

基部に極軟鋼を有する鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的基礎研究

川鉄橋梁鉄構株式会社 正会員 ○熊野拓志

愛知工業大学 学生員 山本亮明 正会員 青木徹彦, K.A.S.Susantha

1. はじめに

1995 年の兵庫県南部地震以降、短柱式鋼製橋脚に関する多くの研究が行われており、例えばコンクリート充填法など一定の変形性能を確保する方法は実用化されている。しかしながら、コンクリートを充填せずに鋼製橋脚の変形性能を飛躍的に向上させた研究は少ない。筆者らはコンクリートを充填せずに変形性能を向上させる方法として、一般に構造部材に使用される軟鋼(SM400)や高張力鋼(SM490 等)(以下、これらを一般鋼と言う)と比較し、約 2 倍の伸び性能を持つ低降伏点鋼(Low Yield Steel Plate, 以下、極軟鋼と言う)を橋脚基部に用いることを提案した。今回、繰り返し載荷実験を行い、極軟鋼部材の座屈変形に関する基本的特性を把握するとともに、強度と変形性能について基礎的な検討を行ったので報告する。

2. 供試体および実験方法

今回の実験では、一般鋼を用いた従来型橋脚の実験結果と比較するため、過去の繰り返し載荷実験¹⁾をモデルとして供試体を設計した。極軟鋼は供試体下端から 150mm の高さまでに適用し、その上下に板厚 9mm のダイヤフラムを配置した。供試体は、板厚およびリブ本数をパラメータとした以下の 2 シリーズ、計 5 体とした。供試体寸法と供試体図をそれぞれ表-1、図-1 に示す。

①無補剛(縦リブなし)供試体シリーズ(LY-R0 シリーズ)

極軟鋼部分は一般部($t=6\text{mm}$)より強度が弱いため、強度比を考慮して板厚 12mm(LY-R0-12), 9.4mm(LY-R0-9.4)の 2 体とした。また、ダイヤフラム間隔が 150mm と狭いことから、極軟鋼部分は座屈しにくいと考え縦リブなしとした。

②補剛板(縦リブあり)供試体シリーズ(縦リブ 2 本: LY-R2, 縦リブ 5 本: LY-R5)

極軟鋼部分に一般部と同じ本数の縦リブ(2 本)を取り付け、板厚を 9.4mm(LY-R2-9.4), 7.8mm(LY-R2-7.8)と変化した 2 体と、縦リブを 5 本取り付け、板厚 6.3mm(LY-R5-6.3)の 1 体とした。なお、板厚の設定は極軟鋼部分のみで座屈が起こるように、引張り試験の結果をもとに行った。また極軟鋼部分の幅厚比パラメータ R_f は 0.10～0.16 と小さい値であった。

実験は一定鉛直荷重のもとに漸増繰り返し載荷として行った。鉛直荷重は従来型(一般鋼)橋脚との比較のため、従来型の供試体で軸力比 0.2 に相当する 864kN とし、実験での降伏変位 δ_y は従来型の供試体の降伏水平変位(10mm)を用いた。

表 1 供試体寸法

一般鋼部分寸法			
鋼種	SM490A		
補剛板幅 b (mm)	450		
補剛板板厚 t (mm)	6		
補剛材幅 b_s (mm)	55		
補剛材板厚 t_s (mm)	6		
供試体高さ h (mm)	2365		
①リブなし(極軟鋼部分)			
	LY-R0-12	LY-R0-9.4	
補剛板幅 b_L (mm)	456	453.4	
補剛板板厚 t_L (mm)	12	9.4	
補剛材幅 b_{sL} (mm)	—	—	
補剛材板厚 t_{sL} (mm)	—	—	
②リブ2本とリブ5本(極軟鋼部分)			
	LY-R2-9.4	LY-R2-7.8	LY-R5-6.3
補剛板幅 b_L (mm)	453.4	451.8	450.3
補剛板板厚 t_L (mm)	9.4	7.8	6.3
補剛材幅 b_{sL} (mm)	55	47	40
補剛材板厚 t_{sL} (mm)	12	10	8.2

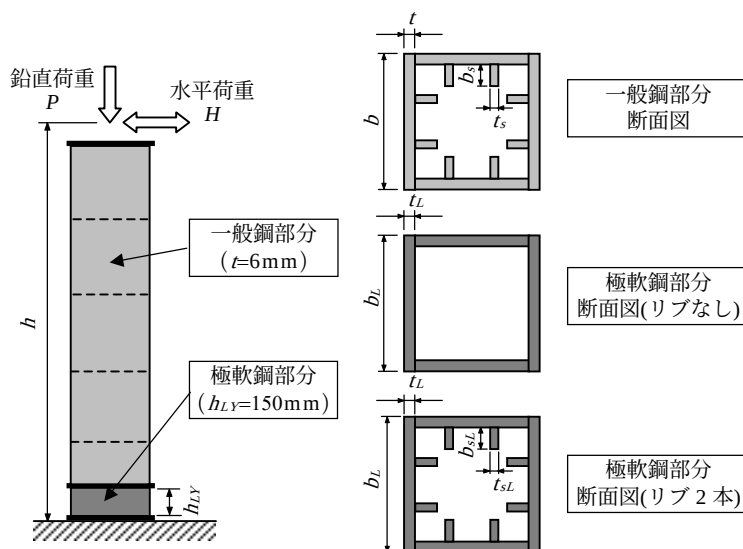


図 1 供試体図

キーワード 低降伏点鋼(極軟鋼), 鋼製橋脚, 変形性能, 耐震性能

連絡先 〒111-0051 東京都台東区蔵前 2-17-4 TEL 03-5825-2236 FAX 03-5825-1697

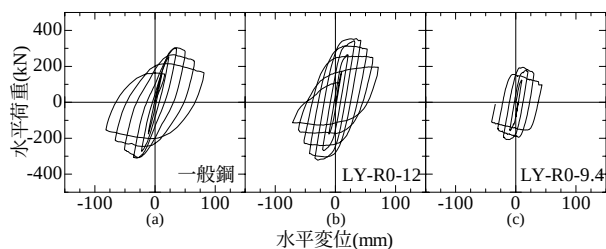


図-2 水平荷重-水平変位履歴曲線(一般鋼と縦リブなし)

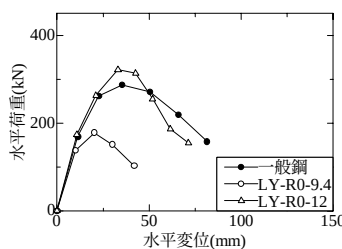


図-3 包絡線(縦リブなし)

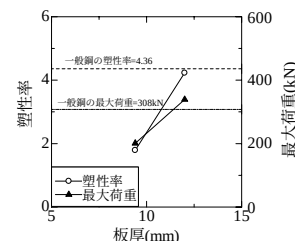


図-4 塑性率・最大荷重(縦リブなし)

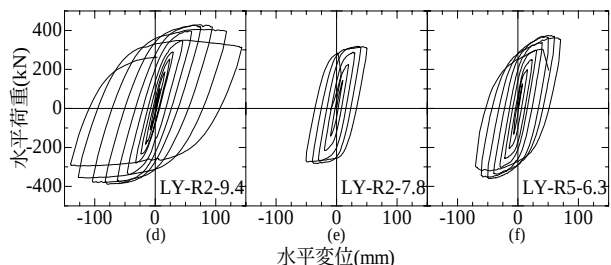


図-5 水平荷重-水平変位履歴曲線(リブ2本とリブ5本)

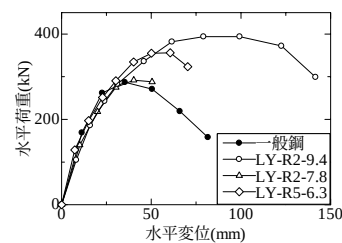


図-6 包絡線(縦リブあり)

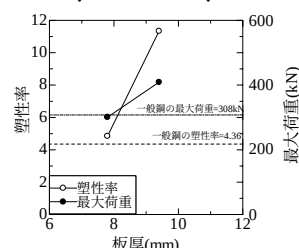


図-7 塑性率・最大荷重(縦リブ2本)

3. 実験結果と考察

従来型(一般鋼)と極軟鋼型の水平荷重-水平変位の履歴曲線, 包絡線, 塑性率・最大荷重を図-2~7にそれぞれ示す. 無補剛供試体 LY-R0-9.4 では荷重の低い段階から全体座屈を生じ, 最大荷重も従来型より大きく下回った. LY-R0-12 では図-2(b)および図-3 に示すように従来型と比較し最大荷重はやや大きい値となったが, $3\delta y$ から全体座屈が著しく大きくなると同時に荷重低下し変形能は向上しなかった. 無補剛供試体は板厚を厚くした場合でも, 低い荷重レベルから全体座屈が生じるため, 変形能を確保するためには縦リブが必要であると言える.

補剛板供試体 LY-R2-7.8 では, 図-5(e), 図-6 および図-7 に示すように最大荷重が従来型とほぼ同じ値を示し, $3\delta y$ でリブ間座屈した後も荷重の増加が見られた. $5\delta y$ まで順調に変形も生じていたが, $6\delta y$ の途中で突然大きな音とともに極軟鋼部分の引張り側中央部に横断方向に脆性的な破断を生じ(写真-1 参照), 荷重が急激に低下した. これはリブ間の大きな座屈変形により, 繰返し曲げの影響を受け累積塑性ひずみが限界値を超えたためと考えられる. 極軟鋼部分の高さ(h_{LF})を大きくし, 局所的なひずみ量の増大を避ける構造にすれば, 変形能を大きく向上させることが出来ると思われる.

LY-R2-9.4 では, 図-5(d), 図-6 および図-7 に示すように, 従来型と比較し変形能は大きく向上したが, 局部座屈の変形量は LY-R2-7.8 より小さかった. 荷重はサイクル毎に増大し, 最大荷重は約 1.4 倍と大きくなった. 荷重が増大した場合, 想定外の部分で破壊する可能性も出てくるため, 極軟鋼部分の断面を必要以上に増厚するのは好ましくないと思われる.

LY-R5-6.3 では図-5(f)および図-6 に示すように, 従来型と比較し最大荷重は約 1.2 倍, 塑性率は 1.5 倍の 6.5 となった. 局部座屈の変形量は小さかったものの, $8\delta y$ に向かう途中で極軟鋼上端の溶接ルート部に亀裂が入り急激に荷重が低下した. 極軟鋼部分の高さ(h_{LF})を大きくすることにより, ひずみ集中を緩和し破断を防ぐことができるとと思われる.



写真-1 LY-R2-7.8 の亀裂の様子

4. まとめ

本研究では極軟鋼を橋脚基部に用いた場合の基本特性の把握を試みた. その結果, ①全体座屈を防止し変形性能を向上させるためには縦リブが必要なこと, ②極軟鋼の部材長と部材厚を適切に設定すれば, 大きな変形性能を期待できることがわかった. 引き続き, 極軟鋼の座屈強度の評価方法や部材設計法等について研究を進める予定である.

参考文献: 1) 大西哲広・青木徹彦・宇佐美勉・水野豪・高原英彰: 水平 2 方向荷重を受ける鋼製橋脚の強度と変形能に関する実験的研究, 土木学会第 58 回年次学術講演会講演概要集, I-004, pp7-8, 2003