

REED工法橋脚と鋼桁上部工を剛結した 上下部一体構造橋梁の構造性能に関する研究

小 原 孝 之 原 夏 生
三 島 徹 也 今 西 秀 公^{*1}

要 旨

著者らは、鋼桁上部工とREED工法橋脚の剛結による上下部一体構造橋梁のRI-Bridge工法を提案した。同工法橋梁は、ラーメン形式の構造のメリットとREED工法橋脚のメリットの双方を併せ持つ、新しい構造形式の橋梁である。本工法の構造上の課題は、ストライプHの定着性能を明らかにし、定着長算定式を構築することと、本部材接合部が塑性域を超える大変形領域までの耐震性能を有していることを確認することにあつた。そこで、本研究では、定着性能を明らかにするための要素試験体を用いる、引抜き試験を実施し、その結果を用いて定着長算定式を構築するとともに、実構造の1/4スケールモデル橋梁試験体を作製し、正負交番載荷試験を実施することによって、所要の耐震性能を確認した。

キーワード 剛結構造 / REED工法 / 突起付きH形鋼 / セル構造 / 付着 / 正負交番載荷

目 次

- | | |
|-----------------------|------------------------|
| 1. はじめに | 4. 上下部一体構造試験体の正負交番載荷試験 |
| 2. 提案剛結構造の概要と技術課題 | 5. まとめ |
| 3. 要素試験体の引抜き試験と定着長算定式 | |

A Study on Mechanical Properties of Integrated Bridge between REED Method Bridge Pier and Steel Girder

Takayuki OBARA
Hidekimi IMANISHI

Natsuo HARA
Tetsuya MISHIMA

Synopsis:

The authors proposed a new integrated bridge, RI-Bridge Method, between a REED method bridge pier and a steel girder. This new structure bridge has both merits of a Rahmen structure and REED method bridge pier. On this structure, there were two technical subjects to be solved. The first is to clarify a bond characteristics between concrete and Stripe H and to formulate an equation to calculate a bond length. The second is to confirm the seismic efficiency on the state of a large deformation scale over the steel yielding. Therefore the authors conducted structural experiments. For estimating a bond characteristics between concrete and Stripe H, tensile tests of model specimen of anchor elements were carried out. And then the results were analyzed and a bond length equation had been formulated. Furthermore scale model specimen of a bridge structure was constructed, and the reverse cyclic loading test of that was carried out and the enough seismic efficiency of the structure was estimated.

* 1 本店 土木技術部

1. はじめに

鋼桁上部構造と RC 橋脚下部構造とを剛結し、ラーメン形式とする上下部一体構造橋梁は、橋脚、桁を含む橋梁全体系で挙動するため耐震性能が向上するのみならず、落橋に対して安全であることや、橋脚基部の曲げモーメントを小さくできるといったメリットがある。また、支承や落橋防止装置を省略できることから、経済的であるとともに維持・管理費の縮減にも繋がる。近年、こうした背景から上下部一体構造橋梁が採用されるケースが多くなってきており、種々の剛結構造が提案されている¹⁾。

一方、急速施工が可能で耐震性、耐久性に優れた橋脚としてプレキャスト型枠と突起付き H 形鋼を用いた橋脚の構築工法の REED 工法がある²⁾。REED 工法橋脚には主鋼材に H 形鋼のフランジ外面に異形加工を施した突起付き H 形鋼の「ストライプ H」が用いられ、躯体の表面には施工の合理化と耐久性の向上を意図して鋼繊維補強プレキャスト型枠「SEED フォーム」を配置している。

そこで本研究では、鋼桁と REED 工法橋脚を剛結し、ラーメン形式の構造とすることによって、REED 工法橋脚のメリットと剛結構造のメリットの双方を併せ持つ構造とすることができる RI (Rapid Integrated)-Bridge 工法を提案する。RI-Bridge 工法の概要を図-1に示す。本工法はさまざまな鋼桁上部工への適用が可能(図-2)であり、2 主桁以上の複数本の主桁を用いる多主 1 桁や箱桁、2 主箱桁にも適用可能であり、適用範囲が広い工法である。しかし、異なる部材の接合部である剛結部の力学的な挙動は複雑であり、ストライプ H を剛結部に定着した場合の定着耐力や耐震挙動が明らかではなく、設計手法が明確ではない。そこで本研究は、本剛結構造の設計上の課題を明らかにし、それらを定量的に評価することを意図した各種構造実験を行ったものである。

2. 提案剛結構造の概要と技術課題

2.1 構造の詳細と特徴

従来の上下部一体構造(図-3(a))である鋼桁と RC 橋脚との剛結構造の施工手順は、まず、RC 橋脚上に仮受け材を設置し、その仮受け材上に鋼桁を設置する。つぎに、主桁下フランジ下面位置まで仮受け材を埋め込んだ状態でコンクリートを打設し、鋼桁が RC 橋脚上に載っている状態にする。最後に、主桁と横桁とによって囲まれた空間にコンクリートを打設し、鋼桁と RC 橋脚とを剛結する¹⁾。ここで、桁から橋脚への力の伝達は、主桁→横桁→横桁のスタッド→剛結部コンクリート→橋脚主筋→橋脚、および主桁→主桁および横桁の下フランジ→橋脚の 2 つの経路で行われる。しかし、この伝達方式では、前者と後者の力の分担率、さらにスタッドの作用せん断力分布、コンクリートの支圧応力分布が不明確であるため、個々の案件に対して FEM 解析による照査を行っているのが現状である。また、剛結部に配置されたスタッドの作用せん断力を分散させるため、多量のせん断補強筋が必要となり、配筋作業が非常に煩雑であり、大きな問題となっている。

そこで、RI-Bridge 工法はこれらを解消するために力の伝達が明快な構造の剛結構造とした。図-3(b)に提案剛結構造の概要を、図-4にはセル構造の断面図を示す。橋脚の主鋼材のストライプ H を、鋼桁の剛結部位置の横桁内の空間を鋼板で仕切られた多室構造(セル構造)内まで延伸させ、セル構造内にコンクリートを充填して鋼桁と橋脚とを一体化する構造である。横桁と充填コンクリートとはスタッド、およびそのせん断補強筋によって

一体化し、ストライプ H と充填コンクリートはその付着によって一体化する。また、下フランジ直下にゴム板等の緩衝材を敷設し、鋼桁下フランジから橋脚への支圧による力の伝達経路が遮断され、橋脚への力の伝達は、主桁→横桁→横桁のスタッド→横桁セル内の充填コンクリート→ストライプ H→橋脚に一元化される。

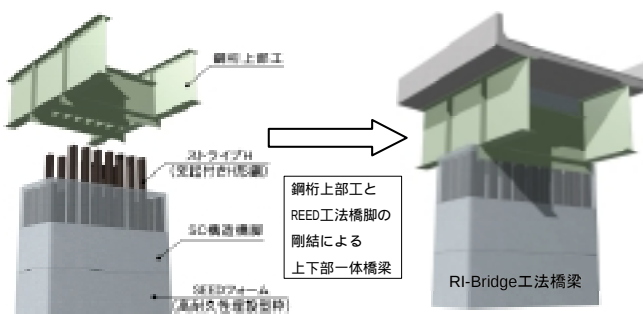


図-1 RI-Bridge 工法の概要

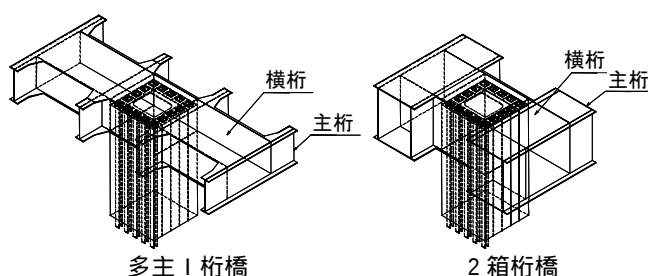


図-2 RI-Bridge 工法の適用例

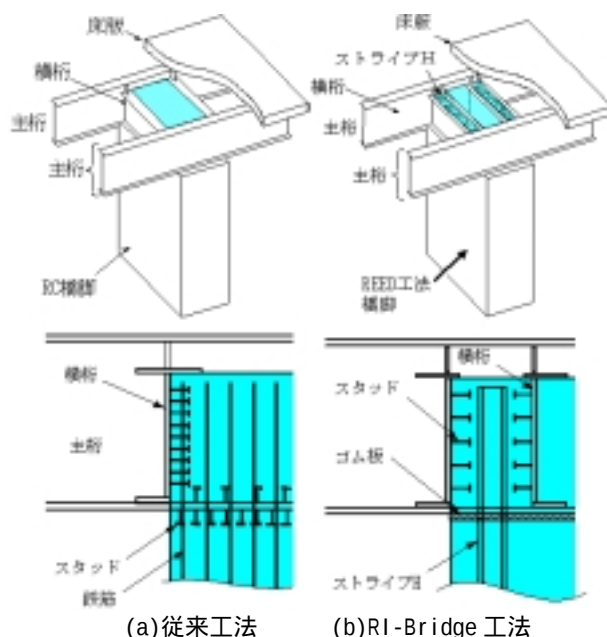


図-3 従来剛結構造と RI-Bridge 工法の概要

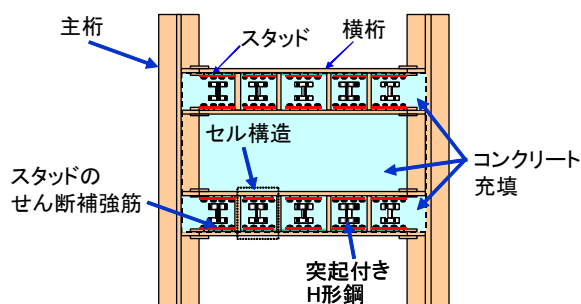


図-4 セル構造の概念

2.2 技術課題

RI-Bridge 工法は力の伝達が明快な剛結構造であり、従来の鋼桁と RC 橋脚における設計上および施工上の問題点を解消したものである。しかし、ストライプHをコンクリートが充填された剛結部セル構造内に定着した場合の定着耐力や、本接合部の塑性域を超える変形領域における耐震挙動が明らかでなく、これらを詳細に把握する必要がある。以降では、本工法の技術課題として以下の2項目に着目し、検討する。

ストライプHの定着耐力の把握

上下部一体構造の耐震挙動の把握

に対しては、セル構造内に定着されたストライプHを取り出した実大および 1/4 スケール要素試験体による引抜き実験を各種パラメータに対して行い、ストライプHの付着性状を明らかにし、定着長算定式を構築する。

に対しては、提案上下部一体構造の想定実構造に対する 1/4 スケール試験体を作製し、正負交番載荷試験を実施し、耐震性能を明らかにする。

3. 要素試験体の引抜き試験と定着長算定式

3.1 要素試験体と引抜き試験の概要

横桁ウェブ鋼板とセル鋼板とで構成するセル構造 1 室を想定した筒状の矩形断面の中にストライプHを所定の長さ挿入し、断面内にコンクリートを充填して筒状の矩形断面とストライプHとを一体化した実験供試体を作製し、矩形断面端、およびストライプH端をピン支持して引張力を加えた。ここで、実構造においては拘束に寄与する鋼殻のセルを隣のセルと共有するため想定する鋼板厚さの半分の厚さを設定する。図-5に概要を示す。

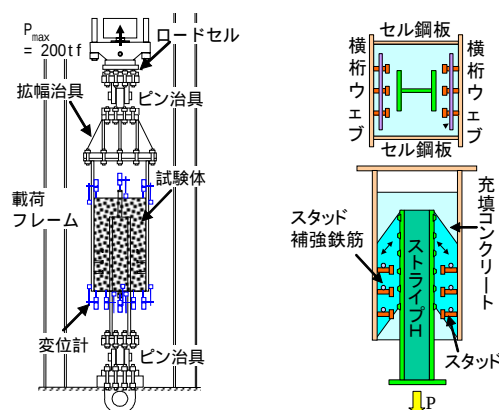


図-5 実験方法の概要

3.2 ストライプHの付着性状と引抜き試験のパラメータ

ストライプHをマッシュなコンクリートに定着する場合は、図-6に示すようにストライプHを取り囲むように定着補強筋を配置し、付着強度低下の原因となる割裂ひび割れを抑制する方法がとられている³⁾。この場合の付着強度は、割裂ひび割れ面を横切る補強鉄筋の鉄筋比を意味する拘束係数(K_c)と付着強度(τ_B)の間には強い相関関係(図-7)が見られ、 τ_B は K_c の1次式で表すことができることがわかっている³⁾。

$$\tau_B = 4.79 + 202 \times K_c \quad [1]$$

ここに、 τ_B : 付着強度(N/mm²)
 K_c : 拘束係数 = $A_s / (B \cdot S)$
 A_s : 定着補強筋断面積(mm²)
 B : ストライプHのフランジ幅(mm)
 S : 定着補強鉄筋配置間隔(mm)

図-6に示すように、本構造においても、割裂ひび割れをセル鋼板が抑制すると考えられる。同様のメカニズムを仮定して定義される拘束係数は式〔2〕で表される。ただし、セル鋼板は隣り合う2つのセルを拘束するため、考慮するセル鋼板の厚さは1/2の値となる。

$$K_c = t / B \quad [2]$$

ここに、 t : セル鋼板厚さの1/2の値(mm)

以上より、横桁セル内に定着されたストライプHの定着性能の検討において、一般的なパラメータであるコンクリート強度や定着長さに着目するとともに、セル鋼板の厚さや間隔の影響についても検討するものとする。

マッシュなコンクリートに定着する場合 横桁セル内に定着する場合

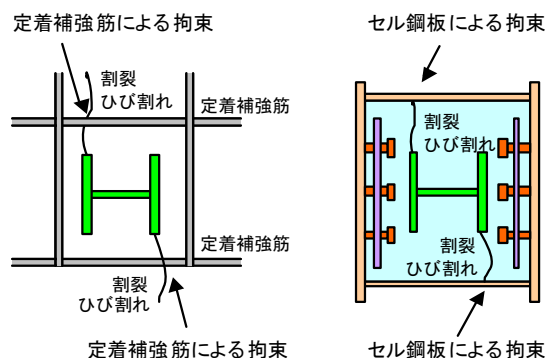


図-6 付着割裂ひび割れと定着補強の概念

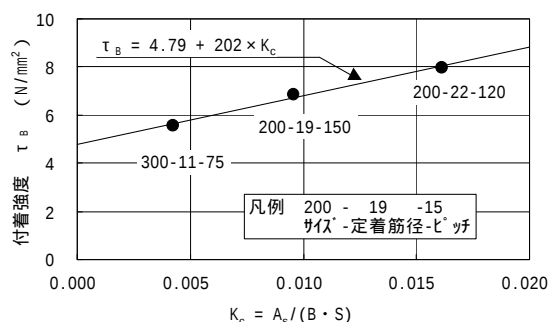


図-7 付着強度(τ_B)と定着補強筋(K_c)の関係³⁾

3.3 引抜き試験の詳細と結果

(1) 試験体の詳細

試験体は、実物大と実大の1/4を想定した。

実物大の試験においてはストライプHに DH200×204×8×12(突起高 1.5mm, ピッチ 15mm)を用いた。パラメータはセル鋼板厚、セル鋼板間隔、コンクリート強度、ならびにストライプHの定着長とし、計7体の試験を行った。セル鋼板厚は、実構造の板厚 6mm～25mmを想定し、その約1/2である 3.2mm～12mmとした。セル鋼板間隔は、実構造のストライプHの間隔を想定し、400mm～1000mmとした。ストライプHの定着長は、実験装置の能力を鑑み、フランジ幅の1.25倍および2.5倍とした。

実大の1/4を想定した試験においては、縮小模型を作製し、定着長のみを異ならせた計4体について試験を行った。ストライプHの縮小模型は DH75×75×6(4.5)×4.5とし、フランジ厚 4.5mmに高さ 1.5mmの突起が 15mmピッチとなるように機械加工した。セル鋼板は拘束係数 $K_c=0.4$ となるようにセル鋼板の板厚を 3mmとし、間隔を 200mmとした。横桁ウェブ鋼板の板厚は 9mmとした。定着長はフランジ幅の1.25～5.7倍とした。

図-8および図- 9には、実験供試体の寸法を示す。全ての実験供試体において定着始端となる部分に図中に斜線で示すストライプHの付着を物理的に除いた非付着領域をストライプHサイズの2倍程度の区間設けた。試験体に使用した鋼板の機械的性質を表-1および表-2に示す。また、表-3には試験体詳細の一覧を示す。

(2) 載荷試験と結果

載荷は荷重制御とし、軸方向に引張力を加え、試験体を終局に至らしめた。試験結果を表-3に示す。試験体はH75-4を除くすべてにおいてコンクリートとストライプHの付着面でずれが生じて耐力が低下する付着破壊によって終局を迎えた。H75-4はストライプHの破断により終局を迎えた。なお、付着強度(τ_B)は引張力が作用方向における最大平均付着応力であり、観察された最大荷重を付着面積(A_B)で除して得られるものである。このときの付着面積には突起形状であるフランジ外側面のみを考慮し、 τ_B は以下の式により得るものとした。

$$\tau_B = P_{\max} / A_B \quad (3)$$

ここに、 τ_B : 付着強度(N/mm²)
 $P_{\max}$: 実験で観察された最大荷重(N)
 A_B : 付着面積 = 2BL (mm²)
 B : フランジ幅(mm)
 L : 定着長さ(mm)

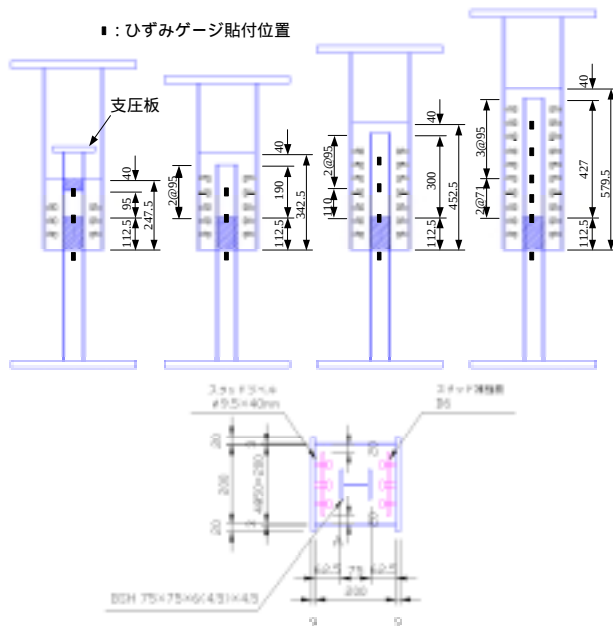
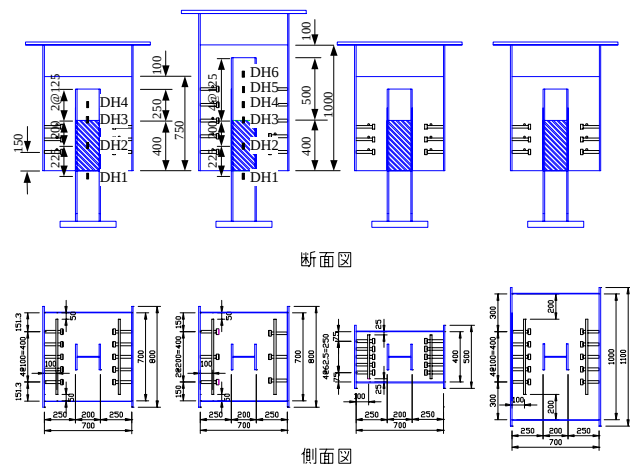


図-8 試験体 H75-1～4



(a) H200-1～3, 7 (b) H200-4 (c) H200-5 (d) H200-6
 図-9 試験体 H200-1～7

表-1 使用鋼板(SM490A)の機械的性質(H75-1～4)

板厚 (mm)	上 降伏点 (N/mm ²)	下 降伏点 (N/mm ²)	引張 強度 (N/mm ²)	ヤング 係数 (kN/mm ²)	ポア ソン 比	伸び 率 (%)
3	395	390	574	207	0.29	30.4
4.5	407	404	580	200	0.29	29.9
6	352	347	555	209	0.29	34.2
9	358	346	548	204	0.29	35.4
4.3	361	360	595	-	-	24.0

3mm: 横桁セル鋼板, 9mm: 横桁鋼板, 4.5mm: ウェブ鋼板
 6mm: フランジ鋼板(突起加工前), 4.3mm: フランジ鋼板(突起付き)
 注: 板厚 4.3mm は 1.5mm の突起付き試験片

表-2 使用鋼板(SM490A)の機械的性質(H200-1～7)

板厚 (mm)	上 降伏点 (N/mm ²)	下 降伏点 (N/mm ²)	引張 強度 (N/mm ²)	ヤング 係数 (kN/mm ²)	ポア ソン 比	伸び 率 (%)
3.2	-	373	542	177	0.26	29.9
6	317	302	446	195	0.29	27.4
12*	283	271	437	202	0.29	29.5
12**	303	280	374	195	0.29	29.9
DHF	415	402	540	-	-	25.0
DHW	417	394	531	206	0.27	21.9

注: *は H200-1, **は H200-2～7 の横桁ウェブ鋼板
 DHF・DHW はストライプHのフランジ・ウェブ

(3) コンクリート強度の影響

コンクリート強度のみの異なる試験体 H200-3 と H200-7 の τ_B とコンクリート強度の平方根の値との関係を図-10に示す。同図より、 τ_B とコンクリート強度の平方根の間には強い相関関係が見られ、 τ_B はコンクリート強度の平方根に比例することがわかる。

表-3 試験体と試験結果の一覧

No.	B mm	L mm	D mm	L/B	t mm	K_c	f'_c (N/mm ²)	$\tau_{B,exp}$ (N/mm ²)	$\frac{\tau_{B,exp}}{f'_c{}^{0.5}}$	$\frac{\tau_{B,exp}}{\tau_{B,cal}}$	破壊形態
H75-1	75	95	200	1.27	3.0	0.040	25.3	11.9	2.36	1.21	付着破壊
H75-2	75	190	200	2.53	3.0	0.040	25.6	9.6	1.90	1.25	付着破壊
H75-3	75	300	200	4.00	3.0	0.040	25.2	9.9	1.97	1.30	付着破壊
H75-4	75	427	200	5.69	3.0	0.040	24.9	8.1	1.63	1.08	鋼材破断
H200-1	204	250	700	1.23	12.0	0.059	30.3	11.5	2.08	0.99	付着破壊
H200-2	204	250	700	1.23	3.2	0.016	36.1	10.2	1.70	0.96	付着破壊
H200-3	204	250	700	1.23	6.0	0.029	34.8	11.9	2.01	1.08	付着破壊
H200-4	204	500	700	2.45	6.0	0.029	34.6	8.6	1.46	1.00	付着破壊
H200-5	204	250	400	1.23	6.0	0.029	37.0	11.4	1.87	1.00	付着破壊
H200-6	204	250	1000	1.23	6.0	0.029	35.9	10.1	1.69	0.90	付着破壊
H200-7	204	250	700	1.23	6.0	0.029	64.5	16.0	1.99	1.06	付着破壊

f'_c : コンクリート強度, $\tau_{B,exp}$: 付着強度の実験値 (=最大荷重 / 2BL), $\tau_{B,cal}$: 付着強度の計算値(式4.5)

$K_c = t/B$, t: 鋼板厚さ, B: 突起付きH形鋼フランジ幅,

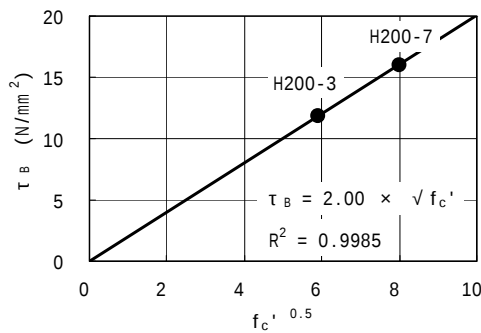


図-10 コンクリート強度の影響

(4) セル鋼板の間隔と拘束効果の影響

セル鋼板の厚さと間隔を変数とした H200-1~7 の τ_B をコンクリート強度の平方根で除した $\tau_B / f_c'^{0.5}$ と K_c の関係を図-11に示す。 K_c が大きいほど $\tau_B / f_c'^{0.5}$ が大きい傾向が見られる。ここで、 L が B の 1.25 倍 ($L=1.25B$) である H200-1~3 および H200-5~7 の $\tau_B / f_c'^{0.5}$ と K_c の関係に線形関係を仮定して最小 2 乗法により傾きを求めることにより式〔4〕を得る。一方、 L が B の 2.5 倍である H200-4 の τ_B は定着長さの影響により τ_B が減少している。これより、式〔4〕を H200-4 の実験結果に一致するように係数を低減させて式〔5〕が得られる。

$$\tau_B / \sqrt{f_c'} = 2.00 \times (3.95 \cdot K_c + 0.82) \quad [4]$$

$$\tau_B / \sqrt{f_c'} = 1.55 \times (3.95 \cdot K_c + 0.82) \quad [5]$$

ここに、 f_c' : コンクリート強度 (N/mm²)
 K_c : 拘束係数 = t/B
 B : フランジ幅 (mm)
 t : 鋼板厚さ (mm)

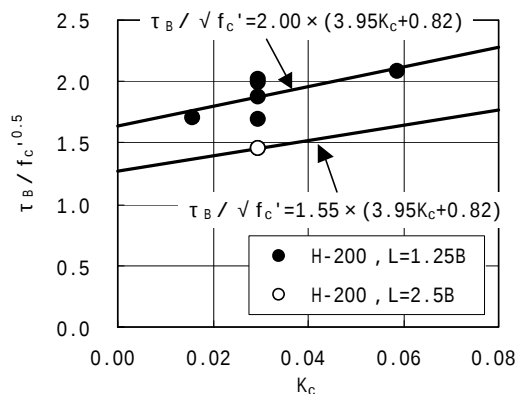


図-11 セル鋼板の拘束効果の影響

(5) 定着長さと寸法効果の影響

定着長を変数とした H75-1~4 の付着強度の実験値 ($\tau_{B,exp}$) を f_c' の平方根で除した値と、 L を B で除して無次元化した値 (L/B) との関係を図-12に示す。 L が B の 2.53 倍である H75-2 は、 L が B の 1.27 倍である H75-1 に比べて $\tau_{B,exp} / f_c'^{0.5}$ が 20% 程度低い。これは、H-200 を用いた H200-1~7 の場合とほぼ同じ程度の割合の低下であり、先に示された定着長に応じた付着応力の低減の妥当性を示すものである。一方、 L が B の 4 倍である H75-3 の $\tau_{B,exp} / f_c'^{0.5}$ は H75-2 とほぼ同等であり、 L が B の 2.5 倍程度より長い領域では、定着長さ L が長くなることに伴う付着強度の低下する割合はほぼ一定であると言える。 $\tau_{B,exp} / f_c'^{0.5}$ の値は H200-1~7 と H75-1~4 とでは

異なり、H75-1~4 の値は H200-1~7 の値の 1.25 倍程度である。これは、縮小模型の寸法効果の影響であると考えられるが、既往の研究成果から、H-200~300 の範囲では寸法効果が見られない³⁾ことから、実用サイズの H-150~300 においては寸法効果の影響はおおよそ無視して差し支えないものと考えられる。

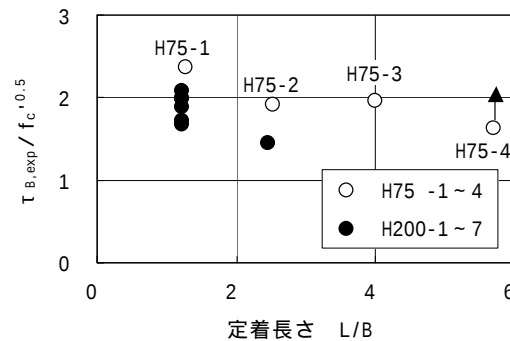


図-12 τ_B と L/B の関係

3.4 定着長算定式

本構造におけるストライプ H の定着性能には、橋脚部材が塑性域を超える大変形領域においても付着破壊しないことが要求される。したがって、本定着性能はストライプ H の破断荷重に対して保証されなければならない。以上より、ストライプ H の破断強度に相当する引張力と付着強度に相当する抵抗力に対する力の釣り合い式を構築し、定着長さについて解いて式〔6〕が得られる。

$$L_d = L_n / 2 + L_{ud} \quad [6]$$

$$L_{ud} = A_s \times f_{ud} / 2B\tau_{Bd}$$

ここに、 L_d : 設計定着長さ
 L_n : 定着遷移域長さ
 L_{ud} : 付着定着長さ
 A_s : ストライプ H の断面積
 f_{ud} : ストライプ H の設計引張強度 ($= f_{uk} / \gamma_s$)
 f_{uk} : ストライプ H の引張強度の特性値
 γ_s : 材料係数 ($= 1.0$)
 τ_{Bd} : 設計付着強度 ($= \tau_{Bk} / \gamma_c$)
 τ_{Bk} : 付着強度の特性値 式〔5〕により算出
 γ_c : 材料係数
 $(= 1.3$: ただし $f_c' > 60 \text{ N/mm}^2$ のとき $= 1.5)$

同算定式は前述の引抜き試験結果より得られた付着強度をもとに構築したものであるが、引抜き試験は高強度コンクリート (60 N/mm^2) についての実験データが少ないことから、 $\gamma_c = 1.5$ として安全側の評価をするように配慮した。また、引抜き試験においては非定着区間を設けたが、実構造においては図-13に示すような付着応力が定着始端から L_n の位置まで線形に付着応力が向上する三角形分布を仮定した。

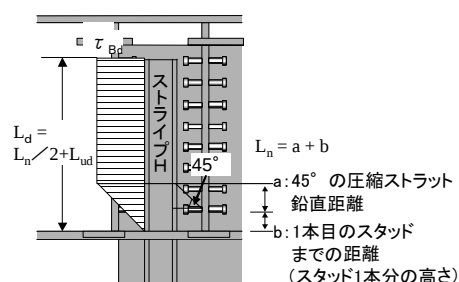


図-13 定着遷移区間の定義

4. 上下部一体構造試験体の正負交番载荷試験

4.1 実験の目的

提案する上下部構造は十分な耐力と変形性能を有したものでなければならない。すなわち、剛結部直下の橋脚部において塑性ヒンジを形成し、橋脚部の終局にいたるまで剛結部は剛でなければならない。以上のことが成立するために必要な事項を以下に列挙する。

- ・主桁が降伏しない。
- ・横桁が降伏しない。
- ・剛結部直下の橋脚部に塑性ヒンジが形成され、その位置が終局部位となる。
- ・終局断面となる橋脚部において十分な曲げ耐力と変形性能が発揮される。

4.2 試験体と正負交番载荷試験の概要

先に示した事項を確認するために、実橋を 1/4 にスケールダウンした縮小試験体による正負交番载荷試験を実施した。試験は鋼桁を床に対して片側をピン支持、片側ローラー支持で固定し、柱部に軸力と水平力を作用させることにより行なった。試験の概要を図-14に示す。試験体は剛結部のコンクリート強度の異なる 2 体とし、各々のコンクリート強度に対応する定着長を設定した。試験体一覧を表-4に、材料の物性値の一覧を表-5および表-6に示す。試験体の概要を図-15および図-16に示す。

表-4 試験体の一覧

	柱 部				剛 結 部	
	f_c'	N	p_s	p_w	f_c'	L
FC30	32.7	276.3	1.42	0.224	37.1	500
FC60	27.0	$\sigma_n=0.5$			64.6	400

f_c' : コンクリート強度 (N/mm²) , N : 軸力 (N) , σ_n : 軸応力 (N/mm²) , p_s : 引張鋼材比 (%) , p_w : 帯鉄筋比 (%) , L : 定着長 (mm)

载荷は、上部工自重を想定した一定軸圧縮力(N)を作用させた状態で、橋脚断面のストライプHが降伏ひずみに達したときの水平変位を δ_y とし、その倍数で漸増させた。地震動に内陸直下型地震を想定し、繰り返し回数は 1 回とした。

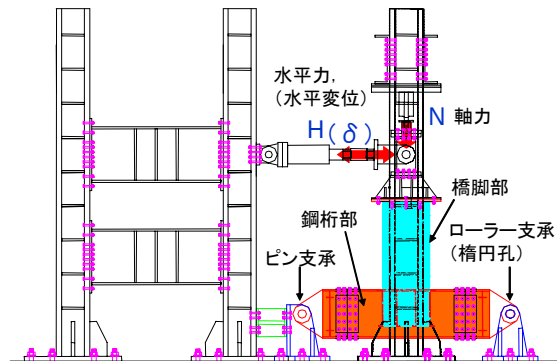


図-14 正負交番载荷試験の概要

表-5 コンクリートの力学的特性値の一覧

	柱 部		剛 結 部	
	f_c'	f_t	f_c'	f_t
FC30	32.7	2.71	37.1	2.97
FC60	27.0	2.60	64.6	4.08

f_c' : コンクリート強度 (N/mm²) , f_t : 割裂強度 (N/mm²)

表-6 鋼材の力学的特性値の一覧

部位	板厚, 鉄筋径	f_y	f_u
主桁	19	353	538
横桁・主桁補剛材	12	372	531
セル鋼板	6	392	551
ストライプHウェブ	4.5	415	577
ストライプHフランジ*	4.5	435	606
帯鉄筋	10	349	507

* : 6mm厚の板材を切削し、1.5mm高さの突起を設けている
 f_y : 降伏強度 (N/mm²) , f_u : 引張強度 (N/mm²)

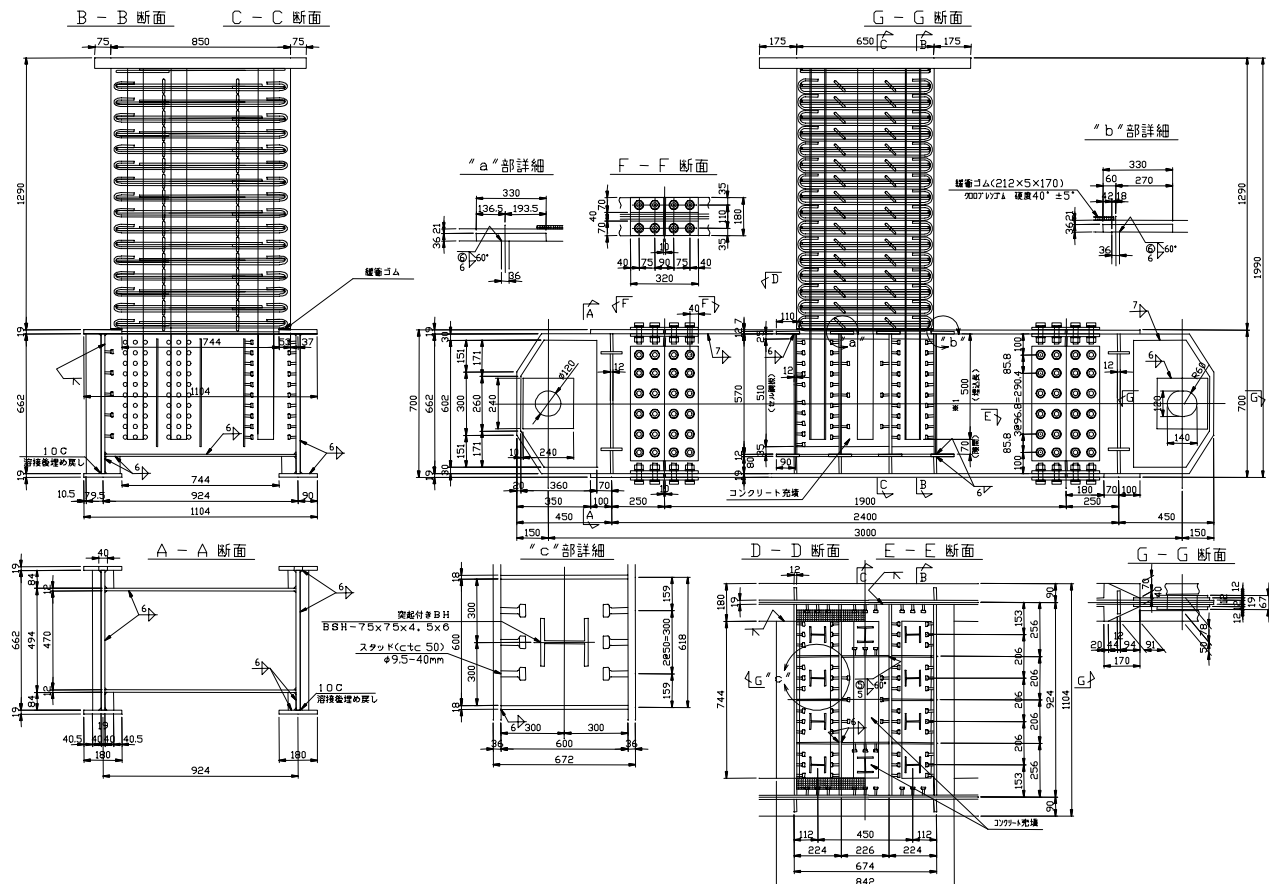


図-15 正負交番载荷試験体の形状寸法 1

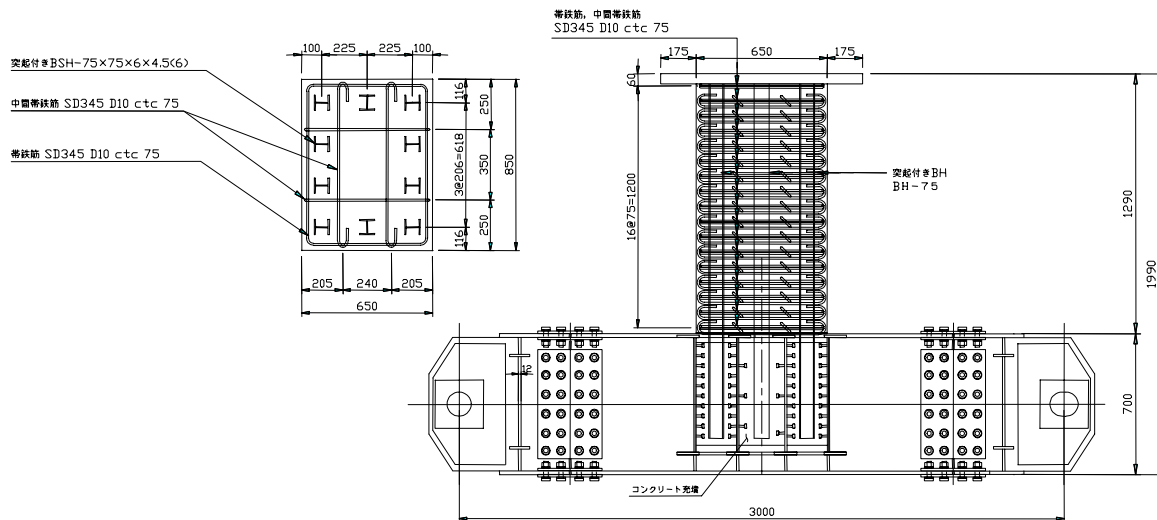


図-16 正負交番載荷試験体の形状寸法 2

4.3 実験結果

(1) 橋梁全体系における変形状

試験体 FC30 と FC60 の水平荷重と水平変位の関係を図-17に示す．両試験体とも $11\delta_y$ 負側の載荷を終えて， $12\delta_y$ 正側載荷の途中でストライプHの破断が生じて大きく水平荷重が低下し終局に至った．負側載荷においては，FC30 では $12\delta_y$ の途中，FC60 では $13\delta_y$ の途中でストライプHが破断し終局に至った．各試験体の $5\delta_y$ 正側載荷ピーク時の計測変位より得た変形図を図-18に示す．両試験体とも鋼桁のたわみはきわめて小さく，剛結部近傍の橋脚部においてたわみ角が卓越し，この位置に塑性ヒンジが形成されていることが確認できる．

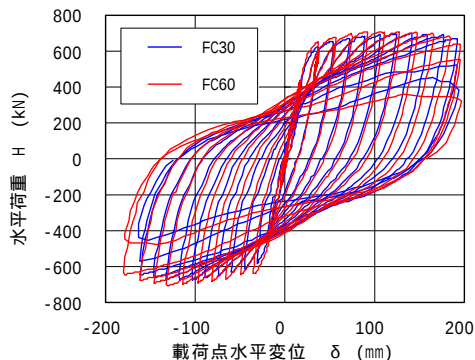


図-17 水平荷重と水平変位の関係

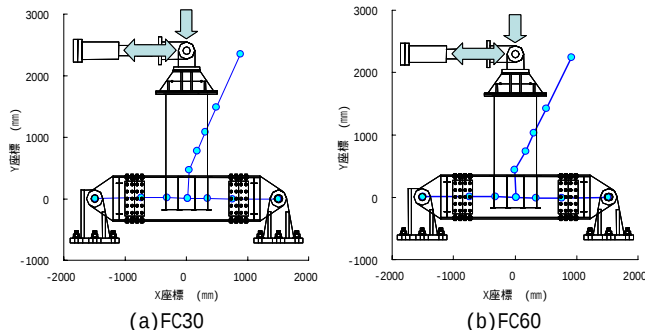


図-18 変形図（+ $5\delta_y$ 時：変位倍率 10 倍）

(2) 主桁の発生ひずみ

図-19に FC30 の主桁フランジ位置の発生ひずみと水平荷重の関係の履歴を示す．同図には，弾性状態を仮定して計算した発生ひずみの計算値をあわせて示した．各載荷ループのピーク時における発生ひずみは計算値

と良く対応し，同ひずみの最大値も主桁フランジ鋼板の降伏ひずみ（ $\varepsilon_y=1782\mu$ ）を下回っていて，終局時においても弾性状態にあることがわかる．

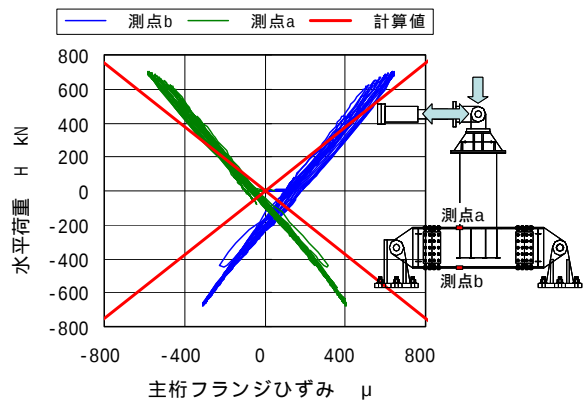


図-19 鋼桁フランジひずみの履歴(FC30)

(3) 横桁の発生ひずみ

図-20および図-21に各試験体の横桁のフランジの発生ひずみと水平荷重の関係の履歴を示す．同図には，水平力による作用モーメントが偶力として横桁に作用すると仮定したひずみの計算値をあわせて示した．各載荷ループのピーク時におけるひずみは計算値と良く対応していることから，仮定したメカニズムが妥当であることがわかる．また，同ひずみの最大値も同鋼板の降伏ひずみ（ $\varepsilon_y=1866\mu$ ）を下回っていて，試験体の終局時においても弾性状態にあることがわかる．

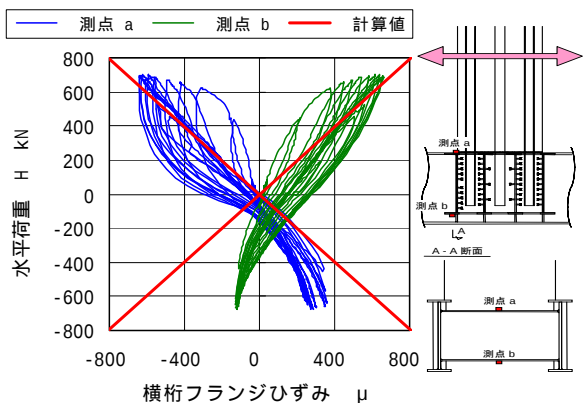


図-20 横桁フランジひずみの履歴(FC30)

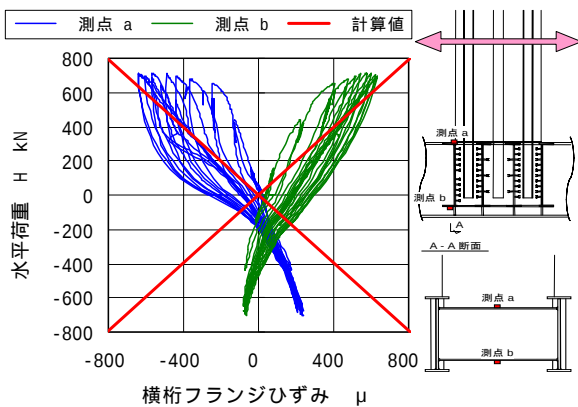


図-21 横桁フランジひずみの履歴(FC60)

(4) 水平荷重と橋脚部の曲げ変形による載荷点水平変位の関係

観察された水平変位 δ は、鋼桁の回転角による水平変位成分 δ_{Beam} と橋脚部の曲げ変形 δ_{Pier} に分けられる。

$$\delta = \delta_{\text{Beam}} + \delta_{\text{Pier}} \quad [7]$$

ここに、 δ : 橋梁全体系の水平変位

δ_{Beam} : 鋼桁の回転角による水平変位

δ_{Pier} : 橋脚部の曲げ変形による水平変位

以降では、 δ から δ_{Beam} を除し、 δ_{Pier} を算出し、これを用いて議論するものとする。ここで、 δ_{Beam} は実験時に配置した変位計の値より算出する。得られた δ_{Pier} を用いて再整理した載荷結果の一覧を表-7に、水平荷重の関係の履歴の包絡線を図-22および図-23に示す。また、計算値として道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁴⁾および鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計⁵⁾に準じて算出した値をあわせて示した。ここで、道路橋示方書に準拠した計算値には REED 工法橋脚の変形性能の向上²⁾を考慮した。これによるといずれの試験体も計算値を上回る水平荷重と変形性能(終局変位)を有していて、本構造が十分な耐震性能を有していることが確認できる。

表-7 載荷結果(FC30)

	降伏		最大荷重 (kN)	終局変位 (mm)
	水平変位 (mm)	水平荷重 (kN)		
実験値(正側)	11.9	440.9	709.6	175.2
実験値(負側)	-10.6	-440.4	706.1	154.2
計算値1	7.0	429.0	589.8	73.9
計算値2	13.2	459.8	566.8	82.1

計算値1:道路橋示方書耐震設計編Type IIに準拠

計算値2:鉄道構造物等設計標準に準拠

(5) 提案上下部一体構造橋梁の妥当性

以上により、4.1節であげた4つの成立条件が本提案構造において成立することが確認された。したがって、本提案上下部一体構造橋梁の構造的な妥当性が示されたと言えることができる。

5. まとめ

鋼桁上部工と REED 工法橋脚の上下部一体構造橋梁構築工法の RI-Bridge 工法を提案し、構造性能を明らかにするため、各種構造実験を行った。本検討で得られた範囲内での結論を以下に示す。

(1) ストライプHの剛結部への定着性能を検討するため、セル構造要素を取り出した模型試験体を作製し、各

種パラメータに対する引抜き試験を行なった。その結果、コンクリート強度、セル鋼板の厚さ・間隔およびストライプHの定着長さの影響が明らかになり、定着長算定式を構築した。

- (2) 提案上下部一体構造の 1/4 スケールモデルの模型試験体を作製し、正負交番載荷試験を行なった。その結果、剛結部近傍の橋脚部において塑性ヒンジが形成され、部材の終局時においても主桁および横桁のフランジ鋼板の発生ひずみは弾性範囲内に収まっていた。また、橋脚部の変形性能は各種指針に準拠した計算結果を上回る耐力と変形性能を有していて、十分な耐震性能が得られていることが確認された。
- (3) 以上より、本提案上下部一体構造の構造性能が明らかになるとともに、本構造の妥当性を確認することができた。

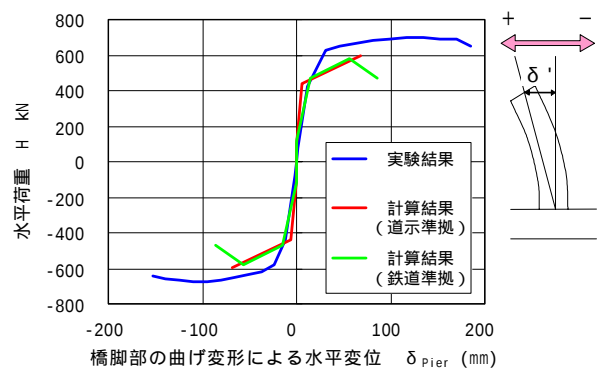


図-22 水平荷重 - δ_{Pier} 関係の包絡線(FC30)

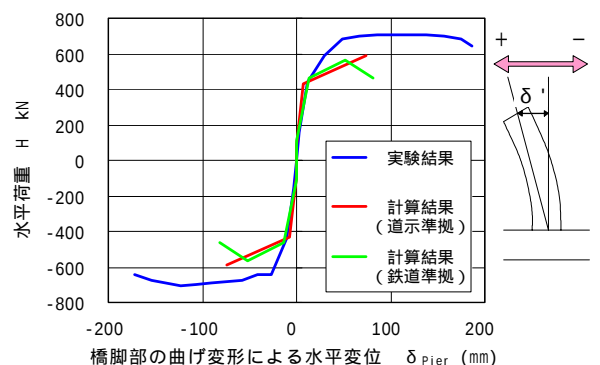


図-23 水平荷重 - δ_{Pier} 関係の包絡線(FC60)

参考文献

- 1) 岩立次郎, 忽那幸浩: 剛結構造—鋼上部構造とコンクリート橋脚の剛結—, 橋梁と基礎, pp.40-44, 2002.8
- 2) 原夏生, 河野一徳, 篠田佳男, 横沢和夫, 町田篤彦: 突起付き H 形鋼とプレキャスト型枠を用いた鉄骨コンクリート複合構造橋脚の構造性能に関する研究, 土木学会論文誌, No.662/V-49, pp.149-168, 2000 年 11 月
- 3) 大久保浩弥, 橋本修身, 河野一徳: 突起付き H 形鋼の定着耐力に関する実験的研究, 土木学会代 50 周年次学術講演会概要集 V 部, pp.1212-1213, 1996 年
- 4) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 耐震設計編, 平成 14 年 3 月
- 5) (財) 鉄道総合研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説, 平成 11 年 10 月