

# 論文 載荷位置を変化させた貫通型鋼製防護柵支柱模型の衝撃応答解析

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

**要旨：** 本論文では、落石防護擁壁上に設置する鋼製防護柵支柱の根入れ深さを合理的に決定することを最終目的に、H形鋼支柱を無筋コンクリート躯体中に貫通させて設置し、載荷位置を曲げが卓越する場合と曲げと共にせん断力も卓越する場合を対象に、弾塑性衝撃応答解析を行った。その結果、1) 数値解析結果は、実験結果の重錘衝撃力、載荷点変位および支柱の軸方向ひずみ分布を概ね再現可能であること、および2) 数値解析においても実験結果と同様に躯体前面近傍に塑性ヒンジが形成されること、などが明らかになった。

**キーワード：** 鋼製防護柵支柱、衝撃応答解析、載荷位置、塑性ヒンジ

## 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。その1つである従来型落石防護柵は、**写真-1**に示すようにH形鋼支柱、ワイヤロープ、ひし形金網および間隔保持材等から構成されるものであり、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。**写真-1**に示すように落石防護擁壁の上に設置する場合には、その支柱は無筋コンクリート躯体内に埋設されることとなる。

支柱の根入れ深さに関する現行設計は、落石対策便覧(以後、便覧)<sup>1)</sup>に基づいて行われているが、落石など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のが現状である。したがって、落石防護柵の安全性向上のためには、支柱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、落石衝突荷重に対する合理的な設計法を確立することが極めて重要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、落石防護擁壁上に設置されている防護柵支柱の根入れ深さに



写真-1 従来型落石防護柵の一例

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H形鋼をコンクリート躯体中に貫通させた試験体模型を作製し、曲げが卓越する場合<sup>2)</sup>に加え、曲げと共にせん断力も卓越する場合に対する重錘落下衝撃実験<sup>3)</sup>を実施している。

本研究では、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、実験結果と比較することによって解析手法の妥当性を検証するとともに、コンクリート躯体内の弾塑性応答性状に関する検討を行った。なお、本数値解析には、汎用構造解析コードLS-DYNA<sup>4)</sup>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。本研究では、曲げが卓越する場合と曲げと共にせん断力も卓越する場合を想定し、載荷位置を変化させた2種類の試験体(BおよびS)を使用した。試験体の形状寸法(幅×高さ×長さ)は、700×400×2,400 mmである。コンクリート躯体部は、定着部も含めたその形状寸法を700×400×1,300 mm、支柱基礎部に相当する部分の長さを600 mmとし、試験体製作時や設置時の安全性を考慮して鉄筋を配筋しているが、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、鉄筋の配筋を必要最低限に抑えている。したがって、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、躯体側面部には100 mm間隔で13本、定着部には上下面も含めて7本を配置した。なお、支柱基礎部への配筋に当たっては、便覧<sup>1)</sup>に準拠してコンクリート内に埋設されたH形鋼のフランジ端部から45°方向にせん断破壊面が形成された場合においても、せん断補強筋による影響が

\*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 もの創造系領域 社会基盤ユニット 教授 博(工) (正会員)  
 \*3 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)  
 \*4 室蘭工業大学大学院 もの創造系領域 社会基盤ユニット 特任教授 (正会員)

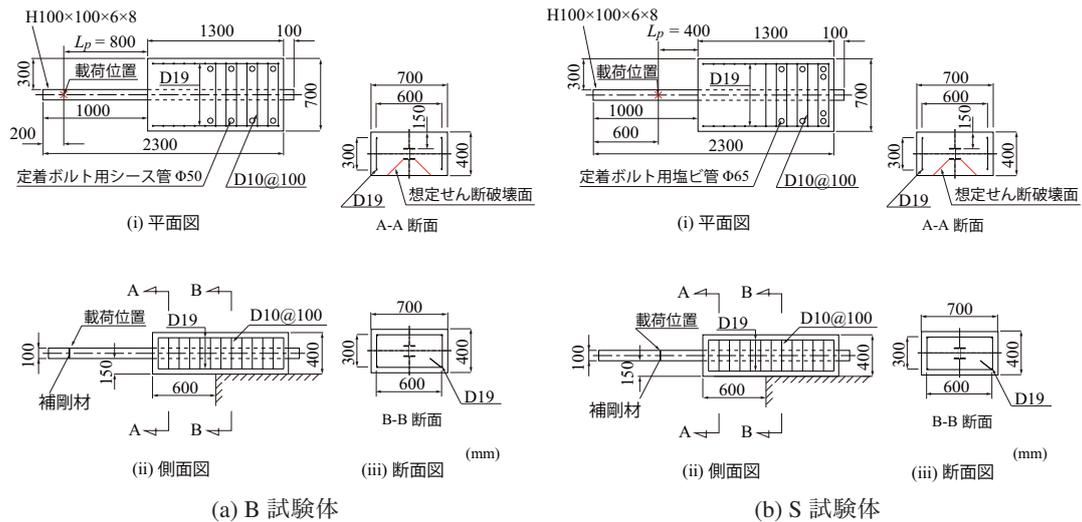


図-1 試験体の形状寸法と配筋状況

表-1 試験体一覧

試験体名	荷重点 距離 $L_p$ (mm)	設定重錘 落下高さ $H$ (m)	実測重錘 落下高さ $H'$ (m)	実測入力 エネルギー $E$ (kJ)	コンクリート 圧縮強度 $f'_c$ (MPa)	H形鋼	
						降伏応力 $f_y$ (MPa)	破断強度 $f_u$ (MPa)
B-H01	800	0.10	0.10	0.30	34.5	354	449
B-H05		0.50	0.51	1.49			
B-H10		1.00	1.04	3.06			
B-H15		1.50	1.51	4.43			
S-H01	400	0.10	0.11	0.31	26.9	338	449
S-H05		0.50	0.52	1.53			
S-H10		1.00	1.11	3.26			
S-H15		1.50	1.56	4.60			
S-H20		2.00	2.07	6.11			

極力小さくするように配慮した。

支柱に相当する H 形鋼には、実験施設の制約から H100×100×6×8 を使用した。なお、従来型落石防護柵の鋼製支柱は、H200×100×5.5×8 が広く用いられている。しかしながら、本研究では衝撃荷重作用時におけるコンクリート躯体内の支柱の根入れ深さとともに動的挙動性状把握や、コンクリート躯体の破壊挙動に着目していることから、実部材とフランジ幅は同一であるものの、桁高の小さい鋼材を使用することとした。ただし、H 形鋼下フランジからのかぶり厚さに関しては、実構造と類似したせん断破壊面を想定し、図-1 に示すように実構造の標準断面と同じ 150 mm とした。

なお、衝撃荷重作用時の根入れ深さ(定着長)を明らかにするために、H 形鋼は前述のように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、その張出長さは 1,000 mm とした。

重錘落下位置もしくは静荷重載荷位置は、コンクリート躯体前面から 800 mm もしくは 400 mm とし、荷重点部に

おける H 形鋼の局部座屈を防止するために、荷重点ウェブ部に厚さ 6 mm の補剛材を添加した。

コンクリート躯体部は、端部から 700 mm までが完全固定となるように、試験体に設けた貫通孔にボルトを通して鋼製底版(厚さ: 50 mm)に固定し、上から厚さ 20 mm で主に 100 mm 四方の鋼支圧板とボルト・ナットで挟み込むように固定している。鋼製底版はボルトを介して山留め材(H400×400×13×21 および 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。また山留め材同士は、溝形鋼(150×75×6.5×10)を使用し、ボルトを介して連結している。

## 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 形鋼に自由落下させる単一荷法に基づいて行った。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、コンクリート躯体前面から重錘落下点までの距離  $L_p$  と

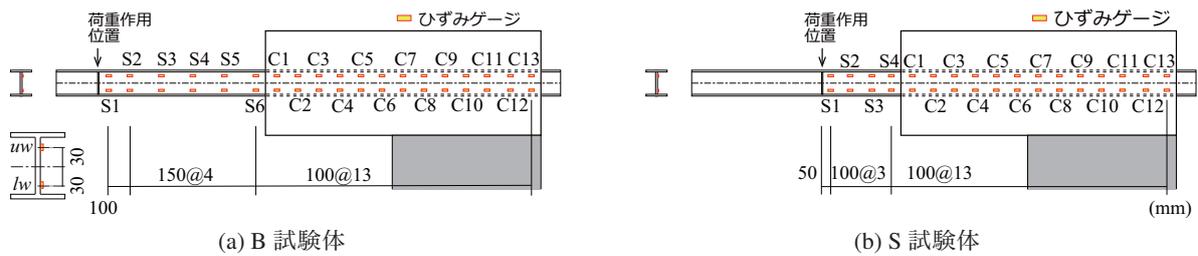


図-2 ひずみゲージ貼付位置

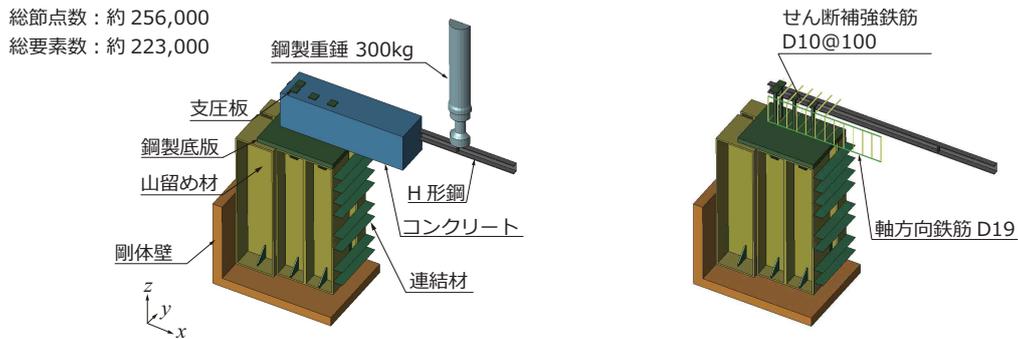


図-3 有限要素モデル(S試験体)



写真-2 衝撃荷重載荷実験状況

重錘落下高さ  $H$  を変化させた全9ケースの実験を実施した。表中の試験体名のうち、第一項目目は載荷点距離(B:  $L_p = 800$  mm, S:  $L_p = 400$  mm)を表し、第二項目目のHに付随する数値は設定重錘落下高さを示している。

本実験では、曲げが卓越するB試験体と、曲げとせん断力が連成するS試験体について実験を行った。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、実験初日と最終日に実施した材料試験結果の平均値である。なお、実験期間中において圧縮強度に大きな差はないことを確認している。また、H形鋼の降伏応力  $f_y$  および破断強度  $f_u$  は、それぞれミルシートによるものである。表より、BとS試験体とでコンクリートの圧縮強度が20%以上異なっていることが分かる。これは、配合設計は同一であったものの実験スケジュールの関係から養生期間が大きく異なったことによるものと判断している。

図-2には、H形鋼へのひずみゲージ貼付位置を示している。本研究では、H形鋼のコンクリート躯体埋設部に

おいて、ひずみゲージ貼付やケーブル配線によるH形鋼とコンクリート躯体との附着挙動への影響を極力小さくするために、ひずみゲージはH形鋼のウェブ中心位置から上下30mmの位置に貼付することとした。軸方向のひずみゲージ貼付位置は、コンクリート躯体部に対しては、端部から50mmの位置を基点に100mm間隔の全13断面に、また、H形鋼部には載荷点位置より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間隔とした。

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  $P$ 、(2)レーザ式非接触型変位計による載荷点の変位量  $D$ 、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  $\epsilon_{tw}$ 、 $\epsilon_{fw}$  である。なお、変位計測のバックアップとして2,000 fpsの高速カメラ撮影も行っている。また、実験終了後には、コンクリート側面のひび割れ分布の観察を行った。なお、これらの物理量は、デジタルデータレコーダにて一括収録を行っており、そのサンプリング周波数は10 kHzとした。写真-2には、実験装置とS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、S試験体の有限要素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1/2モデルとし

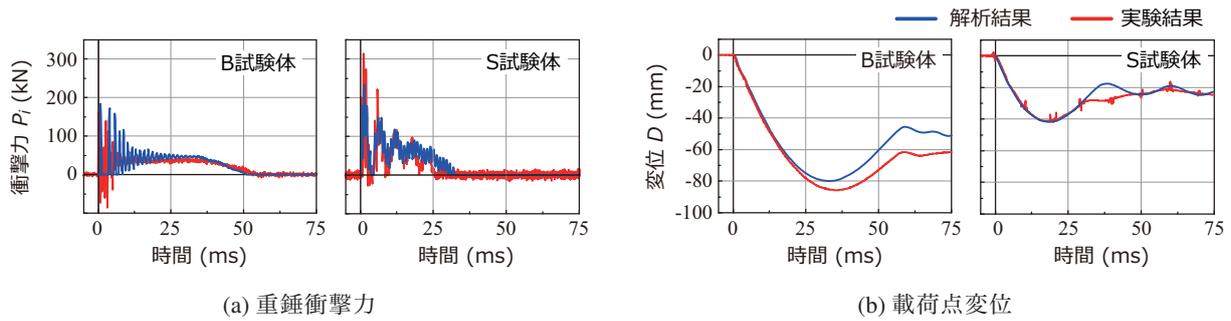


図-5 重錘衝撃力および荷点変位波形の比較 ( $H = 1.0$  m)

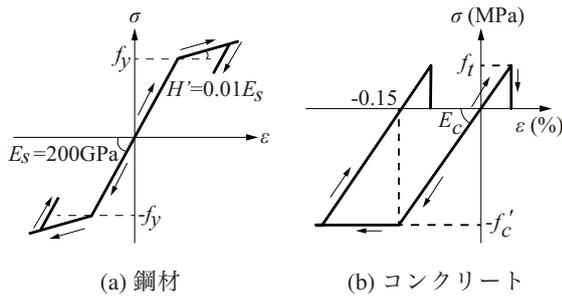


図-4 材料構成則

た。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，剛体壁および山留め材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，鋼製底版から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)を定義している。また，本解析では衝撃荷初期の応答に着目することとし，減衰および重力については考慮していない。

(1) H形鋼および鉄筋

図-4 (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。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，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%と設定している。また，H形鋼の降伏応力  $f_y$  および破断強度  $f_u$  は，表-1に示す値を用いた。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，予備解析結果より降伏状態に至らないことが確認されたことから，弾性体と仮定した。

(2) コンクリート

図-4 (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。圧縮側に関してはひずみが0.15%に達した時点で圧縮強度で完全降伏し，引張側に関しては

引張強度に達した時点で応力が完全に解放されるモデルを適用した。コンクリートの圧縮強度  $f'_c$  は，表-1に示す値を用いた。なお，引張強度は，圧縮強度の1/10と設定している。

(3) 固定治具，鋼製底版，重錘および鉄筋

試験体の固定に使用した山留め材や鋼製底版，鋼製重錘および鉄筋に関しては，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，それぞれ  $E_s = 200 \text{ GPa}$ ， $\nu_s = 0.3$ ， $\rho_s = 7.85 \text{ g/cm}^3$  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。

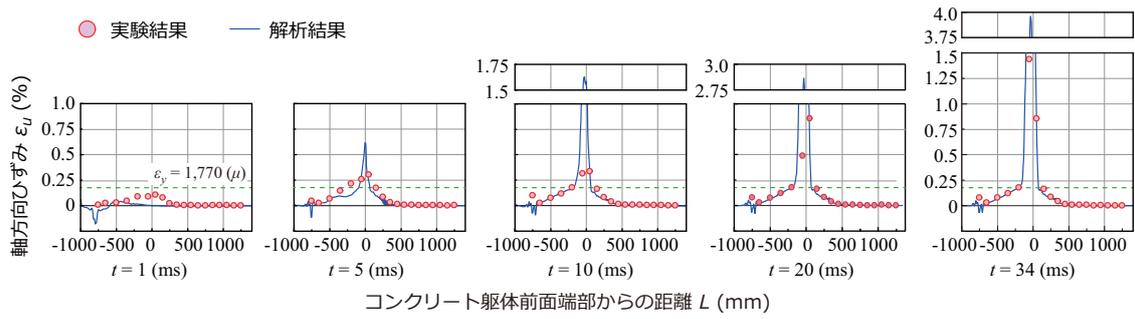
4. 数値解析結果および考察

4.1 重錘衝撃力および荷点変位に関する時刻歴波形

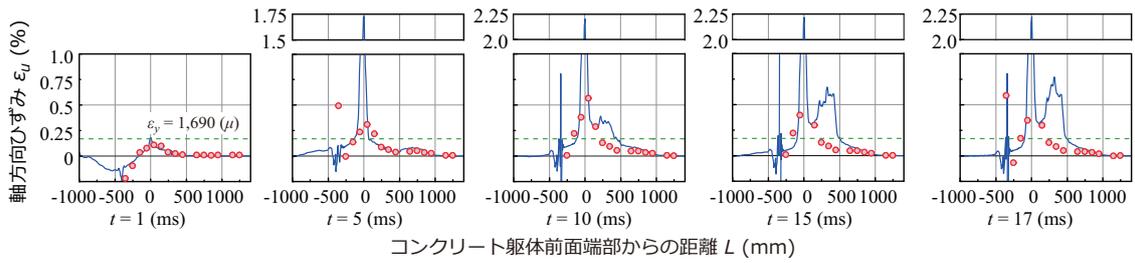
図-5には，一例として  $H = 1.0$  mにおける数値解析結果から得られた重錘衝撃力  $P_i$  および荷点変位  $D$  に関する時刻歴波形を実験結果と比較して示している。なお，横軸は重錘がH形鋼に衝突した時間を原点に取っている。まず，(a)図に示す重錘衝撃力に着目すると，B試験体においては実験結果および数値解析結果ともに正弦半波に高周波成分が含まれた波形性状を示している。一方，S試験体においては，両者ともに低周波成分が大略正弦半波状の波形の他，周期が5~6 ms程度の正弦波とそれ以上の高周波成分が合成された波形分布を示している。この正弦波は，重錘とH形鋼の相互作用によるものと推察される。

実験結果と数値解析結果の最大値を比較すると，B試験体においては概ね同等の値を示しているが，S試験体においては前者は約300 kNであるのに対し，後者は約250 kNと小さく示されている。また，継続時間を比較すると，BおよびS試験体ともに概ね同等の値を示している。

次に，(b)図に示す荷点変位に着目すると，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とほぼ対応していることが分かる。B試験体における数値解析結果の最大変位は，約80 mmであり，実験結果の約85 mmに対して94%程度と若干小さい。ま



(a) B 試験体



(b) S 試験体

図-7 H形鋼上縁の軸方向ひずみ分布の時刻歴応答 ( $H = 1.0$  m)

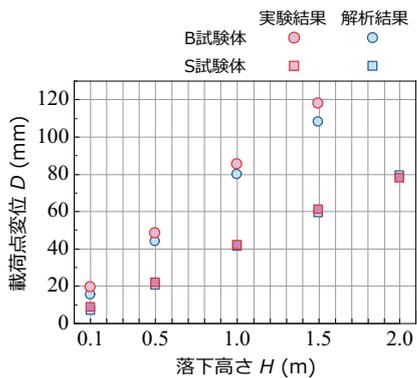


図-6 落下高さと最大変位の関係

た、残留変位においても解析結果は約 50 mm であるのに対し、実験結果では約 60 mm であり、前者は後者の 84% 程度であり小さい値を示している。一方、S 試験体に関しては最大値および残留変位ともに実験結果とほぼ一致していることが分かる。

図-6には、全解析ケースから得られた最大変位と落下高さの関係を示している。図より、実験および数値解析結果の最大変位は、落下高さ  $H$  とほぼ線形の関係が確認されるものの、B 試験体においては  $H = 1.5$  m で実験結果との誤差が大きく示されている。一方で S 試験体においては落下高さ と最大変位の関係をほぼ適切に再現可能であることが分かる。

#### 4.2 試験体のひずみ分布

図-7には、 $H = 1.0$  m における H 形鋼上縁の軸方向ひずみ分布  $\epsilon_u$  の時刻歴応答について、実験結果と数値解析

結果を比較して示している。実験結果における軸方向ひずみ  $\epsilon_u$  に関しては、ウェブ内に貼付した 2 点のひずみゲージ出力  $\epsilon_{uw}$ 、 $\epsilon_{lw}$  (図-2 参照) と平面保持を仮定することで換算している。また、H 形鋼の降伏応力  $f_y$  から得られる降伏ひずみ  $\epsilon_y$  も合わせて示している。図中の横軸は躯体前面端部からの距離である。

図-7より、B および S 試験体の実験結果に着目すると、いずれの場合も躯体前面近傍において降伏ひずみ  $\epsilon_y$  を大きく超えるひずみが発生しており、塑性ヒンジが形成されているものと推察される。また、両試験体のひずみ分布を比較すると、B 試験体では躯体前面部にひずみが集中しているのに対し、S 試験体では躯体内部にもひずみが発生していることが分かる。

解析結果と実験結果を比較すると、B 試験体の場合には、 $t = 1$  ms における実験結果では躯体前面部で降伏ひずみ  $\epsilon_y$  に近い値を示しているものの、数値解析結果では未だ応力波が伝播していないような分布性状を示している。その後、 $t = 5$  ms では実験結果は躯体前面で降伏ひずみ  $\epsilon_y$  を超える値を示すものの載荷点から線形な分布性状を示していることが分かる。一方、数値解析結果では躯体前面で降伏ひずみ  $\epsilon_y$  を大きく超えているものの、ひずみは躯体前面で急激に増加する傾向を示している。 $t = 10$  ms 以降に関しては、数値解析結果は実験結果をほぼ適切に再現していることが分かる。

一方、S 試験体では、 $t = 1, 5$  ms において、数値解析結果と実験結果は概ね一致していることが分かる。また、 $t = 10$  ms 以降では、H 形鋼部に関しては概ね実験結果を

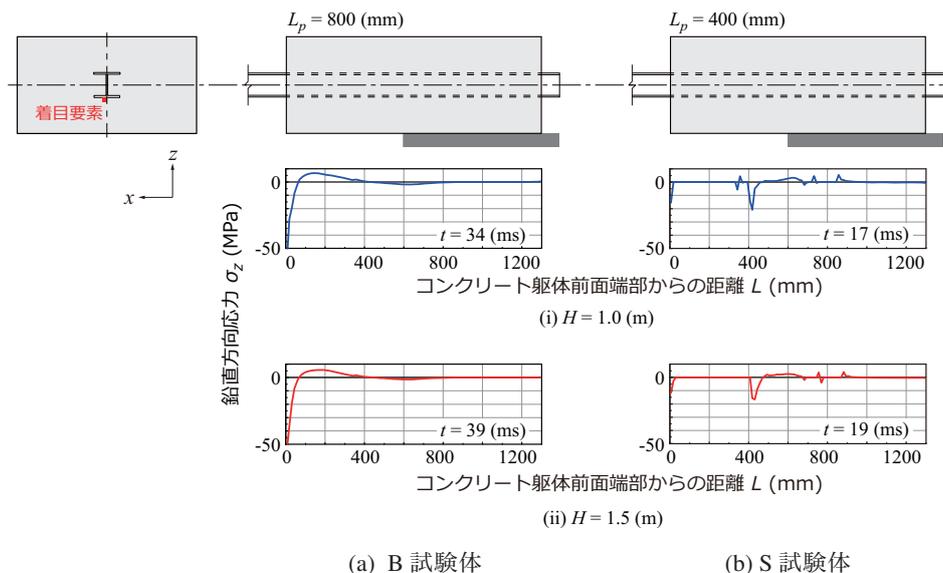


図-8 最大変位発生時刻におけるH形鋼ウェブ直下コンクリート要素の鉛直方向 $\sigma_z$ 応力分布

再現しているものの、躯体内部のひずみ分布は必ずしも一致していない。すなわち、実験結果では躯体前面から離れるにつれて、ひずみが単調に減少する傾向を示しているのに対し、数値解析結果では躯体前面から200～450 mm前後において再度著しい増加傾向を示しており、実験結果との乖離が大きい。これは、数値解析においてはコンクリート躯体内部におけるコンクリートの損傷が大きく評価され、対応してH形鋼が大きく変形したことによるものと推察される。

#### 4.3 試験体の応力状況

図-8には、数値解析結果の落下高さ $H = 1, 1.5$  mにおける最大変位発生時の躯体内H形鋼ウェブ直下コンクリートの鉛直方向 $\sigma_z$ 応力分布を示している。図より、B試験体の場合には前述のひずみ分布(図-7参照)に対応して躯体前面部で最も大きな応力を示し指数関数的に減少していることが分かる。これは、躯体前面近傍に塑性ヒンジが形成されかつコンクリート躯体前面部にせん断力としての大きな支圧力が発生したことによるものと推察される。

一方、S試験体の場合には、躯体前面から約450 mm近傍で最大20 MPa程度の支圧応力が発生している。これは、前述のひずみ分布からも明らかなように、躯体前面から200～450 mm前後においてはひび割れ等によりコンクリートの損傷によってその領域でのコンクリートの支圧応力は励起されず、約450 mm近傍部からH形鋼による下方への支圧力に抵抗することを暗示している。

#### 5. まとめ

本論文では、落石防護擁壁上に設置する鋼製防護柵支

柱の根入れ深さを合理的に決定することを最終目的に、H形鋼支柱を無筋コンクリート躯体中に貫通させた試験体を作製し、曲げが卓越する場合と曲げと共にせん断力も卓越する場合の2種類の衝撃荷重実験を対象に、弾塑性衝撃応答解析を行った。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) 重錘衝撃力、荷点変位の数値解析結果は実験結果を概ね再現が可能である。
- 2) H形鋼支柱の軸方向ひずみ分布に関しても、実験結果をほぼ適切に再現が可能である。
- 3) H形鋼の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。

今後は、実構造と同様に有限な根入れ長を設定した試験体を用いた実験および数値解析を実施する予定である。

#### 参考文献

- 1) (公社)日本道路協会：落石対策便覧，2017。
- 2) 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。
- 3) 近藤里史，小室雅人，岸 徳光，山元康弘，沼田あずさ：荷点を変化させた鋼製防護柵支柱に関する重錘落下衝撃荷重実験，土木学会北海道支部年次論文報告集，Vol. 76, A-2, CD-ROM, 2020。
- 4) Hallquist, J. O.: LS-DYNA User's Manual, Livermore Software Technology Corporation, 2018。