

論文

[2014] 2段配筋された90度折り曲げ定着耐力の推定方法及び耐力改善法

正会員○村上雅英 (近畿大学建築学科)

正会員 窪田敏行 (近畿大学建築学科)

1. まえがき

はり柱外部接合部に90度折り曲げ定着されたはり主筋の定着耐力に関しては、藤井ら[1,5]、別所ら[2]、Pincら[3]によって精度の良い算定式が提案されている。しかしながら、それらの算定式は1段配筋されたはり主筋の折り曲げ定着耐力のみを対象としており、2段配筋されたはり主筋の折り曲げ定着耐力に関しては、実験もほとんど行われておらず、その耐力の計算方法は未だ確立されていない。

筆者らが高強度材料 ($F_c = 80 \text{ MPa}$, $D25 \text{ SD685}$) を用いて2段配筋されたはり主筋の定着耐力に関して実験的に調べた結果、その定着耐力は1段配筋された場合と比較して、1本当たりで約0.7倍程度であった[4]。そのため、それぞれのはり主筋に定着耐力算定式を適用して得られた定着耐力の和を、2段配筋されたはり主筋の定着耐力として評価するとかなりの過大評価となり、はり降伏型の骨組が降伏機構を形成する際に、はり主筋が曲げ降伏する前に折り曲げ定着部分で破壊する可能性が考えられる。

そこで、本研究では2段配筋されたはり主筋の90度折り曲げ定着耐力の発現機構に基づいた耐力算定方法を示すとともに、耐力改善方法の一例について模型実験でその効果を考察する。

2. 2段筋の定着耐力計算法

図-1に用語の定義を示す。

1段筋の場合、フック内側にクサビが形成され、被りコンクリートに割裂破壊が生じることににより耐力が決定するという機構に基づいて、藤井らは折り曲げ定着耐力算定式を提案している[1,5]。2段筋の場合、実験観察結果に基づいて、クサビは内側フックの内法部分のみに形成されると仮定する。そして、図-2(a)に示すように外側フックの支圧力は45度の角度で拡散し、その一部と内側フックの支圧力の和が、内側フックの内法部分位置でクサビを形成するために十分な圧縮応力度(これを支圧応力度という)に到達し、

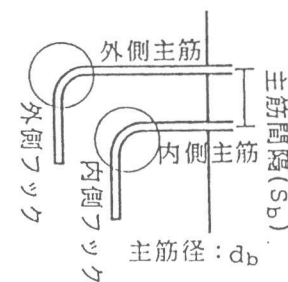
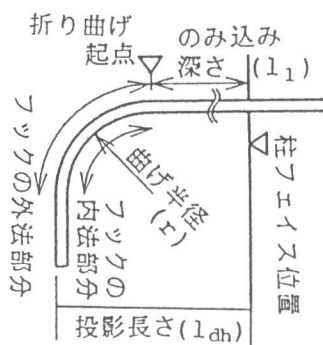
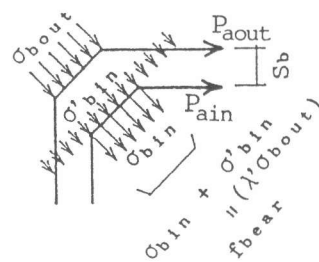
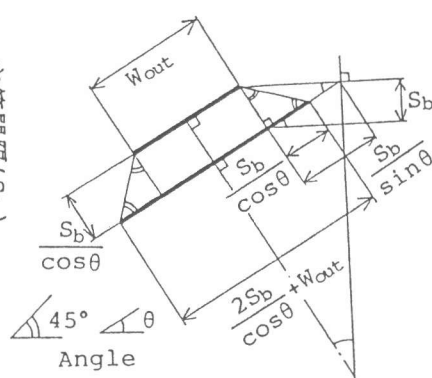


図-1 用語の定義



(a) 破壊条件



(b) 支圧力の拡がり方

図-2 計算仮定

被りコンクリートに割裂破壊が生じるとき、2段筋全体が定着破壊すると仮定する。1段筋の定着耐力の算定に関しては、藤井らは文献5でより適用範囲の広い実験式を提案しているが、本論文では、外部柱はり接合部に定着された場合のみに限定して議論するため、あえて文献1で提案された式を定着耐力の算定に用いる。

2段筋が定着破壊するときの外側と内側のフックの内法部分に生じる支圧応力度を、それぞれ $\sigma_{b\text{out}}$ と $\sigma_{b\text{in}}$ とすると、外側と内側の主筋に生じる軸力 $P_{a\text{out}}$ と $P_{a\text{in}}$ は藤井式を用いて式(1)と(2)で表される。そこで、外側のフックの内法部分に作用する支圧力が、図-2(b)に示すように藤井式で計算される圧縮束の幅 w_{out} より45度の角度で拡散すると仮定すると、外側フックより内側フックの内法部分の支圧面に伝達される支圧応力度 $\sigma_{b\text{in}'}$ は式(3)のように導びかれる。その際、外側と内側のフックの支圧力によって形成される圧縮束の角度 θ_{out} と θ_{in} は僅かに異なるが、その影響は無視する。2段筋が定着破壊する時、はり危険断面の圧縮側コンクリートに作用している圧縮応力度は弾性範囲内であると仮定し、はり断面内の力の釣合方程式である式(4)より中立軸比 x_{n1} を求める。中立軸比を用いて外側と内側の主筋に生じる軸力の比 η が式(5)のように定まる。なお、2段筋が共に降伏している時は、 $\eta = 1.0$ となる。2段筋が定着破壊する時の条件は、内側フックの内法部分の支圧応力度が支圧割裂強度 f_{bearin} に達するときであり、式(6)で与えられる。以上、式(1)~(6)を連立させて解くと $P_{a\text{out}}$ と $P_{a\text{in}}$ が得られる。

$$P_{a\text{out}} = w_{\text{out}} d_b \sigma_{b\text{out}} \sin \theta_{\text{out}} h / (h - j_{\text{out}}) \quad \dots (1)$$

$$P_{a\text{in}} = w_{\text{in}} d_b \sigma_{b\text{in}} \sin \theta_{\text{in}} h / (h - j_{\text{in}}) \quad \dots (2)$$

$$\sigma_{b\text{in}'} = \lambda \sigma_{b\text{out}} = (w_{\text{out}} / (w_{\text{out}} + 2 S_b / \cos \theta_{\text{out}})) \sigma_{b\text{out}} \quad \dots (3)$$

$$x_{n1}^2 + 2 n P_t (\gamma + 1) x_{n1} - 2 n P_t \{ \gamma d_c / d + 1 - (1 - \mu) S_b / d \} = 0 \quad \dots (4)$$

$$\eta = (1 - x_{n1} - S_b / d) / (1 - x_{n1}) = P_{a\text{in}} / P_{a\text{out}} \quad \dots (5)$$

$$f_{\text{bearin}} = \sigma_{b\text{in}} + \sigma_{b\text{in}'} \quad \dots (6)$$

ここで、添字 $_{\text{out}}$ と $_{\text{in}}$ は、それぞれの記号が外側または内側の位置に関係していることを示す。

また、式(1)と(2)の記号の定義は藤井式原式に準じる。

- | | |
|--|--|
| d : 外側引張り主筋位置でのはりの有効せい | S_b : 2段筋の間隔 (心々距離) |
| $a_{t\text{out}}$: 外側引張り主筋の全断面積 | $a_{t\text{in}}$: 内側引張り主筋の全断面積 |
| P_t : $(a_{t\text{out}} + a_{t\text{in}}) / b d$ | μ : $a_{t\text{out}} / (a_{t\text{out}} + a_{t\text{in}})$ |
| λ : 支圧応力の伝達率 | η : 定着破壊時の2段筋の軸力比 |
- (その他の記号は日本建築学会編鉄筋コンクリート構造計算規準に準じる)

上述した方法では連立方程式を解くため、計算が煩雑となる。そこで、以下に略算法を示す。

外側と内側で同じ形状のフックを用い、のみ込み部分と余長部分の主筋間隔が等しくなるように配筋された2段筋では、外側と内側のフックによって形成される圧縮束の幅と角度の差は僅かである。そこで、 $w_{\text{out}} = w_{\text{in}}$ 、 $\theta_{\text{out}} = \theta_{\text{in}}$ とし、式(1)と(2)中の $h - j_{\text{out}}$ と $h - j_{\text{in}}$ がほぼ等しくなることを考慮すると、式(1)と(2)は式(7)と(8)のように書き換えられる。また、式(3)を簡略化するために、 $\theta_{\text{out}} = 45^\circ$ とすると、 $w = \sqrt{2} r$ となり、外側フックによる支圧力の内側フックの内法位置における伝達率 λ は、式(9)のように書き換えられる。内側主筋位置に1段配筋された時の定着耐力算定値を P_a とすると、 P_a は藤井式より式(10)で与えられる。式(6)を式(10)に代入し、式(9)を用いて $\sigma_{b\text{in}'}$ を消去して、式(7)

と(8)を考慮すると式(11)を得る。2段筋の応力状態を考慮して、 η を求め式(11)に代入すると、定着破壊時の各主筋の軸力が式(12)と(13)のように算出される。

$$P_{aout} = w_{in} d_b \sigma_{bout} \sin \theta_{in} h / (h - j_{in}) \quad \dots (7)$$

$$P_{ain} = w_{in} d_b \sigma_{bin} \sin \theta_{in} h / (h - j_{in}) \quad \dots (8)$$

$$\lambda = \sigma_{bin}' / \sigma_{bout} = r / (r + 2 S_b) \quad \dots (9)$$

$$P_a = w_{in} d_b f_{bearin} \sin \theta_{in} h / (h - j_{in}) \quad \dots (10)$$

$$P_a = \lambda P_{aout} + P_{in} \quad P_{aout} = \{1 / (\lambda + \eta)\} P_a \quad P_{ain} = \{\eta / (\lambda + \eta)\} P_a \quad \dots (11 \sim 13)$$

3. 2段筋の定着耐力の改善法の一例

2段筋の定着耐力の改善方法には、1段筋の場合と同様に、①被り厚さを増す。②せん断補強筋量を増加させる。③のみ込み深さを長くする。等、多くの方法が考えられる。ここでは、新たな方法としてニュージーランド(NZS3101-82)で採用されている方法、すなわち、十分なフック寸法が確保できない時に、直交補助筋(Additional Transverse Bar)をフックの内法部分に挿入して、直交補助筋のダボ作用を付加することによって定着耐力を確保する方法で、定着耐力の改善を図ることとする。NZSでは表-2中の図のNZタイプに示すように、2本1組として挿入するように規定されている。1段筋に対する直交補助筋による補強効果を確認する実験については、文献6で報告済みであり、また、式(11)~(13)で得られる計算値と実験値の比較等の詳細については、文献7で検討されているため、本論文では割愛する(注参照)。

試験体は、文献7で使用した模型試験体と同型式のものである。図-3に示すように直交補助筋の有無を除いて同一の配筋で構成されたト型試験体5体と支圧強度を調べるために外側主筋位置で1段配筋した試験体1体の合計6体が本検討の対象である。直交補助筋を挿入した試験体群では、配筋詳細を図-4及び表-3脚注に示すような4種類とした。はりの外側主筋は、曲げ内法半径 $r = 3 d_b$ (d_b :主筋径)、余長 $12 d_b$ 、投影長さ $l_{ah} = 12 d_b$ としたACI318-89の標準フックであり、内側主筋との心々距離は $S_b = 3 d_b$ である。はり主筋の表面からの被り厚さは、ACI規準における最小被り厚である 2.5 inch (63.5 mm)と縮尺率等を考慮して $C = 30 \text{ mm}$ とした。文献6の実験結果より、 $l_{ah} = 12 d_b$ で1段配筋されたフックの定着耐力がSD345の降伏点を上回ることが確認されたため、主筋の作用軸力と軸ひずみが1対1に対応するように、また、必ず定着破壊がはり主筋の引張り降伏より先行するように、はり主筋のみに焼き入れを施した($\sigma_y = 845 \text{ MPa}$)。粗骨材の最大粒径を 15 mm とした早強コンクリートを使用し、はりの圧縮側コンクリートの圧壊を防ぐために、はりのコンクリート強度を柱よりも高くした。柱については曲げ降伏及びせん断破壊が、また、はりについてはせん断破壊が生じないように十分な補強を行った。また、接合部でのせん断破壊を防ぐために中子筋を入れて補強した。表-1に各材料の力学的特性を示す。

文献6より、ダボ筋にD13を用い、コンクリート強度が約 25 MPa の場合、図-5に示すように、ダボの埋め込み長さが $3 d_b$ 以上ではダボ筋まわりの圧縮側のコンクリートの圧壊によりダボ強度が決定したため、本実験では、直交補助筋のコア側の埋め込み長さを $3 d_b$ とした。

1段筋の場合、表-2に示すように、かぶりコンクリートにせん断補強筋がある場合、直交補助筋を1本挿入した時の定着耐力は、直交補助筋がない場合の定着耐力に、図-5のような圧縮側のコンクリートが圧壊する時のダボ変位の約 2.5 倍の変位に対応する強度である $1.2 \sim 1.5$

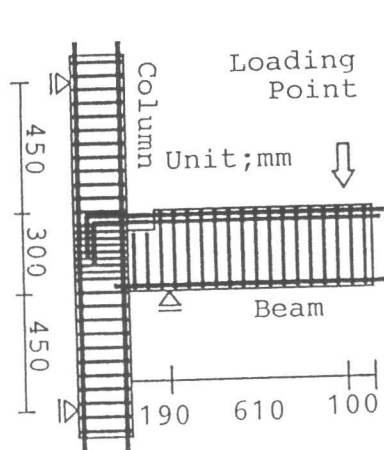


図-3 試験体図

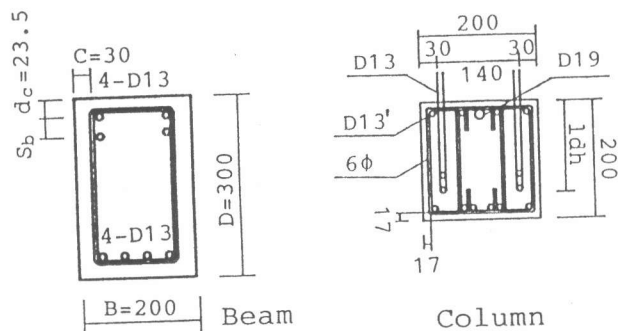


図-4 本実験での直交補助筋の配筋方法

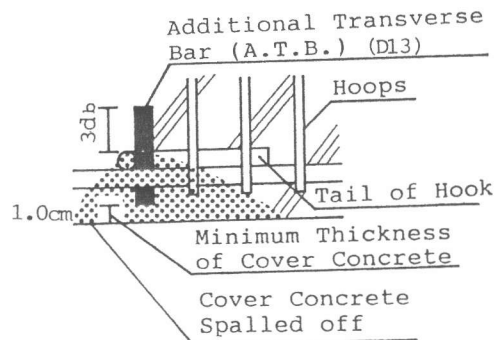


表-1 材料の力学的性質

(a) Concrete (MPa)

location	F_c	F_t
column	27.2	2.07
beam	46.2	—

(b) Rebars (MPa)

	σ_y	σ_b	E_s
6φ	434	468	171000
D13	845	911	192000
D13'	362	525	—
D19	338	481	—

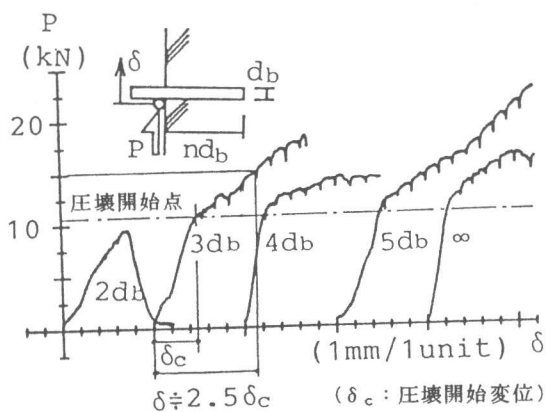


図-5 埋め込み長さとダボ強度-変位関係[6]

表-2 1段筋における直交補助筋の効果[6]

	P_{max}	ΔP		
N-0	44.6	—		
N-15	55.6	11.0		
N-45	56.0	11.4	0 type	15° type
N-NZ	53.6	9.0	(N,H-0)	(N,H-15)
H-0	66.6	—		
H-15	81.6	15.0		
H-45	78.4	11.8	45° type	30° 15°
H-NZ	86.4	19.8	(N,H-45)	(N,H-NZ)

$\Delta P = P_{max} - P_{max}(N, H-0)$

Unit; kN

'N'; without hoop in concrete cover

'H'; with hoop in concrete cover

k Nを累加することで評価できることが、文献6で実験的に確認されている。そこで、2段筋に直交補助筋を挿入した試験体の定着破壊時の各主筋の軸力をそれぞれ次のように計算し、表-3に計算値と実験値の比較を示した。

- ① 各試験体の定着耐力を計算する際の基となる内側主筋の定着耐力の推定値は以下のようにして求めた。藤井式の諸係数を決定する際に用いた試験体と比べて本実験で用いた試験体が小さいため、H-0 dの定着耐力の実験値が59.6 kNであるのに対して、計算値は35.4 kNとかなり低くなった。そこで、藤井式による計算誤差を小さくするため、ここではH-0 dの実験結果を用いて、藤井式中のかぶり厚さの効果を表す係数 α を未知数として逆算し、その値を内側主筋の定着耐力の計算に用いた[7]。

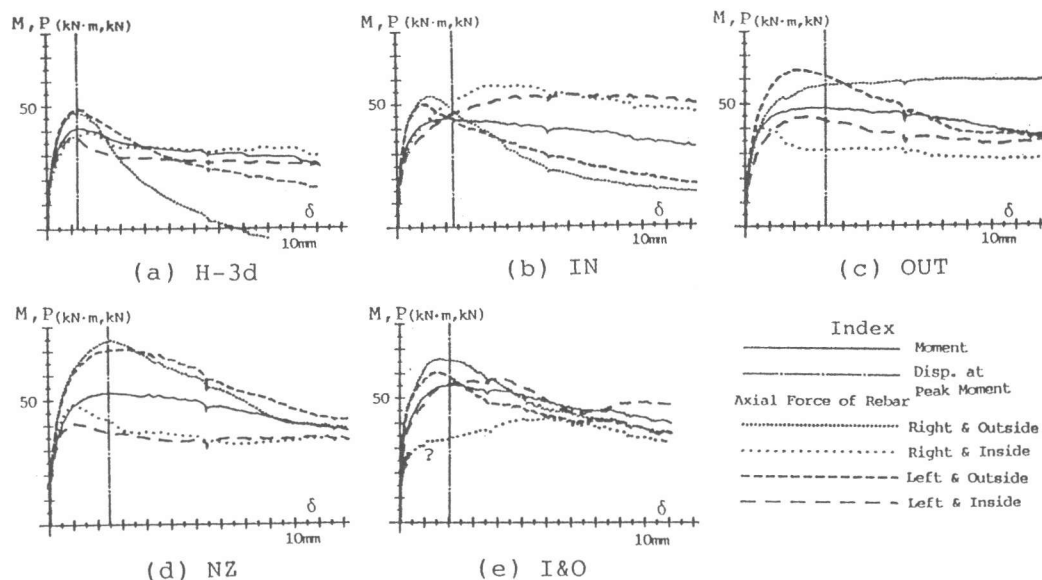


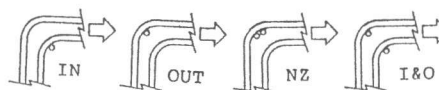
図-6 軸力、モーメント-抜け出し関係

表-3 2段筋における直交補助筋の効果

	at Peak Moment			Maximum of each Bar			Calculated
	$P_{out}+P_{in} = P_{sum}$	P_{out}	P_{in}	$P_{out}+P_{in} = P_{sum}$	P_{out}	P_{in}	$P_{out}+P_{in} = P_{sum}$
H-3d	$48.2+38.1= 86.3$	—	—	$48.2+38.8= 87.0$	—	—	$48.7+39.5= 88.2$
IN	$46.0+49.3= 95.3$	-2.2	11.2	$51.9+57.6=109.5$	3.7	18.8	$48.7+51.3=100.0$
OUT	$59.4+37.0= 96.4$	11.2	-1.1	$61.5+42.4=103.9$	13.3	3.6	$60.5+39.5=100.0$
NZ	$72.7+40.0=112.6$	24.5	1.9	$72.8+44.7=117.5$	24.6	5.9	$68.4+39.5=107.9$
I&O	$62.5+45.0=107.5$	14.3	6.9	$63.8+50.2=114.0$	15.6	11.4	$60.5+51.3=111.8$

note: unit=kN, $P_{out}=P_{out}-P_{out}(H-3d)$
 $P_{in}=P_{in}-P_{in}(H-3d)$

Axial forces are averaged right and left sides.
 The capacity of 'H-0d' is 59.6kN.



② 計測結果より定着破壊時には全試験体の各主筋が弾性範囲内にあったことを考慮して式(5)を用いて η を算出し、そして、式(12)と(13)の略算法を用いてH-3dの定着破壊時の各主筋の軸力を算定した。

③ 直交補助筋を挿入した主筋の定着破壊時の軸力に関しては、表-2に示すようにH-3dで計算された主筋の軸力に1段筋の場合の直交補助筋を挿入した場合の強度増加分の最小値である11.8kN(NZタイプでは19.7kN)を加えた値とした。

各主筋の軸力及び柱面での曲げモーメントと外側の主筋の柱面での抜け出し量の関係を図-6に示す。直交補助筋を挿入した主筋では、ある程度の抜け出しが生じることによって直交補助筋が有効に作用し始めるため、最大モーメントに達するときの抜け出し量は、1段筋の場合と同様、直交補助筋のない場合の2倍程度となっている。そのため、直交補助筋のない方の主筋では最大モーメント時(直交補助筋がある場合では、この時点をも2段筋が定着破壊した時と定義する)には軸力が最大時よりやや減少している。しかしながら計算では軸力の減少が考慮されていないため、計算値は、2段筋の定着破壊時の各主筋の軸力の実測値よりも大きくなり、各主筋の最大軸力の値に近い値となった。計算結果では、I&Oが最も耐力の増加が期待できるが、実験ではNZの耐力が最も増加した。また、直交補助筋を挿入することにより、耐力のみならず靱性の大幅な改善に有効であることが確認された。

4. まとめ

2段配筋されたはり主筋の90度折り曲げ定着耐力は式(12)と(13)で計算できることを示した。また、耐力の改善を期待する場合には、直交補助筋をNZタイプで配筋する方法が有効である。しかし何れの配筋方法においても、靱性は大幅に改善されることが模型実験によって確認された。

謝辞

試験体の製作にあたり、高周波熱錬株式会社の協力を得ました。実験遂行に際しては近畿大学理工学部建築学科卒業論民生、梶陽一、寺尾大介、藤本俊介君の協力を得ました。また、本論文をまとめるにあたり、京都大学工学部建築学科 藤井 栄助手より貴重な助言を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 藤井、後藤、森田、近藤：外端柱・梁接合部の折り曲げ定着に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和58年9月、pp.1821~1824
- 2) 別所、岡本、相沢、福島：高層鉄筋コンクリート造骨組のU型はり主筋定着法に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和52年10月、pp.1795~1798
- 3) R.L.Pinc, M.D.Watkins, J.O.Jirsa; STRENGTH OF HOOKED BAR ANCHORAGES IN BEAM-COLUMN JOINTS, Report on Research Project Sponsored by The Reinforced Concrete Research Council-Project 33, Civil Eng. Structures Research Laboratory The Univ. of Texas
- 4) 川上、村上、窪田：高強度材料を用いたRC外柱・梁接合部の折り曲げ定着耐力に及ぼす諸要因の影響、コンクリート工学年次論文集12-2, 1990 pp.497~502
- 5) 藤井、森田、川上、山田：90度折り曲げ鉄筋の定着耐力の再評価、日本建築学会構造系論文報告集、第429号、1991年11月
- 6) 村上、窪田：90度折り曲げ定着されたはり主筋の定着性能の改善方法に関する実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、1991年9月、pp.379~380
- 7) M.Murakami and T.Kubota; The Capacity of a Double Layer 90-deg. Hooked Bar Anchorage in External Beam-Column Joints, Pacific Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, Nov. 1991

注釈 文献4で行われた2段筋に関する実験結果と計算値の比較を注表に示す。本実験では、加力装置の関係で外側と内側の主筋を同じ軸力で引張ったため、 $\eta = 1.0$ として計算した。 P_{cal} は式(1~6)の方法で、また、 P_{cal}' は式(7~13)の方法で計算した2段筋の定着破壊時の軸力の和である。1段筋の P_{cal} は藤井式で計算された定着耐力を示す。1段筋における藤井式の計算誤差を考慮すると、本計算手法による誤差は5%程度であると思われる。

注表 文献4における2段筋の定着耐力の計算値と実験値の比較[7]

	C	Rebars	Hoop	r	l_{ah}	S_b	P_{exp}	P_{cal}	P_{cal}'
No.2	65mm	2-D25	none	$3d_b$	$12d_b$	—	490	483(0.99)	—
No.5	65mm	2-D25	D10@100	$3d_b$	$12d_b$	—	741	712(0.96)	—
No.7	85mm	2-D25	D10@100	$3d_b$	$12d_b$	—	820	895(1.09)	—
No.10	65mm	4-D25	D10@100	$3d_b$	$12d_b+9d_b$	$3d_b$	1045	897(0.86)	970(0.93)
No.11	65mm	4-D25	D10@50	$3d_b$	$12d_b+9d_b$	$3d_b$	1252	1184(0.95)	1280(1.02)

Unit:kN

()= P_{cal}/P_{exp} OR P_{cal}'/P_{exp}