6.2 道路防災工の合理化・高度化に関する研究

研究予算:運営費交付金(一般勘定)

研究機関:平18~平22

担当チーム:寒地構造チーム

研究担当者:西弘明、今野久志、岡田慎哉

【要旨】

本研究は、道路防災工のうち落石対策工に関して、その設計法の合理化・高度化を目的に実施している。 道路防災工の性能照査型設計法に関する研究では、実規模レベルの大型 RC 梁に対して衝撃実験および解析的 検討を行い、耐衝撃挙動の把握や重錘重量の違いによる影響について検討している。その結果、各種限界状態に 対応可能な性能照査型耐衝撃設計法の確立に資する設計式を提案した。

道路防災工の終局耐力評価手法の開発に関する研究では、小型 RC アーチ模型および実規模 RC アーチ構造に 対してそれぞれ衝撃実験および数値解析的検討を行い、その耐衝撃性能に関して検討を行うと共に、緩衝工の効 果についても検討を行っている。その結果、アーチ構造の有する耐衝撃挙動が明らかとなり、数値解析による精 度の高い検討が可能となった。さらに、アーチ構造においても緩衝工が有効に機能することが確認された。

また、建設コストの縮減および施工性向上を目的に、杭付き落石防護擁壁を提案するとともに、コンクリート 擁壁内の鋼管をH型鋼に置き換えるよう、その形式を改善し、この耐衝撃性能を実験的・解析的に検討した。そ の結果、新構造形式の落石防護擁壁は十分な耐衝撃性能を有していることが明らかとなった。 キーワード:道路防災工、重錘落下衝撃実験、アーチ構造、杭付落石防護擁壁

道路防災エの性能照査型設計法に関する研究 (RC 梁の性能照査型耐衝撃設計法)

1. はじめに

本研究では、実大規模の RC 梁まで適用可能な性能 照査型耐衝撃設計法の確立に資する設計式を提案する ことを目的に、衝撃実験結果との比較検討により妥当 性が検証されている解析手法および解析モデルを用い て、数値解析によるパラメータスタディを実施した。 大型 RC 梁に対する実験では、小型 RC 梁における 実験結果と同様に残留変位が入力エネルギーに比例す ることが明らかとなっている。このことから、大型 RC 梁の数値解析によるパラメータスタディにおいても解 析結果の残留変位に着目し、この結果を統一的に整理 取りまとめることにより、大型 RC 梁の比較的広範囲 な限界状態に対応可能な性能照査型耐衝撃設計法に資 する設計式を提案した。また、設計式において考慮し た質量比の影響に関して、大型 RC 梁を用いた衝撃載 荷実験を実施し、その妥当性について検討を行った。

2. 数値解析による大型 RC 梁のパラメータスタディ

2.1 解析ケース

性能照査型耐衝撃設計法に適用可能な設計式を誘導 するために必要となる大型 RC 梁の衝撃荷重作用時 の応答値データを数多く取得することを目的として静 的曲げ耐力が異なる各種大型 RC 梁に対する数値解 析を実施した。

図-1には、解析を実施した RC 梁の断面図および 配筋状況を示している。9 種類の大型 RC 梁は、梁 幅 1.0 m、梁長 9.0 m、純スパン長 8.0 m を固定と し、静的曲げ耐力が異なるように梁高および軸方向鉄 筋量を調整している。

表-1には、解析ケースの一覧を示している。表中 には解析用 RC 梁の種類、主鉄筋比 Pt、静的曲げ耐 力 Pusc、静的せん断耐力 Vusc、せん断余裕度 α (= Vusc / Pusc)、重錘質量 W、支点間の梁質量 B、質量 比 W / B (落石質量と RC 梁質量の比)、落下高さ H、 入力エネルギー E を示している。なお、静的曲げ耐 力 Pusc および静的せん断耐力 Vusc はコンクリート 標準示方書に基づいて算定している。表より、本解析 断面のせん断余裕度はいずれも $\alpha > 1.0$ であり、設 計的には静載荷時に曲げ破壊型で終局に至る。解析で は、各種大型 RC 梁に関して、損傷程度の異なる応答 値データを取得するためや質量比の影響を検討するた めに重錘質量や入力エネルギーをパラメータとして解 析を実施している。以上のような考えに基づいて設定 した解析ケース数は全 115 ケースである。



表-1 数値解析ケース一覧

					r		
ケース名	静的曲げ 耐力	静的せん断 耐力	せん断 余裕度	重錘質量	梁質量	質量比	入力エネルギー
	Pusc(kN)	Vusc(kN)	asc	W(t)	B(t)	W/B	E(kJ)
PA 1270 1 269	1 269	3 264	2.57	2	23	0.09	98 147 196 245 294
1 A-1270	1,209	5,204	2.37	28.7	23	1.25	98, 147, 190, 243, 294
				2		0.1	
PR-880	881	2,882	3.27	5	20	0.25	19 98 147 196 245
1 D-000	001			20		1.0	+9, 96, 147, 196, 245
				25		1.25	
DC 620	621	1 704	2.89	2	17	0.12	10 08 147 106 245
10-020	021	1,794		21.25	17	1.25	47, 90, 147, 190, 243
PD-610	613	2,002	3.27	2	20	0.1	
				5		0.25	
				10		0.5	49, 98, 147, 196, 245
				20		1.0	
				25		1.25	
DE 560 556	556	2,032	3.65	2	14	0.14	40 08 147 106 245
FE-300	550			17.5		1.25	49, 98, 147, 190, 243
DE 400	397	1,880	4.74	2	14	0.14	10,6, 20,2, 58,8, 78,4, 08
FT-400				17.5		1.25	19.0, 39.2, 38.8, 78.4, 98
DC 220	320	1,821	5.69	2	14	0.14	10,6, 20,2, 58,8, 78,4, 08
PG-320				17.5		1.25	19.0, 39.2, 38.8, 78.4, 98
PH-290	292	2,348	8.04	2	12	0.17	10,6, 20,2, 59,9, 79,4, 09
				15.0		1.25	19.0, 39.2, 38.8, 78.4, 98
DI 220	224	234 2,104	8.89	2	11	0.18	106 20 2 58 8 78 4 09
PI-230	234			13.7		1.25	19.0, 39.2, 38.8, 78.4, 98



2.2 数値解析概要

本数値解析に用いた構造解析プログラムは、解析手 法に有限要素法を用いた非線形衝撃応答解析用汎用コ ードLS-DYNA(ver.970)である。解析対象は、構造体 および荷重の対称性より1/4モデルとし、鉄筋には 梁要素、その他は8節点の3次元固体要素としている。 材料構成則モデルについては、コンクリートは完全弾 塑性体のバイリニア型モデル、鉄筋は塑性硬化係数を 考慮した等方弾塑性体モデルとしている。

2.3 数值解析結果

2.3.1 重錘衝擊力、支点反力、載荷点変位波形

図-2には、入力エネルギーを E=245 kJ とし、 質量比を W / B = 0.1 から 1.25 まで 5 段階に変化 させた PD-610 に対する数値解析結果の重錘衝撃力、 支点反力、載荷点変位の各応答波形を示している。

重錘衝撃力についてみると、いずれの質量比におい ても正弦半波状の波形性状を示しているものの、質量 比が大きくなるに従って振幅が小さくなるとともに、 ピーク値発生までの時間や波形の継続時間が長くなる 傾向が示されている。

一方、載荷点変位については質量比の増加とともに 最大変位と残留変位および周期が増加する傾向が示さ れている。つまり、入力エネルギーが同じ場合、質量 の大きいものが低い高さから衝突する場合の方が質量 の小さいものが高い高さから衝突する場合に比較して RC 梁の変形が大きくなることを示しており、この変 形量の増加に伴って重錘衝撃力が緩和されるものと考 えられる。

支点反力波形は、重錘衝突初期の周期が短く振幅の 大きい正弦半波とその後に続く周期が長く振幅の小さ い正弦半波が合成されたような波形性状を示している。 PD-610の場合には、質量比の増加とともに支点反力 のピーク値が減少するとともに波形の継続時間が長く なる傾向が示されている。

他の数値解析ケースにおける各応答波形についても 支点反力波形の波形性状が若干異なっている場合があ るものの、重錘衝撃力および載荷点変位波形はほぼ同 様の波形性状を示している。

2.3.2 残留変位と入力エネルギーの関係

図-3には、質量比 W/B=1.25 における RC 梁 の入力エネルギーと残留変位の関係を示している。各 RC 梁ともに入力エネルギーが増加することで残留変 位はほぼ線形に増大する傾向を示している。また、同 ーの入力エネルギーに対しては静的曲げ耐力の大きい RC 梁ほど残留変位が小さくなる傾向が示されている。 これらの傾向は質量比が 0.1 程度と小さい場合にお



いても同様であるとともに、入力エネルギーと最大載 荷点変位の関係においても同様である。

図-4には、質量比を W/B=0.1 から 1.25 まで 変化させた場合の PD-610 における入力エネルギー と残留変位の関係を示している。図より、静的曲げ耐 力が同じ場合には同一の入力エネルギーに対して質量 比が大きい方が残留変位も大きいことがわかる。また、 残留変位に対する質量比の影響は、質量比の小さい領 域ほど大きく示されており、質量比が 1.0 以上では残 留変位に対する質量比の影響は認められない。

以上のように、入力エネルギーと残留変位の関係に は極めて高い相関があり、RC 梁の種類や入力エネル ギーの大小、言い換えれば損傷の状況や損傷程度に関 わらず、極めて普遍性の高い関係であることが大型 RC 梁に関する数値解析結果からも明らかとなった。 なお、図-3および図-4の図中に示した直線は、各 RC 梁の入力エネルギーと残留変位の関係について原 点を通る直線で近似した結果である。

3. 大型 RC 梁の性能照査型耐衝撃設計法に関する検討
 3.1 設計式の提案

図-5には、図-3の各 RC 梁における近似直線の傾 き α (以後、残留変位係数 α)と静的曲げ耐力 Pu(kN) の関係を、過去に実施した小型 RC 梁の衝撃載荷実験 結果を統一的に整理して求めた近似曲線($\alpha = 420$ / Pu ···式(1))¹⁾とともに示している。図より、近似 曲線は質量比 W/B=1.25 の大型 RC 梁の解析結果と 非常に整合がよいことが分かる。これは上記近似曲線 が同程度の質量比(平均で 1.23)における小型 RC 梁 の実験結果を対象として整理されたためと考えられる。



図-6 相対残留変位と質量比の関係



3.2 質量比の影響に関する検討

質量比が異なる場合のαの近似曲線を求めるために 質量比 W/B に関する補正係数の算出を試みる。

図-6は、PD-610 に対する数値解析結果の質量比 W/B と各解析結果による残留変位 δ に対して、質 量比 W/B =1.25 の場合の残留変位を 1.0 としたと きの相対残留変位との関係を示している。これらの値 より近似曲線を求めると以下の式となる。

 $\beta = 0.288 \ln(W/B) + 0.9605$

式(2)

式(5)

ここで、β:質量比に関する補正係数

W/B:質量比

W: 重錘質量(ton)

B:梁質量(ton)

式(2)に対して、質量比に関する補正係数を考慮する と、式(3)が得られる。

 $\alpha = \beta \cdot 420 / Pu \qquad \qquad \vec{x}(3)$

図-7には、式(3)より質量比を W/B=0.1 から 1.25 までの間で変化させた場合の静的曲げ耐力とαに関す る近似曲線を示している。質量比に関して補正した近 似曲線は、数値解析結果とよく整合していることがわ かる。

3.3 設計式の提案

残留変位 δ は、前述の近似直線の勾配を α とし、入 カエネルギーを E とすると以下の式で与えられる。

 $\delta = \alpha \cdot \mathbf{E} \qquad \qquad \vec{\mathbf{x}}(4)$

式(3)および式(4)を用いて整理すると、

 $Pu=0.42 \cdot \beta E \neq \delta$

ここで、Pu:静的曲げ耐力(kN)、 β :質量比に関す る補正係数、E:入力エネルギー(kN·m)、 δ :残留変 位(m)である。



写真-1 実験状況(W=10t、H=2m)

表-2 解析ケース一覧

解析 ケース名	重錘 質量 ₩(t)	落下高 H(m)	入力 エネルギー E(kJ)	自重の 有無
W2-H10-N	9	10		無し
W2-H10-G	2	10		有り
W5-H4-N	Б	4	106	無し
W5-H4-G	5		190	有り
W10-H2-N	10	9		無し
W10-H2-G	10	2		有り
W2-H5-N	9	Б		無し
W2-H5-G	2	5	0.9	有り
W10-H1-N	10	1	90	無し
W10-H1-G	10	1		有り

すなわち、想定する入力エネルギーに対して、残留変 位を各種の限界状態に対応して規定すると、その規定 値を満足する RC 梁は式(5)より得られる静的曲げ耐 力を有する RC 梁を設計することで設計可能となる。

4. 質量比の影響に関する実験および解析的検討

4.1 重錘落下衝撃実験概要

質量比の影響を検討するために実施した重錘落下衝 撃実験の試験体は PD-610 である。

実験は、試験体を5体製作し重錘を一度だけ衝突さ せる単一載荷試験法により行った。実験は、入力エネ ルギーを E = 196 kJ とし重錘質量を W = 2、5、10 t とした3ケースと、入力エネルギーを E = 98 kJ とし 重錘質量を W = 2、10 t とした2ケースである。実 験の状況を写真-1に示す。

4.2 数值解析概要

本数値解析に用いた構造解析プログラムは、前節 2.2 と同じく解析手法に有限要素法を用いた非線形衝 撃応答解析用汎用コード LS-DYNA(ver.970) である。 数値解析モデルおよび材料構成則についても前節と同



じである。

表-2には、数値解析ケース一覧を示している。解 析ケース名の第一項目は重錘質量を意味し、第二項目 は重錘落下高さを、第三項目は自重考慮の有無を示し ている。

4.3 実験および数値解析結果

図-8には、入力エネルギー E=196 kJ における 重錘質量と各応答値の関係を示している。

最大重錘衝撃力については、自重考慮の有無による 数値解析結果に違いは見られず、両者はほぼ同一の値 となっており、重錘質量が大きくなるに従って最大衝 撃力値は若干小さくなる傾向が示されている。一方、 実験結果については重錘質量が大きくなるに従って最 大重錘衝撃力値も増加する傾向が示されており、その 値も解析結果より非常に大きなものとなっている。こ の違いについてはセンサーの応答周波数の影響も考え られ、今後詳細な検討が必要である。

支点反力については、実験結果と解析結果は、ほぼ 同様の傾向を示しており重錘質量に対する相関関係は 見られない。また、実験結果は解析結果における自重 考慮有無の中間的な値を示している。

最大変位および残留変位については、実験結果と解 析結果は、ほぼ同様の傾向を示しており重錘質量の増 加とともに応答値が増加する傾向を示している。また、 実験結果は解析結果における自重考慮有無の中間的な 値を示している。

5. まとめ

1)大型 RC 梁の衝撃荷重載荷実験における残留変 位は、LS-DYNA による数値解析結果と非常によく 整合している。

2) 重錘質量 W と大型 RC 梁の支点間質量 B との比である質量比 W / B が重錘衝撃力や残留変位 等に影響を及ぼすことが数値解析結果により明らか となった。

3)全解析ケースで入力エネルギーと残留変位は小型 RC 梁に対する実験結果と同様に線形関係にあり、 高い相関が認められた。また、直線の勾配は静的曲 げ耐力の逆数と高い相関関係にあることが確認でき た。

4)上記関係を基に、入力エネルギーと残留変位を規 定し、その規定値に対応した静的曲げ耐力を有する RC 梁を設計することで、耐衝撃設計が可能となる 設計式を提案した。

5)提案式は、静的曲げ耐力を Pu (kN)、質量比に関 する補正係数を β 、入力エネルギーを E(kN・m)、 残留変位を δ (m)とすると、以下のように示される。

 $Pu=0.42 \cdot \beta E \neq \delta$

6)本提案式は、質量比の異なる条件下において多様な 大型 RC 梁の比較的広範囲な入力エネルギーに対応 可能であり、性能照査型耐衝撃設計法の確立に資する 設計式と考えられる。

7)大型 RC 梁の重錘落下衝撃実験結果および数値解析 結果からも、質量比の影響に関する検討の妥当性が確 認できた。

8)実験結果と数値解析結果との比較検討から、自重を 考慮して数値解析を実施することにより最大変位や残 留変位を安全側に評価可能であることが明らかとなっ た。

今後、これらの結果を踏まえ、頂版上に敷砂等を有 する落石覆道の性能照査型耐衝撃設計法の確立に向け た研究を進めていくことが必要である。

参考文献

 1)岸 徳光,三上 浩:衝撃荷重載荷時に曲げ破壊が 卓越する RC 梁の性能照査型耐衝撃設計法に関する 一提案,構造工学論文集, Vol.53A, pp.1251-1260, 2007.3.

II. 実規模 RC アーチ構造に関する検討

1. はじめに

我が国の国土は、狭く細長い上に脊梁に山脈が縦断 する急峻な地形を呈している.そのため、止むを得ず 海岸線や山岳部の急崖斜面に沿って道路および鉄道が 計画・建設されている箇所が多い.また、こういった 制約の中で交通の安全を確保するために、トンネルを 用いた路線計画となる場合も多く、結果、トンネルが 多く建設されている.

これらのトンネルの坑口部は**写真-1**に示すように、 一般的に斜面を背負うこととなる.通常、トンネルの 坑口部は、その路線計画の策定の際に安全性に関して も十分な検討がなされるため、落石等の斜面災害に関 する危険性はほとんどない.しかしながら、これらの 土木構造物は長期に渡り供用されるため、斜面の風化 や凍害等による経年変化によって、当初には想定され 得なかった新たな斜面災害の危険が生じる場合がある. その場合には、鉄筋コンクリート製(以後, RC 製) のアーチ構造形式であるトンネル坑口部は、落石によ る衝撃力を受けることが想定される.従って、交通の 安全を確保するためには、トンネル坑口部の耐衝撃性 能を把握し、適切な対策を実施する必要がある.

しかしながら, RC 製アーチ構造形式の耐衝撃性能 に関する検討は, ほとんど実施されておらず, その耐 衝撃性能は明らかとなっていないのが現状である. 従 って,現状の耐衝撃設計法では RC 製アーチ構造に対 して合理的な設計を行うことは難しく, 適切な対策を 計画することは難しい.

これらのことより, RC 製のアーチ構造形式に対し て,その衝撃挙動および耐衝撃性能を明らかにし,性 能照査型設計の思想に基づいた合理的な設計手法を開 発することが急務であるといえる.

著者らは過去に小型の RC 製アーチ構造模型を用 いて重錘落下式の衝撃実験¹⁾を実施し, RC 製アーチ の衝撃挙動および耐衝撃性能に関する検討を実施して いる.その結果,版形状に近い構造の場合は,静載荷 実験および衝撃載荷実験結果ともに押抜きせん断型の 脆性的な破壊性状等を示すことを明らかとしている. さらに,小型RC 製アーチ構造模型の衝撃実験に関す る三次元弾塑性衝撃応答解析を実施して,アーチ構造

の衝撃挙動²⁾を明らかとしている. 一方,我が国における土木構造物に関する設計法は,

一方,我が国における土木構造物に関する設計法は, 許容応力度設計法から限界状態設計法を経て,性能照 査型設計法に移行しつつある.このような状況下にお



写真-1 トンネル坑口部の例

いて、耐衝撃設計に関しても性能照査型設計法に移行 すべく、土木学会構造工学委員会では小委員会を設置 し検討に着手している.その中で、著者らは、重錘落 下実験を基に小型 RC 梁を対象とした三次元弾塑性 衝撃応答解析^{3),4)}を試み、その適用性に関する検討を 行っている.また、小型 RC 梁に関する解析手法を踏 襲した場合の実規模 RC 桁への適用性⁵⁾に関する検 討も行っている.さらに、三次元弾塑性衝撃応答解析 法に基づいた実規模 RC 部材に関する簡易で合理的 な衝撃挙動解析法の確立を目的に、要素分割数を低減 した場合においても工学的に妥当な数値解析結果を得 るための方策として、曲げ破壊型 RC 桁を対象にコン クリート要素の軸方向要素が基準の要素長よりも大き い場合に対して破壊エネルギー等価の概念を導入し、 換算引張強度を評価する手法を提案⁶⁾している.

本研究では、RC 製アーチ構造に関する衝撃応答解 析手法の確立を目的として、実トンネル坑口部を用い た重錘落下衝撃実験を実施し、併せて提案の衝撃応答 解析手法を用いた数値解析を行い実験結果と比較する ことで、その解析精度の検証を行うこととした.

さらに,提案の解析手法を用いて,性能照査型設計の基礎検討として,従来の落石防護覆工の設計手法を RC 製アーチ構造に適用した場合の適用性について検 討を行うこととした.

衝撃応答解析手法の検証に関しては、アーチ上部に 900 mm 厚の敷砂緩衝材を設置した場合の重錘落下衝 撃実験を対象とし、実験結果と数値解析結果とを比較 することにより実施した.検証項目は、重錘衝撃力, 伝達衝撃力,アーチ部の変位に着目して行うこととし た. また,従来の設計法の適用性の検討に関しては,検 証に用いた実験ケースの1つを対象とし,従来の設計 手法によって算定される軸力および曲げモーメントを, 衝撃応答解析結果と比較することで行うこととした.

なお、本研究の弾塑性衝撃応答解析には、陽解法に 基づく非線形動的構造解析用汎用コードLS-DYNA (ver.970)⁷⁾を用いている.また、本実物実験を実施した トンネル坑口は、別線ルート完成に伴い平成 14 年度 から廃道となっている 259 m 区間を使用している.

2. 実験概要

2. 1 実験方法

写真-2には実験状況を示している.実験は,落石 を模擬した重錘を,クローラクレーンにより脱着装置 を介して吊り上げ,所定の高さから自由落下させ,ア ーチクラウン部中央点に衝突させることにより行って いる.

本実験で用いた重錘は,落下高さに限界があること より,大きな衝突エネルギーを生じさせるため質量 10,000 kg の大型のものとし,直径 1,250 mm,高さ 950 mm で底部が半径 1,000 mm,高さ 300 mm の半 球状のものを用いることとした.

2. 2 試験体概要

図-1(a)には、衝撃実験や数値解析に用いた試験体 のトンネル坑口部の形状寸法,(b)図にはその配筋状況 について、三層緩衝構造を場合を例として示している. 試験体のトンネル坑口部の断面形状は、覆工部材厚 600 mm、上半内空半径 4,152 mm、側壁部高さ 1,725 mm、道路軸方向の1ブロック延長 6,000 mm である. 覆工主鉄筋には D13 ~ D22,配力筋には D13 をそ れぞれ 250 mm 間隔で配筋し、かぶりは 100 mm と なっている. なお,鉄筋の材質は全て SD295A である.

敷砂緩衝材は,実験の便宜上, 5,000 mm × 10,000 mm の範囲にのみ設置することとし,最も敷砂が薄くなる アーチクラウン部において,900 mmの敷厚が確保さ れるように敷き均した.三層緩衝構造は,最小構成で ある衝突エネルギー E_k =1,000 kJ までを対象とした, 敷砂厚 500 mm, RC 版厚 200 mm, EPS 材厚 500 mm としている.なお,これらの緩衝材に用いられる敷砂 材の平均湿潤密度および平均含水比は,1,610 kg/m³, 13.8% である.



写真-2 実験状況





図-1 試験体の形状寸法および配筋状況



図-2 計測位置

(a) 変位計測位置図

(b) 伝達衝撃応力測定平面位置図

表-1には、実験および解析ケースの一覧を示して いる.実験の対象とした試験体は実構造物であるため、 その数に限りがある.本実験においては、緩衝材を設 置しているケースの場合, RC 製アーチ構造のコンク リートの損傷は軽微であると推測される. そのため, 試験体ブロックの効率のよい利用を図るため、同一載 荷ブロックにて落下高さを漸増させ実験を繰り返す, 繰り返し載荷実験を行った.ただし,敷砂緩衝材につ いては実験後にアーチ上面部までを掘り返し、再度敷 き均しを行うことで繰り返しによる影響を排除するこ ととし、三層緩衝構造については実験毎にすべて取り 替えることとした.数値解析については、実験ケース と同一の4ケースについて実施している. 表中のケー ス名の内、第一項目は敷砂緩衝材、三層緩衝構造の有 無を示しており, N, S および T はそれぞれ緩衝材無 し,敷砂緩衝材および三層緩衝構造を意味している. 第二項目はH の後に重錘の落下高さ (m) を付してい る. また, 表中には試験体のトンネル坑口部の側壁部 から採取したコンクリート供試体の一軸圧縮強度も併 せて示している.

2. 3 計測方法

図-2(a)には変位計測位置を,(b)図には,伝達衝 撃応力測定位置をそれぞれ示している.本実験におけ る測定項目は,重錘の頂部表面に設置したひずみゲー ジ式加速度計(容量 500 G,応答周波数 DC ~5 kHz) による重錘衝撃力,図-2(a)に示す位置の非接触式 レーザ変位計(容量 500 mm,応答周波数約 1 kHz) による内空変位,図-2(b)に示す位置の衝撃応力測定 用ロードセル(受圧径 32 mm,容量 9.8 MPa,応答 周波数 DC ~1 kHz)による伝達衝撃応力である.内 空変位を計測する非接触式レーザ変位計は,底盤上面 の舗装上に組み立てられた架台に設置し,所定の位置

表一1 実験および解析ケース一覧							
実験 ケース	緩衝材	重錘 質量 (kg)	載荷 方法	落下 高 (m)	コンクリート 強度 (MPa)	解析 実施 ケース	
N-H5				5.0	34.1		
N-H7.5	無	3,000	単一	7.5	32.9	無	
N-H10				10.0	27.8		
S-H2.5				2.5			
S-H5.0	敷砂	10,000	繰返し	5.0	27.5	有	
S-H10				10.0	27.5		
S-H20				20.0			
T-H10	三層			10.0			
T-H20				20.0	36.1		
T-H30				30.0			

の水平および鉛直方向の変位を計測している. 伝達衝 撃応力を計測するための衝撃応力測定用ロードセルは, 覆工の表面部分に,周囲との凹凸が生じないように平 滑に埋設し,敷砂緩衝材から覆工本体に伝達される応 力を計測している. また,これらの計測項目は,サン プリングタイム 0.1 ms でデジタルレコーダにて一括 収録を行っている.

3. 解析仮定

3. 1 数値解析モデル

図-3には、三層緩衝構造を設置した場合の数値解 析モデルを例として示している.解析モデルは、要素 分割状況が容易に把握できるように(a)図には、全体の 解析モデル、(b)図には、RCアーチ構造部の解析モデ ルを拡大して示している.

解析のモデル化対象範囲は、山側(図中右側)に対 してはトンネル幅 10,000 mm 程度以上の範囲まで地 盤を考慮し、海側に関しては、実際に現場に設置され ている海岸擁壁までをモデル化している.地盤部に関 しては、トンネルの高さ 8 m 程度以上の深さを考慮し ている.また、解析モデルは解析コスト縮減のため、 構造物の対称性を考慮し 1/2 モデルとしている.モデ ルの総節点数は 57,261 であり、総要素数は 60,199 で ある.

各要素に関しては、鉄筋要素には梁要素を適用し、 4 点積分を採用した.それ以外の要素には全て三次元 固体要素を適用している.敷砂要素および EPS 要素 には8 点積分を採用し、その他の要素には1 点積分を 採用している.コンクリートの要素長は、アーチ周方 向に 250 mm 程度を基本としている.ただし、載荷点 を中心とする 3,000 mm の範囲においては、その他の 区間と比較してコンクリートの損傷がより多く発生す るものと考えられることから、損傷状況の再現性の向 上を図るため、その要素長さを、基本長さの 1/2 であ る 125 mm 程度のより小さな要素分割としている.な お、すべてのコンクリート要素には破壊エネルギー等 価の概念⁶⁾を適用している.なお、敷砂緩衝材とトン ネル覆工間、裏込土とトンネル覆工間には、接触と剥 離を伴う接触面を定義している.

解析モデルの境界条件は、底面および山側と谷側の 側面を完全拘束とし、さらに側面には応力波の反射が 発生しないように無反射境界条件を定義してしている. また、トンネル断面に関しては、道路軸方向に自由境 界を定義している.なお、敷砂緩衝材の側面の拘束に 関しては、実験を忠実に再現するため、変形を許容し ている.コンクリート要素と鉄筋要素間の付着特性に ついては、実験において剥離・剥落等がほとんど発生 していないことから、鉄筋とコンクリートの間に剥離 は発生していないものとし、完全付着状態としている.

解析モデルの減衰定数は、質量に比例する粘性減衰 として定義し、最低次固有振動数に対して 5.0% を設 定した.

本数値解析は、重錘が敷砂緩衝材に衝突した時点から開始することとし、重錘に所定の初速度を与えることで重錘を衝突させている.また、解析対象時間は、 重錘衝突から、アーチ構造の挙動が定常状態に至るまでの 300 ms 間について実施した.

3. 2 材料物性モデル

表-2には,解析に用いた物性値一覧を示している. 地盤の物性値については,ボーリング調査や現場試験 を行い決定している.

図-4には,解析に用いた各材料の応力-ひずみモ デルを示している.

図-4(a)には、敷砂の緩衝特性を評価するための応 カーひずみ関係を示している.本研究で適用した敷砂 モデルの応カーひずみ関係は、過年度の研究成果⁸⁾より、 次式のように示される.





(b) アーチ部拡大図
 図-3 解析モデル

表-2 解析に用いた物性値一覧

++*1	密度	弹性係数	ポアソン比	
171 174	ρ (kg/m ³)	E (GPa)	ν	
コンクリート*	2,350	25.0	0.167	
敷砂	1,600	10.0***	0.060	
鉄筋	7,850	206.0	0.300	
EPS	20	0.0022	0.000	
裏込土(盛土)	2,000	0.68	0.450	
崖錐堆積物	2,000	1.40	0.400	
風化安山岩	2,000	1.80	0.400	
安山岩	2,100	3.10	0.400	
重錘	10,080	206.0	0.300	

*コンクリートの密度および弾性係数は設計値 ***徐荷時の弾性係数

$$\sigma_{sand} = 50 \epsilon_{sand}^2$$
 (1)
ここで、 σ_{sand} は応力(MPa)、 ϵ_{sand} は体積ひずみで

ある. 荷重の除荷勾配は $E_{ul} = 10$ GPa と仮定している.

図-4(b)には, RC 製アーチ構造のコンクリート要素に用いた応力-ひずみ関係を示している. コンクリ ートの応力-ひずみ関係は, 圧縮側に対しては 0.15% ひずみ時に圧縮強度で降伏するバイリニア型とし, 引 張側は応力が引張強度に達した時点で引張応力を伝達 しないカットオフを定義している.本研究では、圧縮 試験から得られた圧縮強度 f_c を圧縮側の降伏応力と した.引張側の引張強度 f_i に関しては、一要素の周方 向に一個の曲げひび割れが発生するものと仮定し、周 方向要素長が異なる場合においても等しいひずみエネ ルギーでひび割れが発生するように(引張破壊エネル ギー等価の概念)、各コンクリート要素に対して仮想 の引張強度を設定することとした.ここでは、断面方 向要素長 250 mm、125 mm の仮想引張強度として、 文献 8)と同様に基準要素長を 35 mm と設定し、 f_{250} = 0.545 MPa、 f_{125} = 0.77 MPa と設定した.

図-4(c)には、RC 製アーチ構造本体の異形鉄筋要素に用いた応力-ひずみ関係を示している. ここで採用したモデルは、降伏後の硬化係数Hを考慮した等方弾塑性体モデルである. ここでは、 $H' = E_s/100$ と仮定している.なお、 E_s は鉄筋の弾性係数である.

図-4(d)には、EPS 材の要素に用いた応力-ひず み関係を示している.応力-ひずみ関係は、静的な材 料試験より得られた特性値を用い、5% ひずみ時の弾 性限界応力を 0.11 MPa, 55% ひずみ時の応力を 0.22 MPa, 70% ひずみ時の応力を 0.38 MPa とする多直線 近似型によってモデル化している.なお、除荷時には 載荷時の初期弾性係数である 2.2 MPa を定義してい る.また、引張側はカットオフ値を零応力として弾塑 性状態を定義している.

コンクリートおよび異形鉄筋の降伏条件は von Mises の降伏条件に従うものとし、ひずみ速度効果は 考慮していない.また、海岸擁壁のコンクリート、裏 込め土、重錘および地盤は弾性体として仮定している.

4. 実験結果および数値解析結果の検討

ここでは、実験結果と数値解析結果を比較すること で、実施した数値解析手法の解析精度を検討し、その 適用性について論ずる.なお、検討は実験により得ら れた各種データごとに順を追って行う.

4. 1 重錘衝撃力による検討

図-5には、重錘衝撃力波形を示している.(a)図に は緩衝工無しの場合,(b)図には敷砂緩衝材を用いた場 合,(c)図には三層緩衝構造を用いた場合の実験結果と 解析結果を併せて示している.なお、実験結果の重錘 衝撃力は、重錘加速度に重錘質量を乗じて示している. また、解析結果の重錘衝撃力は、重錘と敷砂の接触面 での発生鉛直方向応力を集積して評価している.

図-5(a)より,緩衝工無しの場合の重錘衝撃力の波



形性状は、衝突初期に最大応答値を示し、波形継続時間が 6 ms 程度で急激に零レベルに減衰している.また、最大応答値に着目すると、衝突エネルギーが増加しているにも関わらず N-H7.5 と N-H10 とでは、同程度の最大応答値を示している.このことは、載荷点近傍の損傷が著しく、塑性状態に移行していることを暗示している.

図-5(b)より,敷砂緩衝材を用いる場合に関する重 錘衝撃力の実験結果において波形性状に着目すると, 衝突速度にかかわらず,重錘衝突とともに高周波成分 を伴って励起し,衝突後 25 ~ 40 ms 程度で最大応答 を迎え,その後 100 ms 程度で,零レベルまで減衰す る.

図-5(c)より, 三層緩衝構造を用いる場合に関する 重錘衝撃力の実験結果において波形性状に着目すると, T-H10の場合を除き, 衝突初期に継続時間が30ms程 度の正弦半波状の第1波と継続時間が70~75ms 程度の正弦半波状の第2波が重ね合わされた分布性状 を示している.既往の研究⁹⁾より, 第1波目は重錘が 敷砂貫入時に発生したものであり, 第2波目は主に重 錘が締め固められた敷砂を介して, 剛性の小さい EPS ブロック上に設置された芯材 RC 版に衝突する際に 発生したものと推察される.

一方, T-H10 の場合には, 第1波目と第2波目の振幅が類似し, 全体として継続時間が 120 ms 程度の台形状波形を呈している. これは, 入力エネルギーが相



対的に小さいため、重錘の敷砂への貫入量が小さく、 芯材 RC 版の衝突衝撃力も小さくなることにより、裏 層 EPS 材の変形によってゆるやかにエネルギーが吸 収されるためと推察される.

また,最大応答値に着目すると,第1波目において は,T-H10 に比較して T-H20 および T-H30 は衝突エ ネルギーが 2 ~ 3 倍に増加するのに対して,最大応 答値は 1.6 ~ 2.0 倍程度の増加に留まっている.しか しながら,第2波目においては, 2.9 ~ 4.2 倍と急激 に増加している.さらに,衝突エネルギーの増加に伴 い,波動継続時間も若干短くなっている.このことは, 本三層緩衝構造が設計要領¹⁰⁾ に規定されている衝突 エネルギー T-H10 の $E_k = 1,000 \text{ kJ}$ までを対象とする 最小構成としているが,衝突エネルギーを T-H30 の $E_k = 3,000 \text{ kJ}$ と増加させる場合には,重錘の RC 版へ の貫入量が大きく,かつ EPS 材厚が薄いことにより 衝撃エネルギーを十分に吸収できずに,比較的大きな 衝撃力が覆工に伝達されるためと考えられる.

緩衝工無しの場合と緩衝工を用いた場合の実験値を 比較すると、敷砂緩衝材を設置する場合、三層緩衝構 造を設置する場合のどちらにおいても緩衝工無しの場 合に比較して、衝突エネルギーが 10 倍以上であるに もかかわらず重錘衝撃力の最大応答値が 1/2 程度以 下となり、かつその波形継続時間が 20 倍以上長く示 されている.これは、RC 製アーチ構造に緩衝工を用 いる場合においても、十分に緩衝効果が発揮されるこ とを意味している.

実験結果と解析結果を比較すると、敷砂緩衝材を用 いた場合には、解析結果は実験結果の傾向をよく再現 しており、その最大値についてもよく再現されている. また、三層緩衝構造を用いた場合には、T-H10 では、 波形性状および最大応答値が精度良く再現されている. しかしながら、T-H20、T-H30 の場合には波形性状は 一致するものの、解析結果の波形継続時間は実験結果 に比べて2割程度長くなり、最大応答値においても第 1波目が第2波目より大きな応答値を示している.こ のことは、本三層緩衝構造が設計要領¹⁰⁾に規定されて いる以上の衝突エネルギーを受ける場合には、本数値 解析手法では、重錘が RC 版へ大きく貫入することに よる著しい損傷や EPS 材の局所的な大変形を精度良 く再現できないことを暗示している.

4.2 載荷点内空変位による検討

図-6には、載荷点直下の鉛直方向内空変位波形を, 実験結果と解析結果を比較する形で示している.なお, 図はこれまでと同様の表示となっている.(a)図には緩 衝工無しの場合,(b)図には敷砂緩衝材を用いた場合, (c)図には三層緩衝構造を用いた場合を実験結果と比 較して示している.

図-6(a)より,緩衝工無しの場合の変位波形性状は,



重錘の衝突直後に早期に立ち上がり,8 ms 経過後に最 大応答値を示した後,減衰振動状態に移行している. また,5 ~ 10 mm 程度の残留変位が発生している. これは,RC 製アーチ構造に直接重錘を衝突させたた め,載荷点を中心に押抜きせん断破壊面が形成された ことによるものと推察される.

図-6(b)より,敷砂緩衝材を設置した場合の変位波 形性状は,重錘衝突から20ms 程度遅れて励起し,お よそ50ms で最大となる.その後,減衰自由振動状態 に移行する.また,S-H20の場合には残留変位が発生 しており,減衰自由振動に残留変位成分が含まれてい る.このことは,敷砂緩衝材を設置することにより, 直撃の場合と比較して大きなエネルギーが作用してい るにもかかわらず,損傷程度を大きく低減できること が示されている.

図-6(c)より, 三層緩衝構造を用いる場合の変位波 形性状は,正弦半波状を呈しており,重錘の衝突直後 から 20 ~ 30 ms 程度経過後に波形が立ち上がり,60 ms 程度以降に最大応答値を示している.また,T-H10 の場合には残留変位は発生していないが,T-H30の場 合には 10 mm 以上の残留変位が発生している.この ことは,本アーチ構造に衝突エネルギー $E_k = 1,000 \text{ kJ}$ に対応した三層緩衝構造を設置し衝突エネルギー $E_k = 3,000 \text{ kJ}$ 以上の衝撃力を作用させる場合には,アー チ構造が損傷し,残留変位が生ずることを示唆している.

緩衝工無しの場合と緩衝工を用いる場合の実験値を 比較すると、三層緩衝構造を用いる場合には緩衝工無 しの場合に比べ、衝突エネルギーが 10 倍以上である にもかかわらず覆エコンクリートの裏面剥離が発生し ていないこと、後述する広範囲に発生する覆エコンク リートのひび割れ分布などから、三層緩衝構造は設計 要領⁹に規定されている3倍の衝突エネルギーに対し ても荷重分散効果やエネルギー吸収能が十分に期待で きることが推察される.

解析結果と実験結果を比較すると,S-H5.0,T-H10 の場合には波形性状と応答値は両者精度良く対応し, 実験結果をほぼ再現している.落下高さの大きい S-H20の場合には若干の差異が発生するものの,その 傾向はよく再現されている.一方,T-H30の場合には, 波形性状は両者で同様の傾向が見られるものの,解析 結果の最大変位や残留変位は実験結果の1/3程度以 下の値を示している.これは,重錘衝撃力波形に関す る検討においても述べたように,本三層緩衝構造が設 計要領¹⁰⁾に規定されている以上の衝突エネルギーを 受ける場合には,本数値解析では,重錘がRC版へ大 きく貫入することによる著しい損傷やEPS 材の局所 的な大変形を精度良く再現出来ず,覆工に実験結果と 同等の衝撃力が伝達されないためと推察される.

4.3 内空変位分布による検討

図-7には、それぞれN-H7.5、S-H20、T-H10、T-H30 の場合における載荷点中心部の断面方向内縁の法線方 向変位分布を時系列で表している. なお、図には載荷 直後から *t*=150 ms までの分布を変形倍率を 100 倍 にして表示している.

図-7(a)より, N-H7.5 の場合は, 載荷点近傍のみ が内側に大きく変形し, *t*=8 ms 程度で最大値に達し, 残留変位も 10 mm 程度発生している.

図-7(b)より,変位は 30 ms に重錘衝突点近傍が 鉛直下向きに変形し始め,50 ms で最大変位を迎えて いる.その後,変位は小さくなり,100 ms ほどで変形 が収束している.

図-7(c)より, T-H10 の場合は, 実験結果と解析 結果共に載荷点近傍が内方に, 側壁上端近傍部では外 方に変形する様子が示されている. 残留変位は発生し



図-7 内空変位分布性状

ていない.

図-7(d)より, T-H30 の場合の実験結果は, 載荷 点近傍において t=60 ms 経過以降から内方への変位 が顕在化している. その後, 側壁上端近傍部では外方 への変位が増大している. t=130 ms 経過後には変形 がほぼ落ち着き, 最大で 10 mm 程度の残留変位が発 生している.

解析結果においてアーチ構造全体の変位に関する挙 動は、敷砂緩衝材を設置した場合には、水平方向の変 位に実験との差異が見られるものの、実験結果の傾向 を比較的良好に再現していることが分かる.水平方向 に差異が発生した要因として,背面土の影響の再現性 が考えられる.

また,三層緩衝構造を設置した場合には実験結果と 同様な傾向を示すものの,応答値は小さい.このこと から,三層緩衝構造を用いる場合には,荷重分散効果 が十分に発揮されアーチ構造全体で挙動することにな り,耐衝撃性能が向上するものと推察される.また, 三層緩衝構造は設計要領¹⁰に規定されている衝突エ ネルギー範囲内であれば,本数値解析手法を用いるこ とで三層緩衝構造を用いる場合のRC 製アーチ構造の 全体挙動を精度良く再現可能であることが明らかにな



図-8 ひび割れ分布性状

った.

これらのことより,提案の解析手法を用いることで, 衝撃荷重載荷時における変形性状を比較的良好に再現 できることが明らかとなった.

4. 4 ひび割れ分布性状による検討

図-8(a)および(b)図には,それぞれ N-H10 と T-H30の場合における実験後のトンネル坑口部内縁 ひび割れ状況を,見上げ図の形で示している.

図-8(a)より, N-H10 の場合には,載荷点を中心 として直径約 2.0 m のアーチ内縁かぶりコンクリー トがだ円形状に剥落しかつ放射状のひび割れが発生し ている.これは,載荷点を中心に押抜きせん断破壊面 が形成され,脆性的な破壊が生じたことによるものと 推察される.

図-8 (b)より, T-H30 の場合は, 載荷点を中心に 幅 3.0 m 程度の範囲に放射状のひび割れが分布して いる.また,本三層緩衝構造の対象エネルギー E_k = 1,000 kJ を大きく超える E_k =3,000 kJ の衝突エネル ギーを載荷したにもかかわらず,コンクリートの剥落 はみられない.このことは,三層緩衝構造を用いるこ とにより,設計要領¹⁰ に規定されている3倍の衝突エ ネルギーに対しても荷重分散効果を有しているため, 載荷点を中心とした押抜きせん断破壊面が形成されず, 脆性的な破壊を制御することが可能であると推察され る.

5. 数値解析による耐衝撃設計の検討

前章での検討により,本解析で用いた解析手法は精 度よく実験を再現できることが明らかとなった.本解 析結果より得られた軸力分布および曲げモーメント分 布を,従来の設計に用いられるような静的解析結果と 比較することで,RC 製アーチ構造の衝撃挙動につい て検討する.なお,比較するケースは敷砂緩衝材を設 置した場合の重錘落下高さが20mのケースを対象と

する.

5.1 静的解析

アーチ構造形式の落石荷重に関して,現行の落石防 護覆道の設計手法に習うと,落石防護構造物の設計に おいては,落石衝突による荷重を静的荷重に置換し, 静的な構造解析を実施することで,構造内に発生する 軸力および曲げモーメントを評価している.落石対策 便覧¹¹⁾より,落石による衝撃力を静的荷重に置き換え る算出式は,以下のように与えられる.

$$P = 2.108 (m \cdot g)^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot H^{3/5} \cdot \alpha$$

ここに, P: 落石の衝撃力 (kN)

- m: 落石の質量(t)
- g : 重力加速度 (m/s²)
- λ : ラーメの定数 (kN/m²)
- H:落石の落下高(m)
- α:砂層厚と落石直径の比から決定される
 割り増し係数

なお、割り増し係数αは以下の式で与えられる.

 $\alpha = (D/T)^{1/2}$

(ただし, *T*≥*D* の時 α=1)

ここに, T :砂層厚 (m)(ただし, T≥0.9 m とする) D :落石直径 (m)

これより,落石対策便覧よりラーメの定数を λ = 1,000 kN/m² と仮定し,重錘落下高さ 20 m のケース を対象として換算の静的荷重を算出すると,

$$P = 2.108 \times (10 \times 9.8)^{2/3} \times 1,000^{2/5} \times 20^{3/5} \times (1.25/0.9)^{1/2}$$

\approx 6,180(kN)

となる.

また、その荷重分散範囲については、同じく落石対 策便覧より砂層厚に対して 1:0.5 の範囲に分散する



ものと仮定し, 重錘衝突点を中心とした 900 mm × 900 mm の範囲に分散作用するものと仮定した.

このようにして得られた静的荷重が本検討で対象と している RC 製アーチ構造に作用した場合の軸力お よび曲げモーメントを,静的解析によって求めること とする.

図-9には、静的解析に用いた解析モデルを示す. 静的解析では、衝撃応答解析との解析手法の差異に起 因する誤差を排除するため、衝撃応答解析に用いたモ デルの本体構造部分をそのまま利用することとした. なお、従来の落石防護覆工の設計は許容応力度法によ る設計となっているため、静的解析では解析モデルは すべて弾性体とし、発生する断面力のみを評価するこ ととする.

静的荷重は,重錘の衝突位置であるアーチクラウン 部を中心とした 900 mm×900 mm の範囲に,圧力荷 重として作用させることとした.また,解析モデルの 境界条件は,底面を完全固定とした.なお,その他の 解析仮定については,衝撃応答解析の場合と同様であ る.

5.2 静的解析結果と衝撃解析結果の比較

図-10には、アーチ断面力を静的解析結果と衝撃応 答解析結果とを比較する形で示している.ここで、衝 撃応答解析結果については、正負両側の応答に関して 解析実施時間を通じて最大となる応答を包絡したもの を示している.また、軸力に関しては内側が圧縮軸力, 外側が引張軸力とし、曲げモーメントに関しては内側 が正として図化している.なお、アーチクラウン部か ら右側 30 度当たりの曲げモーメント急変部は、対象 としたアーチが有する壁体の影響と考えられる.

図-10(a)より,軸力分布に関しては,静的解析結果 ではアーチ全領域において 2,000 kN 弱の圧縮側軸力 が作用している.衝撃応答解析結果は,これとほぼ同



図-9 静的解析モデル

様の結果となっており、アーチ全域において、ほぼ同 レベルの圧縮軸力が発生していることが分かる.また、 リバウンド応答となる引張軸力に関してはほとんど発 生していない.

図-10(b)より,曲げモーメント分布においては,衝撃応答解析結果は静的解析結果と比較して全体的に小さな応答となっていることが分かる.載荷点直下の正の曲げモーメントに関しては,衝撃応答解析結果がおよそ 1/3 程度,アーチ側面部分に関してはおよそ 1/2 程度の応答にとどまっている.

衝撃応答解析におけるリバウンド応答に関しても, 全体的に小さな応答となっており,静的解析結果と正 負反転した大きな応答は見られない.

これらのことより、従来の落石防護覆工に用いられ ている設計法をアーチ構造に適用した場合にも、十分 な安全率を有する設計が可能であることが明らかとな った.

6. まとめ

本研究では、緩衝工を設置した実規模 RC 製アーチ 構造に関する落石による耐衝撃挙動を把握することを 目的に、実物トンネル坑口部を用いた重錘落下衝撃実 験を実施して実構造の動的挙動を把握することとした. 実規模 RC 製アーチ構造の耐衝撃挙動に関する検討 は、トンネル坑口部に緩衝工を設置しない場合と緩衝 工を設置する場合の重錘落下衝撃実験結果を比較する ことにより実施した.さらに、緩衝工を設置する場合 には、破壊エネルギー等価の概念を導入し、換算引張 強度を評価する三次元弾塑性衝撃応答解析も実施し、 緩衝工を用いた実規模 RC 製アーチ構造への適用性 についても検討を行っている.本研究より得られた結 果を整理すると、以下のように示される.

- (1) 緩衝工を設置しない場合には RC 製アーチ構造体 に載荷点を中心とした押抜きせん断破壊面が形成 され終局に至るが,緩衝工を設置する場合には荷 重分散効果が十分に発揮され載荷点を中心とした 押抜きせん断破壊面が形成されず,アーチ構造全 体で挙動するため,耐衝撃性能が向上する.
- (2) 緩衝工を設置した場合には,緩衝工無しの場合に 比べ,エネルギー的に 10 倍以上の耐衝撃力性能 の向上が見込まれる.
- (3) 三層緩衝構造は、設計要領¹⁰⁾ に規定されている3 倍程度の衝突エネルギーに対しても十分な緩衝効 果を保持していることが明らかになった.
- (4) 敷砂緩衝材を用いた実規模 RC 製アーチ構造に関 する重錘落下時の耐衝撃性は,著者らの過年度に 提案した砂モデルを用いることにより,適切に評 価可能である.
- (5) 三層緩衝構造を用いた実規模 RC 製アーチ構造に 関する重錘落下時の耐衝撃性は,三層緩衝構造の 能力が設計要領¹⁰⁾に規定されている入力エネルギ ーの範囲内において,提案の破壊エネルギー等価 の概念を導入した三次元弾塑性衝撃応答解析手法 を用いることにより,適切に評価可能である.

また,提案の解析手法を用いて,性能照査型設計の 基礎として,従来の落石防護覆工の設計手法を RC 製 アーチ構造に適用した場合の適用性について検討を行 った.その結果,

(6) 従来の設計法を適用した静的解析結果と衝撃応答 解析結果を比較すると、衝撃応答解析結果は静的 解析結果より小さな応答を示していることが明ら かとなった.

(7) 従来の設計法を RC 製アーチ構造に適用すること で、十分に安全率を有した耐衝撃設計が可能であ ることが明らかとなった.

今後は, RC 製アーチ構造に関するより合理的な設計法の確立を目指し,落石防護覆工の性能照査型設計手法の確立に向けた検討を進めたいと考えている.

参考文献

- 川瀬良司,岸 徳光,今野久志,岡田慎哉,鈴木健 太郎:小型RC アーチ模型の耐衝撃挙動に関する実 験的研究,構造工学論文集, Vol.53A, pp.1191-1202, 2007.4
- 川瀬良司,岸 徳光,今野久志,岡田慎哉:小型RC アーチ梁模型の衝撃応答特性に関する数値解析的 研究,コンクリート工学年次論文集,Vol.28,No.2, pp.847-852,2006.6
- 3)岸 徳光,三上 浩,松岡健一,安藤智啓:静載荷時に曲げ破壊が卓越するRC梁の弾塑性衝撃応答解析,土木学会論文集,No.619/I-47, pp.215-233, 1999.4
- 4) 土木学会:構造工学シリーズ15 衝撃実験・解析の基礎と応用,2004.1
- 5) 岸 徳光, A.Q.Bhatti, 今野久志, 岡田慎哉: 重錘 落下衝撃荷重載荷時の大型RC 桁に関する衝撃応 答解析法の適用性検討, 構造工学論文集, Vol.52A, pp.1261-1272, 2006.3
- 6)岸 徳光, A.Q.Bhatti, 三上 浩, 今野久志, 岡田 慎哉:破壊エネルギー等価の概念を用いた大型RC 桁に関する衝撃応答解析手法の妥当性検討,構造工 学論文集, Vol.53A, pp.1227-1238, 2007.3
- 7) John O.Hallquist : LS-DYNA User's Manual, Livermore Software Technology Corporation, 2006.3
- 8)岸 徳光、岡田慎哉、今野久志、池田憲二:敷砂材の緩衝特性評価のための数値解析モデルに関する 一考察、構造工学論文集、Vol.49A、 pp.1323-1332,2003.3.
- 9) 土木学会:構造工学シリーズ8 ロックシェッドの 耐衝撃設計, 1998.11
- 10) 北海道開発技術センター:道路防災工調査設計要 領(案)落石対策編,2001.3
- 11) 日本道路協会: 落石対策便覧, 2000.6.

III. 杭付き落石防護擁壁の耐衝撃挙動に関する研究

1. はじめに

支持層が深い場合で擁壁設置位置と斜面法尻が近 接している箇所において、落石防護擁壁を設置する場 合、置き換え基礎の施工に伴い、その斜面法尻を掘削 しなければならず、斜面崩壊の危険が懸念される。こ れらのことから、斜面法尻の掘削を最小限に出来る新 たな工法として二層緩衝構造を併用した杭付落石防 護擁壁構造を提案している。

本研究は、提案している二層緩衝構造を併用した杭 付落石防護擁壁構造について、さらなる躯体規模の縮 小化および施工性向上を目的に、図-1に示すような RC 壁部分の鋼管杭をH形鋼に変えて壁厚のスリム 化を図る構造形式(改良タイプ)に対する実規模衝撃 実験や衝撃応答解析を行い、性能照査確認の実施およ び設計法に関する検討を行った。



図-1 杭付き落石防護擁壁(改良タイプ)概要2. 実規模重錘衝突実験の概要

2.1 試験体

実験に用いた擁壁の形状寸法は、既往の実験と同様 に擁壁高さを H = 2 m、擁壁延長は、L = 4.0 m とした。杭基礎は、鋼管杭における最小径の ϕ = 400 mm、t = 9 mm、杭の全長は、根入れ深さ 3/ β を 考慮して 8.7 mと設定した。基礎地盤は、実験結果お よび解析結果を比較するために地盤定数を把握する必 要があり、水平抵抗に関わる範囲(1/ β を想定)の 地盤を均一にすることが望ましい。従って、地表面よ り 3.0 m の範囲を砂で置き換え、地盤定数が N 値 2 程度となるように成形している。擁壁幅は、鉄筋のか ぶりや鋼管杭との位置を考慮し、600 mm (H鋼径 250



写真-1 実験状況



図-2 実験試験体概要図

mm+175 mm×2) および 550 mm (H鋼径 200 mm +175 mm×2) とした。鋼管杭へのH鋼根入れ部分に は、杭上端から 850 mm までを中詰めコンクリートと している。杭を用いた場合の擁壁の耐衝撃性状を検討 するため、二層緩衝構造には、表層材に 15 cm 厚の RC 版、裏層材に 50 cm 厚の EPS 材を用いている。 2.2 実験方法

写真-1には、実験状況を示している。重錘衝突実 験は、門型フレームに吊り下げられた鋼製重錘をトラ ッククレーンで所定の高さまで吊り上げ、着脱装置に よる振り子運動によって擁壁の所定の位置に水平衝突 させ実施した。実験に使用した試験体は、擁壁の耐衝 撃挙動や杭へ作用する衝撃力の分担性状を検討するた め、図-2に示す形状の全2体とした。重錘衝突高さ は、既往の実験と同様に擁壁高さH(2.0m)に対し 0.9H(1.8m)の位置とし、重錘衝突位置は壁体中央 としている。また、実験に使用した重錘の質量は5t、

実験ケース	杭 本数	二層緩衝 構造	衝突 位置	重錘衝突 速度 (m/s)	EPS厚 (cm)	RC 版厚 (cm)
W1-A-E30.6		有	3.5 壁 5 中央 7	3.5	50	
W1-A-E62.5	2			5		15
W1-A-E122.5	2			7		
W1-N-E62.5		無		5		
W2-A-E30.6		有		3.5		
W2-A-E62.5	2		壁 中央	5	50	15
W2-A-E122.5	2			7		
W2-N-E62.5		無		5		

表-1 実験ケース一覧

直径 1.0 m の円柱状であり、衝突部が半径 80 cm の 球面状となっている。実験における測定項目は、重錘 に埋設されているひずみゲージ型加速度計による重錘 加速度、レーザー式変位計による擁壁の変位、杭に貼 付したひずみゲージによる杭基礎のひずみである。

2.3 実験ケース

実験ケース一覧を表-1に示す。表には、「実験ケー ス名」、「杭本数」、「二層緩衝構造」の有無、「重錘衝突 位置」、「重錘衝突速度(m/s)」、二層緩衝構造の「EPS 厚(cm)」、「RC 版厚(cm)」を示している。

表中、実験ケース名の第1項目は試験体 No.、第2 項目は緩衝材の有無(N:無、A:有)、第3項目は入 力エネルギー(kJ)である。

衝突エネルギーは、本工法の現場適用箇所における 設計落石エネルギーと等価な E = 62.5 kJ を基本に、 その 0.5 倍および 2 倍をパラメータとして設定した。 二層緩衝構造有りの実験を行った後、緩衝工を撤去し て重錘を直撃させる実験を実施し、緩衝工の有無が衝 撃挙動に与える影響を検討した。

3. 実験結果および考察

3.1 応答波形

図-3には、各実験ケースに対する重錘衝撃力波形、 擁壁の載荷点変位波形、杭の最大引張ひずみ発生位置 あるいはその近傍におけるひずみ波形を示している。 図中、各波形は重錘衝突時点を0msとして整理し、 重錘衝撃力波形は、重力加速度に重錘質量を乗じて評 価している。

重錘衝撃力波形は重錘衝突初期に最大応答値を示し、 衝突初期から 5~10 ms 間は高周波成分が卓越してい る。その後は振幅が初期における最大値の 1/2 程度で 一定となり、継続時間が 70~100 ms 程度の大略三角 形状の波形性状を示している。衝突初期の高周波成分 から成る波形は、重錘が二層緩衝構造の表層 RC 版に 衝突した際に発生したものであり、その後の三角形状 の波形は RC 版の損傷によるエネルギー吸収とともに EPS 材の塑性変形に伴う緩衝効果によって発生した ものと推察される。波形性状は、衝突速度の増加とと もに波形の継続時間が長くなり、最大応答値も大きく なっていることが分かる。

最大応答値は CASE-2 (H 型鋼 200) よりも CASE-1 (H 型鋼 250)の方が大きい値を示しており、H 鋼が 降伏して変形した事によるエネルギー吸収の影響であ ると推察される。

擁壁の載荷点変位波形および杭のひずみ波形は、 CASE-1(H型鋼 250)、CASE-2(H型鋼 200)いず れも単純な正弦半波状の波形性状を示し、衝突速度の 増加とともに波形の継続時間が長くなり、最大応答値 も大きくなっていることが分かる。

3.2 変位分布およびひずみ分布

図-4には、CASE1-2 (W1-A-E62.5) における RC 擁壁部の変位分布と杭および H 型鋼のひずみ分布を 示している。なお、図には載荷直後より t = 600 ms ま での応答値分布を 100 ms 毎に示すとともに、最大応 答発生時の分布図を併せて示している。

RC 擁壁部の変位分布に着目すると、変位は載荷直 後から地盤面より深部位置を中心として擁壁が転倒す るような状態で載荷点部の変位が増大し、両ケースと もt = 100 ms前後で最大変位応答を示している。そ の後、元の位置に復元するように変位が減少し、t =300 ms 程度で変位がほぼ零となり、さらに載荷側に 若干リバウンドした後、ほぼ元の形状に戻っている。

杭のひずみ分布に着目すると、ひずみは原地盤と置 き換え土との境界部である深度 3 m 程度の位置を中 心として載荷直後から圧縮・引張ともほぼ同程度の値 で対称に増加し、最大変位発生時と同時刻で深度約 1.5 mの位置が最大応答値に達している。その後、変 位分布と同様に時間の経過とともに元の状態に復元し た後、リバウンドによりひずみ値が正負反転している。 また、杭の下端 2 m と擁壁内の H 型鋼上部 につい ては固定状態にあるためひずみは殆ど発生していない。

H型鋼のひずみ分布に着目すると、ひずみは原地盤 の位置で最大応答値に達している。杭の埋め込み部分 である H型鋼の下端については H型鋼が固定状態に あるためひずみは殆ど発生していない。H型鋼と杭の 境界面において最大応答値が発生しており、剛性が変 化する位置に置いて応力が集中する傾向を示している. 圧縮・引張ともほぼ同程度の値で対称に増加し、時間 の経過とともに元の状態に復元した後、リバウンドに

6.2 道路防災工の合理化・高度化に関する研究



図-3 各実験ケースに対する重錘衝撃力、擁壁変位、杭および H 型鋼ひずみの応答波形



よりひずみ値が正負反転している。最大ひずみは 1,500 µ には達しておらず、弾性域での応答であるこ とがわかる.

4. 杭付き落石防護擁壁(改良タイプ)の耐衝撃挙動に 関する検討

4.1 評価式の検討

1) 最大重錘衝撃力

図-5には、従来タイプおよび改良タイプの杭付き 落石防護擁壁に対する実験結果の重錘衝撃力と衝突エ ネルギーの関係を、ラーメの定数を $\lambda = 3,000 \text{ kN / m}^2$ および 5,000 kN / m² とした場合の以下に示す振動便 覧式による衝撃力算定結果とともに示している。

 $Pa = 2.108 \quad \lambda^{2/5} H^{3/5} W^{2/3}$

ここに、Pa: 落石衝撃力(kN)

λ : ラーメの定数 (kN/m²)

H : 落石の落下高さ (m)

W : 落石の重量 (kN)

なお、重錘衝突エネルギーは、 $Ew = MwV^2/2$ より求 めている。ここに、Mw は重錘質量(kg)、V は重錘 の衝突速度(m/s) である。

図より、鋼管杭を擁壁内まで立ち上げる従来タイプ の場合には $\lambda = 3,000 \text{ kN}/\text{m}^2$ とする振動便覧式によ る算定値と同程度の値を示している。

一方、スリム化を目的とした改良タイプであるH型 鋼を使用した杭付落石防護擁壁の実験結果の場合には、 Ew = 30 kJ 程度までは、 $\lambda = 5,000 \text{ kN / m}^2$ とする 振動便覧式による算定値と同程度の値を示しているも のの、それ以降の衝突エネルギーに対しては重錘衝撃 力が徐々に減少する傾向を示しており、従来型と同様 に $\lambda = 3,000 \text{ kN / m}^2$ とする場合の衝撃力算定値によ って評価可能であることが示されている。これは二層 緩衝構造の RC 版の損傷によるエネルギー吸収と EPS 材の塑性変形に伴う緩衝効果に加えて、H型鋼 や杭の変形によるエネルギー吸収効果により、衝突エ ネルギーの小さい段階から重錘衝撃力が減少する傾向 にあるためと考えられる。

以上より、二層緩衝構造を設置したH型鋼タイプの 杭付落石防護擁壁に作用する重錘衝撃力は、衝突エネ ルギーの小さい範囲ではラーメ定数を λ =3,000 kN/ m²とする振動便覧式による算定値よりも若干大きめ の値を示しているものの、従来タイプの杭付き擁壁(鋼 管杭を壁体天端まで立ち上げ)実験結果と同様に、ラ ーメ定数を λ =3,000 kN/m²とする振動便覧式によ る算定値によって評価可能であることがわかった。



4.2 簡易計算手法の検討

(1)

本工法を広く現場に普及させるためには、簡易な計 算手法によって設計を可能にしなければならない。こ のことから、本工法の簡易計算手法としては、地盤の N値から算定した地震時変形係数を地盤のバネ値とし、 2次元骨組解析により杭の変位および応力を算出する 方法が妥当と思われる。この設計手法について、実験 結果と比較することによりその適用性について検討を 行う。ここで、杭への作用荷重は、二層緩衝構造の裏 層 EPS 材から擁壁に伝達される衝撃力を静荷重とし て用いるものとする。最大伝達衝撃力は、過去の研究 結果より三層緩衝構造に関する最大伝達衝撃力算定式 の誘導法の考え方に基づいた伝達衝撃力算定式で評価 可能である事が明らかとなっている。

まず、前述の式(1)より、最大重錘衝撃力 Pa を算 出(λ =3,000 kN/m² とする振動便覧式により算定)、 表層 RC 版が得る衝撃エネルギー Ew (kNm)は、最 大重錘衝撃力を Pa (kN)、表層 RC 版厚を hc (m) として式(2)より算出する。

$$E_w = \frac{2 \times 9.8 \times 0.012^2}{49\pi^2 h_c} P_a^2$$
(2)

次に、伝達衝撃力 Pt (kN) は、裏層 EPS 材厚を he (m) 、 EPS 材のひずみを g として式(3)のよう に決定される。

$$P_{t} = \begin{cases} \sqrt{8800 \frac{E_{w}}{h_{e}}} & (kN) & 0 < \varepsilon \le 0.05 \\ 200 \sqrt{\left(0.9 + \frac{E_{w}}{55h_{e}}\right)} & (kN) & 0.05 < \varepsilon < 0.55 \end{cases}$$
(3)



図-6 解析値と実験値の比較

図-6には、上記により算定した伝達衝撃力を作用 荷重とし、2次元骨組解析により求めた地盤面変位、 杭および H 型鋼の軸方向最大応力の解析値と実験値 を比較して示している。

図より、変位は E = 62.5 kJ において、実験値は解 析値の 60%程度の値を示し、かなり安全側の評価を与 えることが分かった。杭およびH型鋼の応力は、実験 値と解析値がほぼ等しい値を示しており、精度良く解 析で算定されていることがわかる。

- 5. まとめ
- ・実験結果より
- ・壁体のスリム化を目的に、二層緩衝構造を併用 した杭付落石防護擁壁構造(改良タイプ)を提 案し、耐衝撃挙動を把握するために、実規模試 験体を用いた重錘衝突実験を実施
- 2) 二層緩衝構造を設置した杭付落石防護擁壁-改 良型は、杭およびH型鋼の一部が塑性化するような落石エネルギーに対しても残留変位量は小 さく、落石エネルギーの吸収性能に優れた工法 であることが明らかとなった。
- 3) H型鋼のサイズの違いによる影響は、H型鋼お よび鋼管に発生する応力に大きく影響し、H型 鋼が杭より先に降伏する場合は、壁体の変位が 著しく増加する傾向がある。
- 4) 二層緩衝構造を設置しない場合には重錘質量5t、 衝突速度5m/sのケースで擁壁本体にひび割れ が発生した。一方、二層緩衝構造を設置した場 合では、衝突速度7m/sのケースでも擁壁には 一本のひび割れも発生していない。よって、二 層緩衝構造を設置することで落石衝撃力から壁 体の損傷を最小限にすることが解った。
- ・設計法検討結果より
- 二層緩衝構造を設置した杭付落石防護擁壁に作用する重錘衝撃力は、ラーメの定数をλ=3,000 kN/m²とする振動便覧式による算定値によって評価可能である。
- 伝達衝撃力を静荷重として置き換えて2次元骨 組解析により算出した杭の変位は、実験結果に 対して安全側の評価を与える。
- ・コスト縮減および施工性向上について
- H型鋼を用いた杭付き落石防護擁壁(改良タイプ)を用いることにより、H型鋼を用いないタイプに比較して3%程度のコスト縮減が可能となる。
- 2) 地盤面より上部をH型鋼とすることにより、鋼管 杭の打ち込み精度を緩和することが可能となり、 施工性が向上する。

RESEARCH FOR EFFICIENCY AND UPGRADING OF THE ROAD DISASTER PREVENTION STRUCTURES

Abstract : This study was conducted for the purpose of rationalizing and sophisticating design methods for rock-fall countermeasures to prevent road disasters.

In the study for establishing a performance-based design method for road disaster prevention works, shock experiments and analytic examinations were conducted for full-scale RC beams, to examine their impact resistance behavior and the effect of differences in plumb weights. As a result, a design formula was presented to contribute to the establishment of a performance-based impact-resistant design method, which is applicable to various critical conditions.

In the study for developing a method for evaluating the ultimate bearing capacity of road disaster prevention works, shock experiments and numerical analytic examinations were conducted for a small RC arch model and a full-scale RC arch structure, to examine their impact resistance performance, as well as the effect of a buffer system. As a result, the impact resistance behavior of arch structures was clarified, and highly accurate examination by numerical analysis became possible. It was also confirmed that the buffer system would function effectively for arch structures. In addition, a new type of structure was introduced to reduce the construction costs and improve the constraints of construction of the RC retaining wall by means of pile foundation, which was presented in the previous year. The impact resistance performance of this structure, for which steel pipes in the concrete retaining wall were replaced by H-shaped steel beams, was examined by experiment and analysis. As a result, it was found that the retaining wall with the new type of structure had sufficient impact resistance performance.

Key words : road disaster prevention structure, falling-weight impact test, arch-type structure, rock-falling defensive retaining wall with piles