

# 論文 重錘落下を受ける鋼製防護柵支柱の衝撃応答解析

沼田 あずさ<sup>\*1</sup>・小室 雅人<sup>\*2</sup>・岸 徳光<sup>\*3</sup>・近藤 里史<sup>\*4</sup>

**要旨:** 本論文では、落石防護擁壁上に設置する落石防護柵支柱基部を対象に、H形鋼支柱を無筋コンクリート躯体に埋設した試験体に関する三次元弾塑性衝撃応答解析を実施した。また、数値解析結果の妥当性を別途実施した実験結果との比較によって検証した。その結果、1) 載荷点変位に関しては、数値解析結果は実験結果を過小評価する傾向にあるものの、重錘衝撃力およびH形鋼の軸方向ひずみ分布に関しては、実験結果をほぼ適切に再現が可能であること、2) H形鋼基部近傍に実験結果と類似の塑性ヒンジ形成が確認されたこと、などが明らかになった。

**キーワード:** 落石防護擁壁, 落石防護柵支柱, 衝撃応答解析

## 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ほか、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<sup>1)</sup>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し、柵が機能を失う場合のあることが報告されている<sup>2)</sup>。

このような観点から、著者らは、落石防護擁壁上に設置する防護柵支柱の最適な定着長を決定することを目的に、基部の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、単一載荷による実験ケースを対象に、三次元弾塑性衝撃応答解析を実施した。また、解析結果を実験結果と比較することにより、数値解析的側面から動的応答性状を検討した。なお、本数値解析には、構造解析用汎用コードLS-DYNA<sup>3)</sup>を使用した。

なお、本解析で対象とした衝撃荷重載荷実験では、コンクリート躯体の剥落などの損傷は確認されていないことから、ここではH形鋼の動的応答特性に着目して検討を行った。

## 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。



**写真-1 支柱基部の損傷例<sup>2)</sup>**

試験体の形状寸法(幅×高さ×長さ)は、700×400×2,400 mmである。支柱基礎部に相当するコンクリート躯体部の形状寸法は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。軸方向鉄筋は上下端にD19を各2本(かぶり:50 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躯体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。

### 2.2 実験方法および計測項目

衝撃荷重載荷実験は、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形鋼に自由落

\*1 室蘭工業大学大学院 工学研究科 博士前期課程 環境創生工学系専攻 (学生会員)

\*2 室蘭工業大学大学院 暮らし環境系領域 准教授 博(工) (正会員)

\*3 室蘭工業大学大学院 暮らし環境系領域 特任教授 工博 (正会員)

\*4 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)

表-1 試験体一覧

試験体名	設定落下高さ $H$ (m)	実測速度 (m/s)	実測落下高さ $H'$ (m)	コンクリートの圧縮強度 $f'_c$ (MPa)	H鋼降伏強度 $f_y$ (MPa)	H鋼破断強度 $f_u$ (MPa)
S-H01	0.1	1.42	0.104	34.5	354	449
S-H05	0.5	3.16	0.508			
S-H10	1.0	4.52	1.04			
S-H15	1.5	5.44	1.51			

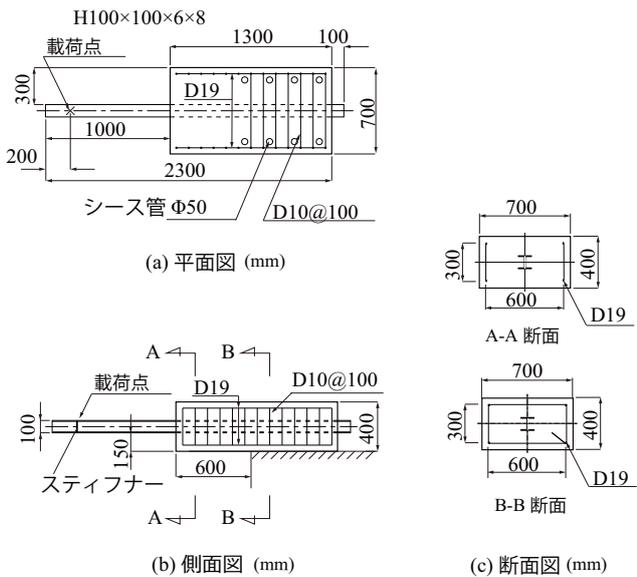


図-1 試験体の形状寸法および配筋状況

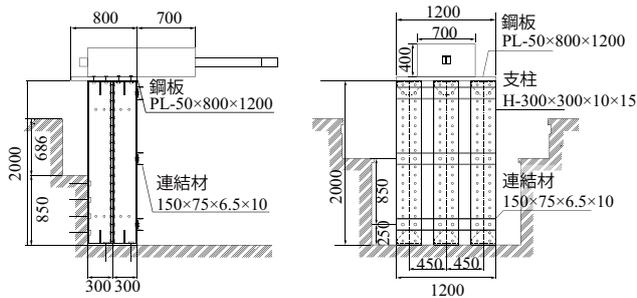


図-2 実験装置図

下させる単一荷点に基づいて行っている。なお、コンクリート躯体部は、端部から700mm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を通して鋼製底版(厚さ:50mm)に固定している。また、鋼製底版はボルトを介して山留め材(H300×300×10×15)に定着し、山留め材の底部および背面の一部を剛体壁とボルトを用いて固定した。山留め材同士の連結には溝形鋼(150×75×6.5×10)を用い、ボルトを介して一体化させている。図-2には、実験に使用した試験体の固定治具とその形状寸法等を示している。

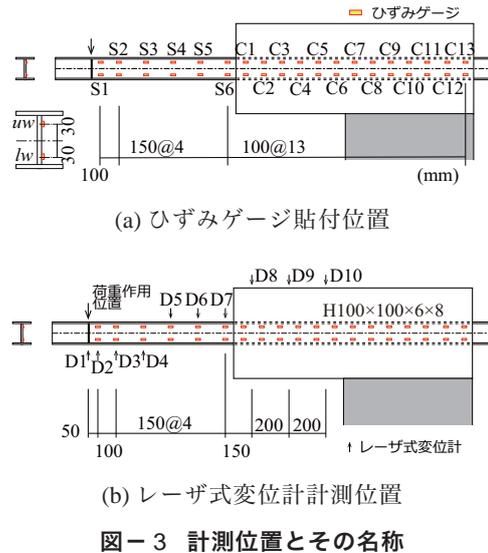


図-3 計測位置とその名称

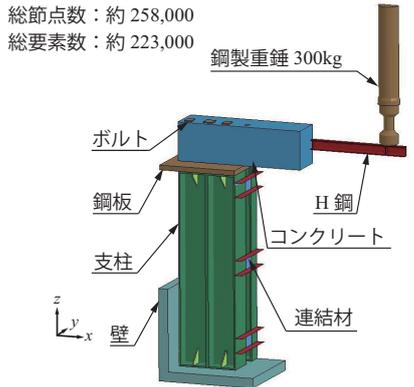
表-1には、本研究で対象とした試験体の一覧を示している。本研究では、重錘落下高さ  $H$  を変化させた全4ケースの実験を実施した。表中の試験体名のうち、 $H$  に付随する数値は設定重錘落下高さ (m) を示している。また、実測重錘落下高さ  $H'$  (m) は、実測衝突速度から換算した自由落下高さである。表中のコンクリートの圧縮強度  $f'_c$  は、別途実施した材料試験から得られた値である。また、H形鋼の降伏応力  $f_y$  および破断強度  $f_u$  は、それぞれミリシートによると 354, 449 N/mm<sup>2</sup> であった。

図-3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形鋼のウェブに中心位置から上下30mmの位置に貼付した。軸方向のゲージ添付位置は、コンクリート躯体部に対しては、端部から50mmを基点に100mm間隔の全13断面、H形鋼部には荷点位置より50mmの位置からコンクリート躯体部に向かって100ないし150mm間隔で6断面の計19断面とした。さらに、試験体の変形状況を確認するために、非接触型レーザ式変位計を全10箇所に設置した(b図参照)。

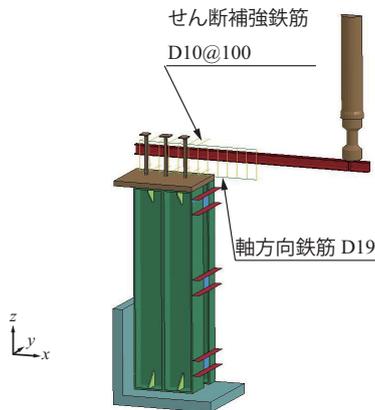
本実験の測定項目は、(1)重錘に内蔵された衝撃荷重測定用ロードセルによる重錘衝撃力、(2)非接触型レーザ式変位計による変形量、および(3)H形鋼に貼付したひずみゲージからの軸方向ひずみである。なお、実験終了後に



写真-2 実験状況



(a) モデル全体



(b) 配筋状況

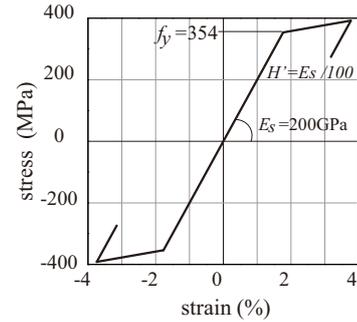
図-4 有限要素モデル

は、コンクリート側面のひび割れ分布の観察を行った。写真-2には、実験装置と試験体の設置状況を示している。

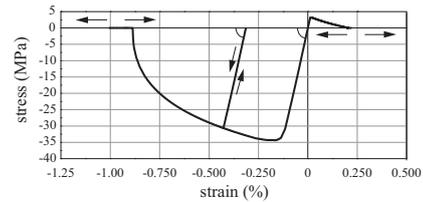
### 3. 数値解析概要

#### 3.1 有限要素モデルおよび境界条件

図-4には、本研究で用いた数値解析モデルを示している。数値解析モデルは、実験における境界条件を適切に反映させるために、試験体の他、固定用治具(山留め材他)および剛体壁をモデル化し、対称性を考慮して1/2モデルとした。鋼製底版と山留め材を固定するために用いたボルト、コンクリート内部の軸方向鉄筋およびせん断補強鉄筋には2節点梁要素、山留め材の連結材には4節



(a) H形鋼



(b) コンクリート

図-5 材料構成則

点シェル要素、それ以外はすべて8節点固体要素を使用した。境界条件は、可能な限り実験条件に近づけるために、剛体壁の底面および側面を完全固定としている。試験体は、実験条件と同様となるように、鋼製底版にボルトを介して固定した。なお、試験体-鋼製底版の間には面と面との接触・剥離を伴う滑りを考慮した接触面(摩擦係数:0.4)を定義した。重錘とH形鋼の上フランジ間、鋼製底版と山留め材間、山留め材と剛体壁間にも、面と面との接触・剥離を伴う滑りを考慮した接触面を定義した。ただし、摩擦は考慮していない。なお、接触判定の算定にはペナルティ法<sup>3)</sup>を適用している。本解析では、減衰および重力は考慮していない。

#### 3.2 材料構成則

図-5には、本数値解析で用いたH形鋼およびコンクリートの応力-ひずみ関係を示している。以下に、各材料に関する構成則モデルの概要を述べる。なお、ひずみ速度効果に関しては、1~2 m/s程度の低速度域の载荷速度においては、ひずみ速度効果を考慮せずとも実験結果の動的応答特性を特定可能であることが明らかになっていること<sup>5)</sup>より、本解析においても同様に考慮しないこととした。

##### (1) H形鋼および鉄筋

図-5(a)には、H形鋼に適用した応力-ひずみ関係を示している。ここでは、降伏後の塑性硬化を考慮したバイリニア型の構成則モデルを使用した。H形鋼の降伏応力 $f_y$ は、表-1に示す値を用いた。単位体積質量 $\rho_s$ 、弾性係数 $E_s$ およびポアソン比 $\nu_s$ に関しては、公称値を用い、それぞれ $\rho_s = 7.85 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ 、 $E_s = 200 \text{ GPa}$ 、 $\nu_s = 0.3$ と設定した。また、降伏の判定はvon Misesの降伏条件に従うこととし、塑性硬化係数 $H'$ は弾性係数 $E_s$ の1%と仮

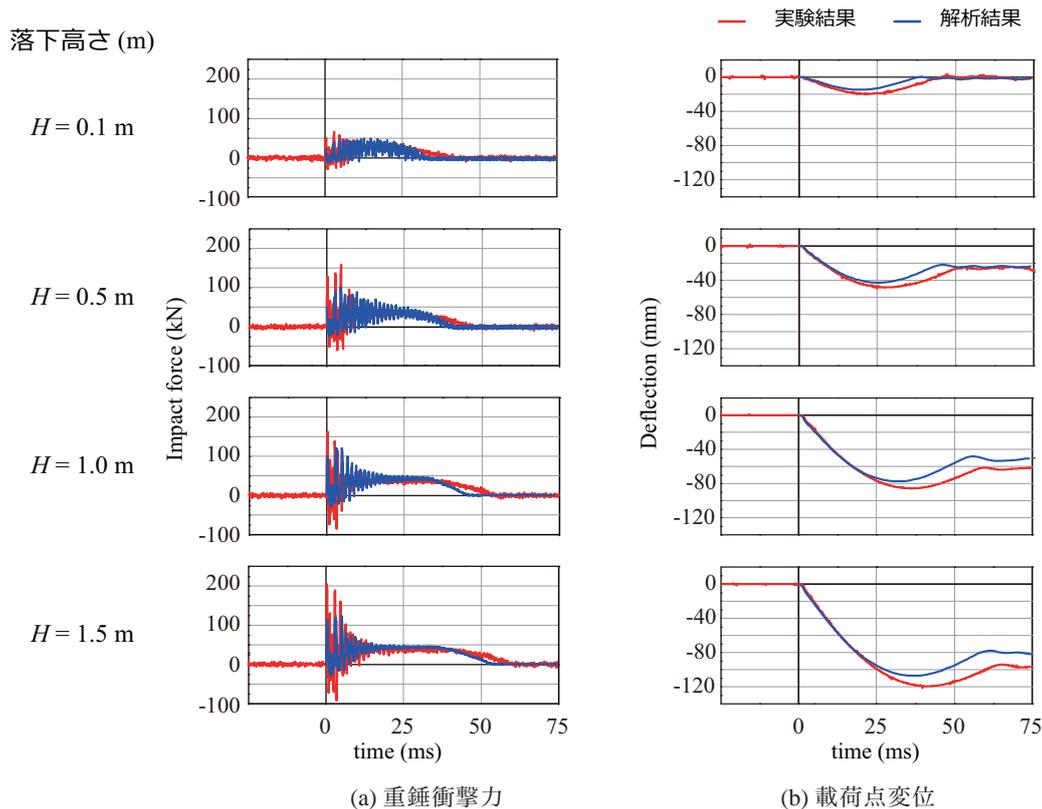


図-6 各種応答波形

定している。なお、コンクリート躯体内の軸方向鉄筋およびせん断補強筋に関しては、予備解析の結果から降伏状態に至らないことが確認されていることから、弾性体と仮定した。

### (2) コンクリート

図-5 (b)には、コンクリートに適用した応力-ひずみ関係を示している。圧縮側は、圧壊現象を適切に評価できるように、圧縮強度に達した後に放物線状に軟化するモデル (LS-DYNA<sup>3</sup>) における材料物性 mat72R3) を適用した。引張側に関しても、引張強度に達した後、線形軟化しひずみが0.2%に達した段階で応力が完全に解放されるものとした。なお、引張強度は、解析プログラム内で自動的に評価され、圧縮強度の1/10程度となっている。

### (3) 固定治具、鋼製底版および重錘

試験体の固定に使用した山留め材や鋼製底版、鋼製底版と山留め材の固定に使用したボルトおよび鋼製重錘に関しては、実験時に塑性変形が確認されていないことより、弾性体モデルを適用した。

弾性係数  $E_s$ 、ポアソン比  $\nu_s$  および単位体積質量  $\rho_s$  は、H形鋼と同様にそれぞれ  $E_s = 200$  GPa,  $\nu_s = 0.3$ ,  $\rho_s = 7.85$  g/cm<sup>3</sup> と設定した。なお、重錘の単位体積質量  $\rho_w$  は、重錘質量 300 kg を解析モデルの重錘体積で除した値を入力している。なお、ボルトの締め付け力は考慮していない。

## 4. 数値解析結果および考察

### 4.1 重錘衝撃力および载荷点変位に関する時刻歴波形

図-6には、数値解析結果から得られた重錘衝撃力および载荷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、図中横軸は、実験結果および解析結果ともに、重錘がH形鋼に衝突した時刻を基準としている。まず、(a)図に示す重錘衝撃力波形に着目すると、実験結果および数値解析結果はとも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。落下高さ  $H$  が大きいほど、両者ともに衝撃力の継続時間が長くなる傾向にあり、落下高さ  $H = 0.1$  m を除いて  $t = 10$  ms 以降ではいずれのケースにおいても約 40 kN 程度で一定値を示している。なお、実験結果と数値解析結果を比較すると、重錘衝突初期における解析結果は実験結果を過小評価する傾向にあるものの、全体的な波形性状は概ね一致していることが分かる。

次に、(b)図に示す载荷点変位に着目すると、実験結果および数値解析結果はともに台形状分布の応答性状を示しており、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。また、実験結果および数値解析結果はともに落下高さ  $H$  が大きくなるほど、最大変位も増加する傾向が確認される。さらに、落下高さ  $H = 0.5$  m の場合には、実験結果と数値解析結果は、ともに残留変位がみられることから、H形鋼が降伏しているものと推

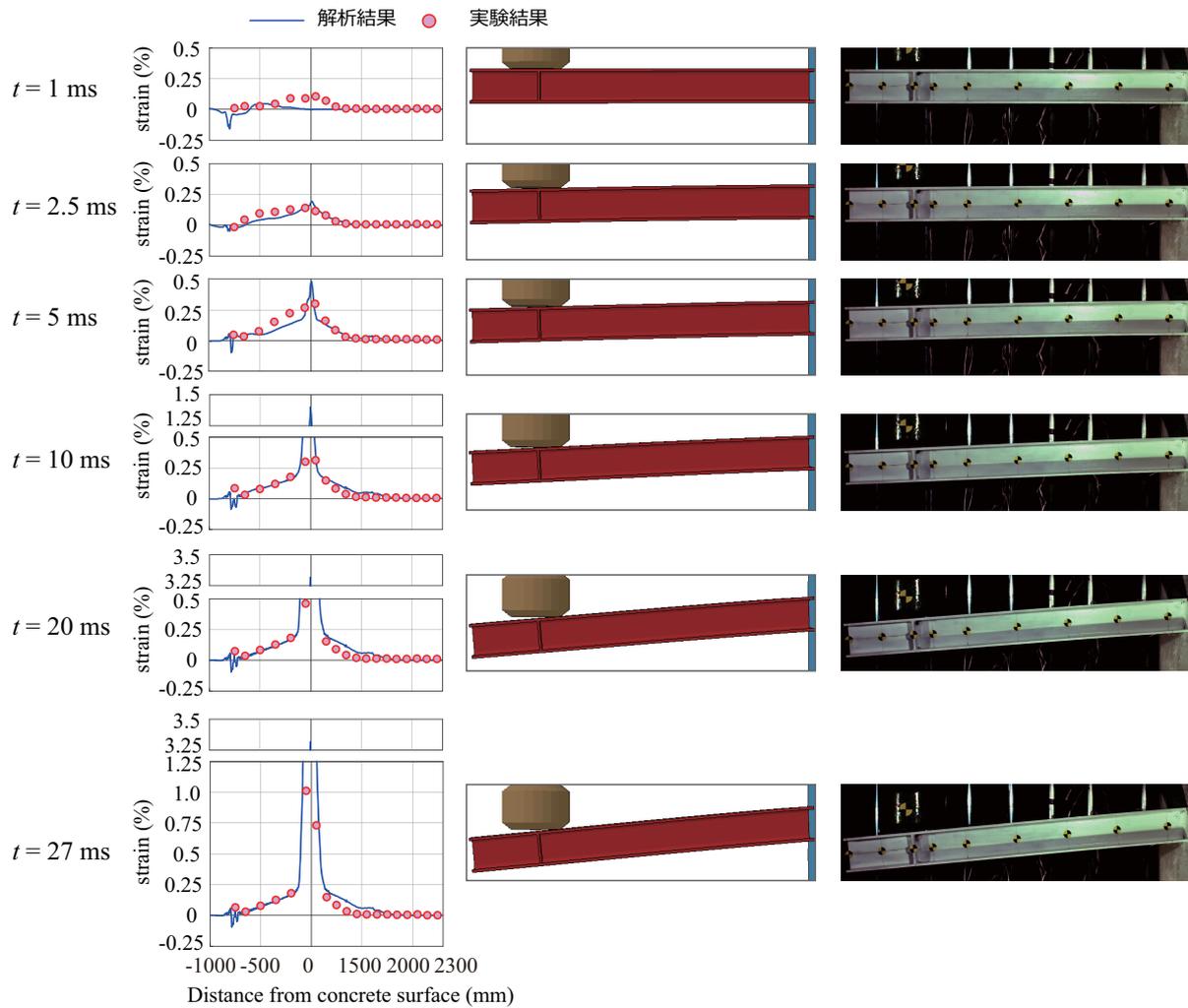


図-7 H形鋼の軸方向ひずみ分布と変形状況の比較 ( $H = 1.0$  m)

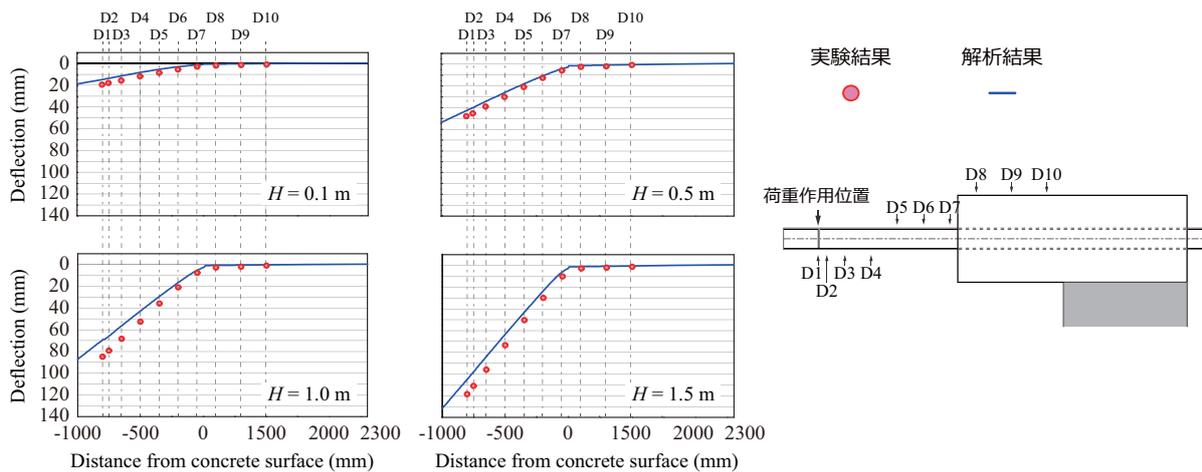


図-8 変位分布

察される。落下高さ  $H = 0.1$  m に着目すると、数値解析結果の最大変位は約 15 mm であり、実験結果の約 20 mm に対して 75% 程度となっている。一方、落下高さ  $H = 1.5$  m の場合における最大変位を比較すると、数値解析結果で約 105 mm、実験結果で約 120 mm となっており、その

誤差は小さくなっている。

#### 4.2 試験体のひずみ状況

図-7には、落下高さ  $H = 1.0$  m において重錘衝突後から  $t = 1, 2.5, 5, 10, 20$  および 27 ms 時における H 形鋼上縁の軸方向ひずみ分布  $\varepsilon_u$  について、数値解析結果を実験

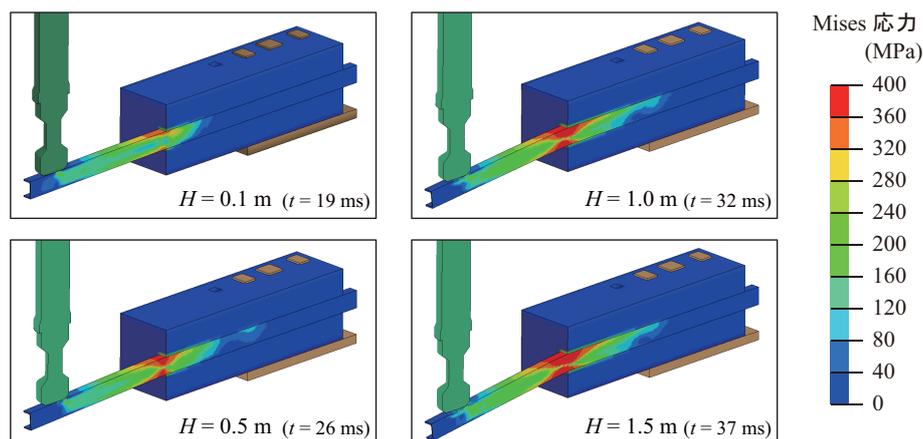


図-9 応力分布

結果と比較して示している。なお、実験結果の上縁の軸方向ひずみに関しては、鋼材の平面保持を仮定してウェブ上下縁に貼付した2点のひずみゲージ出力( $\epsilon_{uw}$ ,  $\epsilon_{lw}$ )を用いて線形変化を仮定することで換算した。一方、解析結果については上フランジ上縁の軸方向ひずみを直接算出している。図の横軸は、コンクリート躯体端部からの距離を示している。図より、 $t=1$  msでは、両者に大きな差が見られるものの、 $t=2.5, 5$  msでは数値解析結果は実験結果を概ね再現できていることが分かる。また、 $t=10$  ms以降についても全体的なひずみ分布は、実験結果をおおよそ再現できているものと判断される。

#### 4.3 最大応答変位における試験体の変形状況

図-8には、実験および数値解析結果の最大たわみ発生時刻におけるH形鋼の変形状況を比較して示している。図より、実験結果と数値解析結果の変形状況を比較すると、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確認される。

変形状況を詳細に比較すると、いずれのケースにおいても数値解析結果におけるコンクリート躯体端部の変位(図-8におけるD8)は、ほぼ零に近い値を示している。しかしながら、実験結果では落下高さ $H$ にかかわらず若干下方に変形していることを確認している。したがって、数値解析結果においては実験結果に見られるコンクリート躯体分の変形成分を適切に再現できていないことが推察される。すなわち、数値解析結果では、H形鋼はコンクリート躯体端部で固定支持に近い状態と評価されるのに対し、実験結果では躯体の定着部が固定支持に近い状態に至っていることが推察される。

#### 4.4 Mises 応力分布

図-9には、数値解析結果から得られる最大たわみ発生時刻におけるH形鋼の変形状況と mises 応力分布を比較して示している。落下高さ $H=0.1$  mの場合には、H形鋼基部近傍に発生する応力は、降伏応力よりも小さな値を示しており、弾性応答に近いことが分かる。一方、落下

高さ $H \geq 0.5$  mの場合には、基部近傍の上下フランジに発生する応力が降伏応力 $f_y$ を超えていることが分かる。また、落下高さ $H$ が大きくなるに従い、コンクリート基部近傍に発生する応力は増加するものの、その領域は落下高さによって拡大せず基部近傍に集中していることが分かる。この現象は、実験結果と類似したものとなっていることを確認している。

#### 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基部を対象に、H形鋼支柱を無筋コンクリート躯体に埋設した試験体に関する三次元弾塑性衝撃応答解析を実施した。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) 載荷点変位に関しては、数値解析結果は実験結果を過小評価する傾向にあるものの、重錘衝撃力および、H形鋼の軸方向ひずみ分布に関しては、実験結果をほぼ適切に再現が可能である。
- 2) H形鋼基部近傍に塑性ヒンジが形成されることを数値解析的に確認した。なお、この現象は実験結果と類似していることが明らかになった。

#### 参考文献

- 1) (公社)日本道路協会：落石対策便覧，2017。
- 2) 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：2019年1月11日)
- 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
- 5) 小室 雅人, 瓦井 智貴, 岸 徳光, 栗橋 祐介：AFRP ロッド下面埋設補強 RC 梁に関する衝撃応答解析手法の妥当性検討, 土木学会論文集, Vol.74, No.2, pp.I315-I326, 2019.1