

論文 実規模擁壁に貫通させた防護柵支柱の静的及び衝撃荷重載荷実験

岡本 淳敏^{*1}・近藤 里史^{*2}・小室 雅人^{*3}・岸 徳光^{*4}

要旨：本論文では、無筋コンクリート製の落石防護擁壁上に設置する落石防護柵支柱の根入れ深さを合理的に決定することを最終目的に、実規模擁壁模型を製作し、実防護柵支柱に用いられる H 形鋼支柱を貫通させて設置し、曲げが卓越する場合を対象に静荷重載荷及び 1,000 kg 重錘を用いた衝撃荷重載荷実験を実施した。その結果、1) いずれの場合も支柱基部近傍圧縮側フランジの局部座屈で終局に至ること、2) 落石対策便覧に即して得られた根入れ深さは実験結果と比較して安全側の値を与えること、などが明らかになった。

キーワード：防護柵支柱、落石防護擁壁、根入れ深さ、衝撃荷重

1. はじめに

我が国の急崖斜面に沿った道路には、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。その 1 つである従来型落石防護柵は、H 形鋼を用いた支柱、ワイヤロープ、ひし形金網および間隔保持材等から構成されており、道路沿いに直接設置される場合の他、落石防護擁壁の天端に設置される場合も多い。特に落石防護擁壁の上に設置される場合には、無筋コンクリート躯体内にその支柱を埋設することとなる。

その支柱の防護擁壁への根入れ深さに関する現行設計は、落石衝突による動的挙動は考慮せずに静力学に基づき落石対策便覧(以後、便覧)¹⁾に即して行われている。しかしながら、写真-1 に示されるように、落石によって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、支柱の根入れ深さに関する現行設計法の妥当性を検証すると共に、落石衝撃荷重を考慮した合理的な設計法を確立することは、極めて重要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、小型の 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、室内での静荷重及び重錘落下衝撃荷重

載荷実験を実施してきた^{2), 3)}。その結果、1) 静荷重及び衝撃荷重載荷に拘わらず、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こと、2) 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こと、3) 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、室内実験では以下のような課題が指摘される。すなわち、1) 矩形状のコンクリートブロックを用いていることにより、実擁壁のように根入れ深さに対応してかぶりが大きくなっていないことや、2) 擁壁を 90° 回転させたと同じ状態で載荷を行うためコンクリートブロック後部を定着版に固定していることにより、擁壁に相当する部分が片持ち状になることである。

このような観点から、本研究では高さが 2 m の実落石防護擁壁と同一断面寸法を有する擁壁模型に実防護柵に用いられている支柱断面を貫通させた試験体模型を製作し、曲げが卓越する場合を想定して支柱への静荷重載荷及び重錘衝突荷重載荷実験を実施し、支柱の定着に要する根入れ深さに関する検討を行うこととした。なお、擁壁模型の幅は、実防護柵の中間支柱が 3 m 間隔で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 3 m と設定した。また、支柱への載荷位置は、曲げが卓越する場合を想定し、実防護柵において落石が下から 5 番目と 6 番目のワイヤロープの中間部に衝突する場合を設定し、防護擁壁天端から 1.4 m の高さとした。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表-1 には、本実験で実施した試験体一覧を示している。表中、試験体名の第 1 項目は実規模擁壁及び防護柵支



写真-1 落石防護擁壁の損傷例

*1 勇建設(株) 常務取締役 (正会員)

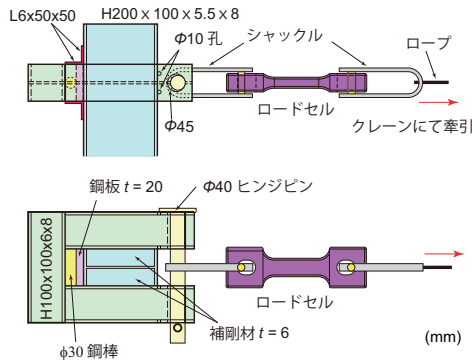
*2 室蘭工業大学 大学院工学研究科 博士後期課程 工学専攻 (正会員)

*3 室蘭工業大学 大学院工学研究科 もの創造系領域 社会基盤ユニット 教授 博(工) (正会員)

*4 室蘭工業大学 大学院工学研究科 もの創造系領域 社会基盤ユニット 特任教授 工博 (正会員)

表－１ 試験体一覧

試験体名	設定重錘 落下高さ $H(m)$	実測 衝突速度 $V(m/s)$
PB-S	-	-
PB-H0.5	0.5	4
PB-H1	1.0	5.3
PB-H1.5	1.5	6.6
PB-H2	2.0	7.4



図－１ 静載荷装置の概要

柱を用い、曲げが卓越する場合であることを示し、第２項目の“S”は静載荷実験であることを、また“H”に付随する数値は重錘の当初設定落下高さ(m)を示している。なお、実験時の落下高さは光波測距儀を用いて決定しているが、重錘先端部にターゲットを合わせたことにより、実衝突速度は設定落下高さに対するそれよりも速くなっている。

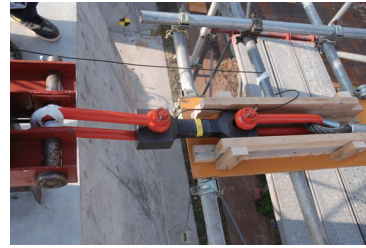
実験に用いた落石防護擁壁模型の形状寸法は、実擁壁と同様に高さ2m、幅3mとし、擁壁の天端幅が500mm、道路側の勾配は1:0.4となっている。支柱には上述のように実防護柵と同様に、H形鋼(H200×100×5.5×8)を用い、擁壁天端の中央部に配置している。また、支柱の荷重点ウェブには、荷重によって生じるフランジの局所座屈を防止するために、厚さ6mmの補剛材を溶接している。

擁壁に用いたコンクリートの実験時における圧縮強度は $f'_c = 34 \text{ MPa}$ である。また、支柱に用いたH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。

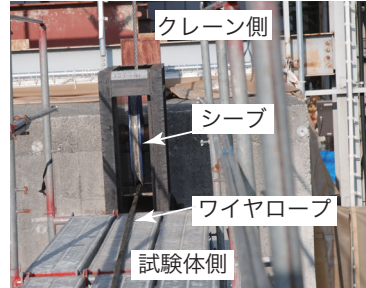
2.2 実験方法および計測項目

本研究では、落石防護擁壁模型を静荷重載荷及び衝撃荷重載荷実験共にコンクリート基盤上に設置した。なお、静荷重載荷時には支柱の静的耐荷挙動のみに着目することとし、擁壁底部をコンクリート基盤に定着させた。一方、衝撃荷重載荷時には、実構造と同様に基盤に定着せずに擁壁の回転を許容することとした。

図－１には、支柱への静的水平荷重載荷装置の概略図



(a) ロードセル部



(b) シーブ部



(c) 全景

写真－２ 静載荷装置の設置状況

を示している。図に示されているように、荷重は支柱の荷重点部を外側からH100×100×6×8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－ワイヤロープを連結している。また、荷重が載荷される支柱の外側フランジ部には、100mm四方で厚さが20mmの鋼板を配置し、かつ荷重点部がヒンジ状態になるように径30mmの鋼棒を設置している。荷重は、シーブを介してロープを鉛直方向に向け、75ton級のクレーンで引き上げる形で載荷した。写真－２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ワイヤロープへの連結状況を、(b)にはシーブ部を、(c)には装置の全景を示している。なお、本実験では、3秒間で約1kN程度の割合で載荷させることとした。

図－２には、衝撃荷重載荷装置の概要図を示している。図に示されているように、衝撃荷重は、ロードセル－体型

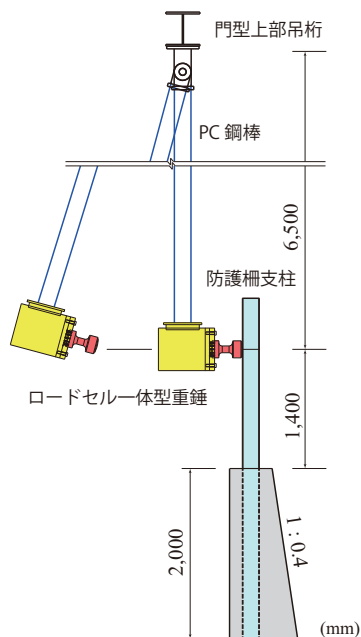


図-2 衝撃荷重装置の概要



写真-3 衝撃荷重実験の状況

の1,000 kg 重錘を4本のPC 鋼棒(径 17 mm)を用いて高さが約 10 m の門型骨組の上部吊桁に吊り下げ、振り子式によって支柱に衝突させることによって载荷した。本実験で用いたロードセルは定格容量が650 kN であり、载荷点部の形状は片当たりを防止するために半径 325 mm で高さが 10 mm の球形状となっている。本実験では、表-1 に示されるように、単一载荷によって実験を行った。写真-3 には実験風景を示している。

本実験の測定項目は、静荷重载荷の場合には、(1) ロードセルからの荷重 P_s 、(2) 貫通型支柱模型の気中及びコンクリート中の各断面(22 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 離れた点に貼付)からの軸方向ひずみ ε_s 、(3) 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-2 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、(4) 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。

また、衝撃荷重実験では、(1) 重錘に内蔵された衝撃荷重測定用ロードセルによる重錘衝撃力 P_i 、(2) 静荷重载荷時と同様に貫通型支柱模型に貼付けたひずみゲ-

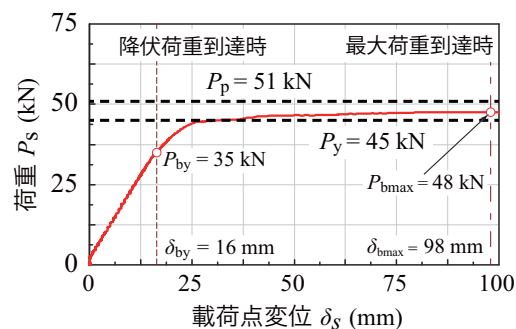


図-3 実験結果の荷重-载荷点変位曲線



写真-4 実験終了後における支柱の基部の変形状況

ジからの軸方向ひずみ波形 ε_i 、(3) 重錘の衝突速度 V 、コンクリート擁壁模型の回転や支柱の変形状況を評価するための 2,000 fps の高速度カメラ撮影である。なお、静荷重载荷及び衝撃荷重実験終了後にひび割れ分布をスケッチする予定であったが、いずれの場合も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。

3. 実験結果

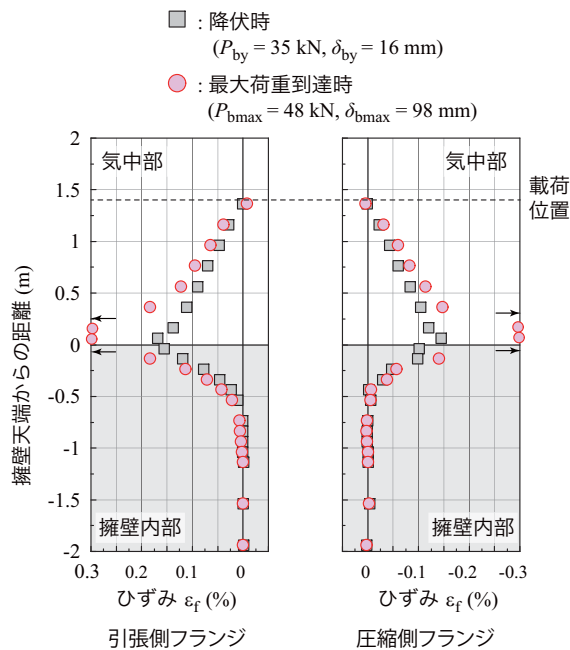
3.1 静荷重実験

図-3 には、荷重 P_s - 载荷点変位 δ_s 曲線を示している。図中には、実験結果の降伏時及び最大荷重到達時における荷重 P_{by} , P_{bmax} 及び载荷点変位 δ_{by} , δ_{bmax} 、梁理論に基づいて算定される降伏荷重 P_y 、全塑性荷重 P_p を明記して示している。

図より、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する傾向を示していることが分かる。このような結果は、著者らの室内実験結果²⁾と類似している。

なお、図には载荷点変位が 100 mm までの荷重 P_s - 载荷点変位 δ_s を示しているが、その後変位が $\delta_s = 170$ mm に達した後、基部近傍圧縮側フランジに局部座屈が発生し、荷重が急激に低下した。写真-4 には、実験終了後における支柱基部の変形状況を示している。

図-4 には、荷重 P_s - 载荷点変位 δ_s 曲線から評価した実験結果の降伏時と最大荷重到達時における支柱縁ひず



図－４ 各荷重時点における支柱縁ひずみの軸方向分布図

み分布 ε_f を比較して示している。なお、各断面における縁ひずみ ε_f は、支柱ウェブ中心から左右のフランジに向かって 70 mm の点に貼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換算評価している。

図より、降伏時には気中部は引張側と圧縮側共に荷重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 700 mm 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 500 mm 程度から零ひずみの分布性状を示している。

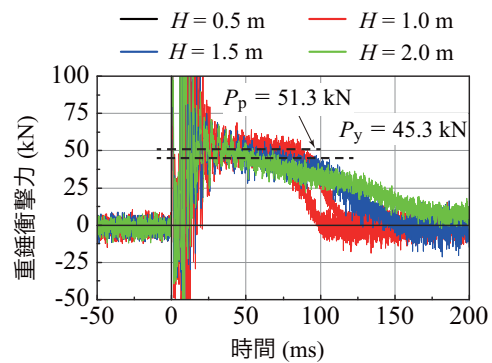
最大荷重到達時のひずみ分布 ε_f を見ると、気中部は擁壁天端より上方に 350 mm、擁壁内部では天端より深さ 150 mm 程度の狭い範囲で降伏ひずみ ($\varepsilon_y = 0.175\%$) に達していることが分かる。その他の領域では、降伏荷重時に比較して若干大きなひずみ分布を示している。

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 ε_f から支柱の定着状況を調べると、擁壁天端から約 700 mm 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。

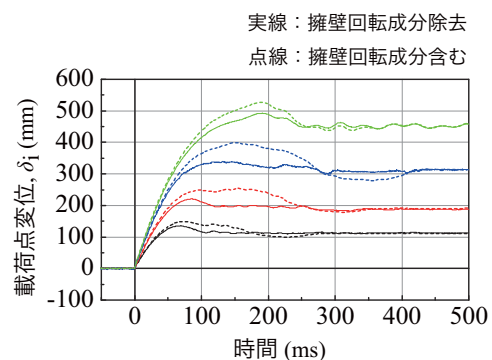
3.2 衝撃荷重載荷実験

(1) 各時刻歴応答波形

図－５には、重錘衝撃力 P_i 、荷重点変位 δ_i に関する時刻歴応答波形を比較して示している。図中、(a) の重錘衝撃力波形 P_i には、梁理論に基づいた静荷重載荷時における降伏荷重 P_y および全塑性荷重 P_p も示している。また、(b) の荷重点変位波形 δ_i には、擁壁の回転成分を含む場合と、除去した場合について整理している。なお、各実験ケースは試験体名と同様に、設定重錘落下高さ H (以後、



(a) 重錘衝撃力 P_i



(b) 荷重点変位 δ_i

図－５ 各時刻歴波形の比較図

単に落下高さ) を用いて整理している。

図－５ (a) より、衝撃力波形 P_i は、いずれの落下高さに対しても荷重初期から 30 ms 程度までは、振幅の大きい高周波成分が励起している。これは、重錘が支柱衝突時に生じる金属音となるフランジあるいはウェブの高周波振動成分であるものと推察される。実衝撃力は、荷重初期から上昇し、降伏荷重 P_y から全塑性荷重 P_p レベルまで達し、50 ～ 75 ms 程度の間でほぼ一定値を示し、その後徐々に零レベルまで低下していることが分かる。荷重継続時間は、落下高さの増加に対応して延びている。これより、衝撃荷重載荷時においても、作用荷重は静的な全塑性荷重 ($P_p = 51$ kN) を用いて安全側で評価可能であることが明らかになった。この結果は、室内実験結果と同様である²⁾。

図－５ (b) の荷重点変位応答波形 δ_i を見ると、重錘落下高さが $H = 1$ m まではほぼ最大変位到達後に擁壁が回転傾向にあることが分かる。しかしながら、 $H = 1.5$ m の場合には最大変位到達前に擁壁の回転傾向が示されている。また、 $H = 2$ m の場合には、荷重点変位が最も大きいものの、擁壁の回転成分は $H = 1 \sim 1.5$ m の場合よりも小さく示されている。これは、重錘衝突時における入力エネルギーが後述の支柱基部近傍に発生する局部座屈変形に消費されたことによるものと推察される。いずれの場合においても、擁壁の回転が顕在化し始めるのは衝撃荷重載



(a) $H = 0.5$ m 落下時



(b) $H = 1$ m 落下時



(c) $H = 1.5$ m 落下時



(d) $H = 2$ m 落下時

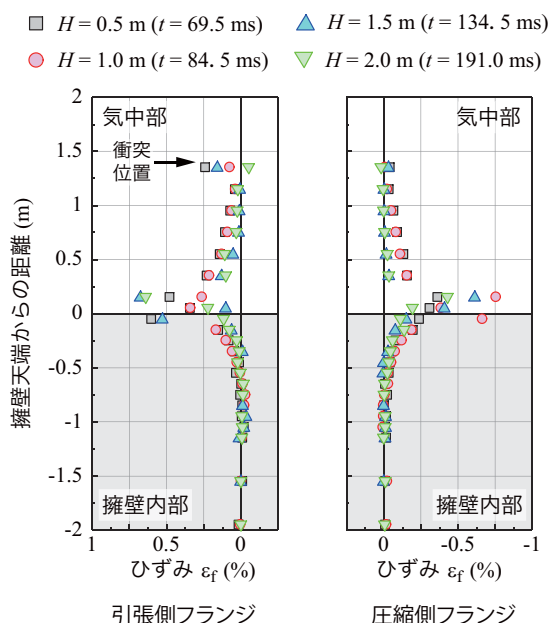
写真－5 実験終了後における支柱基部の変形状況

荷後 60 ms 程度経過した後であることが分かる。図－5 (a) の衝撃力波形と比較してみると、落下高さが $H = 1$ m までは最大変位に到達し若干復元した段階で完全に除荷されているが、 $H > 1$ m の場合には最大変位到達後に除荷に至っていることが分かる。

(2) 支柱基部の変形および擁壁のひび割れ発生状況

写真－5 には、実験終了後における、落下高さ毎の支柱基部における局部座屈の発生状況と擁壁のひび割れ発生状況について示している。図より、落下高さが $H = 0.5$ m の場合には、圧縮側のフランジが若干変形しているが未だ明確な座屈に至っていないことが確認できる。また、引張側フランジ端部からと圧縮側フランジ端近傍部にひび割れを確認できる。但し、大きくは進展していない。 $H = 1$ m の場合には、圧縮側フランジが局部座屈に至っている状況を確認できる。また、引張側フランジ端部からのひび割れの発生とフランジとウェブ付け根部で圧壊によるコンクリートの剥離が確認できる。

$H = 1.5$ m の場合には、 $H = 1$ m の場合よりも圧縮側フ



図－6 最大変位発生時における支柱縁ひずみ分布

ランジが大きく変形している。また、 $H = 1$ m の場合と同様に引張側フランジ端部からの斜め方向のひび割れと、コンクリートの剥離が発生している。但し、剥離の深さは $H = 1$ m の場合よりも深い。

$H = 2$ m の場合には、支柱基部圧縮側フランジの局部座屈は $H = 1.5$ m の場合よりもさらに激しく、かつ圧縮側フランジは横方向に捻れ、対応してウェブも面外に変形し、支柱は斜め方向に変形していることが分かる。また、引張側フランジとウェブ近傍部におけるコンクリートの剥離も確認できる。但し、その深さは 10 mm 程度であり、表面のみの圧壊・剥離であることが分かる。

以上より、入力エネルギーが大きい場合には、基部近傍部の圧縮側フランジに過度な圧縮力が作用することによって局部座屈が発生し、対応して断面剛性も低下することにより支柱が基部を中心に角折れ状態に至るため、塑性ヒンジの状態に至った後局部座屈が発生し耐力を失うことが明らかになった。

(3) 最大変位発生時における支柱縁ひずみ分布

図－6 には、各ケースにおける最大変位発生時における支柱縁ひずみ分布 ϵ_f を示している。なお、各縁ひずみは、静荷重載荷時と同様の考え方に基づき、ひずみの線形変化と平面保持仮定の下に算定した。図より、気中部のひずみ分布を見ると、基部近傍で最大ひずみを示すものの、荷点から基部までのひずみ分布は梁理論に基づく線形分布ではなく、放物線状の分布特性を示している。その要因は不明であり、今後の課題としたい。また、基部近傍部を除き、荷点側である引張側フランジのひずみが圧縮側フランジのひずみより大きい傾向にある。さらに、重錘落下高さがより大きい $H = 1.5, 2$ m の場合に

おけるひずみ分布は $H = 0.5, 1 \text{ m}$ の場合より小さい傾向にあることが分かる。これは、 $H = 1.5, 2 \text{ m}$ の場合には、入力エネルギーが大きいことにより、写真-5に示されているように瞬時に基部近傍部の圧縮側フランジの局部座屈が顕在化して H 形鋼の曲げ剛性が著しく低下し、基部近傍を中心として角折れの状態に至ったためと推察される。これに対して、特に $H = 0.5 \text{ m}$ の場合には、基部コンクリートの損傷も小さくかつ明確な局部座屈に至っていないことにより H 形鋼の曲げ剛性の低下も見られず、支柱全体で荷重に抵抗しているためと推察される。

支柱の基部近傍部に着目すると、 $H = 0.5 \text{ m}$ の場合においても気中の基部から 350 mm 上の位置で 0.25% 程度のひずみを示しており基部に向かって塑性化が進行していることが分かる。 $H = 1 \text{ m}$ の場合も含めそれ以上の落下高さの場合には、最大でも 1% に満たないひずみ分布となっているが、写真-5からも明らかなように圧縮側フランジは局部座屈に至り、著しい損傷を受けていることは勿論である。

擁壁内部でのひずみ分布を見ると、基部上面から 150 mm 程度までは全ての落下高さでほぼ降伏ひずみに達しているが、それ以降の深さでは弾性ひずみを示している。また、いずれの落下高さの場合も 650 mm 程度でほぼ零ひずみに漸近しており、固定域は静荷重載荷時よりも若干浅く示されていることが分かる。

4. 設計根入れ深さと実験結果との比較

便覧¹⁾では、落石防護擁壁に埋設される防護柵支柱の根入れ深さは、支柱である H 形鋼の圧縮側フランジによる支圧応力も含めた曲げ圧縮応力と圧縮側フランジ両端部からの押し抜きせん断応力に対して照査することが規定されている。本研究では、実験結果より押し抜きせん断ひび割れの発生を確認できなかったことより曲げ圧縮応力のみに着目し、便覧に基づいて照査算定される必要根入れ深さ d と実験結果得られた必要根入れ深さとの比較を試みる。

便覧¹⁾では、支柱の擁壁基部前面に塑性ヒンジが形成される時の荷重 P_p 作用下において、支圧応力も考慮した曲げ圧縮応力が割り増し係数 α を考慮した許容曲げ圧縮応力度 σ_a 以下になるように規定されている。ここで、コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 σ_a は、実験研究であることを前提に実験時におけるコンクリートの圧縮強度 f'_c を設計基準強度 σ_{ck} と等価であると仮定して、道路土工・擁壁工指針⁴⁾に準拠して決定した。

検討の結果、便覧に即した根入れ深さは、 795 mm として求められた。本研究の結果が支柱を擁壁中に貫通させている場合であることを前提に両者を比較すると、実験結果は上述の通り、静荷重載荷時には約 700 mm 、衝撃荷

重載荷時には約 650 mm として得られていることより、便覧に基づいた場合が約 100 mm ほど安全側の値を与えていることが明らかになった。

5. まとめ

本論文では、落石防護擁壁上に設置する防護柵支柱の根入れ深さを合理的に決定することを目的に、実規模擁壁模型上に実落石防護柵に用いられている H 形鋼支柱を貫通させた形で設置した場合において、曲げが卓越する場合を想定した静荷重載荷及び $1,000 \text{ kg}$ 重錘を用いて重錘の落下高さを変化させた衝撃荷重載荷実験を実施した。本研究で得られた事項を整理すると、以下のように示される。

- 1) 静荷重載荷時には、梁理論による降伏荷重程度で基部近傍部に塑性ヒンジが形成され、その後基部圧縮フランジの局部座屈により終局に至る。
- 2) 衝撃荷重載荷時における高周波成分を除いた最大衝撃力は、入力エネルギーに拘わらず静的な全塑性荷重で安全側で評価可能である。
- 3) 衝撃荷重載荷時において、入力エネルギーが大きい場合には、支柱は基部圧縮フランジの局部座屈によって角折れ状態に至る。
- 4) いずれの載荷実験においても、支柱基部近傍で若干の損傷を確認できるが、擁壁前面及び背面部にはひび割れは発生しない。
- 5) 支柱が固定状態に至る埋設深さは、静荷重載荷と衝撃荷重載荷でそれぞれ約 700 mm , 650 mm として評価される。
- 6) 便覧に基づく支柱の根入れ深さは 795 mm として評価され、実験結果と比較して安全側の値を示す。

今後は、せん断力が卓越する場合や根入れが有限長の場合について継続して検討を行う予定である。

参考文献

- 1) (公社)日本道路協会：落石対策便覧，2017。
- 2) 近藤里史，小室雅人，岸 徳光，山元康弘：鋼製防護柵支柱に関する重錘落下衝撃荷重載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 41, No. 2, pp. 691-696, 2019。
- 3) 近藤里史，小室雅人，岸 徳光，山元康弘，沼田あずさ：載荷点を変化させた貫通型鋼製防護柵支柱模型に関する重錘落下衝撃実験，構造工学論文集，Vol. 66A, pp. 963-974, 2020。
- 4) (公社)日本道路協会：道路土工・擁壁工指針(平成24年度版)，2012。