

鉄道高架構造物の施工の合理化に関する研究

近 藤 眞 生 三 島 徹 也
 山 田 尚 義 柏 原 茂¹⁾
 谷 村 幸 裕¹⁾ 佐 藤 勉¹⁾

要 旨

鉄道高架構造物の合理化施工法として、著者らはプレキャスト型枠工法の開発を財団法人鉄道総合技術研究所と数年にわたり共同研究として実施している。今回、JR北海道新琴似高架橋において本工法が採用されたのでその報告を行う。

また、鉄道高架構造物においては、近年の耐震設計の見直しにより部材接合部の鉄筋量が増加し、それに伴い接合部の過密配筋が問題となっている。本研究では、この問題に対し、鉄筋の定着方法を変更することで配筋を簡略化した接合部形式の提案を行い、その提案した形式が十分な性能を有していることを確認するために、鉄道高架構造物を模した試験体の正負交番載荷試験を実施した。試験結果より、鋼繊維補強コンクリートを用いることにより接合部の配筋を簡略化できることがわかり、その効果を定量化することができた。

キーワード 鉄道高架構造物／合理化施工法／接合部／定着方法／鋼繊維補強コンクリート

目 次

- | | |
|---------|---------------------|
| 1. はじめに | 3. 新しい接合部構造形式の実験的検討 |
| 2. 施工実績 | 4. まとめ |

STUDY ON THE RATIONAL CONSTRUCTING METHOD OF RAILWAY VIADUCT

Masao KONDO Tetsuya MISHIMA
 Takayoshi YAMADA Shigeru KASHIWABARA
 Yukihiro TANIMURA Tsutomu SATO

Synopsis:

We have been developing the constructing method of railway viaduct using pre-cast form to rationalize construction with Railway Technical Research Institute. We report an example of construction at SHINKOTONI to which was applied pre-cast form method.

The problem on railway viaduct in recent years is difficult to construct the steel bar of various members in the joint. The purpose of this study is to propose the new method of anchor in the joint, so we carried out cyclic loading tests in order to confirm the effect of this new method. As a result, it is confirmed that we can rationalize the construction of joint by using the steel fiber reinforced concrete(S.F.R.C).

* 1 財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 コンクリート構造担当

1. はじめに

近年、鉄道需要の増加に伴う営業線の複線化、あるいは道路の渋滞緩和、踏切事故防止、分断された市街地の一体化等を図るため、営業線の連続立体交差化事業が積極的に推進されている。しかし一般に、営業線沿線は都市化が進み、その建設に際し必要な工事用地が十分に確保できず、工事は営業線を切り回しながら常に営業線および道路との近接状況下で進められているのが現状である。これらのことから、鉄道高架構造物の施工には工期短縮と安全な工事の実施をめざした合理的な工法の開発が強く求められている。

このような背景を踏まえ、その耐震性能、経済性から、鉄道の高架橋に一般的に最も多く用いられているRCラーメン高架橋に対し、著者らは合理化施工法の開発を行った¹⁾。本工法は、鉄筋はユニット化して建て込み、また、ステンレス鋼繊維混入プレキャスト型枠を埋設型枠として用い、養生期間および型枠脱型を省略を可能にした工法である。その詳細は中島らの報告に示す¹⁾。

一方、鉄道RCラーメン高架橋は1柱1杭形式が一般的であり、近年の耐震設計の見直しによる鉄筋量の増加とも相まって、柱・地中梁（線路方向、線路直角方向）・杭の各部材が交差するその接合部の過密配筋が問題となっている。そしてその解決が鉄道関係者より強く望まれているという現状である。

本報告では、まず著者らが開発したプレキャスト型枠工法が、JR北海道新琴似高架橋において採用されたので、その報告を行う。さらに、先に述べた現在課題となっている接合部の過密配筋を解消できる新しい接合部形式の提案を行うことを目的としている。新しい接合部構造形式に関しては、RCラーメン高架橋をモデルとし、杭・地中梁・柱の各部材からなる十字型試験体を製作し、確認試験を実施した。

2. 施工実績

JR新琴似高架橋において、脚柱部のみではあるがプレキャスト型枠工法が採用され、平成11年10月末から11月にかけて施工を行った。以下で、その概要、施工状況および在来工法との工期比較を行った。

JR札幌線では、沿線開発による利用者の急増、これに伴う列車の増加、交通渋滞の緩和、市街地の東西分断等の解決のため、平成11年度完了で、鉄道の連続立体交差化事業および複線化事業を行ってきた。本工区は、住宅街の中心部に存在すること、隣接する工区が既に完成し共用している事、さらには、完成している高架部から地上部へ営業路線を戻す斜路にあたる部分であったこと等の悪条件より着工できず、工期が遅れていた。そこで、著者らが開発したステンレス鋼繊維混入プレキャスト型枠を用いた合理化施工法が採用された。写真-1～写真



写真-1 プレキャスト型枠建て込み状況



写真-2 コンクリート打設状況



写真-3 完成（地中梁埋め戻し前）

-3に、その施工状況写真を示し、図-1に、採用となったラーメン高架橋の一般構造図を示す。

表-1に、上段に新琴似高架橋でのプレキャスト型枠工法の実工程を、下段に本工区の条件で在来工法を行ったとして推定した工程を比較して示す。

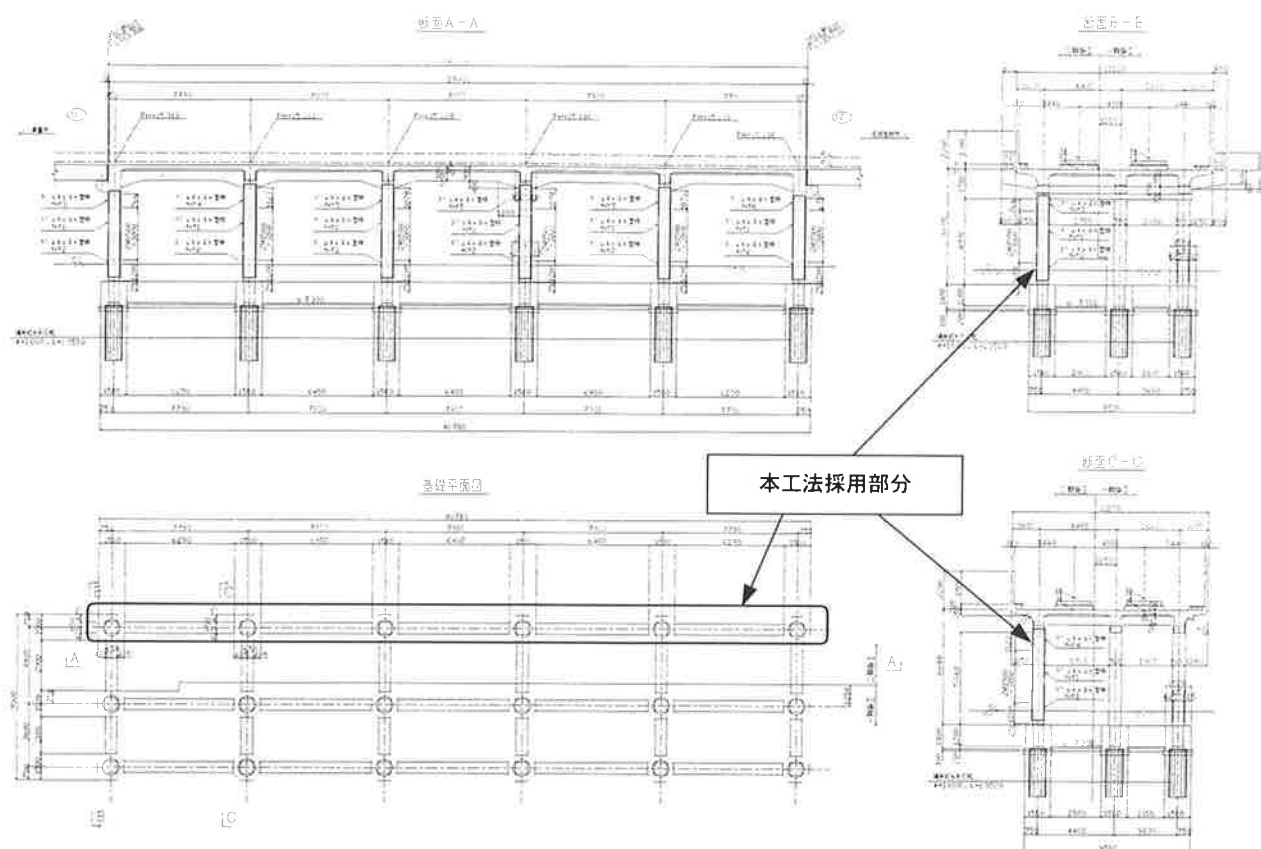


図-1 新琴似高架橋一般構造図

表-1 プレキャスト型枠工法と在来工法の工期比較

月		10月								11月													
暦日	稼働日 休日	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	8	9	10	11	12	13	15	16	17	18
	休日						31						7					14					
プレキャスト 型枠工法	地中梁工																						
	鉄筋組 (帯鉄筋) 型枠設置																						
在来工法	地中梁工																						
	鉄筋組 (帯鉄筋) 型枠組																						
プレキャスト 型枠工法	柱Con養生																						
	足場解体																						
在来工法	柱Con養生																						
	足場解体																						
プレキャスト 型枠工法	埋め戻し																						
	鋼矢板引抜き																						
在来工法	埋め戻し																						
	鋼矢板引抜き																						

柱部主鉄筋は、通常地中梁コンクリート打設前に建て込むため、帯鉄筋の鉄筋組より埋め戻しまでを柱工とすれば、プレキャスト型枠工法が、実働日数8日に対し、在来工法が13日で、プレキャスト型枠工法により工期が約6割に短縮できた。今回実施工で検討したが、施工条件が2期施工分6柱のみであること、柱鉄筋をユニット化すれば鉄筋組が省略できること、工区の総延長の条件によりさらに合理化可能な工種が存在すること等を勘案すれば、実質柱部の工期はさらに短縮できると思われる。

3. 新しい接合部構造形式の実験的検討

3.1 新しい構造形式の検討

鉄道ラーメン高架橋のプレキャスト型枠工法において、中島らは合理的なプレキャスト工法を実現するにあ

たり、現状での柱・梁・杭の接合部の配筋が非常に過密であり、鉄筋のユニット化等の施工合理化を阻害していることを問題としている¹⁾。通常杭部材の接合部への定着鉄筋は内向きフック、柱主鉄筋の定着は外向きフックとなっており、さらに、定着部分には帯鉄筋が存在する。また、一般的なラーメン高架橋の各部材寸法が、杭径がφ1,000～1,200程度で、柱断面が700×700～1,000×1,000と同程度であるため、お互いの鉄筋が干渉し施工性を阻害している。

そこで、フックを省略する目的で、施工実績もある定着プレートの適用を検討した。定着プレートを用いれば、鉄筋は基本的に直筋でよく、定着長を減ずることも可能であることが予想される。

また、本研究で新たな形式を提案する。一般的に、鉄筋はフックもしくは定着プレートなどの定着具を用い

表-2 試験体諸元

部材	断面形状	軸方向鉄筋				せん断補強筋			
		呼び名	本数	種類	鉄筋比 ρ _s	呼び名	種類	ピッチ	鉄筋比 ρ _w
杭部	φ 500	D16	20	SD345	0.02	D10	SD345	ctc75	0.004
地中梁部	300×700	D16	16		0.018	D13		ctc100	0.008
		D13	4					ctc100	0.007
柱部	350×350	D16	16		0.026	D13		ctc100	0.007

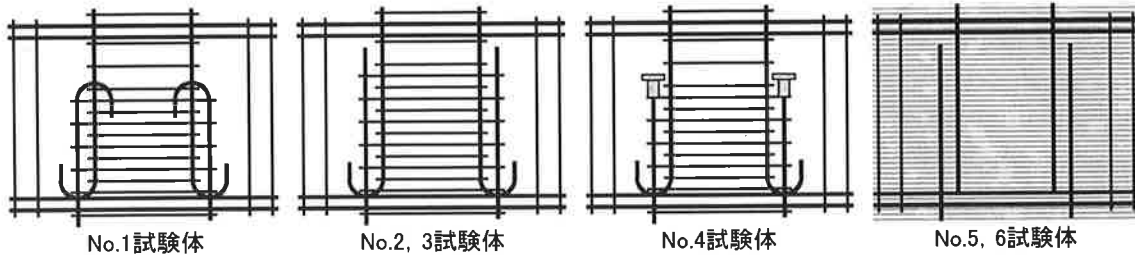


図-2 接合部配筋状況概略図

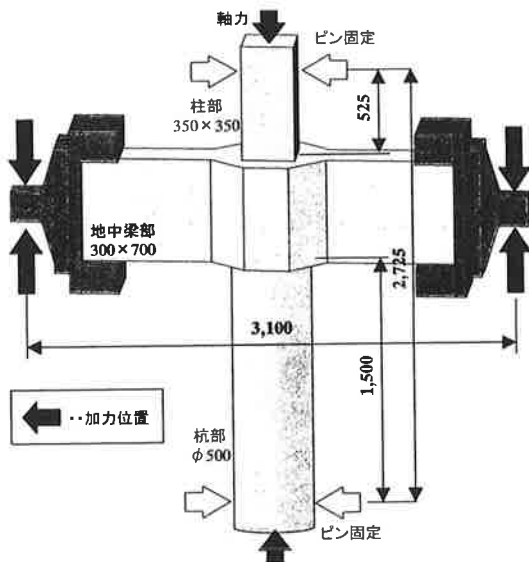


図-3 载荷概要図

て定着される。先にも述べたように、接合部の配筋は複雑であるため、フックは常に施工上問題となる。鉄道RC ラーメン高架橋では、定着長が地中梁断面高さを支配するケースも存在するため、直筋とすることは断面高さが大きくなり、施工性は向上するが、不経済となることが考えられる。そこで、定着鉄筋は直筋とするが、接合部のコンクリートを鋼繊維補強コンクリートとし、その定着補強効果により定着長を減ずる形式を検討した。また、さらなる簡略化を行うために、通常定着部に使用する横方向鉄筋も鋼繊維補強に伴い省略した。鋼繊維による定着補強は現在までに実施例がなく、定着プレートとともに、試験により十分な定着補強効果が得られることを確認した。以下に試験の詳細を述べる。

3.2 試験体

試験は、標準的な鉄道RCラーメン高架橋の柱・地中梁・杭をモデル化して、これら部材からなる50%程度に縮小した十字型試験体を製作した。表-2に各部材の一般

表-3 試験パラメータ

No.	杭軸方向鉄筋			定着部補強方法	
	定着方法	定着長			
1	半円形フック（内向き）	20 ϕ	横方向鉄筋		
2	直筋（フック無し）*1	30 ϕ			
3	直筋（フック無し）*1	30 ϕ			
4	定着プレート	20 ϕ			
5	直筋（フック無し）	30 ϕ	鋼繊維補強 コンクリート	体積混入率1.0%	体積混入率0.5%
6	直筋（フック無し）	30 ϕ			

*1 No.2とNo.3試験体の相違：接合部（定着部）コンクリート強度

表-4 コンクリートの試験日圧縮強度試験結果

No.	部材	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
1	杭部	30.5	23.0	2.81
	地中梁部	37.6	24.7	3.57
	柱部	37.1	25.3	3.29
2	杭部	31.7	22.3	2.65
	地中梁部	39.9	25.2	3.31
	柱部	37.9	26.0	3.32
3	杭部	31.6	24.3	3.33
	地中梁部	23.6	24.0	3.34
	柱部	31.7	24.9	3.09
4	杭部	31.9	21.8	2.86
	地中梁部	30.5	19.4	2.19
	柱部	32.8	22.3	2.90
5	杭部	37.7	23.7	2.94
	地中梁部	30.8	19.2	3.15
	柱部	32.0	21.7	2.47
6	杭部	35.6	24.1	3.06
	地中梁部	31.8	21.2	2.69
	柱部	34.5	23.7	3.10

表-5 鉄筋引張試験結果

使用部位	鉄筋径	材質	降伏強度 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
No.1,2	杭部 D16	SD345	379.6	553.5	183.8
	柱・梁部 D16		382.9	560.1	186.1
	D13		364.3	519.1	177.0
No.1,2,4	D10		351.9	502.8	169.6
	D16		393.2	597.1	190.0
	D13		376.0	549.0	165.7
No.3,5,6	D10		373.6	550.3	169.3
	D16		377.5	579.6	180.5
	D13		382.9	556.8	184.6
No.4	杭部 D16		393.5	586.9	182.0
	柱・梁部 D13				

表-6 結果一覧

No.	コンクリート強度		実験値				計算値(耐震設計式)					$\delta_{y,exp} / \delta_{y,cal}$	$\delta_{n,exp} / \delta_{n,cal}$
	杭部 (N/mm^2)	接合部 (N/mm^2)	$\delta_{y,exp}$ (mm)	$P_{y,exp}$ (kN)	$P_{n,exp}$ (kN)	$\delta_{n,exp}$ (mm)	$\delta_{y,cal}$ (mm)	$P_{y,cal}$ (kN)	$\delta_{n,cal}$ (mm)	$P_{n,cal}$ (kN)			
No.1	30.5	37.6	13.27	220.0	248.0	91.25	8.01	165.7	40.24	206.8	64.50	1.66	1.41
No.2	31.7	39.9	13.06	218.4	249.3	82.12	7.85	166.8	40.03	208.9	64.62	1.66	1.27
No.3	31.6	23.6	15.64	217.8	247.7	62.59	8.91	170.1	42.01	212.7	66.50	1.76	0.94
No.4	31.9	30.5	13.40	214.3	241.4	95.24	8.39	166.7	41.01	208.3	65.39	1.60	1.46
No.5	30.7	30.8	12.40	213.4	261.9	96.62	8.04	175.5	40.80	221.6	66.23	1.54	1.46
No.6	35.6	31.8	12.65	207.8	256.9	94.47	8.08	173.8	40.74	218.9	65.91	1.56	1.43

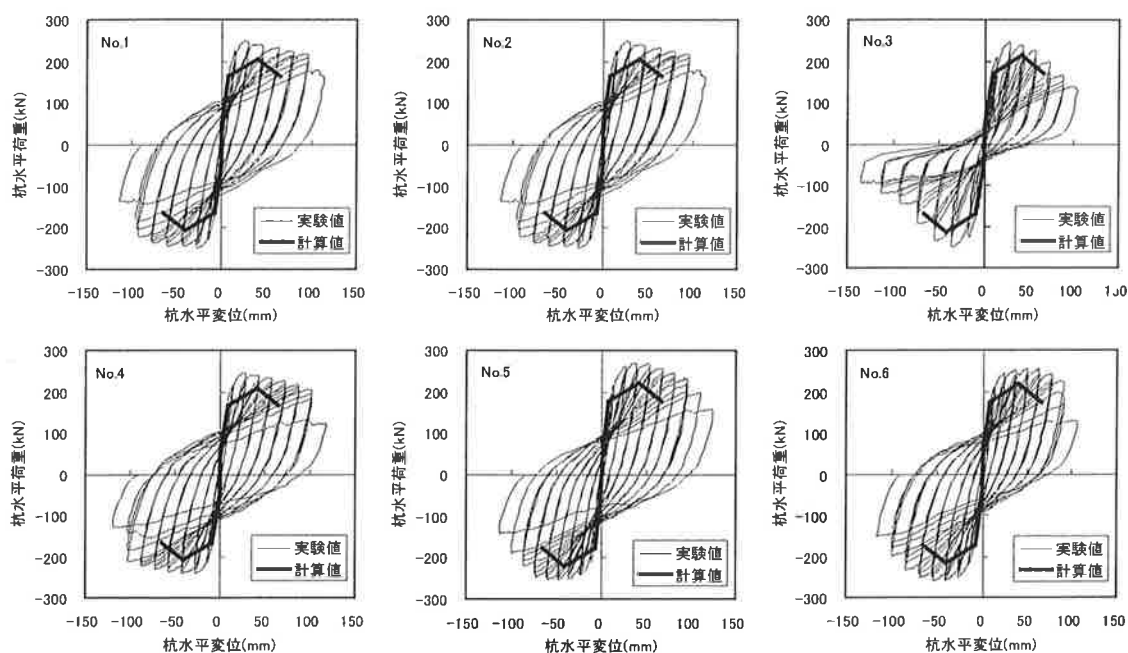


図-4 全試験体の荷重-変位関係

部の仕様を、表-3に試験体のパラメータ一覧を示す。また、図-2に接合部配筋状況の概略図を示す。ここで、表に示す定着長は、杭基部（接合部下端）からの距離とした。表に示すように、試験体のパラメータは杭の定着方法および定着長であり、定着部以外の仕様は、No.5, 6試験体の柱定着部を除き各試験体共通である。No.5, 6試験体は、配筋の簡略化を図るため柱部に関しても杭と同様の定着方法としたが、定着長は計算上十分な長さとした。また、No.2, No.3試験体は、定着方法は同じだが定着する部分のコンクリート強度の影響を比較するものである。なお試験体は、杭部材のみ塑性化するように柱および地中梁部材の配筋を決定した。試験体の中でNo.1試験体は、従来のフック定着とした基準試験体である。

3.3 使用材料

表-4に、載荷試験当日のコンクリートの圧縮強度試験結果を、表-5に使用した鉄筋の引張試験結果を示す。

3.4 載荷方法

載荷方法は図-3に示すとおり。図に示すように、柱および杭部材の先端をピン固定し、地中梁部材の先端に油圧ジャッキを取り付け、正負交番載荷試験を行った。軸力は、柱部材の頂部に取り付けた油圧ジャッキにより、

コンクリート設計基準強度 $27N/mm^2$ の10%相当である530kNを載荷した。載荷は、杭部材に対して、ひび割れ発生時、主鉄筋許容応力度相当で正負各1回でまず載荷した。その後、最外縁の杭主鉄筋が降伏する時を $\pm 1\delta_y$ とし、以後その整数倍の変位で、 $\pm 2\delta_y$ 、 $\pm 3\delta_y$ …と各ステップ3回載荷を行った。また実験は、杭部材基部の曲げモーメントが、降伏時の杭部材基部の曲げモーメントと比較し、十分低下するまで行った。

3.5 試験結果

(1) 破壊状況

各試験体の破壊状況は、概ね以下のとおり。

- ①各部材に曲げひび割れが発生。
- ②その後荷重の増加により、杭部材の主鉄筋が降伏する。地中梁および柱部材に関しては塑性化しない。
- ③部材接合部にせん断ひび割れが発生する。
- ④さらに変形が進み、杭部材のかぶりコンクリートが剥落し、その後杭部材の耐力は低下する。
- ⑤杭主鉄筋が座屈、破断し、大幅に耐力が低下する。

接合部のせん断ひび割れ幅は、No.5, No.6試験体は鋼繊維補強コンクリートとしているため、他の試験体と比較してもひび割れ幅は小さかった。

(2) 杭部材の耐力および変形性能

表-6 に、各試験体の耐力および変形に関する実験結果と計算結果の一覧を示す。なお、表中に示す各値は以下のとおり。

P_y ：杭部材の最外縁の鉄筋が降伏したときの、杭部材先端の支承部反力の正負平均値（杭水平荷重）

P_m ：杭水平荷重の最大値の正負平均値

δ_y ：杭部材の最外縁の主鉄筋が降伏したときの、杭部材水平変位の正負平均値（降伏変位）

δ_n ：降伏時の荷重を維持できる、最大の杭の水平変位の正負平均値（終局変位）

なお各計算値は、降伏荷重 P_y は最外縁の鉄筋が降伏したときの荷重とし、杭部材の変形性能に関しては「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計²⁾」に従い算定した。図-4 に、各試験体の実験より得られた荷重－変位関係と計算値とを重ね合わせたものを示す。No.1 試験体は、従来の定着方法とした試験体であるが、計算値と比較しても十分な杭部材の変形性能が得られた。No.2 試験体は、No.1 試験体と比較してわずかに変形性能に劣る結果となった。No.3 試験体は、30φ直筋であるが、鉄筋降伏以後、接合部からの鉄筋の拔出し量が増加し、耐力が低下した。また、かぶりコンクリートも剥落せず、主鉄筋の破断で耐力が減少した他の試験体と異なり、主鉄筋は破断しなかった。今回新たな形式として実施した No.4～No.6 試験体は、いずれの定着方法としても、ほぼ同等の部材の耐力および変形性能が得られた。

(3) 杭主鉄筋の拔出し量

図-5 および図-6 に、各試験体の杭主鉄筋の拔出し量を杭水平変位と比較したものを示す。なお拔出し量は、杭最外縁主鉄筋の部材基部にワイヤーを取り付け計測した。図より、No.3 試験体が $4\delta_y$ をさかいに主鉄筋自由端が拔出していると考えられ、拔出し量が増加し、耐力が低下した。鋼繊維補強コンクリートとした No.5 および No.6 試験体に関しては、No.5 試験体が $6\delta_y$ 回目より拔出し量が増加しているが、耐力低下も少なく、計算値と比較しても十分な変形性能が得られた。他の試験体は従来のフック定着と比較して、同変位時ではほぼ同程度の拔出し量となっており、十分な定着性能が得られたと思われる。

3.6 試験結果の考察

(1) 降伏域の算定

地震時において RC 構造物は、部材が塑性化することでエネルギー吸収量が増加するよう設計される。部材が塑性化する際、その定着部鉄筋に関しても部材基部よりある区間塑性化する領域が存在し、定着長は基本定着長に加え降伏領域を考慮した長さで設計される。

図-7 に、本試験で実施した杭定着部分の終局時ひずみ分布をモデル化したものを示す。図に示すように、降伏長 l_y にあたる部分が、鉄筋が塑性化している領域である。鉄筋の塑性化に伴い抜け出し量も増大し、その拔出し量

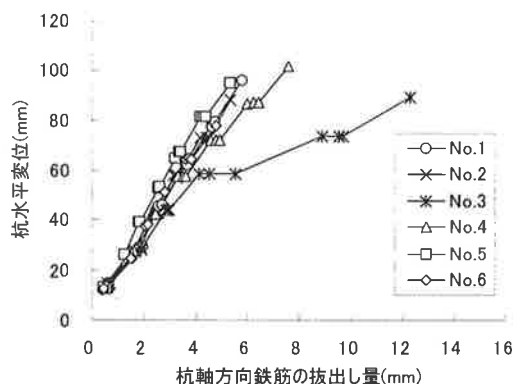


図-5 杭最外縁主鉄筋の拔出し量（正載荷時）

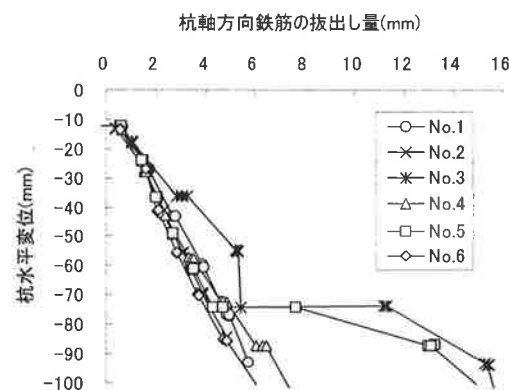


図-6 杭最外縁主鉄筋の拔出し量（負載荷時）

は定着部分の鉄筋のひずみの積分値に概ね一致する。また島らは、鉄筋降伏以後のひずみ－すべり関係を定式化しており³⁾、以下で本試験の結果と島らの式を用いて降伏長 l_y の算定を行った。島らの式は以下に示すとおりで、図-8 にそのひずみ－すべり関係を示す。

$$s = s_y + 0.047(f_u - f_y)(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) \quad [1]$$

$$s: \text{正規化したすべり} \left(= \frac{S}{D} \left(\frac{f'_c}{20} \right)^{\frac{2}{3}} \right)$$

s_y : 鉄筋降伏時の正規化したすべりで次式で算出

$$s_y = \epsilon_y (2 + 3500\epsilon_y) \quad [2]$$

S : 鉄筋のすべり量 (mm)

D : 定着する鉄筋の直径 (mm)

f'_c : 定着する部分のコンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

f_u : 鉄筋の引張り強さ (N/mm²)

f_y : 鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

ϵ_y : 鉄筋の降伏ひずみ

ϵ_{sh} : ひずみ硬化開始ひずみ

ϵ_s : 鉄筋のひずみ

また、ひずみの積分値より求まる降伏領域のみの拔出し量は、式 [3] により与えられ、これが式 [1] の第 2 項と等しいことから、降伏長 l_y の算定式として式 [4] が導かれる。

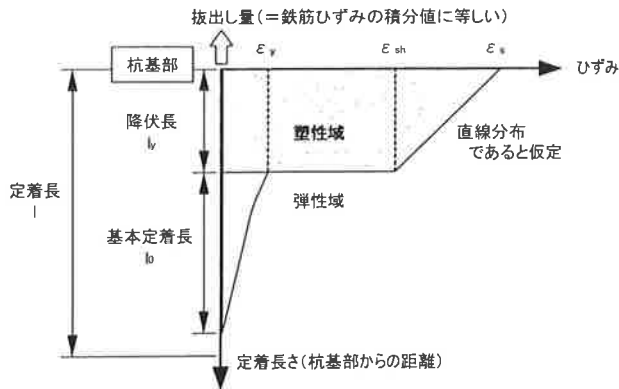


図-7 定着部鉄筋ひずみのモデル化

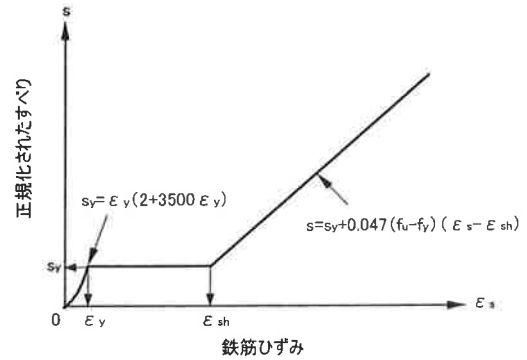


図-8 すべり-ひずみ関係

表-7 降伏長およびK_c値の算定値

試験体	試験体 定着長 l/φ ①	終局時 基部ひずみ ε _s	降伏長 l _y /φ ②	基本定着長 l ₀ /φ ^{*1} ③=①-②	基本定着長 算定値 l _{0cal} /φ ④	定着長 不足分 ③-④	定着方法に よる補強	K _c ^{*2}
No.1	20	0.083693	6.30	13.70	25.71	-12.01	半円形フック	1.37
No.2	30	0.077039	5.77	24.23	24.67	-0.44	—	1.37
No.3	30	0.052892	11.42	18.58	36.54	-17.97	—	1.37
No.4	20	0.067712	10.53	9.47	29.37	-19.90	定着プレート	1.37
No.5	30	0.092471	11.09	18.91	34.52	-15.61	鋼繊維	2.49
No.6	30	0.058834	9.81	20.19	33.79	-13.60	鋼繊維	2.25

*1 終局時に鉄筋が降伏しない部分の長さ

*2 No.5, No.6試験体のK_c値は、降伏長等より逆算したものである。

$$S_1 = \frac{(\epsilon_s + \epsilon_{sh})}{2} \cdot l_y \quad [3]$$

$$l_y = \frac{0.047(f_u - f_y)(\epsilon_s - \epsilon_{sh})}{(\epsilon_s + \epsilon_{sh})/2} \cdot \frac{D}{(f'_c/20)^{2/3}} \quad [4]$$

式[4]の各値は材料試験による値を用いるが、杭基部の鉄筋ひずみ ϵ_s のみ未知であるため、式[1]より導いた次式により算定する。

$$\epsilon_s = \frac{\frac{S}{D} \left(\frac{f'_c}{20} \right)^{2/3} - \epsilon_y (2 + 3500 \epsilon_y)}{0.047(f_u - f_y)} + \epsilon_{sh} \quad [5]$$

表-7に、これら算定式より算出した結果を示す。ここで、すべり量 S は3.5(3)に示した拔出し量の実測値を用いた。また、表中の基本定着長 l_0 の算定式を式[6]に示す⁴⁾。評価は、表-7に示す③と④の値を比較し行った。表中に示す K_c 値は、No.1~4試験体が式[7]より算定した算定値であり、No.5, 6試験体は、基本定着長が表中の③に示す l_0 となるように式[6]より逆算したものである。これはNo.5, 6試験体が、表に示す K_c 値相当の補強効果が得られたことを示している。

$$\text{基本定着長: } l_0 = \frac{\frac{f_{sy}}{1.25\sqrt{f'_c}} \cdot 13.3}{0.318 + 0.795K_c} \phi \quad [6]$$

f_{sy} : 鉄筋の引張降伏強度 (N/mm²)

f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

ϕ : 定着する鉄筋の直径 (mm)

$$K_c = (c_b/\phi) + \{15A_s/(s \cdot \phi)\} \quad [7]$$

c_b : 定着する鉄筋のあきの1/2

A_s : 割裂破壊断面に有効な横方向鉄筋の断面積

s : 横補強鉄筋の中心間隔

(2) フックの定着効果

表-7より、標準的なフック定着としたNo.1試験体は、必要な基本定着長に対し試験体の定着長が約12φ不足している。これは、フックが12φ以上の定着効果が得られたため、鉄筋は終局時まで拔出することなく定着が有効であったことを示している。No.2試験体は、No.1試験体と比較し10φ長い定着長でフックを設けない試験体である。No.2試験体は、計算上わずかながら定着長が不足しているため、変形性能は若干劣っているが、ほぼ同等の結果が得られている。No.3試験体は、コンクリート強度が低いため定着長が不足しており、鉄筋自由端部が拔出したため十分な変形性能が得られなかったと考えられる。また、No.1試験体の試験結果からも、今回の実験の範囲において、現状の設計で用いられるフック=10φは妥当であるとの結果が得られた。

(3) 定着プレートの効果の定量化

以下で、定着プレートによる定着効果の評価を行う。評価方法は、鉄筋の降伏時引張力に対するプレートの定着力の割合を、基本定着長から減ずる方法とした。実験結果より、定着プレートを用いたNo.4試験体は、No.1と同様の考え方で、定着プレートが20φ程度の優れた定着補強効果が得られた。この結果と併せて、以下の算定式により評価した。

$$l_{0p} = l_0(1 - \alpha) \quad [8]$$

l_{0p} : 定着プレートを用いた時の定着長

l_0 : 式 [6] により算出される基本定着長

α : 定着長低減係数で, $\alpha = F_p / F_y$ [9]

ただし, 定着力負担の半分を従来の鉄筋の付着によることとし, α の上限値を 0.5 と設定する.

F_y : 鉄筋の降伏時引張力 (kgf)

F_p : 定着プレートの定着力 (kgf) で次式で算定

$$F_p = \eta \cdot f'_c \cdot A_p \quad [10]$$

f'_c : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)

A_p : 定着プレートの断面積 (cm²)

η : 定着力に関する係数で, 実験より $\eta=1.3$

上記の算定式より算定される試験体の基本定着長 l_0 は, 14.69cm であり, 今回の実験では計算上 9.47cm の定着長で良好な杭部材の変形性能が得られたことから, 算定式が安全側で評価できていることが言える.

(4) 鋼繊維補強の効果の定量化

No.5, No.6 試験体は, 混入率 1.0% で 16 ϕ 程度, 0.5% で 14 ϕ 程度の定着補強効果があった. ここで, 鋼繊維の補強効果を定量化するために, 表-7 に示す逆算して求めた K_c 値により評価した. 式 [7] の算定式に鋼繊維の体積混入率を用いて, その第 3 項に補強効果を考慮した式 [11] を提案する. 提案式は, 原点と実験値により求めた. しかし, 混入率の増加によりワーカビリティは悪化し, 締め固め不良等の可能性があるため, 鋼繊維補強効果の上限値を混入率 1.0% 時の補強効果までとすることとした. 鋼繊維を用いた場合の定着長は, 式 [11] により K_c 値を算出し, 式 [6] の基本定着長算定式により算定する. また鋼繊維を用いた定着方法は, 定着鉄筋を直筋とし横補強鉄筋を省略する方法としたが, 十分な定着補強効果が得られており, 配筋を簡略化する方法として有効であるといえる.

$$K_c = (c_b / \phi) + \{15A_s / (s \cdot \phi)\} + 146.93p_f \quad [11]$$

ただし, $149.63p_f \leq 1.3$

本提案設計式により, 混入率 0.5% で 10.7 ϕ , 1.0% で 15.6 ϕ 定着長を減ずることが可能である.

(5) 降伏長を用いた定着長設計方法

現行の定着長の設計は, 基本定着長に加え, 定着が有効とならない範囲すなわち降伏長にあたる部分を設ける方法をとる. 具体的には, フーチングへ定着する場合, $d/2$ (d : 有効高さ) または 10 ϕ (ϕ : 鉄筋径) を定着が有効にならない範囲としている. 部材の靱性が発揮するために必要な定着長は, 基本定着長+降伏長であり, 降伏長の算定が可能であれば, より合理的な設計が実現する. 降伏長は, 鉄筋ひずみの最大値が求めれば, 式 [4] より算定が可能であるため, これを用いて定着長の設計は可能である. しかしながら設計において, 鉄筋ひずみの最大値を予測する方法は困難である. よって, 実験からも降伏長は 6~10 ϕ との結果が得られていることから,

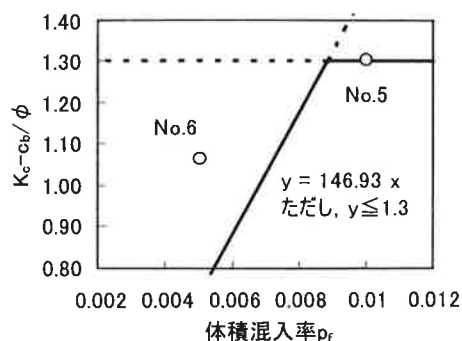


図-9 鋼繊維の補強効果

現状では上限値の 10 ϕ とするのが妥当と考えられる. 今後の課題は, 降伏長を用いて定着長算定が可能となるよう鉄筋ひずみの最大値の予測方法を確立すること, また, 定着プレートおよび鋼繊維を用いた実験データの蓄積により提案式の信頼性を高めることが挙げられる.

4. まとめ

本工法の実施工調査結果および新しい接合部構造形式を取り入れた実験結果より, 以下の知見が得られた.

- ① 脚柱部のみの比較であるが, 新琴似高架橋の施工条件で検討した在来工法の工期と, 本工法 (プレキャスト型枠工法) の実工期を比較すると, 約 60% に工期を短縮でき, 本工法の合理性が確認できた. 今後は, スラブのハーフプレキャスト化により無支保で施工可能な工法の提案と, 試験施工によりその施工性を確認し, 本工法のさらなる合理化を目指したい.
- ② 実験結果より, 定着プレートおよび鋼繊維を用いた場合の定着効果の定量化を試みた. 提案式により, 定着補強効果を考慮した定着長の算定ができ, 定着長を減じたり, フックを直筋としたりすることが可能である.
- ③ 今回提案した降伏長 l_y の算定式により, 定着長を降伏長 l_y に加え基本定着長 l_0 を確保する方法で設計が可能であるとの見通しを得た.

また本研究は, 財団法人鉄道総合技術研究所と共同研究として実施し, 関係者の方には御指導いただきました. 紙面を借りて深く感謝の意を表します.

参考文献

- 1) 中島ら: 鉄道高架橋へのプレキャスト型枠の適用に関する研究—工法の概念と施工性確認試験—, 前田建設技術研究所所報 Vol.39, pp25~32, 1998.9
- 2) 財団法人鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善, 1999.10
- 3) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991.5
- 4) 財団法人鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善, 1992.11