

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
曲げが卓越する場合の衝撃荷重載荷実験

Flexural impact loading test of through-type steel posts installed into proto-type rockfall protection wall

勇建設(株) 正 員 岡本 淳敏 (Atsutoshi Okamoto)
勇建設(株) 正 員 林 茂樹 (Shigeki Hayashi)
(株)砂子組 正 員 近藤 里史 (Satoshi Kondo)
室蘭工業大学大学院 正 員 山澤 文雄 (Fumio Yamasawa)
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版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

表-1 試験体一覧

試験体名	設定重錘 落下高さ H (m)	実測重錘 落下高さ H' (m)
PB-H0.5	0.5	0.81
PB-H1	1.0	1.43
PB-H1.5	1.5	2.19
PB-H2	2.0	2.75

用いられている支柱断面(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、曲げが卓越する場合を想定して重錘衝突実験を実施し、その動的挙動について検討を行った。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、重錘衝突位置は、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番目のロープの間中部に衝突する場合を設定し、防護擁壁天端から1.4mの高さとした。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表-1には、本研究で対象とした試験体の一覧を示している。試験体名の第1項目は実規模擁壁断面模型及び防護柵支柱を用い、曲げが卓越する場合の試験体であることを示し、第2項目のHに付随する数値は重錘の設定落下高さ(m)を示している。

本実験では、1,000kg重錘を用い、設定落下高さを $H=1\sim2$ mに限定して単一載荷による実験を実施している。実測重錘落下高さ H' は、実験時の重錘衝突直前における衝突部の衝突速度から換算した自由落下高さである。なお、表から明らかのように、実測重錘落下高さ H' は、設定落下高さに比較して0.30~0.75m程度高い値を示している。これは、後述のように重錘を高さが約10.4mの門型骨組上部吊桁を中心軸にして回転させることにより衝突させていることから、落下高さが高くなるにつれて衝突部先端と重心間の高さの差が大きくなるため、結果的に落下高さがより大きく評価されるためと推察される。

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

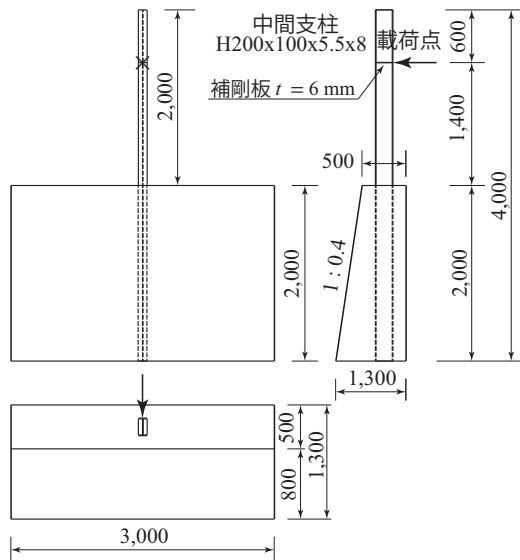


図-1 試験体の形状寸法



写真-1 実験状況

ている。また、載荷点ウェブには、重錘衝突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 6 mm の補剛材を溶接している。

なお、擁壁に用いたコンクリートの圧縮強度は $f'_c = 34$ MPa、支柱に用いた H200 $\times$ 100 $\times$ 5.5 $\times$ 8 形鋼のミルシートからの降伏強度は $f_y = 350$ MPa、公称の断面係数は $Z_x = 181 \times 10^3$ mm³、塑性断面係数は $Z_{px} = 205 \times 10^3$ mm³ である。

2.2 実験方法および計測項目

図-2には、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、ロードセル一体型の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載荷した。図-3には、衝撃荷重測定用ロードセル一体型重錘の形状寸法を示している。本実験で用いたロードセルは容量が650 kNであり、載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。写真-1には実験風景を示している。

本実験における測定項目は、衝撃力波形、貫通型支柱模型の気中及びコンクリート中の 22 断面に貼り付けたひずみゲージ(ウェブ中心から上下に 70 mm 離れた点に添付)からのひずみ波形の計測と共に、重錘の衝突速度、コンクリート擁壁模型の回転や支柱の変形状況を計測する

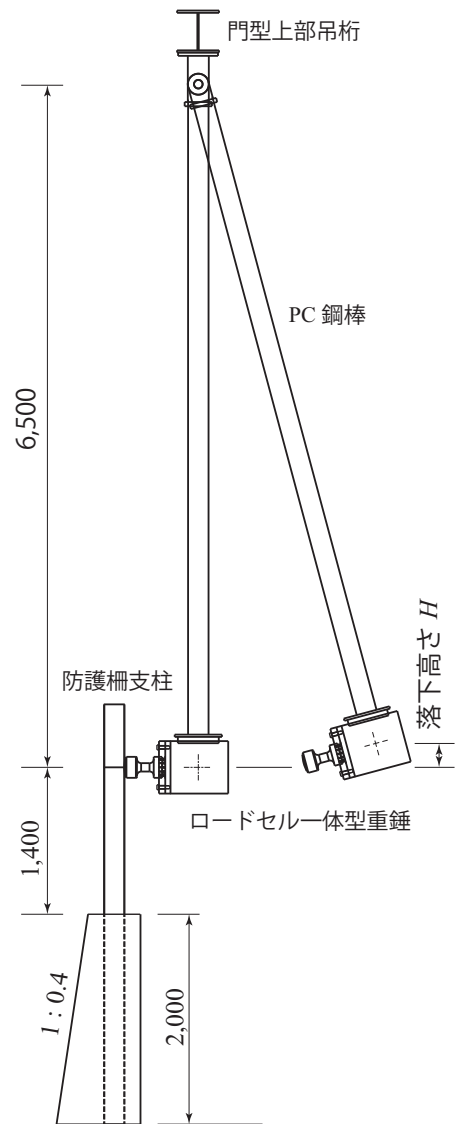


図-2 載荷装置の概要

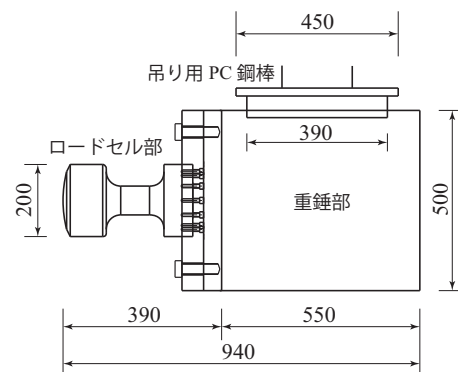
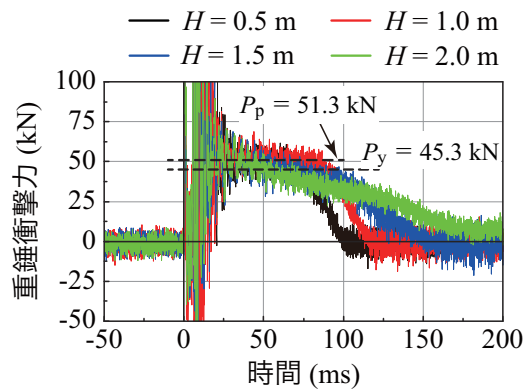
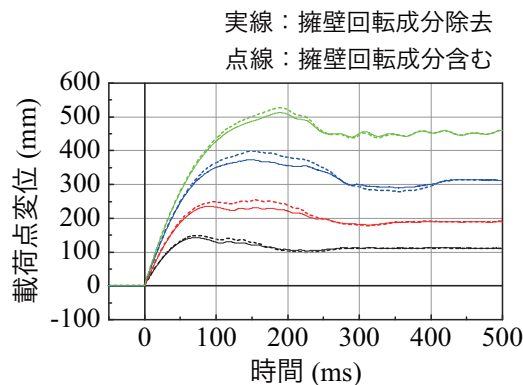


図-3 ロードセル一体型重錘の形状寸法

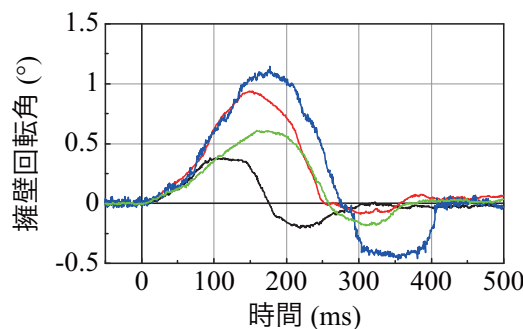
ための 2,000 fps の高速度カメラ撮影である。なお、実験終了後ひび割れ分布をスケッチする予定であったが、ひび割れがほとんど発生していなかったことより、スケッチはしていない。



(a) 重錘衝撃力



(b) 荷点変位



(c) 擁壁の回転角

図-4 時刻歴波形の比較図

3. 実験結果

3.1 各時刻歴応答波形

図-4には、重錘衝撃力、荷点変位、擁壁の回転角に関する時刻歴応答波形を比較して示している。図中、(a)図の重錘衝撃力波形には、擁壁天端表面を固定端と仮定し静的に荷重を載荷した場合における梁理論に基づいた降伏荷重 P_y および全塑性荷重 P_p のレベルも記入している。また、(b)図の荷点変位波形には、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、単に落下高さ)を用いて整理している。

図より、衝撃力波形は、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、高周波成分が励起している。これは、重錘が支柱衝突時に発生する音波等の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 程度の間ほぼ一定値を保持し、その後徐々に零レベルまで減衰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とが分かる。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。室内実験では、降伏荷重 P_y 程度に漸近する傾向を示していたが、実規模試験体の場合には若干大きく評価されていることが分かる。これは、擁壁天端近傍における支柱基部の拘束度が大きいことによるものと推察される。

(b)図の荷点変位応答波形を見ると、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荷後 60 ms 程度経過した後であることが分かる。(a)図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。

(c)図の擁壁の回転角に関する時刻歴応答波形を見ると、落下高さが $H=1.5$ m までは入力エネルギーの大きさに対応して、最大回転角も増加傾向にあることが分かる。しかしながら、 $H=2$ m の場合には $H=1$ m の場合よりも小さく示されている。これは、上述のように支柱基部の著しい座屈変形に多くの入力エネルギーが消費されたことによるものと推察される。これより、本実験の曲げ荷重の範囲内では、擁壁の最大回転角は 1.1° 程度であることが分かる。また、最大回転角到達時点と(a)図に示される除荷時は全ての落下高さでほぼ対応している。

3.2 支柱基部の変形および基部のひび割れ状況

写真-2には、実験終了後における、各落下高さ毎の支柱基部の局部座屈の発生状況を示している。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、大きくは進展してない。 $H=1$ m の場合には、圧縮側フランジが座屈し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を確認できる。

$H=1.5$ m の場合には、 $H=1$ m の場合よりも圧縮側フランジが大きく変形していることが確認できる。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、隔離の深さは $H=1$ m の場合よりも深い。

$H=2$ m の場合には $H=1.5$ m の場合よりもさらに激しく座屈変形し、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、支柱は斜め方向に大きく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、


 (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-2 支柱基部の変形状況

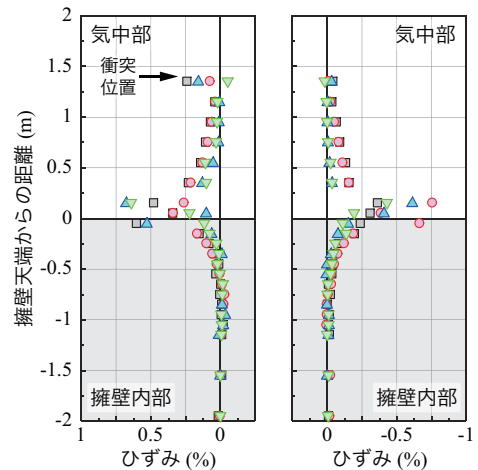
その深さは小さく、表面のみの圧壊であることが分かる。

3.3 最大変位発生時における支柱縁ひずみ分布

図-5には、各ケースにおける最大変位発生時における支柱の上下縁ひずみ分布(本論文では、引張及び圧縮ひずみ発生側をそれぞれ上下縁とする)を示している。なお、上下縁ひずみは、支柱のウェブ中心から上下70 mmの位置に添付したひずみゲージからの出力と断面の平面保持仮定の下で外挿することにより決定した。

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、載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。また、基部近傍部を除き、載荷点側である引張ひずみが圧縮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 $H = 0.5, 1$ mの場合より小さい傾向にあ

$\square H = 0.5$ m ($t = 69.5$ ms) $\circ H = 1.0$ m ($t = 90.5$ ms)
 $\triangle H = 1.5$ m ($t = 151.5$ ms) $\nabla H = 2.0$ m ($t = 191.0$ ms)



(a) 引張側フランジ

(b) 圧縮側フランジ

図-5 最大変位発生時の支柱縁ひずみ分布

る。これは、 $H = 1.5, 2$ mの場合には、写真-2に示されているように基部近傍部で座屈が顕在化し、形鋼の曲げ剛性よりも小さな剛性で基部近傍が回転し角折れの状態に類似した性状を示すためと推察される。これに対して、特に $H = 0.5$ mの場合には、基部コンクリートの損傷も小さかつ座屈が顕在化していないことにより、荷重に対して形鋼の曲げ剛性に対応して変形するためと推察される。

支柱の基部近傍部に着目すると、 $H = 0.5$ mの場合においても基部から35 cm程度の近傍から基部に向かって塑性化が進行していることが分かる。 $H = 1$ m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-2からも明らかなように圧縮側のフランジは座屈し、著しい損傷を受けていることは勿論である。

擁壁内部での支柱上下縁ひずみ分布を見ると、基部上面から15 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、750 mmでは、ほぼ零ひずみに漸近していることが分かる。

4. まとめ

本論文では、防護柵支柱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貫通させた支柱を配置して、曲げが卓越する場合として擁壁天端から1.4 mの位置に1,000 kg重錘を振り子形式で衝突させる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) 最大衝撃力は、ほぼ静的な全塑性荷重を用いて評価可能である。
- 2) 入力エネルギーが大きくなると、基部の圧縮側フランジで局部座屈が発生する。
- 3) 擁壁には表面に若干のひび割れと薄い剥離が見られる程度であり、擁壁のひび割れによる損傷は極めて小さい。
- 4) 支柱の根入れ深さは、700 mm程度として安全側に評価される。