

I-24 ルランベツ覆道の衝撃挙動解析

室蘭工業大学 正 員 松岡健一
北海道開発局 正 員 熊谷守晃
北海道開発局 正 員 中野 修
室蘭工業大学 学生員 竹村瑞元

1. はじめに

一般国道 336号線は急峻な地形の海岸線に沿って設けられた国道で、落石等の崩落の恐れのある箇所が多く多数の落石覆道が設置されている。ルランベツ覆道もその一つで様似町字幌満に設けられている。平成 4年 12月 4日未明この覆道に大規模な岩塊の崩落があり、覆道の頂版に多数のクラックが入るとともに、海側の柱にも大きなクラックが入る被害があった。幸い歩行者や通行車両に対する直接的な被害はなく、その後の復旧作業も終わり平成 5年 6月に全面開通した。関係部局では、復旧作業とともに被害状況の調査を行なった。今回の災害では設計荷重をはるかに超える規模の崩落があったにもかかわらず崩落の規模に対しては比較的軽微な被害しか発生していない。このため今後の災害対策のためにも今回この覆道に実際に作用したと考えられる衝撃荷重の推定や覆道の耐荷力の解明などが急がれていた。本論文では、落石衝撃問題に対するこれまでの研究成果を基に、この覆道を対象として崩落土砂による衝撃荷重の推定を行うとともに、弾性衝撃応答解析を行い、被災時の状況を解析的に検討した。

2. ルランベツ覆道の概要

2.1. 設計荷重及び断面形状

ルランベツ覆道被災地点の地形は、図-1に示すように平均斜面高 90 m で凸凹の大きい平均傾斜約 60度の急斜面であり、ルランベツ覆道はこの斜面と海岸とに挟まれて位置している¹⁾。斜面は全体的に凸型に近く、オーバーハングした箇所もあり、年に数回小さな落石があった。このため災害対策として昭和 54 年本覆道が建設された。設計条件を表-1に示している。設計に用いられた衝撃荷重は過去の実績を考慮して重量 1tf の落石が高さ 20m から落下するとして振動便覧式を用いて算定し、145tf としている。また分布幅は覆土の状況により異なるが最小部分で 2m×2m としている。断面力はほとんどの断面で地震力が支配的であり、地震時の荷重により断面設計を行っている。その断面形状は RC箱型ラーメン構造で頂版厚は 1.2 m、海岸側の壁は開口部があり、開口部の柱は中心間隔 4.0mで断面は 1.3m×1.3m の正方形断面である。

基礎は直接基礎で厚さ 1.5m、山側の壁厚は 1.5m である。

頂版は、主鉄筋として D25鉄筋を 25cm ピッチに、配力筋として上段に D16鉄筋を 25cm ピッチ、下段に D19鉄筋を 12.5cm ピッチに配筋している。海岸部の柱は、主鉄筋として D32鉄筋を上部は 3 本、下部は 2 本束ねたものを 15.71cmピッチに、帯鉄筋として D13 鉄筋を 25cmピッチに配筋している。本覆道は 1ブロックが延長 12m、全部で 19 ブロックからなり、今回浦河町側から数えて 8 番目のブロックが大規模な岩塊の崩落により被害を受けた。

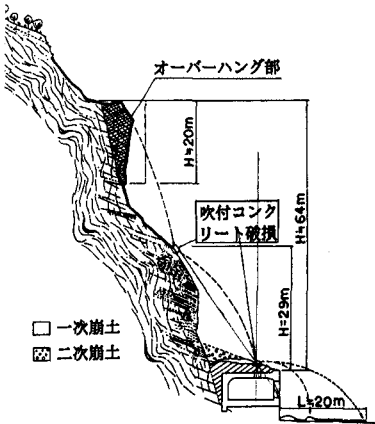


図-1 被災地点の地形

表-1 設計条件

コンクリート	$\sigma_{ck}=210\text{kgf/cm}^2$	許容応力 $\sigma_{ca}=210\text{kgf/cm}^2$
使用鉄筋	SD35	許容応力 $\sigma_{sa}=2100\text{kgf/cm}^2$
設計震度	0.2	雪荷重 180kgf/m^2
落石	重量 1tf 落下高さ 20m	衝撃力 145tf
土圧	クーロン土圧論 $\phi=35^\circ, \delta=20^\circ$ (常時), 0° (地震)	

Impact Analysis of Ruranbetsu Rock Shed
by Kenichi MATSUOKA, Moriaki KUMAGAI, Osamu NAKANO and Mitsutoshi TAKEMURA

2.2. 被災状況

本覆道の被災状況は文献 1) に詳しく述べられている。今回崩落したのは、標高 55m から 75m にある最大のオーバーハング部で、幅が約 12m、長さが約 20m、最大厚さが約 7m あり、全体ボリュームは約 400m^3 と推定される。図-1 に示されるように、これらの岩塊は覆道頂版上面から約 29m の高さ付近の斜面中腹で一度バウンドして吹き付コンクリートの一部を壊し、ロックネットを引っかけた後、大きく二方向に別れて覆道上部に落下し、さらにその一部が海浜・海中にまで飛び散っていた。

崩落した岩塊の平面飛散状況を図-2 に、2つのブロック上の落下状況を断面的に図-3 に示す。覆道の損傷状況から最も影響が大きかったのは、No.7 No.8、No.11 の三岩塊と考えられる。特に、換算重量が約 17 tf もある No.11(大きさ $2.85\text{m} \times 2.3\text{m} \times 1.0\text{m}$) は、覆土の中に 1m 以上もめり込んでおり、崩落の衝撃の凄まじさを物語っている。また、No.1 から No.5 は今回被災したブロックの隣のブロックに落下していた。中でも No.3 は、 $1.89\text{m} \times 1.75\text{m} \times 1.40\text{m}$ とかなり大きく、

当然設計荷重を上回っていたわけであるが、当該ブロックは被災していない。図-3 の No.3 岩塊の落下状況から考えて、この岩塊は直接この位置に落下したものではないことも予想され、直接的な衝撃を受けていなかったのではないと思われる。

図-4 にクラックの発生した柱の状況を示す。最も被害が大きかったのは柱3で、天井から斜めに底部まで達する最大幅 37mm のクラックをはじめ数本のクラックが生じ、それらのクラックに挟まれた部分がA面で最大 15mm、B面で最大 32mm 浮き上がっていた。解体調査の過程で、破断した帯鉄筋が発見されたが、破断面の様子から瞬間的に切断されたものと思われる。以上のような破壊状態から、覆道の海岸側柱は、瞬間的に荷重が作用したことにより、脆性破壊を生じたものと考えられる。

図-5 は、覆道頂版のクラックを調査した結果を図化したものである。覆道の天井は全体的に下がっており、軸方向に幅 2~5.5mm 程度の大きな縦断クラックが多数入っていた。さらに、岩塊 No.11 の落下箇所の直下付近から放射状にクラックが広がっており、柱 1、2 の根元にまで達しているものもあった。また、ほとんどのクラックで水が滲みでて

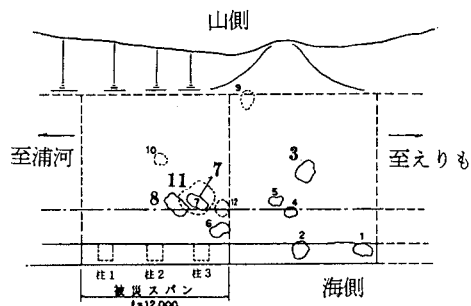


図-2 岩塊の平面飛散状況

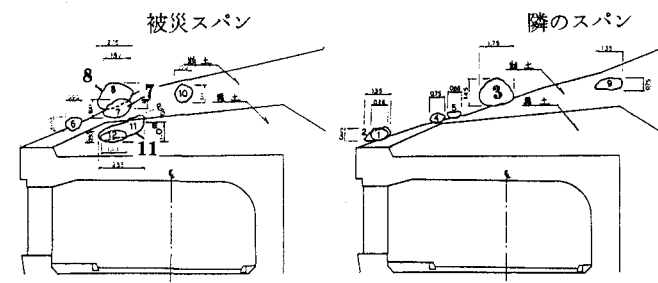


図-3 岩塊の断面埋没状況

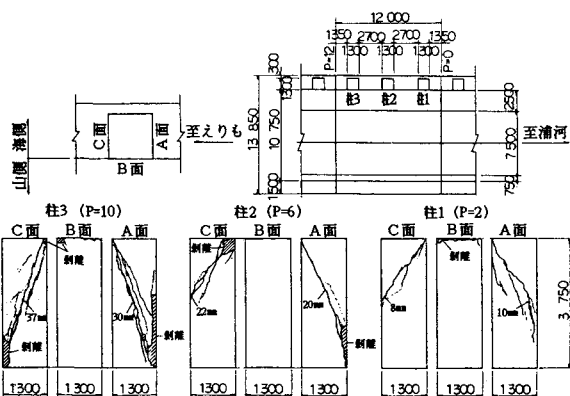


図-4 柱部材の被害状況

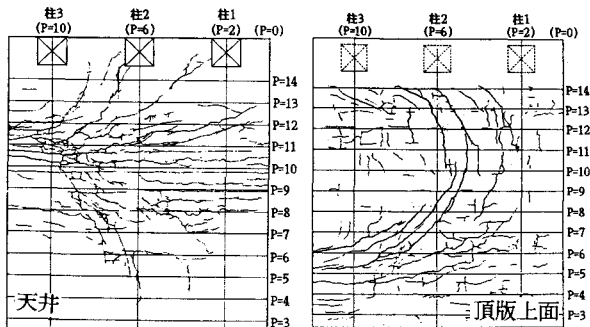


図-5 頂版のクラック図

- 110 -

3.2. 解析結果の検討

3.2.1. 断面力の経時変化

載荷点中心を通る軸方向断面について断面方向曲げモーメント M_y 及び、軸方向曲げモーメント M_x の軸方向分布の経時変化を図-9、10 に示す。 M_y の載荷点の最大曲げモーメントは約 16msec 付近で生じ、その最大値は約 270tfm/m である。分布はかなり局部的で中心より載荷点側で大きな曲げモーメントとなっている。 M_x も最大値は約 16msec 後に生じ、その大きさは約 230tfm/m であり、分布は M_y より局部的である。海岸側柱頭部での M_y と断面方向せん断力 Q_y 、及び断面方向軸力 S の軸方向分布の経時変化を図-11~13 に示す。 M_y は負の曲げモーメントとなり最小値は約 20msec 後に生じて、その大きさは約 -81tfm/m である。

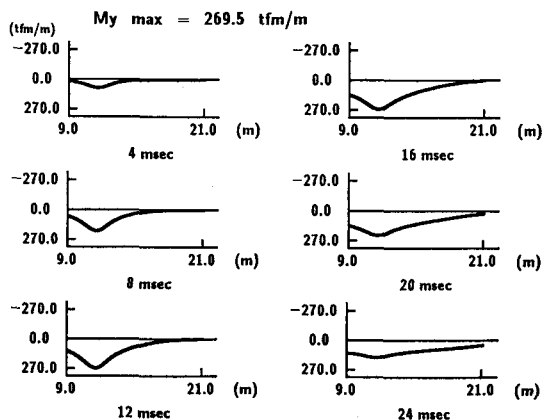


図-9 M_y の載荷点中心を通る覆道軸方向分布

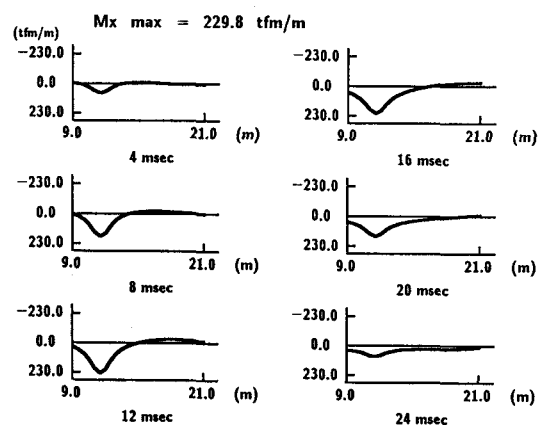


図-10 M_x の載荷点中心を通る覆道軸方向分布

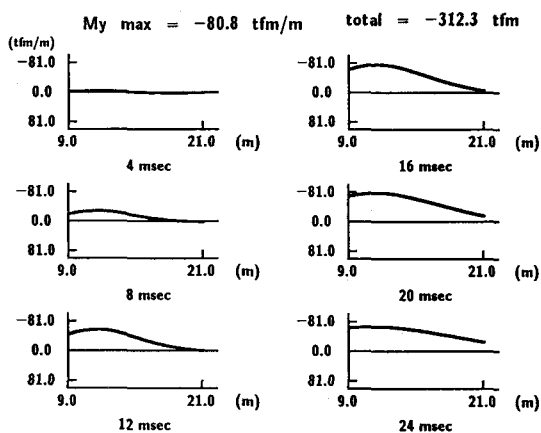


図-11 柱頭部 M_y の覆道軸方向分布

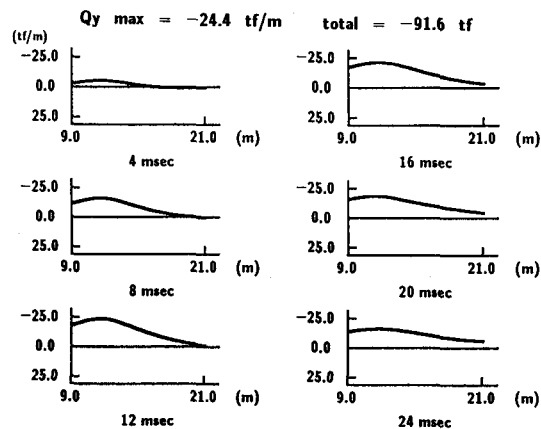


図-12 柱頭部 Q_y の覆道軸方向分布

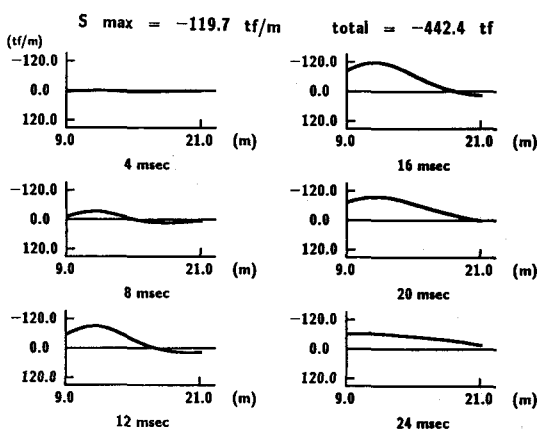


図-13 柱頭部 S の覆道軸方向分布

軸方向には広い範囲に分布し、特に載荷点付近ではほぼ一定に近い分布となっている。また、 Q_y の分布も比較的 M_y に似ており、絶対値の最大値は約 16msec に生じ、その値は約 24tf/m である。断面方向の軸力の最大値も約

16msec 付近に生じており、その値は約 120tf/m である。この分布は載荷点側で大きく、ほぼ均等に分布し、反対側では急激に減少していることが分かる。

3.2.2. 最大断面力分布

断面方向の断面力 M_y 、 Q_y 、 S の最大値の断面方向分布を、載荷点中央と柱中心部で示したものが図-14 である。これは衝撃応答解析で得られた断面力の経時変化から各断面位置における断面力の最大値をとり、これを断面方向に結んで示したものである。

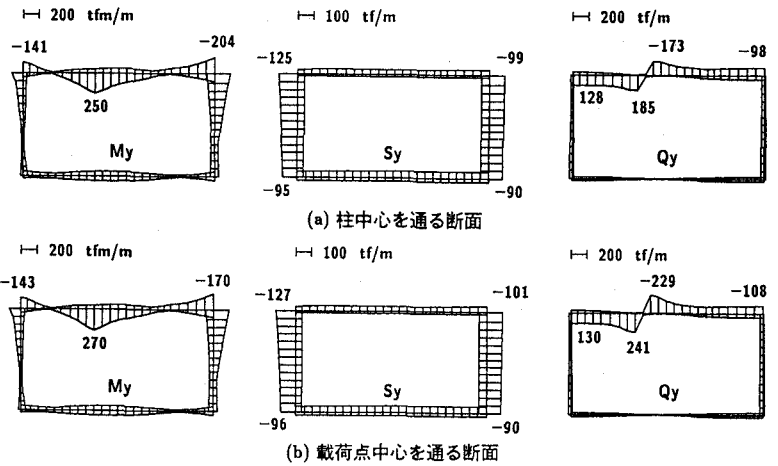


図-14 柱中心および載荷点中心断面の最大断面力 (M_y , Q_y , S) の分布図

載荷点中央断面では載荷点付近で M_y 、 Q_y とも大きな値を示している。側壁部では M_y は山側で大きく Q_y は海側で大きい。しかし、その絶対値は最大値の 50~60% 程度である。一方、柱中心位置を通る断面でも載荷点位置で大きな値となっており側壁部では小さいが、このとき、山側の最大値は載荷点位置の約 80% の値となっている。また、底版にもかなりの正負の曲げモーメントを生じていることが分かる。軸力は両断面とも圧縮力が卓越し当然のことながら側壁部で大きな値となり、特に海側で大きくなっている。

表-2 落石荷重を考慮した場合の設計断面力および応力度

応力等 位置	断 面 力			応力度(kgf/cm ²)			
	曲げモーメント	軸 力	せん断力	σ_c	σ_s	σ'_s	τ_c
頂版中央	102.0tfm/m	11.2tf/m	22.0tf/m	59.0	2107	613	2.2
柱頭部	258.2tfm	225.6tf	44.6tf	77.2	1180	964	3.5
柱底部	84.2tfm	242.1tf	44.6tf	25.5	33	348	2.9

4. 設計断面力との比較

ランベツ覆道の設計計算書⁵⁾によれば柱部

分及び頂版中央断面における落石荷重による設計断面力及びコンクリート、鉄筋の応力度は表-2 のようである。表の設計断面力は自重、土圧、落石、を考慮した最大値である。また表-3 に今回の落石に対する解析値を示した。尚、計算に用いた鉄筋とコンクリートの弾性係数比 n は設計計算書では $n=15$ 、衝撃解析では不静定計算であることを考慮し、 $n=10$ とした。海側開口部は先に述べたように換算剛性、換算質量を求め、連続壁として解析している。従って、柱に作用する断面力は軸方向分布から柱間隔で積分する事により近似的に求めている。

表-2 から頂版部分の

表-3 衝撃応答解析から得られた最大断面力および応力度

設計断面力は曲げモーメントが支配的であり引張鉄筋の応力度がかなり大きい。しかし許容応力度は 50% の割り増しがあり十分余裕のある設計となっている。

応力等 位置	断 面 力			応力度(kgf/cm ²)			
	曲げモーメント	軸 力	せん断力	σ_c	σ_s	σ'_s	τ_c
頂版中央	269.5tfm/m	32.3tf/m	16.3tf/m	186.6	5480	1198	1.6
柱頭部	312.3tfm	442.4tf	91.6tf	87.8	626	752	8.5
柱底部	73.2tfm	380.9tf	121.8tf	33.1	--	306	8.7
柱頭部修正	408.8tfm	462.7tf	124.7tf	112.6	975	951	11.4

これに対して今回の落石荷重による解析では、やはり曲げモーメントが支配的であるもののその最大値は設計曲げモーメントの約 2.5 倍となっている。このため応力度はコンクリートで 186.6kgf/cm²、鉄筋で 5,450kgf/cm² と材料の破壊強度に近い値となっている。これは先に述べた被災の状況とも符号し、落石による衝撃力が推定値かそれより大きいことを伺わせる。

柱部分は曲げモーメントとともに大きな軸力を生じ軸力と曲げを受ける部材となっている。設計計算では柱頭部で

コンクリート、鉄筋とも大きな応力度となっているが許容値よりも十分小さい。柱底部ではいずれの応力度も余裕がある。また、いずれの断面も最大せん断応力度はかなり小さい。これに対して落石荷重による解析では、軸力が支配的であり設計軸力に比べてかなり大きい。また、曲げモーメント、せん断力も設計断面力に比べ大きく、特に底部のせん断力はかなり大きい。各材料の応力度を設計応力度と比較すると、柱頭部でコンクリート応力度が大きいものの鉄筋の応力度はいずれの断面でも小さい。しかし、コンクリートのせん断応力度は設計応力度よりかなり大きく、2倍以上の値となっている。この応力度は斜め引張鉄筋を考慮しない場合のコンクリートの許容せん断応力度をはるかに超えているが、せん断強度よりは小さいと思われる。しかし、実際は柱部分の被害が大きくほぼ 45° の角度をもったせん断ひび割れと思われるひび割れが発達している。このことはここで推定した以上のせん断力が作用したことが予想される。図-1に示すような落石の軌跡を考えると、落石は覆土に角度をもって衝突したことが予想され、水平方向の成分をもつことが予想される。この水平方向成分を推定することは困難であるが、状況から考えて鉛直方向成分の $2/3 \sim 1/10$ と想定される。ここではこれを $1/5$ と仮定して鉛直方向成分の $1/5$ の水平力を考慮した場合の追加断面力を検討してみる。水平力に対しては計算を簡単にするため、覆道を門型ラーメンとし、頂版部に 330t の水平力を作用させた静的解析を行った。この結果、柱頭部に作用する曲げモーメント、軸力、せん断力は、それぞれ約 96.5tfm、20.3tf、33.1tf となる。これを先に得られた鉛直荷重による最大値に加えて、改めて応力計算を行えば、表-3の修正値ようになる。この場合でも各応力度とも破壊強度よりはかなり小さい。

以上の検討から柱部分の破壊のためには今回推定した衝撃力の約2倍程度の衝撃力が作用しなければならないようである。今回の衝撃力の推定では、落石の重量に見合う衝撃力を過去の実験データから重錘重量の $2/3$ 乗に比例するとしたが、もし重錘重量に比例するとすれば、今回の全衝撃力の2倍近い衝撃力となり、柱の破壊も十分説明できようである。

5. まとめ

平成4年12月に発生したランベツ覆道の落石被害の究明のため、過去の研究成果に基づいた衝撃応答解析を行い検討を加えた。ここでは、本体構造に一番大きな影響を与えたとと思われる落石を対象に衝撃力の推定を行い、これを本体構造に作用させ弾性衝撃問題として解析を行った。破壊状態までを弾性問題として扱うことに多少問題はあるが、衝撃破壊が脆性的であることを考慮すれば、最大応答までの挙動はほぼ線形的であると思われることから、破壊直前の状況を議論することは可能と考えた。この結果得られた所見を列挙すれば、

- 1) 落石重量の $2/3 \sim 1$ 乗に比例すると落石衝撃力を推定することはほぼ妥当と思われる。
- 2) 頂版の断面力は、曲げモーメントが卓越し、衝撃載荷点の曲げにより破壊することが解析的に確認された。
- 3) 開口側壁部では、軸力が卓越するとともにかなり大きなせん断力も発生するため、柱部材のせん断破壊に対する考慮が必要であることが解析的にも明かとなった。
- 4) 大規模な落石では落石による衝撃力の水平方向成分の影響も考慮する必要があると思われる。

今回の解析は、仮想スパンを考慮した有限帯板要素法により行った。全体的な傾向としてはほぼ実用的な成果を得られたと思われるが、開口部や水平力に対する影響など、より厳密な検討のためには、覆道を正確にモデル化することの可能な3次元解析によらなければならない。今後この点についても検討を加える予定である。

参考文献

- 1) 熊谷守晃；ランベツ覆道における落石災害に関する報告、第2回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集、pp.286～290、1993.6。
- 2) 菅田紀之、岸徳光、中野修、松岡健一；衝撃荷重載荷に対する落石覆工の立体解析、土木学会北海道支部論文報告集第48号、pp.167～172、1992.2。
- 3) 中野修、西弘明、菅田紀之、三上隆；覆工の応答性状に及ぼす開口部およびスパン長の影響、土木学会北海道支部論文報告集第49号、pp.163～165、1993.2。
- 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) 室蘭開発建設部；一般国道 236 号様似町地内覆道設計、1975。