴性状などに明瞭にあらわれている。

なお、L6HO、L6MOでは上記の2経路が最後まで共存していたと考えられるが、L6MBでは④破壊によって経路(1)が消滅し、最終状態では(2)のみが有効に働いたと思われる。

側柱柱脚の設計では、まず、有効となる経路を設定し柱の応力を伝達するに十分な断面や配筋となるように検討しなければならない。

5. まとめ

埋込型の側柱柱脚の実験結果をまとめて簡条書で示す。

(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よりかなり低く、しかも、基礎ばりに曲げクラックが発生するあたりからさらに低下する。

(2) 加力方向によって変形や履歴性状に違いがある。

(3) 柱断面による柱脚の挙動の相違は顕著であり、支圧面が一面となるBox型柱の挙動が劣っている。

(4) 今回の柱脚の配筋法では、直交方向基礎ばり主筋が柱脚の応力伝達に大きな役割を果たしていること、また、柱フランジのかぶりコンクリートの厚さ、配筋と、基礎ばり主筋の定着部が破壊性状に関係していることがわかった。

(5) 基礎ばり主筋を柱フランジに溶接すると、柱脚の挙動は著しく改善される。

(6) 各試験体の柱脚の耐力は大きく、柱が完全塑性状態となっても、応力伝達は可能であった。

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1), 大林組技術研究所報, No. 21, (1980), pp. 14~18
- 2) 武田, 高橋; S造とSRC造の建物の柱脚の実験的研究(その2), 大林組技術研究所報, No. 25, (1982), pp. 30~34

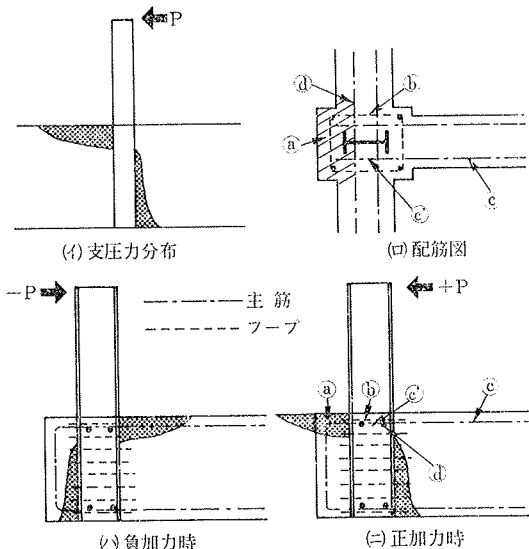


図-9 応力伝達