

鋼製防護柵の支柱基礎部の動的応答特性に関する衝撃応答解析

Impact response analysis on dynamic characteristics of foundation for strut installed into rockfall protection fence

室蘭工業大学大学院 ○ 学生員 沼田あずさ (Azusa Numata)
 室蘭工業大学 正 員 小室 雅人 (Masato Komuro)
 (株)砂子組 正 員 近藤 里史 (Satoshi Kondo)
 室蘭工業大学 フェロー 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。落石対策工の1つである落石防護柵は、道路際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。落石防護擁壁の上に防護柵を設置する場合には、その支柱は無筋コンクリート躯体内に埋設される。この支柱の現行設計は、落石対策便覧¹⁾に基づいて行われているが、落石による動的な作用は考慮せずに静荷重に置き換えて実施されている。しかしながら、実際に落石を受けた鋼製支柱の被害状況を見ると、写真-1に示すように支柱埋込部のコンクリートが剥落する場合も報告されている²⁾。これより、現行設計法の妥当性を検証することは、合理的設計法確立に向けて極めて重要であるものと判断される。

このような観点から、本研究では、落石防護擁壁上に設置する防護柵支柱基礎部を対象に、H形鋼支柱を無筋コンクリート部に埋設した試験体を対象に、重錘落下衝撃実験を実施している。本論文では、これら一連の実験の中から、弾性的な応答性状を示した実験ケースを対象に、三次元弾性衝撃応答解析を実施した。また、実験結果と解析結果を比較することにより、動的応答性状を数値解析の側面から検討した。なお、本数値解析には、汎用構造解析コードLS-DYNA³⁾を使用した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-1には、試験体の形状寸法と配筋状況を示している。試験体の形状寸法(幅×高さ×長さ)は、700×400×2,400 mmである。基礎部を相当するコンクリート部の形状寸法は700×400×1,300 mmとし、実構造と同様に無筋コンクリート状態を再現するために、鉄筋の配筋は必要最低限に抑えた。従って、軸方向鉄筋は上下端にD19を各2本(かぶり:100 mm)とし、せん断補強鉄筋(D10)は、側面には100 mm間隔で13本、上下面には後方から7本のみを配置した。

支柱に相当するH形鋼には、H100×100×6×8を使用した。なお、本実験では、衝撃荷重作用時の必要定着長を明らかにするために、H形鋼はコンクリート内部を貫通するように配置することとし、その張出し長さはコンクリート端部から1,000 mmとした。H形鋼のかぶり厚さは150 mmである。

重錘落下位置は、コンクリート端部から800 mmとし、重錘衝突時の局部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。



写真-1 支柱基礎部の損傷例

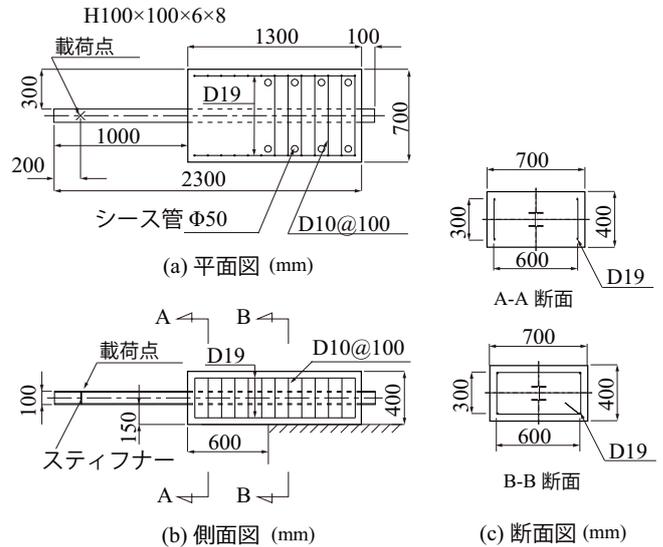


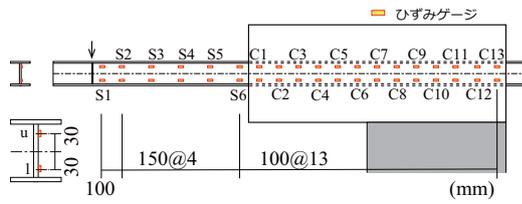
図-1 試験体の形状寸法および配筋状況

表-1 鋼材の材料特性値

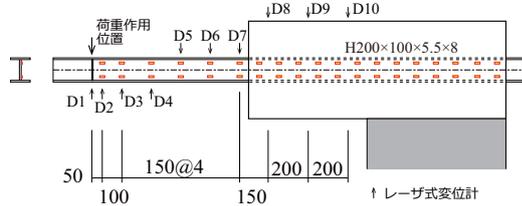
	降伏強度 f_y (MPa)	破断強度 f_u (MPa)	弾性係数 E_s (GPa)	ポアソン比 ν_s
H鋼	354	449	200	0.3

2.2 実験方法および計測項目

衝撃荷重実験は、質量300 kg、先端直径200 mmの鋼製重錘を所定の高さから一度だけH形鋼梁に自由落下させる単一載荷法に基づいて行っている。試験体のコンクリート部は、端部から700 mmまでを完全固定となるように、試験体側面に空けた貫通孔にボルト通して底版に固定し、上から鋼板とボルト・ナットで挟み込むように固定している。実験時におけるコンクリートの圧縮強度



(a) ひずみゲージ貼付位置



(b) レーザ式変位計計測位置

図-2 計測位置とその名称

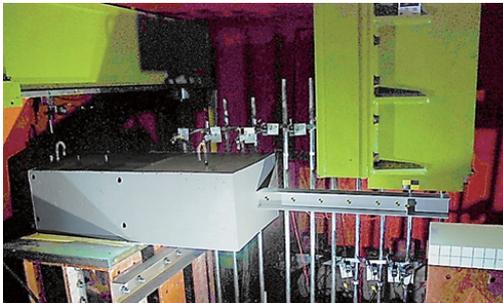


写真-2 実験状況

f'_c は、 $f'_c = 34.5 \text{ MPa}$ であった。また、表-1には、H形鋼の材料特性値(ミルシートによる)を示している。

図-2には、本実験の計測位置を示している。ひずみゲージは、(a)図に示すようにH形鋼のウェブに中立軸から上下30mmの位置に貼付した。軸方向のゲージ添付位置は、コンクリート充填部に対しては、端部から50mm内側を基点に100mm間隔の全13断面に、また、支柱部には荷重点位置から50mm内側を基点に150mm間隔で6断面とした。さらに、試験体の変形状況を確認するために、レーザ式変位計を全10箇所に設置した(図b参照)。

本実験の測定項目は、(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、(2)レーザ式変位計による変形量、および(3)H形鋼に貼付したひずみゲージからの軸方向ひずみである。なお、実験終了後には、ひび割れ性状の観察を行った。写真-2には、実験装置と試験体の設置状況を示している。

3. 数値解析概要

3.1 有限要素モデルおよび境界条件

図-3には、本研究で用いた数値解析モデルを示している。解析モデルは、試験体の対称性を考慮し1/2モデルとした。軸方向鉄筋およびせん断補強鉄筋には2節点梁要素、それ以外には8節点固体要素を使用した。境界条件は可能な限り実験状況に近づけるために、試験体の固定

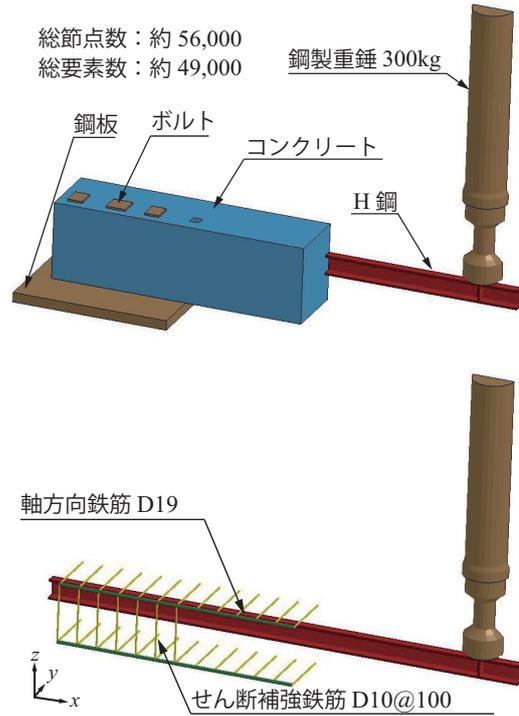


図-3 有限要素モデル

に使用した鋼板をモデル化し、その底部を完全固定としている。また、試験体は実験条件と同様に、固定用底版からボルトを介して固定した。

3.2 材料構成則

本数値解析では、上述のように、弾性的な挙動を示した設定落下高さ $H = 0.1 \text{ m}$ における衝撃荷重実験を対象としていることから、全ての材料は弾性体と仮定した。H形鋼および鋼製底版の弾性係数 E_s は $E_s = 200 \text{ GPa}$ 、ポアソン比 ν_s は $\nu_s = 0.3$ とし、単位体積質量 ρ_s として $\rho_s = 7.85 \text{ g/cm}^3$ を入力した。

また、コンクリートに関しては、弾性係数 E_c をコンクリート標準示方書⁴⁾に準拠して、 $E_c = 29.4 \text{ GPa}$ 、ポアソン比 $\nu_c = 0.2$ とした。なお、単位体積質量 ρ_c は、 $\rho_c = 2.35 \text{ g/cm}^3$ と設定した。

また、重錘に関しては、弾性係数 E_w およびポアソン比 ν_w は鋼材と同様の値を用い、単位体積質量 ρ_w は重錘質量 300 kg を解析モデルの体積で除した値を入力している。

4. 数値解析結果および考察

4.1 重錘衝撃力および荷重点変位に関する時刻歴波形

図-4には、数値解析結果から得られた重錘衝撃力および荷重点変位に関する時刻歴波形を実験結果と比較して示している。なお、横軸は重錘がH形鋼に衝突した時間を原点に取っている。

まず、(a)図に示す重錘衝撃力に着目すると、実験結果および数値解析結果共に正弦半波に高周波成分が含まれた波形性状を示している。また、実験結果と数値解析結果の最大値を比較すると、前者は約 60 kN であるのに対し、後者は約 40 kN と小さく示されている。また、その継

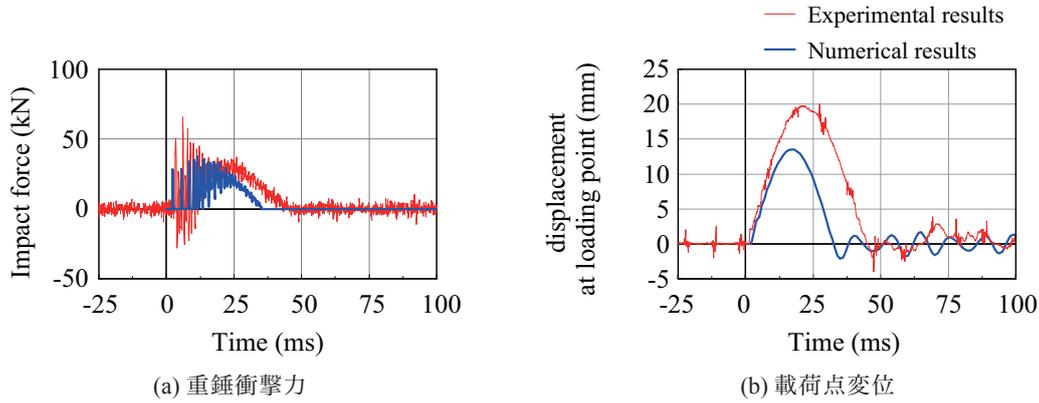


図-4 重錘衝撃力および載荷点変位波形の比較

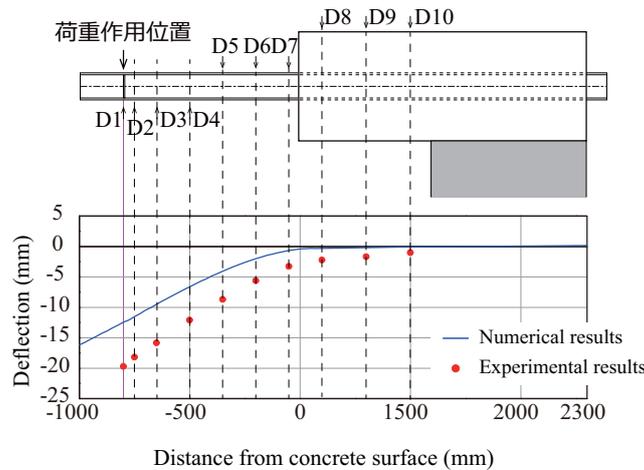


図-5 H形鋼梁のたわみ分布

続時間も 50 ms に対して 30 ms と数値解析結果が実験結果よりも短い。

次に、(b)図に示す載荷点変位に着目すると、載荷点変位は正弦半波状の応答を示しており、その継続時間は重錘衝撃力の継続時間とほぼ対応していることが分かる。数値解析結果の最大変位は、約 13.5 mm であり、実験結果の約 20 mm に対して 68% 程度となっている。この傾向は重錘衝撃力の場合と同様である。

4.2 最大応答変位における試験体の変形状況

図-5には、実験結果および数値解析結果の載荷点において、最大たわみが発生する時刻のH形鋼梁の変形状況を示したものである。図より、実験結果と数値解析結果のたわみ分布を比較すると、いずれの計測位置においても数値解析結果は実験結果よりも小さく示される傾向が見られる。また、H形鋼梁のコンクリート側端部近傍たわみ(D7)を見ると、数値解析結果はほぼ零(約0.7 mm)に近い値を示しているのに対して、実験結果は約3.5 mmと大きい。このことは、弾性体を仮定した数値解析結果ではコンクリート側端部が固定支持に近い状態を示しているのに対し、実験結果では試験体の支持部が固定支持に近い状態になっていることを示唆しているものと推察される。

4.3 軸方向ひずみに関する時刻歴波形

図-6には、H形鋼のウェブに貼付したゲージより得ら

れた実測軸ひずみと数値解析結果から得られる軸ひずみを比較して示している。なお、着目断面はS2～C5までとした。これは、1)重錘落下位置近傍のS1断面では、せん断変形成分が卓越し複雑なひずみ状態となることや、2)コンクリート充填部のC6～C13断面に関しては、大きな軸方向ひずみが発生していないことによる。また、図の上段は支柱本体(張出し)部を、下段はコンクリート充填内部のひずみを示している。

まず、上段の支柱部分のひずみ波形に着目する。実験結果と数値解析結果を比較すると、載荷点変位の時刻歴波形とは逆に数値解析結果が大きな値を示していることが分かる。これは、前述の図-5からも明らかのように、数値解析結果の場合にはコンクリート基部前面が固定支持に近い状態を呈していることによるものと推察される。また、曲げモーメントが大きくなる(コンクリート基部に近づく)ほど、軸ひずみは大きく示されている。なお、中立軸より上側(Sn-u)と下側のひずみ(Sn-l)を見ると、いずれもほぼ同じ波形性状を示していることから、軸力成分は小さく曲げ成分が卓越していることが確認される。S6断面における最大ひずみを見ると、実験結果では約1,200 μ を示していることより、平面保持の仮定に基づきフランジ上端のひずみを計算すると約2,000 μ となる。鋼材の降伏ひずみ ϵ_y は、 $\epsilon_y = 1,770 \mu$ (表-1参照)であることから、

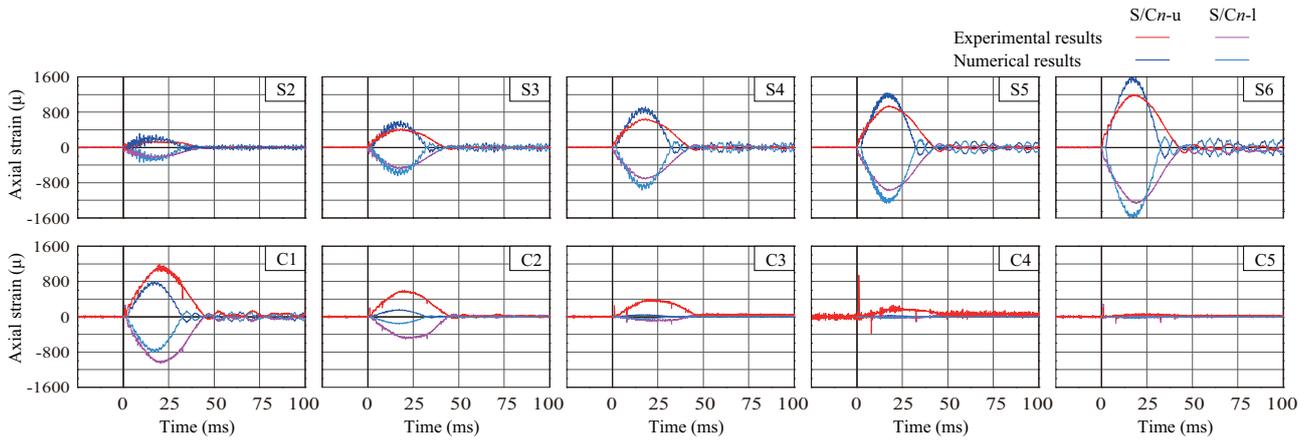


図-6 H形鋼梁の軸方向ひずみに関する時刻歴波形の比較

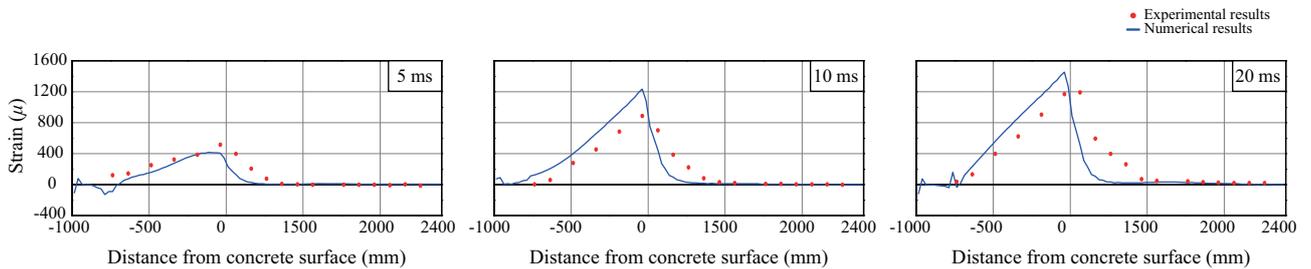


図-7 H形鋼梁に作用する軸方向ひずみ分布の比較

H形鋼梁の基部近傍では上下フランジが塑性化していることが推察される。

次に、下段のコンクリート充填内部のひずみに着目すると、最も端部に近いC1断面では、S6断面と異なり、数値解析結果が実験結果よりも小さく示されている。これは、数値解析結果の場合にはコンクリート前面部が固定端となっているのに対して、実験結果の場合にはコンクリート前面には明確な固定端が示されずH形鋼と連成して挙動していることによるものと推察される。勿論、軸方向ひずみが $1,200\mu$ 程度を示していることから、コンクリートに微細なひび割れが発生していることが窺われる。なお、実験結果および数値解析結果共に、C5断面では大きなひずみが発生していないことから、本実験におけるH形鋼梁のコンクリート基礎部への適切な埋込長は、450 mm以下であるものと評価される。

図-7には、重錘衝突後から $t=5, 10$ msおよび20 ms時におけるH形鋼梁の引張側軸方向ひずみ分布(S/Cn-u)について、実験結果と数値解析結果を比較して示している。図の横軸は、コンクリート基礎端部からの距離を示している。図より、 $t=5$ msでは、数値解析結果は概ね実験を再現できていることが分かる。しかしながら、 $t=10$ および20 ms時点では、支柱部における数値解析結果は実験結果に比較して若干過大に評価する傾向にあることが分かる。また、全体的なひずみ分布に関しては、数値解析結果は実験結果をおおよそ再現できているものの、コンクリート充填内部のひずみ分布は両者で大きく異なっている。すなわち、実験結果ではコンクリート充填内部のひずみは緩

やかに減少する傾向が見られる。一方、数値解析結果では急激にひずみが減少している。これは、前述したようにコンクリート前面には明確な固定端が示されずH形鋼と連成して挙動し、支持状態が徐々に形成されることに起因していることが一つの要因であるものと推察される。

5. まとめ

本研究では、落石防護擁壁上に設置する防護柵支柱基部に関する耐衝撃挙動特性を明らかにすることを最終目的として、その前段階として弾性応答に近い実験条件を対象に三次元弾性衝撃応答解析を実施した。その結果、H形鋼梁の基礎近傍部では内部コンクリートにひび割れが生じるほどの曲げひずみが生じていること、またコンクリート基礎部においても衝撃荷重下では変形が生じること、等を明らかにした。今後は重錘衝突位置や試験体の境界条件などを詳細に検討した上で弾塑性解析を実施し、実験結果との比較によって解析精度の検証を行う予定である。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：落石対策便覧，2017.12
- 2) 株式会社シビル ホームページ
<https://www.rcnet.co.jp/product/list/listless.php>
- 3) Hallquist, J. O., LS-DYNA Version R9 User's Manual, Livermore Software Technology Corporation, 2016.
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書(設計編), 2017.3