

RC落石覆工の衝撃応答解析と断面力算定に関する一考察

菅田紀之*・岸 徳光**・中野 修***

本研究は、立体解析手法である有限帯板法を用いた弾性衝撃応答解析を行い、落石による衝撃荷重載荷時の RC 覆工の動的挙動特性と簡易な断面力算定に関する検討を行ったものである。設計のための断面力の算定に関しては、静的二次元骨組解析法を用いて動的な立体解析結果と等価な断面力を算定するために有効幅の概念を導入している。本研究により、従来までの解析手法を用いて動特性と板作用の効果を考慮した RC 覆工の断面力の評価が可能になったものと考えられる。

Key Words : RC rock-shed, dynamic response, finite strip method, effective width

1. はじめに

RC 製の落石覆工の設計は、落石対策便覧¹⁾に基づき、死荷重、土圧の他、地震時荷重と共に、落石によって生じる衝撃荷重を考慮して行われている。特に、同便覧では、衝撃緩和のために 90 cm 厚の良質な山砂を用いることを条件として、落石による衝撃荷重をラーメ定数 λ を 100 tf/m² とする振動便覧式より算定することが示されている。また、断面力は、衝撃荷重を緩衝材中の衝撃力の分散効果を考慮して等分布荷重に置換し、かつ覆工を単位奥行きを有する平面骨組構造にモデル化して静的な解析により算定することとしている。しかしながら、覆工を平面骨組構造にモデル化した場合の動的応答解析結果²⁾から、1) 頂版部の最大曲げモーメントは静的解析結果の約 1.6 倍になること、2) 構造全体に振動が励起し、各部材に大きな交番応力が発生すること等、静的解析結果と異なる挙動を示すことが明らかになっている。一方、重錘落下を受ける RC 覆工の実証実験結果を用いて解析法の適用性を検討した結果³⁾から、1) 覆工を単位奥行きを仮定する平面骨組構造にモデル化して解析する方法は適切ではなく、2) 板作用が考慮できる有限帯板法が RC 覆工の挙動解析に適当であること等が明らかになっている。これより、RC 覆工の合理的な耐衝撃設計手法を確立するためには、覆工の動特性の把握と実挙動に即した断面力の算定が重要であるものと考えられる。

このような観点より、本論文では落石による衝撃荷重載荷時の RC 覆工の動特性を明らかにすることを目的として、簡易な立体解析手法としての有限帯板法を用いた弾性衝撃応答解析を行った。解析は落石による衝撃荷重

がスパン中央点に作用した場合に限定して行い、荷重載荷点近傍における断面力の応答性状や、動的応答倍率について検討を行っている。また、これらの結果に基づき、静的二次元骨組解析法を用いて RC 覆工の簡易な耐衝撃設計を可能にするために有効幅の概念を導入し、覆工の動特性と板作用の効果を考慮した断面力算定に関する一方法を提案している。

2. 解析手法の概要

重錘落下による RC 覆工の動的挙動に関する実証実験と二次元骨組解析法および有限帯板法による解析結果との比較より、RC 覆工の主要部の動的挙動解析には、板作用が考慮されている後者の有限帯板法の適用が可能であることが明らかになっている³⁾。従って、本研究においても有限帯板法を用いて検討を行うこととする。

以下に本解析法の概要を述べる。図-1 に示すような、幅 b 、スパン l の両端単純支持されている薄板要素において、 x 、 y および z 方向の変位をそれぞれ u 、 v 、 w 、回転角を θ とする。 y に関する変位関数を面内変形に関しては線形、面外変形に関しては三次式と仮定すると、変位 u 、 v 、 w は、節点 i 、 j における節点変位および回転角 u_k 、 v_k 、 w_k 、 θ_k ($k = i$ または j) を用いて、次のように示すことができる。

$$u = (1 - \eta)u_i + \eta u_j \dots\dots\dots(1)$$

$$v = (1 - \eta)v_i + \eta v_j \dots\dots\dots(2)$$

$$w = (1 - 3\eta^2 + 2\eta^3)w_i + (3\eta^2 - 2\eta^3)w_j + (\eta - 2\eta^2 + \eta^3)bb\theta_i + (-\eta^2 + \eta^3)bb\theta_j \dots\dots\dots(3)$$

ただし、 $\eta = y/b$ である。

平面応力状態の動的基礎微分方程式に式 (1) および (2) を、薄板の曲げの動的基礎微分方程式に式 (3) を用いて Galerkin 法を適用すると、 x と時間 t に関する線形連立偏微分方程式が得られる。さらに、 x に関して有限

* 正会員 工修 室蘭工業大学助手 建設システム工学科 (〒050 室蘭市水元町 27-1)

** 正会員 工博 室蘭工業大学助教授 建設システム工学科

*** 正会員 工博 北海道開発局 稚内開発建設部次長

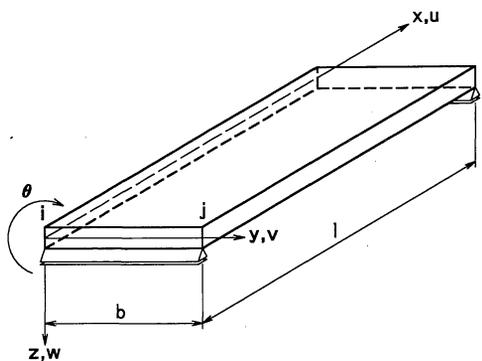


図-1 薄板要素

Fourier 変換を施し、両端単純支持の境界条件に留意して整理すると、像関数に関する薄板要素の運動方程式が得られる。像関数に関する運動方程式は、モード解析法を適用することにより容易に解くことができる。真の変位は、変位の像関数を逆変換することにより求めることができ、各断面力も変位と断面力との関係式に代入することにより求めることができる。

モード解析法の適用に当たっては、設定した全ての自由度に対する固有モードを用いている。減衰定数 h_r は各固有値に関する運動方程式を解く際に考慮している。本解析では減衰定数を各固有値に対して一定とし、コンクリート構造の応答解析によく用いられている $h_r = 0.05$ を与えている。なお、本文では、断面方向および軸方向の曲げモーメントとせん断力を簡略化して、それぞれ M_y, M_x, Q_y, Q_x と呼ぶこととする。

3. 解析モデル

(1) RC 覆工の解析モデル

北海道開発局帯広開発建設部では、一般国道 336 号広尾町に落石対策のために美幌覆道（全長 228 m）を建設中である。同建設部では衝撃荷重載荷時の RC 覆工の実挙動把握のために、美幌覆道の 1 ブロックを用いた重錘落下による実証実験を行っている。まえがきにも述べているように、著者らは実証実験結果を用いて、この種の構造物への二つの衝撃応答解析手法の適用性の検討³⁾を行っている。ここでは解析結果の信頼性を保証するために、その結果を参考にし、解析法として有限帯板法を採用し、覆工の解析モデルを決定した。

美幌覆道は図-2 に示すように、1 ブロックのスパン長、側壁、底版および頂版の平均厚さがそれぞれ、約 12 m, 1 m, 1.2 m, 1.1 m の RC 製覆工である。本覆工は N 値が 30 程度の基礎地盤上に施工され、海側側壁の中央部に底版底部より 1.5 m の位置に幅 5 m, 高さ 4.25 m の採光のための開口部を有している。解析を行う際の覆工の構造モデルは、実証実験結果と有限帯板法を用いた

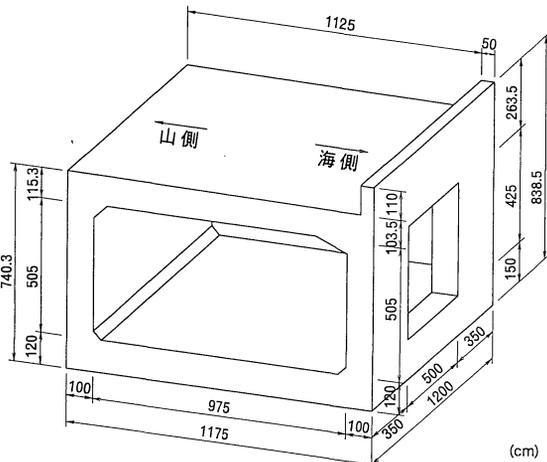
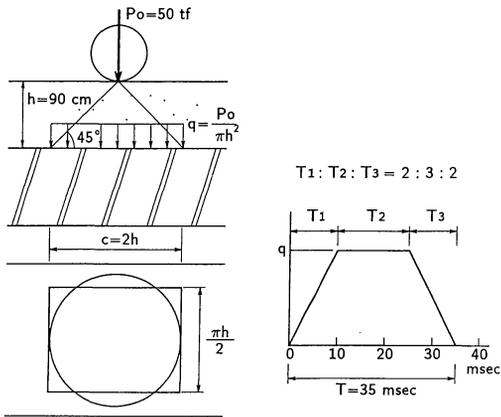


図-2 美幌覆道の 1 ブロック



(a) 荷重の緩衝材による分散 (b) 荷重の時間分布

図-3 基本衝撃荷重

解析結果との比較結果を踏まえ、次のように決定した。すなわち、

- 1) 開口部がある海側側壁部は全て等しい板厚 (1 m) とする。開口部に相当する板要素に関しては、質量および断面方向の剛性を平均化するように、要素の単位体積質量および弾性係数を他の部材の 7/12 に低減する。なお、RC 部材の弾性係数、ポアソン比、単位体積重量は、それぞれ $E_c = 3 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$, $\nu_c = 0.2$, $\omega_c = 2.5 \text{ tf/m}^3$ と仮定している。
- 2) 頂版部に衝撃的な荷重が作用する場合には、荷重の継続時間が短いため、基礎地盤が剛基礎のように作用しているものと判断される。また、覆工が板構造であるため底版部の応答は小さく、底版の支持条件が頂版および側壁の応答に与える影響は少ないものと考えられる。そのため、本解析では底版の両端部を上下方向に拘束し、かつ基礎地盤の反力係数を零として支持条件を簡略化する。

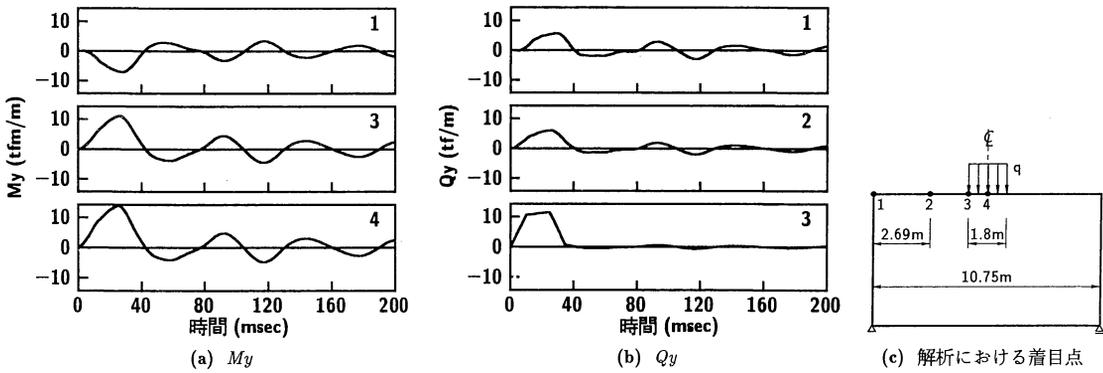


図-4 スパン中央部の頂版中央部に基本衝撃荷重が載荷した場合のスパン中央部の頂版各点の断面力波形

3) 実覆工は全体が基礎地盤上に支持されているが、本研究では簡易な解析法として軸方向に両端単純支持を仮定する有限帯板法を用いている。そのため、解析結果をより実挙動に近づけるために、解析結果から得られる最低時固有振動周期を実測結果 (50 ~ 70 msec) に近似させるようにして、仮想スパン長 (解析上の軸方向スパン長) を 30 m と決定している。その時の最低次固有振動周期は 56.9 msec である。

本研究では、落石による衝撃力を緩和する目的で、頂版上に 90 cm 厚の敷砂が設置されていることを前提としている。敷砂の弾性係数は、ラーメ定数を $\lambda = 1000 \text{ tf/m}^2$ と仮定した場合でもコンクリートのその 1/1000 程度である。これより、敷砂の剛性が覆工の動的応答特性に与える影響は小さいものと判断できるため、本研究ではその質量のみを考慮することとした。敷砂の単位体積重量は落石対策便覧に従い、 $\omega_s = 1.8 \text{ tf/m}^3$ と仮定した。なお、本研究では、敷砂の質量が覆工の動的応答特性に与える影響を検討するために、断面力の動的応答倍率の検討時にもみ敷砂の質量を無視した場合について解析を行っている。従って、特に断らない限り解析結果は敷砂の質量を考慮して得られたものであることとする。また、解析は全てスパン中央点載荷の場合に限定して行っている。本文では、図-1の断面中央部より山側に載荷する場合には山側載荷、海側に載荷する場合には海側載荷と呼ぶこととする。なお、敷砂の質量を考慮した場合と無視した場合の最低次固有振動周期に関する解析結果は、それぞれ 56.9 msec, 47.5 msec である。

(2) 衝撃荷重

本研究では、落石による RC 覆工の動的応答特性の把握を弾性衝撃応答解析に基づいて行うことを目的の一つにしている。そのため、特に落石重量や落下高さ、発生衝撃力には言及せず、緩衝材として 90 cm 厚の敷砂が設置されている RC 覆工上に落石が起こり、 $P_0 = 50 \text{ tf}$ の集中衝撃荷重が緩衝材表面に発生する状態を想定し解析を行うこととする。衝撃荷重の緩衝材中の分散や覆工

頂版上に作用する荷重の分布に関しては、落石対策便覧¹⁾に従い、次のように仮定した。すなわち、

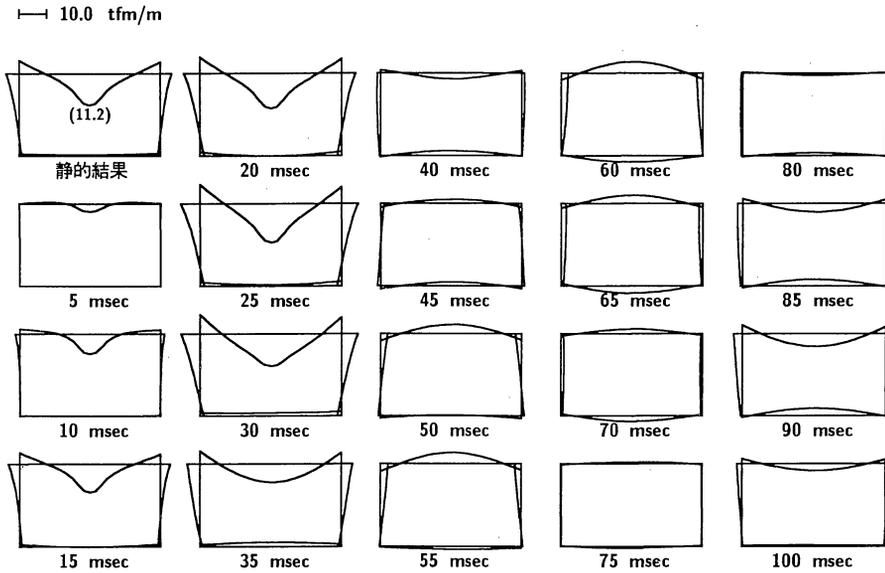
- 1) 衝撃荷重は、図-3 (a) に示すように半開角 45° の範囲に分散分布し、頂版上では敷砂厚 $h (= 90 \text{ cm})$ を半径とする円形内に等分布的に作用する。従って、荷重強度 q は $q = P_0 / (\pi h^2)$ となる。
- 2) 数値解析では、これをさらに簡略化して、分布幅を断面方向に敷砂厚の 2 倍 (1.8 m)、スパン方向に $\pi h / 2$ とする等価な矩形分布荷重に置換している。

一方、衝撃荷重の時間方向分布に関しては、一般に落石の重量、形状によって異なるものと考えられる。著者等の実験結果⁴⁾によれば、厚さ 90 cm の敷砂上に直径 1 m で底部 17.5 cm の部分が球状の 3 tf の重錘を落下させた場合に、剛基礎上に作用する衝撃力の波形は継続時間が約 35 msec のほぼ正弦半波となっている。本解析では、これらの実験結果および文献⁵⁾を参考にして、図-3 (b) に示すような全荷重継続時間 T を 35 msec とする簡略な台形分布波形を基本波形として用いることとした。また、荷重継続時間を変化させる場合には、図-3 (b) における波形の時間成分比 $T_1 : T_2 : T_3$ を基本波形と同様に 2 : 3 : 2 になるようにしている。なお、動的解析の比較対照値として用いられている静的解析結果は、強度 q の荷重が衝撃荷重と同一の領域に静的に分布している場合に対して求められたものである。

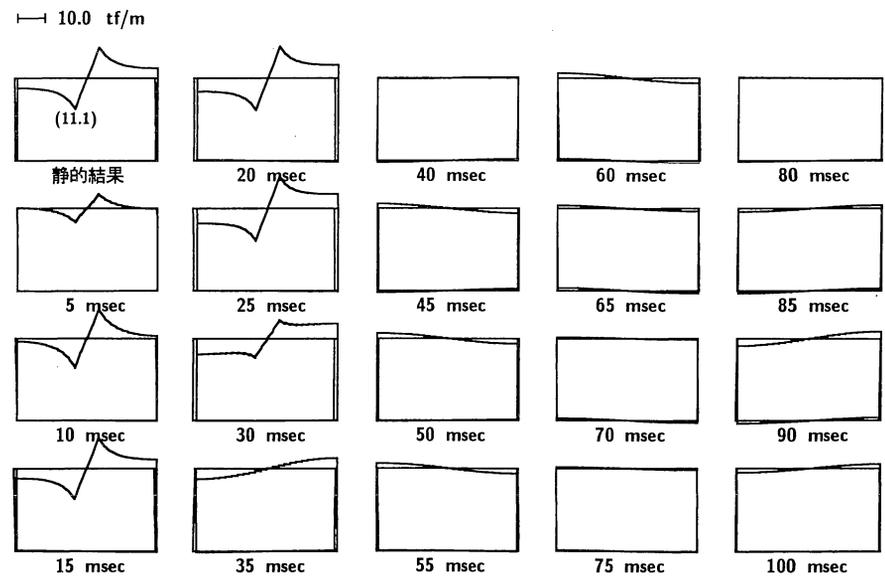
4. 数値解析結果と考察

(1) 基本荷重載荷時のスパン中央部断面の応答性状

基本衝撃荷重 ($T = 35 \text{ msec}$) がスパン中央部の頂版中央に載荷した場合における、スパン中央部断面の断面力の応答性状について検討を行った。図-4 (a), (b) には、(c) 図に示す各点の M_y, Q_y 波形を示している。 M_y は荷重除荷後、低次の減衰自由振動を示している。それに対して、 Q_y の応答波形は荷重除荷後急激に減少している。その傾向は、載荷点に近づくほど大きくなっているようである。



(a) M_y 分布の経時変化

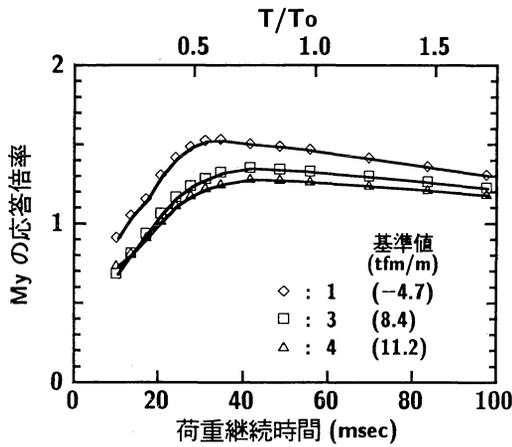


(b) Q_y 分布の経時変化

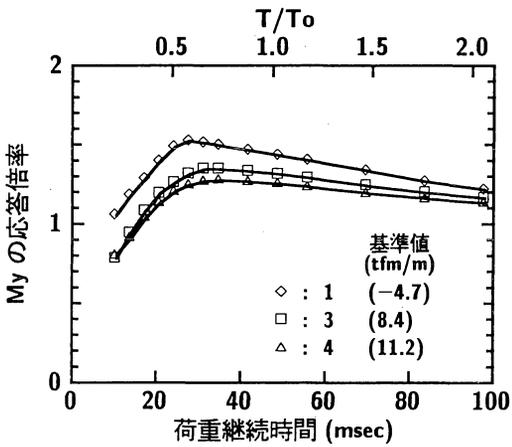
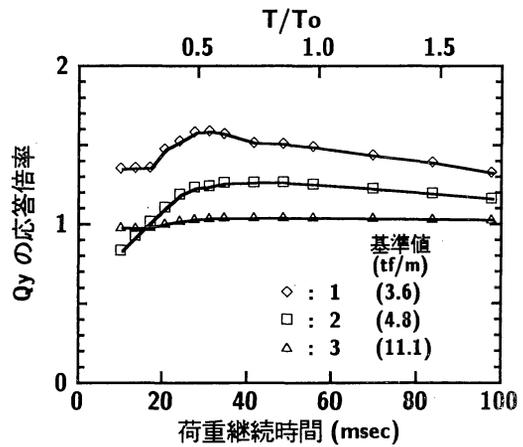
図-5 スパン中央部の頂版中央部に基本衝撃荷重が載荷した場合のスパン中央部断面における断面力の経時変化

図-5にはスパン中央部断面の M_y , Q_y 分布の時間的な変動性状を示している。各図の左上端部には、静的解析結果を示している。図中に示されている各時間は、荷重載荷開始からの経過時間を示している。図より、いずれの断面力も荷重載荷開始後、波動が載荷点より断面方向に伝播し、やがて静的載荷時と類似の分布性状に推移している様子がわかる。頂版部の各断面力の応答に注目すると、波動が断面全体に伝播後（約 15 msec 経過後）より 30 msec 経過時点程度までは、静的解析結果と同様

に載荷点部の応答値が局所的に大きくなっている。その後、 M_y は緩やかな放物線分布、また Q_y も滑らかな分布状態となっており、頂版部の変動状態が強制振動状態から低次の固有振動状態に移行している状態が確認できる。荷重除荷後の断面力分布に関しては、上述の通り、低次の固有振動状態になっているため交番断面力が発生しているが、この時の荷重載荷点部の M_y の最大応答値は、荷重載荷時における最大値の 1/3 程度になっている。一方、 Q_y の応答は頂版部に限定されており、発



(a) 敷砂材の質量を考慮した場合 ($T_0 = 56.9$ msec)



(b) 敷砂材の質量を無視した場合 ($T_0 = 47.5$ msec)

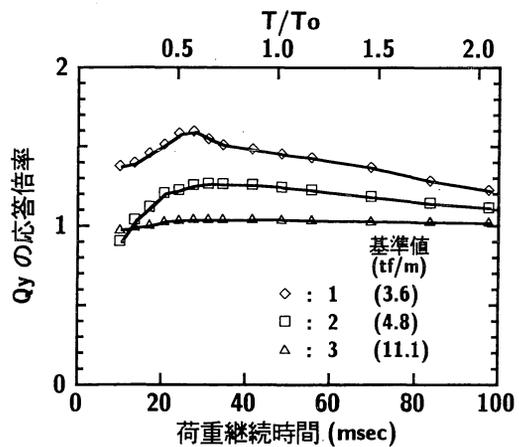


図-6 スパン中央部の頂版中央部に衝撃荷重が載荷したときのスパン中央部頂版各点における断面力の動的応答倍率

生ずる交番断面力の大きさも M_y に比べて小さいようである。

(2) 荷重継続時間と頂版断面力の動的応答倍率

図-6はスパン中央部の頂版中央部に衝撃荷重が載荷したときのスパン中央部頂版各点における M_y , Q_y の動的応答倍率を示している。図中に示す各番号は図-4(c)の各点に対応している。落石によって発生する衝撃荷重の継続時間は緩衝材の特性によって異なってくる。過去の実験結果によると主荷重の継続時間は、敷厚 90 cm の敷砂を用いた場合^{4),5)}には 35 msec 前後であり、表層材として 50 cm 厚の敷砂、芯材として 20 cm 厚の RC スラブ、裏層材として 50 cm 厚の EPS 材を用いた三層緩衝構造の場合⁶⁾には 70~80 msec であることが明らかになっている。ここでは、これらの結果を基にして荷重継続時間 T を 10.5~98 msec まで変化させて検討を行っている。また、衝撃荷重の強度分布は、緩衝材によって異なるものと考えられるが、ここでは荷重継続時間

表-1 断面力の最大応答倍率の一覧
(10.5 msec $\leq T \leq$ 98 msec)

層目点 番号	M_y		Q_y	
	(1)	(2)	(1)	(2)
1	1.52	1.52	1.58	1.59
2	-	-	1.26	1.26
3	1.35	1.34	1.04	1.04
4	1.28	1.27	-	-

(1): 敷砂材の質量を考慮した場合
(2): 敷砂材の質量を無視した場合

の応答倍率への影響に限定して考えることとし、基本荷重と同一としている。衝撃荷重の時間成分比は前記の通り図-3(b)の $T_1 : T_2 : T_3 = 2 : 3 : 2$ と等しくしている。さらに、緩衝材の慣性力が覆工の動的応答性状に与える影響を検討するため、緩衝材として敷砂材を仮定し、その質量を考慮した場合 ((a) 図) と、無視した場合 ((b) 図) についての結果を示している。各図の上横軸には、頂版断面力の動的応答倍率と覆工の固有振動周期の

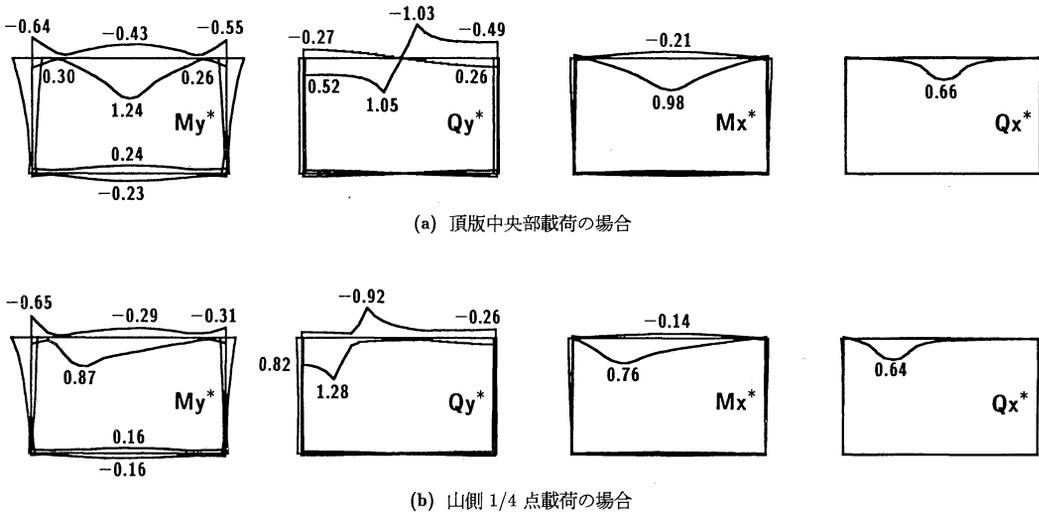


図-7 スパン中央部に基本衝撃荷重が鉛直に載荷した場合における
 スパン中央部 (Q_x に関しては軸方向荷重載荷端部) 断面での無次元最大断面力分布
 ($M_y^* = M_y/M_{ys}$, $Q_y^* = Q_y/Q_{ys}$, $M_x^* = M_x/M_{xs}$, $Q_x^* = Q_x/Q_{xs}$, $M_{ys} = 11.2 \text{ tf/m}$, $Q_{ys} = 11.1 \text{ tf/m}$)

関係を検討するために、無次元座標として荷重継続時間 T と頂版が 1 次振動モードとなるとき覆工の低次固有振動周期 T_0 の比 T/T_0 をとっている。なお、基準値は静的解析による各着目点の断面力値である。

まず (a) 図の敷砂の質量を考慮した場合について考察を行うと、 M_y , Q_y ともに基準値の最も小さな着目点 1 (頂版端部) における応答倍率が、他の着目点に比較して大きくなっている。また、小さい応答倍率を示している着目点は、 M_y に関しては 4 (荷重載荷中央部)、 Q_y に関しては 3 (荷重載荷端部) である。これらの着目点の基準値は検討している着目点の中で最も大きい値であり、本解析の範囲内では着目点の基準値が大きくなるに従い応答倍率が小さくなっているようである。各断面力の最大応答倍率発生時の T/T_0 を調べると、 M_y の場合は 0.6 前後である。 Q_y の場合は、着目点 1, 2 で 0.6 前後であるが、基準値が大きい着目点 3 は応答倍率が 1 前後のほぼ一様な分布になっている。

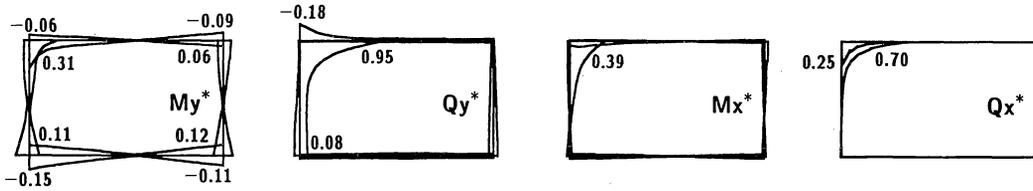
(b) 図の敷砂の質量を無視した場合には、敷砂の質量を考慮した場合よりも T_0 が 9.4 msec 程度短くなるため、各断面力の最大応答倍率を示す荷重継続時間 T が (a) 図と比較して若干短くなっている。しかしながら、無次元の荷重継続時間 T/T_0 で考えると (b) 図は (a) 図とほぼ類似の分布性状をしていることがわかる。

表-1 には図-6 で得られた各断面力の最大応答倍率を一覧にして示している。表より、考えている全ての荷重継続時間 T に対する最大応答倍率は、敷砂材質量の考慮の有無にかかわらずほぼ等しいことがわかる。各断面力の基準値 (静的解析値) が大きい点の最大応答倍率を調べると、 M_y は着目点 4 で 1.28 および 1.27、 Q_y は着目点 3 でいずれも 1.04 となっている。

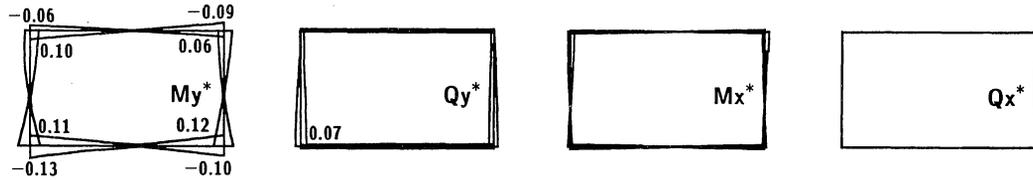
(3) 基本衝撃荷重載荷時の最大断面力分布

図-7 は、スパン中央部に基本衝撃荷重が鉛直方向に載荷する場合に対して、断面各点の断面力の正負の最大応答分布を無次元化して示している。各無次元量は、曲げモーメント M_y , M_x に関しては衝撃荷重を頂版中央部に静的に鉛直載荷した場合の M_y の最大値 ($M_{ys} = 11.2 \text{ tf/m}$)、 Q_y , Q_x に関しては同じく静的な Q_y の最大値 ($Q_{ys} = 11.1 \text{ tf/m}$) を基準値として用い、それぞれ M_y^* , M_x^* , Q_y^* , Q_x^* として示している。海側 1/4 点載荷時の解析結果が山側 1/4 点載荷時とほぼ対称分布になることより、ここでは中央点載荷時と山側 1/4 点載荷時の 2 ケースの結果のみを示している。なお、 M_y^* , Q_y^* , M_x^* に関してはスパン中央部断面、 Q_x^* に関しては軸方向の荷重載荷端部断面での断面力である。各断面力ごとに検討を行うと、 M_y^* に関しては、(a) 図の中央点載荷の場合には載荷点中央部で最大値 1.24 となっており、頂版両端部ではその 1/2 程度の負の応答値を示していることがわかる。頂版部および側壁部の静荷重載荷時と逆方向への応答 (以後、これを負載荷状態と呼ぶ) は、静荷重載荷時と同方向への応答 (以後、これを正載荷状態と呼ぶ) に対して 1/3 ~ 1/2 の値となっている。底版部では正載荷状態と負載荷状態の応答が同程度になっている。(b) 図の山側 1/4 点載荷の場合には、最大値が 0.87 となり、中央点載荷より 30% 程度減少しているが、山側頂版端部の値は中央点載荷時と同程度の値となっている。

Q_y^* に関しては、荷重載荷点端部において最大値を示している。中央点載荷時の最大値は静荷重載荷時の最大値と同程度であり、頂版端部ではその 1/2 程度に減少している。負載荷状態における応答に関しては、自由振



(a) 山側頂版端部載荷の場合



(b) 頂版中央部載荷の場合

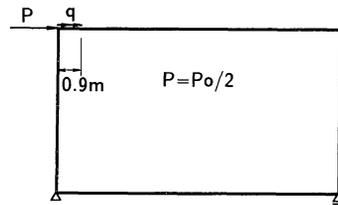
図-8 スパン中央部に基本衝撃荷重が水平に載荷した場合における
スパン中央部 (Q_x に関しては軸方向荷重載荷端部) 断面での無次元最大断面力分布
($My^* = My/Mys$, $Qy^* = Qy/Qys$, $Mx^* = Mx/Mys$, $Qx^* = Qx/Qys$, $Mys = 11.2 \text{ tfm/m}$, $Qys = 11.1 \text{ tf/m}$)

動状態における応答であるため頂版中央部の応答は小さく、頂版両端部では正載荷状態の 1/2 程度の値となっている。山側 1/4 点載荷の場合には、山側載荷端部で 1.28 と中央点載荷の場合より大きくなっている。

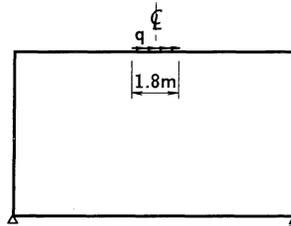
Mx^* に関しては、 My^* と異なり側壁および底板部の応答値は小さい。中央点載荷および山側 1/4 点載荷の場合の最大値はそれぞれ 0.98, 0.76 となっている。

Qx^* に関しては、 Mx^* と同様に側壁および底板部の応答は小さい。応答は荷重載荷部のみで大きな値を示し、中央点載荷および山側 1/4 点載荷の場合の最大値はそれぞれ 0.66, 0.64 となっている。

図-8 は基本衝撃荷重を水平方向に載荷した場合の結果である。その荷重分布は、図-3 (a) に示す鉛直載荷の場合と基本的に同一な分布と仮定している。特に、山側頂版端部に水平荷重を載荷させる場合には、荷重分布の中心を解析のために仮定した端節点 (頂版と側壁の各中心線の交点) に一致させ、節点より山側に分布している荷重は集中化させ線荷重としてその節点に作用させることとした。水平方向に衝撃荷重を載荷する場合の載荷状況を図示すると図-9 のようである。図-8 (a) 図は山側頂版端部に、(b) 図は頂版中央部に載荷した場合の結果である。なお、各断面力の基準値は図-7 と同一である。(a) 図の山側頂版端部載荷の場合、 My^* , Mx^* の最大値は山側側壁上部部で発生している。その値はそれぞれ 0.31, 0.39 である。その他の部分での応答は小さい。 Qy^* , Qx^* の場合も山側側壁上部部に応答が集中し、その最大値はそれぞれ上端部で 0.95, 0.70 となっている。(b) 図の中央点載荷の場合には、最大値は My^* で 0.12 程度で、いずれの断面力も小さいことがわかる。これより水平荷重載荷の場合には、頂版端部載荷時の載荷側側壁上部における Qy および Qx の応答が特に大きくなる



(a) 山側頂版端部載荷



(b) 頂版中央部載荷

図-9 水平荷重の載荷状況

ことが明らかになった。

図-10には、頂版部を 25 点に分割し、その各点に基本衝撃荷重を載荷させて求められる最大断面力の包絡線分布を無次元化して示している。(a) 図は鉛直載荷の場合であり、(b) 図は水平載荷の場合である。なお、各断面力の基準値は図-7 および 8 と同一である。実覆工を設計する場合には落石の落下経路が不確定であることにより、図-10に示されるような最大断面力の無次元包絡線分布図を用いて断面力を評価しなければならないものと考えられる。(a) 図の鉛直載荷の場合には、 My^* , Mx^* の正の応答分布は中央部、端部でそれぞれ 1.25, 0.3, 1.0, 0.25 とする放物線状に、 Qy^* に関しては端部で 1.6, 中央で 1 とする折線分布に、また Qx^* に関して

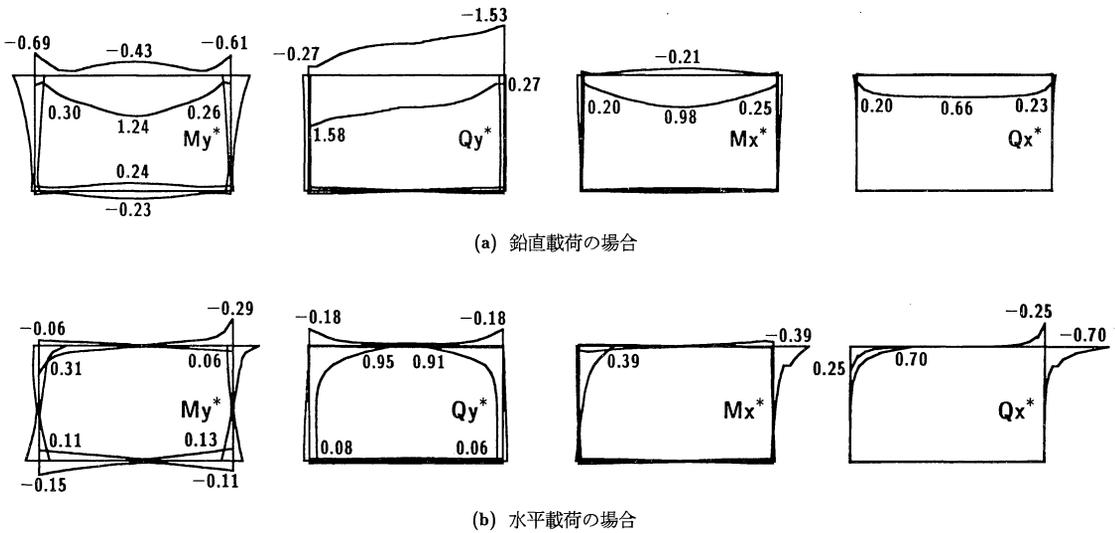


図-10 スパン中央部の頂版各点の基本衝撃荷重が載荷した場合におけるスパン中央部 (Q_x に関しては軸方向荷重載荷端部) 断面での無次元最大断面力分布

($M_y^* = M_y/M_{ys}$, $Q_y^* = Q_y/Q_{ys}$, $M_x^* = M_x/M_{ys}$, $Q_x^* = Q_x/Q_{ys}$, $M_{ys} = 11.2 \text{ tf/m}$, $Q_{ys} = 11.1 \text{ tf/m}$)

は 0.7 の一定値にほぼ近似できるようである。(b) 図の水平載荷の場合には側壁上部において大きな応答を示し、 M_y^* , M_x^* , Q_y^* , Q_x^* の最大値は、それぞれ側壁上端部でほぼ 0.3, 0.4, 1.0, 0.7 となっている。

表-2 各断面力算定に関する有効幅

	有効幅 (m)
M_{ys}	7.1
Q_{ys}	2.3

5. 簡易な断面力評価法の提案

RC 覆工を合理的に設計するためには、1) 覆工に作用する衝撃荷重の空間的、時間的分布の適切な評価、2) 断面力算定法の確立等、が重要である。前者の衝撃荷重評価に関する検討は他に譲ることとし、ここでは後者の合理的な断面力算定に関する検討を行うこととする。前述のように、落石覆工の断面設計は最大断面力の包絡線分布図を用いて行われなければならないものと考えられる。しかしながら、実設計レベルでこのような最大断面力の包絡線分布図作成のための動的立体解析を行うことは容易ではなく、簡略な断面力評価方法の確立が必要である。本研究では、最大断面力の包絡線分布図を、静荷重がスパン中央部の断面中央部に鉛直載荷した場合の最大断面力 M_{ys} , Q_{ys} を用いて無次元化して示している (図-10)。従って、設計のための断面力評価のためには、静的立体解析によって求められた M_{ys} , Q_{ys} を適切な方法で算定することが必要である。一方、コンクリート標準示方書⁷⁾では、一方向スラブの曲げモーメントの算定を梁理論を用いて行うために、有効幅の概念を導入している。本研究では、上記の M_{ys} , Q_{ys} の算定を静的二次元骨組構造解析法を用いて行うために、コンクリート標準示方書に準じた有効幅の概念を導入する方法を提案する。すなわち、荷重が RC 覆工のスパン中央部の頂版中央部に静的に鉛直載荷する場合の最大断面力 M_{ys} , Q_{ys}

は、RC 覆工を奥行き幅が有効幅と等しい平面骨組構造にモデル化した場合の静的な解析結果の最大値と等価であると仮定して、有効幅を算定するものである。これを一般化すると次式のように示される。

$$\text{有効幅 (m)} = \frac{\text{静的平面骨組解析による最大断面力 (\#)}}{\text{静的立体解析による最大断面力 (\#/m)}} \dots\dots\dots(4)$$

ただし、# は断面力の単位で tf あるいは tfm である。なお、静的平面骨組解析時の荷重は、静的立体解析時と同一の断面方向分布領域に均等に全荷重が載荷するものとする。表-2には、このようにして定義した場合における本解析モデルに対する有効幅を示している。本解析モデルの M_{ys} に対する有効幅は、 Q_{ys} に対するその 3 倍以上になっている。本解析モデルの場合における覆工の断面設計は、表-2の有効幅を有する平面骨組の静解析を行って M_{ys} , Q_{ys} を算定し、図-10の各断面力の最大値の実包絡線分布を求めることによって可能になるものと考えられる。

以上より、RC 覆工の立体的な動特性を考慮した断面設計は、覆工の規模および落石によって発生する衝撃荷重の継続時間や分散幅に対応した最大断面力に関する無次元包絡線分布および M_{ys} , Q_{ys} に関する有効幅を前もって決定しておくことにより、静的な二次元骨組解析法

を用いるのみで可能になるものと考えられる。

6. ま と め

落石による衝撃荷重載荷時の RC 覆工の動的挙動特性と合理的な断面力評価に関する検討を行うことを目的として、簡易な立体解析手法である有限帯板法を用いた RC 覆工の弾性衝撃応答解析を行った。数値解析は、北海道開発局が衝撃荷重載荷時の RC 覆工の実挙動把握のために重錘落下による実証実験を行った美幌覆道の断面を用いた。本解析は、数多く施工されている RC 覆工の中の限られた一断面を用い、かつ載荷点をスパン中央点に限定した場合を対象としたものである。荷重は、空間的には落石対策便覧に従い、時間的には基本衝撃荷重として荷重継続時間を 35 msec とする台形分布を仮定した。また、荷重継続時間を変化させる場合には基本衝撃荷重と相似な時間分布とした。本解析によって得られた、特にスパン中央点 (Q_x に関しては軸方向荷重載荷端部) 断面の断面力の応答性状に関する結果を要約すると、以下のようなものである。

緩衝材として敷砂を想定し、頂版中央部に鉛直衝撃荷重を載荷する場合：

- 1) 衝撃荷重載荷時の M_y , Q_y の断面方向の応答分布は、静載荷時と同様な分布性状を示す。
- 2) 衝撃荷重継続時間と頂版断面力の応答倍率の関係において、最大応答倍率は、荷重継続時間 T と頂版が一次振動モードになるときの覆工の低次固有振動周期 T_0 の比 T/T_0 がほぼ 0.6 の場合に発生する。
- 3) 緩衝材 (敷砂を対象) 質量の考慮の有無にかかわらず最大応答倍率はほぼ等しく、その場合の T/T_0 もほぼ一定である。また、緩衝材の質量を考慮した場合における最大応答値を示す点の M_y , Q_y の応答倍率は、それぞれ 1.28, 1.04 である。
- 4) 鉛直方向に基本衝撃荷重を載荷した場合の正負の最大応答分布解析より、 M_y , Q_y の負荷荷状態の応答値は正載荷状態の応答値の $1/3 \sim 1/2$ であり、 M_x の場合は約 $1/5$ 、 Q_x の場合はほぼ零である。

基本荷重を頂版各点に載荷した場合：

- 5) 最大断面力の無次元包絡線分布図より、鉛直荷重載荷の場合には、 M_y , M_x の正の応答分布は中央点で極大となる放物線に、 Q_y は端部と中央部を結ぶ折線に、 Q_x は一定値にほぼ近似できる。

RC 覆工の簡易な断面力評価に関して：

- 6) 最大断面力の無次元包絡線分布の基準値となっている M_{ys} および Q_{ys} を簡易に算出するために、コンクリート標準示方書に準じた有効幅の考え方を導入することを提案している。本手法を用いることにより、有効幅を有する平面骨組の静解析と最大断面力の無次元包絡線分布を用いることにより RC 覆工の合理的な断面設計が可能になるものと考えられる。

謝 辞

本研究を進めるにあたり、室蘭工業大学教授松岡健一氏には多大な協力をいただいた。ここに記して感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：落石対策便覧，日本道路協会，1983.7.
- 2) 中野 修・岸 徳光・松岡健一・菅田紀之：剛性マトリックス法を用いた落石覆工の衝撃応答解析，構造工学論文集，Vol.38A, pp.1597~1606, 1992.3.
- 3) 岸 徳光・中野 修・松岡健一・菅田紀之：RC 覆工の衝撃応答解析法の適用性に関する実証的検討，土木学会論文集，No.483/I-26, pp.97~106, 1994.1.
- 4) 岸 徳光・中野 修・松岡健一・西 弘明：野外実験による敷砂の緩衝性能，構造工学論文集，Vol.39A, pp.1587~1597, 1993.3.
- 5) 吉田 博・榎谷 浩・岡 衛：落石覆工屋根上への落石による衝撃荷重特性について，土木学会論文集，No.362/I-4, pp.461~470, 1985.10.
- 6) 岸 徳光・中野 修・西 弘明・田村富雄：AFRP ロッドで補強した RC スラブを用いた緩衝構造に関する実証実験，コンクリート工学年次論文報告集，第15巻，第2号，pp. 935~940, 1993.6.
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書 [平成 3 年版] 設計編，pp.148~149, 1991.9.

(1993. 7. 21 受付)

SPATIAL ANALYSIS OF RC ROCK-SHED UNDER IMPACT LOAD AND DETERMINATION OF ITS CROSS-SECTIONAL FORCES

Noriyuki SUGATA, Norimitsu KISHI and Osamu NAKANO

In this paper, by means of the dynamic Finite Strip Method as the one of spatial analytical methods, the impact behaviors of RC rock-shed and an algorithm on simple determination of its cross-sectional forces for design are discussed. In order to evaluate the maximum sectional forces obtained from a dynamic spatial analysis by using a static frame analysis, usage of the concept of effective width is proposed.

Adopting the proposed method, it may be possible to design RC rock-shed taking into account the effects of its dynamic characteristics and plate action.