

1. 緒言

深層崩壊や大規模な土石流が発生すると、大量の土砂や大径の礫が流下し、鋼製透過型砂防堰堤（以下、鋼製堰堤）に作用する。鋼製堰堤の部材間隔は、最大礫径 D_{95} の 1.0 倍程度として設計するため、スパンが短い（以下、短スパン）構造部材に巨礫が衝突することが想定される。本研究はスパン 6m および 1m の鋼管部材を対象として、数値解析により鋼管はりの変形応答について検討を行ったものである。なお、数値解析には、衝撃解析ソフト AUTODYN を用いている。

2. 鋼管部材に対する礫衝突解析

2.1 解析モデル

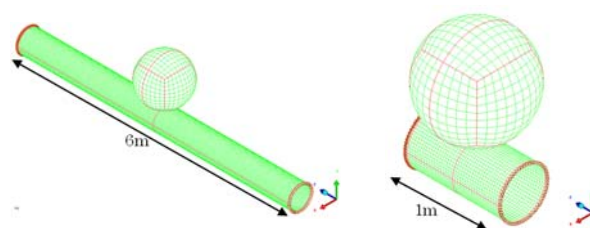
図-1 に示すように、直径 1m の礫を直径 $\Phi 508\text{mm} \times$ 板厚 $t19\text{mm}$ の鋼管部材に衝突させた。なお、計算時間を短縮するため 1/2 モデルを作成した。鋼管の両端は完全固定とし、スパンの相違がへこみ変形やはり変形に及ぼす影響を調べるため、スパンは 6m および 1m とした。礫の衝突速度は、 10m/s とした。図-1 に示す鋼管中央部の衝突点とその真裏（梁変形）の変位を出力した。鋼材の塑性判定には、Von-Mises の降伏関数を用いた。

2.2 スパン 6m の衝撃応答

図-2 に、鋼管長 6m の場合における礫衝突後 30ms の鋼管部材の塑性化状況を示す。図から、修正エリナス式の仮定 1) と同様に、中央部では全断面が塑性化するとともに、固定端における 8 割程度の要素が降伏している。図-3 に、礫の変位、衝撃荷重、はり中央部の変位の時刻歴応答および荷重～へこみ変形関係を示す。図-3(a) に示す礫の変位～時間関係から、衝突後約 17ms において最大変位 110mm を示し、その後は礫が跳ね返ることによって変位が低下している。図-3(b) に示す衝撃荷重～時間関係から、衝突後 3ms までは荷重が急激に増加し、その後は緩やかな荷重増加を伴いながら時刻約 17ms で最大約 1000kN を示している。修正エリナス式を用いて同じ条件におけるへこみ荷重を算定すると約 1300kN となるが、計算値は理論よりも 2 割ほど小さな値となった。図-3(c) に示すはり中央の変位～時間関係から、上変位は衝撃力の増加とともに増加し、最大で 110mm となった、一方、はり中央の下変位は衝突後約 3ms 後に応答を開始し、最大で 10mm の最大変位を示した。図-3(d) に示す荷重～へこみ変形関係を積分してへこみ吸収エネルギーを求めると約 60kJ であった。

2.3 スパン 1m の衝撃応答

図-4 に、鋼管長 1m の場合における礫衝突後の鋼管部材の塑性化状況を示す。図から、衝突後 5ms～30ms では衝突部にへこみ変形が生じるが、スパン中央部の全断面が塑性化することはなく、はり上部の要素に塑性化が集中した。最終的には、固定端においてもはり上部の要素のみが塑性化した。図-5 に、礫の変位、衝撃荷重、はり中央部の変位の時刻歴応答



(a) スパン 6m

(b) スパン 1m

図-1 礫衝突を受ける鋼管部材モデル

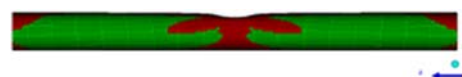
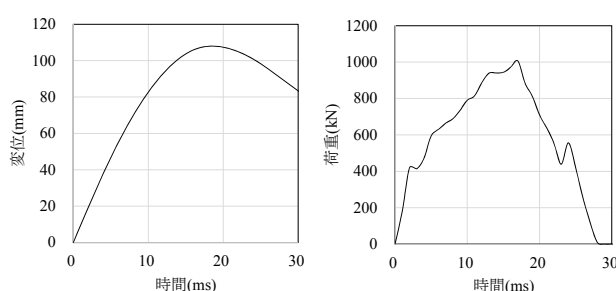
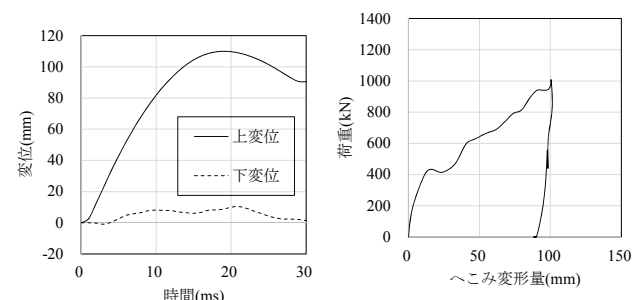


図-2 スパン 6m の塑性化状況 (30ms)



(a) 礫の変位～時間関係

(b) 衝撃荷重～時間関係



(c) はり変位～時間関係

(d) 荷重～へこみ変形関係

図-3 スパン 6m の応答

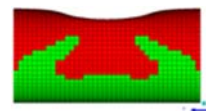
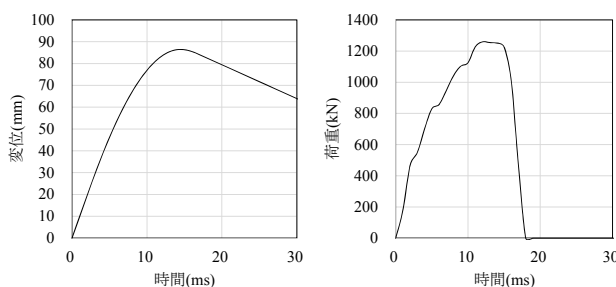


図-4 スパン 1m の塑性化状況 (30ms)



(a) 礫の変位～時間関係

(b) 衝撃荷重～時間関係

図-5 スパン 1m の応答

および荷重～へこみ変形関係を示す．図-5(a)に示す礫の変位～時間関係から，衝突後約 14ms において最大変位 85mm を示し，スパン 6m よりも 2 割程度小さい値となった．図-5(b)に示す衝撃荷重～時間関係から，スパン 6m の場合と同様に，衝突後 3ms までは荷重が急激に増加し，その後は緩やかな荷重増加を伴いながら時刻約 12ms で最大約 1300kN を示している．この値は，スパン 6m の場合よりも 2 割ほど大きい値となった．図-5(c)に示すはり中央の変位～時間関係から，上変位は衝撃力の増加とともに増加し，最大で 90mm となった，一方，下変位はほとんど発生しなかった．この理由は，塑性化がはり上部に集中するため，はり変形が生じないためと考えられる²⁾．以上の解析結果から，短スパンの場合，はりとしての全体応答が生じにくいことがわかる．図-5(d)に示す荷重～へこみ関係を積分してへこみ吸収エネルギーを求めると約 59kJ でありスパン 6m と同等であった．

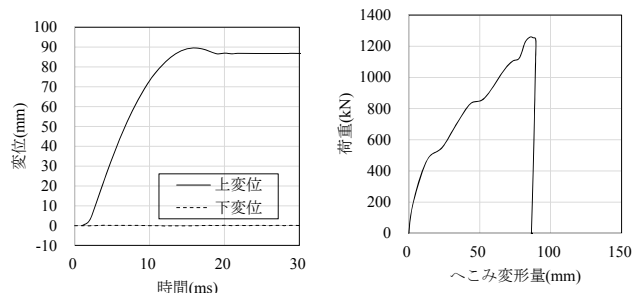
3. 短スパン鋼管の応力分布と評価モデル

スパン 1m の鋼管を対象として，応力分布を考察する．図-6(a)に示す位置の応力～時間関係を確認した．図-6(b)は，応力～時間関係を比較したものである．図から，はり上部の応力は 120～240N/mm²（降伏応力）であるのに対し，はり下部の応力は 40N/mm² 以下の弾性状態であり，かなり小さな応力しか発生していないことがわかる．図-7 は，時刻 15ms における，はり中央(図中横軸の原点)から端部(図中横軸の 450mm)の応力分布を示している．この時刻は，礫がはりに衝突している時刻であるが，はりの上部と下部で応力状態が異なり，はり上部だけが塑性化あるいは弾性限界に近い状態であることを示している．

そこで，図-8 に示すような力の釣合い ($P1=2N\sin\theta$) を考える．すなわち，はりに作用する衝突力は，はりの軸方向に発生する軸力と釣合うことを仮定したモデルである．図中の $P1$ はへこみによって生じる荷重であり， N は鋼管に生じる軸力である．この軸力は，はり断面が降伏した割合によって変化し，全断面が降伏す場合は， $N=\sigma_y \times t \times \pi D$ (σ_y : 降伏応力， t : 板厚， D : 鋼管直径) となる．また，鋼管の変形角 θ については，へこみ変形量 δ とスパン L から， $\theta=\delta/0.5L$ と仮定する．試算として，鋼管断面の 50% が塑性化して力が釣合うと仮定すると，へこみ変形量は 18mm 程度となる．鋼管断面の 40% が塑性化して力が釣合うと仮定すると，へこみ変形量は 55mm となる．鋼管部材の 36% が塑性化して力が釣合うと仮定すると，へこみ変形量は 90mm となり，図-5(c)に示す上変位とほぼ一致する．

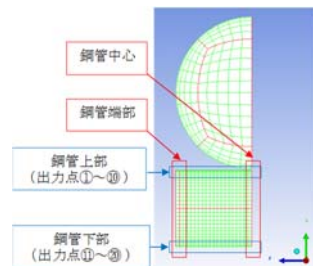
参考文献

- 1) 鋼製砂防鋼構造物委員会：鋼製砂防構造物設計便覧，砂防・地すべり技術センター，平成 21 年 7 月
- 3) 別府万寿博，松澤遼，嶋丈示，石川信隆，水山高久：礫衝突を受ける鋼管部材の荷重評価と局所変形解析に関する一考察，平成 29 年度砂防学会研究発表概要集，平成 29 年 5 月

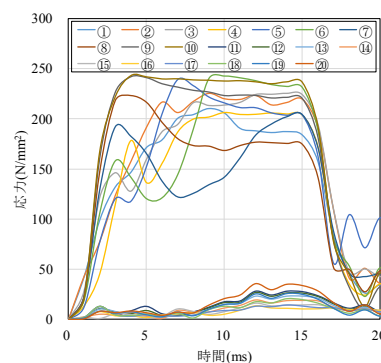


(c) はり変位～時間関係 (d) 荷重～へこみ変形関係

図-5 スパン 1m の応答



(a) 出力位置



(b) 応力～時間関係

図-6 はり上下縁における軸方向の応力～時間関係

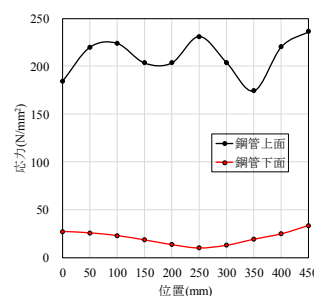


図-7 はり上下縁における軸方向の応力分布

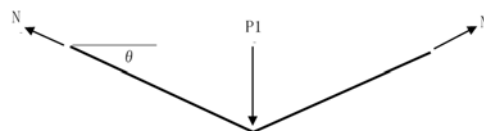


図-8 力の釣合い図