

衝撃荷重載荷時における落石防護柵に関する数値解析手法の妥当性検討

室蘭工業大学大学院
室蘭工業大学
(国研)寒地土木研究所

学生員 ○久井 昭史
正会員 瓦井 智貴
正会員 中村 拓郎

室蘭工業大学
室蘭工業大学大学院
室蘭工業大学

正会員 小室 雅人
学生員 武藏 義信
名誉会員 岸 徳光

1. はじめに

本研究では、従来型落石防護柵の耐衝撃挙動や保有性能を適切に評価可能な数値解析手法の確立を目的として、柵高 4 m の落石防護柵に関する三次元弾塑性衝撃応答解析を実施し、別途実施した実規模衝撃荷重載荷実験結果との比較を行うことによって、その妥当性に関する検討を行った。なお、本解析には LS-DYNA (Ver. R11) を使用した。

2. 実験概要

図1には、本研究で対象とした従来型落石防護柵の形状寸法を示している。実験に用いた試験体は、柵高 4 m、延長 9 m (支柱間隔 3 m × 3 スパン) であり、ワイヤロープは 300 mm 間隔で計 13 本を、金網には素線径 3.2 mm のひし形金網を用い、各支間中央部には間隔保持材が設置されている。

図2には、衝撃荷重載荷実験の状況を示している。実験は、トラッククレーンで吊り下げた鋼製重錘 (質量: 1,181 kg) を他のクレーンを用いて所定の高さまで吊り上げ、振り子運動により試験体中央部に衝突させることで実施した。測定項目は、1) 重錘衝撃力、2) 重錘貫入量、3) ワイヤロープ張力、4) 支柱の軸方向ひずみ等である。

実験時の入力エネルギーには、落石対策便覧¹⁾の慣用設計法による可能吸収エネルギーの設計値 (= 91.2 kJ) を設定し、重錘落下高を 7.88 m とした。なお、防護柵への衝撃荷重載荷位置は、スパン中央部の基盤から 2.67 m の高さに設定した。しかしながら、実験では、設定載荷位置に対して右方向に 0.25 m、上方に 0.245 m ずれて衝突した (図1)。また、画像解析より求めた重錘の実測衝突速度は 11.7 m/s、実測入力エネルギーは 80.3 kJ となり、設定入力エネルギーより若干小さい結果となった。

3. 数値解析概要

図3には、本数値解析で用いた有限要素モデルを示している。本解析では 8 節点固体要素を基本として、コンクリート基盤 (以降、単に基盤) までを可能な限り詳細にモデル化した。なお、数値計算の複雑化を避けるため、金網のモデル化は省略した。

境界条件は、基盤の底部を完全固定とし、側面は法線方向変位成分を固定した。また、重錘吊り用ワイヤロープの上部はピン支持とした。中間支柱-Uボルト間および端末支柱-控材間の連結に関しては、タイド条件を用いて接触面により結合することとし、ワイヤロープ-索端金具間および間隔保持材-Uボルト間は節点共有によって結合した。なお、索端金具-支柱間、支柱-基盤間、重錘-間隔保持材・ワイヤロープ間には剥離・滑りを考慮した面と面の接触 (摩擦係数: 0.4) を定義した。

鋼材の応力-ひずみ曲線はトリリニア型の弾塑性体モデルとし、材料物性値はミルシートを参考に決定した。また、降伏判定は von Mises の降伏条件を採用した。ワイヤロープに関しても同様に、トリリニア型のモデルを採用し、降伏応力 f_y は便覧¹⁾を参考に降伏荷重 ($P_y = 118 \text{ kN}$) をロープ断面積で除すことにより算出した。また、最大応力 f_u は、ミルシートを参考に決定し、最大応力発生時のひずみ ϵ_u は 5 % と設定した。コンクリートに関しては、圧縮側は圧縮強度に到達した段階で完全降伏するバイリニア型とし、引張側は引張強度に到達した段階で引張応力を伝達しないモデルを採用した。なお、圧縮強度は材料試験結果より $f'_c = 27.3 \text{ MPa}$ とした。Uボルト、重錘および砂は弾性体とし、重錘の密度は数値解析モデルの容積を求め所定の質量となるように換算した。

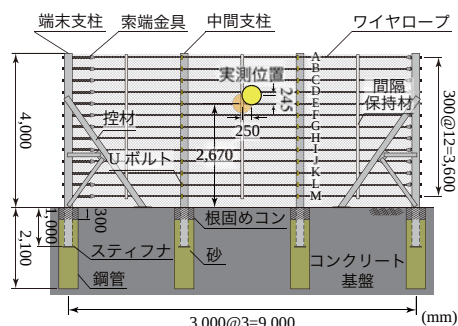


図1 試験体の形状寸法

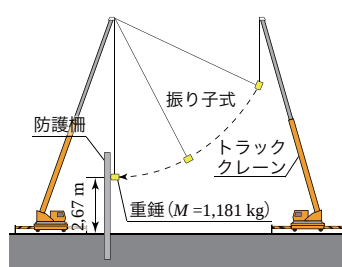


図2 衝撃荷重載荷実験状況

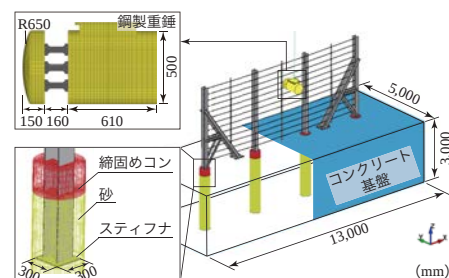


図3 FEモデル

キーワード 従来型落石防護柵, 実規模実験, 耐衝撃挙動, 有限要素法, 衝撃応答解析

連絡先 〒050-8585 北海道室蘭市水元町 27-1 室蘭工業大学 もの創造系領域 社会基盤ユニット TEL 0143-46-5228

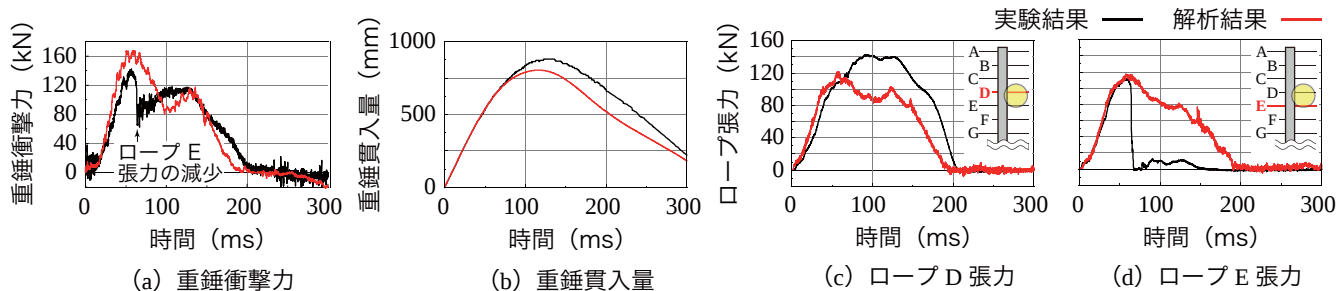


図4 各種時刻歴応答波形の比較

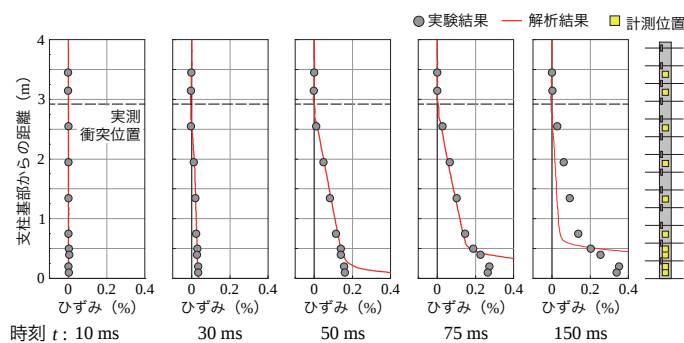


図5 左側中間支柱軸方向縁ひずみ分布の比較

4. 実験結果と数値解析結果の比較および考察

図4には、実験結果と解析結果の各種時刻歴応答波形を比較して示している。なお、ロープ張力に関しては、衝突位置に最も近いロープ(D, E) 2本の結果を示した。

(a) 図には重錘衝撃力波形を示している。図より、実験結果の最大衝撃力は140 kN程度の値を示している。また、重錘衝突初期からの経過時間(以後、単に経過時間 t) $t = 60$ ms 近傍において、衝撃力が急激に低下している。これは、高速度カメラ記録から、重錘がロープEに衝突後両者間に滑りが発生して、重錘がロープから外れたことによるものと推察される。一方、解析結果は载荷初期には実験結果と概ね対応していることが分かる。しかしながら、 $t = 60$ ms 近傍における現象の忠実な再現には至っておらず、それ以降では実験結果との間に差異が生じている。

(b) 図には重錘貫入量波形を示している。図より、 $t = 75$ ms 程度までは、実験結果と解析結果は非常によく一致していることが分かる。しかしながら、それ以降に関しては、前述の通り実験結果の現象を忠実に再現するには至っていないことにより、最大貫入量も50 mm程度の差異が生じている。

(c), (d) 図には、ロープD, Eに関する張力波形を示している。図より、実験結果の場合には、 $t = 60$ ms 経過後に、ロープEが重錘から外れたことにより急激に除荷状態に至っていることや、それに対応してロープDの張力が増加傾向を示していることが分かる。解析結果に着目すると、 $t = 60$ ms 付近までは実験結果とほぼ対応してい

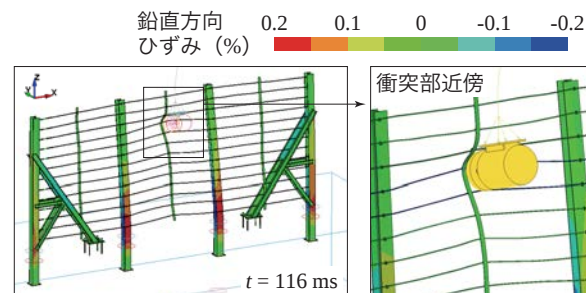


図6 最大重錘貫入量到達時における防護柵の変形状況

ることが見て取れる。

図5には、各経過時間における左側中間支柱の縁軸方向ひずみ分布に関して、実験結果と解析結果を比較して示している。なお、実験結果の縁軸方向ひずみは、支柱のウェブに貼付したひずみゲージ出力を断面の平面保持仮定に基づいて換算評価した。図より、重錘衝突点位置よりも上部領域では、実験結果および解析結果ともにほぼ零ひずみ状態になっていることが分かる。また、それよりも下部の領域では、基部に近づくにつれて、経過時間に対応してひずみが増大していく傾向が確認できる。

図6には、解析結果の最大重錘貫入量到達時($t = 116$ ms)における防護柵の変形状況と各支柱の鉛直方向ひずみに関するコンター図を示している。図より、間隔保持材によって衝撃荷重が上下方向に分散して作用している状況や、両側中間支柱基部における塑性化の進行が確認できる。また、前述の通り、重錘が設定位置よりも右方向に0.25 mずれて衝突していることより、右側の端末支柱基部における塑性領域が左側端末支柱基部よりも広いことも確認できる。

5. まとめ

提案の解析手法を用いることによって、重錘衝突時から重錘とワイヤロープの接触が外れる時点近傍までは、落石防護柵の耐衝撃挙動を概ね再現可能であることが明らかになった。これより、提案の手法を用いることによって、重錘のワイヤロープからのすり抜けが発生しない条件下で、種々の衝突荷重载荷時に対する落石防護柵の耐衝撃性状を概ね評価可能であるものと判断される。

参考文献：1) 日本道路協会：落石対策便覧，2017。