

31 その他

鋼材の機械的性質に着目したコンクリート 充填鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的検討

日本橋梁建設土木施工管理技士会
株式会社 IHI インフラシステム
藤 田 匠

1. はじめに

日本は、近年だけでも東日本大震災や熊本地震といった大規模な地震があり、甚大な被害を受けた。さらに近い将来においても、首都直下地震や南海トラフ巨大地震の発生の可能性が指摘されている。そのため、土木構造物の耐震性能向上に対する社会的な要求は大きい。特に都市高速道路における高架橋については人口密集地に建設されるため、巨大地震時においても倒壊による人的および物的被害を防止する事が求められる。また、震災後の復旧復興においても重要な役割が期待される。このように都市内の橋脚には高い耐震性能が求められるが、地方と比べると立地上の条件が厳しく建築限界に縛られ、橋脚断面が小さく制限されることから鋼製橋脚が多く採用されているが、以上の背景からも新設時の鋼製橋脚の耐震性能を向上させる技術は今なお求められている。

2. 想定を超えた大規模地震発生時の課題

橋脚の基礎部分は、地震時の荷重によって損傷が生じた場合、修復が大掛かりになり容易でないため、基礎に塑性化を期待しないように設計することが良いとされる。したがって、基礎および接橋脚との接合部は、橋脚の終局水平耐力と同等以上の水平耐力を保有するようにしつつも、塑性化を期待する部材を橋脚基部とし、基礎は降伏に達しないように設計している¹⁾。

このような思想で設計した橋脚と基礎に対して想定を超える大規模地震が発生した場合には、橋脚には設計で想定する水平耐力は保有しつつも過大とならず、できるだけ基礎に伝える力を小さくすることが耐震設計上、望ましい。また、最大水平荷重後の塑性変形性能については、橋脚の崩壊をできるだけ遅らせられることが良いため、急激な荷重低下を抑えながら緩やかに変形が進む（靱性の高い）構造が良いとされている。

3. 工夫・改善点と適用結果

そこで本論文では、コンクリート充填鋼製橋脚の耐震性能向上を目的に、鋼材の機械的性質に着目し実施した実験的検討について報告する。SM490Y材の規格範囲内で降伏比が小さい低降伏比（以下、低YR）な鋼材をフランジおよびウェブ（以下、外板）に適用し、降伏強度が大きい高降伏点（以下、高YP）な鋼材を縦方向補剛材（以下、縦リブ）に適用することで橋脚としての耐震性能向上を図り、この効果を実験により検証した。

3-1 耐震性能向上効果の検証

耐震性能向上効果の検証は、コンクリート充填鋼製橋脚への地震作用を模擬する正負交番載荷試験により実施した。供試体の細長比パラメータ（ $\bar{\lambda}$ ）は、従来の鋼製橋脚の平均的な高さと同架橋を想定した高さの鋼製橋脚を対象とするため、SM490Yの公称降伏強度（ $\sigma_y = 355 \text{ N/mm}^2$ ）に対

して0.3と0.5の2種類で設定した。供試体断面は、幅厚比パラメータ R_R 、 R_F および縦方向補剛材剛比 γ_1 が、道示 $V^{1)}$ に示される矩形断面コンクリート充填柱の $M-\phi$ モデルの適用範囲を満足するよう設定した。幅厚比パラメータの値は $R_R=0.5$ 、 $R_F=0.5$ 、 $\gamma_1/\gamma_{1,req}=\gamma_1/\gamma_1^*=1.0$ とした。断面寸法はこれらパラメータ設定値を満足しつつ、製作性を考慮して載荷装置の能力が許す限り、できるだけ大きくなるよう計画した。

供試体形状図を図-1に、供試体パラメータを表-1に示す。供試体断面はすべて同一断面とし、縦リブ本数は1パネルに3本配置とした。使用する板厚は $t=6\text{mm}$ とした。

3-2 使用鋼材の機械的性質

供試体に使用した鋼材の機械的性質を表-2に示す。各供試体名について、頭文字のアルファベットAは、細長比パラメータ $\bar{\lambda}=0.3$ を示し、Bは $\bar{\lambda}=0.5$ の供試体であることを示す。頭文字後の数字が1のもの(A-1、B-1)は、比較基準とする供試体を示し、頭文字後の数字が2(A-2、B-2)のものは、鋼材の機械的性質に着目しSM490Yの規格範囲内で外板に低YRな鋼材、かつ縦リブに高YPな鋼材を使用した供試体である。

3-3 載荷装置と載荷方法

細長比パラメータ $\bar{\lambda}=0.3$ の供試体実験時の載荷

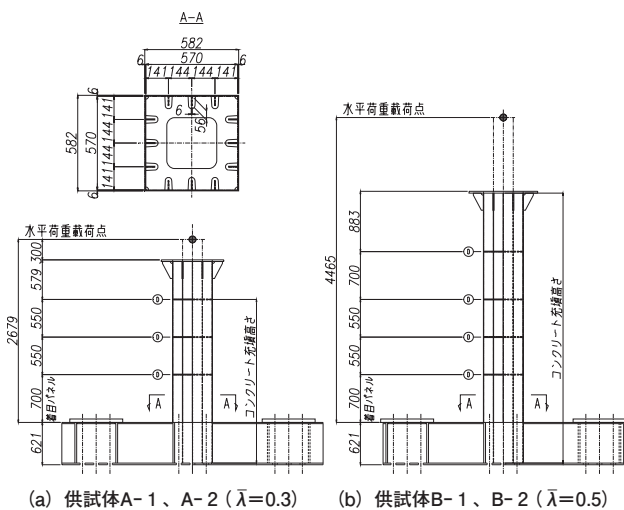


図-1 供試体形状図

装置の模式図を図-2に示す。供試体の基部と反力床との結合はプレストレスを導入したアンカーボルトで剛に固定した。載荷装置は、鉛直ジャッキと水平ジャッキを供試体頭部に設置した載荷治具を介して取付けた。載荷治具と鉛直および水平ジャッキとの接続部は、ピン構造とした。載荷フレームと鉛直ジャッキとの取り合いにはスライド機構を設け、水平方向の変位に対してスライドし追従する構造とした。水平ジャッキは、本実験用に製作した反力フレームにピン構造にて接続し載荷方法は、供試体頭部に設置した鉛直ジャッキにて、所定の鉛直軸力 N を一定軸力として保持しながら、水平ジャッキにて正負の水平荷重 P を静的に載荷した。上部構造重量に相当する鉛直軸力は、都市内の鋼製橋脚を想定し、載荷軸力と鋼材の公称降伏強度より算出する全断面降伏軸力との軸力比 (N/N_y) が0.15となるように設定した。水平荷重は既往の研究 $2)$ と同様に、図-2に示す載荷イメージのとおり、鋼断面の公称降伏強度より算出する降伏水平変位 δ_y を基本として、この値の整数倍の変位を漸増載荷させた。各供試体の鉛直軸力 N および降伏水平変位 δ_y の値は表-1に示している。

表-1 供試体のパラメータ

| $\bar{\lambda}$ | R_R | R_F | γ_1/γ_1^* ($=\gamma_1/\gamma_{1req}$) | δ_y (mm) | N (kN) |
|-----------------|-------|-------|--|--------------------|-------------|
| 0.3 | 0.5 | 0.5 | 1.0 | 12.4 | 951 |
| 0.5 | 0.5 | 0.5 | 1.0 | 34.5 | |

表-2 供試体に使用する鋼材の材料特性変化

| 供試体名 | 鋼材の適用区分 | ※1 降伏点 | ※2 引張強度 | 降伏比 | |
|---------------------|---------|--------------------------------|----------------------------|------------------|----|
| | | YP(N/mm ²) 上降伏点 | TS (N/mm ²) | YR(%) YP / TS | |
| $\bar{\lambda}=0.3$ | A-1 | 外板 | 451 | 532 | 85 |
| | | 縦リブ | 451 | 532 | 85 |
| | A-2 | 外板 | 421 高YP | 565 | 75 |
| | | 縦リブ | 533 | 609 | 88 |
| $\bar{\lambda}=0.5$ | B-1 | 外板 | 517 | 591 | 87 |
| | | 縦リブ | 377 | 522 | 72 |
| | B-2 | 外板 | 377 高YP | 522 | 72 |
| | | 縦リブ | 515 | 593 | 87 |

※1 SM490Y材料規格の降伏点範囲 : 355(N/mm²)以上

※2 SM490Y材料規格の引張強度範囲 : 490~610(N/mm²)

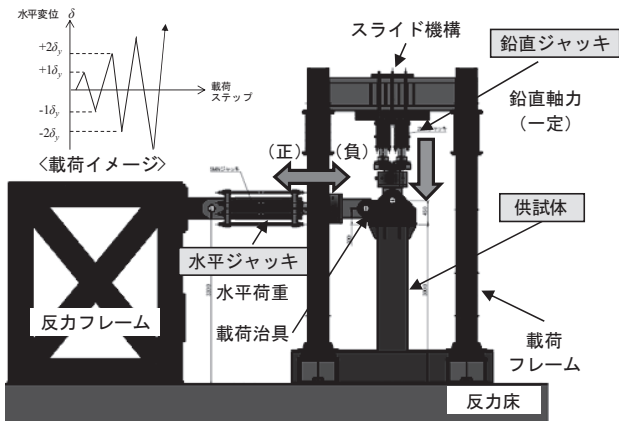


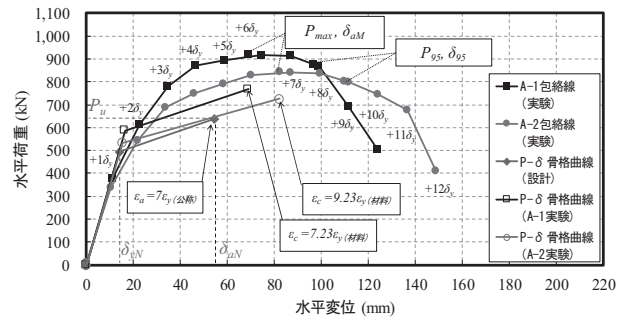
図-2 荷重装置の模式図

3-4 実験結果 (包絡線の比較)

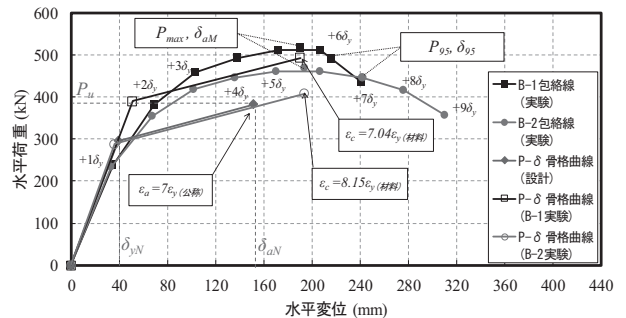
各供試体の実験結果として得られた水平荷重と水平変位の関係を考察するため、正側荷重時の包絡線の比較を図-3に示す。ここで、 P_{max} は各供試体の実験結果である最大水平荷重を示し、これに対応する変位は、実験の初期勾配と理論値の初期剛性との違いを修正した許容変位 δ_{aM} である。また、各包絡線には最大荷重 P_{max} に対して95%まで低下した水平荷重 P_{95} とその時の水平変位 δ_{95} の位置も示している。さらに供試体A、Bそれぞれについて、道示規定の $M-\phi$ 関係から得られる $P-\delta$ 骨格曲線 (設計) を示している。ここで図中の δ_{yN} はコンクリート充填した場合の降伏変位を示し、 P_u および δ_{aN} はそれぞれ、 $M-\phi$ 関係から得られる設計水平耐力とこれに対応する水平変位である。各包絡線の形状に着目すると、供試体A、Bどちらの比較においても外板に低YRな鋼材かつ縦リブに高YPな鋼材を使用した供試体の方が、最大水平荷重発現後の荷重低下が緩やかとなっていることが確認できる。

3-5 P_{max} と δ_{95} の変化について

実験で得られた各供試体の P_{max} 、 δ_{aM} 、 P_{95} 、 δ_{95} の数値および設計水平耐力 P_u を表-3に示す。また表中には、鋼材の機械的性質を変化させたことによる P_{max} と δ_{95} の変比率を示している。この結果から、平均的な鋼製橋脚の高さであるA-1とA-2とを比較した場合、A-2はA-1に対して



(a) 供試体A-1、A-2 ($\lambda=0.3$)



(b) 供試体B-1、B-2 ($\lambda=0.5$)

図-3 実験結果 (包絡線) の比較

P_{max} が約8%低下しつつ δ_{95} が約13%向上していることがわかる。また同様に、高架橋を想定した鋼製橋脚の高さであるB-1とB-2とを比較した場合においても、 P_{max} が約9%低下しつつ δ_{95} が約13%向上していることがわかる。ただし P_{max} の低下程度については、実験値 P_{max} はいずれも設計値 P_u を上回っており設計上必要な耐力は確保していることが確認できる。さらに、この最大水平荷重の低下を実際の橋脚で見た場合、橋脚から基礎に伝える地震時の水平力が小さくなるため、基礎への負担も小さくなる。 δ_{95} が向上した点については、想定外の大規模地震によって最大水平荷重を超えるような場合でも、橋脚の崩壊を遅らせる可能性を示している。

3-6 橋脚に生じる水平変位と残留変位の制限

現行道示¹⁾の鋼製橋脚の耐震設計では、限界状態2および限界状態3の照査で、橋脚に生じる水平変位と残留変位とを制限している。実験供試体について、水平変位と残留変位の照査を行った結果を表-4に示す。この結果より、実設計の観

表-3 実験結果のP、δ一覧

| | 供試体名 | | | |
|------------------------|---------------------|-----------|---------------------|-----------|
| | $\bar{\lambda}=0.3$ | | $\bar{\lambda}=0.5$ | |
| | A-1 | A-2 | B-1 | B-2 |
| P_{max} (kN) | 923 | 845 | 517 | 469 |
| δ_{aM} (mm) | 69 | 82 | 190 | 194 |
| P_{95} (kN) | 876 | 803 | 491 | 445 |
| δ_{95} (mm) | 97 | 110 | 216 | 244 |
| P_u (kN) | 公称値より算出する設計値 | | | |
| | 638 | | 383 | |
| P_{max} と P_u との比較 | 923 > 638 | 845 > 638 | 517 > 383 | 469 > 383 |
| | $P_{max} > P_u$ | | | |
| P_{max} 変化率 | 1.00 | 0.92 | 1.00 | 0.91 |
| δ_{95} 変化率 | 1.00 | 1.13 | 1.00 | 1.13 |

表-4 道示¹⁾での水平変位と残留変位の照査

| 限界状態2及び限界状態3の水平変位と残留変位の照査について | | $\bar{\lambda}=0.3$ | $\bar{\lambda}=0.5$ | 備考 |
|-------------------------------|--|---------------------|---------------------|---------------------------------------|
| | | 供試体A | 供試体B | |
| 水平変位の照査 | δ_{aV} <small>M-φ関係から水平力が最大となるときの水平変位</small> | 55 | 152 | H.29道示V式(9.4.14) |
| | δ_{b2} <small>$\delta_{b2}=k \times \delta_{aV}$ ($k=1.3$)</small> | 72 | 198 | |
| | δ_{b2d} <small>$\delta_{b2d}=\zeta_1 \cdot \Phi_s \cdot \delta_{b2}$ ($\zeta_1=1.00, \Phi_s=0.75$)</small> | 54 | 148 | 水平変位の制限値 H.29道示V式(9.3.1) |
| 残留変位の照査 | δ_{yV} <small>降伏変位 (コンクリート充填断面)</small> | 14 | 39 | H.29道示V 9.4(6) |
| | μ_γ <small>δ_{b2d}/δ_{yV}</small> | 3.8 | 3.8 | 本紙では最大水平変位の制限値 δ_{b2d} より算出する。 |
| | δ_R <small>$c_R(\mu_\gamma - 1)(1 - \gamma)\delta_{yV}$ ($c_R=0.45, \gamma=0.1$)</small> | 16.0 | 44.2 | H.29道示V式(9.3.2) |
| | h <small>載荷点高さ</small> | 2,679 | 4,465 | 残留変位の制限値 (原則値) |
| | $h/100$ <small>制限値</small> | 26.8 | 44.7 | |
| $\delta_R < h/100$ の判定 | | 16.0 < 26.8 O.K. | 44.2 < 44.7 O.K. | 残留変位の照査 |

※本表での照査は公称値の降伏強度を用いた結果である。

点で見た場合では、発生する最大水平変位が制限値以内に収まることを照査すれば、残留変位の照査も満足することが確認できる。このことから、今回検討したSM490Yの鋼材規格内で機械的性質を変化させた鋼材を使用するコンクリート充填鋼製橋脚について、現行道示の耐震設計照査が適用可能であることを確認した。

4. おわりに

コンクリート充填鋼製橋脚の耐震性能向上の試みとして、SM490Yの鋼材規格内で機械的性質を変化させ、低YRな鋼材を鋼製橋脚の外板に、高YPな鋼材を縦リブに適用することを検討し、その耐震性能向上効果の検証を正負交番載荷試験にて実施した。対象とする供試体は、平均的な鋼製

橋脚高さおよび、高架橋を想定した橋脚高さを対象とした。実験の結果、以下の事項が明らかとなった。

- ・今回実験した供試体の比較では、着目した鋼材の機械的性質の変化により、設計上必要な耐力は保有しつつも最大水平荷重が低下した。その低下率は、細長比パラメータ $\bar{\lambda}=0.3$ の場合で8%程度、 $\bar{\lambda}=0.5$ の場合で9%程度であった。この結果から、本検討を実構造物へ適用した場合、地震時の橋脚基礎への負担軽減が期待できる。
- ・最大応答変位および残留変位の制限については、SM490Yの鋼材規格内で機械的性質を変化させているため、現行道示の耐震設計が適用可能である。さらに包絡線の結果から、最大水平荷重発現後の塑性変形性能が供試体AとBともに13%程度向上した。また、最大水平荷重発現後の荷重低下は変形とともに緩やかとなった。これらは、大規模地震被災時において、橋脚の急激な荷重低下を抑えつつ、崩壊を遅らせられる可能性を示している。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、2017.
- 2) 建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、名古屋高速道路公社、(社)鋼材倶楽部、(社)日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書 (I)～(VIII)、(総括編)、1997～1999.