

実規模擁壁模型に設置した貫通型落石防護柵支柱に関する
静荷重載荷実験

Static loading tests of through-type steel posts installed into proto-type rockfall protection wall

勇建設(株)	正 員	林 茂樹 (Shigeki Hayashi)
勇建設(株)	正 員	岡本 淳敏 (Atsutoshi Okamoto)
(株)砂子組	正 員	近藤 里史 (Satoshi Kondo)
(株)砂子組	正 員	佐藤 昌志 (Masashi Sato)
室蘭工業大学	正 員	小室 雅人 (Masato Komuro)
室蘭工業大学	名誉会員	岸 徳光 (Norimitsu Kishi)

1. はじめに

我が国の山岳部や海岸線の道路沿いには、落石から道路交通や人命を守るために数多くの落石対策工が設置されている。特に落石防護柵は、急崖斜面が迫っている箇所に敷設されている落石防護擁壁天端に設置される場合が多い。一般に落石防護擁壁は無筋コンクリート製であることから、防護柵支柱は無筋コンクリート中に埋設定着されている。

この定着長に関する設計は現在落石対策便覧に基づいて行われており、その基本的な考え方は、衝撃的な挙動性状は考慮せずに、静力学に基づいているのが現状である。

しかしながら、支柱埋設部コンクリートが剥落するような場合も報告されていることから、現行設計法の妥当性を検証するとともに、合理的設計法を確立することは喫緊の課題であるものと判断される。

このような背景より、著者等の研究グループでは、これまで防護柵支柱の根入れ深さに関する合理的な設計法を確立することを最終目的に、鋼製支柱をモデル化したH100×100×6×8のH形鋼をコンクリートブロック中に貫通させた試験体模型を製作し、曲げが卓越する場合に加え、曲げと共にせん断力が卓越する場合に対して室内での重錘落下衝撃実験を実施してきた。その結果、1) 静荷重載荷および衝撃荷重載荷の場合には、載荷位置に拘わらず支柱のコンクリート躯体前面近傍部に塑性ヒンジが形成される、2) せん断力が卓越する場合には、躯体前面がより損傷することにより、塑性ヒンジ発生位置は躯体内部に移行する傾向を示す、3) 載荷終了後の残留変位による支柱の回転角は、入力エネルギーに対してほぼ線形な増加傾向を示す、4) 実験結果の支柱の根入れ深さは、便覧に基づいて算定した値よりも大きく評価される傾向にあること、等が明らかになっている。

しかしながら、これらの実験結果は、1) 実支柱に用いられているH形鋼断面よりも曲げ剛性が小さい場合に対して得られたものであることや、2) コンクリートブロックの形状寸法が実験装置の制約により700×400×1,300mmの直方体状であるため、実擁壁のように根入れ深さの増加に伴ってかぶりが大きくなっていないこと、3) コンクリートブロックの後部を定着盤に固定していることにより、コンクリート基部が片持ち状になること等が、懸念される。

このような観点から、本研究では高さが2mの実構造と同一断面寸法を有する落石防護擁壁模型に実防護柵に

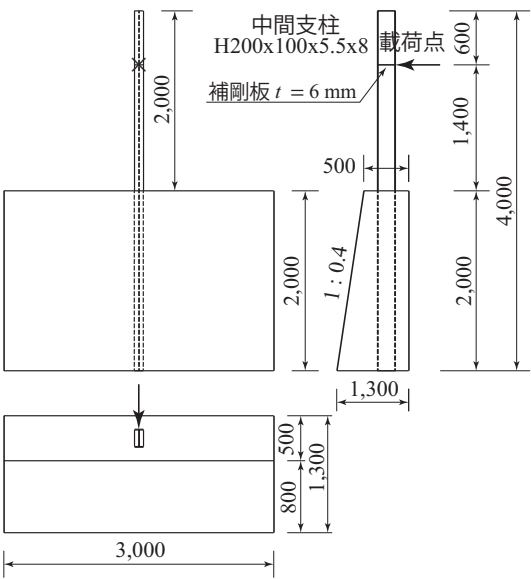


図-1 試験体の形状寸法(PB-S試験体)

用いられている支柱(H200×100×5.5×8形鋼)を貫通させた場合における試験体模型を製作し、設計の基本となる曲げが卓越する場合および曲げとせん断が卓越する場合を想定して載荷位置の異なる静荷重実験を実施し、静的な挙動特性に関する検討を行った。なお、防護擁壁模型の幅は、実防護柵支柱が3m間隔に擁壁上に設置されていることから、支柱1本分を考慮することとし3mと設定した。また、擁壁本体は回転を拘束するように擁壁底部を固定している。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-1には、実験に用いた高さ2m、幅3mの実規模擁壁模型と擁壁に貫通させた支柱模型の形状寸法を示している。図より、擁壁の天端幅は500mm、道路側の勾配は1:0.4となっており、支柱は擁壁天端の中央部に配置されている。また、載荷点ウェブには、載荷によって生じるフランジの局所座屈を防止するために、厚さ6mmの補剛材を溶接している。

本研究では、曲げが卓越する場合として荷重載荷点を擁壁天端から1,400mmの位置とする場合(以後、PB-S試験体と呼ぶ)と、曲げと共にせん断が顕在化する場合とし

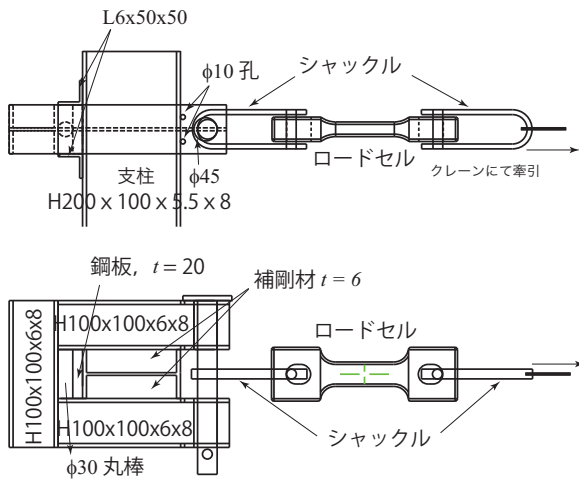


図-2 荷重装置の概要

て 600 mm の位置とする場合 (以後、PS-S 試験体と呼ぶ) について、検討を行うこととした。なお、PB-S 試験体の場合は落石が擁壁天端から 5 本目と 6 本目のロープの中間部に載荷する場合を想定しており、PS-S 試験体の場合には 2 本目と 3 本目のロープの中間に載荷する場合を想定したものである。

擁壁に用いたコンクリートの圧縮強度は $f'_c = 34 \text{ MPa}$ 、支柱に用いた $\text{H}200 \times 100 \times 5.5 \times 8$ 形鋼の降伏強度はミルシートより $f_y = 350 \text{ MPa}$ 、公称の断面係数 Z_x および塑性断面係数 Z_{px} はそれぞれ $Z_x = 181 \times 10^3 \text{ mm}^3$ 、 $Z_{px} = 205 \times 10^3 \text{ mm}^3$ である。

2.2 実験方法および計測項目

図-2には、支柱への静的水平荷重載荷装置の概略図を示している。図に示されているように、荷重は支柱の載荷点部を外側から $\text{H}100 \times 100 \times 6 \times 8$ の H 形鋼を用いて囲み込むようにし、シャックルを介して鋼棒-ロードセル-ロープを連結している。荷重は、シーブを介してロープを鉛直方向に向け、75 ton 級のクレーンで引き上げる形で載荷した。なお、荷重が載荷される支柱の外側フランジ部には、100 mm 四方で厚さが 20 mm の鋼板を配置し、かつ載荷点部がヒンジ状態になるように径 30 mm の鋼棒を設置している。

写真-1には載荷装置の設置状況写真を示している。写真中、(a)には装置の全景を、(b)には載荷用の H 形鋼に組み込んだ鋼棒からシャックルを介してロードセルおよびロープへの連結状況、(c)にはロープの方向を鉛直方向に変換させるシーブの設置状況を示している。なお、本実験では、約 1 kN/3s 程度の載荷速度で載荷させている。

本実験における測定項目は、ロードセルからの荷重、貫通型支柱模型の気中及びコンクリート中の各断面に貼り付けたひずみゲージ (ウェブ中心から両フランジに向かって 70 mm 離れた点に添付) からのひずみ、支柱及び擁壁背面各点に設置したワイヤー式変位計 (写真-1に示される擁壁背面近傍に平行して配置された H 形鋼に設置) からの水平方向変位、支柱等の変位計測のバックアップとしての 10 fps でのカメラ撮影である。なお、ひび割れ分布をスケッチする予定であったが、ひび割れがほとんど発生していなかったことより、スケッチはしていない。



(a) 全景



(b) ロードセル部



(c) シーブ部

写真-1 載荷装置の設置状況

3. 実験結果

3.1 荷重-変位関係

図-3には、PB 試験体と PS 試験体に関する荷重-載荷点変位曲線を比較して示している。図中には、各試験体に関する実験結果の降伏時及び最大荷重到達時における荷重及び載荷点変位、梁理論に基づいた降伏荷重 P_y 、全塑性荷重 P_p を明記して示している。

PB 試験体の結果に着目すると、実験結果は梁理論に基づく降伏荷重 P_y に達する前に塑性化に至り、 P_y に達した段階で荷重がほぼ一定の状態に変位が増加傾向を示している。

一方、PS 試験体に関する実験結果を見ると、塑性状態に至る荷重レベルは梁理論に基づく降伏荷重 P_y よりも小さいが、その後変位の増加と共に荷重も増加傾向を示し、最大荷重は全塑性荷重 P_p よりも 5 kN 程度小さいレベルまで達していることが分かる。

なお、図には載荷点変位が 100 mm までの荷重-載荷点

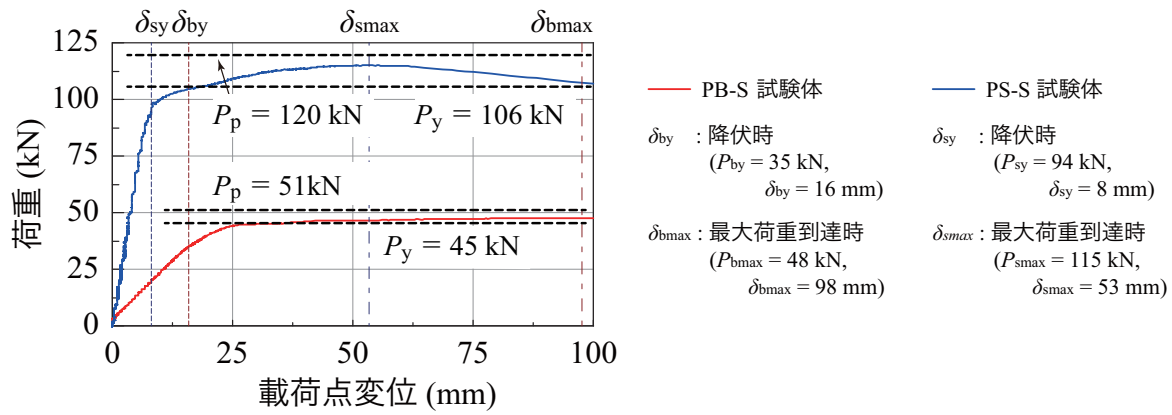


図-3 荷重-載荷点変位曲線の比較図

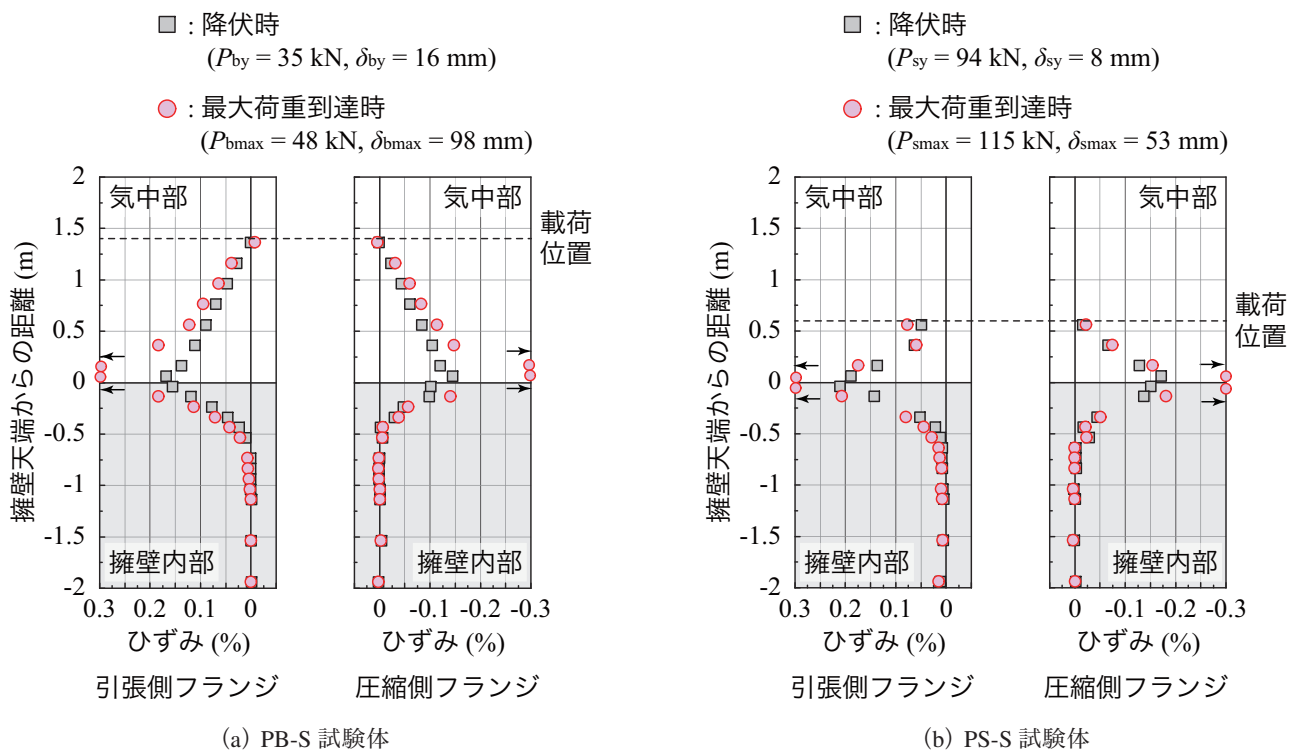


図-4 各時点における支柱縁ひずみ分布

変位を示しているが、その後変位が150～200 mmに達した後、基部に弱軸周りの局部座屈が発生し、荷重が急激に低下している。

降伏後ほぼ梁理論に基づく降伏荷重レベルで変位が増加傾向にあることが分かる。従って、全塑性荷重レベルには達していない。

3.2 各荷重レベルにおける支柱縁ひずみ分布

図-4には、荷重-載荷点変位曲線から評価した降伏時と最大荷重到達時における支柱縁ひずみ分布を各試験体と比較して示している。なお、各断面における縁ひずみは、支柱ウェブ中心から左右のフランジに向かって70 mmの点に添付したひずみゲージ出力と、断面内における平面保持仮定の下に算定評価している。

図より、(a)図のPB試験体に関するひずみ分布を見る

と、降伏時には気中部は引張側と圧縮側共に載荷点からほぼ線形状に増加傾向を示していることが分かる。また、擁壁内部では引張側フランジ部では天端から深さ0.7 m近傍で零ひずみまで減少していることが分かる。圧縮側フランジ部では引張側フランジよりも若干浅い深さ0.5 m程度から零ひずみの分布性状を示している。

最大荷重到達時のひずみ分布を見ると、気中部は擁壁天端より上方に350 mm、擁壁内部では天端より深さ150 mm程度の狭い範囲で降伏に達していることが分かる。その他の領域では、降伏荷重時におけるひずみ分布と類似し若干大きなひずみ分布を示している。これより、塑性ヒンジは、主として気中基部近傍で発生していることが窺われる。

また、擁壁内部のひずみ分布から支柱の定着状況を調



(a) 気中部における支柱の変形状況



(b) PB 試験体の基部の変形状況



(c) PS 試験体の基部の変形状況-1



(d) PS 試験体の基部の変形状況-2

写真－2 支柱の気中部における変形状況

べると、擁壁天端から約0.7 m以降で零ひずみを示し、固定状態に至っていることが分かる。

(b)図のPS試験体に関するひずみ分布を見ると、荷重点から擁壁天端までの距離が0.6 mと小さいことにより、気中でのひずみの分布勾配がPB試験体に比較して大きいことが確認できる。また、基部近傍部を除き、最大荷重到達時におけるひずみ分布は、引張側フランジにおいては深さ0.7 m程度までは降伏時におけるそれよりも若干大きい性状を示している。しかしながら、圧縮側フランジの場合には両者ほぼ類似した分布性状を示していることが分かる。降伏領域はPB試験体よりも狭く、天端近傍の狭い範囲で塑性ヒンジが発生していることが推察される。

定着長を調べると、両フランジ共に天端よりほぼ0.7 m

前後の深さとなっていることが分かる。

以上より、支柱を貫通させた本実験結果からは、静荷荷時における支柱の必要定着長は、曲げが卓越する場合と曲げと共にせん断が卓越する場合共に約0.7 m程度になることが明らかになった。

3.3 実験終了後における支柱気中部の変形状況

写真－2には、実験終了後における支柱の気中部における変形状態に関する写真を示している。(a)図は、両試験体の気中部全体の変形状況を示している。図中、手前の支柱はPS試験体であり、奥はPB試験体である。図より、PB試験体の変形状態はPS試験体に比べてそれほど著しくはないが、弱軸方向にも変形していることが確認できる。一方、PS試験体の場合には、支柱は基部で弱軸周りの局所座屈が発生し、荷重方向と共に弱軸方向にも大きく変形していることが分かる。

(b)図には、PB試験体の基部の変形状況を拡大して示している。図より、圧縮側フランジは座屈して大きく変形し、それに伴いウェブも大きく面外変形に至っていることが分かる。しかしながら、引張側のフランジ部の損傷は大きくはない。また、支柱埋設近傍の擁壁天端部を見ると、ひび割れはほとんど発生していないことが確認できる。

(c)、(d)図には、PS試験体の変形状況を示している。この場合には、弱軸方向への座屈が卓越し、圧縮側は勿論のこと引張側のフランジも大きく変形していることが分かる。また、ウェブ部は原形を留めないほどに変形している。支柱基部近傍擁壁天端部を見ると、引張側フランジ部上面部のコンクリートが剥離しており、また引張側フランジ下面とウェブ近傍部ではコンクリートの圧壊が確認できる。しかしながら、圧縮側フランジ近傍部のコンクリートの損傷はフランジに接触している狭い領域での圧壊程度であることが分かる。

4. まとめ

本論文では、防護柵支柱の擁壁への根入れ深さに着目し、高さ2 mで幅3 mの実規模落石防護擁壁の中心部に実防護柵に用いられているH200×100×5.5×8 H形鋼を貫通させた支柱を配置し、荷重点を擁壁天端から1.4 mの高さにする場合と、0.6 mの高さにする場合における静荷重載荷実験を実施した。本研究で得られた結果を整理すると、以下のように示される。

- 1) 最大荷重は、曲げが卓越する場合には梁理論における降伏荷重程度、曲げと共にせん断が卓越する場合には全塑性荷重より若干小さい程度である。
- 2) いずれの場合も、基部に塑性ヒンジが形成されると共に、最終的には弱軸周りの局所座屈によって終局に至る。
- 3) いずれの場合も、擁壁中における支柱の定着長は0.7 m程度として評価される。

謝辞

本研究は、国立研究開発法人 土木研究所 寒地土木研究所のご厚意により、同所角山実験場を借用して実施した実規模野外実験結果に基づいて行われたものである。寒地土木研究所には、ここに記して感謝の意を表する次第である。