

落石防護擁壁上に設置された高曲げ剛性を有する落石防護柵支柱の耐衝撃挙動に関する数値解析的検討

Numerical study on impact resistance behavior of steel post having higher flexural stiffness for rockfall protection fences embedded into plain concrete retaining wall

林茂樹[†], 小室雅人^{*}, 岸徳光^{**}, 瓦井智貴^{***}, 高田柗^{****}

Shigeki Hayashi, Masato Komuro, Norimitsu Kishi, Tomoki Kawarai, Syu Takada

[†]勇建設(株) (〒060-0065 札幌市中央区北 6 条西 14 丁目 4)

^{*}博(工), 室蘭工業大学教授, 大学院工学研究科 もの創造系領域 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

^{**}工博, 室蘭工業大学特任教授, 大学院工学研究科 もの創造系領域 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

^{***}博(工), 室蘭工業大学助教, 大学院工学研究科 もの創造系領域 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

^{****}室蘭工業大学, 大学院工学研究科 博士前期課程 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

In this paper, an impact resistance behavior of the steel post with higher flexural stiffness for the 4 m high rockfall protection fence anchored into the 3 m high plain concrete retaining wall was numerically investigated by means of 3D elasto-plastic dynamic response analysis method. H-section steel members of H200 × 200 × 8 × 12 were used as the post. The results obtained from this study are as follows: 1) the design force may be evaluated by using fully plastic load irrespective of the magnitude of the input energy; 2) when the loading position is lower, the shear deformation of the post becomes more severe; and 3) the anchoring depth specified by the guideline may be reasonable even though the input energy increases.

Key Words: rockfall protection fence, concrete retaining wall, anchoring depth, elasto-plastic impact response analysis

キーワード：落石防護柵, コンクリート擁壁, 根入れ深さ, 弾塑性衝撃応答解析

1. はじめに

我が国の山岳部や海岸線などの急崖斜面に隣接する道路沿いには、落石などから人命や道路交通網を守るために数多くの落石対策工が設置されている。通常、落石径や落石エネルギーが大きく評価される場合には、ロックシェッドあるいはポケット式落石防護網などが適用される。一方、落石径や落石の跳ね上がりも小さく、落石エネルギーが小さく評価される場合には、落石防護擁壁(以下、擁壁)とともに、従来型落石防護柵(以下、落石防護柵)が設置されている。落石防護柵は、H形鋼支柱や多段のワイヤロープ、ひし形金網および間隔保持材などの比較的安価で入手しやすい部材から構成されており、コンクリート基礎に設置される場合の他、擁壁天端に設置される場合も多い(写真-1)。

落石防護柵が擁壁天端に設置される場合には、擁壁

が無筋コンクリート構造であることにより、支柱の定着方法が課題となる。現状では、落石対策便覧¹⁾(以下、便覧)に規定されている設計法に準拠して支柱の根入れ深さを決定し、箱抜きして埋設設置されている。根入れ深さに関する現行設計法は、落石衝突による動的挙動は考慮せずに静力学に基づいて行われている



写真-1 擁壁天端に設置される従来型落石防護柵の一例

[†] 連絡著者 / Corresponding author

E-mail: shi-hayashi@isami-con.co.jp



写真-2 擁壁支柱基部近傍における損傷例²⁾

る。しかしながら写真-2に示されるように、落石衝突によって擁壁の支柱埋設部コンクリートがブロック化して剥落する事案も報告²⁾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ともに、衝撃荷重載荷時の動的挙動特性を考慮した合理的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。

このような背景から、著者らの研究グループでは、屋内での小型実験³⁾⁻⁵⁾を実施するとともに、実規模落石防護擁壁上に設置した落石防護柵支柱を対象に、静荷重載荷⁶⁾や衝撃荷重載荷⁷⁾⁻⁹⁾に関する数多くの屋外実規模実験を実施してきた。

その結果、1) 支柱の根入れ深さが十分に確保されている場合において、衝撃力平坦域の最大振幅は静的な全塑性荷重にほぼ対応し、基部圧縮側フランジには局部座屈が発生するものの、擁壁天端における損傷は軽微であること、2) 一方で、支柱の根入れ深さが不足している場合には、局部座屈が抑制され、擁壁は著しい押抜きせん断破壊に至ること、3) また、その押抜きせん断破壊面は、載荷側フランジ端部から形成されること、等が明らかになっている。

これらの実験結果は、防護柵高さが2 mで支柱にはH200×100×5.5×8断面のH形鋼が用いられている。しかしながら、柵高さが4 m程度の場合には、通常防護擁壁の高さも高くかつ支柱にも曲げ剛性の大きいH200×200×8×12断面のH形鋼が用いられている。このような場合における支柱の根入れ深さに関しては、設計法の妥当性を含め十分に検討が行われていないのが現状である。

このような観点から、本研究では、高さが3 mの防護擁壁天端に高さが4 mの防護柵を設置する場合を想定して、支柱にはH200×200×8×12断面のH形鋼を用い、現状での設計法に基づいて決定された根入れ深さに対して、衝撃荷重を載荷させた場合における防護擁壁及び防護柵支柱に関する耐衝撃性状について数値解析的に検討を行うこととした。具体的には、衝撃荷重載荷位置は曲げが卓越する場合及び曲げと共にせん断が連成する場合を想定して2種類に変化させ、入力エネルギーを変化させた場合について検討を行って

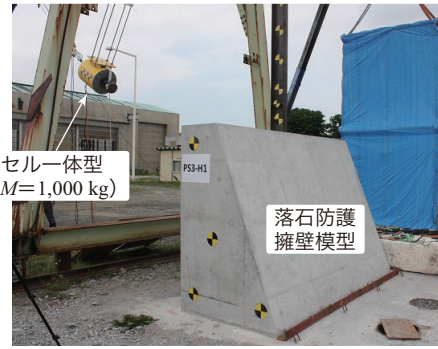


写真-3 実規模衝撃荷重載荷実験の状況⁹⁾

いる。

なお、数値解析は、構造解析用汎用コードLS-DYNA¹³⁾(ver. R11)を用い、実規模実験結果との比較に基づいて著者らによって妥当性が検証されている三次元弾塑性衝撃応答解析手法¹⁰⁾⁻¹²⁾に即して行うこととした。

2. 数値解析概要

2.1 落石防護擁壁および支柱の概要

図-1には、本研究で対象とした落石防護擁壁および支柱の形状寸法を示している。ここでは、北海道開発局道路設計要領¹⁴⁾を参考に、コンクリート擁壁は、高さ3 m、幅3 m、天端幅0.6 m、道路側の勾配を1:0.4とした。支柱には、柵高4 m以上の場合において実防護柵の中間支柱として通常使用されている¹⁴⁾、H200×200×8×12断面のH形鋼を用い、根入れ深さは、便覧¹⁾に即して決定された1 mとした。また、既往の研究と同様に擁壁天端中央に支柱を設置するとともに、その柵高は4 mと設定した。なお、擁壁幅は実防護柵の中間支柱の間隔が3 mで擁壁天端に設置されていることから、支柱1本分を考慮した3 mと設定した。衝撃荷重作用位置(以後、載荷点)には、実規模衝撃荷重載荷実験と同様に、フランジの局部座屈を防ぐために厚さ6 mmの補剛材を設置している。

本研究では、支柱定着部に曲げが卓越する場合および曲げとせん断が連成する場合の載荷位置の影響を検討するため、重錘衝突位置を変化させることとし、擁壁天端からの載荷点位置をそれぞれ2,670, 400 mmと設定した。なお、曲げが卓越する場合の載荷点は、便覧¹⁾に準じて落下高さの1/2を余裕高とすることにより決定した。曲げとせん断が連成する場合については、既往の研究^{6), 9)}を参考に、可能な限り擁壁天端に近い位置に衝突させることとした。

H形鋼の断面二次モーメントは、既往の研究⁶⁾⁻¹²⁾で使用したH200×100×5.5×8の場合には強軸に関して $1.81 \times 10^7 \text{ mm}^4$ であるのに対し、本研究で対象としたH200×200×8×12の場合には、 $4.72 \times 10^7 \text{ mm}^4$ で

表-1 数値解析ケース一覧

ケース名	擁壁天端からの 荷重位置 L (mm)	設定重錘 落下高さ H (m)	入力重錘 衝突速度 V (m/s)	入力 エネルギー E (kJ)	コンクリート 圧縮強度 f'_c (N/mm ²)
PB-H1	2,670	1	4.43	9.8	30
PB-H2		2	6.26	19.6	
PB-H3		3	7.67	29.4	
PB-H4		4	8.85	39.2	
PB-H5		5	9.90	49.0	
PS-H1	400	1	4.43	9.8	
PS-H2		2	6.26	19.6	
PS-H3		3	7.67	29.4	
PS-H4		4	8.85	39.2	
PS-H5		5	9.90	49.0	

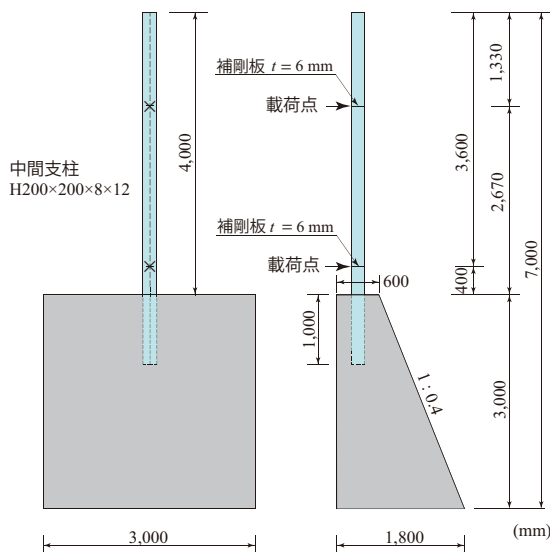


図-1 落石防護擁壁および支柱の形状寸法

ある。すなわち、本研究で用いた支柱に関する曲げ剛性は、既往の研究において対象とした H 形鋼と比較して、2.6 倍程度大きい値となる。

2.2 数値解析ケース

表-1 には、本研究で実施した数値解析ケースの一覧を示している。ケース名に関して、第 1 項目の "PB" は曲げが卓越する位置 (= 擁壁天端から 2,670 mm の位置) に重錘を衝突させることを示し、"PS" は曲げと共にせん断が連成する衝突位置 (= 擁壁天端から 400 mm の位置) であることを示している。第 2 項目の "H" は重錘の設定落下高さを示し、後続の数値はその落下高さ (m) を表している。表には、数値解析に用いた重錘衝突速度 V (m/s)、それらより算出される入力エネルギー E (kJ)、および本研究で用いたコンクリートの圧縮強度 f'_c も合わせて示している。なお、数値解析には、1,000 kg 重錘を衝突させることによって行った。また、コンクリートの圧縮強度 f'_c に関しては、既往の研究で実施した材料試験結果と同様の値を設定した。

2.3 有限要素モデルおよび境界条件

図-2 には、本研究で用いた有限要素モデルを示している。本研究では、既往の研究と可能な限り条件を同様とし、実験時における境界条件を適切に反映させるために、荷重治具までを考慮してモデル化を行った。また、重錘衝突による支柱基部の局部座屈を適切に再現するために、対称性を考慮せずに構造全体をモデル化している。

本研究では、基部近傍で発生する局部座屈を適切に評価するために、要素は全て 8 節点固体要素とし、H 形鋼支柱のフランジおよびウェブは板厚方向に 6 ないし 8 分割とした。幅方向の要素長は 1~2 mm 程度、軸方向には 10 mm 程度を基本にして要素分割を行った。計算時間を節約するために、擁壁底部近傍の要素分割は徐々に粗くしている。なお、本数値解析では、重力は考慮しているものの H 形鋼の初期不整や減衰は簡略化して考慮しないこととした。本モデルの総節点および総要素数は、それぞれ 120 万、110 万程度である。

衝撃荷重は、既往の実物大実験と同様に 1,000 kg 鋼製重錘を用い振り子式で荷重するものとした。具体的には、重錘要素を支柱フランジと接する形で配置して、表-1 に示す重錘衝突速度 V を重錘要素の全節点に付加することで荷重を与えた。拘束条件は、重錘吊り下げ治具の上部をピン支持とし、コンクリート擁壁の底部は支柱と擁壁の挙動特性を安全側で評価することとして完全固定とした。また、ボルトを用いて接続している箇所や H 形鋼と補剛材は、節点を共有することで結合することとした。一方、ロードセルと重錘胴体間に関しては、接触面によるタイド条件を設定することによって完全結合とした。

接触条件に関しては、支柱と擁壁間には、付着特性を考慮せず剥離・滑りを考慮した面と面の接触を定義している。なお、接触条件に関しては、既往の研究^{11), 15)}を参考に、静摩擦係数と動摩擦係数を等しいものとし、いずれも 0.3 と仮定した。接触解析にはペナルティ法を採用している。

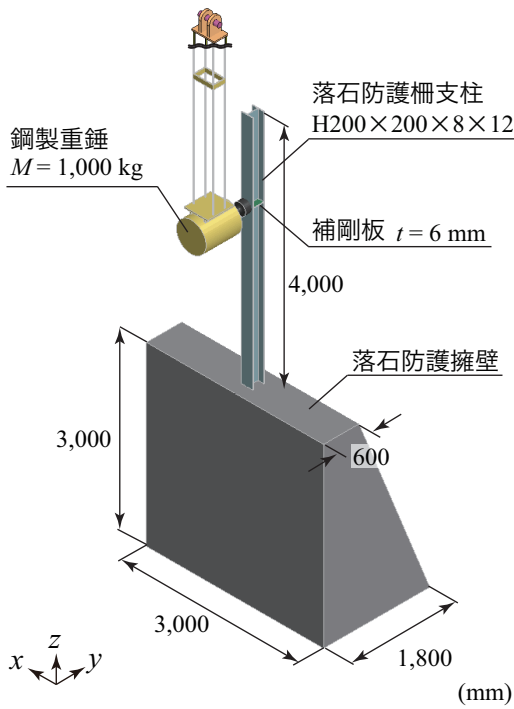
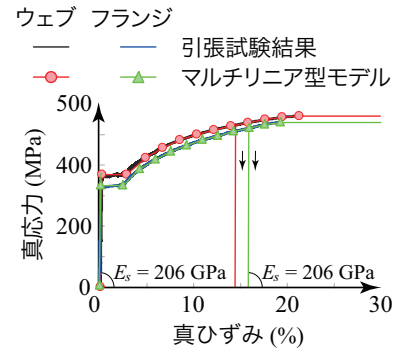
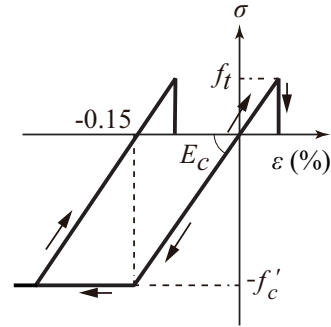


図-2 有限要素モデル (ケース PB)



(a) 支柱



(b) コンクリート擁壁

図-3 材料構成則

2.4 材料構成則

図-3には、本数値解析で用いた H 形鋼支柱ウェブ、フランジおよびコンクリート擁壁に適用した応力-ひずみ関係を、表-2には、H 形鋼支柱の物性値一覧を示している。本研究では、実構造物により近い条件の下で検討を行うこととし、各材料物性値には実規模実験⁹⁾と同様の数値を採用した。なお、実規模実験⁹⁾では、H 形鋼ウェブ及びフランジからの試験片を用いて引張試験を行っている。

(1) H 形鋼支柱

図-3(a)には、H 形鋼支柱に適用した応力-ひずみ関係を示している。H 形鋼支柱の応力-ひずみ関係は、既往の研究で実施した引張試験により得られた材料試験結果の真応力-真ひずみ関係を基に多直線近似によりモデル化した。なお、引張強度以降に関しては、ひずみが一定値となるように設定した。また、圧縮側の応力-ひずみ関係は引張側と同じものを採用した。降伏の判定には von Mises の降伏条件を用いた。単位体積質量 ρ_s およびポアソン比 ν_s は、それぞれ $\rho_s = 7.85 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ 、 $\nu_s = 0.3$ とした。

(2) コンクリート擁壁

図-3(b)には、コンクリート擁壁に適用した応力-ひずみ関係を示している。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、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。したがって、圧縮軟化挙動は考慮していない。また、降伏の判定には Drucker-Prager の降伏条件

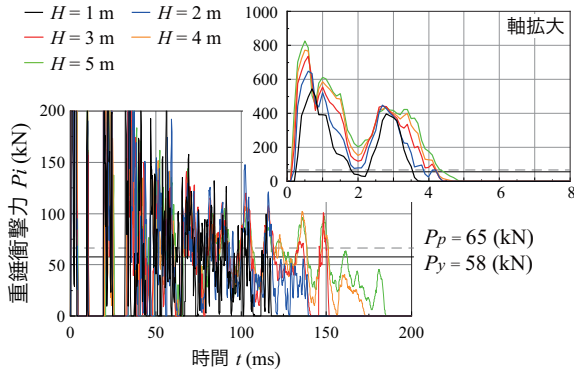
表-2 H 形鋼支柱の材料物性値

	降伏強度 f_y (MPa)	降伏ひずみ ϵ_y (%)	引張強度 f_u (MPa)
ウェブ	368	0.19	560
上下フランジ	326	0.17	532

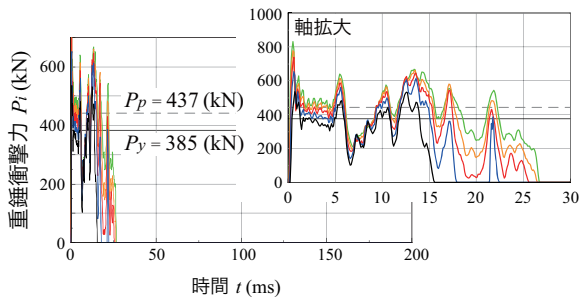
式を採用し、ひび割れモデルは分布ひび割れモデルを用いている。圧縮強度 f'_c は、前述の実規模実験⁹⁾における材料試験結果に基づき 30 N/mm^2 とし、引張強度は圧縮強度の $1/10$ と仮定した。単位体積質量 ρ_c およびポアソン比 ν_c は、それぞれ $\rho_c = 2.35 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ 、 $\nu_c = 0.167$ とした。

(3) 重錘および载荷治具

重錘と载荷治具(鋼材)要素に関しては、実規模実験^{7~9)}においては塑性変形やひび割れが確認されていないことより、本研究においても全て弾性体モデルを適用することとした。これらの要素に関する弾性係数、密度およびポアソン比は、重錘に関しては $E_w = 206 \text{ GPa}$ 、 $\rho_w = 7.65 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ 、 $\nu_w = 0.3$ 、载荷治具に関しては $E_j = 206 \text{ GPa}$ 、 $\rho_j = 7.85 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ 、 $\nu_j = 0.3$ とした。なお、重錘の単位体積質量 ρ_w は、重錘質量 $1,000 \text{ kg}$ を解析モデルの体積で除した値を入力している。



(a) ケース PB



(b) ケース PS

図-4 重錘衝撃力の時刻歴応答波形図

3. 数値解析結果および考察

3.1 各種応答波形

図-4には、本数値解析より得られた重錘衝撃力 P_i に関する時刻歴応答波形をケース毎に比較して示している。図には、载荷後 200 ms までの波形に加えて、衝撃初期における最大応答時の波形を拡大した図も合わせて示している。また、図中には梁理論に基づき基部を固定端と仮定し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。さらに、表-3には、各ケースにおける最大衝撃力 P_i と衝撃力の継続時間 t を一覧にして示している。

まず、図-4 (a) の曲げが卓越するケース PB の場合に注目すると、いずれの重錘落下高さ(以後、単に落下高さ)においても载荷初期には最大衝撃力値を示し、周期が 8 ms 程度の正弦半波と周期が 2 ms 程度の正弦 2 波、振幅の小さい高周波成分から構成されていることが分かる。表-3 より、波形の最大衝撃力 P_i および継続時間 t を見ると、最大衝撃力は $P_{ib} = 543 \sim 825$ kN 程度、継続時間は $t_b = 118 \sim 185$ ms 程度となっており、落下高さの増加に対応して最大衝撃力および継続時間がともに増加していることが分かる。時間 $t = 50 \sim 150$ ms 程度において励起している低周波振動成分の平均的な衝撃力の分布は、いずれの落下高さにおいても類似の値を示しており、その値は降伏荷重

表-3 最大衝撃力一覧

設定重錘 落下高さ H (m)	ケース PB		ケース PS	
	最大衝撃力 P_{ib} (kN)	継続時間 t_b (ms)	最大衝撃力 P_{is} (kN)	継続時間 t_s (ms)
1	543	118	536	16
2	649	140	653	18
3	736	152	739	26
4	772	173	777	27
5	825	185	830	27

P_y あるいは全塑性荷重 P_p 程度であることがわかる。これは、既往の実規模実験⁹⁾においても同様の傾向が確認されており、作用荷重は静的な全塑性荷重 P_p を用いて安全側で評価可能であることを示唆している。

図-4 (b) の曲げとせん断が連成するケース PS の場合には、いずれの落下高さにおいても载荷初期に最大衝撃力値を示した後、 $t_s = 1.5 \sim 5$ ms において降伏荷重もしくは全塑性荷重にほぼ対応する明確な衝撃力平坦域を形成していることが分かる。それ以降は、振幅を繰り返し徐々に減衰している様子が見て取れる。また、衝撃力の継続時間は $t_s = 16 \sim 27$ ms 程度となっており、ケース PB と同様に落下高さの増加に対応して継続時間が延びているが、その値はケース PB のより小さい。これは、ケース PS の場合には、アーム長が短く支柱のたわみ剛性が大きく評価されるため、重錘の衝突時間が短くなるとともに、最大载荷点変位も小さくなったためと推察される。

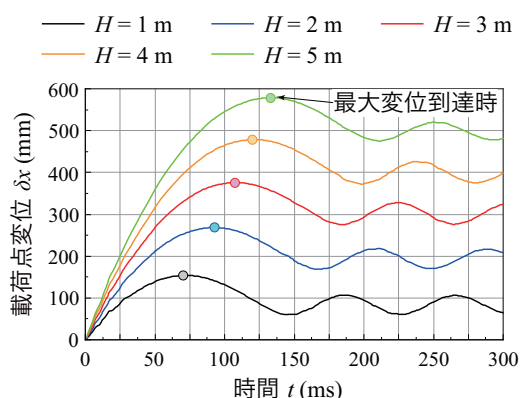
また、表-3 の最大衝撃力 P_{ib} および P_{is} を比較すると、いずれの落下高さにおいても载荷点距離にかかわらず、両者類似した値を示していることが分かる。これは、载荷初期に励起する最大衝撃力は衝突部近傍の材料物性や入力エネルギーにのみ依存していることを示唆している。

図-5には、 $t = 300$ ms までの载荷点変位(以後、単に変位) δ_x に関する時刻歴応答波形を比較して示している。なお、図中には、最大変位応答時を円マークで示している。また、表-4には、最大変位 δ_x およびその到達時間 t_{max} を一覧にして示している。

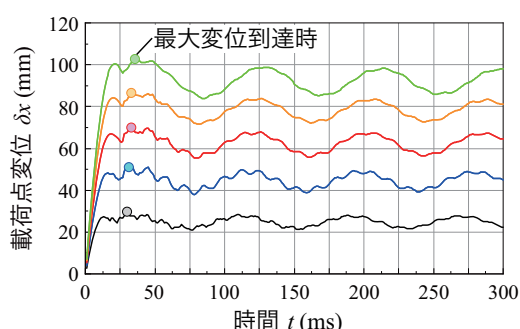
図-5 (a) より、曲げが卓越するケース PB の場合に注目すると、落下高さの増加に対応して、最大変位も増加傾向を示し、その到達時刻は延びていることが分かる。また、最大値到達以降は減衰自由振動状態に移行していることも窺える。

図-5 (b) の曲げとせん断が連成するケース PS の場合に注目すると、低次振動と共に周期が 12.5 ms 程度の振動成分から構成されており、ケース PB の場合に比較して最大変位は小さく示されている。また、最大変位到達時間も短く示されているが、これは前述の衝撃力波形の傾向と類似している。

図-5 (a), (b) を比較すると、いずれのケースにお



(a) ケース PB



(b) ケース PS

図-5 載荷点変位に関する時刻歴応答波形

表-4 最大変位及びその到達時間の一覧

設定重錘 落下高さ H (m)	ケース PB		ケース PS	
	最大変位 δ_{xb} (mm)	到達時間 t_{bmax} (ms)	最大変位 δ_{xs} (mm)	到達時間 t_{smax} (ms)
1	154	72	30	30
2	268	92	51	32
3	376	108	70	34
4	476	121	87	34
5	579	133	102	38

いても、落下高さの増加に対応して載荷点変位も大きくなっていることが分かる。また、表-4の最大変位に着目すると、落下高さに対応してほぼ線形に増加していることも読み取れる。これは、前述の最大衝撃力とも対応している。また、いずれの解析ケースにおいても、各載荷点変位波形が上述のように減衰自由振動性状を示していることから、支柱は擁壁中に十分定着されていることが推察される。

3.2 支柱の曲げモーメント分布に関する経時変化

図-6には、重錘落下高 $H = 1, 3, 5$ m の場合における、数値解析結果から得られた支柱の各断面における曲げモーメント分布の経時変化 ($t = 0.5 \sim 300$ ms) を示している。図には、支柱の降伏モーメント M_y および全塑性モーメント M_p も示している。

図-6 (a) のケース PB の場合に着目すると、いずれのケースにおいても載荷点近傍では重錘衝突直後 $t = 0.5 \sim 3$ ms において、正曲げが発生していることが分かる。また、載荷点の上下近傍では、それに伴い負曲げが発生しており、波動伝搬の様子が窺える。その後時間の経過と共に、載荷点近傍の正曲げが天端に到達し、その反射波の負曲げが下方に伝播することにより、 $t = 33$ ms 以降において徐々に載荷点より上部では零モーメント、下方では片持ち梁の曲げモーメント分布に類似した性状を示して推移する状況を確認できる。

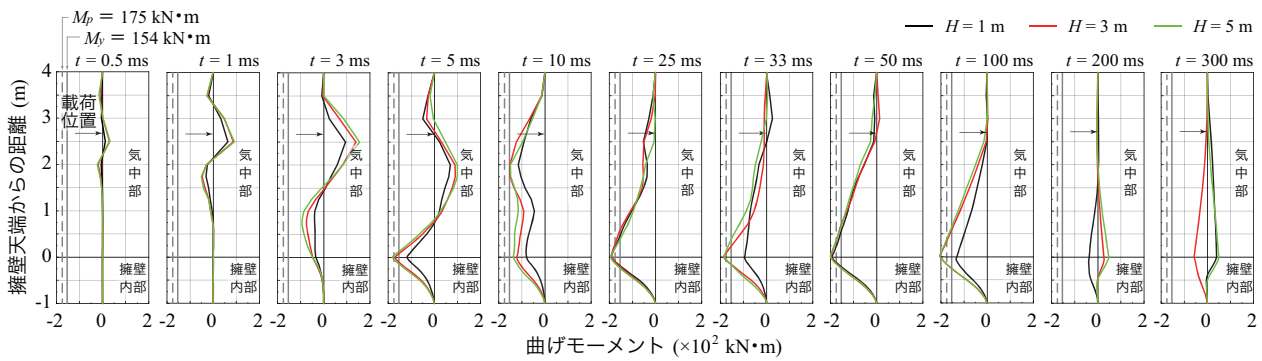
擁壁内部に着目すると、 $t = 3$ ms では気中部基部近傍に発生している負曲げが伝播し、時間の経過とともに拡大している様子が確認できる。 $t = 5$ ms では、落下高 $H = 3, 5$ m において、基部では全塑性モーメント M_p と同程度の値を示し、塑性ヒンジ形成の傾向が示唆される。

図-6 (b) のケース PS の場合に着目すると、ケース PB の場合と同様に、いずれのケースにおいても載荷点近傍では重錘衝突直後 $t = 0.5 \sim 10$ ms において、正曲げが発生していることが分かる。また、載荷点より上方への波動伝播距離が長いことにより載荷点周辺の負曲げが上方への伝播と共に振幅も増加し、天端に到達後反射波の正曲げが下方に伝播し、載荷点の正曲げと重ね合わさることによって、気中部全体が正曲げを呈している状況を確認できる。その後、 $t = 10$ ms 以降において、さらに上方への波動伝播により負曲げの状態に転じ、片持ち梁の曲げ変形状態に至っている。

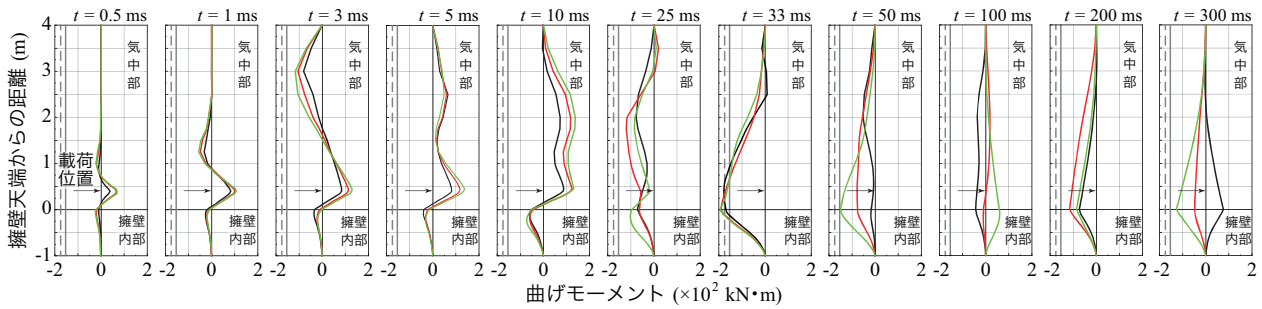
擁壁内部に着目すると、ケース PB の場合よりも載荷点位置が低いため、早期である $t = 0.5$ ms には負曲げが発生し、時間の経過とともに拡大している。ただし、曲げの影響はケース PB の場合よりも小さく、 $t = 33$ ms 程度で全塑性モーメント M_p に到達するものの、図-5の載荷点変位波形からも明らかなように、 $t = 50$ ms 程度より減衰している状況を確認できる。

ケース PB と PS のいずれの場合においても、擁壁内部における曲げモーメントの分布は根入れ端に向かって徐々に零モーメントに漸近している状況も確認できる。

図-7には、ケース毎に支柱基部の最大曲げモーメント値を比較して示している。図より、最大曲げモーメントは、落下高 $H = 1 \sim 3$ m の場合には、載荷位置にかかわらず落下高さに対してほぼ線形な増加傾向を示している。また、それ以降の落下高の場合には最大曲げモーメントが一定値を示していることから、塑性ヒンジが形成されているものと推察される。ケース PB と PS を比較すると、ケース PS の場合はケース PB の場合よりも小さな値を示しており、載荷位置が擁壁天端に近いことによって曲げ変形の傾向が小さいことも確認できる。



(a) ケース PB



(b) ケース PS

図-6 支柱全体の曲げモーメント分布に関する経時変化

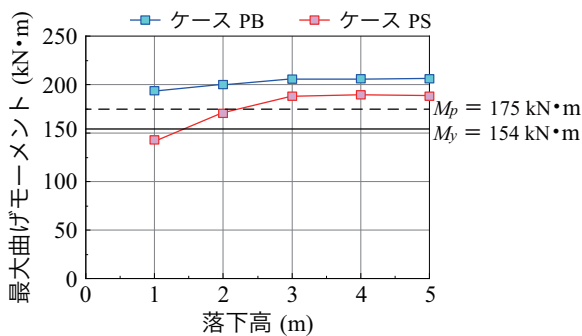


図-7 支柱基部の最大曲げモーメントの比較

以上より、曲げモーメントの経時変化に若干の差異があるものの、いずれのケースにおいても類似した挙動を示していることが分かる。また、根入れ端部に向かって曲げモーメントが徐々に零に漸近していること、他、落下高さの増大に伴い基部近傍に塑性ヒンジの形成が示唆される。これより、曲げモーメント分布に関する観点からは、現行設計法に基づいて決定された支柱の根入れ深さは、いずれのケースにおいてもその定着性能を満足しているものと推察される。

3.3 支柱基部近傍および擁壁天端の損傷状況

図-8には、各ケースの最大変位発生時における支柱基部の変形状況と軸方向ひずみ分布を示している。図は、重錘衝突側から見た支柱基部の変形状況を示している。また、合わせて最大変位発生時における荷

初期からの経過時間 t も示している。

図-8 (a) のケース PB に着目すると、衝突側フランジには引張ひずみ、非衝突側フランジには圧縮ひずみが発生していることが明確に示されている。また、落下高さ $H = 4 \text{ m}$ と 5 m において、非荷側（圧縮側）フランジの支柱基部には局部座屈の兆候も確認できる。これは、荷位置が高いことにより曲げの影響が大きくなったことによるものと推察される。

図-8 (b) のケース PS に着目すると、ケース PB の場合と同様に衝突側フランジには引張ひずみ、非衝突側フランジには圧縮ひずみが発生していることが、明確に示されている。また、支柱の擁壁天端近傍部と荷点間では支柱のウェブが降伏の状態に至り明確なせん断変形に至っていることが確認できる。擁壁内部の応力状態を見ると、深さ方向に応力が減少している傾向が確認でき、著しい変形に至っていないことが分かる。

これより、いずれのケースにおいても、支柱端部は擁壁中に確実に定着されていることが窺われる。

図-9には、ケース PB と PS の落下高さ $H = 5 \text{ m}$ の場合におけるコンクリート擁壁天端からの各深さ水平断面における損傷状況を示している。具体的には、擁壁天端から深さ $1,000 \text{ mm}$ までは 100 mm 間隔、 $1,800 \text{ mm}$ から $2,400 \text{ mm}$ までは 200 mm 間隔毎の水平断面に発生したひび割れ分布を示している。また、図-10には擁壁天端からの深さ $0, 300, 600, 1000 \text{ mm}$ の水

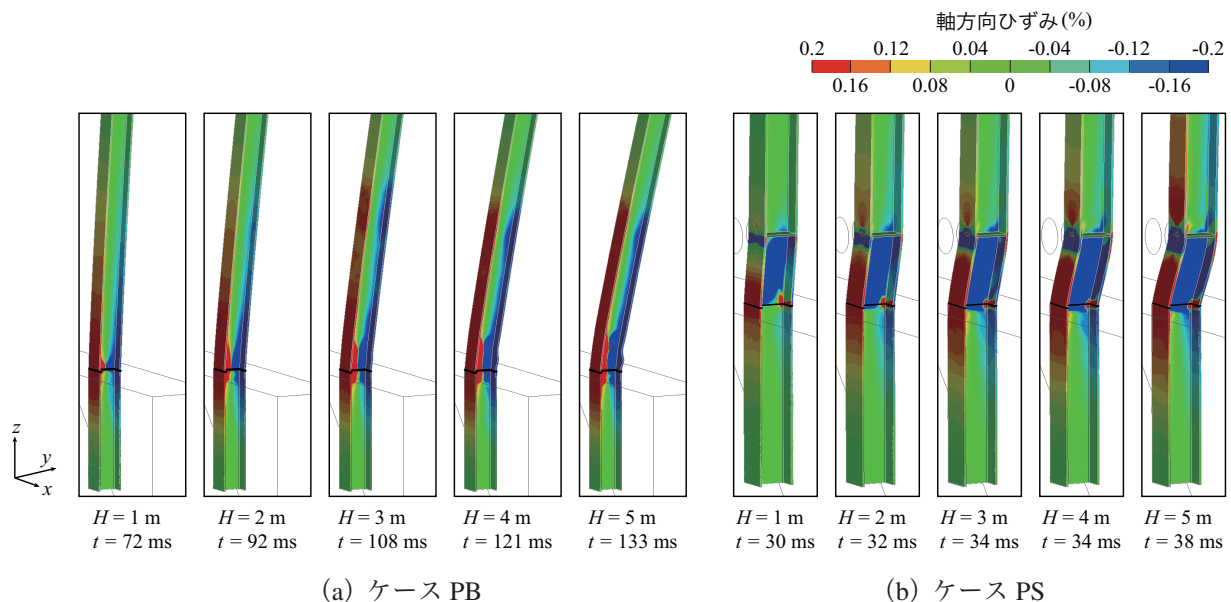


図-8 最大変位発生時における支柱基部の変形状況と軸方向ひずみ分布

平断面におけるひび割れ分布の拡大図も示している。なお、本数値解析結果では、図-3 (b) に示すコンクリートの材料構成則に基づき、第1主応力が零近傍応力状態を示す要素を数値解析上のひび割れと判断し、その要素を赤色で示している。

図-9 (a) および図-10 (a) から、ケース PB-H5 の場合には、斜めひび割れが擁壁天端の非荷側フランジ端部から非荷面へ進展しているのが分かる。また、フランジ中央部より非荷面へ真っ直ぐに延びるひび割れも確認できる。これは、曲げひび割れであるものと推察されるが、深さ 2,200 mm の位置においても発生していることが分かる。但し、荷側面までは貫通していないことより、擁壁の安定性への影響は小さいものと判断される。

図-9 (b) および図-10 (b) から、ケース PS-H5 の場合には、ケース PB-H5 の場合と同様に非荷側フランジ端部から斜めひび割れが進展している。しかしながら、荷側フランジ端部からも発生しており、非荷側からの斜めひび割れより優勢であることが分かる。既往の曲げとせん断が連成する実規模実験⁹⁾においても、荷側フランジ端部からせん断破壊面が形成されていることが明らかになっていることから、本解析結果は実規模実験結果によく対応しているものと判断される。この斜めひび割れは、深さが 600 mm 以降では確認できないことより、天端近傍において多少のひび割れ損傷があるものの、支柱の定着への影響は小さいものと判断される。また、ケース PB-H5 の場合と同様に、深さが 2,000 mm まで進展する曲げひび割れが確認できる。

以上より、図-9 (a), (b) および図-10 (a), (b) から両ケースにおけるひび割れ損傷の状況を比較する

と、ケース PS-H5 の場合には天端近傍で押し抜き型の斜めひび割れが顕在化しており、ケース PB-H5 の場合に比較して損傷程度の大きいことが分かる。しかしながら、上述のように深さが 600 mm 以降では擁壁がブロック化して崩壊に至る荷側フランジ端部からの押し抜きせん断ひび割れが確認できないことから、現行設計法で決定した根入れ深さの場合には、支柱は擁壁中に十分定着されているものと判断される。

4. まとめ

本論文では、高さが 3 m の防護擁壁上に高さが 4 m の防護柵を設置した場合を想定して、防護柵支柱に H200×200×8×12 断面の H 形鋼を用いた場合における根入れ深さの妥当性を含め、支柱及び防護擁壁の耐衝撃挙動に関して、三次元弾塑性衝撃応答解析法に基づいた数値解析を行った。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) 衝撃荷重荷重時における高周波成分を除いた衝撃力は、入力エネルギーの大きさにかかわらず静的な全塑性荷重で安全側で評価可能であるものと推察される。
- 2) 支柱への衝撃荷重荷重位置は、擁壁に近いケースにおいてせん断力が大きく作用し、より厳しい条件となる。
- 3) 現行設計法に基づいて決定された支柱の根入れ深さの場合には、入力エネルギーが大きく曲げが卓越する場合や曲げと共にせん断が連成する場合においても、その定着は力学的に十分確保されているものと判断される。

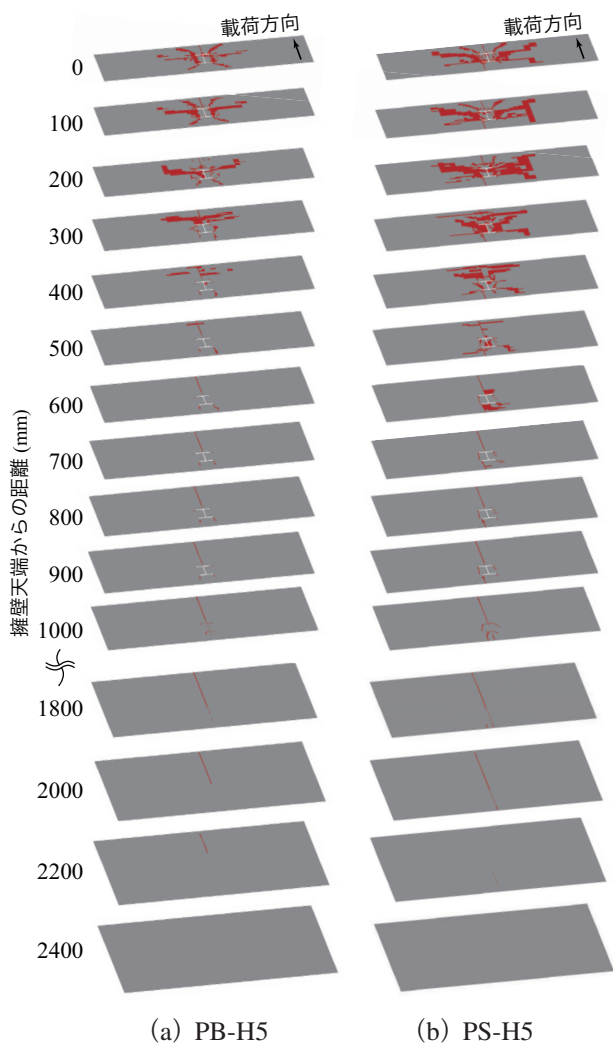


図-9 $H = 5\text{ m}$ の場合における天端からの擁壁内部各深さ水平断面の損傷状況

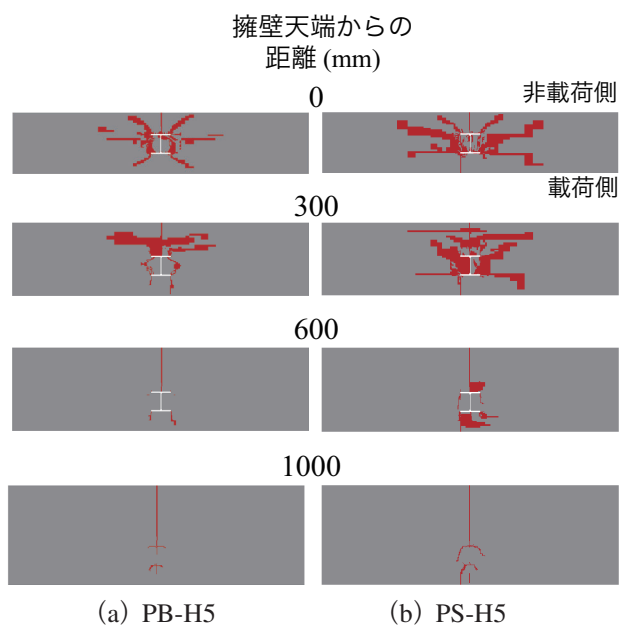


図-10 $H = 5\text{ m}$ の場合における天端からの擁壁内部各深さ水平断面における損傷状況の拡大図(抜粋)

参考文献

- (公社) 日本道路協会：落石対策便覧, 2017.
- 株式会社シビルホームページ
<https://www.rcnet.co.jp/product/list/listless.php>
(最終閲覧日：2023年9月3日)
- 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実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 41, No. 2, pp. 691-696, 2019.
- 近藤里史, 小室雅人, 岸 徳光, 山元康弘, 沼田あずさ：載荷点を变化させた貫通型鋼製防護柵支柱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.
- 近藤里史, 小室雅人, 岸 徳光, 山元康弘：コンクリート躯体中に埋設された落石防護柵支柱の必要根入れ深さに関する実験的研究, 砂防学会誌, Vol. 74, No. 4, pp. 3-14, 2021.
- 林 茂樹, 小室雅人, 瓦井智貴, 岸 徳光：根入れ深さを变化させた実規模落石防護柵支柱の静的及動的荷重実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 44, No. 2, pp. 937-942, 2022.
- 岡本淳敏, 近藤里史, 小室雅人, 岸 徳光：実規模擁壁に貫通させた防護柵支柱の静的及び動的荷重実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 43, No. 2, pp. 463-468, 2021.
- 林 茂樹, 小室雅人, 岸 徳光, 瓦井智貴, 近藤里史：実規模擁壁に貫通埋設させた防護柵支柱に関する曲げと共にせん断が卓越する場合の静的及び衝撃荷重実験, 構造工学論文集, Vol. 68A, pp. 962-974, 2022.
- 林 茂樹, 小室雅人, 岸 徳光, 瓦井智貴, 近藤里史, 竹内観月：根入れ深さを变化させた実規模落石防護柵支柱の衝撃荷重実験, 構造工学論文集, Vol. 69A, pp. 1095-1106, 2023.
- 瓦井智貴, 小室雅人, 岸 徳光, 林 茂樹, 竹内観月：落石防護擁壁上に設置された貫通型落石防護柵支柱の曲げが卓越する場合に関する衝撃応答解析の妥当性検討, 応用力学論文集, Vol. 24, No. 2, pp. I329-I337, 2021.
- 小室雅人, 瓦井智貴, 岸 徳光, 林 茂樹, 竹内観月：落石防護擁壁上に設置された貫通型落石防護柵支柱に関する衝撃応答解析, 構造工学論文集, Vol. 68A, pp. 975-984, 2022.
- 竹内観月, 小室雅人, 岸 徳光, 林 茂樹：根入れ深さを变化させた落石防護柵支柱に関する弾塑性衝撃応答解析, コンクリート工学年次論文集,

Vol. 45, No. 2, pp. 967-972, 2023.

- 13) Hallquist, J. O.: *LS-DYNA User's Manual*, Livermore Software Technology Corporation, 2021.
- 14) 北海道開発局：令和5年度北海道開発局道路設計要領 第6集 標準設計図集
- 15) 小室雅人, 岸 徳光, 張 広鋒：部分的にコンク

リートを充填した鋼管橋脚模型の耐荷性状に関する数値解析的研究, 応用力学論文集, Vol. 6, pp. 475-486, 2003.

(2023年9月4日受付)

(2024年2月6日受理)