

(156) 複合ランガー橋の吊材定着部の実験

東日本旅客鉄道株式会社 東北工事事務所 ○ 大郷 貴之
 東日本旅客鉄道株式会社 東北工事事務所 斉藤 恭之
 東日本旅客鉄道株式会社 東北工事事務所 正会員 岩田 道敏

1 はじめに

河川改修に伴い、奥羽本線津軽新城駅構内第一新田川橋りょうは図-1に示すように橋長 50.1m(支間長 48.8m)の下路桁形式複合ランガー橋を採用した。本橋梁は仮線施工を行うが、現場が狭隘で、かつ営業線に近接した工事になる。そこで複合ランガー橋のアーチ材及び吊材に関しては、主に建築資材として用いられている冷間プレス成形角型鋼管(以下 角型鋼管)を用い、ステージの省略と型枠の兼用を図った。これにより、工期短縮及び保安費等の削減が可能となり、トータルコストを減らすことができる。

本橋梁は、補剛桁が PC、吊材が角型鋼管、アーチ材が鋼管コンクリートとで構成される複合構造物であるが、特に吊材からアーチ材への応力伝達を確実にし、また施工においては、吊材のアーチ材への容易な定着構造が望まれた。本研究では、複合ランガー橋の実用化に際して、吊材のアーチ材への定着機構と耐力を明確にするため、吊材の定着部の部分模型実験を行ったので、その結果を報告する。

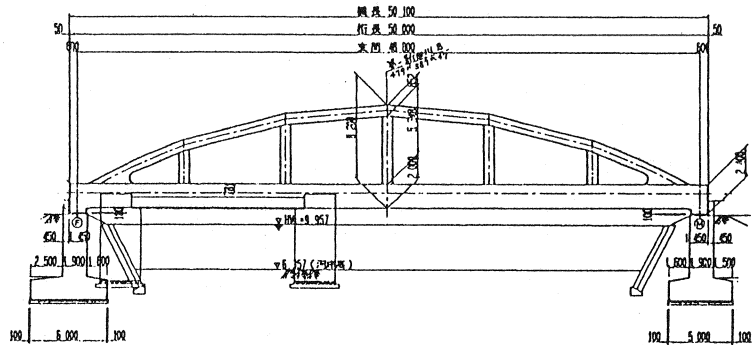


図-1 第一新田川橋梁一般図

2 実験概要

(1) 吊材のアーチ材への定着構造

表-1 に実橋の使用時及び終局時ににおける応力状態を示す。使用時・終局時ともに、アーチ材は軸圧縮力が卓越するため全圧縮状態にあることがわかる。アーチ材が圧縮部材、吊材が補剛桁とアーチ材を連結する引張部材であるが、吊材は応力振幅が小さいため鋼部材のみとした。なお、設計において、アーチ材の角型鋼管は終局時の面外座屈時の引張鋼材として計算している。

実験での吊材の定着構造は、吊材と充填コンクリート間の引抜き抵抗の向上を期して、吊材先端部に図-2 に示すような定着プレートを取付け、この定着プレートからコンクリートを介して、鋼管に応力を伝達して引抜き抵抗を得る構造(以下、フランジタイプ)と、吊材に水平鉄筋を配置し、この水

表-1 実橋の応力状態

アーチ断面寸法 (cm)	荷重種類	吊材引張力	アーチ材圧縮力	アーチ材曲げモーメント
90 × 85 × 1.6	使用限界	151.2	989.9tf	2.1tf・m
	終局限界	208.2	1360.1tf	7.5tf・m

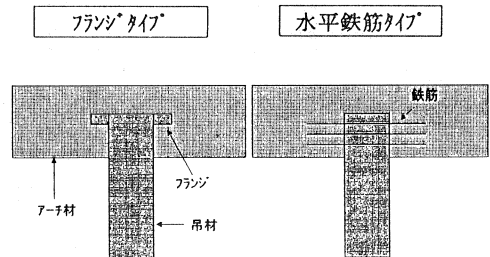


図-2 吊材定着構造 (2タイプ)

平鉄筋により引抜き抵抗を得る構造 (以下、水平鉄筋タイプ) の2タイプとした。実験結果よりフランジタイプを最終的な構造とすることより、フランジタイプの実験結果について報告する。

(2) 使用材料及び試験体

試験体は、実験設備の載荷能力により、アーチクラウン部を模したT字形の部分縮小モデルとした。また定着部の破壊形式として、吊材の引抜きせん断破壊が曲げやせん断破壊よりも先行するように、試験体の形状寸法は、アーチ断面 250mm×450mm、長さ 1800mm、吊材のアーチ材に対する埋込み長を 200mm に統一した。また、吊材断面は 200mm×200mm、厚さ 12mm (SM490) と定め、載荷荷重に対して十分な強度を持たせた。アーチ材は、コンクリート強度を 40N/mm²、鋼管 (t=2.3mm) を SS400 (A11・B12)、材料入手の関係上一部 SPHC 材 (A32・A42・A61・A61・B61) とした。表-2 に引張試験結果を示す。表-3 に試験体の一覧を示す。なお、鋼管の側面部と充填コンクリート間の付着力向上を期して、鋼管側面部にジベルを設けたタイプ (B12, B61)、軸力の影響を調べるため、アーチ材に軸力を付加するタイプと付加しないタイプ、アーチ材底面 (吊材取付部) の開口部を大きくしたタイプ (A61, B61)、吊材付近の底板をアングル (等辺山型鋼) で補強したタイプ (A51) の実験を行った。また、引抜きせん断破壊が先行するように曲げ補強鉄筋を配置した。図-3~7 に試験体の側面、断面を示す。なお、実験のフランジ寸法 (55×150×16mm) は、実橋の使用時のフランジ下のコンクリート応力度と等価になるように定めた。

表-2 材料強度

試験体	コンクリート 圧縮強度 (kgf/cm ²)	鋼管 降伏強度 (kgf/cm ²)	鋼管 降伏ひずみ (μ)
A11, B12	441	3800	1800
A32, A42, A51, A61, B61	407	2150	1200

表-3 試験体一覧

試験体	定着構造特記	アーチ材軸力
A11	標準	0
A32	標準	20kgf/cm ²
A42	標準	80kgf/cm ²
A51	底板アングル補強	0
A61	底板欠損500mm	0
B12	ジベル有標準	80kgf/cm ²
B61	ジベル有底板欠損520mm	0

注) ①標準タイプの底板欠損は 350mm×250mm

②試験体名で A はジベル無鋼管、B はジベル有鋼管を示し、1桁目の数字の 2 は軸力付加を示す。

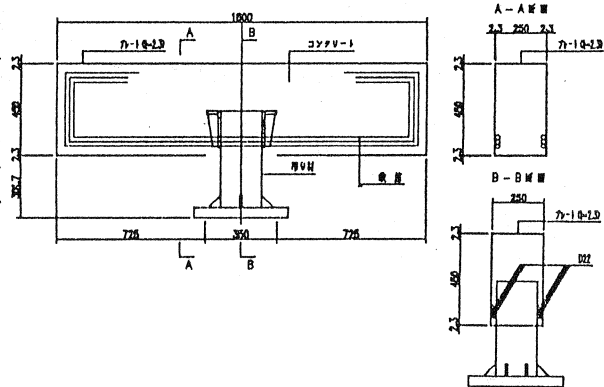


図-3 ジベル無鋼管 (A11・A32・A42)

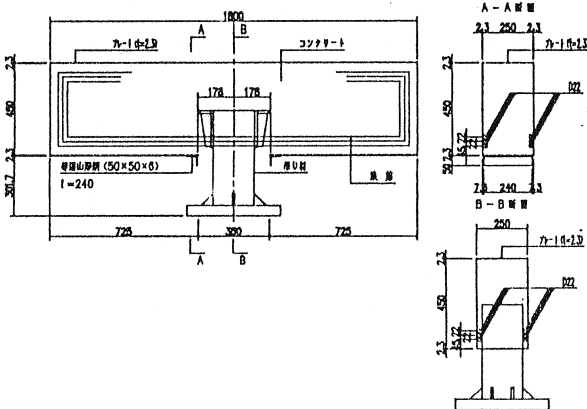


図-4 ジベル無鋼管アングル付 (A51)

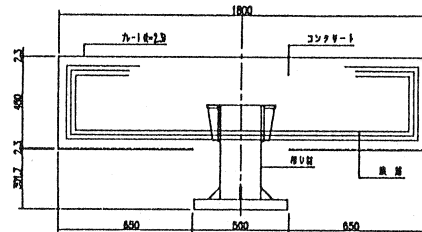


図-5 ジベル無鋼管底板欠損 500mm (A61)

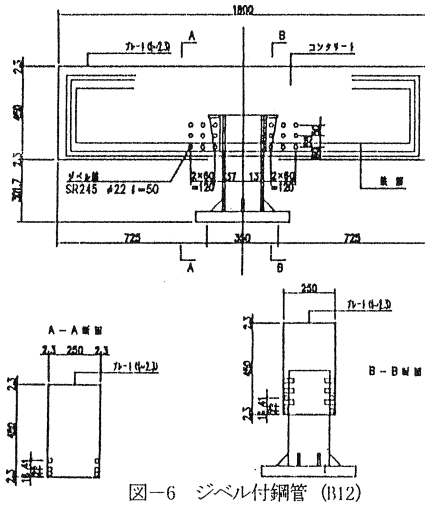


図-6 ジベル付鋼管 (B12)

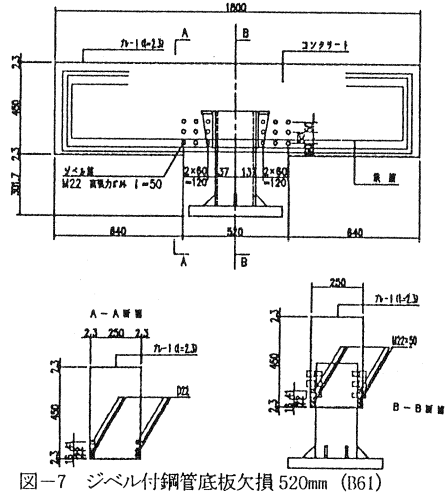


図-7 ジベル付鋼管底板欠損 520mm (B61)

(3) 載荷方法と測定項目

実験は図-8 に示すような載荷装置を用いて、吊材定着部が引抜き破壊するまで、変位制御によりアクチュエーターで吊材に荷重を載荷した。また、アーチ材に軸力を加える場合は、鉛直ジャッキで軸力を付加した。なお、アーチ材の上下端には、軸力等による拘束をなくすためにテフロンシートをはさんだ。

測定項目は、アーチ材中央部及び吊材端部(載荷点)の水平変位、アクチュエーターによる載荷荷重(引張荷重)、鋼管のひずみとした。図-9 にひずみゲージ及び変位計の設置位置を示す。ひずみゲージは、鋼管の側面部表面に三軸型ひずみゲージ、底部面中央(アーチ軸方向)に一軸ひずみゲージを取り付けた。

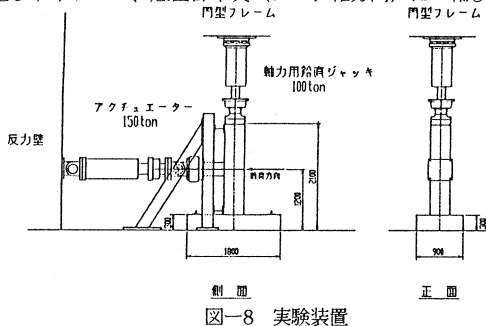


図-8 実験装置

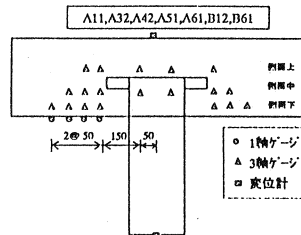


図-9 ひずみゲージ設置位置

3 実験結果

図-10 に表中の破壊面の角度及び範囲の定義を示す。また、表-4 に実験結果を示す。表中の実測計算値(1)は、破壊面を横切る鋼管側面のひずみから算定した値である。実測計算値(2)には、フランジ先端部から先のアーチ材のみで引抜力を負担したと仮定した場合の値を示したものである。

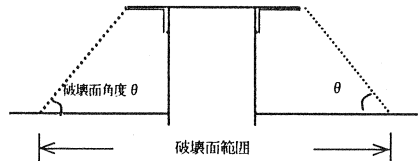


図-10 破壊面角度(θ)・範囲の定義

(1) 標準タイプ (A11, A32, A42, B12)

鋼管タイプは内部を目視出来ないが、どの試験体もほぼ同様に、以下のような挙動を示して破壊に至っている。アーチ底版の鋼管欠損部で吊材外周に沿ったひび割れが発生し、荷重の増加とともに、吊材の付け根部及び底面鋼管とコン

クリートの境界部の間に亀裂が生じた。さらに荷重を増加すると、アーチ部の鋼管側面中央付近が膨らみ、底部のひび割れ幅が広がった。A32、A42 では、破壊時には吊材付近の底面鋼管隅角部が破断し、吊材が抜け出して終局に至ったが、A11、B12 では、底面鋼管隅角部の破断は見られなかった。また、鋼管を撤去した後の観察では、破壊面の形状はフランジの先端から底面に向かっており、破壊面の角度は37°～45°となっていた(表-4)。軸力を付加したA32・A42・B12は、軸力無しタイプ(A11)と比較すると破壊面は広がった。

(2) 底板補強・欠損タイプ (A51, A61, B61)

A51, A61, B61 の破壊形態は他タイプと同様、荷重の増加に伴い、吊材の付け根部及び底面鋼管とコンクリートの境界部のひび割れが広くなり、破壊時には鋼管中央側面が膨らみ、鋼管底面の隅角部が破断して終局に至った。

鋼管底板をアングルで補強したA51では、破壊荷重は軸力有タイプ(A32、A42)と同程度であったが、破壊はフランジと補強したアングルとを結ぶ面となり、最も小さな破壊面となった。また、A61・B61はアーチ材底板部の鋼管の欠損が大きいため、鋼管底面の隅角部の破断は小さかった。なお、破壊荷重は他の試験体に比べて小さく、破壊面の角度は大きかった。

4 考察

鋼管側面部の終局時のひずみを図-11に示す。各試験体の荷重とひずみの関係を図-12に示す。

(1) 標準タイプ (A11, A32, A42)

A32、A42とも、軸力は異なるものの(A32: 20kgf/cm², A42: 80kgf/cm²)、鋼管側面の終局時のひずみ分布はほぼ同様の値を示した(図-11)。破壊領域は軸力無しのA11と比較すると、軸力を付加したA32・A42の方が、鋼管側面の降伏範囲が広い(図-12)。よって軸力を付加することにより破壊面の角度が小さくなり、より広範囲に荷重が分担されるため、耐力は上がったと考えられる。なお、A32とA42では軸力の大きさを変えているが、終局ひずみや破壊荷重は2体ともほぼ同様であることから、軸力の大きさは20kgf/cm²程度以上になると、破壊面の形状に及ぼす影響は小さく、終局耐力に大きな影響は及ぼさないと考えられる。

(2) 底板補強・欠損タイプ (A51, A61)

底板補強タイプ(A51)は標準タイプのA11と比べるとアングル付近の側面部のひずみの増加が大きい(図-12)。この理由はアングル補強により剛性が上がったため、アングル付近に応力が集中したためと思われる。これは破壊面がフランジとアングルとを結ぶ線上にできていることからわかる。また、図-11より、アングルによる底板補強はA11に比べても、より広範囲に荷重が

表-4 実験結果

試験体	破壊荷重 (tf)	ひび割れ荷重 (tf)	実測計算値① (tf)	実測計算値② (tf)	破壊面角度	破壊面範囲 (mm)
A11	70.4	30	—	51 (0.72)	45°	810
A32	77.0	33	64 (0.83)	57 (0.74)	40°	850
A42	74.8	39	74 (1.00)	63 (0.84)	39°	900
A51	72.8	24	65 (0.89)	59 (0.81)	54°	640
A61	49.4	23	42 (0.85)	35 (0.71)	50°	670
B12	88.8	45	—	55 (0.62)	37°	1090
B61	46.1	21	31 (0.67)	28 (0.61)	49°	710

注) ・太字は軸力を付加したタイプ、() は実験計算値と終局荷重の比・ひび割れ荷重はひずみから推測した荷重

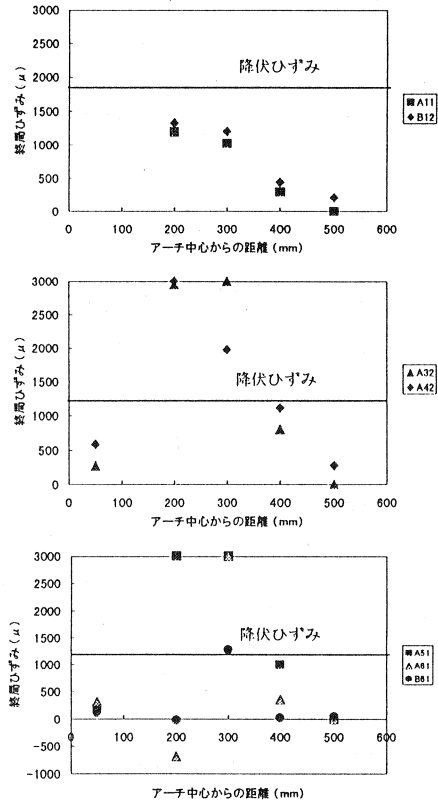


図-11 鋼管の終局時のひずみ

分散しているのがわかる。さらに、破壊荷重は軸力を付加した A32・A12 と同程度まで上がる(表-4)。以上より、鋼管底板部補強タイプは、実橋においても荷重を広く分散させることができるので、耐力向上に寄与すると思われる。

A61 は底板がアーチ材中心から 250mm の位置 (<250>と表記、以下同) まで欠損されているため、<200>付近ではひずみ増加は見られず荷重を負担していないことがわかる(図-12)。また、終局時は鋼管側面部<300>が降伏しているが、<400>は降伏していない。これは、コンクリートを介した底板の受圧面積が小さいため、荷重強度が増加して鋼管端部の破断が早くなり、耐力が小さくなったと考えられる。

(3) ジベル筋タイプ (B12, B61)

軸力を付加した B12 では、鋼管側面部<200>に先行して、<300><400>のひずみが早くから増加している(図-12)。A11 と比較すると、荷重が初期の段階から吊材位置より遠い範囲まで分散しているのがわかる。底板を欠損させた B61 では、終局時でも側面部<400>付近にはほとんど荷重の伝達が見られない。同じく底板を欠損させた A61 と比べると、底板部<300>は降伏していない。このこともジベルにより、荷重が側面部に直接伝達した効果だと思われる。

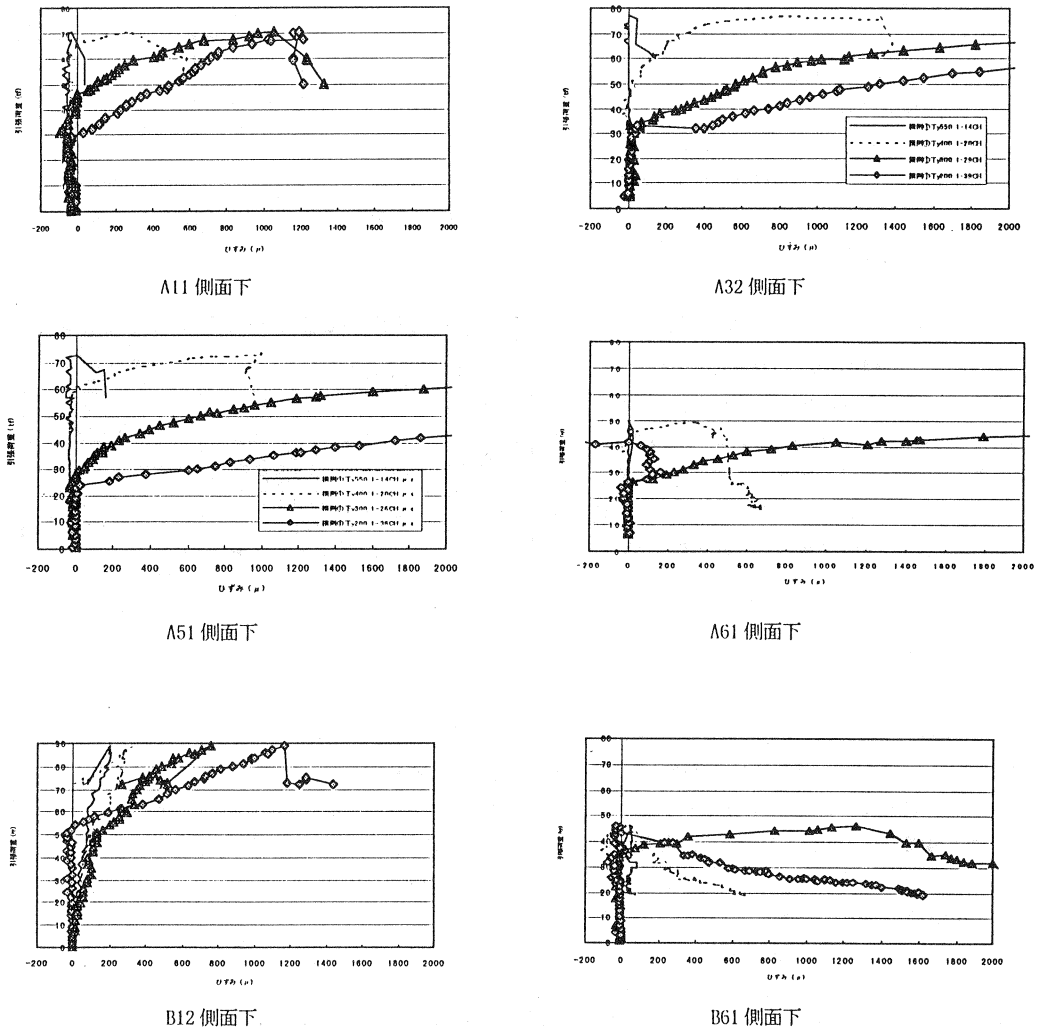


図-12 荷重-ひずみ曲線

(4) 実測ひずみの計算値と破壊荷重

破壊荷重と鋼管側面部の実測ひずみからの計算値(表-4の実測計算値)とを比較すると、実測計算値(1)は、B61を除いて破壊荷重のほぼ80~90%となることから、鋼管のひずみから求めた計算値はほぼ妥当であると思われる。また、吊材付近の鋼管の負担分を無視した実測計算値(2)では実測計算値(1)よりも、幾分安全側に評価する結果となっている。

5 設計式の提案

実験結果より、終局時は鋼管内部の充填コンクリートがせん断破壊した後、破壊面内のコンクリートを介して鋼管底板・側面へと荷重が伝達される。したがって、コンクリートのせん断破壊面の範囲内にある鋼管側面が吊材の引張力を負担すると考えられる。そこで設計時は、図-13に示すように、破壊面を定着プレートから45°と仮定し、この範囲内の側面部の鋼管が引張力を負担するとして、引抜せん断耐力 V_{sy} を以下のように算出することとする。

$$V_{sy} = f_{sy} \times A_s \quad \dots (1)$$

ここに、 f_{sy} : 鋼管の降伏応力度

$$A_s = 4 \times b \times t \quad (\text{鋼管総断面積})$$

$$b = d / \tan 45^\circ \quad (\text{破壊面を鋼管側面が横切る長さ})$$

t: 鋼管厚さ

d: 吊材埋込み長

表-5に破壊面の角度を45°と仮定して(1)式により算出した値と、実験破壊面の角度により算出した場合の計算値と、実験値(破壊荷重)との関係を示す。

軸力付加及びアングル補強の試験体はその効果を定量的に評価していないため比較的大きな安全性を有しているが、それ以外は概ね妥当に評価できている。したがって、フランジタイプの定着構造では破壊面の角度を45°と仮定して、(1)式を用いることにより、安全側に評価できる。

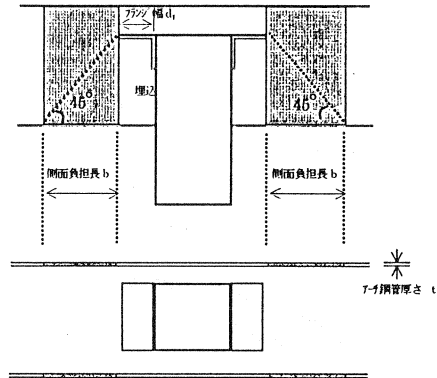


図-13 フランジタイプの鋼管側面負担範囲

表-5 実験値と設計式による引抜耐力の比較

試験体	実験値 (tf)	計算値: 角度45° (tf)	計算値: 角度実験値 (tf)
A11	70.4	68.1(0.97)	68.1(0.97)
A32	77	39.6(0.51)	47.1(0.61)
A42	74.8	39.6(0.53)	48.9(0.65)
A51	72.8	39.6(0.54)	28.7(0.39)
A61	49.4	39.6(0.80)	33.2(0.67)
B12	88.8	68.1(0.77)	47.1(0.98)
B61	46.1	39.6(0.86)	34.4(0.75)

※()は計算値と実験値の比

6 まとめ

定着部に関する部分模型実験を行って、今回以下のようなことが分かった。

- 1) 複合ランガー橋におけるアーチ材の吊材への定着機構及び耐力が明確になった。
- 2) アーチ材に軸力を付加すると破壊面の角度が小さくなり、鋼管の広範囲に荷重を伝達するため、終局耐力は上がる。
- 3) アーチ材鋼管底面を欠損させると、荷重強度が大きくなるため、終局耐力は低下する。
- 4) 底板をアングルで補強すると、荷重は広く分散し、終局耐力は増加する。
- 5) ジベルは鋼管側面部と充填コンクリートとの付着を向上させる。
- 6) フランジタイプの定着構造の引抜せん断耐力は、定着プレート面から45°の範囲内の鋼管が負担するものとして、(1)式を用いることにより、安全側に評価できる。

参考文献 : 齊藤、大郷、大庭: 複合ランガー橋における吊材定着部の実験、SED、No. 4、1999年5月