第26回橋梁等の耐震設計シンポジウム
講演論文集（2023年7月）

SBHS500を用いたフィレットを有する鋼製橋脚隅角部の縦リブ剛比が耐力及び変形能に与える影響

大門 大[1]・森下 宣明[2]・篠崎 郁司[3]・丸山 拓也[3]・岡田 誠司[4]・髙木 優任[5]・小野 潔[6]

[1]正会員　修士(工学)　名古屋高速道路公社　都心ｱｸｾｽ事業部（〒453-0804 愛知県名古屋市中村区黄金通7-28-1）
[2]正会員　名古屋高速道路公社　都心ｱｸｾｽ事業部（〒453-0804 愛知県名古屋市中村区黄金通7-28-1）
[3]学生会員　早稲田大学大学院　創造理工学研究科（〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1）
[4]正会員　博士(工学)　株式会社IHIインフラシステム（〒135-8710 東京都江東区豊洲3-1-1）
[5]正会員　博士(工学)　(一社)日本鉄鋼連盟（〒103-0025 東京都中央区日本橋茅場町3-2-10）
[6]正会員　博士(工学)　早稲田大学教授　創造理工学研究科（〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1）

1. はじめに

鋼製橋脚のはりと柱が交差する隅角部は，従来から常時やレベル1地震時に対して，奥村・石沢の提案した方法[1)]によって算出したせん断遅れ現象により生じる局所的なピーク応力を用いた弾性設計が適用されている．そのため，隅角部は一般部に比べて厚板化する傾向にあり，溶接性，施工性及び製作性等の面で不都合が生じることがある．隅角部の板厚低減に資する対応として，既往の研究成果[2),3),4)]によるとフィレット設置による応力低減効果が得られることが報告されており，そのことを考慮した設計手法も提案[5)]されている．また隅角部におけるはりと柱の溶接継手の交差部は，力の流れが急変する部位であり，その力学挙動が橋脚全体の耐震性に及ぼす影響も大きい．そのため，耐力のみならず，変形能を持つことが重要となってくる．一方，2017年改定の道路橋示方書に規定化された橋梁用高降伏点鋼板SBHS500の隅角部への採用は，板厚低減に加え，溶接性，施工性の観点でも合理的な設計が期待できるものの，SBHS500を用いた隅角部の弾塑性挙動に関するデータは不足している．

そこで本研究では，SBHS500を用いたフィレットを有する鋼製橋脚隅角部に対し，縦リブ剛比の異なる2体の供試体を用いた載荷実験を行い，耐力・変形能の関係性について検討を行った．

表-1　供試体諸元

	供試体No. 1	供試体No. 2
材質	SBHS500	
はり．柱断面寸法 ﾌﾗﾝｼﾞ×ｳｪﾌﾞ(mm)	530×530 (t=10mm)	
補剛材 $h_r \times t_r$(mm)	59×10（2本）	74×10（2本）
ダイヤフラム間隔(mm)	510	400
フィレットの有無	有	
公称降伏応力(N/mm^2)	500	
実降伏応力(N/mm^2)	576	
R_R	0.48（0.45）	
R_F	0.48（0.45）	0.29（0.27）
$\gamma_1/\gamma_{1\cdot req}$	1.27	3.83
γ_1/γ^*	1.00	3.00
フィレット幅厚比R_{fil}	21.2	
アーム長(mm)	3,000	

※R_R, R_Fは実降伏応力(ｶｯｺ内の数字は，公称応力)を用いて算出．

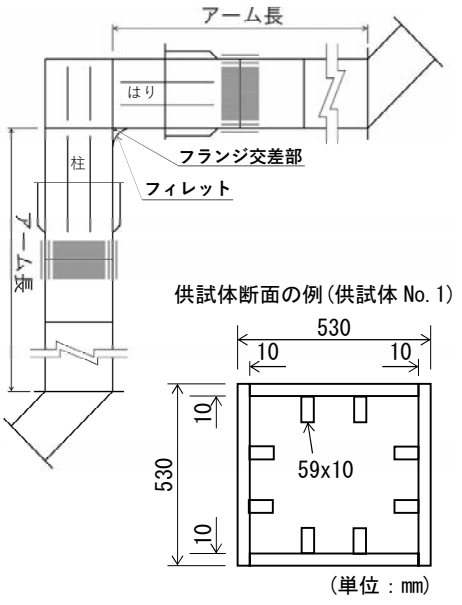


図-1　供試体

2. 実験概要

(1) 供試体の設計と諸元

a) 断面寸法

供試体の断面寸法は，実験施設のジャッキ能力，載荷ストローク等各種条件や供試体の製作性を勘案し，高さ・幅が530mmの矩形断面を基本とした．これは実構造物に対する約1/5のスケールに相当する．またウェブ高さは，既往の研究成果[4),5)]を参考に，はり：柱=1：1を基本とした．供試体諸元を**表-1**，供試体を**図-1**にそれぞれ示す．

b) 材質及び板厚

材質はSBHS500材を基本とし，板厚については，載荷フレーム及びジャッキ能力を勘案して10mmを基本とした．

c) 補剛材設計

隅角部フランジ及びウェブパネルに配置する補剛材の本数及び断面寸法は，実構造物の上限値を踏まえ，R_R=0.5程度，R_F=0.5程度を基本に設定した．また縦リブ剛比について，供試体No.1がγ_l/γ^*=1.00に対して，供試体No.2はγ_l/γ^*=3.00と供試体No.1の3倍になるよう設計した．

d) フィレット形状

フィレットは，フィレット突出長Wをはり高の20%とした形状を標準とし，実構造物への適用も踏まえ2020年改訂の鋼道路橋設計便覧にも例示のある緩和曲線を設けた形状を採用した．本研究の供試体については，フィレットを設置することを基本とした．

(2) 実験施設及び実験装置

実験装置及び供試体の設置は，**図-2**に示すように隅角供試体の柱とはりの両端をピンで固定し，片側を反力壁に固定，もう片側を載荷フレームを介したジャッキに固定してジャッキ変位によって供試体に圧縮・引張が作用するよう正負交番載荷を行った．

(3) 実験方法

a) 計測項目

ひずみ計測は，**図-3**に示すようにフランジ交差部のフランジ表面より50mmの位置（フランジ交差部近傍）で実施した．

変位計測は，ジャッキストロークに加え，**図-2**に示す隅角部から柱・はりそれぞれに1パネル分だけ離れたダイヤフラム位置同士を結んだ線上で実施した．この変位計による値を隅角変位δとする．また，フランジ及びフィレットの面外変形を計測するため，はり下側フランジ及び柱内側フランジ外面と，フィレット突出部にも板の面外方向に変位計を設置した．

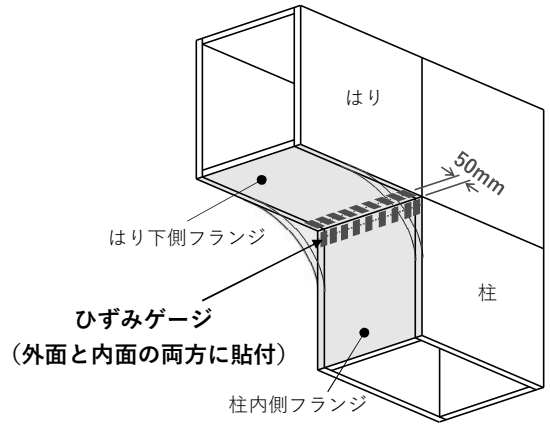


図-3 フランジ交差部近傍のひずみゲージ設置位置

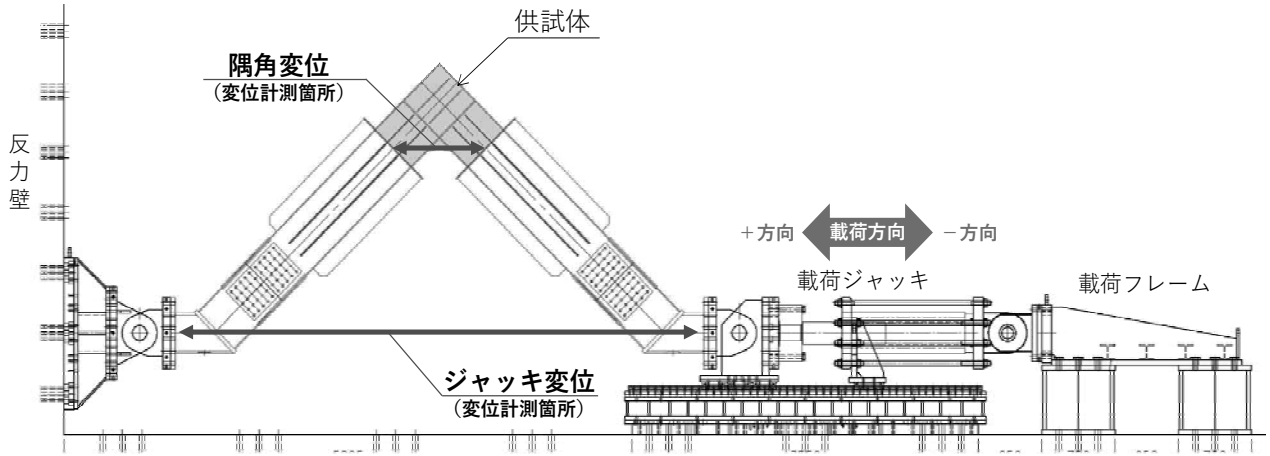


図-2 実験装置

b) 荷重載荷方法

本実験では，図-3に示すはり下側フランジまたは柱内側フランジそれぞれのフランジ交差部近傍の外面に設置したひずみゲージの値の平均のうち，大きいほうの値がミルシートに記載の降伏応力度より算出した降伏ひずみに達した時点をフランジの降伏とみなした．また，この時点での荷重Pを実験時降伏荷重P_y，隅角変位δをフランジの実験時降伏変位δ_yとそれぞれ定義した．

荷重の載荷方向はジャッキが伸びる方向（供試体を圧縮する方向）を正，ジャッキが縮む方向（供試体を引っ張る方向）を負とし，正方向より載荷を開始した．そしてフランジが降伏に達した時点（隅角変位+1δ_y）で載荷方向を反転させて除荷を行い，次に負方向に隅角変位-1δ_yまで載荷を行った．以降±2δ_y，±3δ_y，・・・と1δ_yずつ変位を漸増させながら正負交番載荷を行い，最大荷重が観察されるまで載荷を行った．また，弾性域から降伏に至るまでの荷重－変位関係を詳細に把握することを目的として，前述した+1δ_yまでの載荷に先立ち，+0.5δ_y程度，断面計算で算出したウェブパネルの合成応力度が1.0及び1.2に達する時点のひずみから荷重ゼロまでの繰り返し載荷をそれぞれ3回実施した．

3. 実験結果

(1) 荷重と隅角変位の関係

各供試体に対して正負交番載荷実験を行なった．供試体 No.1 と No.2 における荷重 P と隅角変位 δ の関係（$P-\delta$ 関係）を図-4 に示す．なお，図-4 に示す隅角変位 δ/δ_y は，各供試体におけるフランジの実験時降伏変位を δ_y とし，無次元化している．

供試体 No.1 は，−4δ_y から+5δ_y への載荷ステップの途中（2δ_y 付近）で最大荷重を示した．同様に供試体 No.2 も，−4δ_y から+5δ_y への載荷ステップの途中（3δ_y 付近）で最大荷重を示した．なお両供試体ともに+4δ_y までの載荷ステップで荷重低下は生じていない．

図-4 において縦リブ剛比の異なる供試体 No.1（γ_l/γ^*=1.00）と供試体 No.2（γ_l/γ^*=3.00）を比較すると，最大荷重に大きな差はないものの，縦リブ剛比が大きい供試体 No.2 のほうが最大荷重時の隅角変位が大きく，最大荷重後の荷重低下が抑制され，変形能が向上していることが確認できた．これは縦リブ剛比を上げたことで，後述する荷重低下の主要因となるフランジ交差部近傍のはり下側フランジ及び柱内側フランジの面外変位が抑制されたことが要因と考えられる．

(2) フランジの面外変位

鋼種が同様で縦リブ剛比の異なる供試体No.1と供試体No.2について，フランジ交差部近傍におけるはりと柱フランジの面外変位の推移を比較した．面外変位計測位置を図-5に，各計測箇所における面外変位の推移を図-6に示す．なお，面外変位は，凹の状態を正，凸の状態を負とする．

縦リブ剛比が低い供試体No.1は，最大荷重に至る前から柱側とはり側の挙動が異なる傾向にあり，柱が凹の方向へ変形するのに対し，はりは凹から凸の方向へ徐々に移行する変形を示した．その後，最大荷重時にはり側が凸方向へ反転し，柱とはりの面外変位量が大きくなり，荷重が低下した．一方で，縦リブ剛比が高い供試体No.2は，最大荷重に至るまでは柱側とはり側はともに凹の方向へ同じ変位量で変

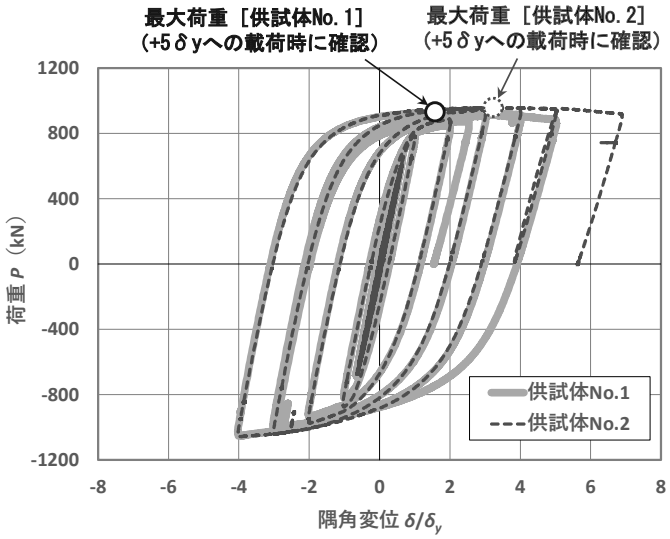
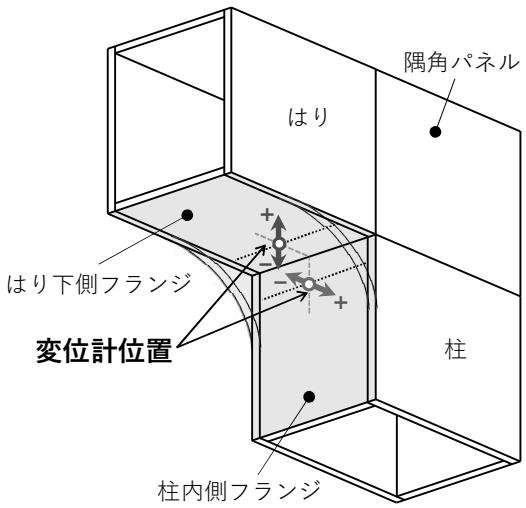


図-4　荷重 P-隅角変位 δ 関係



※変位計の値は，凹が＋，凸が－を示す

図-5　面外変位の計測位置

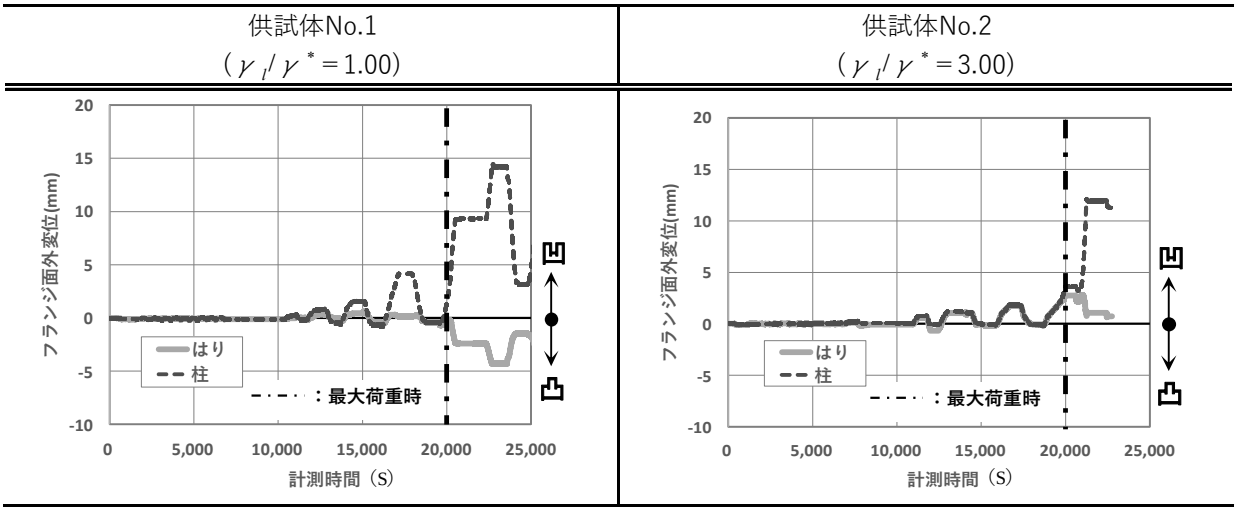


図-6　フランジの面外変位

形する挙動を示した．その後，最大荷重時に柱側は凹方向へ変形するのに対し，はり側は凸方向へ変形する挙動を示し，徐々に柱とはりの面外変位量が大きくなったが，はり側が凸へ反転することはなかった．

これは供試体No.2は縦リブ剛比が高くフランジの面外変位が抑えられ反転現象が生じなかったことが要因と考えられ，その結果，最大荷重後も荷重低下が緩やかに推移（変形能が向上）したと考えられる．また**図-4**で両供試体ともに最大荷重が$-4\delta_y$から$+5\delta_y$への載荷ステップで確認された要因についても，フランジ面外変位の反転現象及び挙動の変化が影響していると推察される．

4. まとめ

SBHS500を用いたフィレットを有する鋼製橋脚隅角部に対し，縦リブ剛比の違いに着目した供試体による載荷実験を行い得られた知見を，下記に示す．

- 縦リブ剛比の異なる SBHS500 製隅角部において，耐力は同程度であるが，縦リブ剛比を上げることで変形能が大きく向上する傾向が確認された．
- 縦リブ剛比が低い隅角部は，最大荷重に至る前からはりと柱のフランジ面外変位の挙動が異なる傾向（柱側は凹方向，はり側は凸方向へ推移）が確認されたのに対し，縦リブ剛比が高い隅角部は，最大荷重に至るまではりと柱のフランジ面外変位は同じ挙動を示した．
- 縦リブ剛比が低い隅角部は，はり・柱フランジ面外変位の反転現象が荷重低下の要因となることが確認された．
- 縦リブ剛比が高い隅角部では，荷重低下の要因となるはり・柱フランジ面外変位の反転現象が抑制されるため，最大荷重時点での隅角変位が大きく，最大荷重後の荷重低下も緩やかに推移する傾向が確認された．

謝辞：本研究は，「名古屋都心アクセス構造検討委員会」の検討の一環として実施されたものです．委員の先生方をはじめ，関係者の方々には多くの助言やご指導をいただきました．ここに深く感謝致します．

参考文献

1) 奥村敏恵，石沢成夫；薄型構造ラーメン隅角部の応力計算について，土木学会論文集，第153号，pp.1-18，1968.5.
2) 田辺篤史，三木千壽，市川篤司，佐々木栄一，下里哲弘；既設箱形断面鋼製ラーメン橋脚隅角部のリブ取付による疲労強度向上，土木学会論文集，No.773/Ⅰ-69，pp.137-148，2004.10.
3) 長谷川和夫，伊東昇，山本泰幹，齊藤亮，清川昇悟，村野益巳；首都高速道路の建設における鋼製橋脚隅角部の疲労耐久性向上の技術，橋梁と基礎，Vol.41，No.2，pp.31-39，2007.2.
4) 大門大，森下宣明，渡邉俊輔，丸山拓也，小野潔；SBHS500を用いたフィレットを有する鋼製橋脚隅角部のフランジの応力低減効果に関する実験的研究，第25回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集，pp.163-168，2022.
5) 美島雄士，小野潔，西村宣男；鋼製ラーメン橋脚隅角部の弾塑性挙動およびフィレットの効果を考慮した設計法の提案，土木学会論文集A1，Vol.70 No.1，pp.31-50，2014.