

◆報文◆

## ロックシェッド全体系モデルの衝撃載荷実験

佐藤弘史\* 間瀬利明\*\* 三川英夫\*\*\* 圓林栄喜\*\*\*\* 石川信隆\*\*\*\*\* 若林修\*\*\*\*\*

## 1. はじめに

現在、ロックシェッドには、比較的大きな落石荷重に対応できるものとして、PC 製ロックシェッドと RC 製ロックシェッドの 2 種類のものがある。PC 製ロックシェッドは、施工性に優れているが韌性にやや難があり、一方の RC 製ロックシェッドは、韌性に富んでいるが施工性にやや難があると言われている。このため、両者の長所を取り入れ、施工性および耐衝撃性に優れ、韌性を高めた PC 製ロックシェッドを開発し、その設計法を確立することが重要であると考えられる。このような考え方に基づき、これまでに、主梁の PC 鋼材量と鉄筋量のバランスに関する検討<sup>1)</sup>、主梁の韌性改善に関する検討<sup>2)</sup>、接合部に関する検討<sup>3)</sup>等を行ってきた。この結果、耐衝撃性に優れた主梁の PC 鋼材量と鉄筋量の比率や、接合部の剛接化による効果などが確認できた。

しかしながら、従来の衝撃載荷による実験的な検討では、主梁の中央部に鉛直に衝撃力を作用させる、曲げ破壊に関する検討がほとんどであった。一方、落石はロックシェッドのあらゆる地点にある角度を持って落下する可能性がある。このため落石の作用位置および、落石の落下方向の影響についての検討が必要であると考えられた。さらに、ロックシェッドの被災事例や破壊形態<sup>4)</sup>をみると、はじめにロックシェッド山側擁壁背面の裏込め部分に落石などが落下し、ロックシェッド全体が谷側に押し出された状況の下に、落石がロックシェッド本体に作用し、本来ロックシェッドが持っている耐力を十分に発揮せずに破壊に到っている可能性がある。このため、あらかじめ背面から水平荷重を受けた場合の検討が必要であると考えられた。

また、現行のロックシェッドの設計は、落石対策便覧<sup>5)</sup>に基づき、落石による衝撃力を等価な静的荷重に置き換えて、許容応力度設計により行われることが一般的である。他方、近年の研究では、エネルギー法によりロックシェッドの安全性をより合理的に評価する方法が提案されている<sup>4)</sup>。

これによれば、静的な弾塑性解析を行い、ロックシェッドの変形エネルギーを求め、ロックシェッドの耐衝撃性を評価することが可能と考えられる。

以上の背景より、本研究ではロックシェッドの耐衝撃性に及ぼす落石の載荷位置、載荷方向および山側擁壁の水平変位の影響を明らかにするため衝撃実験を実施した。また、エネルギー法の妥当性を明らかにするため、静的載荷実験より得られる変形エネルギーを用いてロックシェッドの耐衝撃性を評価し、衝撃載荷実験結果と比較検討を行った。

## 2. 供試体

供試体として、韌性を高めたPCロックシェッドの1/4縮尺全体系モデルを作成した。供試体の概要を図-1に示す。主梁部材、山側擁壁および柱部材よりなる門形の構造に底版を設けたもので、道路軸方向は桁1本分を模型化した。

- ・C-1K(アンボンド) 供試体：主梁と柱部の接合はコンクリート付着を考慮しないアンボンドPC鋼材で剛接し、柱部と底版および主梁と擁壁の接合はヒンジとした1剛接2ヒンジPC逆L形で、主梁の鉄筋量を増加し、擁壁パラペットを補強したものである。主梁はプレテンションPC梁で初期プレストレス量は41.2kNで、鋼材比率( $=\text{PC鋼材量}/(\text{鉄筋量}+\text{PC鋼材量})$ )は44%である。

供試体の設計は、以下のような条件に基づいて計算を行い、断面諸元を決定した。

- ・設計落石荷重：62.72kN(落石質量が1tfで落下高さが0.25mの場合に発生する集中荷重に相当)

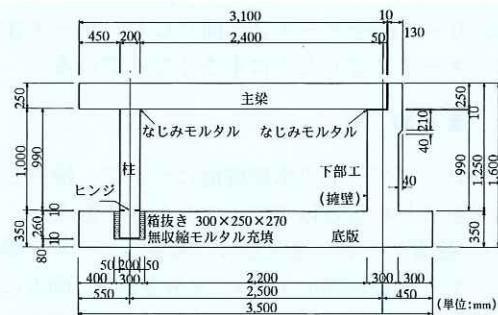


図-1 供試体形状寸法 (C-1K)

当する。実験可能な落下高さの制限による。)

- ・設計材料強度 鉄筋  $\sigma_{sdu}=294 \text{ N/mm}^2$   
コンクリート  $\sigma_{cdu}=58.8 \text{ N/mm}^2$   
PC鋼材  $\sigma_{py}=1,720 \text{ N/mm}^2$
  - ・落石時許容応力度(許容応力度割増係数 1.5)  
鉄筋  $\sigma_{sa}=176.40 \times 1.5=265 \text{ N/mm}^2$   
コンクリート  $\sigma_{ca}=18.62 \times 1.5=27.9 \text{ N/mm}^2$   
PC鋼材  $\sigma_{pa}=\sigma_{py} \times 0.9=1,550 \text{ N/mm}^2$
- 各供試体の落石時作用曲げモーメント(MD)、抵抗曲げモーメント(MR)、破壊抵抗曲げモーメント(MU)および主梁断面の配筋図を図-2に示す。

### 3. 衝撃実験の方法

実験の概要を図-3、写真-1に示す。供試体は底版部と、実験室の床に設置したアンカーボルトによって固定した。荷重載荷位置は主梁中央あるいは柱近傍であり、鉛直あるいは斜め方向から、質量 1.0ton の鋼製重錘をガイドレールに沿って滑らせ、衝撃力を同一供試体に繰り返し載荷した。

本実験では載荷角度を変えても接触面積が同じになるように R50 の円柱の一部を重錘先端に接着した。緩衝材として合成ゴム(縦 300mm × 横 200mm × 厚さ 50mm)を使用した。重錘に圧縮力以外の力ができるだけ作用しないようにするため、緩衝材の接触面を載荷方向に対して直角となるようにした。実験では、各載荷ステップごとに緩衝材を新品のものと交換し実験を行った。データはサンプリング周波数 2,000Hz で、1 秒以上収録した。

### 4. 衝撃実験結果

衝撃載荷実験結果のうち、表-1 に示す 4 体の供試体を用いた実験の重錘位置エネルギーと主梁載荷点直下の最大変位の関係を図-4 に示す。

主梁中央に載荷した場合(I-1)は、重錘位置エネルギーが 19.6kNm では載荷点変位が大きくなり、写真-2 に示すように PC 鋼線、下側鉄筋とも破断しており、上側鉄筋のみ残存している状態

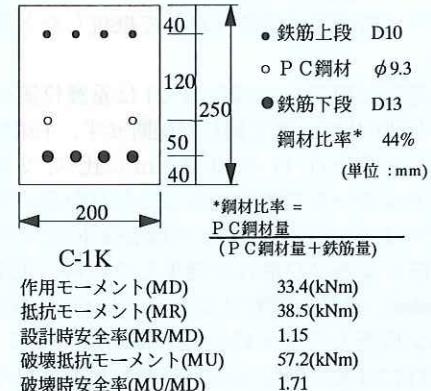


図-2 主梁断面の配筋図

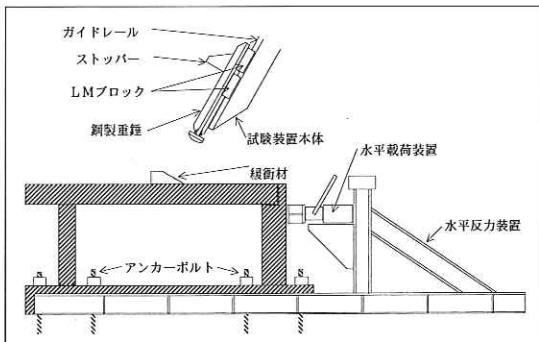


図-3 衝撃載荷実験概要



写真-1 実験の概要

表-1 衝撃載荷実験ケース一覧

実験ケース	水平変位	載荷位置	載荷角度	落下高さ(m)	備考
I-1	$\delta=0\text{mm}$	主梁中央	$0^\circ$	0.25, 0.5, 1, 1.5, 2	▼○
I-2	$\delta=0\text{mm}$	柱近傍	$0^\circ$	0.25, 0.5, 1, 1.5, 2, 2.5, 3, 3.5	▼○
I-3	$\delta=10\text{mm}$	主梁中央	$0^\circ$	0.25, 0.5, 1, 1.5, 2, 2	▼○△
I-4	$\delta=0\text{mm}$	主梁中央	$30^\circ$	0.25, 0.5, 1, 1.5, 2	△○

となった。載荷点付近にひび割れの発生が集まつておらず、局所的に荷重に対して抵抗したと考えられる。

柱近傍に載荷した場合(I-2)は重錘位置エネルギーが29.4kNmまで鋼材が破断せず、主梁中央に載荷した場合(I-1)の14.7kNmに比べ、2倍の位置エネルギーまで耐えうることがわかる。写真-3に示すように主梁の柱との接合部付近で斜めにせん断によるひび割れが発生している。主梁でのPC鋼線、鉄筋の破壊はなかったものの、柱のPC鋼線が破壊し主梁・柱の接合部が開口している。柱部材にはせん断によるひび割れは見られなかった。また擁壁の山側下部にひび割れが発生している。これは梁柱の谷側変形に伴って擁壁が谷側に引張られたために発生したと考えられる。

水平変位がある場合(I-3)では、19.6kNmの位置エネルギーまで鋼材が破断せず、水平変位のない場合(I-1)に比べ約1.3倍と大きくなっている。この供試体は、位置エネルギー19.6kNmの2回目の載荷で破壊した。

斜め載荷の場合(I-4)は、鋼材が破断せずに耐えうる位置エネルギーは14.7kNmで、鉛直載荷(I-1)との相違が見られない。19.6kNmでは鉛直載荷(I-1)に比べて変位量は約70%と小さくなっている。

## 5. エネルギーによる安全性の評価

### 5.1 エネルギー法の概要

現在提案されている、エネルギー基準に基づく終局曲げ強度に対するロックシェッドの安全性照査方法<sup>4)</sup>によれば、落石が衝突によってロックシェッドに与えるエネルギーと変形によって変化する位置エネルギーとの和(ロックシェッドの耐えうるエネルギー) $E_S$ は次式で表現される。

$$E_S = \alpha MgH + (mg + Mg)\delta \quad (1)$$

ここに、

$\alpha$ :重錘からロックシェッドへのエネルギー伝達率

$M$ :落石質量、 $g$ :重力加速度、 $H$ :落下高さ

$m$ :ロックシェッド梁の等価質量

$\delta$ :ロックシェッドのたわみ

エネルギー伝達率 $\alpha$ は、落石とロックシェッドの完全塑性衝突を仮定すると次式で表され、本実験の場合では0.84となる。

$$\alpha = 1/(1 + (m/M)) \quad (2)$$

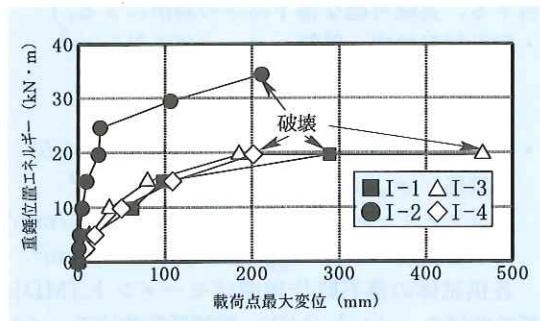


図-4 重錘位置エネルギーと変位

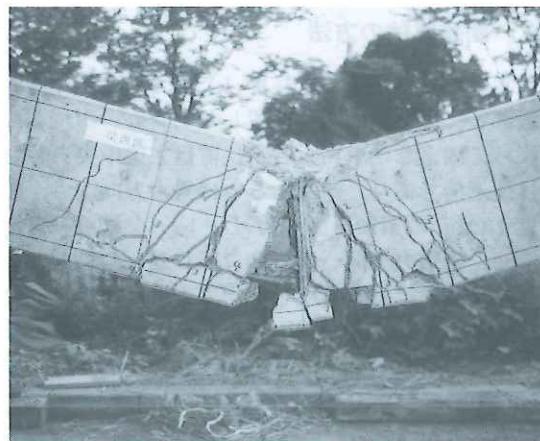


写真-2 主梁載荷点西面 (I-1,H=2.0m)



写真-3 主梁載荷点西面 (I-2,H=3.5m)

また、破壊状態までのロックシェッドの変形エネルギー $E_U$ は次式で表現される。

$$E_U = \int_0^{\delta_u} P \cdot d\delta \quad (3)$$

ここに、 $P$ :荷重

$\delta_u$ :ロックシェッドの最大たわみ

従ってロックシェッドは式(1)で $\delta = \delta_u$ とおいたとき、 $E_S \geq E_U$ の場合に曲げ破壊する。ロックシェッドが安全となる条件は以下のようになる。

$$MgH < Es \quad (4)$$

$$Es = (E_U - (mg + Mg)\delta_u)/\alpha \quad (5)$$

ここに、 $E_S$ ：ロックシェッドの耐えうるエネルギー

なお、今回実施した衝撃実験は漸増繰り返し載荷のため、各載荷前の残留変位  $\delta_r$  の影響を考慮する必要がある。このため式(5)の  $E_S$  の評価にあたっては、 $\delta_u$  の代わりに式(6)で表される変位  $\delta_S$  を用いた。

$$\delta_S = \delta_u - \delta_r \quad (6)$$

さらに  $E_U$  についても残留変位を考慮して、式(7)より求めた  $E_{Ur}$  を用いた。

$$E_{Ur} = \int_{\delta_r}^{\delta_u} P \cdot d\delta \quad (7)$$

## 5.2 静的載荷実験の方法

ロックシェッドの変形エネルギー  $E_U$  を評価するために静的載荷実験を行った。

静的載荷実験は、土木研究所内の 490N/1,470N 繰り返し載荷試験装置を用いて行った。

載荷方法は一点集中荷重とし、破壊に至るまで変位制御により実験を行った。載荷位置は、主梁中央のとき柱軸上から山側に 1250mm、柱近傍のとき柱軸上から山側に 325mm である。

## 5.3 静的載荷実験の結果

静的載荷実験結果のうち、表-2 に示す 2 つのケースの荷重と主梁載荷点変位の関係を図-5 に示す。

主梁中央に載荷した場合 (S-1) は鉛直荷重  $P=39.2kN$  の時、梁載荷点下面に初期ひび割れが発生した。最大荷重は  $147kN$  であり、載荷点変位  $\delta=110mm$  で PC 鋼線が 2 本ほぼ同時に破断した後、残りの 3 本の鉄筋が一本ずつ破断していく曲げ破壊を示し、ほとんど荷重が無くなった状態で実験を終了した。載荷実験終了後の載荷位置におけるひび割れ発生状況を写真-4 に示す。スパン中央断面における曲げひび割れが発生しており、載荷点のコンクリートが完全に圧壊している。

柱近傍に載荷した場合 (S-2) は鉛直荷重  $P=108kN$  の時、梁載荷点下面に初期ひび割れが発生した。最大荷重は  $382kN$  であり、主梁がせん断破壊し荷重が急に低下したが、その後はある程度の強度を有しながら変形のみが進行していった。載荷点変位  $\delta$  が  $140mm$  に達するとほとんどコンクリートが抜け落ち、PC 鋼線および鉄筋のみが荷重に抵抗している状態となり実験を終了した。本供試体は、PC 鋼線及び鉄筋はまだ破壊していないため、これより大きな変位に対してもまだ耐力を有していると考えられる。ここでは、 $\delta > 140mm$

表-2 静的載荷実験ケース一覧

実験ケース	水平変位	載荷位置	載荷角度	備考
S-1	$\delta=0mm$	主梁中央	$0^\circ$	
S-2	$\delta=0mm$	柱近傍	$0^\circ$	

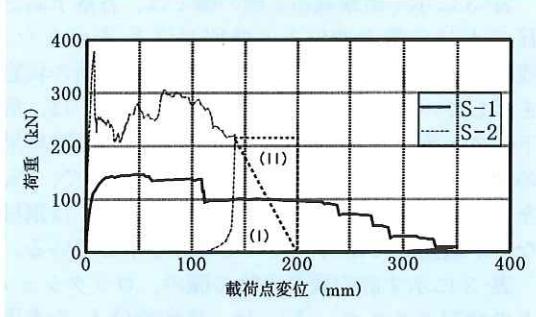


図-5 静的載荷実験結果の荷重変位関係

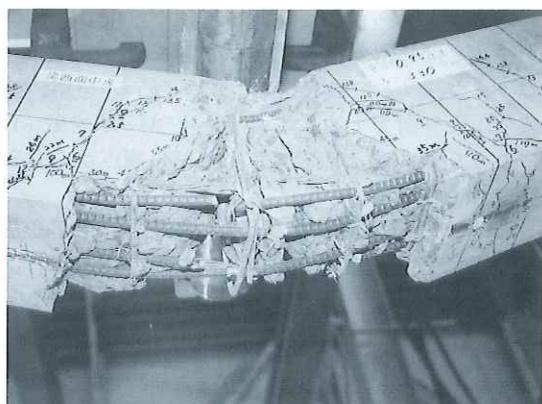


写真-4 主梁載荷点西面 (S-1)



写真-5 主梁載荷点西面 (S-2)

における荷重-変位曲線として、衝撃載荷実験の最大たわみ ( $200mm$ ) を参考に、図-5 に示す(I)、(II)を想定し、後の検討に用いた。S-2 の載荷実

験終了後の載荷位置におけるひび割れ発生状況を写真-5に示す。柱直上の載荷点においてせん断ひび割れが発生している。

### 5.5 エネルギーによる安全性評価

静的実験で得られる変形エネルギー等からロックシェッドの耐えうる位置エネルギー  $E_S$  を推定すると表-3、図-6のとおりである。

表-3に示す衝撃載荷実験の欄では、各落下高さ  $H$  における最大変位  $\delta$  と残留変位  $\delta_r$  を示した。残留変位はその落下高さでの実験を行う前の状態を示している。落石位置エネルギー  $MgH$  は、落下高さと重錐重量 (9.8kN) の積である。実験結果の欄は、各載荷実験後の状況を示したもので、「安全」はまだ十分耐力を有する場合、「破壊」は鋼材などが破断して耐力を失った場合を示している。

表-3に示す静的載荷実験の欄の、ロックシェッドの変形エネルギー  $E_{Ur}$  は、残留変位  $\delta_r$  を考慮して図-5に示す静的載荷実験の荷重-変位関係から求めた。ロックシェッドの耐えうる位置エネルギー  $E_S$  は残留変位を考慮した変位 ( $\delta_u - \delta_r$ ) とロックシェッドの吸収エネルギー ( $E_{Ur}$ ) を用いて式(5)より計算した。この  $E_S$  と  $MgH$  を式(4)により比較することでエネルギーの観点から安全性が評価される。

$E_S$  と  $MgH$  を図-6のように示すと、落下高さが低い場合は、耐えうるエネルギーの方が落石位置エネルギーより大きく左上半分にあり、安全と

表-3 エネルギーによる安全性評価

判断されるが、落下高さが大きくなるにつれて斜め45度で引いた線に近づいていく。斜め45度で引いた線より右下部分では、落石位置エネルギーの方が、耐えうるエネルギーより大きいためロックシェッドは破壊すると考えられる。

主梁中央に載荷した場合(I-1)、表-3の落下高さ2mにおけるエネルギーによる評価では安全となっており、衝撃載荷実験結果と異なるが、図-6によればエネルギーによる評価も破壊状態にきわめて近く、両者は概ね近い特性を示していると考えられる。また、柱近傍に載荷した場合(I-2)では衝撃載荷実験結果も、エネルギーによる評価も落下高さ3.5mで破壊するという点で一致する結果が得られた。

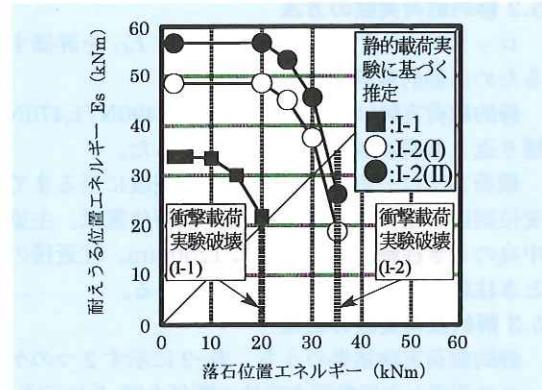


図-6 エネルギーによる安全性評価

実験 ケース	衝撃載荷実験					静的載荷実験			
	落下 高さ $H(m)$	最大 変位 $\delta(m)$	落石位置 エネルギー $MgH(kNm)$	残 留 変 位 $\delta_r(m)$	実 験 結 果	残 留 変 位 を 考 慮 し た 変 位 $\delta_S(m)$	ロ ッ ク シ エ ッ ド の 変 形 エ ネ ル ギ ー $E_{Ur}(kNm)$	ロ ッ ク シ エ ッ ド の 耐 え う る 位 置 エ ネ ル ギ ー $E_S(kNm)$	エ ネ ル ギ ー に よ る 安 全 性 評 価
I-1	0.25	0.006	2.45	0.0000	安全	0.3500	31.878	33.092	安全
	0.50	0.015	4.90	0.0006	安全	0.3494	31.870	33.089	安全
	1.00	0.062	9.80	0.0047	安全	0.3453	31.605	32.831	安全
	1.50	0.097	14.70	0.0286	安全	0.3220	28.489	29.444	安全
	2.00	0.289	19.60	0.0812	破壊	0.2690	21.119	21.406	安全
I-2 (I)	0.25	0.009	2.45	0.0000	安全	0.2000	42.277	47.550	安全
	2.00	0.024	19.60	0.0038	安全	0.1962	42.277	47.606	安全
	2.50	0.025	24.50	0.0147	安全	0.1853	39.318	44.234	安全
	3.00	0.106	29.40	0.0452	安全	0.1548	32.732	36.818	安全
	3.50	0.211	34.30	0.1020	破壊	0.0980	16.562	18.356	破壊
I-2 (II)	0.25	0.009	2.45	0.0000	安全	0.2000	48.941	55.487	安全
	2.00	0.024	19.60	0.0038	安全	0.1962	48.941	55.539	安全
	2.50	0.025	24.50	0.0147	安全	0.1853	45.982	52.167	安全
	3.00	0.106	29.40	0.0452	安全	0.1548	39.396	44.747	安全
	3.50	0.211	34.30	0.1020	破壊	0.0980	23.226	26.288	破壊

以上より、ロックシェッドの変形エネルギーが精度良く推定されれば、エネルギー基準による安全性照査法が適用可能であることがわかる。

## 6. まとめ

逆L形式ロックシェッド供試体を用いて、その耐衝撃性に及ぼす落石の作用位置、作用方向および水平載荷の有無の影響を調べた。また耐衝撃性をエネルギーの観点から評価した。

その結果、以下のことが明らかとなった。

1) 柱近傍に衝撃載荷した場合には、主梁中央に載荷した場合と比較して、約2倍の位置エネルギーまでPC鋼線が破断せず破壊しないことから、落石の作用位置がロックシェッドの耐衝撃性に大きな影響を及ぼすことがわかった。また、柱近傍載荷の場合でも柱部材がせん断破壊することはなかった。

作用方向および水平変位の有無の影響は、作用位置の影響に比べると小さく、特に作用方向がロックシェッドの耐えうる位置エネルギーに及ぼす影響は今回の実験では見られなかった。

2) ロックシェッドが破壊する際の落石の位置エネルギーを、静的実験の吸収エネルギーと終局時のたわみから推定し、衝撃載荷実験結果と概ね整合することがわかった。ロックシェッドの変形エネルギーが精度良く推定されれば、エネルギー基準に基づく安全性照査が可能であると考えられる。

今後はロックシェッドの変形エネルギーを解析的に推定する手法について検討を行い、ロックシェッドの耐衝撃設計法としてとりまとめていく必要がある。

なお、この実験は建設省土木研究所、防衛大学校、社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会との共同研究の一環として行われたものである。

## 参考文献

- 佐藤弘史、今野久志、長尾彰洋：PC鋼材量および鉄筋量の割合を変化させたPRC梁の衝撃実験について、土木学会第49回年次学術講演会、平成6年9月
- 建設省土木研究所：PRC製ロックシェッドの設計法に関する共同研究報告書、共同研究報告書第148号、平成8年3月
- 佐藤弘史、今野久志、長尾彰洋：ロックシェッドの接合部に関する衝撃載荷実験、土木学会第50回年次学術講演会、平成7年9月
- 土木学会：構造物の衝撃挙動と設計法、構造工学シリーズ6、平成6年1月
- 日本道路協会：落石対策便覧、昭和58年7月

佐藤弘史\*



建設省土木研究所構造橋梁部  
構造研究室室長、工博  
Dr.Hiroshi SATO

間瀬利明\*\*



同 構造研究室研究員  
Toshiaki MABUCHI

二川英夫\*\*\*



建設省四国地方建設局松山工事事務所松山第一国道出張所  
(前 構造研究室)  
Hideo FUTAGAWA

圓林栄喜\*\*\*\*



防衛大学校土木工学科研究員、  
工博  
Dr.Hidenobu ENRIN

石川信隆\*\*\*\*\*



防衛大学校土木工学科教授、  
工博  
Dr.Nobutaka ISHIKAWA

若林 修\*\*\*\*\*



(社) プレストレスト・  
コンクリート建設業協会  
Osamu WAKABAYASHI