

高規格鋼を用いた鋼アーチ支保工の 耐荷力に関する一考察

淡路 動太¹・砂金 伸治²・日下 敦³・河田 皓介⁴

¹正会員 清水建設株式会社 土木技術本部 地下空間統括部 (〒104-8370 東京都中央区京橋2-16-1)
(元 国立研究開発法人 土木研究所 道路技術研究グループ)

E-mail: awaji@shimz.co.jp

²正会員 国立研究開発法人 土木研究所 道路技術研究グループ (〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

E-mail: n-isago@pwri.go.jp

³正会員 国立研究開発法人 土木研究所 道路技術研究グループ (〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

E-mail: kusaka@pwri.go.jp

⁴正会員 株式会社オリエンタルコンサルタンツ 関西支店 (〒530-0005 大阪市北区中之島3-2-18)

(元 国立研究開発法人 土木研究所 道路技術研究グループ)

E-mail: kawata@oriconsul.com

従来鋼NH150 (SS400) と高規格鋼HH108 (HT590/SS540相当) を用いた実大規模の鋼アーチ支保工の載荷実験を行い, 耐荷力特性に関する考察を行った. その結果, 従来鋼と高規格鋼の両者で, 鋼アーチ支保工の断面の一部が降伏ひずみに達してから構造が不安定になるまでの変位に関する余裕量は比較的大きいが, 作用荷重に関する余裕は比較的小さくなる傾向が認められた. また, 部材の断面剛性が小さくなると, 荷重に対する変形が大きくなり, アーチ形状を保持しづらくなるため, 構造としての安定性が低下する可能性が示唆された. このように, 鋼アーチ支保工の耐荷力を検討する際には, 部材の強度特性だけでなく, 断面剛性も大きく影響する可能性があることが明らかとなった.

Key Words: mountain tunnel, model test, steel arch support, high-standard steel

1. はじめに

道路トンネル建設のさらなるコスト縮減や工期短縮を目的として, 従来に比べて高強度の支保部材を用いて支保パターンを合理化する試みが進められている. これら新しい支保パターンでは, 鋼アーチ支保工に従来鋼と同程度の曲げ耐力を持つ高規格鋼を採用して鋼材重量の軽量化を図り, 高強度吹付コンクリートを併用することで, 部材自体の耐力を確保しながら, 支保部材を薄肉化することが検討されている. また, 覆工に外力に起因する変状が発生している場合の補強工法として, 鋼アーチ支保工を使用した補強セントル工が採用される場合がある. 高規格鋼は, 軸力に対してほぼ同様の耐荷力を確保しながら, 鋼材の形状が小さくできる可能性があるため, 建築限界に対する余裕が従来鋼に比較して大きくなることから, 管理上の優位性も認められる可能性がある.

これら新支保部材の導入には, 施工上の安全性や力学特性, 耐久性, さらに適用する場合の地山条件等に関して検討を行うことが重要である. しかし, アーチ形状

を持つ支保部材の集中荷重や等方荷重に対する挙動や耐荷力特性については十分には明らかになっていない.

本報告では, 鋼アーチ支保工の高規格化に着目し, 従来鋼 NH150 (SS400) と同程度の曲げ耐力を有する高規格鋼 HH108 (HT590/SS540 相当) を用いて製作した実大規模の鋼アーチ支保工に対して載荷実験を行った. なお, NH150 の載荷実験結果の一部は既に報告済み^{1), 2)}であるが, 本報告では, 従来鋼 NH150 の挙動と新たに実験を行った高規格鋼 HH108 の力学的挙動を比較することにより, それぞれの耐荷力特性について考察を行った.

2. 実験の概要

(1) 実験方法

a) 載荷装置

検討にあたって実施した実験状況を写真-1 に示す. 載荷には国立研究開発法人土木研究所内にあるトンネル覆工載荷装置を用いた. 覆工載荷装置は, 半円形の反力

枠と容量 500 kN の油圧ジャッキから構成されており、ジャッキは 10° ピッチで 17 断面に設置している。ジャッキは各箇所において高さ 100 cm の供試体を底面から高さ 30 cm と 70 cm の位置で載荷板を介して載荷できるように 2 本設置されており、油圧の供給バルブを閉じることで地盤バネが模擬できるようになっている。なお、供試体の脚部は、回転および半径方向の滑動が可能となっており、接線方向には変形できない構造となっている。

b) 供試体

実験に用いた供試体として、表-1 に示す性能諸元を持つ従来鋼 NH150 と高規格鋼 HH108 を用いて半円形の鋼アーチ支保工を製作した。外径 9.08 m の半円形の鋼アーチ支保工 2 基を横に寝かせる形で設置し、互いをタイロッド接合した鋼アーチ支保工を供試体として外側から荷重を作用させた。

c) 載荷形式

図-1 に本実験における載荷の形式を示す。載荷形式 I (図-1(a)) は覆工コンクリートを用いた過去の実験³⁾によれば、地山の拘束がある状態で天端部にのみ荷重が作用するケースを想定している。載荷方法は部材の外側から 10 度ピッチ、17 断面、上下 2 段で設置されているジャッキを使用し、ジャッキ 1 本当たり 20 kN まで載荷して軸力を導入し、その後は天端部に相当する 80, 90, 100 度のジャッキで載荷荷重が同一となるように変位制御を行い、供試体の挙動が不安定となるまで載荷を続けた。なお、地山拘束時の各ジャッキのバネ値は概ね 100-200 MN/m 程度であった。

載荷形式 II (図-1(b)) は、供試体全周に等方的に作用する荷重によって軸圧縮力が卓越するパターンで、トンネル周辺から一様に土圧が作用した場合を想定している。この載荷形式では、予備載荷を行わず、10~170 度の 17 箇所全てのジャッキを用いて荷重制御による等方荷重を与えた。

d) 計測項目

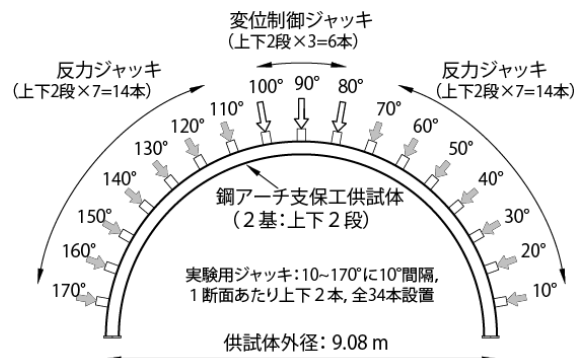
本実験では、図-1 に示すように供試体に 0~180 度で角度を付し位置を定義している。計測項目は載荷荷重、供試体の変位、供試体のひずみである。供試体のひずみは H 鋼のウェブの外側 (ジャッキ側) と内側 (内空側) において周方向にひずみゲージを貼り付けることにより、鋼アーチ支保工の軸方向ひずみの計測を実施した。実験中は載荷荷重、供試体の変位とひずみをリアルタイムでモニタリングしながら、一定の載荷荷重ごとに目視観察を行い、座屈等の発生状況を観察した。

e) 実験ケース

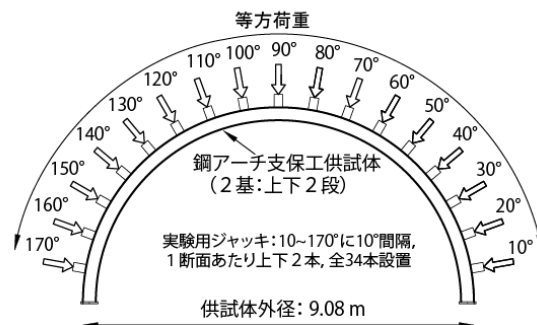
表-2 に各実験ケースで採用した載荷形式と H 鋼の仕様の一覧を示す。載荷形式 I と II を用いて従来鋼 NH150 と高規格鋼 HH108 について、それぞれ 1 回の載荷を行い、全 4 ケースの実験を行った。



写真-1 実験状況



(a) 載荷形式 I



(b) 載荷形式 II

図-1 載荷形式の模式図

表-1 供試体に用いた H 形鋼の性能諸元

名称	材質	形状	断面積 [m ²]	単位 質量 [kg/m]	断面2次 モーメント [m ⁴]	降伏 軸力 [kN]	降伏 曲げ [kNm]	降伏 応力 [MPa]
NH150	SS400	150×150× 7×10×8	3.97×10 ⁻³	31.1	1.62×10 ⁻⁵	971	52.9	245
HH108	HT590 /SS540	108×104× 10×12×8	3.39×10 ⁻³	26.6	6.36×10 ⁻⁶	1492	51.9	440

表-2 実験ケース一覧

名称	載荷形式	供試体
Case 1	I	NH150
Case 2	I	HH108
Case 3	II	NH150
Case 4	II	HH108

3. 実験結果および考察

(1) 天端部のみ荷重が作用するケース（荷重形式 I） における従来鋼と高規格鋼の変形挙動

天端部のみ荷重が作用するケースを想定した荷重形式 I による実験で得られたジャッキ 1 本当たりの荷重と天端部（85 度）の内空側変位の関係を図-2 に示す。また、実験結果として、最大荷重と最大荷重時の天端変位、荷重－変位曲線の傾きが変化した時点の荷重と変位の一覧を表-3 に示す。図-3 には、代表的な測点における荷重とウェブの周方向ひずみの関係を示す。NH150（Case 1）では、荷重がおおよそ 155 kN/本、天端の内空側変位がおおよそ 42 mm に達した時点で荷重－変位曲線の傾きが変化し、ウェブでのひずみ（引張側を正とする）は最大 -2500 μ 程度であった。その後、変位が急激に増加し、荷重が 175 kN/本を超えた時点でフランジの局所的な座屈が認められ、最大荷重 179 kN/本を迎えたところで鋼アーチ支保工の安定性が損なわれた。一方、HH108（Case 2）では、初期荷重時に若干不安定な挙動を示すが、NH150 より剛性が低いため、荷重当初の荷重－変位曲線の傾きは緩やかとなり、NH150 に比べて荷重に対する変位量が大きくなる挙動を示した（図-2）。その後、荷重が 141 kN/本、内空側変位が 56 mm に達した時点で荷重－変位曲線の傾きが変化し始めた。この時のウェブのひずみは最大 -4000 μ 程度であった。その後、変位が急激に増加したが、局所的な座屈は認められず、最大荷重 162 kN/本を超えた時点で、天端部で H 鋼の弱軸方向に大きく湾曲した形で突発的に座屈が発生し、鋼アーチ支保工の安定性が損なわれたため実験を終了した。

代表的な荷重における供試体のウェブの周方向ひずみ分布を図-4～図-7 に示す。NH150 と HH108 のいずれのケースにおいても、ウェブの天端部外側（図-4）と、その両側に位置する肩部内側（図-5）の 3 点で降伏ひずみ（NH150：SS400 で 1195 μ ，HH108：SS540 で 2146 μ ）を大きく超過している。また、この 3 点におけるウェブの内側と外側の平均ひずみも降伏ひずみを超過しており（図-6），内側と外側の差分ひずみは、この 3 点で正負が反転し、局所的に大きな値を示している（図-7）。このことから、この 3 点に塑性ヒンジが形成されたことによって天端部全体で曲げが卓越した挙動となっていると考えられる。荷重－変位曲線の傾き変化後から最大荷重を迎えるまで、この塑性ヒンジ部を中心に局所的にひずみが増加し、その他の位置でのひずみの増加は顕著ではない。したがって、塑性ヒンジ形成後は荷重部分周辺だけで系が閉じ、地盤反力等による地山からの支持があれば、塑性ヒンジ部形成の外側にあたる側壁から脚部（0～60 度，120～180 度）は、荷重増加に対して影響が及ばないと考えられる。すなわち、塑性ヒンジ形成後は、

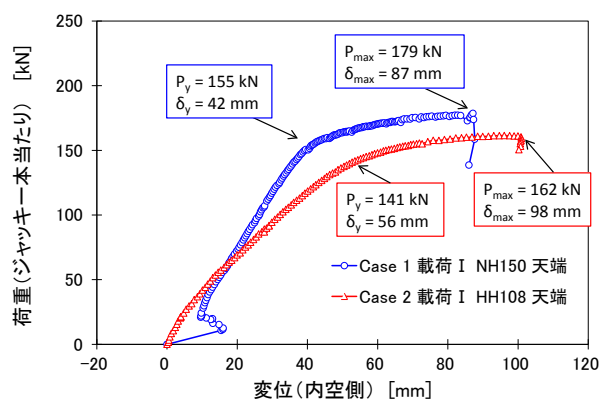


図-2 荷重と変位の関係（荷重形式 I：Case 1, Case 2）

表-3 実験結果（荷重形式 I：Case 1, Case 2）

荷重形式 I	荷重 P [kN/本]	変位 δ [mm]
Case 1 NH150	P- δ 曲線傾き変化時 Py	δ_y 42
	最大荷重時 Pmax	δ_{max} 87
	比率 Py/Pmax	δ_y / δ_{max} 48%
Case 2 HH108	P- δ 曲線傾き変化時 Py	δ_y 56
	最大荷重時 Pmax	δ_{max} 98
	比率 Py/Pmax	δ_y / δ_{max} 57%

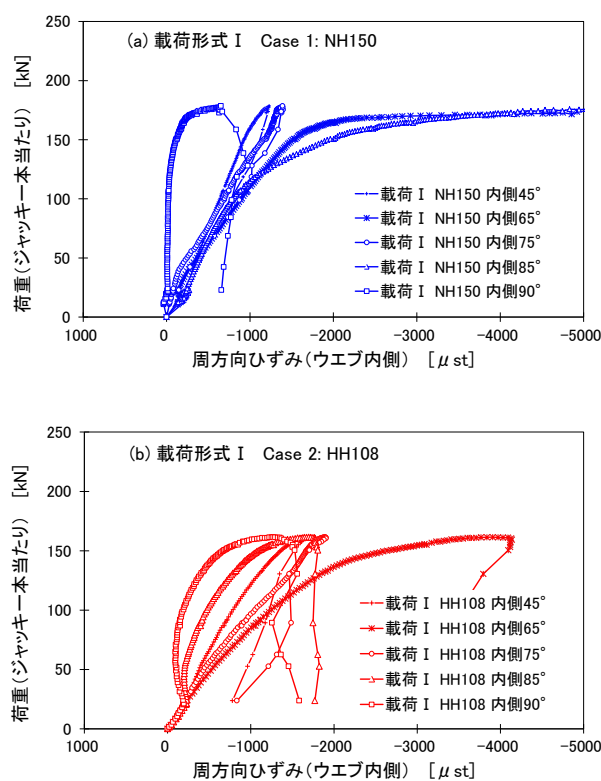


図-3 荷重とひずみの関係（荷重形式 I）

(a) Case 1：NH150, (b) Case 2：HH108

天端部に作用する荷重を脚部まで分散させる効果は小さいと考えられる。

最大荷重時の内空側への変位は、それぞれ NH150 で

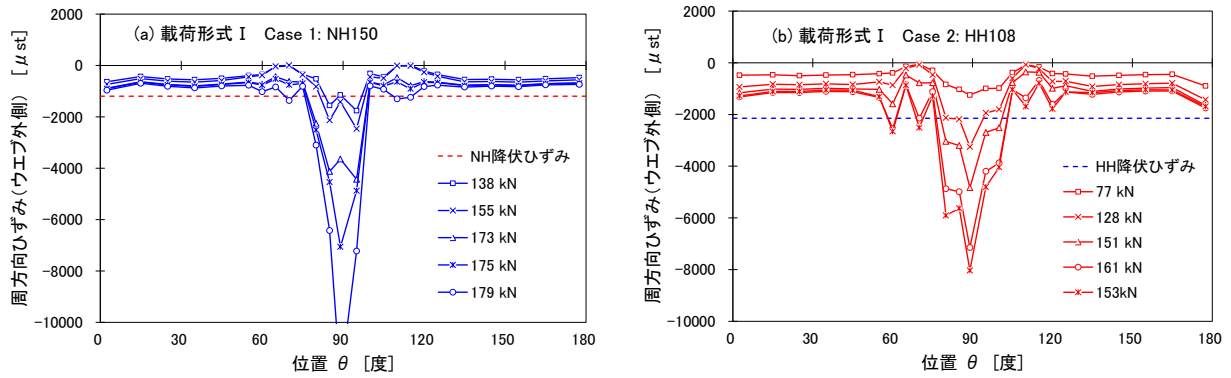


図-4 ウェブ外側の周方向ひずみ分布（載荷形式 I, (a) Case 1, NH150, (b) Case 2, HH108）

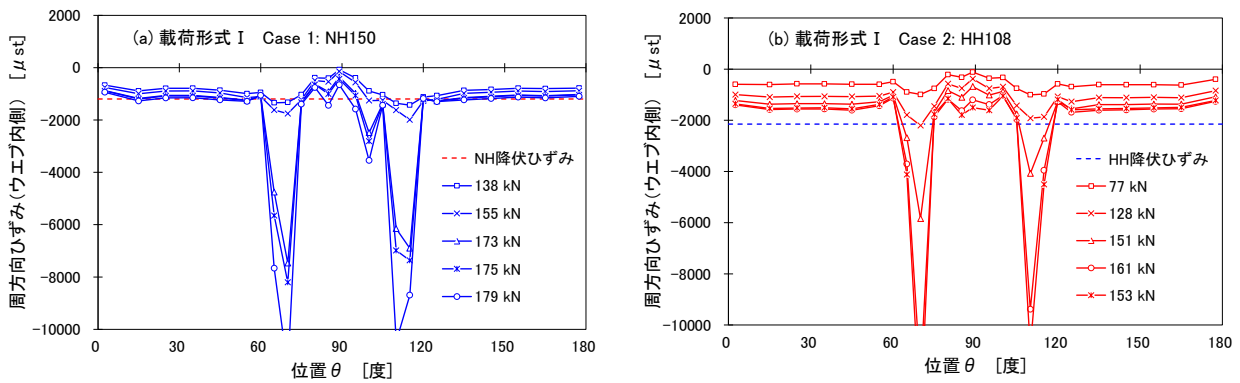


図-5 ウェブ内側の周方向ひずみ分布（載荷形式 I, (a) Case 1, NH150, (b) Case 2, HH108）

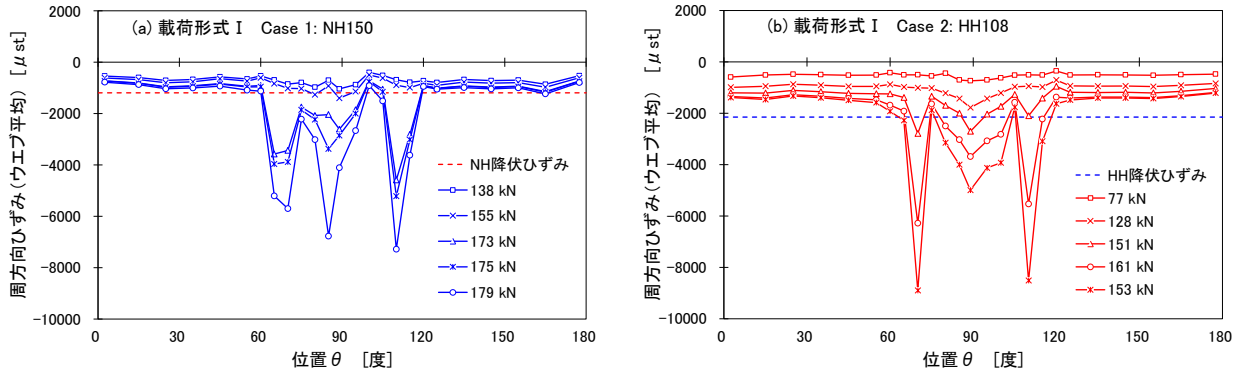


図-6 ウェブの周方向ひずみ平均値（[外+内]/2）の分布（載荷形式 I, (a) Case 1, NH150, (b) Case 2, HH108）

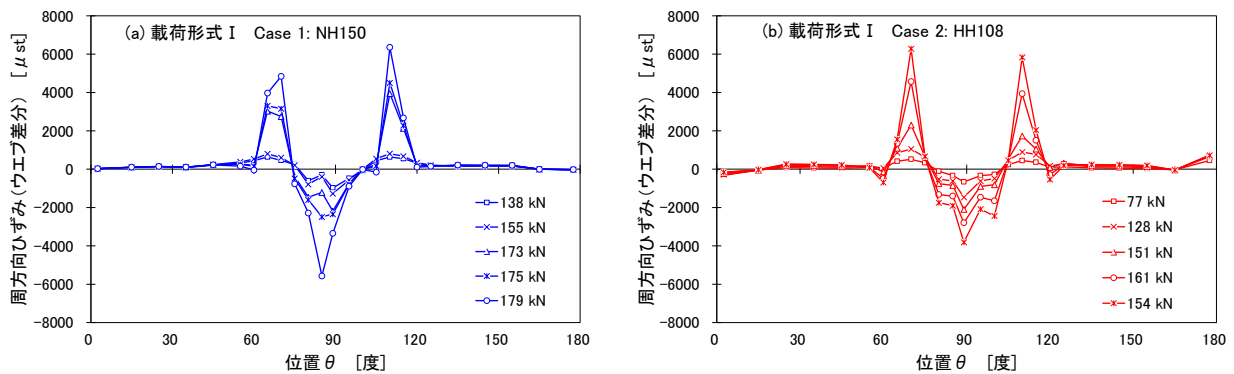


図-7 ウェブの周方向ひずみ差分値（[外 - 内]/2）の分布（載荷形式 I, (a) Case 1, NH150, (b) Case 2, HH108）

87 mm, HH108 で 98 mm, 最大荷重時に対する荷重－変位曲線の傾き変化時の変位の比率 ($\delta_y / \delta_{\max}$) は NH150 で 48%, HH108 で 57% となり, 変位の観点から見た塑性ヒンジ形成後に構造が不安定になるまでの余裕は比較的大きいと考えられる。また両者を比較した場合, $\delta_y / \delta_{\max}$ は HH108 に比べて NH150 で小さいことから, 高規格鋼に比べて従来鋼の方が塑性ヒンジ形成後の変位の追随性はやや高いと考えられる。

(2) 全周に等分布荷重が作用するケース (载荷形式Ⅱ) における従来鋼と高規格鋼の変形挙動

全周に等分布荷重が作用するケースを想定した载荷形式Ⅱによる実験で得られたジャッキ 1 本当たりの荷重と最も大きな変位を示した測点 (Case 3 : NH150 では 45 度, Case 4 : HH108 では天端部) における内空側変位の関係を図-8 に示す。また, 実験により得られた最大荷重と最大荷重時の変位, 荷重－変位曲線の傾きが変化した時点の荷重と変位の一覧を表-4 に示す。図-9 には, 代表的な測点における荷重とウェブの周方向ひずみの関係を示す。NH150 (Case 3) では, 荷重がおよそ 192 kN/本, 内空側変位がおよそ 18 mm に達した時点で荷重－変位曲線の傾きが変化した。その後, 変位が急激に増加し, 最大荷重 204 kN/本を迎えたところで局所的な座屈が 60-70 度付近で発生した。一方, HH108 (Case 4) では, 初期载荷時に若干不安定な挙動を示すが, NH150 に比べて荷重－変位曲線の傾きは緩やかとなり, 荷重に対する変位量が大きくなる挙動を示した (図-8)。荷重が 146 kN/本, 内空側変位が 60 mm に達した時点で荷重－変位曲線の傾きが変化した。この時のウェブのひずみは最大 -4500μ 程度であった。その後, 変位が急激に増加したが, 局所的な座屈は認められず, 最大荷重 163 kN/本を超えた時点で, 天端部において H 鋼の弱軸方向に大きく湾曲した形で座屈が発生し, 鋼アーチ支保工の安定性が損なわれたため実験を終了した。

代表的な荷重段階における供試体のウェブの周方向ひずみ分布を図-10～図-13 に示す。NH150 (Case 3) では, 荷重の増加とともに供試体全周で周方向ひずみが増加しはじめ, 荷重－変位曲線の傾きが変化する 192 kN の時点ではすべての測点で周方向ひずみの平均値が降伏ひずみを超過している (図-12)。一方, 周方向ひずみの差分ひずみが卓越する点は部分的で不均質に分布し, 供試体全体での曲げ挙動は認められない (図-13)。したがって, NH150 (Case 3) では, 全周に载荷された等分布荷重によって供試体全周で軸方向の圧縮力が卓越し, 圧縮による局所的な座屈が生じたと考えられる。最大荷重時の変位は NH150 で 57 mm となり, 最大荷重時に対する荷重－変位曲線の傾き変化時の変位の比率 ($\delta_y / \delta_{\max}$) は, NH150 で 32 % となっている。NH150 では, 全

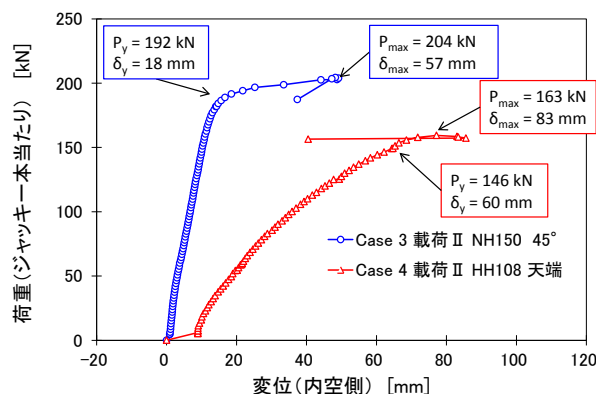


図-8 荷重と変位の関係 (载荷形式Ⅱ : Case 3, Case 4)

表-4 実験結果 (载荷形式Ⅱ : Case 3, Case 4)

载荷形式Ⅱ	荷重 P [kN/本]	変位 δ [mm]
Case 3 NH150	P- δ 曲線傾き変化時	δ_y 18
	最大荷重時	$\delta_{\max}$ 57
	比率	$\delta_y / \delta_{\max}$ 32%
Case 4 HH108	P- δ 曲線傾き変化時	δ_y 60
	最大荷重時	$\delta_{\max}$ 83
	比率	$\delta_y / \delta_{\max}$ 72%

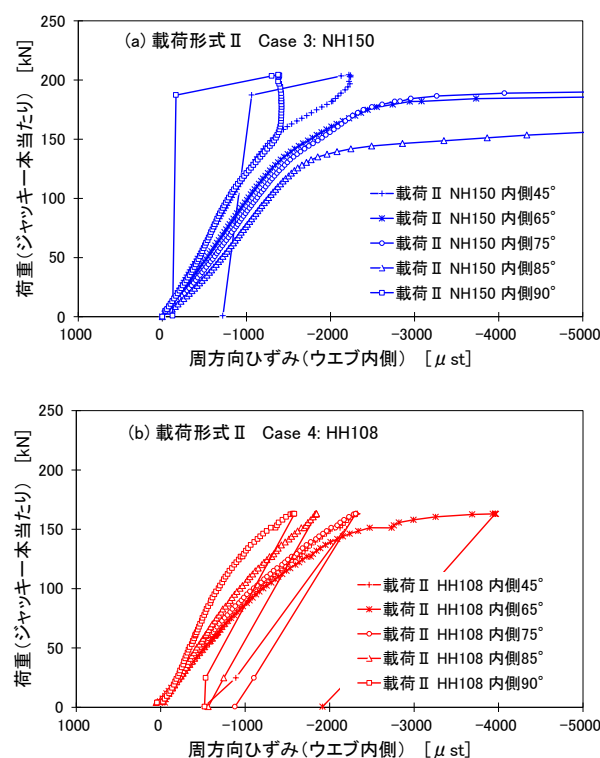


図-9 荷重とひずみの関係 (载荷形式Ⅱ)
(a) Case 3 : NH150, (b) Case 4 : HH108

周に荷重が作用して軸圧縮が卓越するケースにおいても, 変位の観点から見た荷重－変位曲線の傾き変化後に構造が不安定になるまでの余裕は比較的大きいと考えられる。

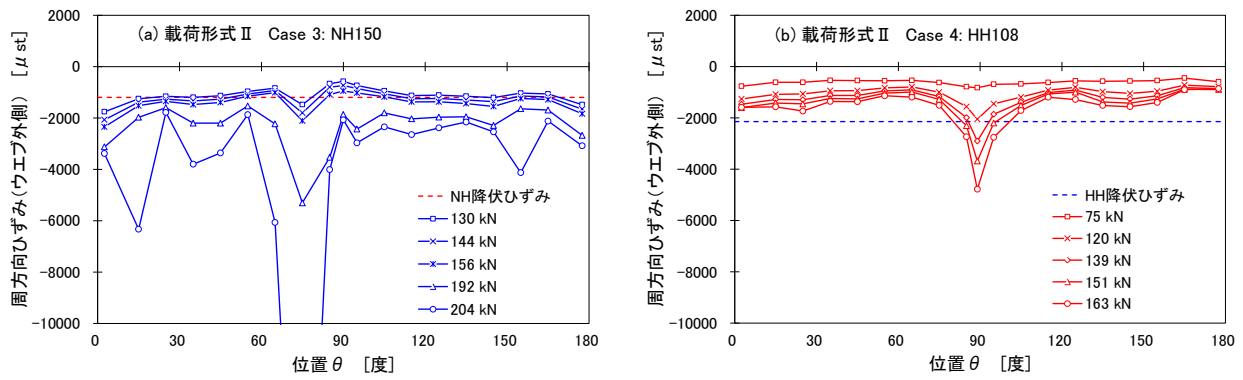


図-10 ウェブ外側の周方向ひずみ分布（載荷形式Ⅱ，(a) Case 3, NH150, (b) Case 4, HH108）

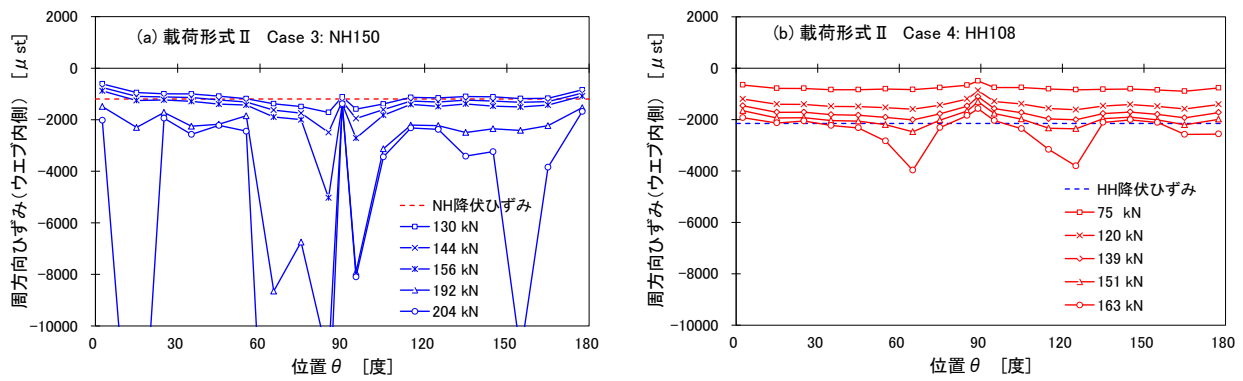


図-11 ウェブ内側の周方向ひずみ分布（載荷形式Ⅱ，(a) Case 3, NH150, (b) Case 4, HH108）

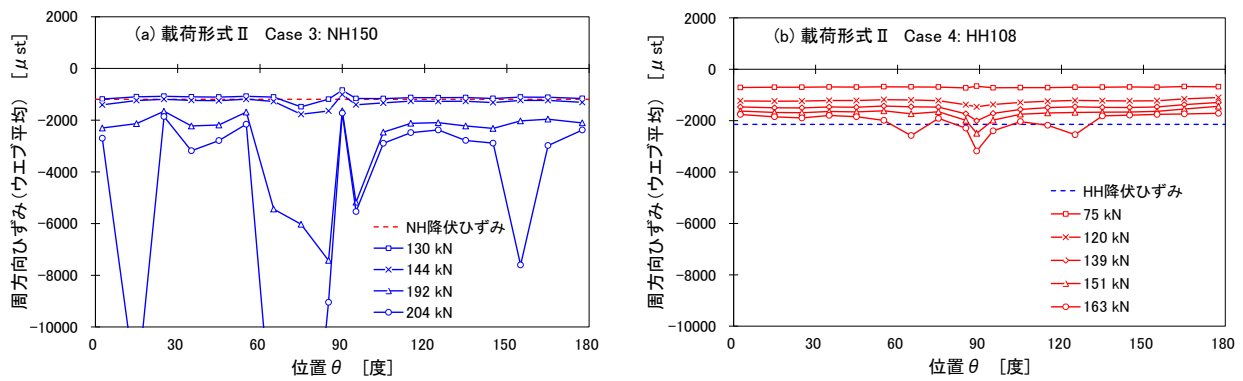


図-12 ウェブの周方向ひずみ平均値（[外+内]/2）の分布（載荷形式Ⅱ，(a) Case 3, NH150, (b) Case 4, HH108）

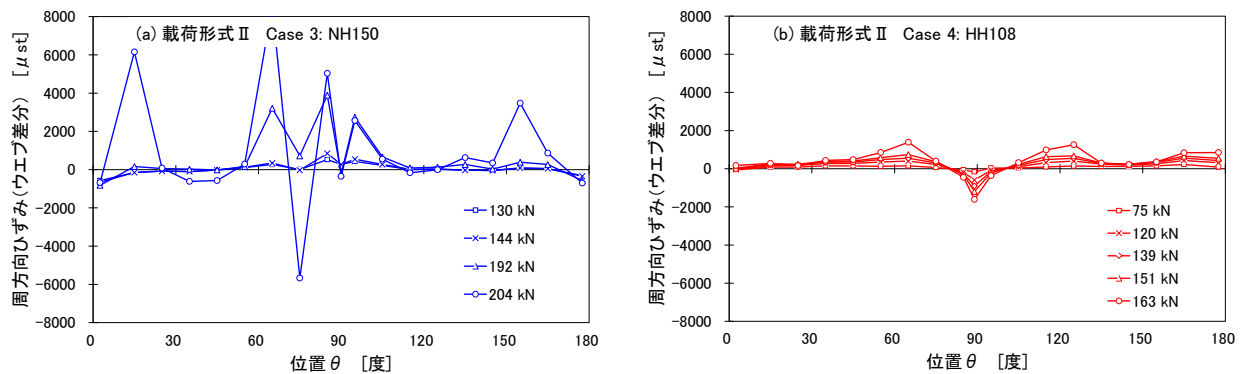


図-13 ウェブの周方向ひずみ差分値（[外-内]/2）の分布（載荷形式Ⅱ，(a) Case 3, NH150, (b) Case 4, HH108）

一方、HH108 (Case 4) では、載荷当初は荷重の増加とともに供試体全周でひずみが増加する挙動が認められたものの、荷重－変位曲線の傾き変化点近傍から、天端と肩部の3点にひずみ集中箇所が生じ、天端部が曲げによって内空側に突出してくる挙動を示し、最終的には鋼材の弱軸方向に大きく座屈した形で安定性を損なう結果となった。最大荷重時の変位は 83 mm となり、最大荷重時に対する荷重－変位曲線の傾き変化時の変位の比率 ($\delta_y / \delta_{\max}$) は 72%となっている。この最終的な安定性の損なわれ方は載荷形式 I の HH108 (Case 2) と類似していることから、Case 2 と同様に曲げの卓越によって構造の不安定化が生じたと考えられる。この結果は、載荷形式 II により供試体全周で軸圧縮力が卓越するように実験を進めたものの、NH150 に比べて断面剛性が低いため、全周均等に变形させることが難しく、一部で变形が先行すると、その部位を中心とした曲げが顕著となり、塑性ヒンジを形成する挙動に移行したためと考えられる。

(3) 従来鋼と高規格鋼の耐荷力特性

最大荷重に対する荷重－変位曲線の傾き変化時の荷重の比率 ($P_y / P_{\max}$) は、載荷形式 I では従来鋼 (NH150, Case 1) と高規格鋼と共に 87%程度であり (表-3)、荷重の観点からは、従来鋼と高規格鋼の両方で塑性ヒンジ形成後に構造が不安定となるまでの余裕が比較的少ない。また、 $P_y / P_{\max}$ は載荷形式 II においても、従来鋼 (NH150, Case 3) で 94%、高規格鋼 (HH108, Case 4) で 89%となり、荷重－変位曲線の傾き変化後における荷重の観点からの余裕は少ないと考えられる (表-4)。したがって、鋼アーチ支保工は荷重－変位曲線の傾き変化後には、上述のように変位についてはある程度の追従性を保持し、即座に構造が不安定に達することはないが、作用荷重の増分に対しては、耐荷力の観点での余裕は少なく、十分注意が必要であると考えられる。

表-1 に示すように NH150 と HH108 は、鋼材の諸元としては降伏曲げモーメントが同等で、降伏軸力についてはむしろ HH108 の方が大きい特徴がある。しかし、鋼材としての剛性は、断面積と断面 2 次モーメントの大きさに依存するため、HH108 は NH150 に比べて小さくなる。本実験では HH108 の最大荷重 $P_{\max}$ は載荷形式 I および II の両方で NH150 に比べて小さくなっている。HH108 の断面剛性は NH150 に比べて小さいため、荷重に対する変位が大きくなる傾向が認められた (図-2、図-8)。このことは、鋼アーチ支保工は部材の断面剛性が小さくなると、荷重に対する変形が大きく生じ、アーチ形状を保持しづらくなるため、鋼アーチ支保工の構造としての安定性は損ないやすくなる可能性を示唆している。したがって、鋼アーチ支保工の耐荷力特性を検討する際には、部材の強度特性だけでなく、断面剛性の大きさに

よる変形抵抗性、すなわちアーチ形状の保持力も大きな影響を持つ可能性がある。さらに、鋼アーチ支保工と吹付けコンクリートの合成部材としての支保工の耐荷力特性を検討する時には、特にアーチ形状が保持しづらい外力が加わる条件下において、合成部材としての強度だけでなく、部材剛性の影響についても十分に注意が必要であると考えられる。

加えて、ひずみの観点から考えた場合、両ケースとも断面の一部が降伏ひずみに達した直後に即座に安定性を損なうとは考えにくい。が、NH150 の場合に比較して、HH108 の場合では載荷形式 II では降伏ひずみに達した以降の余裕が少ないと考えられる。この点は、本実験では条件が限られているため、さらなる検討が必要であるが、載荷形式のみならず地盤反力の影響や鋼アーチ支保工のサイズ等も考慮して耐荷力特性を解明する必要がある。

4. まとめ

従来鋼 NH150 (SS400) と同程度の曲げ耐力を有する高規格鋼 HH108 (HT590/SS540 相当) を用いて製作した実大規模の鋼アーチ支保工に対して載荷実験を行い、以下の知見が得られた。

- (1) 鋼アーチ支保工の天端部にのみ荷重が作用して曲げが卓越するようなケースでは、塑性ヒンジの形成から鋼アーチ支保工の構造が不安定になるまでの変位に関する余裕量は比較的大きいが、作用荷重に関する余裕量は小さくなる傾向が認められた。また、高規格鋼に比べて従来鋼の方が塑性ヒンジ形成後の変位の追従性はやや高くなる傾向が認められた。
- (2) HH108 は NH150 に比べて $P_{\max}$ が小さく、荷重に対する変位が大きくなる傾向が認められたことから、鋼アーチ支保工は部材の断面剛性が小さくなると、荷重に対する変形が大きく生じ、アーチ形状を保持しづらくなるため、鋼アーチ支保工の構造としての安定性は損ないやすくなる可能性が示唆された。
- (3) 鋼アーチ支保工の耐荷力特性を検討する際には、部材の強度特性だけでなく、断面剛性の違いによる変形抵抗性、すなわちアーチ形状の保持能力も大きな影響を持つ可能性があることに十分注意する必要があると考えられる。

山岳トンネルの支保部材に高規格鋼を用いる場合には、本実験で得られたような耐荷力特性に関する検討を十分に進めることが重要であると考えられる。また、外力に起因する覆工の変状に対する補強工法として鋼アーチ支保工を採用する場合にも、断面力にとどまらず、全体の安定性に及ぼす影響を加味した検討を行うことが重

要である。ただし、本実験における限定的な荷重形式、最終変形モードと実現象との整合性、薄肉化による3次元的な挙動に対する健全性等について、検討すべき課題が残っていることに注意が必要である。今後、他の荷重モードについても検討を進め、高規格鋼を用いた支保部材採用時の留意点等について整理を進める予定である。

参考文献

1) 真下英人，森本智，木谷努，角湯克典：損傷を受け

- たトンネル覆工の内面对策の効果に関する実験的研究，トンネル工学論文集，第18巻，pp.21-32，2008.
- 2) 砂金伸治，日下敦，真下英人，角湯克典：鋼アーチ支保工の耐荷力に関する一考察，第64回年次学術講演会，pp.817-818，2009.
- 3) 真下英人，日下敦，砂金伸治，木谷努，海瀬忍：トンネル覆工の破壊メカニズムと補強材の効果に関する実験的研究，土木学会論文集 F，Vol. 64，No. 3，pp. 311-326，2008.

(2015. 8. 7受付)

STUDY ON LOAD-BEARING CAPACITY OF STEEL ARCH SUPPORT USING A HIGH-STRENGTH STEEL

Dohta AWAJI, Nobuharu ISAGO, Atsushi KUSAKA and Kosuke KAWATA

Full-scale loading tests of steel arch support using conventional steel (NH150, SS400) and high-strength steel (HH108, HT590/SS540) were conducted. As the results, the following findings are obtained. The steel arch support has relatively large allowance related on the deformation until the structure is unstable from plastic hinge formation. The section stiffness of steel arch support influence the stability of the structure, even though the section strengths are the same, because the low section stiffness steel arch support is easily deformed and difficult to keep arch geometry. Therefore the load-bearing capacity of steel arch support must be examined considering on not only the strength but also the section stiffness.