

PCストランド鋼材の定着と接続

泉 満明*1・横山 博司*2・北園 英明*3・葛西 康幸*4

1. はじめに

PCストランド鋼材（以下、PC鋼材と呼ぶ）の定着長は Hanson および Kaar らの研究に基づいて、応力伝達長と曲げ定着長の和として ACI, AASHTO 基準に規定されている。その後 Zia および Mostafa らにより多くの研究¹⁾が行われ、さらに最近 Logan はプレテンション桁を用いて比較的細いPC鋼材による研究²⁾を行っている。

本研究は、上述したようなプレストレストコンクリート部材特有の定着について検討したのではなく、Orangun らの研究³⁾による鉄筋の定着と同様な、単純なPC鋼材の定着長に関する検討および鉄筋について行った Sagan らの研究⁴⁾による NC (Non-Contact Lap Splice) 継手の可能性をPC鋼材について検討したものである。

一般に、ポストテンション方式によるプレストレストコンクリート部材におけるPC鋼材の定着は、固定端の定着にはデッドアンカーと呼ばれる固定用定着具が、また、PC鋼材を接続する場合にはカップラーと呼ばれる接続用金具を用いる。これに対し、コスト削減、施工の省力化を目的として、定着具および接続具の代わりに、コンクリートと鋼材間の付着を有効に利用して定着、さらにPC鋼材間の応力伝達をNC継手の原理を利用し接続する方法について検討した。本研究では、これらの構造に対する基礎的な資料を得る目的で、3種類の径のPC鋼材および2種類の径のインデントPC鋼材を用いた供試体による純引張試験および解析を行い、必要定着長の算定およびPC鋼材間の応力伝達の可能性について検討した。その結果、コンクリートとPC鋼材の付着によるPC鋼材の定着および接続が可能となった⁵⁾。

2. 実験概要

2.1 供試体

本実験で使用した供試体は、コンクリートとPC鋼材の付着を利用した定着において必要となるPC鋼材定着長の算定およびPC鋼材間の応力伝達の可能性について検討するため、図-1に示す純引張供試体とした。使用したPC鋼材は公称径が $\phi 12.7$ mm, $\phi 15.2$ mm, $\phi 21.8$ mmの3種類のストランド、また、写真-1に示す一般のPC鋼材よりも付着性能に優れたインデントタイプのPC鋼材は $\phi 15.2$ mm, $\phi 21.8$ mmの2種類、計5種類とした。鋼材の定着長は、 40ϕ から 160ϕ (ϕ はPC鋼材の公称径) までの10種類、鋼材

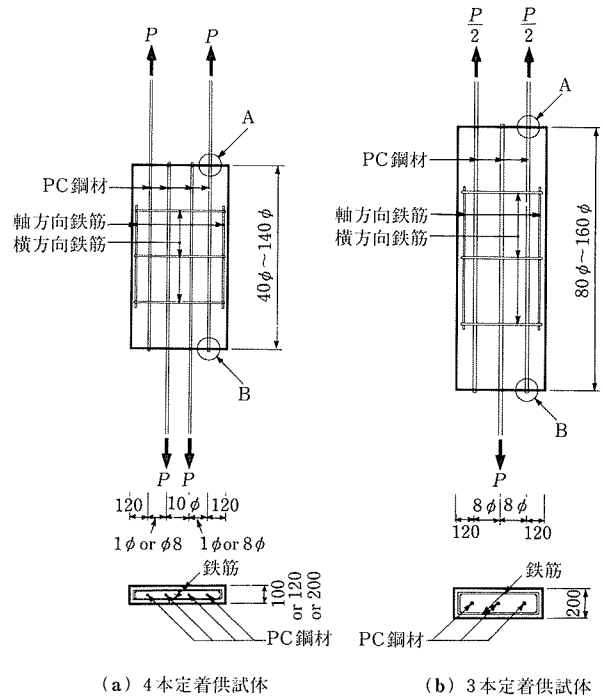


図-1 供試体概略図

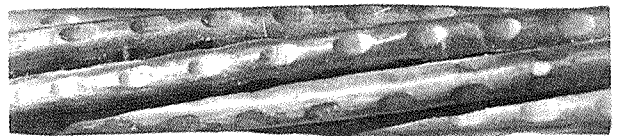


写真-1 インデントPC鋼材 ($\phi 15.2$ mm)

中心間隔を 1ϕ または 8ϕ の2種類、横方向鉄筋の有無を考慮し、供試体は表-1に示す42体とした。なお、供試体の形状寸法は、PC鋼材の径および定着長によりPC鋼材方向、直角方向について異なるが、厚さはPC鋼材 $\phi 12.7$ mm, $\phi 15.2$ mm, $\phi 21.8$ mmそれぞれの供試体に対して100 mm, 120 mm, 200 mmとした。

2.2 使用材料

(1) コンクリート

早強セメントを使用し、設計基準強度を 50 N/mm^2 とした。配合を表-2に、各供試体の強度の平均値を表-1に示す。

(2) 鋼材

使用PC鋼材は、表-3に示すJIS G 3536規格品とした。ただし、インデントPC鋼材については現在のところJISでは規格化されていないため、参考として表-4に本実験で使用

*1 Mitsuaki IZUMI: 名城大学 理工学部 建設システム工学科 教授

*2 Hiroshi YOKOYAMA: (株)安部工業所 技術本部 技術部

*3 Hideaki KITAZONO: (株)安部工業所 営業本部 東京技術部

*4 Yasuyuki KASAI: (株)安部工業所 技術本部 技術部

表-1 供試体一覧

No.	供試体名	荷重方法	P C 鋼材			横方向鉄筋(本)	設計基準強度(N/mm ²)	強度試験結果		
			径(φ)(mm)	定着長	間隔			圧縮(N/mm ²)	引張り(N/mm ²)	
1	T-(1)-5-12-A-1-R	単調増加	12.7	48φ	1φ	3	50	58.8	3.92	
2	T-(1)-5-12-A-8-O			48φ	8φ	0		55.1	3.97	
3	T-(1)-5-12-A-8-R			48φ	8φ	3		52.8	3.44	
4	T-(1)-5-12-B-1-R			65φ	1φ	3		61.4	4.01	
5	T-(1)-5-12-B-8-R			65φ	8φ	3		62.3	3.24	
6	T-(1)-5-12-C-8-R			80φ	8φ	3		62.4	4.24	
7	T-(1)-5-15-A-1-R		15.2	21.8	47φ	1φ		3	59.4	3.90
8	T-(1)-5-15-A-8-O				47φ	8φ		0	49.9	3.93
9	T-(1)-5-15-A-8-R				47φ	8φ		3	52.5	4.13
10	T-(1)-5-15-B-1-R				65φ	1φ		3	62.3	3.24
11	T-(1)-5-15-B-8-R				65φ	8φ		3	61.0	3.76
12	T-(1)-5-15-C-8-R				80φ	8φ		3	64.9	4.23
13	T-(1)-5-21-A-1-R		21.8	21.8	45φ	1φ		3	52.9	4.33
14	T-(1)-5-21-A-8-O				45φ	8φ		0	47.6	3.33
15	T-(1)-5-21-A-8-R				45φ	8φ		3	47.3	4.06
16	T-(1)-5-21-B-1-R				65φ	1φ		3	62.4	4.24
17	T-(1)-5-21-B-8-R				65φ	8φ		3	61.0	3.76
18	T-(1)-5-21-C-8-R				80φ	8φ		3	62.5	3.83
19	T-(2)-5-12-C-8-R	繰返し	12.7	80φ	8φ	3	55.4	4.53		
20	T-(2)-5-12-D-8-R			100φ			58.8	4.66		
21	T-(2)-5-12-E-8-R			120φ			54.1	4.15		
22	T-(2)-5-12-F-8-R			140φ			58.7	4.98		
23	T-(2)-5-15-C-8-R		15.2	80φ			56.7	3.80		
24	T-(2)-5-15-D-8-R			100φ			58.1	3.58		
25	T-(2)-5-15-E-8-R			120φ			55.5	3.43		
26	T-(2)-5-15-F-8-R		140φ	61.8			4.51			
27	T-(2)-5-21-C-8-R*		21.8	80φ			54.1	4.15		
28	T-(2)-5-21-D-8-R*			100φ			61.8	4.51		
29	T-(2)-5-21-E-8-R*			120φ			58.8	4.66		
30	T-(2)-5-21-F-8-R*			140φ			54.1	4.15		
31	T-(2)-5-21-G-8-R	160φ	58.7	4.98						
32	T-(1)-5-15G-C-8-R	単調増加	15.2	80φ	8φ	3	54.1	4.15		
33	T-(1)-5-15G-E-8-R			120φ			54.3	4.44		
34	T-(1)-5-21G-C-8-R*			21.8			80φ	58.8	4.66	
35	T-(1)-5-21G-E-8-R*	120φ	55.4		4.53					
36	T-(2)-5-12-B-8-OR	繰返し	12.7	65φ	8φ	9	61.8	4.51		
37	T-(2)-5-15-B-8-OR		15.2				55.4	4.53		
38	T-(2)-5-21-B-8-OR*		21.8				61.8	4.51		
39	T-(2)-5-15I-A-8-R	繰返し	15.2	40φ	8φ	3	58.7	4.98		
40	T-(2)-5-15I-B-8-R			65φ			58.8	4.66		
41	T-(2)-5-15I-C-8-R			80φ			58.7	4.98		
42	T-(2)-5-21I-B-8-R*			21.8			65φ	55.4	4.53	

注) *: 荷重フレームの能力制限のため、PC鋼材を3本定着とした供試体(図-1(b)のタイプ)

【記号の説明】

①-②-③-④⑤-⑥-⑦-⑧

- ①: 試験種別 (T→純引張試験)
- ②: 荷重方法 (1→単調増加荷重, 2→繰返し荷重)
- ③: コンクリートの設計基準強度 (5→50 N/mm²)
- ④: PC鋼材公称径 (12→φ12.7mm, 15→φ15.2mm, 21→φ21.8mm)
- ⑤: PC鋼材タイプ (記号なし→普通PC鋼材, G→普通PC鋼材にひずみゲージを貼り付けた鋼材, I→インデントPC鋼材)
- ⑥: PC鋼材定着長 (A→40φ, 45φ, 47φ, 48φ, B→65φ, C→80φ, D→100φ, E→120φ, F→140φ, G→160φ)
- ⑦: PC鋼材中心間隔 (1→1φ, 8→8φ)
- ⑧: 横方向鉄筋数 (O→0本, R→3本, OR→9本)

表-2 コンクリートの配合

粗骨材の最大寸法(mm)	スランプの範囲(cm)	空気量の範囲(%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)				
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	高性能AE減水剤
20	10±2.5	2±1	38.0	44.0	150	395	820	1056	2.6

表-3 PC鋼材の規格値 (JIS G 3536)

鋼材種別	SWPR 7 BN φ 12.7 mm	SWPR 7 BN φ 15.2 mm	SWPR 19 N φ 21.8 mm
0.2%永久伸び に対する荷重 (kN)	156 以上	222 以上	495 以上
引張荷重 (kN)	183 以上	261 以上	573 以上
伸び (%)	3.5以上	3.5以上	3.5以上

表-4 インデントPC鋼材の試験成績結果

鋼材種別	φ 15.2 mm	φ 21.8 mm
0.2%永久伸び に対する荷重 (kN)	241	547
引張荷重 (kN)	262	593
伸び (%)	6.7	5.8

用したインデントPC鋼材の試験成績結果を示した。鉄筋は、D6, D10およびD13 (いずれもSD 295 A) を使用した。

2.3 載荷方法および測定項目

本実験では、図-2に示す載荷フレームを用い、片側2本の鋼材を固定し、他方2本あるいは1本を緊張端として単調増加載荷および繰返し載荷 (PC鋼材の降伏荷重までの載荷・除荷を10サイクル行った後、引張終局荷重までの載荷・除荷を1サイクル行う繰返し載荷) による引張試験を実施した。

測定項目は、PC鋼材の引張荷重 (以下、荷重と呼ぶ)、引抜き量、引込み量、コンクリート、鉄筋およびPC鋼材のひずみとした。なお、PC鋼材の引抜き量とは、図-1のA点で測定した鋼材が引き抜ける量であり、引込み量とは、B点で測定したPC鋼材が引き込まれる量である。なお、実験値は

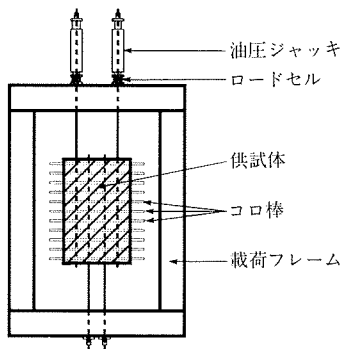


図-2 載荷フレーム概略図

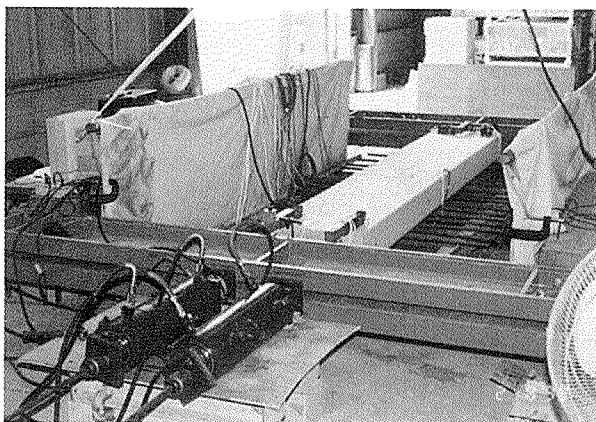


写真-2 実験状況

各供試体の平均値である。

実験状況を写真-2に示す。

3. 実験結果

実験結果を表-5に、ひび割れ発生状況の一例を写真-3に示す。表-5の引込み開始荷重とは、複数の鋼材のうち1本でも引込みが発生しはじめたときの荷重であり、最大荷重とはPC鋼材が引抜け、あるいは破断して荷重の上昇がな

表-5 実験結果一覧

No.	供試体名	ひび割れ発生荷重 (kN)	引込み開始荷重 (kN)	最大荷重 (kN)
1	T-(1)-5-12-A-1-R	153	— *1	153
2	T-(1)-5-12-A-8-O	発生なし	— *1	176
3	T-(1)-5-12-A-8-R	発生なし	— *1	139
4	T-(1)-5-12-B-1-R	148	59	148
5	T-(1)-5-12-B-8-R	発生なし	59	180
6	T-(1)-5-12-C-8-R	発生なし	97	180
7	T-(1)-5-15-A-1-R	192	— *1	192
8	T-(1)-5-15-A-8-O	175	— *1	175
9	T-(1)-5-15-A-8-R	190	— *1	190
10	T-(1)-5-15-B-1-R	241	118	241
11	T-(1)-5-15-B-8-R	発生なし	138	249*2
12	T-(1)-5-15-C-8-R	発生なし	194	249*2
13	T-(1)-5-21-A-1-R	358	— *1	358
14	T-(1)-5-21-A-8-O	451	— *1	451
15	T-(1)-5-21-A-8-R	399	— *1	399
16	T-(1)-5-21-B-1-R	118	346	495*3
17	T-(1)-5-21-B-8-R	198	402	502*3
18	T-(1)-5-21-C-8-R	281	321	471*3
19	T-(2)-5-12-C-8-R	発生なし	66(1)*4	186
20	T-(2)-5-12-D-8-R	発生なし	115(1)*4	186
21	T-(2)-5-12-E-8-R	64	116(1)*4	185
22	T-(2)-5-12-F-8-R	74	154(2)*4	183
23	T-(2)-5-15-C-8-R	発生なし	199(1)*4	265
24	T-(2)-5-15-D-8-R	発生なし	189(2)*4	265
25	T-(2)-5-15-E-8-R	118	発生なし	265
26	T-(2)-5-15-F-8-R	98	発生なし	265
27	T-(2)-5-21-C-8-R	発生なし	204(1)*4	564*2
28	T-(2)-5-21-D-8-R	324	442(1)*4	559*2
29	T-(2)-5-21-E-8-R	265	441(1)*4	548*2
30	T-(2)-5-21-F-8-R	265	発生なし	565*2
31	T-(2)-5-21-G-8-R	253	発生なし	495*2
32	T-(1)-5-15G-C-8-R	245	115(1)*4	245
33	T-(1)-5-15G-E-8-R	81	227(1)*4	261
34	T-(1)-5-21G-C-8-R	発生なし	220(1)*4	528*2
35	T-(1)-5-21G-E-8-R	275	471(1)*4	530*2
36	T-(2)-5-12-B-8-OR	発生なし	78(1)*4	177
37	T-(2)-5-15-B-8-OR	発生なし	132(1)*4	265
38	T-(2)-5-21-B-8-OR	発生なし	253(1)*4	539*2
39	T-(2)-5-15I-A-8-R	49	0(1)*4	147
40	T-(2)-5-15I-B-8-R	71	97(1)*4	222
41	T-(2)-5-15I-C-8-R	67	77(1)*4	218
42	T-(2)-5-21I-B-8-R	205	発生なし	458

注) *1: 引込み量を計測しなかった供試体
 *2: くさび位置での拘束によるPC鋼材破断により実験を終了した供試体
 *3: 載荷フレームの能力制限のため、その荷重で載荷を終了した供試体
 *4: ()内の数字は引込みが開始した載荷サイクル数

くなった時点の荷重である。

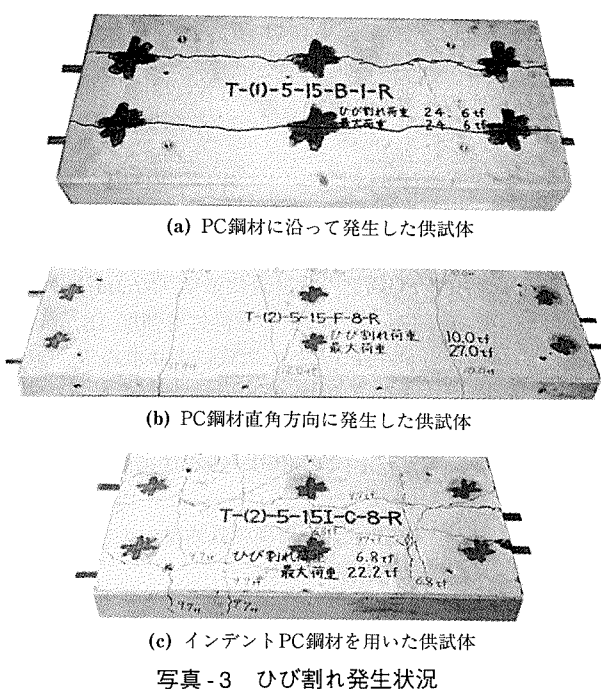
ひび割れの発生は写真-3に示すように、鋼材中心間隔が1φあるいは定着長が短い供試体はPC鋼材に沿って、他の鋼材中心間隔が8φあるいは定着長が長い供試体ではPC鋼材直角方向に発生する傾向があった。インデントPC鋼材の場合には斜めひび割れも発生した。このひび割れの傾向は異形鉄筋の場合と類似していた⁶⁾。

図-3に単調増加荷重における荷重とPC鋼材引抜け量の関係を示す。これらの結果よりすべての供試体ではないが、定着長が長い供試体は短い供試体と比較して最大荷重が大きく、同一荷重に対する引抜け量が小さい傾向にあった。また、この実験の範囲では、鋼材中心間隔が1φの供試体と8φの供試体における最大荷重の差異は明確ではなかった。

繰返し荷重における実験結果の一例を図-4に示す。定着長が短い供試体では荷重ごとに引抜け、引込みの残留量が増加する傾向があった。しかし、定着長が120φ以上の場合にはその傾向は少なく、あるいは、まったく引込みが発生しない供試体もあった。したがって、この実験の範囲では100φ~120φ以上であれば鋼材の引抜けは発生せず、定着長として十分であると推定できる。

表-5中の引込み開始荷重は、PC鋼材径に関係なく、定着長が短い供試体と比較して、長い供試体は開始荷重が大きい傾向にあった。

定着長65φにおける一般PC鋼材とインデントPC鋼材の比較を図-5に示す。ただし、インデントPC鋼材は繰返し荷重としたが、いずれの供試体も所定の荷重回数を終了する前にPC鋼材の引抜けにより実験を終了した。したがって、第1サイクル目のPC鋼材降伏荷重までの荷重における引抜け量および引込み量について比較した。図-5に示すようにインデントPC鋼材の付着は一般のPC鋼材よりも優れており、同一定着長の供試体と比較して引抜け、引込み量が小



さいことが分かる。また、写真-3に示した供試体のひび割れ発生状況からも異形鉄筋と同様の付着特性があると推定できる。

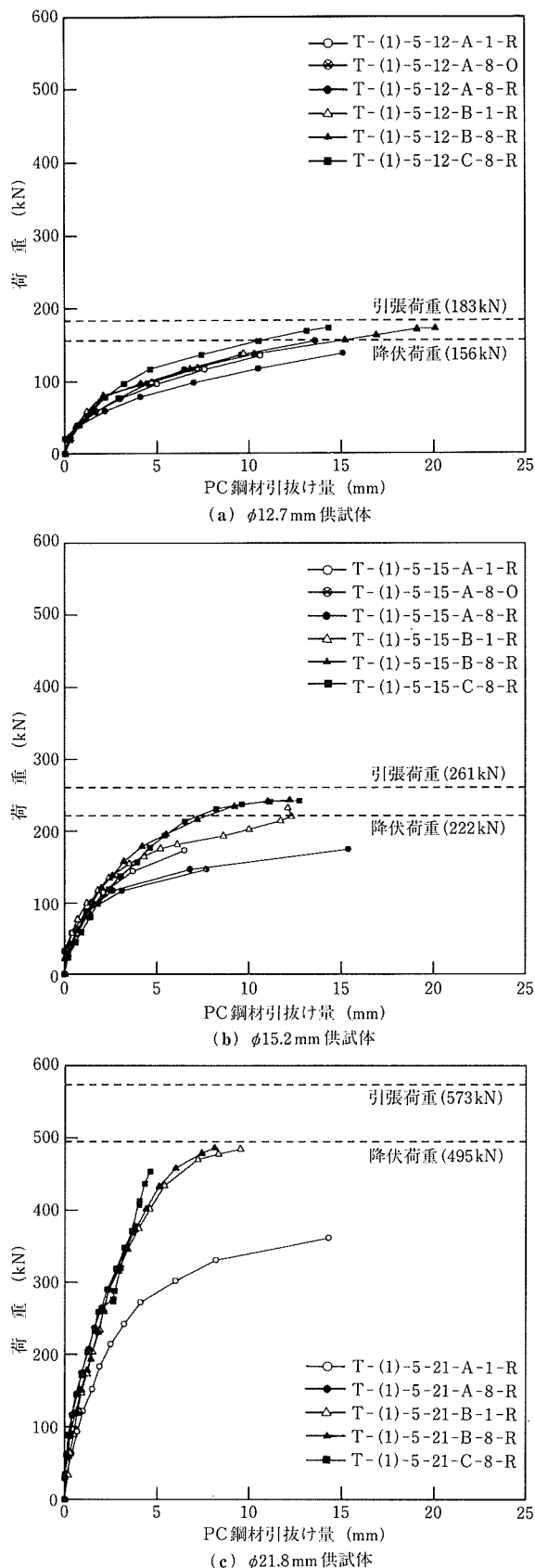


図-3 荷重とPC鋼材引抜け量の関係

一般の異形鉄筋と比較すると、PC鋼材の必要定着長は異形鉄筋の3倍程度となっている。この理由は、

- ① 本実験で使用したPC鋼材の降伏応力度は約1600 N/mm²であり、鉄筋の約300 N/mm²に比べて5倍程度大

きい。すなわち、PC鋼材の使用応力度が鉄筋と比べ大きい

- ② PC鋼材の表面形状はコンクリートとの付着に対して異形鉄筋よりも不利になっている
- ③ PC鋼材の表面には製造時に使用した減摩剤が付着している

などの理由が推定できる。また、必要定着長が長くなることは、後述するPC鋼材定着長算定式からも明らかであった。

4. PCストランド鋼材の定着長算定式

PC鋼材の定着長は、一般に式(1)に示すようにプレストレスの伝達長と、終局時に部材にひび割れが発生し、PC鋼材が引張鋼材として作用する場合に発生する力(以下、鋼材力と呼ぶ)の定着に必要な長さの和と考えられる。

$$l_{pd} = l_t + l_{bp} \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 l_{pd} : PC鋼材の必要定着長 (mm)

l_t : プレストレスの伝達長 (mm)

l_{bp} : PC鋼材力の定着に必要な定着長 (mm)

ここでいうプレストレスの伝達長 l_t とは、プレテンション方式において部材に所定のプレストレスを導入するために必要な長さ(定着長)である。実際には、 l_t は l_{bp} の一部として考えることができ、ポストテンション方式の場合には $l_t=0$ であるから、定着具の定着力が十分であれば $l_{pd}=l_{bp}$ と仮定できる。

本研究では、PC鋼材力の定着を目的としていることから、一般の鉄筋と力学的に同一と想定できる。したがって、土木学会「コンクリート標準示方書」⁷⁾に示された式を参考にした。ただし、「コンクリート標準示方書」に示された定着長算定式は、Orangunらの曲げ引張り場で行われた多数の定着実験を整理して提案された式³⁾に検討を加えたもので、通常、異形鉄筋について適用されるものである。したがって、PC鋼材に対してはそのまま適用できないので、これをPC鋼材の場合に適合させるため係数 β を乗じ、式(2)を算定式の基本とした。

$$l_{bp} = \alpha \beta \frac{f_{pyd}}{4f_{bod}} \phi \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 ϕ : PC鋼材の直径 (mm)

f_{pyd} : PC鋼材の設計降伏強度 (N/mm²)

f_{bod} : コンクリートの設計付着強度 (N/mm²)

$\gamma_c=1.3$ として次式により求める。

$$f_{bod}=0.28 f'_{ck}{}^{2/3}$$

ただし、 $f_{bod} \leq 3.2$ N/mm²

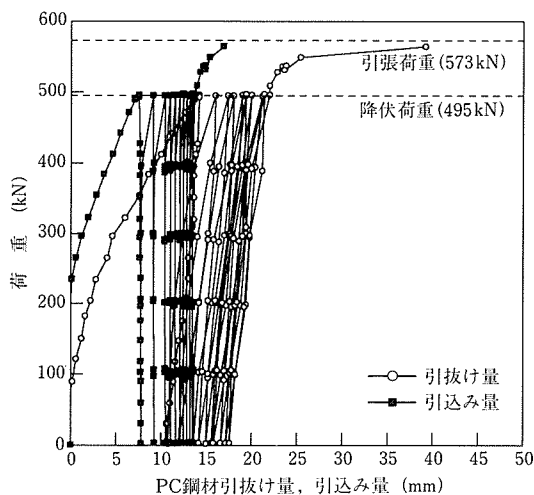
f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度の特性値 (N/mm²)

α : 配置された横補強鉄筋量およびかぶりにより決まる係数

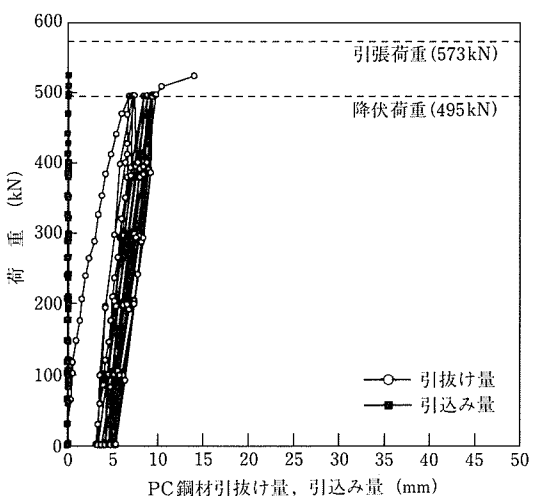
β : PC鋼材に関する係数

β の誘導方法としては、

- ① 実験結果の降伏、終局強度を基本として定着長とPC



(a) T-(2)-5-21-C-8-R



(b) T-(2)-5-21-E-8-R

図-4 繰返し载荷による残留変位の定着長による比較

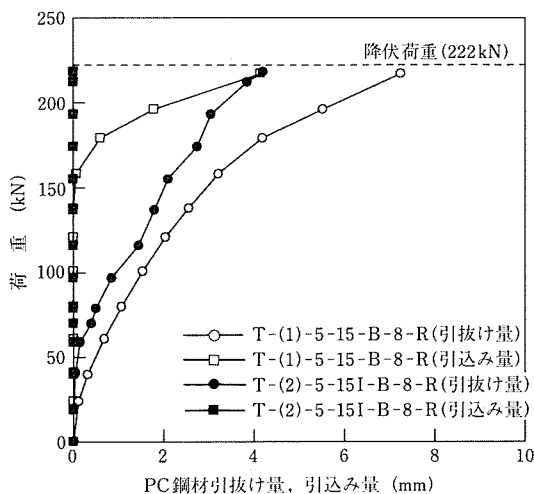


図-5 一般PC鋼材とインデントPC鋼材の比較

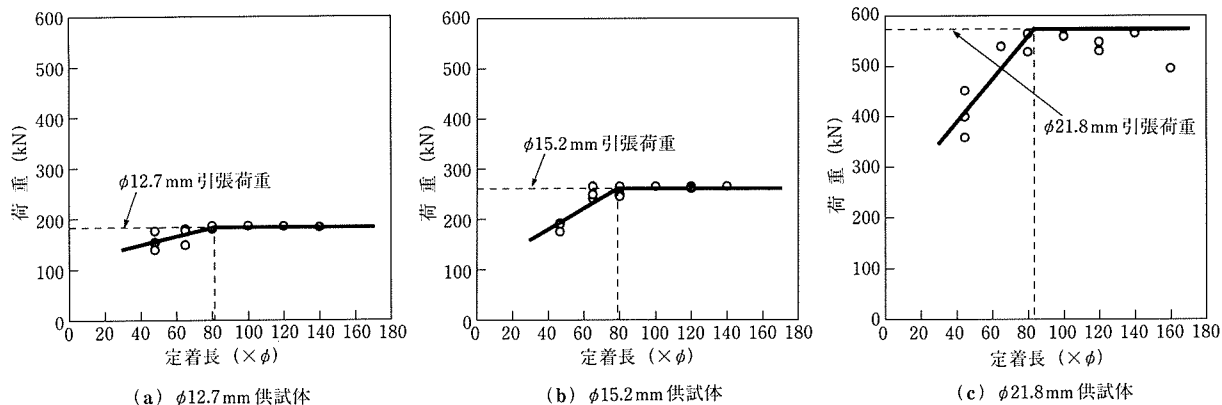


図-6 定着長と最大荷重の関係

鋼材径の関係式を導く

- ② 供試体の破壊状況を検討し、たとえば、引込み開始荷重に着目して関係式を導く
- ③ 最大付着応力度を実験結果より推定して関係式を導く

などの方法が考えられる。ここでは、本実験の範囲ではデータ数が少ないこと、また、実験結果にばらつきが大きいことなどから、①と類似の方法で純引張試験結果のうち供試体の最大荷重のみに着目するマクロ的な手法を用いた。

図-6はインデントPC鋼材を除く本実験で得られたデータにおける定着長と最大荷重の関係である。各PC鋼材径とも、ある定着長を超えるとPC鋼材の引張荷重で一定となっていることが分かる。したがって、最大荷重が増加する区間を回帰分析し、最大荷重がPC鋼材の引張荷重に達するのに必要な定着長を算定する。この定着長に安全係数1.3を考慮した値を必要定着長とした。このような手法により算定した β を表-6に示す。ただし、本実験で使用した供試体はいずれも $\alpha=0.6$ である。表-6より、本実験の範囲では、 β は約1.42となることが明らかとなった。以上より、必要定着長算定式は次式となる。

$$l_{bp} = \alpha \cdot 1.42 \cdot \frac{f_{pyd}}{4f_{bod}} \phi \dots\dots\dots(3)$$

式(3)による必要定着長の計算結果を表-6に示す。各鋼材径とも必要定着長は約105 ϕ となるが、引張試験において定着長が100 ϕ 以上の供試体で引抜けにより荷重を終了した供試体はなく、また、式(3)はPC鋼材の降伏点を基準として考えており、実際の使用荷重を考えれば十分安全側の値を与えるものであると考える。したがって、式(3)は本実験の範囲では、PC鋼材の定着長算定に適用可能と推定できる。インデントPC鋼材についてはデータ数が少ないため明確ではないが、一般のPC鋼材より付着性能が優れており、定着長を短くできることは本実験およびその他の研究⁸⁾より明

表-6 β および必要定着長

PC鋼材径 (mm)	12.7	15.2	21.8	平均値
β	1.42	1.36	1.46	1.42
必要定着長 ($\beta=1.42$ の場合) (mm)	1 340 (105 ϕ)	1 620 (107 ϕ)	2 300 (105 ϕ)	— (106 ϕ)

らかである。インデントPC鋼材についても、今後実験を行い β を誘導する必要があるが、現時点においては安全側の値を与える式として提案式(3)による算定値を採用することができる。

5. コンクリートおよびPC鋼材の応力分布

コンクリートはひび割れ発生前は近似的に弾性体として取り扱うことができるので、ひび割れ発生前について図-1に示した供試体におけるコンクリートの応力分布の解析および引張力を受けているコンクリート中のPC鋼材応力分布を理論的に誘導し、解析値および計算値と実験値の比較・検討を行った。

5.1 コンクリートの応力分布

ひび割れ発生前のコンクリートの応力分布を確認するため、有限要素法(FEM)により解析を行った。解析モデルは、図-1に示した供試体を2等分割した1/2モデルとした。解析結果の一例を図-7に示す。同一位置におけるFEM

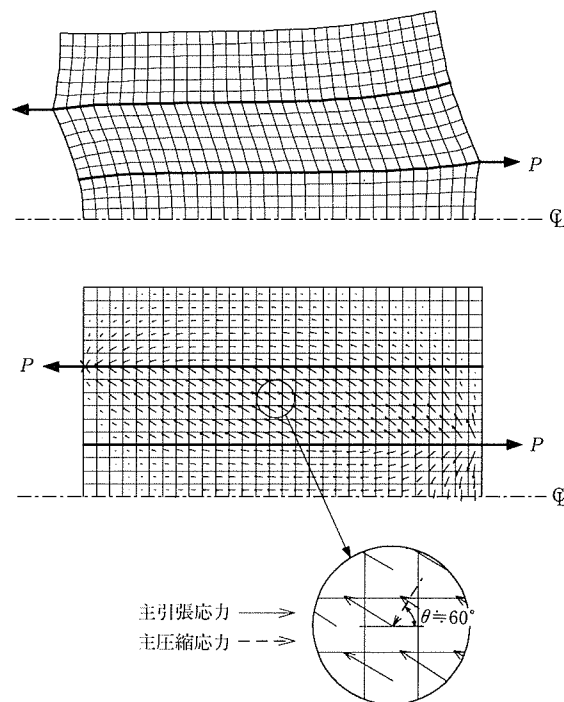


図-7 FEM解析による変形図、主引張応力図

による主応力の軸方向に対する角度は純引張試験におけるローゼットゲージにより測定した実験値とよく一致した。さらに図-7に示す主応力分布より、PC鋼材間の応力伝達がコンクリートを介して可能であり、NC継手を仮定できることが示された。

5.2 コンクリート中のPC鋼材応力分布

ひび割れ発生前について、図-8に示すモデルを仮定して誘導したコンクリート中の鋼材応力分布算定式による計算値と実験値との比較を行った。

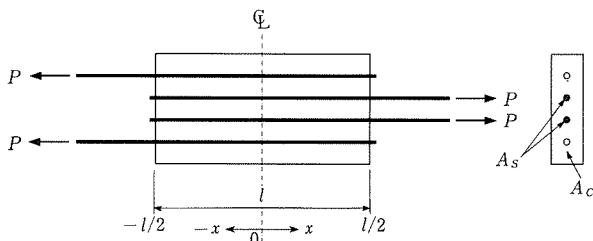


図-8 コンクリート中に埋め込まれた引張力を受ける鋼材の応力分布算出モデル

図-8に示すモデルは純引張状態と仮定した。せん断力と変位の関係を、

$$\tau = K \cdot \Delta \dots\dots\dots(4)$$

ここに、 τ : せん断力 (N/mm²)
 K : 変位係数(実験により決定する) (N/mm³)
 Δ : 変位 (mm)

とする。

変位はコンクリートと鋼材間のひずみの差異であり、微小区間のせん断力の変化から、せん断力と軸方向応力の関係の微分方程式は

$$\frac{d^2 \tau}{dx^2} = K \frac{u}{A_s} \left(\frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{\sigma_c}{E_c} \right) \dots\dots\dots(5)$$

ここに、 u : 鋼材の周長 (mm)
 A_s : 鋼材の断面積 (mm²)
 σ_s : 鋼材の応力 (N/mm²)
 σ_c : コンクリートの応力 (N/mm²)
 E_s : 鋼材の弾性係数 (N/mm²)
 E_c : コンクリートの弾性係数 (N/mm²)

となる。式(5)の一般解より、コンクリート中の鋼材応力分布は次式により算定できる。

$$\sigma_s = \pm \frac{\sigma_{s0}}{2} \frac{\sinh(kx)}{\sinh\left(k\frac{l}{2}\right)} + \frac{\sigma_{s0}}{2(1+2n\rho)} \left[\frac{\cosh(kx)}{\cosh\left(k\frac{l}{2}\right)} + 2n\rho \right] \dots\dots\dots(6)$$

ここに、 P : 引張力 (N)

$$\sigma_{s0} = \frac{2P}{A_s} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$k = \sqrt{\frac{uK}{E_s A_s}} \text{ (1/mm)}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

式(6)による計算値と純引張試験における実験値との比較を図-9に示す。ひび割れ発生前においては、図-9に示すように各荷重段階で K 値を適切に選択することで、コンクリート中のPC鋼材応力分布を高い精度で推定できる。ただし、測定結果の中には引張端のPC鋼材とコンクリートの付着は応力集中により荷重が低い段階において消失している場合もあり、荷重の増大とともにその範囲が拡大していった。さらに、荷重の増大とともに K 値は低下し、コンクリート中のPC鋼材応力分布は定着端から引張端に直線状に近づいていった。

ここで算定したPC鋼材の応力分布をFEM解析に利用することで、精度の高いコンクリートの応力分布が推定可能であり、合理的な鉄筋補強の方法を明らかにすることができる。

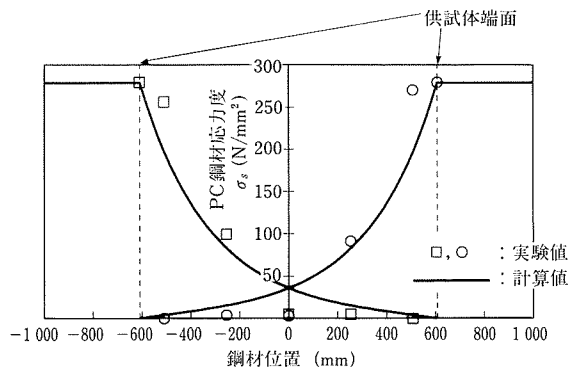


図-9 コンクリート中のPC鋼材応力分布 (T-(1)-5-15G-C-8-R (P=38.7kN, K=15N/mm³))

5.3 NC継手構造

図-7に示した主応力分布より、PC鋼材間の応力伝達に圧縮場理論が適用できることが明らかとなった。したがって、図-10に示す力学モデルより、鉄筋コンクリートの場合と同様にNC継手が可能となる。

通常、主応力の角度はひずみの適合条件式から求める。

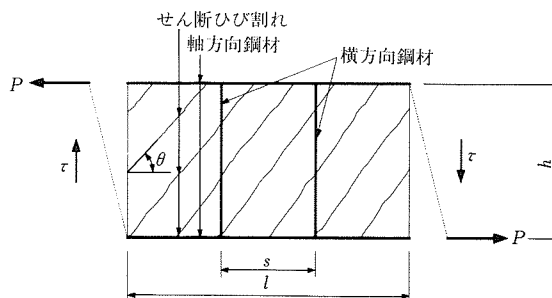


図-10 NC継手の力学モデル

圧縮場理論において、圧縮斜材の軸方向となす角 θ は式(7)により求めることができる。

$$\tan^2 \theta = \frac{\epsilon_{cd} + \epsilon_{sl}}{\epsilon_{cd} + \epsilon_{sh}} \dots\dots\dots(7)$$

ここに、 ϵ_{cd} ：コンクリート斜材のひずみ
 ϵ_{sl} ：軸方向鋼材のひずみ
 ϵ_{sh} ：横方向鋼材のひずみ

ひび割れ発生後 θ は、正確にいうと弾性体と仮定して求めたものと少し異なるが、5.1で示したFEM解析の結果を近似として用いることができるので、式(8)によりPC鋼材間の応力伝達の算定が可能となる。よって、NC継手の場合には式(8)を用いることにより、横方向鉄筋の応力度、所要の鉄筋量算定が可能となる。

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \sigma_{cd} \cdot t \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \\ A_{sl} \cdot \sigma_{sl} &= \sigma_{cd} \cdot t \cdot \cos^2 \theta \cdot h \\ A_{sh} \cdot \sigma_{sh} &= \sigma_{cd} \cdot t \cdot \sin^2 \theta \cdot s \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(8)$$

ここに、 τ ：単位長さあたりのせん断力 (N/mm)
 σ_{cd} ：コンクリート斜材の圧縮応力度 (N/mm²)
 t ：コンクリート部材の厚さ (mm)
 θ ：ひび割れ角度 (主圧縮応力の方向)
 A_{sl} ：軸方向鋼材の断面積 (mm²)
 A_{sh} ：横方向鋼材の断面積 (mm²)
 σ_{sl} ：軸方向鋼材の応力度 (N/mm²)
 σ_{sh} ：横方向鋼材の応力度 (N/mm²)
 h ：軸方向鋼材の配置間隔 (mm)
 s ：横方向鋼材の配置間隔 (mm)

図-11に示すPC鋼材応力度と横方向鉄筋応力度の実験値の関係(線A, B)より、両者の関係は式(8)を適用して、

$$\sigma_{sh} = (\sigma_{sl} - C) \frac{A_{sl} \cdot s}{A_{sh} \cdot h} \tan^2 \theta \dots\dots\dots(9)$$

ここに、 C ：コンクリートひび割れ発生時の軸方向鋼材応力度 (N/mm²)

と表すことができる。ここで、式(9)はコンクリートのひび割れ発生前において、横方向鋼材応力度を0と近似的に仮定している。

式(9)による計算値を実験値と同じ図-11に示した(線a, b)。線A, aは図-10に示す力学モデルと類似のひび割れ

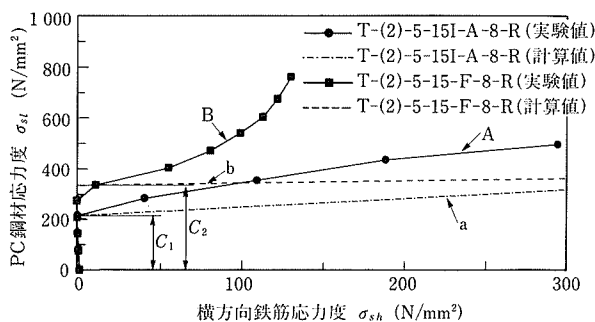


図-11 横方向鉄筋応力度とPC鋼材応力度の関係

が発生した供試体、線B, bはPC鋼材に対して直角に微細なひび割れが発生した供試体である。図-11より、図-10に示すひび割れパターンを示す場合には、計算値は実験値の傾向を示している。しかし、ひび割れパターンが異なる場合あるいはひび割れ発生のない場合は、実験値と計算値の差異が大きく、今後検討が必要である。

6. 結 論

本研究で得られた知見をまとめると、以下のとおりである。

- ① PCストランド鋼材の定着長は提案式(3)によって算定可能である。また、PCインデント・ストランド鋼材の定着長については、今後実験により算定式を誘導する必要があるが、現時点においては安全側の値を与える式として提案式(3)による算定値を採用することができる。
- ② 本実験の範囲では、PC鋼材中心間隔が1φと8φの供試体におけるPC鋼材の付着強度の差異は明確ではなかった。
- ③ 継手中のコンクリートの応力分布はFEM解析により、また、コンクリート中のPC鋼材応力分布は式(6)により算定可能である。
- ④ 実験結果より、PCストランド鋼材間に応力伝達が行われていることが示された。したがって、式(3)および継手部の補強に必要な横方向鉄筋量の算定式(9)により、PCストランド鋼材によるNC継手構造の設計の可能性が示された。

謝 辞

本研究を実施するにあたり、東京製鋼(株)、住友電気工業(株)にはインデントPC鋼材をご提供いただいた。また、本研究のデータ整理は、当時、名城大学卒業研究生であった永谷 要氏、長屋佳樹氏、野村明宏氏の協力によって行われた。ここに記して、深甚なる感謝の意を表す。

参 考 文 献

- 1) Zia, Mostafa : Development Length of Prestressing Strands, PCI Journal, Vol.22, No.5, pp.54~65, Sep.-Oct., 1977
- 2) Logan : Acceptance Criteria for Bond Quality of Strand for Pretensioned Prestressed Concrete Applications, PCI Journal, Vol.42, No.2, pp.52~90, Mar.-Apr., 1997
- 3) Orangun, Jirsa, Breen : A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices, ACI Journal, Vol.74, No.3, pp.114~122, 1977.3
- 4) Sagan, Gergely, White : Behavior and Design of Noncontact Lap Splices Subjected to Repeated Inelastic Tensile Loading, ACI Structural Journal, Vol.88, No.4, pp.420~431, Jul.-Aug., 1991
- 5) 泉, 葛西, 北園, 今尾 : PC鋼材の定着に関する研究, 第9回プレレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.137~142, 1999.10
- 6) 泉, 高禎, 浜岡, 杉山 : NC継手の力学的挙動について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.627~632, 1997
- 7) 土木学会 : コンクリート標準示方書 設計編, pp.118~119, 1996.3
- 8) 池田, 加藤, 原, 油野 : φ21.8mmストランドを使用したプレテンション工法評価実験について, 第9回プレレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.97~102, 1999.10

【2000年6月30日受付】