

論文 RC 段付き矩形柱に折曲げ定着された梁鉄筋の掻出し破壊定着耐力

森 麻由*1・西村 康志郎*2・大西 直毅*3・石垣 篤*4

要旨：鉄筋コンクリート造の基礎梁-外柱-杭接合部を対象として、パイルキャップを想定した段付き矩形柱試験体に折曲げ定着された鉄筋の引張加力実験を 9 体行った。パラメータは梁主筋定着部周辺の配筋である。実験の結果、パイルキャップを設けることで鉄筋の引抜耐力が向上することを確認した。また、掻出し破壊定着耐力推定式により耐力評価する際、梁上端引張の場合は定着起点を柱面、危険断面をパイルキャップ面とすることで適切に評価できることを示した。

キーワード：折曲げ定着, 定着耐力, 多段配筋

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下、RC）造において、基礎梁などの設計応力が大きく必要主筋量が多くなる部材では、主筋が 1 段に納まらず多段配筋となる場合がある。日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁾では付着性能や曲げ耐力の確保等の関係から 2 段までを原則としているが、実際の設計においては 3 段以上の配筋となる場合も見られる。しかし、これまで多段配筋で折曲げ定着された鉄筋の定着性能については不明な点が多い。

基礎梁-外柱-杭接合部を対象とした昨年度の研究²⁾では、梁主筋段数（1~3 段）をパラメータとして正負繰返し変位漸増の加力実験を行った。全試験体とも定着破壊モードのひとつである掻出し破壊が先行するように試験体を設計したが、梁主筋の降伏が最大耐力の要因となり、想定した以上に接合部の定着強度が高い結果となった。更に、全試験体とも最大荷重が同じにも拘らず、それぞれ違う部位の破壊が顕著となり、破壊形式の違いが見られた。

本研究では、梁主筋定着部周辺の配筋詳細をパラメータとした段付き矩形柱試験体（図-1 参照）に折曲げ定着された梁鉄筋を引張加力する実験を行い、定着部付近の配筋が定着耐力へ与える影響を考察した。また、上部構造を対象とした過年度試験体³⁾と比較し、パイルキャップを有する場合の掻出し破壊定着耐力推定式⁴⁾の評価方法を検討した。

2. RC 段付き矩形柱に折曲げ定着された梁鉄筋の引抜実験

2.1 試験体

図-2 に試験体概要、表-1 に各試験体のパラメータを示す。試験体は RC 基礎梁-外柱-杭接合部を対象とした段付き矩形柱に梁主筋を 2 段配筋で 90 度折曲げ定着

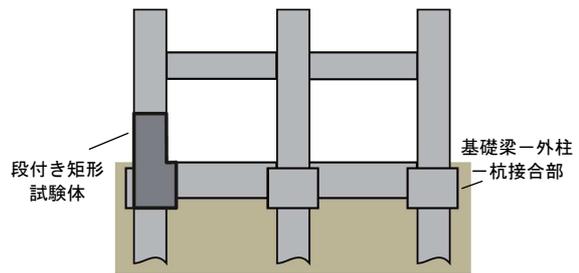


図-1 試験体モデル

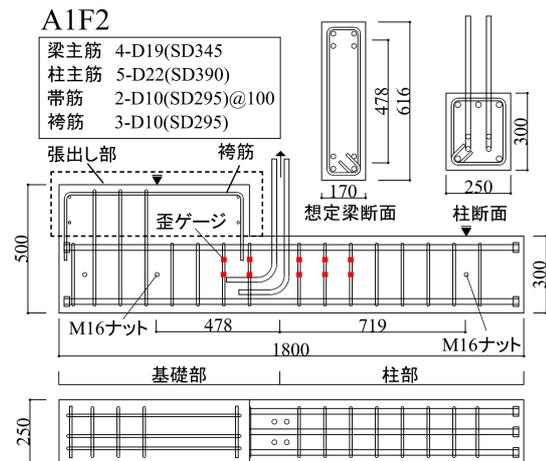


図-2 試験体概要

したものである。基礎部の張出した部分のボリュームを張出し部、梁主筋位置を境目に張出し部のある側を基礎部、反対側を柱部と名付けた。梁コンクリートおよび圧縮鉄筋は省略した。試験体名は、3 文字目が想定梁形状（F：基礎梁，B：通常の梁），5 文字目がパラメータ頭文字（L：梁主筋定着長，S：基礎部側帯筋の配筋，C：柱主筋配筋，W：幅広断面）を表し、A1F2 試験体を基準試験体として、計 9 体である。

*1 北海道大学 大学院工学院空間性能システム専攻大学院生 (学生会員)

*2 北海道大学 大学院工学研究院空間性能システム部門准教授 博士(工) (正会員)

*3 北海道大学 大学院工学研究院空間性能システム部門助教 博士(工) (正会員)

*4 元北海道大学 大学院工学院空間性能システム専攻 修士(工)

表-1 各試験体のパラメータ

試験体名	張出し部	2 段目筋定着長 (mm)	加力点と基礎部帯筋の距離(mm)		引張側柱主筋	端部定着方法	基礎部側柱断面 (mm×mm)
			(1 本目)	(2 本目)			
A1F2	あり	180	120	220	1-1-1-D22 ^{*1} ^{*1} (外側-内側-外側) の引張筋本数	ナット溶接	250×500
A2B2	なし						
A3F2L	あり	132	170	270	2-0-2-D19	180°折曲げ	
A4F2S		180	120	220	1-2-1-D19		
A6F2C					1-1-1-D22		
A7F2C2						270	
A8F2C3					220		
A9F2S2							
A10F2W							300×470

梁主筋は D19 (SD345) を使用し、試験機の容量から各段 2 本の配筋とした。幅方向に与える影響については考慮していないため、今後の課題である。1 段目鉄筋の定着長を 228mm ($\geq 0.75D_c$, D_c は柱せい), 梁主筋間隔を 48mm ($=2.5d_b$, d_b は鉄筋の呼び径, 以下同様), 折曲げ内法直径を 110mm ($\geq 4 d_b$), 側面かぶり厚を 85mm とした。柱断面寸法は柱部が 250×300, 基礎部が 250×500 または 300×470 とし, 柱主筋は引張側に 3-D22 (SD390) または 4-D19 (SD390) を, 圧縮側に 2-D22 (SD390) を配し, 主筋端部はナットを溶接した機械式定着とした。A8F2C3 試験体は大変形時における柱主筋の加力点側への拔出しを防ぐために基礎部側端部を 180°折曲げ定着とした。柱部と基礎部のせん断補強筋には 2-D10 (SD295) @100 を配した。反曲点位置, 応力中心距離は過年度実験³⁾の柱試験体と一致させた。

コンクリートは側面から打設し, 材齢 28 日で 30MPa となるように調合した。材料の力学特性を表-2, 表-3 に示す。

2.2 加力方法

図-3 に加力装置概要を示す。仮想梁の引張鉄筋に対して圧縮合力位置と柱反曲点にピンローラー支承を取り付けて反力をとり, 加力治具を介して 1, 2 段目の全鉄筋の変位が等しくなるよう梁主筋を静的片振り加力により引抜いた。加力中は上部支承のみで反力をとっている。アクチュエータの計測荷重値および 1 段目梁主筋付根位置変位 δ_1 (mm)により加力を制御した。ここで, 柱に埋め込まれた梁主筋の柱面位置を梁主筋付根位置と呼ぶ。制御は 1, 2 Cycle Peak を曲げひび割れ発生時耐力計算値の 2 倍(180kN), 3 Cycle Peak を終局状態と定めた。

梁主筋付根位置の鉄筋変位は柱試験体の反力位置の標点(図-2 の M16 ナット)にピンローラーで支持された計測フレームに固定した変位計を用いて行った。梁主筋の付根位置から約 50mm 位置にナットで鋼板を固定し, 変位計で鋼板と標点との間の変位を計測し, これを鉄筋変位とした。この変位は柱たわみと鉄筋の歪の変化量も含まれた値である。また, 各鉄筋の歪を歪ゲージで測定した。

表-2 コンクリートの力学特性

試験体名	圧縮強度 σ_B (MPa)	割裂引張強度 σ_t (MPa)	割線弾性係数(GPa)	
			$E_{1/3}$	$E_{2/3}$
A1F2	28.9	2.50	23.9	19.6
A2B2	29.5	2.40	22.0	20.6
A3F2L	28.7	2.27	23.0	19.3
A4F2S	31.1	2.45	23.7	20.5
A6F2C	30.1	2.73	23.0	19.8
A7F2C2	34.2	2.30	26.6	22.7
A8F2C3	34.7	2.35	25.4	21.9
A9F2S2	35.2	3.01	25.9	22.7
A10F2W	38.5	3.27	26.4	23.2

※ $E_{1/3}$, $E_{2/3}$ は圧縮強度の 1/3, 2/3 時の割線により求めた。

表-3 鉄筋の力学特性

使用位置	鉄筋径	降伏応力度 σ_y (MPa)	最大応力度 σ_{max} (MPa)	ヤング係数 E_s (MPa)
梁主筋	D19(SD345)	358	546	202
柱主筋	D19(SD390)	459	643	189
	D22(SD390)	465	648	161
帯筋	D10(SD295)	346	492	175

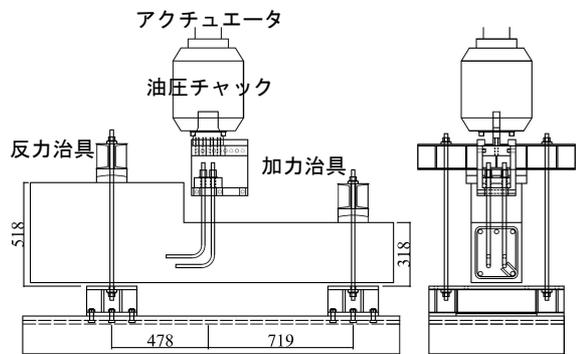
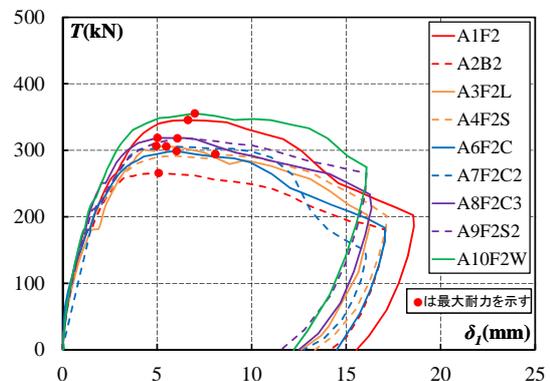


図-3 引抜実験加力装置



※1,2Cycle 目の加力制御は同じであるため, 1Cycle 除荷, 2Cycle 目全てのステップは除いた包絡線を示す。

図-4 荷重変形関係

2.3 破壊性状および荷重変形関係

図-4 に引抜力 (T) - 1 段目梁主筋付根変位 (δ_1) 関係, 表-4 に各試験体の初期ひび割れ時変位と最大耐力の一覧, 図-5 に最終破壊状況を示す。ここで, 引抜力とは全梁主筋の引張力の合計である。また, ひび割れ発生は目視による。

全試験体とも梁主筋位置に鉛直ひび割れが発生した後, 柱せん断ひび割れ, 基礎部せん断ひび割れが発生し, 剛性が低下した。その後, せん断補強筋が降伏し最大耐力を迎えた。大変形時, 張出し部を有する試験体において, 基礎部には柱主筋に沿ったひび割れが圧縮合力位置反力の外側まで伸展した。更に, 基礎部で発生したせん断ひび割れが圧縮合力位置反力に向かって伸展した事, 張出し部内の褥筋の歪ゲージの値が常に圧縮であった事から張出し部には圧縮力が伝わっている事を確認した。

2.4 耐力

表-5 に各試験体の耐力・実験変数の一覧, 図-6 に梁主筋抜出し量 (δ_{slip}) - 梁主筋付根位置変位量 (δ_1) 関係を示す。ここで, 挿出し破壊とは定着破壊モードのひとつ

表-4 各試験体耐力一覧

試験体名	初期ひび割れ発生時			最大耐力時 δ_1 (mm)
	柱曲げ δ_1 (mm)	柱せん断 δ_1 (mm)	基礎部せん断 δ_1 (mm)	
A1F2	0.1	1.3	0.9	6.63
A2B2	0.1	1.1	0.8	5.09
A3F2L	0.2	3.1	0.8	4.96
A4F2S	0.3	0.5	0.7	8.08
A6F2C	0.1	0.6	1.2	6.03
A7F2C2	—	—	—	5.49
A8F2C3	0.1	1.8	1.2	5.02
A9F2S2	0.1	0.8	2.0	6.08
A10F2W	0.2	1.5	1.2	7.00

※A7F2C2 試験体は加力開始時に 216kN の力が加わりひび割れが一度に発生したため欠測とした。

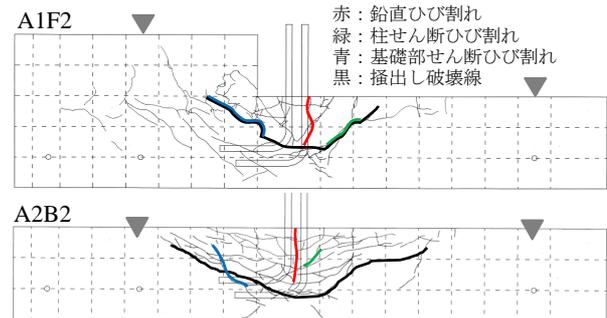


図-5 最終破壊状況

表-5 各試験体の耐力・実験変数一覧

実験年度	試験体名	張出し部の有無	実験値 引抜力 (全鉄筋) T_{exp} [kN]	計算値								帯筋		実験変数		
				挿出し破壊定着耐力 T_{urake} ⁴⁾						柱せん断		降伏本数		1 段目筋 定着長 L_{dh} [mm]	応力中心 距離 j [mm]	ストラット角度 $1/\sin\theta$ $\theta_1 \rightarrow \theta_2$
				降伏本数(仮定) θ_1 使用		降伏本数(結果) θ_1 使用		降伏本数(結果) θ_2 使用		荒川 mean 式		仮定	結果			
				T_{cal1} [kN]	実/計	T_{cal2} [kN]	実/計	T_{cal3} [kN]	実/計	T_{cs} [kN]	実/計	c_{aw} [本]				
'13	A1F2	○	345	254	1.36	288	1.20	318	1.09	389	0.89	3	4	219	478	1.080→1.297
	A2B2	×	266	255	1.04	255	1.04			391	0.68	3	3			1.080
	A3F2L	○	310	233	1.33	233	1.33	257	1.20	388	0.80	3	3			1.062→1.266
	A4F2S	○	294	221	1.33	256	1.15	286	1.03	392	0.75	2	3			1.080→1.297
	A6F2C	○	299	257	1.16	257	1.16	287	1.04	394	0.76	3	3			1.080→1.297
	A7F2C2	○	306	267	1.15	267	1.15	299	1.02	413	0.74	3	3			1.080→1.297
	A8F2C3	○	319	268	1.19	268	1.19	301	1.06	416	0.77	3	3			1.080→1.297
	A9F2S2	○	318	269	1.18	269	1.18	302	1.05	418	0.76	3	3			1.080→1.297
	A10F2W	○	355	277	1.28	311	1.14	340	1.05	434	0.82	3	4			1.080→1.258
	'12	L6F3DB	×	291	237	1.23	281	1.03			403	0.72	4			3
L2F3DB		×	183	189	0.97	189	0.97			403	0.46	2	2	219		1.080
'11	L6F3D6	×	352	414	0.85	377	0.93			592	0.59	5	4	295	478	1.149
	L6F3T6	×	370	391	0.95	391	0.95			612	0.60	5	5	295	454	1.137
	L2F3D6	×	266	263	1.01	263	1.01			584	0.46	3	3	219	478	1.080
	L2F3T6	×	262	242	1.08	242	1.08			603	0.43	3	3	219	454	1.068
	L6F3D4	×	369	450	0.82	377	0.98			799	0.46	5	3	295	298	1.351
	L6F3D8	×	324	401	0.81	364	0.89			496	0.65	5	4	295	658	1.081
	L6F6D6	×	456	497	0.92	497	0.92			782	0.58	5	5	295	478	1.149
	L6F6T6	×	441	471	0.94	471	0.94			819	0.54	5	5	295	454	1.137
	L2F6D6	×	301	325	0.93	325	0.93			794	0.38	3	3	219	478	1.080
	L2F6T6	×	310	297	1.04	334	0.93			822	0.38	3	4	219	454	1.068

[備考] 挿出し破壊定着耐力推定式 $T_{urake} = T_c + T_w$ (kgf)

$$T_c = 2L'_{dh} \cdot j \cdot b_e \cdot \sqrt{\sigma_B} \cdot (1 + 6.32\sigma_0/\sigma_B) / \sin\theta \quad T_w = k_w \cdot a_w \cdot \sigma_{wy}$$

T_c : コンクリートの抵抗力 (kgf)

T_w : 横補強筋の抵抗力 (kgf)

L'_{dh} : 定着起点から重心位置までの距離 = $((L_1 + L_2)/2) - (d_b/2)$ (cm)

k_w : 横補強筋の有効係数 = 0.7

a_w : 梁筋の上下 L_{dh} 区間に配された横補強筋の全断面積 (cm²)

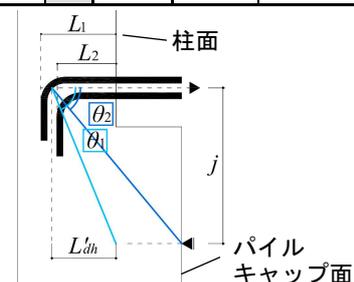
b_e : 接合部有効幅 (cm)

σ_{wy} : 横補強筋の降伏応力度 (kgf/cm²)

σ_B : コンクリート圧縮強度 (kgf/cm²)

θ : ストラット角度

σ_0 : 柱軸応力度 (kgf/cm²) ($\sigma_0=0$)



つであり、コンクリートが梁側に塊状に掻出され、全梁主筋が耐力を失う破壊のことを指す。全試験体とも引抜力 $T=236\sim 341\text{kN}$ 時に鉄筋折曲げ部から斜めにひび割れが発生し、掻出し破壊線(図-5の黒線)が形成された。更に、梁主筋周辺のせん断補強筋が降伏し、 $T=266\sim 355\text{kN}$ で最大耐力を迎えた。最大耐力後、 δ_1 の増大に伴って掻出し破壊線が拡幅した事、梁主筋付根位置変位量 δ_1 に対して梁主筋折曲げ部の拔出し変位量 δ_{slip} がほぼ同じ割合で推移した事から、全試験体とも掻出し破壊により最大耐力が決まったと考えられる。

大変形時、張出し部を有さない A2B2 試験体では柱側、基礎部側ともにせん断ひび割れが大きく拡幅した。一方、張出し部を有する試験体はせん断ひび割れの拡幅が、基礎部側においてほとんど見られず、柱側に破壊が集中し、せん断ひび割れの拡幅が顕著であった。これは、局所的な柱せん断破壊と捉える事もできる。荒川 mean 式による柱せん断耐力計算値 T_{cs} (表-5 参照、柱の有効せいをを用いて算出した) は約 400kN であり、最大耐力がこれを大きく下回っていた。梁コンクリートが省略されているために柱の損傷が激しかった可能性も考えられるが、杭頭接合部の設計時には梁主筋の定着耐力を確保した上で、柱端部の局所的なせん断破壊に留意する必要がある。その際、梁主筋定着部から柱部材にせん断力が入力されることを考慮し、見かけ上、柱有効せいが小さくなるなどの配慮が必要と考えられるが、局所的なせん断耐力評価は今後の課題としたい。

3. 掻出し破壊定着耐力推定式の検証

ここからは、今年度実験を行った9体に加え、過年度に実験を行った試験体の中で掻出し破壊した引抜試験体(2011年度³⁾:10体、2012年度:2体)を比較の対象に加えて考察を行う。過年度試験体はすべて張出し部の無い試験体であるので、パイルキャップの無い上部構造の外柱梁接合部の要素試験体として比較する。

3.1 2012年度引抜試験体

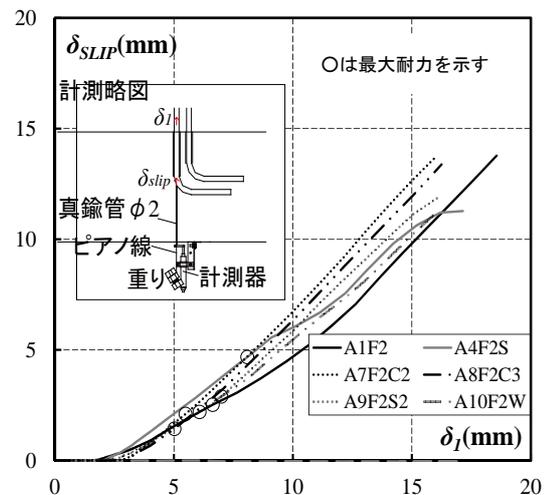
2012年度は、段数等が破壊形式に与える影響と、直線部付着の有無が定着性能に及ぼす影響を明らかにすることを研究目的として実験が行われた。

図-7に試験体概要、表-6、表-7に材料の力学特性を示す。試験体はRC T形柱梁接合部を対象とした柱に2段配筋で1列の梁主筋を90度折曲げ定着したものである。試験体名は、第1項が1段目筋(外側筋)の投影定着長(L6:16 $d_b=304\text{mm}$, L2:12 $d_b=228\text{mm}$)、第2項がコンクリート強度(F3:Fc30)、第3項が梁主筋段数(D:2段配筋)を表す。掻出し破壊が先行するように梁主筋にはD19(SD490)を使用し、梁主筋間隔を48mm(=2.5 d_b)、折曲げ内法直径を95mm(=5 d_b)、側面かぶり厚

を90mm(>4 d_b)とした。柱形断面は150×400、柱主筋は引張側に2-D22(SD390)、圧縮側に2-D19(SD490)を配し、主筋端部にはナットを溶接して定着した。補強筋は2-D10(SD390)@150を配した。

コンクリートは上面(梁側)から打設し、材齢28日で30MPaとなるように調合した。

加力方法は1,2段目の鉄筋の変位が等しい片振り引抜加力である。加力装置と変位測定方法は2013年の試験と同じである。制御は1Cycle Peakを掻出し破壊定着耐力計算値の1/3, 2Cycle Peakを同計算値の2/3, 3Cycle Peakを終局状態と定めた。



※A2B2, A3F2L, A6F2C 試験体はピアノ線が切れたため欠測とした。

図-6 梁主筋拔出し量

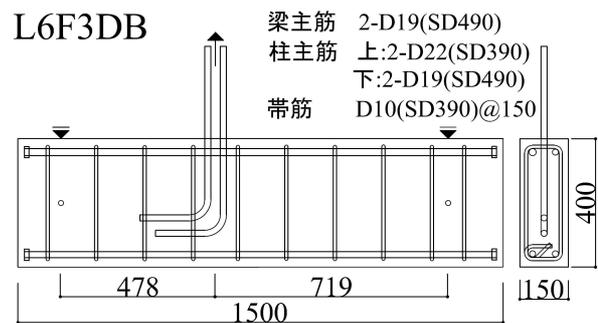


図-7 試験体概要 (2012年度)

表-6 コンクリートの力学特性 (2012年度)

試験体名	圧縮強度 $\sigma_B(\text{MPa})$	割裂引張強度 $\sigma_t(\text{MPa})$	割線弾性係数	
			$E_{1/3}$	$E_{2/3}$
L6F3DB	34.1	2.40	26.7	22.6
L2F3DB	34.1	2.10	27.1	22.5

表-7 鉄筋の力学特性 (2012年度)

使用位置	鉄筋径	降伏応力度 $\sigma_s(\text{MPa})$	最大応力度 $\sigma_{max}(\text{MPa})$	ヤング係数 $E_s(\text{MPa})$
梁主筋	D19(SD490)	532	662	191
柱主筋	D19(SD390)	460	634	163
帯筋	D10(SD390)	441	643	203

3.2 横補強筋降伏の仮定

挿出し破壊定着耐力推定式(表-5の備考の式)では、梁鉄筋軸と折曲げ定着余長部軸の交点から45°の破壊面を仮定し(以下、仮定破壊面)、仮定破壊面のコンクリートの引張強度 T_c と破壊面を横切る補強筋の抵抗力 T_w の和により耐力を推定する。 T_w は、破壊面を横切る補強筋の全断面積とその鉄筋の降伏応力度の積により求める。耐力推定時に降伏すると仮定した補強筋と実験時に実際に降伏した補強筋が一致しているかを確かめる。梁主筋位置から数えて柱側補強筋3本、基礎部側補強筋2本に歪ゲージを貼付し、値を計測した。歪ゲージは補強筋1本に対し、梁せい中央とその位置と引張側柱主筋の中間の2ヶ所に貼付し、最大耐力時にどちらか1ヶ所が降伏歪度を超過している場合を降伏と判定した(図-2の赤印)。表-5より、仮定と実際の降伏本数は概ね一致しているが、過年度試験体には過大評価している試験体も散見された。また、張出し部を有する試験体は張出し部の無い試験体に比べ、柱側の補強筋の降伏本数が多いものもあり、張出し部の存在で、より広い範囲で柱横補強筋が梁鉄筋の引抜に抵抗するようになると考えられる。

この様に降伏する補強筋の本数を正確に仮定する事は困難であるため、横補強筋比を用いるなど仮定方法に検討の余地がある。

3.3 パイルキャップの影響

表-8に横補強筋およびコンクリートの負担率を示す。負担率は推定式の各抵抗力(T_c , T_w)を基に、横補強筋には実際に降伏した本数を a_w に適用した値(以下、 T_w')、コンクリートには実験値から T_w' を差し引いた値(以下、 T_c')を用いて算出した。

表-5に示すように、実際に降伏した本数を推定式に用いると、張出し部の無い試験体の計算値 T_{cal2} の対応が良く、本推定式の精度の高さが分かる。この推定値を基に張出し部を有する試験体の特徴を考察する。張出し部のある試験体の実験値に対する計算値 T_{cal2} の比の平均値は1.18であり、梁主筋の定着耐力が向上している事が分

表-8 横補強筋およびコンクリートの負担率(%)

張出し部なし			張出し部あり		
試験体名	T_w'	T_c'	試験体名	T_w'	T_c'
L6F3D6	42.0	58.0	A1F2	40.0	60.0
L6F3T6	50.0	50.0	A3F2L	33.5	66.5
L2F3D6	41.7	58.3	A4F2S	35.4	64.6
L2F3T6	42.4	57.6	A6F2C	34.8	65.2
L6F3D4	30.1	69.9	A7F2C2	34.0	66.0
L6D3D8	45.7	54.3	A8F2C3	32.6	67.4
L6F6D6	40.6	59.4	A9F2S2	32.7	67.3
L6F6T6	42.0	58.3	A10F2W	38.9	61.1
L2F6D6	36.9	63.1			
L2F6T6	47.7	52.3			
L6F3DB	45.4	54.3			
L2F3DB	48.1	51.9			
A2B2	39.1	60.9			
平均値	42.4	57.6	平均値	35.2	64.8

かった。表-8よりコンクリート負担率も5割台から6割台に上昇しているため、コンクリートの抵抗力の増加が主な要因と考えられる。

張出し部のある試験体について、定着長が小さいA3F2L試験体は計算値は低い、実験値からは他の試験体と同等の定着耐力が確保されていることが示されており、これは張出し部のボリュームが定着長の不足を補っているためと考えられる。

A3F2L試験体を除く試験体では、実験値に対する計算値 T_{cal2} の比はほぼ同じ値を示している。張出し部を有する試験体において最大耐力が大きいA1F2試験体、A10F2W試験体では歪ゲージの値が降伏歪度に達している柱側補強筋の本数が他の試験体よりも多い。これより、張出し部を有する試験体の差の大部分は柱側補強筋応力の差であり、本実験で与えた基礎部側の配筋パラメータは定着耐力に大きな影響を与えていないものと考えられる。

3.4 挿出し定着破壊耐力のコンクリート抵抗力

表-5の備考に示したコンクリート抵抗力 T_c の意味を考える。表-5の備考の式は、図-8(a)に示す45°傾いた破壊面を仮定し、この破壊面に生じる最大主応力がコンクリートの引張強度 σ_t に達して最小主応力がゼロのときに釣り合う引張力 T_c に、 $1/\sin\theta$ を乗じて補正したものである。 $1/\sin\theta$ は図-8のコンクリート抵抗力 T_c に鉄筋折曲げ部から梁端圧縮域に直接伝達される圧縮力を考慮したもので、実験結果を基に決定されたものである⁴⁾。別の観点では、 T_c の反力が図-8(a)の上側に作用しているため、仮定破壊面に生じる圧縮応力の影響を補正したものと言える。図-8の T_c を算出する。図-8(b)より、仮定破壊面の垂直応力とせん断応力は $\sigma_t/2$ である。有効幅 b_e を用いると T_c は次式となる。

$$T_c = 2L'_{dh} \cdot b_e \cdot \sigma_t \quad (1)$$

コンクリート引張強度 σ_t を σ_B (kgf/cm²)の平方根とすれば、次式を得る。

$$T_c = 2L'_{dh} \cdot b_e \cdot \sqrt{\sigma_B} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (2)$$

表-5の備考に示したコンクリート抵抗力 T_c は式(2)に $1/\sin\theta$ を乗じたものである($\sigma_0 = 0$ の場合)。ストラット角度 θ は、本推定式において、梁の危険断面での圧縮合力位置と梁主筋折曲げ部を通る直線と梁材軸の成す角と定義している。

3.5 圧縮ストラットの影響による補正

T_c を提案した論文では、引抜力 T は $1/\sin\theta$ に比例的に増大するとの考察が行われているが、これは定着長 L'_{dh} をパラメータとした試験体を用いて得られた知見であり、圧縮合力位置の移動による θ の変化についての考察がな

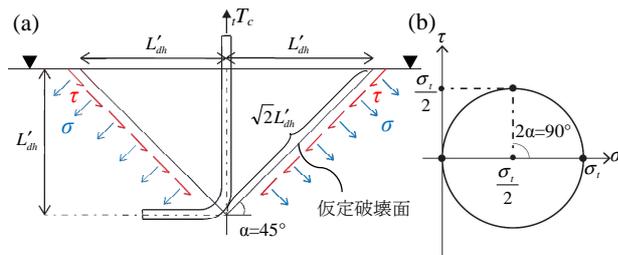


図-8 コンクリート抵抗力 T_c

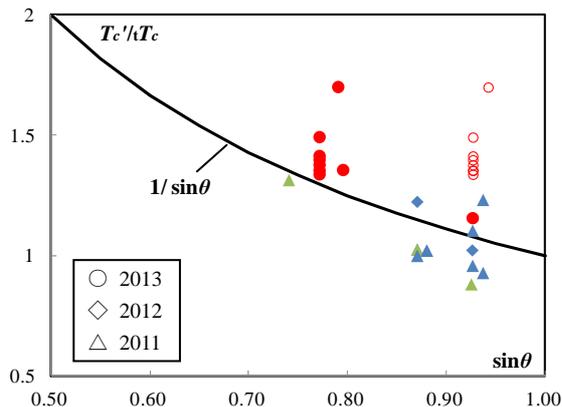


図-9 T'_c/T_c と $\sin\theta$ の関係

されていない。更に、パイルキャップを有する杭頭接合部に θ を適応する際、表-5 の備考に示す θ_1 (張出し部の無い試験体と同じ) と θ_2 が考えられ、梁の危険断面を柱面とパイルキャップ面のどちらを採用するかによって θ の採り方が異なる。そこで定着長 L'_{dh} 、応力中心距離 j 、張出し部の有無の3つの実験変数について、ストラット角度 θ による補正方法を実験結果を用いて検討する。

図-9 は、実験結果から算出したコンクリート負担力 T'_c を式(2)の T_c で除した T'_c/T_c を縦軸、 $\sin\theta$ を横軸に示したもので、 $1/\sin\theta$ も併せて示している。プロットの形は実験年度、色は実験変数を表す (赤：張出し部の有無、青：定着長 L'_{dh} 、緑：応力中心距離 j)。赤色のプロットに関して、塗りの無いものが θ_1 、有りが θ_2 を使用したものである。定着長 L'_{dh} を変数とした青色は、文献4)で検討されたとおり $1/\sin\theta$ で近似できている。応力中心距離を変数とした緑色は、 $\sin\theta$ が大きくなるにつれて T'_c/T_c が小さくなる傾向が見られ、これも $1/\sin\theta$ でほぼ近似できている。張出し部の有無を変数とした赤色は θ_1 よりも

θ_2 のほうが $1/\sin\theta$ の曲線に近づく。つまり $1/\sin\theta$ で補正する場合、危険断面をパイルキャップ面として θ_2 を用いるほうが良い近似が得られる。

表-5 の T_{cal1} と T_{cal2} は θ_1 を、 T_{cal3} は θ_2 を使用したものである。張出し部を有する試験体において、実験値に対する計算値 T_{cal2} の比の平均値は 1.18、 T_{cal3} を用いた場合は 1.06 となり、 T_{cal3} の方がより実験値に近い値であった。以上より、上部構造では定着起点と危険断面は一致するが、接合部がパイルキャップを有する場合には、定着起点は柱面、危険断面はパイルキャップ面と、それぞれ違う値を用いることでより正確に算定できると考えられる。

4. 結語

本研究より以下の事が明らかになった。

- 1) 鉄筋定着部近くのパイルキャップの存在は、コンクリートと横補強筋の負担応力を増加させ、鉄筋の引抜耐力を向上させる。
- 2) 鉄筋定着部近くのパイルキャップは、柱端部のせん断破壊を先行させる可能性がある。
- 3) 掻出し破壊定着耐力推定式により耐力評価する際、梁上端引張の場合は定着起点を柱面とし、危険断面をパイルキャップ面とすることで適切に評価できると考えられる。

参考文献

- 1) 日本建築学会編：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、丸善、pp.229-256、2010.2
- 2) 山崎寛悦、後藤康明、西村康志郎：折曲げ定着された RC 側柱下架構の破壊性状に与える多段配筋の影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.35、No.2、pp.565-570、2013.6
- 3) 川角佳嗣、後藤康明、西村康志郎、山崎寛悦：折曲げ定着された鉄筋の定着耐力に与える多段配筋の影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.34、No.2、pp.547-552、2012.6
- 4) 城 攻、後藤康明、柴田拓二：RC 柱梁接合部の内に定着される 90°折曲げ筋の破壊モードと定着性能、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.15、No.2、pp.159-164、1993.6