

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

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、山口 悟、澤松俊寿

【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、杭付落石防護擁壁工について、衝撃載荷実験およびそれらに対する数値解析結果を基に簡易設計手法を開発し、設計施工要領を作成した。さらに技術指導を通して現場への適用を図った。また、RC 梁、版、落石覆道全体系モデル等の衝撃載荷実験により耐衝撃挙動を把握し、それらを精度良く評価可能な数値解析手法に関する検討を行った。これらの結果を基に落石覆道の二次元骨組動的解析による簡易設計法を提案した。

道路防災工の終局耐力評価手法の開発においては、RC 梁、版、落石覆道全体系モデル等の衝撃実験結果より、繰り返す衝撃荷重が作用する場合の累積損傷度や残存耐力を評価するための数値解析手法を提案した。また、トンネル坑門工（RC 製アーチ構造）の実構造物に対する衝撃載荷実験により、現有耐荷力を評価するための数値解析手法を提案した。

既設道路防災工の合理的な補修補強工法の開発では、トンネル坑門工（RC 製アーチ構造）の補修・補強対策について、小型模型や実構造物に対する衝撃載荷実験により検討を行った。その結果、内空断面へのアラミド補強等がコンクリートの剥落防止に有効であることや、RC 製アーチ構造に対しても緩衝材（三層緩衝構造等）の設置が耐荷力向上に有効であることを確認した。さらに、技術指導を通して、これらの成果を現地防災対策検討に活用した。

キーワード：道路防災工、性能照査型設計法、終局耐力、杭付落石防護擁壁、三層緩衝構造

I. 道路防災工の性能照査型設計法に関する検討

I-1 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ない、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図-1に示すような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、実規模衝撃実験¹⁾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。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

実験に用いた擁壁の形状寸法は、擁壁高さを $H=2\text{m}$ 、擁壁延長は、 $L=4.0\text{m}$ とした。杭基礎は、鋼管杭における最小径の $\phi=400\text{mm}$ 、 $t=9\text{mm}$ 、杭の全長は、根入れ深さ $3/\beta$ を考慮して 8.7m 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（ $1/\beta$ を想定）

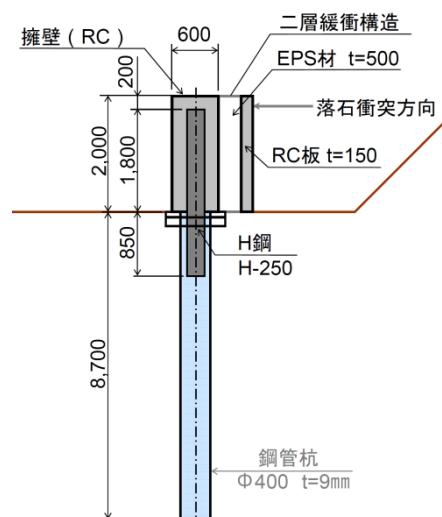


図-1 杭付落石防護擁壁概要

の地盤を均一にすることが望ましい。従って、地表面より 3.0m 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、 600mm （ H 鋼径 $250\text{mm}+175\text{mm}\times 2$ ）および 550mm （ H 鋼径 $200\text{mm}+175\text{mm}\times 2$ ）とした。鋼管杭への H 鋼根入れ部分には、杭上端か



写真-1 実験状況

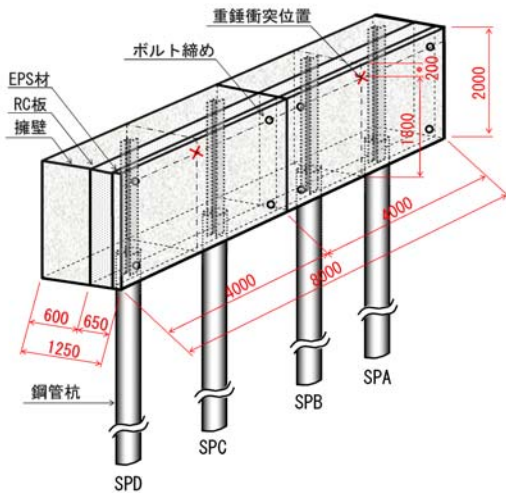


図-2 実験試験体概要

ら 850mm 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 15cm 厚の RC 版、裏層材に 50cm 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 (2.0 m) に対し $0.9H$ (1.8 m) 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、直径 1.0m の円柱状であり、衝突部が半径 80cm 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

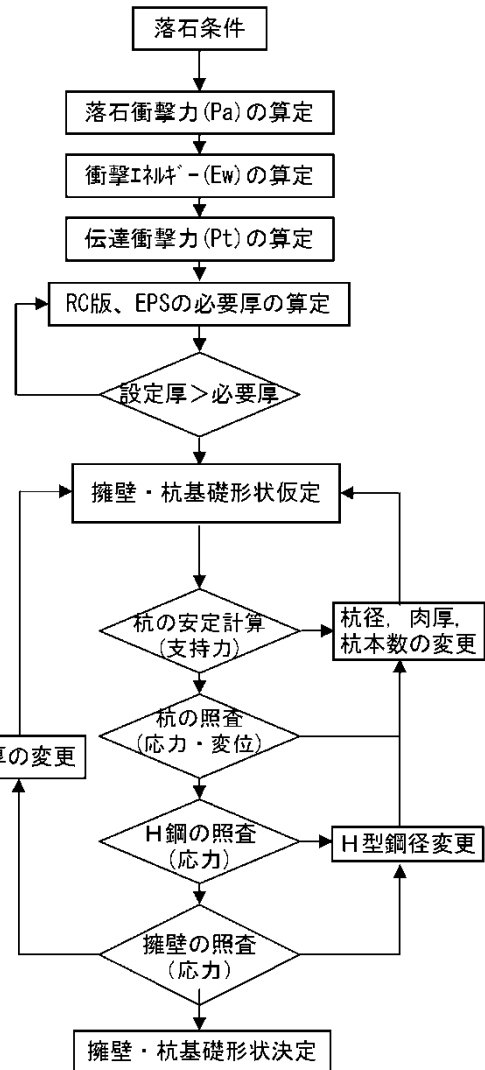


図-3 設計計算の流れ

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。

3. 実験結果

実験結果から、以下の事項が明らかとなった。

- 1) 二層緩衝構造を設置した杭付落石防護擁壁は、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。
- 2) 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。
- 3) 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分かった。

4. 設計方針および設計手法

二層緩衝構造を併用した杭付落石防護擁壁の設計方針を以下に示す。

- 1) 設計計算は、躯体に作用する落石衝撃力（伝達衝撃力）を求め、静的荷重として杭基礎を含む壁体に作用させ、2次元静的解析により設計する。
- 2) 設計計算は、安定計算と断面計算を行う。
- 3) 安定計算は、杭の支持力（押し込み力）および変位量の照査をする。
- 4) 断面計算は、杭基礎および H 型鋼の応力照査を行う。
- 5) 落石荷重は、振動便覧式で評価する。
- 6) 杭基礎の地盤への根入れ深さは $3/\beta$ とする。

（ β は杭の特性値。（ $1/\beta$ の範囲で殆どの水平力に抵抗する）この 3 倍を根入れすることで、繰り返し荷重等に対し長期的に安定を図る。）

また、設計計算のフローを図-3に示す。

5. まとめ

実規模試験体に対する衝撃載荷実験およびそれらに対する数値解析結果を基に簡易設計手法を開発し、設計施工要領を作成した。さらに技術指導を通して現場への適用を図った。

参考文献

- 1) 岸 徳光、岡田慎哉、他：杭付形式 RC 落石防護擁壁の重錘衝突実験、第9回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集、2008.12

I-2 RC 梁の性能照査型設計法の提案

1. はじめに

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に資する耐力評価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。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 梁の各種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。

2. 数値解析によるパラメータスタディ

解析を実施した 9 種類の大型 RC 梁は、梁幅 1.0m、梁

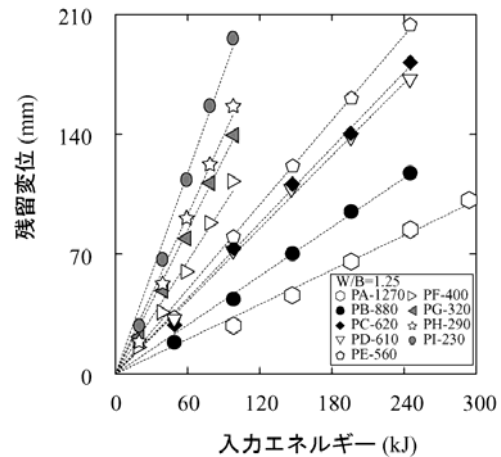


図-4 残留変位と入力エネルギーの関係

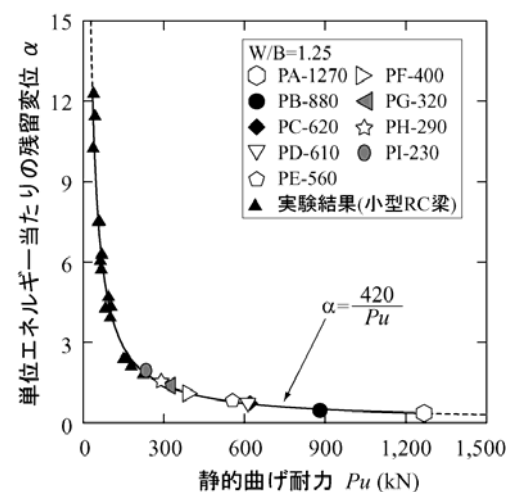


図-5 各種 RC 梁の残留変位係数 α と静的曲げ耐力の関係

長 9.0m、純スパン長 8.0m 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。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（重錘質量 W / 梁質量 B ）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全 115 ケースの解析を実施している。

3. 数値解析結果

3.1 数値解析による残留変位と入力エネルギーの関係

図-4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、同一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。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

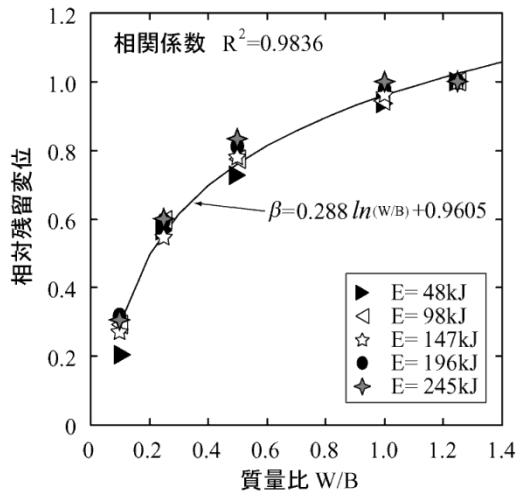


図-6 相対残留変位と質量比の関係

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明らかとなった。

3.2 性能照査型耐衝撃設計に資する耐力算定式の提案¹⁾

図-5には、図-4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 P_u (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 ($\alpha = 420/P_u \dots$ 式(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。

3.3 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、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。

$$\beta = 0.288 \ln(W/B) + 0.9605 \quad \text{式(2)}$$

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。

$$\alpha = \beta \cdot 420 / P_u \quad \text{式(3)}$$

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

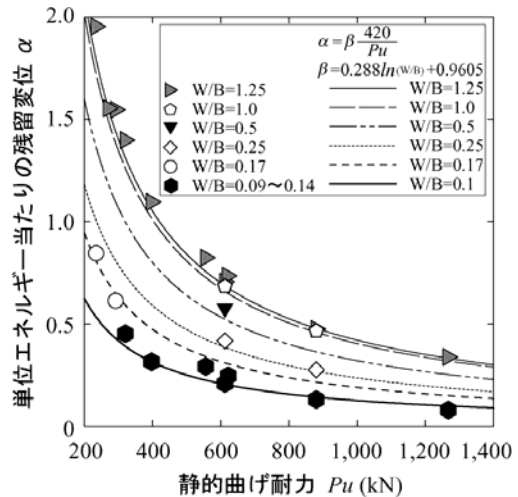


図-7 質量比を考慮した大型 RC 梁の α と静的曲げ耐力の関係

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。

3.4 質量比の影響を考慮した耐力算定式

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

$$\delta = \alpha \cdot E \quad \text{式(4)}$$

式(3)および式(4)を用いて整理すると、

$$P_u = 0.42 \cdot \beta E / \delta \quad \text{式(5)}$$

ここで、 P_u : 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。

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. まとめ

質量比の異なる条件下において多様な大型 RC 梁の性能照査型耐衝撃設計法に資する曲げ耐力算定式を提案した。

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

I-3 大型 RC 版の耐衝撃挙動に関する検討

1. はじめに

RC 製ロックシェットの性能照査型耐衝撃設計法を確立するためには、ロックシェットに対する終局までの耐

衝撃挙動の把握ならびに実験結果を基にした数値解析手法の精度向上が必要不可欠である。そこで、本検討ではロックシェッドの頂版部のみに着目し、RCスラブの終局までの耐衝撃挙動データを取得することを目的として、2辺支持大型RCスラブの重錘落下衝撃実験を実施した。また、緩衝材としては従来から敷砂が使用されているが、砂礫系の材料を飛散防止材として敷砂上に設置することとなっていること、およびヨーロッパ（スイス）等で同種の構造物上に使用されている事例があることなどを踏まえ、碎石についてもその緩衝特性を把握することを目的に、合わせて実験を実施している。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

実験に供した大型RCスラブ試験体は、長辺が5m、短辺4m、純スパン長4m、版厚0.4mである。配筋は、下面および上面の軸方向鉄筋としてD19を125mm間隔（主鉄筋比0.67%）、配力筋についても軸方向鉄筋と同様に下面、上面共にD19を125mm間隔で配置している。また、スターラップとしてD13を千鳥配置している。

2.2 実験概要

写真-2には、重錘落下衝撃実験の状況を示している。実験は、敷砂あるいは碎石を50cmの厚さで設置し、RCスラブ中央部にトラッククレーンを用いて質量5,000kg（直径1m）の鋼製重錘を所定の高さまで吊り上げ、着脱装置を介して自由落下させることにより実施している。

実験に使用した敷砂は、石狩市厚田産のアスファルト合材用の細目砂であり、粒度試験結果は、0.6mm、0.3mm、0.15mmのふるい通過率がそれぞれ98、70、2%で、表乾密度は2.56g/cm³である。実験時の湿潤密度は平均1.45g/cm³、含水比は平均9.45%である。また、実験に使用した碎石は、札幌市硬石山産の路盤用切込碎石（0～



写真-2 実験状況 (G-II-H10.0)

表-2 実験ケース一覧

実験ケース	緩衝工	重錘質量	載荷方法	落下高さ	入力エネルギー
		M(kg)		H(m)	Ek(kJ)
S-II-H1.0	敷砂	5,000	繰り返し	1.0	49
S-II-H5.0				5.0	245
S-II-H7.5				7.5	368
S-II-H10.0			単一	10.0	490
S-IS-H10.0				10.0	490
S-IS-H12.5				12.5	613
G-II-H1.0	碎石	5,000	繰り返し	1.0	49
G-II-H5.0				5.0	245
G-II-H7.5				7.5	368
G-II-H10.0			単一	10.0	490
G-IS-H10.0				10.0	490
G-IS-H12.5				12.5	613

30mm)であり、粒度試験結果は、13.2mm、2.36mm、600 μ のふるい通過率がそれぞれ56、25、15%で、表乾密度は2.61g/cm³である。

表-1には、実験ケースの一覧を示している。実験は、敷砂および碎石それぞれに対して、繰り返し載荷実験1体、単一載荷実験2体の合計6体に対して実施した。

3. 実験結果

3.1 各種応答値と入力エネルギーの関係

図-8には、敷砂および碎石を用いた場合の全実験ケースにおける最大重錘衝撃力と入力エネルギーの関係を示している。

図中には、敷砂緩衝工を用いる場合のHertzの接触理論に基づく振動便覧式により算出した衝撃力（ラーメの定数： $\lambda=1,000\text{kN/m}^2$ 、割増係数： $\alpha=(D/T)^{1/2}=1.41$ 、 D :重錘直径1.00m、 T :敷砂厚50cm)を示している。ここでの割増係数とは、緩衝材である敷砂層厚が、落石直径より小さい場合の落石衝撃力の増幅倍率である。

実験結果より、敷砂を用いた場合の重錘衝撃力は、落石径と敷砂厚の影響を考慮（割増係数： α ）し、かつラーメの定数を $\lambda=1,000\text{kN/m}^2$ としたHertzの接触理論に基づく振動便覧式を用いることにより、適切に評価可能であることが明らかになった。これに対して、碎石を用いる場合の最大重錘衝撃力は、上記と同様にして、振動便覧式により得られた重錘衝撃力分布よりも若干大きめの値を示すことが明らかになった。

図-9には、敷砂および碎石を用いた場合の全実験ケースにおける最大変位、残留変位の各応答値と入力エネルギーの関係を示している。

(a)図には、最大変位と入力エネルギーの関係を示している。敷砂および碎石を用いた場合の繰り返し載荷実験における最大変位は、入力エネルギー $E_k=250\text{kJ}$ を境に

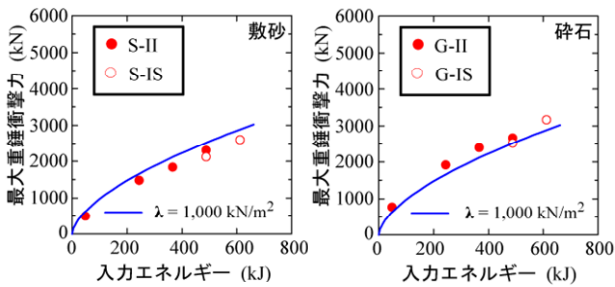
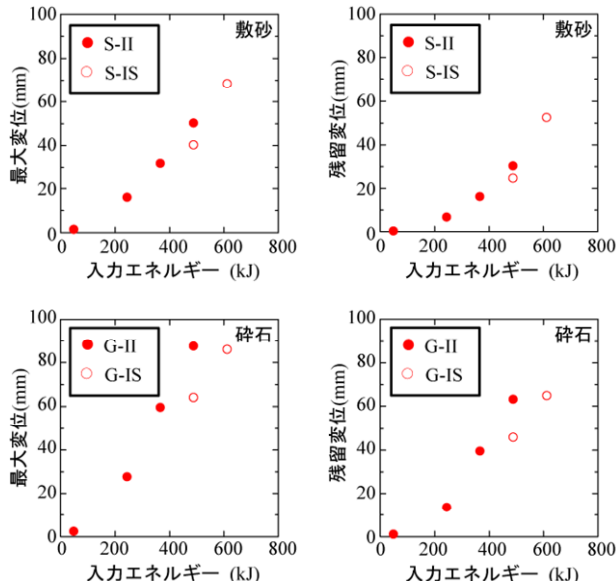


図-8 重錘衝撃力と入力エネルギー



(a) 最大変位 (b) 残留変位
図-9 各応答値と入力エネルギー

して入力エネルギーの増加に対する最大変位の増加割合が大きくなり、 $E_k=250\text{kJ}$ 以降は入力エネルギーの増加に対してほぼ線形に増加していることが分かる。また、最大変位は単一載荷実験の場合より、繰り返し載荷実験の場合よりも、若干小さい値を示している。緩衝材の影響を検討すると、最大変位は砕石を用いた場合が敷砂を用いる場合よりも大きくなる傾向を示していることが分かる。

(b)図には、残留変位と入力エネルギーの関係を示している。敷砂および砕石を設置した場合の繰り返し載荷実験における残留変位は、最大変位の場合と同様に入力エネルギー $E_k=250\text{kJ}$ を境に増加割合が大きくなっており、 $E_k=250\text{kJ}$ 以降は、ほぼ線形に残留変位が増加していることが分かる。また、単一載荷実験結果は、繰り返し載荷実験結果よりも若干小さい値を示している。残留変位の大きさは、最大変位と同様に砕石を用いる場合が敷砂を用いる場合よりも大きくなる傾向が示されている。

3.2 緩衝材への重錘貫入量

図-10 には、敷砂および砕石を設置した場合の緩衝材

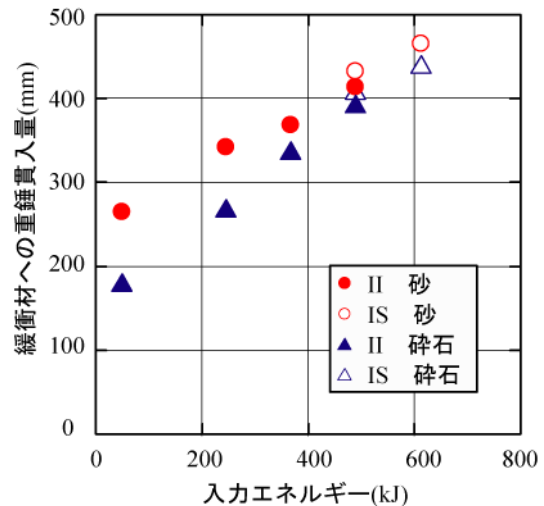


図-10 重錘貫入量と入力エネルギー

への重錘貫入量と入力エネルギーの関係を示している。

いずれの実験ケースにおいても、緩衝材への重錘貫入量は入力エネルギーの増加に対応して、ほぼ線形に増加していることが分かる。敷砂と砕石の場合の重錘貫入量を比較すると、繰り返し載荷実験、単一載荷実験とも、砕石を設置する場合が敷砂を設置する場合よりも大きいことが分かる。 $E_k=490\text{kJ}$ の結果について比較すると、単一載荷実験の場合が繰り返し載荷実験の場合よりも大きく示されている。これは、単一載荷の場合には、RCスラブの剛性低下が小さいことにより作用衝撃力が大きくなるため、重錘もより大きく貫入するためと推察される。

4. まとめ

緩衝材として敷砂あるいは砕石を設置した2辺支持大型RCスラブに対する5,000kg重錘を用いた重錘落下衝撃実験により、以下の事項が明らかとなった。

- 1)同一入力エネルギーにおける最大重錘衝撃力、最大変位および残留変位は、砕石を用いる場合が敷砂を用いる場合よりも大きい。
- 2)ひび割れ分布性状の比較により、砕石を用いる場合の方が敷砂を用いる場合よりも作用衝撃力が載荷点部に集中して作用する傾向にある。
- 3)緩衝材を設置した2辺支持大型RCスラブの最終的な破壊モードは、本実験では曲げ破壊になった。

参考文献

- 1) 今野久志, 岸 徳光, 山口 悟, 西 弘明: 2 辺支持大型 RC スラブの重錘落下衝撃実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, 2010.6

I.4 1/2 縮尺落石覆道模型の耐衝撃挙動に関する検討

1. はじめに

RC 製落石覆道の性能照査型設計法を確立するための基礎的な検討として、終局に至るまでの耐衝撃挙動データ収集を目的に、現行設計と同様に緩衝材として頂版上に 90 cm 厚の敷砂を設置した RC 製落石覆道の 1/2 縮尺模型試験体を用いた重錘落下衝撃実験を実施した。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

図-11 には、実験に使用した RC 製覆道模型の形状寸法を示している。試験体は、一般的な RC 製落石覆道の 1/2 縮尺模型としており、外幅 5.5m、道路軸方向長さ 6.0 m、壁高さ 3.5 m の箱形構造となっている。内空断面は幅 4.5m、高さ 2.5m であり、内空の四隅にはハンチを設けている。部材厚さは、頂版、底版、柱、壁共に 0.5 m とした。

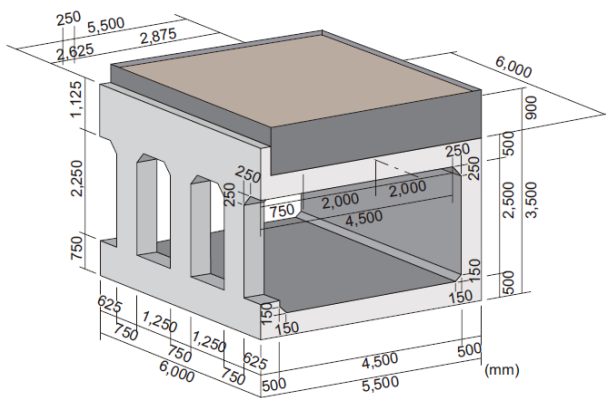


図-11 試験体の形状寸法

2.2 実験概要

写真-3 には実験状況を示している。実験は、敷砂厚さを 90cm とし、試験体の頂版中央部に質量 10,000 kg (直径 1.25m) の鋼製重錘をトラッククレーンにより所定の高さまで吊り上げ、自由落下させることにより行っている。実験に使用した敷砂は、アスファルト合材用の細目砂であり、実験時の敷砂の湿潤密度は 1.531 g/cm³、含水比は平均 11.4%であった。なお、各実験ケース終了後には重錘落下位置、敷砂への貫入量を調査した後、敷砂緩衝材を掘り返し、重錘落下点直下のひび割れ状況を確認した後、所定の厚さに再設置している。実験は、頂版中央部での繰り返し载荷を行っており、弾性範囲内と想定される実験ケースとして落下高さ H=1.0m および 2.5m を設定した。その後 H=5.0m から落下高さを 5.0m ピッチで漸増させ、試験体の頂版裏面コンクリートが剥



写真-3 実験状況

落する程度まで実施している。実験ケース名は、第 1 文字目に敷砂緩衝材を示す記号として S を、第 2 文字目には繰り返し载荷実験を示す II、第 3 文字目には H の後ろに重錘の落下高さ(m)を付し、それらをハイフンで結んで示している。

3. 実験結果

3.1 各種応答値と入力エネルギーの関係

図-12 には、最大重錘衝撃力、载荷点最大変位(以後、最大変位) および残留変位と入力エネルギーの関係を示している。(a)図に示す最大重錘衝撃力と入力エネルギーの関係には、敷砂緩衝材を用いた場合における Hertz の接触理論に基づく振動便覧式に基づき、かつ敷砂厚と落石直径の比から決定される割り増し係数を考慮して算出した衝撃力(ラーメ定数: $\lambda=1,000\text{kN/m}^2$ 、割増係数: $\alpha = (D/T)^{1/2}=1.18$ 、D: 重錘径 125cm、T: 敷砂厚 90cm) も併せて示している。(a)図より、最大重錘衝撃力は落下高さの増加と共に増大しており、その値は振動便覧式におけるラーメ定数を $1,000\text{kN/m}^2$ とし、敷砂厚と落石直径の比に基づいた割り増し係数を考慮することによって評価可能であることが分かる。(b)図には、S-II-H1.0～S-II-H20.0 までの 6 ケースにおける最大変位と入力エネルギーの関係を示している。最大変位は、入力エネルギーが $E_k=1,470\text{kJ}$ までは線形に増大しているが、 $E_k=2,000\text{kJ}$ では増加勾配が大きく示されている。(c)図には、(b)図の実験ケースに対応する残留変位と入力エネルギーの関係を示している。残留変位は、最大変位の場合と同様に、入力エネルギーが $E_k=1,470\text{kJ}$ を境に残留

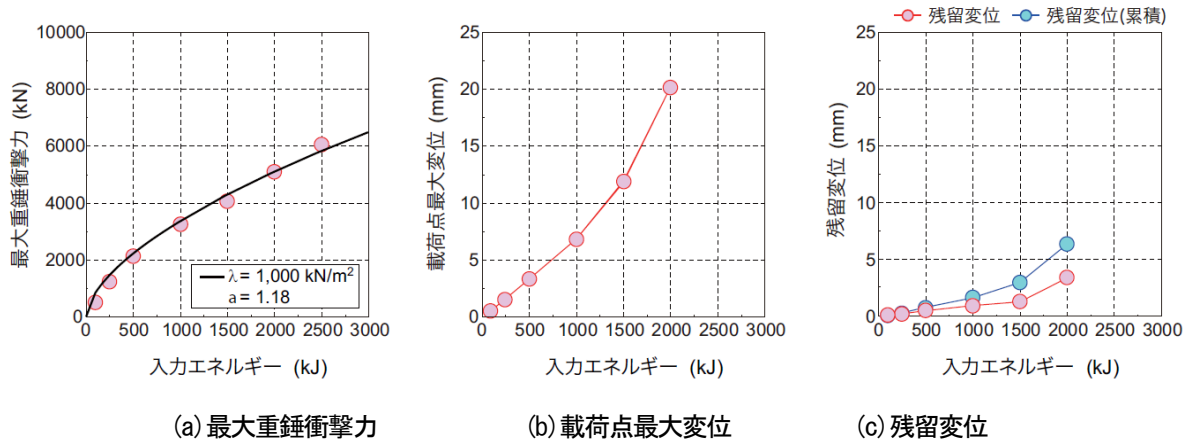


図-12 各種応答値と入力エネルギーの関係

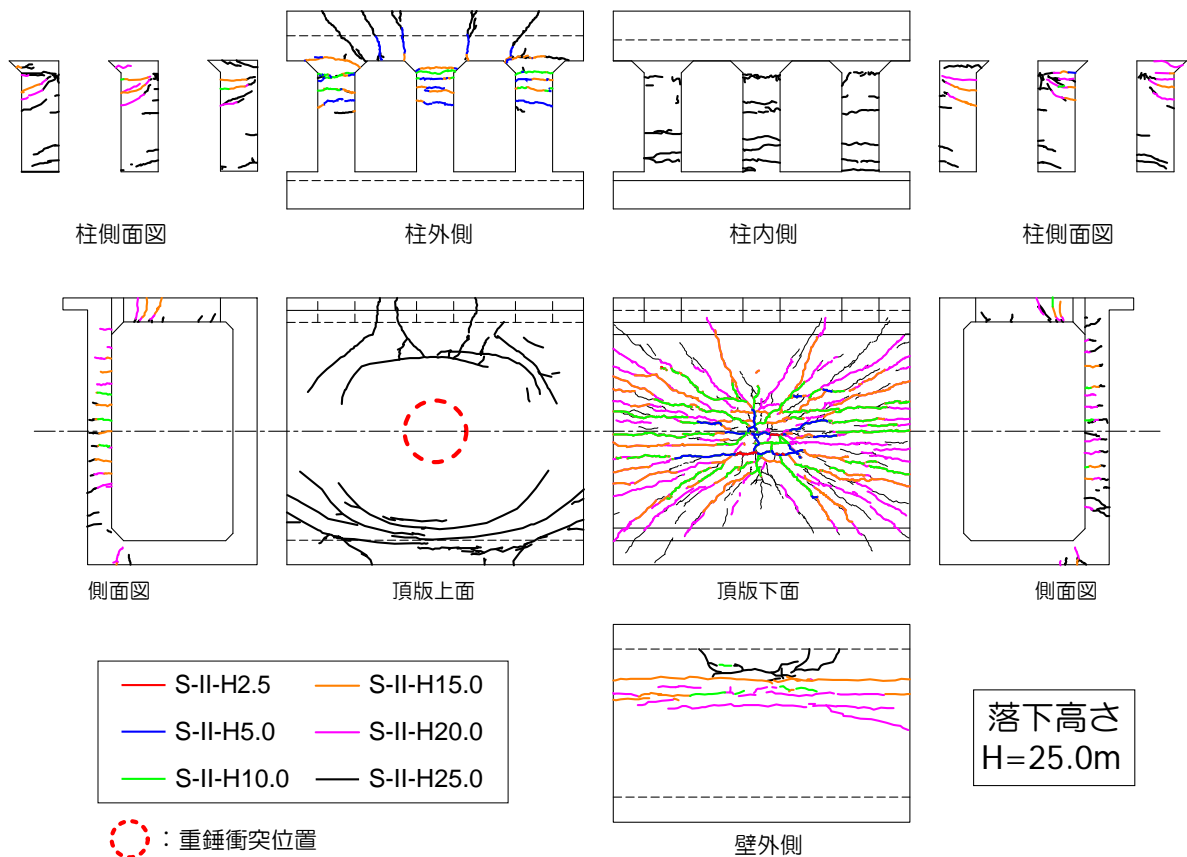


図-13 ひび割れ状況 (展開図)

変位の増加割合が大きくなっており、 $E_k=2,000\text{kJ}$ では残留変位が急増していることが分かる。これは、入力エネルギーが大きいことと、繰り返し载荷による累積損傷によって劣化損傷が一層進んだことによるものと推察される。

3.2 ひび割れ発生状況

図-13 には、各実験ケース終了後のひび割れ状況を

示している。

図より、頂版裏面のひび割れは、入力エネルギーの小さい S-II-H5.0 まではスパン中央部に曲げひび割れが発生し、その後 S-II-H10.0 において载荷点を中心とする放射状のひび割れが発生している。さらに入力エネルギーが増大すると曲げひび割れの増加および斜めひび割れが延伸する。S-II-H20.0 では曲げひび割れお

よび斜めひび割れの密度が増加しており、この時点で残留変位も急増している。最終の実験ケースである S-II-H25.0 では、前述のひび割れが裏面全体に分布すると共に、載荷点直下ではスパン方向の曲げひび割れと断面方向のひび割れが直交し格子状のひび割れとなっていることが分かる。これより、コンクリートが剥落に近い状態に至っているものと推察される。本ケースでは、頂版上面にも負の曲げによるひび割れも確認される。

次に柱部に着目すると、入力エネルギーの小さい S-II-H2.5 まではひび割れの発生は認められない。S-II-H5.0 以降のケースからは、柱部の外側上方に曲げひび割れが発生し、落下高さの増加に伴いひび割れが増加している。最終ケースの S-II-H25.0 では、柱上部内側ハンチ付け根でコンクリートの圧壊が生じ、頂版と同様、終局に至っていることが推察される。壁部に着目すると、S-II-H10.0 まではひび割れの発生は認められない。S-II-H15.0 以降では、壁部の外側上方に曲げひび割れが発生し、落下高さの増加に伴いひび割れは増加するが、終局までは至っていないものと推察される。

4. まとめ

本検討により明らかになった事項を整理すると、以下のとおりである。

- 1) 最大重錘衝撃力は、振動便覧式におけるラーメ定数を $1,000\text{kN/m}^2$ とし、敷砂厚と落石直径の比から決定される割り増し係数を考慮することによって評価可能である。
- 2) 載荷点直下の最大変位および残留変位は、入力エネルギーの増加に対応して増大するが、繰り返し載荷による頂版部の損傷累積により剛性が大きく低下した場合には残留変位が急増する。
- 3) 敷砂緩衝材を設置した場合の RC 製落石覆道の頂版部には曲げ破壊型のひび割れが卓越して発生する。
- 4) 頂版部の終局状態が曲げ破壊型となる場合には、柱上部も損傷を受ける。

参考文献

- 1) 山口 悟, 岸 徳光, 今野久志, 西 弘明: 敷砂緩衝材を有する RC 製ロックシェッド模型に関する衝撃載荷実験, 構造工学論文集 Vol.56A, 2010.3
- 2) 西 弘明, 岸 徳光, 牛渡裕二, 今野久志, 川瀬良司: 敷砂緩衝材を設置した 1/2 縮尺 RC 製ロックシェッド模型の重錘落下衝撃実験, 構造工学論文集 Vol.57A, 2011.3

I-5 落石覆道の耐衝撃挙動に関する二次元骨組解析法の妥当性検討

1. はじめに

落石覆道の性能照査型設計法の確立に際し、その設計は比較的簡易な設計法にしなければ、実務設計が困難になる。落石覆道の場合には、衝撃荷重を考慮した設計法が必要となるため、三次元弾塑性衝撃応答解析を基礎として、最終的に二次元解析への移行を図ることが望ましいと考えられる。このことから、落石覆道の性能照査型設計法の確立に向けたアプローチの一つとして、実験で得られた重錘衝撃力が敷砂緩衝工を介して落石覆道に作用する伝達衝撃力を設定し、二次元骨組モデルを入力して動的解析を実施した。さらに本解析結果を実験時挙動と比較し、今後の性能照査型設計法に基づいた設計手法への適応性について検討を行った。

2. 二次元骨組動的解析概要

本検討では、1/2 縮尺落石覆道模型に対する衝撃実験の落下高さ $H=10\text{m}$ 、 15m 、 20m の 3 ケースについて二次元骨組動的解析による検討を実施した。なお、解析においては繰り返し載荷による供試体の損傷状態は考慮していない。

図-14 に本数値解析に用いた解析モデル図を示す。骨組モデルは実験供試体の頂版・側壁・柱・底版コンクリート中央に配置するようモデル化している。部材の要素分割は、1 要素長を各部材の有効厚程度とし、最小でも有効高の 0.5 倍程度になるように設定している。また、隅角部には、道路橋示方書に準拠し剛域を設定している。骨組モデルにはファイバー要素を使用し、各部材の断面寸法を設定している。

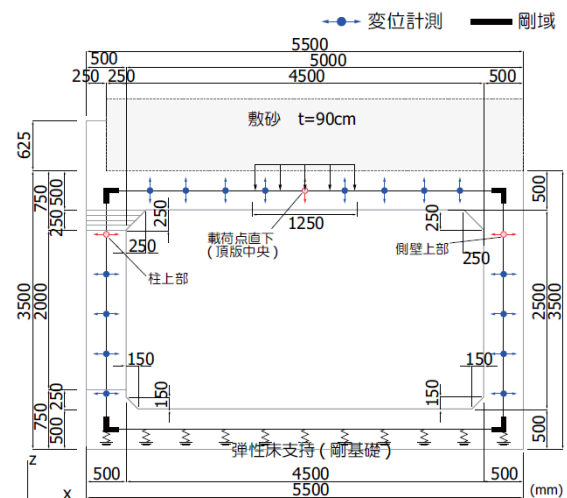


図-14 解析モデル

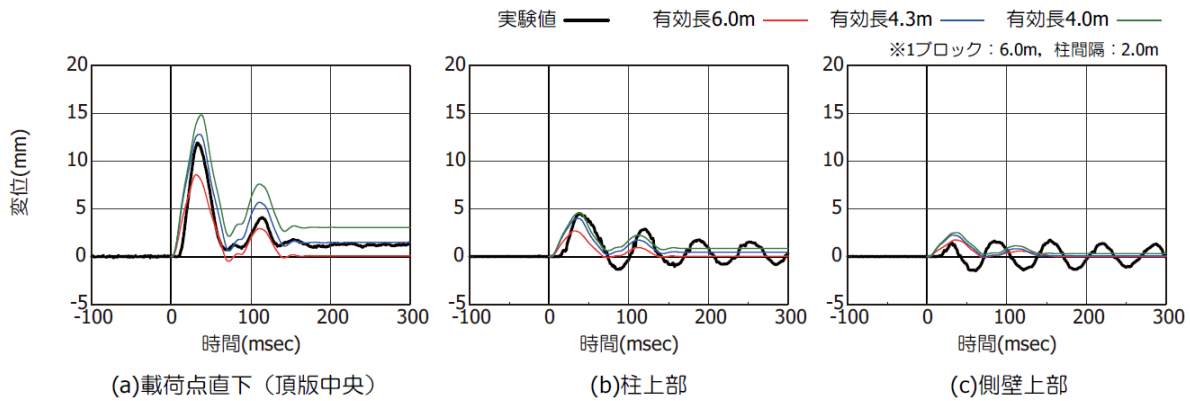


図-15 変位波形 (落下高さ H=15m)

3. 解析結果

3.1 衝撃実験結果と二次元骨組動的解析結果の変位波形の比較

図-15には、落下高さ H=15m の場合における載荷点直下 (頂版中央)、柱上部および側壁上部の変位波形に関して、実験結果と有効長を変化させて行った解析結果を比較して示している。載荷点直下について見ると、解析結果の波形は、実験値に比べて若干早く立ち上がっているものの、第1波目から残留変位に至るまでほぼ同様の性状を示していることがわかる。最大変位および残留変位に着目すると、有効長が L=4.3m の場合において、最大変位は実験結果が 11.9 mm に対して解析結果が 12.8mm、残留変位は、実験結果が 1.4mm に対して解析結果が 1.5mm となり、両者は概ね一致する結果となった。

柱上部について見ると、実験結果では第1波目に最大値を示し、その後、減衰自由振動となっている。解析では第1波目の最大値までは概ね再現されているが、第2波以降もなく振動が収束し減衰自由振動は再現できていない。側壁上部については、実験結果では第2波目に最大値を示し、それ以降は柱上部と同様に減衰自由振動となっている。数値解析の場合には、第1波目に最大値に達し、解析結果は第2波以降は振動が収束し、柱上部と同様に減衰自由振動は再現できていない。一方、柱上部および側壁上部における最大変位および残留変位に関して、実験結果と解析結果を比較すると、柱上部については、有効長 L=4.0m の場合に、最大変位は、実験結果が 4.5mm に対して解析結果が 4.6mm と同程度であり、残留変位についても減衰自由振動の振動中心近傍の値となりほぼ再現できていると判断される。側壁上部では、有効長 L=6.0m とした場合に、最大変位は、実験結果が 1.7mm に対して解析結果が 1.6mm と同程度、残留変位についても実験結果

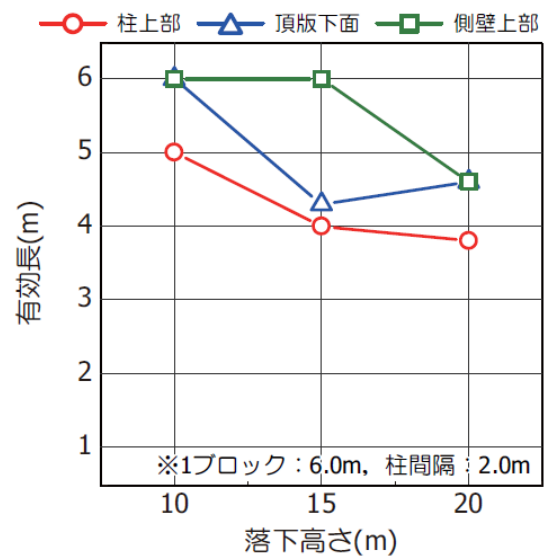


図-16 入力エネルギーと有効長の関係

と同様に零となる結果が得られた。

3.2 入力エネルギーと有効長の関係

図-16には、H=10m、15m、20m 落下時に着目して、載荷点直下 (頂版下面中央)、柱上部および側壁上部における最大変位量を再現可能な有効長を二次元骨組を用いた動的解析により算出し、落下高さとの関係として示している。図より、落下高さの増加に対応して、有効長は小さくなる傾向を示すことが分かる。ただし、ひび割れ発生状況より、H=20m 落下の場合における頂版中央点に関しては、繰り返し載荷による損傷が進行し、剛性が低下したことで、発生した変位に比較して重錘衝撃力が小さく計測されたものと考えられることから、解析における有効長が過大に評価されたものと推察される。また、部材毎に有効長が異なる結果となっている。これは、部材毎に剛性が大きく異なることと、直接衝撃力を受ける部材と受けない部材とで局所応答と全体応答等による応答の差異が

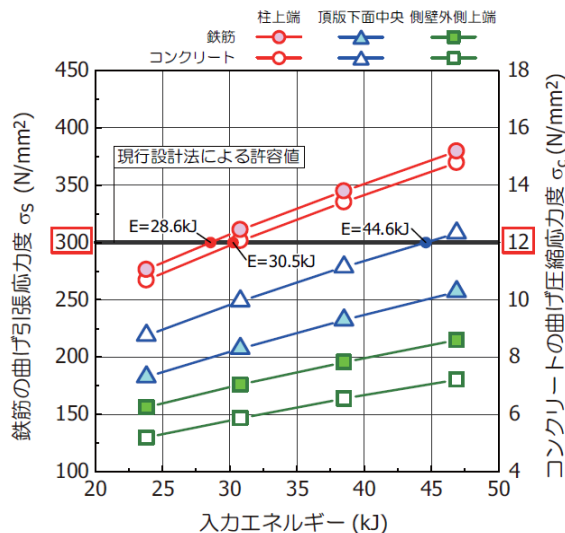


図-17 許容応力度設計法による解析結果

生じたことによるものと推察される。

3.3 従来設計法で求めた耐力との比較

図-17には、従来設計法で求めた本模型の耐力（入力エネルギー）計算結果を示す。ここでは、まえがきに述べたとおり、落石対策便覧に準拠し1ブロックに1個の落石荷重を考慮し二次元骨組静的解析により算出した断面力を用いて許容応力度法によって算出している。この際の有効長は柱間隔としている。図より、本実験で用いた1/2縮尺RC製落石覆道模型における耐力は、入力エネルギーで示すと、柱部が許容値を超過する値が $E=28.6\text{kJ}$ 、頂版部で $E=44.6\text{kJ}$ となった。本模型の終局限界耐力を $H=15\text{m}\sim 20\text{m}$ 落下時と考えると、この時の入力エネルギー E は $1,470\sim 1,960\text{kJ}$ となり、従来設計法は、30～40倍以上の保守的な設計となっていることが分かる。

以上より、本解析手法を用いて有効長を柱間隔とすることで従来設計法と比べて、より合理的な設計が可能になるものと推察される。

4. まとめ

検討結果を整理すると、以下のように示される。

- 1) 二次元骨組動的解析を用いて、有効長を考慮することで頂版部の応答変位は精度良く再現可能となる。ただし、側壁および柱の減衰自由振動は再現できなかった。
- 2) 各部材によって有効長は異なり、入力エネルギーが増加すると有効長は小さくなる傾向を示す。
- 3) 本模型の終局限界耐力は、従来までの設計法（許容応力度法）で求めた耐力（入力エネルギー）に対して

30～40倍の安全率を有している。

4) 二次元骨組動的解析を用いて、有効長を柱間隔とすることで安全側の評価は可能となり、許容応力度設計法と比べ、より合理的な設計が可能となる。

II. 道路防災工の終局耐力評価手法の開発

II-1 実規模RC桁の繰り返し重錘落下衝撃実験

1. はじめに

実構造物の場合には载荷状態の如何に関わらず設定した各限界状態に対して設計を実施しなければならない。このことは、単一载荷のみならず繰り返し载荷の状況が想定される場合には、累積損傷や残存耐力の各限界状態に対する照査を実施しなければならないことを意味している。繰り返し载荷時の累積損傷や残存耐力も考慮した精度の高い性能照査型設計法を確立するためには、実証実験を実施して、単一载荷時と繰り返し载荷時における耐衝撃挙動の差異や、繰り返し载荷時における信頼性の高い数値解析手法を確立し、種々検討することが必須である。このような観点から、本研究では落石覆道頂版部の耐衝撃設計を想定し、基礎的データ収集を目的に、頂版厚を桁高、道路軸方向単位幅を桁幅、道路幅をスパン長とする実規模RC桁に関する繰り返し重錘落下衝撃実験を実施した。本実験では、敷砂緩衝材を設置しない状態で、合計の入力エネルギーを固定し、一回の入力エネルギーと繰り返し载荷回数を変化させた場合における最大たわみ、残留たわみ、累積残留たわみや累積損傷について実証的に検討を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

実験に使用した試験体は、桁高および桁幅が1m、純スパン長が8mのRC桁である。軸方向鉄筋およびかぶり厚に関しては、比較的小さい落石荷重を想定した落石覆道に対応させて、主鉄筋比を0.42%とし、D25を7本配置している。また圧縮側の軸方向鉄筋量は主鉄筋量の50%を目安にD25を4本配置した。

2.2 衝撃実験概要

本実験では、質量2,000kg（直径1m）の鋼製重錘をトラッククレーンを用いて所定の高さまで吊り上げ、脱着装置を用いてRC桁のスパン中央部に自由落下させることにより行っている。RC桁は支点反力測定用ロードセル付きの支点治具上に設置し、跳ね上がり防止用治具を用いて固定している。

実験は、重錘落下衝撃エネルギーの合計が等しく

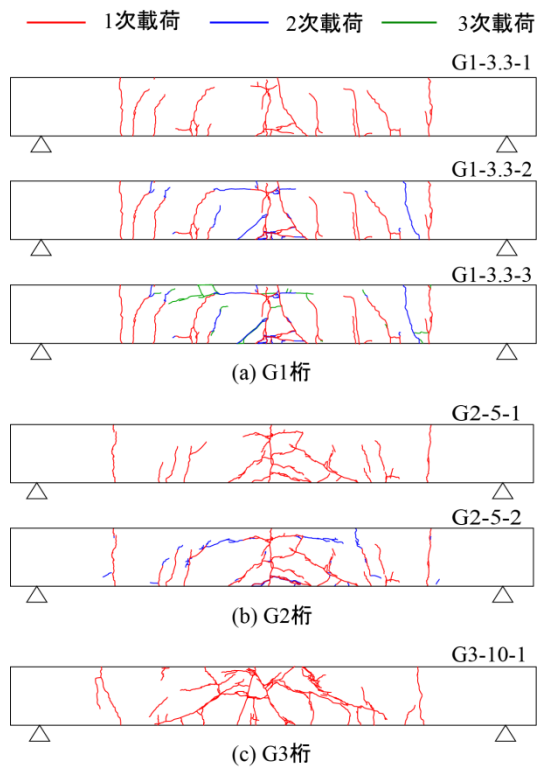


図-18 桁側面におけるひび割れ分布図

196kJ となるように、G1 桁は落下高さを 3.33m とする 3 回の繰り返し载荷、G2 桁は落下高さを 5m とする 2 回の繰り返し载荷、G3 桁は落下高さを 10m とする単一载荷を行うことにより実施した。各実験ケースは、桁の呼称に重錘の落下高さの概略(m)と落下回数をハイフンで結んで整理することとした。

3. 実験結果

3.1 桁側面におけるひび割れ分布

図-18 には、各実験終了後の桁側面におけるひび割れ分布を示している。図より、重錘落下高さが $H=3.33\text{m}$ (G1 桁) の場合は、1 次载荷時にはスパン方向に広く曲げひび割れが分布している。その後、2 次、3 次载荷時には载荷点近傍下縁部の斜めひび割れと上縁かぶりに圧壊を示す水平ひび割れの進展が見られる程度で、その他の新たなひび割れは桁右側に発生している 1 本の曲げひび割れ以外見あたらない。これは、繰り返し载荷時には、既存のひび割れ部が繰り返し落下回数に対応して広く開口し、曲げ圧壊型で破壊する傾向にあることを暗示している。

重錘落下高さが $H=5\text{m}$ (G2 桁) の場合には、重錘の落下高さが $H=3.33\text{m}$ である G1 桁の場合より曲げひび割れの本数は少ないものの、载荷点近傍部における斜めひび割れが顕在化していることが分かる。2 次载荷時に

は载荷点近傍上縁部に生じていた水平方向のひび割れが大きく進展している以外は、顕著な変化は見られない。これは、重錘落下高さが $H=3.33\text{m}$ の場合と同様に、2 次载荷時においても 1 次载荷時に発生したひび割れが単に大きく開口することによって衝撃荷重に抵抗し、曲げ圧壊型の傾向にあることを示唆している。重錘落下高さが $H=10\text{m}$ (G3 桁) の場合には、载荷点部に広角の斜めひび割れと上縁から下方に伸びるひび割れが発生しており、落下高さが低い G1 桁や G2 桁の場合のような曲げひび割れの進展は見られない。従って、合計の入力エネルギーが等しい場合においても、処女载荷時における入力エネルギーの大きさに対応してひび割れ分布性状も異なってくるものと判断される。これより、(1)処女载荷時の入力エネルギーが小さい場合には曲げひび割れが卓越し、入力エネルギーの増加に対応して斜めひび割れの発生が顕在化してくることや、(2)繰り返し载荷の場合には、新たなひび割れの発生は少なくかつ既存ひび割れが载荷回数に対応して大きく開口して、衝撃荷重に抵抗することが明らかになった。従って、合計の入力エネルギーが等しい場合においても、処女载荷時の入力エネルギーの大きさに対応して、ひび割れ分布性状も異なってくるものと判断される。

3.2 入力エネルギーと最大たわみ、残留たわみの関係

図-19 には、各桁の処女载荷時の入力エネルギーに対する D-1~D-3 における最大たわみおよび残留たわみの分布図を示している。図より、いずれの測点においても、最大たわみと残留たわみは入力エネルギーとほぼ比例関係にあることが分かる。この関係は、著者らが小型 RC 梁で明らかにしている特性 6),9)と同様であり、実桁においても成立することが実証的に明らかになった。スパン中央部に限定してその勾配を求めると、最大たわみに関する勾配は $\alpha_{\text{def}}=0.387E$ 、残留たわみに関する勾配は $\alpha_{\text{rs}}=0.215E$ として求められる。ただし、 α_{def} 、 α_{rs} の単位は mm/kJ であり、 E の単位は kJ である。

特に、残留たわみの勾配に関しては、先に著者らが重錘と桁の質量比の影響を考慮しかつ静的耐力を用いて導かれる、次式のような算定式 6)を提案している。

すなわち、

$$\alpha_{\text{rs}}=420 \beta / P_{\text{usc}} \quad (1)$$

ただし、

$$\beta=0.288 \ln rM+0.9605 \quad (2)$$

ここで、 W : 重錘質量(kg)、 B : 桁の純スパン内における全質量(kg)、 rM : W/B 、 β : 質量比 rM に対する

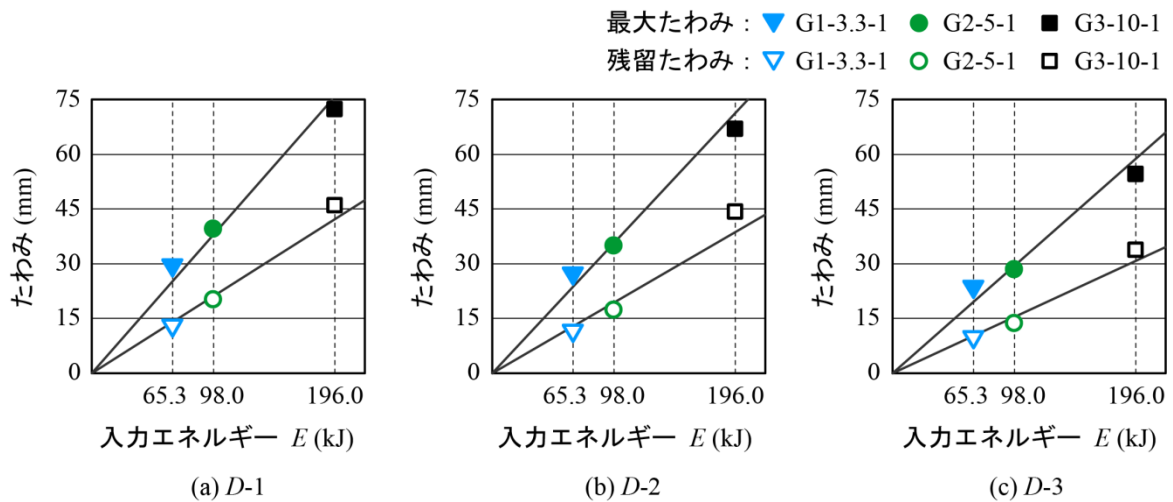


図-19 入力エネルギーに対する最大・残留たわみ分布図

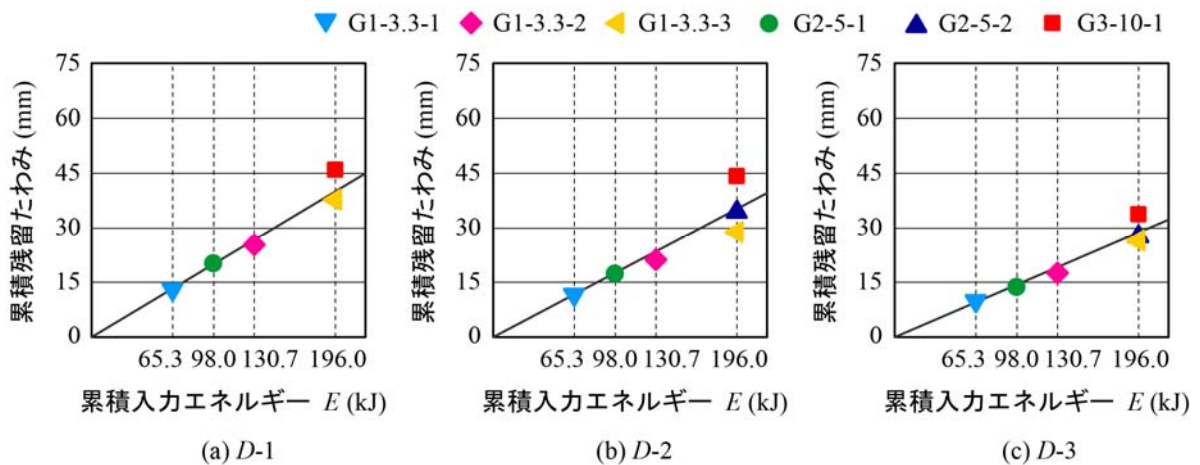


図-20 累積入力エネルギーに対する累積残留たわみ分布図

αrs の補正係数である。

上式に、本研究における重錘と試験体の質量比 $rM=0.104$ と、桁の静的耐力 $P_{usc}=600kN$ を代入すると、 $\alpha rs=0.216$ として評価され、両者がほぼ一致していることが分かる。

また、上式より最大たわみと残留たわみの比 ($\alpha def/\alpha rs$) を求めると約 1.8 となる。この値も、設計工学的に重要な指標になるものと判断される。

3.3 累積入力エネルギーと累積残留たわみの関係

図-20 には、繰り返し载荷時における累積入力エネルギーに対する D-1~D-3 における累積残留たわみの分布図を示している。図より、処女载荷、繰り返し载荷の如何に関わらず、累積入力エネルギーに対する累積残留たわみは、図-9 と同様にほぼ線形関係にあることが分かる。ただし、単一载荷時の値が若干大きいことより、繰り返し载荷が想定される場合においても、単一载荷時の値を用いかつ累積入力エネルギーに関し

て線形関係を仮定することにより、各限界状態に対して安全側で性能照査が可能になるものと判断される。

4. まとめ

本研究では、耐衝撃用途 RC 構造部材の性能照査型耐衝撃設計法の確立に向けた検討の一環として、実規模 RC 桁に関して、単一载荷時と入力エネルギーの合計が等しい場合における繰り返し载荷時の耐衝撃性状を把握することを目的に、純スパン長が 8m の実規模 RC 桁を対象とした繰り返し载荷重錘落下衝撃実験を実施した。

本研究では、2,000kg 重錘を用い、全入力エネルギーを 196kJ とし、重錘の落下高さを 3.33m、5m、10m の 3 種類を設定して、それぞれ繰り返し载荷回数を 3、2、1 回とする実験を実施した。本研究の範囲内で得られた結果を整理すると、以下のとおりである。

1) 最大重錘衝撃力や最大支点反力に関する繰り返し載

荷回数や入力エネルギーの影響は、本実験の範囲内では明確には示されない。

2)最大たわみと残留たわみは、設定した入力エネルギー間で繰り返し载荷回数に関わらず類似の値を示す。

3)繰り返し载荷において、入力エネルギーの合計が等しい場合には、スパン中央部の累積残留たわみは、繰り返し载荷回数に関わらず類似の値を示す。

ただし、単一载荷時の値が繰り返し载荷時の値よりも若干大きいことより、繰り返し载荷が想定される場合においても単一载荷時の値を用いて評価することにより、安全側で設計が可能になる。

4)各落下高さに対する処女载荷時の各点における最大たわみと残留たわみは、入力エネルギーに対して線形に増加する。このときのスパン中央部の残留たわみ勾配は、先に著者らによって提案された、重錘質量の影響を考慮し静的耐力を用いて導かれた算定式による値とほぼ対応しており、算定式の妥当性が実証的に確認された。

5)単一载荷と繰り返し载荷に関わらず、累積残留たわみは累積入力エネルギーとほぼ線形関係にある。ただし、単一载荷時の値が若干大きいことより、繰り返し载荷が想定される場合においても単一载荷時の値を用いた線形関係を仮定することにより、各限界状態に対して安全側で性能照査が可能になるものと判断される。

II-2 トンネル坑門工 (RC 製アーチ構造) の終局耐力評価

1. はじめに

本研究では、RC 製アーチ構造に関す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た。検討は、重錘衝撃力、アーチ構造の変位およびコンクリート表面のひずみに着目して行うこととした。

2. 実験概要

図-21 には、実験に用いたトンネル坑口部の形状寸法、配筋状況および計測位置をそれぞれ示している。試験体に用いた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 がそれぞれ 250 mm 間隔で配筋され、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。また、敷砂緩衝材の厚さは 900 mm としている。表-1 には、実験ケースの一覧を示している。

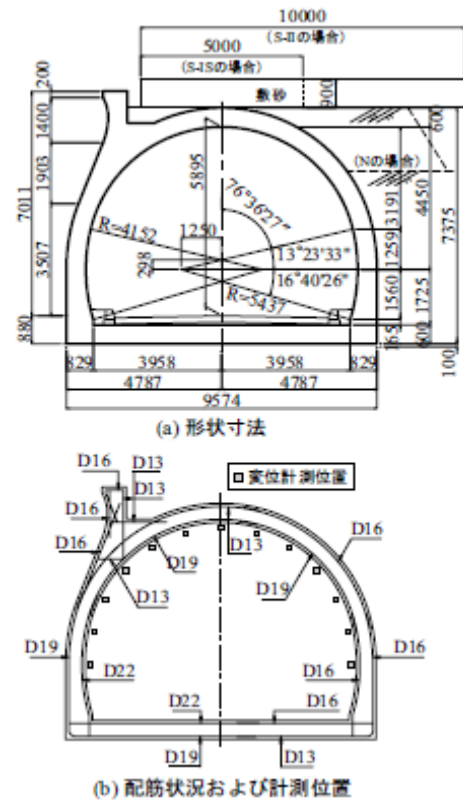


図-21 試験体概要

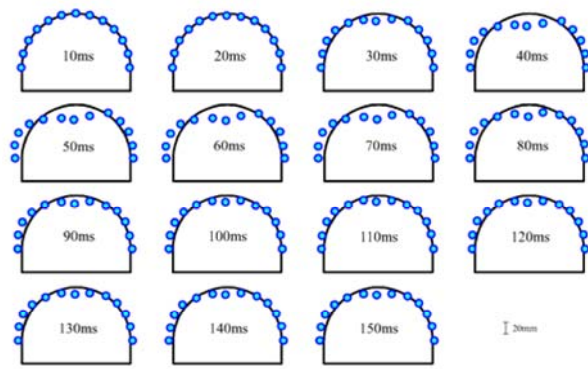
実験ケースは、落下高さを 2.5~20 m に変化させた漸増繰り返し载荷および落下高さ 30 m の単一载荷の全 5 ケースである。試験体のコンクリート圧縮強度は、繰り返し载荷および単一载荷を実施したブロックにおいて、それぞれ 27.5 MPa、36.8 MPa であった。

実験は、質量 10,000 kg の鋼製重錘をクローラークレーンを用いて所定の高さまで吊り上げ、アーチ部中央点に自由落下させることにより行っている。実験時における敷砂材の平均湿潤密度および平均含水比は、繰り返し载荷でそれぞれ 1,660 kg/m³、8.4%、単一载荷でそれぞれ 1,560 kg/m³、7.9% である。重錘は、直径 1.25 m、高さ 95 cm で底部が半径 100 cm の球状となっている。なお、クレーン能力の限界が 30 m であることより、落下高さは 30 m までとしている。

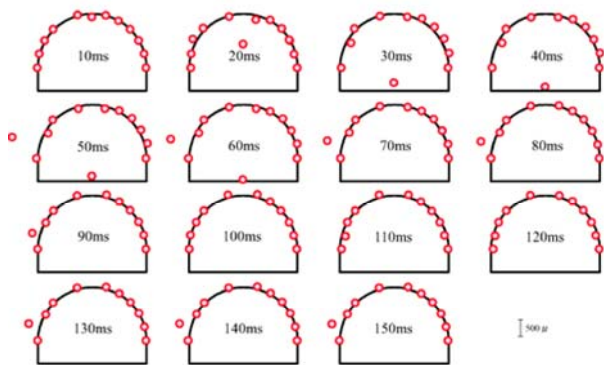
3. 実験結果

3.1 変位分布およびひずみ分布

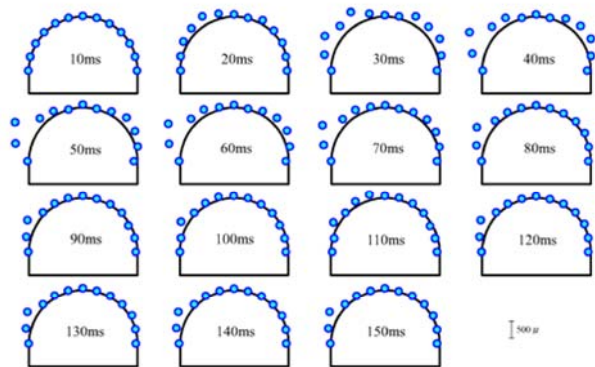
図-22 には、S-IS-H30 に関する覆工本体の (a) 変位分布および (b) 外面ひずみ分布、(c) 内面ひずみ分布を示している。まず、(a) 変位分布より、30 ms 経過以降に顕著に変形していることが分かる。内側への変形は载荷点直下で最も大きく、アーチの円中心点より 45° の位置周辺においては外側への変形であるこ



(a)変位分布(変形倍率50倍)



(b)外面ひずみ分布(内側圧縮、外側引張)



(c)内面ひずみ分布(内側引張、外側圧縮)

図-22 変位およびひずみ分布(S-IS-H30)

とが分かる。また、アーチの右側に比較し、左側で大きな変形が発生している。これは、アーチ左右における地盤の有無が影響しているものと考えられる。次に、(b) 外面ひずみ分布に着目すると、20 ms で荷点直下の圧縮ひずみが増大し、30 ms 経過以降においてアーチの円中心点より左側 45° の位置周辺で引張ひずみが発生している。その後、荷点直下のひずみは 70 ms 経過以降計測不能となった。これは、前述のように重錘衝突時に緩衝材である敷砂が飛散したことにより、重錘底部と覆工本体が直撃に近い状態で接触・衝突し、局所的にひずみが増大したものと推察される。一方、(c) 内面ひずみ分布では、荷点直下近傍のひず

みはほとんど発生していない。これは、本試験体がアーチ構造であることにより軸力変換効果が発揮され、荷点近傍のアーチ断面内に圧縮力が発生し、衝突荷重によって発生するアーチ断面内側の引張力が相殺されたものと推察される。

4. まとめ

検討結果を整理すると、以下のように示される。

- 1) 落下高さの増加に伴い最大変位も増加し、落下高さ $H = 20 \text{ m}$ 以上の場合には残留変位が発生する。
- 2) 変位およびひずみ分布は、アーチ左右における地盤の有無の影響により左右非対称の挙動となる。
- 3) アーチ構造であることにより軸力変換効果が発揮され、荷点近傍のアーチ断面内に圧縮力が発生し、衝突荷重によって発生するアーチ断面内側の引張力が相殺される。

Ⅲ. 既設道路防災工の合理的な補修補強工法の開発

Ⅲ-1 FRP シート内面補強小型 RC 製アーチの耐衝撃性向上効果

1. はじめに

本研究では、実トンネル坑口部を想定した RC 製アーチ構造の内面に新素材繊維 (FRP) シートを接着した場合の耐衝撃性向上効果を検討することを目的に、アーチ版模型 (以後、アーチ) の内面にアラミド繊維 (AFRP) シート接着補強を施し、重錘落下衝撃実験を実施した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-23 には、試験体の形状寸法および配筋状況を示している。

試験体は、実際のトンネル坑口部の 1/4 程度の縮尺模型とした。すなわち、アーチの厚さを 200 mm、アーチ部の内半径を 1,000 mm、側壁部の高さを 500 mm としている。アーチ部の主鉄筋には、実トンネル坑口部と同程度の鉄筋比 (0.8%) となるように鉄筋量を調整し、D13 を 120 mm 間隔で配筋している。なお、芯かぶり は 40 mm としている。配筋筋には、主鉄筋との鉄筋量および鉄筋間隔のバランスを考慮して D6 を用い、主鉄筋量の 1/3 以上となるように断面中心線上で 80 mm 間隔で配筋している。補強に用いる AFRP シートには、直梁とする場合の曲げ耐力が 1.2 倍程度向上する量である目付量 650 g の 2 方向シートを用いることとした。

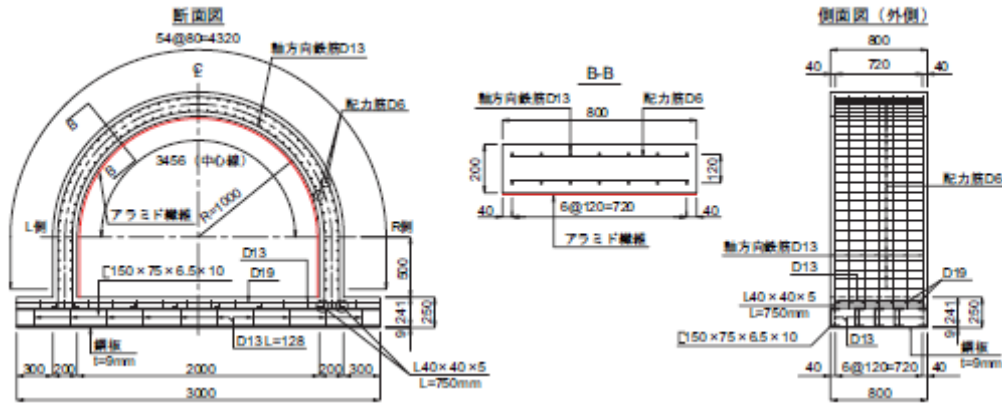


図-23 形状寸法、配筋状況および補強概要

2.2 衝撃実験概要

写真-4には、実験の状況を示している。実験はフーチング部を跳ね上がり防止用治具により固定し、アーチクラウン中央点に所定の高さから 300 kg の鋼製重錘を自由落下させることにより行っている。なお、重錘は、重錘衝突速度の検定試験を実施の後、設定衝突速度に対応する高さから重錘を落下させることとした。衝撃荷重の載荷方法には、重錘を所定の衝突速度により一度だけ載荷する単一載荷を採用している。本実験では、載荷点部における押し抜きせん断破壊が予想されることから、載荷点の影響が自由辺まで波及しないようにするため、載荷盤直径を小さくすることとし、直径 60 mm の鋼製円柱を採用した。



写真-4 衝撃実験状況

3. 実験結果

3.1 変位分布性状

図-24には、アーチ部断面方向内面の変位分布を変形倍率を 20 倍にして時系列で示している。図には N-8、S-8、S-9 試験体に関する結果を載荷直後から 5 ms 毎に $t=50\text{ms}$ まで重ねて示している。図より、衝突初期から 3 試験体ともに載荷点のみに変位が集中し、20 ~ 25 ms 経過後に最大変位に達し、その後、若干減少し残留変位に移行する類似の傾向を示している。しかしながら、最大変位や残留変位は、シート補強無しの N-8 試験体の場合がシート補強有りの S-8、S-9 試験体の場合に比べ 1.5 ~ 2.0 倍程度大きい値を示している。

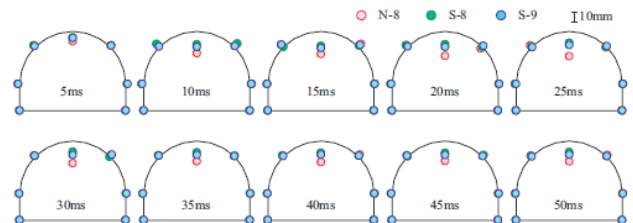


図-24 載荷点位置における断面方向変位分布図 (変形倍率 20 倍)

図-25には、アーチ部横断方向内面の変位分布を変形倍率 20 倍にして時系列で示している。図には N-8、S-8、S-9 試験体に関する結果を、アーチ部断面方向内面変位分布と同様に載荷直後から 5 ms 毎に $t=60\text{ms}$ まで、重ねて示している。図より、シート補強無しの N-8 試験体では変位が載荷点近傍に集中し、端部の変位は小さくなっている状況が分かる。これより、N-8 試験体の場合には、押し抜きせん断破壊が生じ、せん断コーンが形成され押し抜かれていることが推察される。

これに対して、シート補強有りの S-8 試験体の場合に

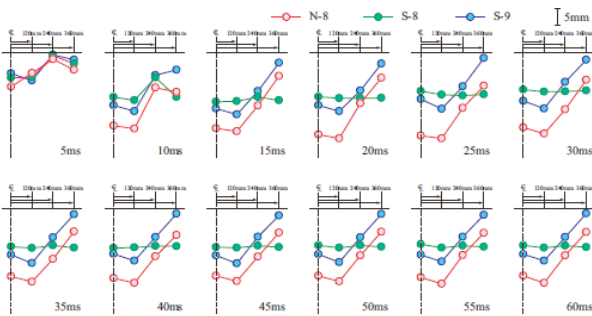


図-25 荷重点位置における横断方向変位分布図
(変形倍率 20 倍)

は、荷重点から端部までほぼ一様の変位が発生しており、変位が集中する傾向は見られない。また、シート補強無しの N-8 試験体に比べて、最大変位および残留変位が 1/2 程度に減少している。これは、AFRP シート補強を施したことにより、押し抜きせん断破壊による押し抜けが多少なりとも抑制されていることによるものと推察される。一方、衝突速度を増加させたシート補強有りの S-9 試験体の場合には、シート補強無しの N-8 試験体の場合と同様に荷重点近傍に変位が集中しているが、端部の変位は小さい。これは、衝突速度が 8 m/s から 9 m/s に増加したことに伴い衝突エネルギーも 3 割程度増加するため、押し抜きせん断破壊面の角度が鋭角になったことによるものと推察される。しかしながら、最大変位および残留変位がシート補強無しの N-8 試験体に比べ 1/1.5 程度に減少している。これは、シート補強有りの S-8 試験体と同様に AFRP シート補強を施したことにより、押し抜きせん断破壊による押し抜けが抑制されていることを暗示している。

3.2 ひび割れ分布性状

図-26 には、実験終了時における N-8、S-8、S-9 試験体の側面、内面のひび割れ分布性状を示している。また、N-8、S-8 試験体に関しては、荷重点を中心に断面方向に切断し、荷重点位置における断面内のひび割れ分布を示している。なお、S-8、S-9 試験体に関しては AFRP シート補強を施していることにより、ひび割れ状況が確認できないため、ここではシートの剥離状況を示している。ただし、AFRP シートの破断および損傷は発生していないことを確認している。荷重点を含む断面内ひび割れ分布図より、N-8、S-8 試験体は、共に斜めひび割れが内縁まで到達し、せん断コーンが形成されていることが分かる。ただし、N-8 試験体の場合には、せん断コーンが完全に押し抜かれているのに対して、S-8 試験体の場合には押し抜かれる状態までには至っていない。また、衝突速度を増加させた S-9 試験体の場合も同様に押し抜

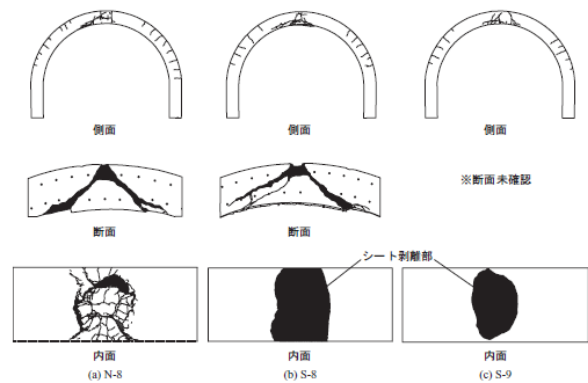


図-26 横断面のひび割れ分布と AFRP シートの剥離状況

きせん断破壊により終局に至っているものと推察される。しかしながら、シート補強無しの N-8 試験体とシート補強有りの S-8

試験体におけるひび割れ分布を比較すると、S-8 試験体の場合における斜めひび割れの角度は、N-8 試験体より鈍角であり、シートによる補強効果が表れていることが分かる。シート補強有りの S-8 と S-9 試験体のシートの剥離範囲を比べると、S-9 試験体の方が小さい。このことは、S-9 試験体の場合には荷重点速度が増加したことにより斜めひび割れの角度が S-8 試験体より鋭角になったことを示唆している。また、N-8 試験体の場合には、押し抜きせん断破壊によるせん断ひび割れの開口に伴い、内縁コンクリートの剥落が生じている。しかしながら、シート補強有りの S-8、S-9 試験体の場合には、押し抜きせん断ひび割れの開口は確認できるものの剥落は生じていない。これより、AFRP シート補強を行うことで同程度の損傷が発生した場合にもかぶりコンクリートの剥落抑制効果が期待できることが確認された。

4. まとめ

本研究では、RC 製アーチ構造内面に FRP シート接着補強を施した場合における耐衝撃性向上効果を確認することを目的に、小型 RC 製アーチ模型の内面に AFRP シート接着補強を施して、重錘落下衝撃実験を行い、その耐衝撃性向上効果に関する検討を行った。本研究で得られた結果を整理すると、

- 1) AFRP シート補強を施しても、押し抜きせん断破壊を曲げ破壊等に移行させるまでの効果は期待できない。
- 2) AFRP シート補強を施すことで、局所的な損傷が大きい場合でも変位を抑制する効果は期待できる。
- 3) AFRP シート補強を行うことで、内縁コンクリートの剥落を抑制する効果が期待できる。