



室蘭工業大学

学術資源アーカイブ

Muroran Institute of Technology Academic Resources Archive



覆工の応答性状に及ぼす開口部およびスパン長の影響

メタデータ	言語: jpn 出版者: 土木学会北海道支部 公開日: 2013-08-22 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 中野, 修, 西, 弘明, 菅田, 紀之, 三上, 隆 メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/10258/2172

覆工の応答性状に及ぼす開口部およびスパン長の影響

著者	中野 修, 西 弘明, 菅田 紀之, 三上 隆
雑誌名	論文報告集
巻	49
ページ	163-168
発行年	1993-02
URL	http://hdl.handle.net/10258/2172

覆工の応答性状に及ぼす開口部およびスパン長の影響

開発土木研究所 正員 中野 修
 開発土木研究所 正員 西 弘明
 室蘭工業大学 正員 菅田 紀之
 北海道大学 正員 三上 隆

1. はじめに

我が国の海岸地域あるいは山岳地帯における交通路線には、崩土・落石などによる交通障害の防止と安全性確保のため、多くの覆工構造物が建設されている。これらの構造物には静的荷重の他、落石などによる衝撃荷重が作用する。特に衝撃荷重載荷の場合には、衝撃力の評価や構造物の動的挙動については未だ不明な点が多く、現在覆工構造物の合理的な設計を行うための実験的・理論的研究が進められている。著者らも衝撃荷重を受ける構造物の動的挙動に関する実証実験や数値解析を種々試み、有限帯板理論を用いた動的立体解析¹⁾²⁾による解析結果が実覆道の挙動を比較的良好に近似し得ることを確認している。この解析手法は道路方向に両端単純支持を仮定し、全て板要素を用いて行うものである。しかしながら、実覆工は谷側あるいは海側の壁部が柱構造で、かつ道路方向にブロック毎に施工されているため、必ずしも解析における仮定と実覆工の境界条件が一致していない。より効率的な解析を行うためには、適切な換算剛性と仮想スパンの決定が肝要である。

本論文では、このような点に着目し、覆工構造物を有限帯板要素法のような簡易立体解析手法を用いて効率的に解析することを目的として、実証実験結果を基にして覆工の応答性状に及ぼす開口部およびスパン長の影響について解析的な検討を行った。ここでは、開口部を壁部と同一板厚の要素にして弾性係数や単位体積重量を基準値 ($E=3 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2, w=2.5 \text{ tf/m}^3$) に対する比で変化させ検討を行っている。

2. 美幌覆道実証実験

美幌覆道は一般国道336号広尾町に建設中の箱型構造のRC覆道である。平成3年度より、各種緩衝構造の緩衝性能についての実証実験³⁾が本覆道において実施されている。実験では、重量3tfの重錘を覆工頂版上に設置した緩衝材中央部に自由落下させ、頂版上での伝達衝撃力や覆道本体の応答性状（主鉄筋歪、頂版変位）について計測を行っている。解析は平成4年度に行った実証実験の結果より、緩衝材として敷砂材90cmを採用し重錘落下高さを10mとした場合と、三層緩衝構造（表層：敷砂材50cm、芯材：RC版20cm、裏層：EPS材50cm）を採用し落下高さを20mとした場合の2ケースを対象に行っている。本覆道の形状寸法を図-1に示す。

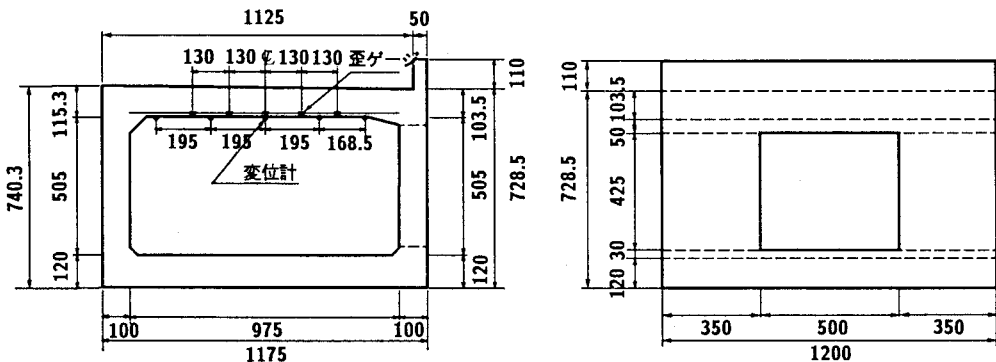


図-1 美幌覆道の形状寸法

The Equivalent Rigidity of Sea-Side Wall and Effective Span Length of a RC Rock-Shed Structure
 by Osamu NAKANO, Hiroaki NISHI, Noriyuki SUGATA and Takashi MIKAMI

3. 解析モデル

覆工横断面の解析モデルは、図-2に示すように節点数・要素数ともに54であるが、開口部の剛性を無視した場合は節点数50、要素数49としている。道路軸方向については、実際の覆道では各ブロック（スパン12m）の両端が他のブロックと縁切りの状態となっているが、本解析では両端を単純支持と仮定している。ここではスパン長を10~50mの間で変化させ、有効スパン長を求める形で検討を行っている。海側側壁の開口部（採光窓）の影響については、壁部と同一の厚さを有する板要素とし、弾性係数および単位体積重量を低減することによって考慮している。本解析では、弾性係数と単位体積重量の換算率を等しく3/12、7/12と変化させた場合と開口部がない場合(12/12)や開口部の剛性を無視した場合(0/12)と比較検討を行っている。なお、実覆工の剛性および重量を等しくする場合の換算率は両者ともに7/12である。

本解析における軸方向Fourier級数の項数は51項とし、全ての自由度を用いたモード法によって解析を行っている。減衰定数については、「道路橋示方書 耐震設計編」を参考に全てのモードに対して5%とした。

表-1に頂版、山側および海側側壁、底版の奥行き1m当たりの断面定数および材料定数を示す。

4. 載荷荷重

入力荷重としては、緩衝構造を通過して覆工頂版に作用する伝達衝撃力（伝達衝撃応力の合力として算定）を採用している。

入力荷重は、最大伝達衝撃力発生時の伝達衝撃応力の分布より図-3のように折線近似し、道路軸方向および道路軸直角方向に対して軸対称の荷重として作用させている。また、荷重の時間方向分布については全ての位置で同一と仮定し、伝達衝撃力波形より図-4のように折線近似している。

5. 数値解析結果と考察

5.1. スパン長の影響についての検討

開口部の換算剛性を7/12に固定し、スパン長を10m~50mの間で変化させ、以下の項目について検討を行った。

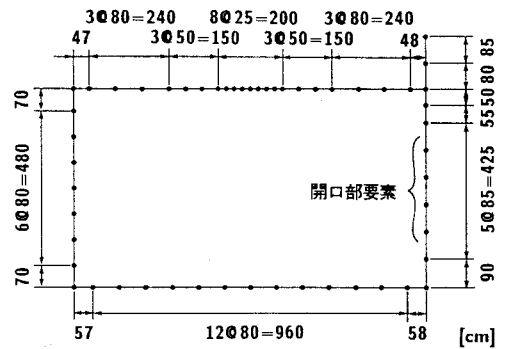


図-2 解析モデル

表-1 断面諸量および材料定数

部材	断面積 (cm ² /m)	断面二次モーメント (cm ⁴ /m)
頂版	11,000	11,091,667
山側側壁	10,000	8,333,333
海側側壁	5,833	4,861,111
底版	12,000	14,400,000
弾性係数	3.0×10 ⁵ kgf/cm ²	
単位重量	2.5tf/m ³	

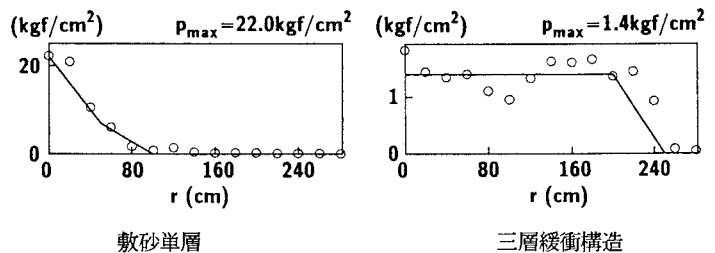


図-3 荷重分布

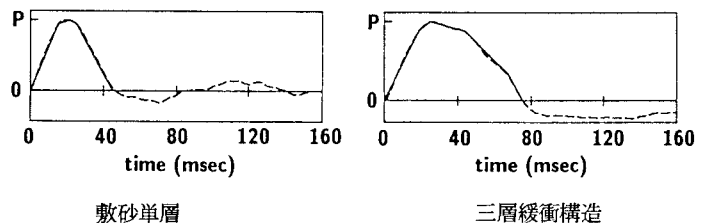


図-4 荷重の時間方向分布

5.1.1. 固有周期

表-2は1~3次の振動モードにおける固有周期を示している。1次モードの固有周期についてみるとスパン長10mの場合が28.3msecで、30mまでは10m毎に十数msecずつ長くなり、その後は30~40msecの割合で長くなっているようである。実証実験の結果より実覆道の最低次の固有周期は60~70msecと算定されており、有効な仮想スパン長は30~40m程度であるものと考えられる。

5.1.2. 頂版中央部鉛直変位

各緩衝構造を用いた場合の頂版中央部の最大鉛直変位を表-3に実験値と一緒に示している。実験時の変位応答は敷砂単層および三層緩衝構造を用いた場合でほぼ等しく0.94mm、0.95mmであった。これに対し解析結果は、スパン長が30m以上で敷砂単層の場合が0.74mmに、三層緩衝構造の場合が0.99mmにほぼ収束している。三層緩衝構造では収束値と実験より得られた結果がほぼ等しくなるが、敷砂単層では衝撃荷重の載荷時間の影響があるためか、妥当と思われる有効スパン長は得られなかった。

5.1.3. 頂版下端筋歪

表-4に頂版下端筋の最大歪について表-3と同様に整理している。実験結果は敷砂単層および三層緩衝構造を用いた場合がそれぞれ44.3 μ 、51.1 μ である。解析結果は頂版鉛直変位と同様にスパン長30m以上でほぼ収束している。三層緩衝構造の場合には収束値が実験結果とほぼ等しくなるが、敷砂単層の場合には三層緩衝構造に比較しても大きな応答値を示しており、実験結果とは異なっている。

図-5に、スパン10mおよび30mの場合の下端筋歪応答波形を示す。図より、解析結果は有効スパン長を30mとする場合が主応答部分において実験値をよく近似していると思われる。特に三層緩衝構造の場合には荷重除荷後も実験結果と解析結果が比較的良好に一致しているようである。一方、敷砂単層の場合には実験結果の減衰が大きく、スパン長を30mとしたときの端部において両者の減衰の状態に差が生じている。また、三層緩衝構造の場合には有効スパン長を短くすると高次のモードが卓越してくるため、それらが低次のモードに重ね合わさった状態となる。最大応答値発生時にこの状態が顕著に

表-2 固有周期(msec)

スパン長 (m)	次数	振動モード		
		1次	2次	3次
10.0	1	28.3	25.1	15.7
	3	6.2	5.8	5.4
20.0	1	43.0	35.7	31.1
	3	17.9	16.1	11.8
30.0	1	56.2	47.5	38.3
	3	28.3	25.1	15.7
40.0	1	89.9	49.3	44.2
	3	35.4	30.6	19.6
50.0	1	132.6	51.5	50.2
	3	40.0	33.8	24.7

表-3 頂版中央部鉛直変位 (開口部換算剛性7/12)

スパン長 (cm)	最大変位(mm) (発生時刻(msec))	
	敷砂単層	三層構造
10.0	0.60 (22.0)	0.68 (25.0)
20.0	0.77 (27.0)	1.03 (31.0)
30.0	0.74 (26.0)	0.98 (31.0)
40.0	0.74 (27.0)	0.99 (31.0)
50.0	0.74 (27.0)	0.99 (31.0)
実験値	0.94	0.95

表-4 頂版下端筋最大歪 (開口部換算剛性7/12)

スパン長 (cm)	最大歪(μ) (発生時刻(msec))	
	敷砂単層	三層構造
10.0	47.2 (22.0)	36.0 (25.0)
20.0	53.7 (26.0)	52.2 (31.0)
30.0	53.1 (25.0)	50.3 (31.0)
40.0	52.8 (25.0)	50.6 (31.0)
50.0	52.5 (25.0)	50.6 (31.0)
実験値	44.3	51.1

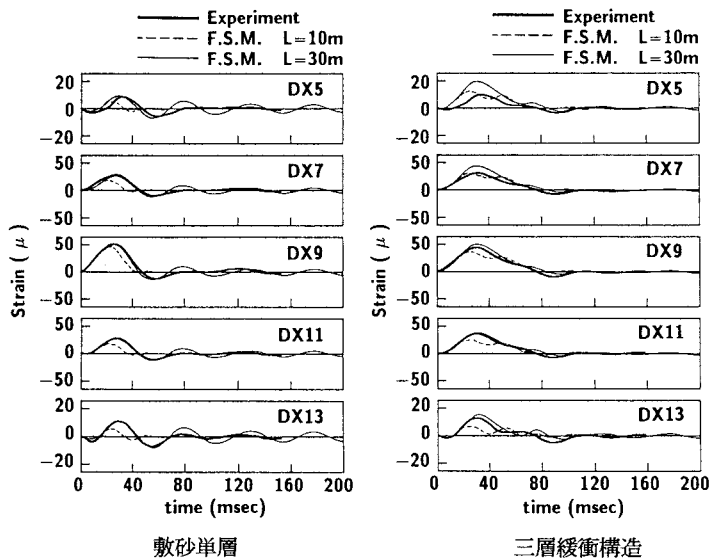


図-5 頂版下端筋歪応答波形 (海側側壁部の換算剛性7/12)

現れている。

5.1.4. 曲げモーメント分布

頂版鉛直変位および下端筋歪に対する検討の結果、有効スパン長が30m前後までは応答に相違がみられ、それ以上長くしても応答値に変化がほとんどないことが明かとなった。これより、ここでは有効スパン長を10mと30mに仮定する場合の覆工断面の曲げモーメント分布について比較検討することとする。

図-6に解析結果と実験結果を比較して示す。図より、敷砂単層および三層緩衝構造の場合とも山側壁の隅角部の挙動に違いがみられるが、解析結果は実験結果をほぼ近似しているようである。スパン長の影響は応答初期ではほとんど現れていないが、最大値およびその発生時間、減衰にいたる過程に現れているようである。敷砂単層の場合では、応答開始後35msec時点でスパン長の影響が現れているようである。

5.2. 開口部の換算剛性についての検討

ここでは、有効スパン長を30mに固定し、開口部の換算剛性を種々変化させて解析し、以下の項目について検討を行った。

5.2.1. 頂版中央部鉛直変位

各緩衝構造を用いた場合の頂版の鉛直変位の解析結果を実験結果とあわせて表-5に示す。まず、実験値には緩衝構造の違いによる応答値の著しい相違はみられないようである。これに対し解析結果は、各換算剛性において三層緩衝構造の場合が敷砂単層の場合を上回っている。開口部の換算剛性を小さくした場合、頂版全体の変位量が大きくなり、特に海側部でその傾向が大きく示されている。換算剛性を零した場合には、片持ち板のような構造となるため他のケースとは大きな差が生じている。これより、変位応答に関しては開口部剛性を完全に無視することはできないものと思われる。三層緩衝構造の場合については、解析結果は実験結果と比較的に近い値となっているが、頂版変位に関しては解析値には開口部の剛性による明確な違いがみられなかったため、妥当な換算剛性は得られなかった。

5.2.2. 頂版下端筋歪

表-6には、仮定した各換算剛性に対する頂版下端筋の歪を表-5と同様に示している。実験結果では、中央部(DX9)において三層緩衝構造の場合が敷砂単層の場合より大きな応答を示しているが、他は敷砂単層の方が上回っている。

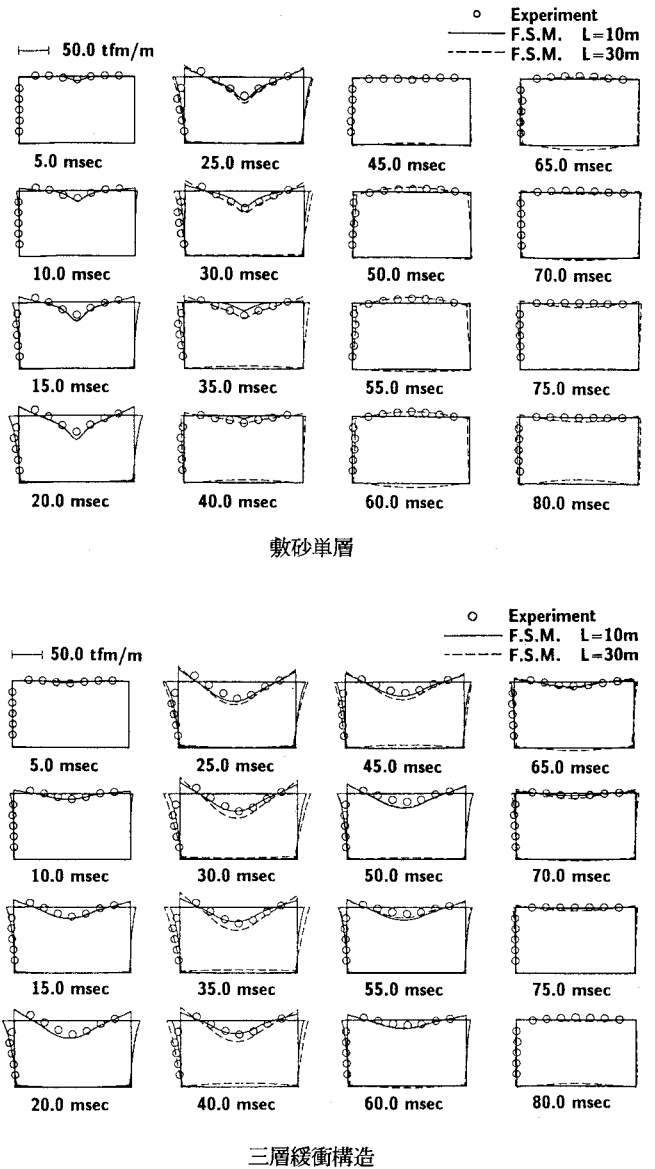


図-6 曲げモーメント分布 (海側側壁部の換算剛性7/12)

表-5 頂版鉛直変位と開口部換算剛性の関係 (スパン長30m)

開口部換算剛性	最大変位(mm) (発生時刻(msec))									
	敷砂単層					三層構造				
	D1	D2	D3	D4	D5	D1	D2	D3	D4	D5
0/12	0.28 (29.0)	0.68 (71.1)	1.11 (70.0)	1.50 (69.0)	1.80 (67.0)	0.54 (70.0)	1.41 (70.0)	2.33 (71.0)	3.21 (74.0)	3.99 (77.0)
3/12	0.26 (28.0)	0.60 (27.0)	0.79 (27.0)	0.64 (27.0)	0.37 (28.0)	0.38 (32.0)	0.85 (32.0)	1.05 (32.0)	0.86 (32.0)	0.49 (32.0)
7/12	0.25 (0.27)	0.57 (0.27)	0.74 (0.26)	0.59 (0.27)	0.31 (0.27)	0.36 (31.0)	0.80 (31.0)	0.98 (31.0)	0.78 (31.0)	0.40 (31.0)
12/12	0.24 (27.0)	0.56 (26.0)	0.72 (26.0)	0.56 (26.0)	0.29 (27.0)	0.35 (31.0)	0.78 (30.0)	0.95 (31.0)	0.74 (31.0)	0.38 (31.0)
実験値	0.44	0.85	0.94	0.81	0.46	0.51	0.82	0.95	0.78	0.49

表-6 頂版下端筋最大歪と開口部換算剛性の関係 (スパン長30m)

開口部換算剛性	最大歪(μ) (発生時刻(sec))									
	敷砂単層					三層構造				
	DX5	DX7	DX9	DX11	DX13	DX5	DX7	DX9	DX11	DX13
0/12	-15.9 (53.0)	23.1 (26.0)	50.4 (25.0)	26.1 (27.0)	13.5 (29.0)	-24.2 (87.0)	39.7 (30.0)	46.7 (30.0)	36.8 (31.0)	18.3 (31.0)
3/12	9.6 (30.0)	26.5 (27.0)	53.3 (25.0)	28.8 (27.0)	14.0 (29.0)	19.8 (32.0)	44.7 (32.0)	51.8 (32.0)	40.7 (32.0)	18.9 (33.0)
7/12	9.7 (29.0)	26.4 (27.0)	53.1 (25.0)	27.3 (27.0)	11.3 (29.0)	19.7 (31.0)	43.9 (31.0)	50.3 (31.0)	38.2 (31.0)	15.3 (32.0)
12/12	9.7 (29.0)	26.2 (27.0)	52.8 (25.0)	26.3 (27.0)	9.8 (29.0)	19.8 (31.0)	43.5 (30.0)	49.4 (31.0)	36.8 (31.0)	13.3 (32.0)
実験値	10.0	31.4	44.3	36.2	12.9	8.8	27.8	51.1	28.7	11.1

これに対し解析結果は逆の傾向を示している。実験値と解析結果を比較すると、三層緩衝構造の場合は中央部の応答が、敷砂単層の場合は端部の応答がそれぞれ等しくなっているが、他の位置では相違がみられる。また、下端筋歪に関しては、換算剛性を小さくした場合は海側部の応答が大きくなるが、換算剛性を零と仮定した場合も海側(DX13)の最大応答値が圧縮になった程度であり、構造全体からみると開口部の剛性の影響はあまりないように思われる。

図-7に開口部換算剛性が0/12および12/12の場合の下端筋歪応答波形を示す。図より各緩衝構造の場合とも端部の応答に多少違いがあるが、頂版中央部の応答に着目すれば実験結果をよく近似しており、適当なスパン長を採用していれば上記のように開口部はあまり影響がないようである。

図-7に開口部換算剛性が0/12および12/12の場合の覆工断面の曲げモーメント図を図-8に示す。なお、換算剛性が3/12および7/12の場合は12/12の場合とほぼ同様な分布となっている。

5.2.3. 曲げモーメント分布

開口部換算剛性が0/12および12/12の場合の覆工断面の曲げモーメント図を図-8に示す。なお、換算剛性が3/12および7/12の場合は12/12の場合とほぼ同様な分布となっている。

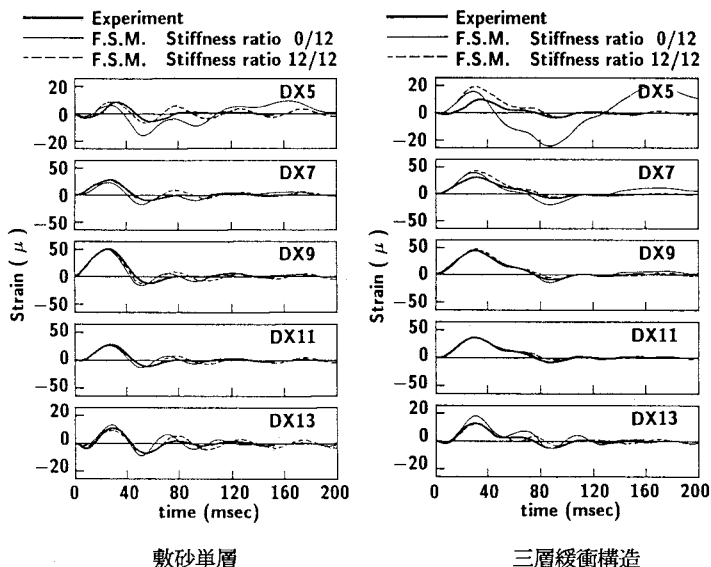


図-7 頂版下端筋歪応答波形 (スパン長30m)

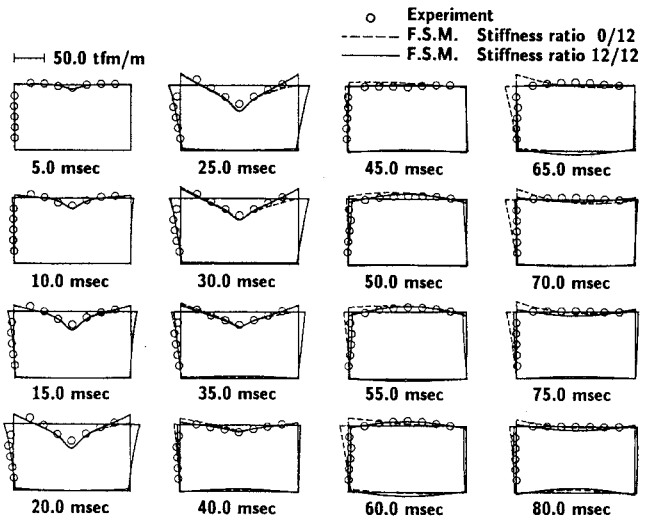
三層緩衝構造の場合は解析値が実験値より多少大きくなっているが、敷砂単層の場合は頂版中央部を除きほぼ一致している。曲げモーメント分布についても減衰時の挙動は表し得ないものの、剛性を無視した場合でも主応答時の挙動についてはほぼ近似できていることがわかる。

6. まとめ

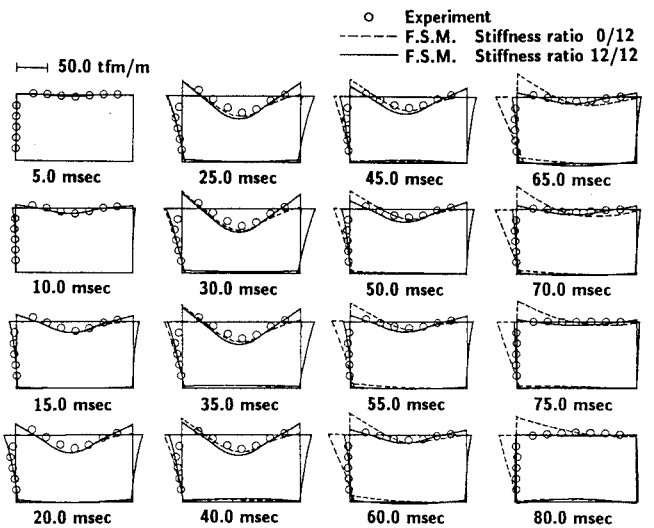
海側あるいは谷側に開口部を有し、かつ一定ブロックで施工されている覆工を有限帯板要素法のような簡易立体解析手法を用いて効率的に解析するために、有効スパン長および開口部の換算剛性に関する検討を行った。本解析結果より、有効スパン長は実ブロック長の3倍程度、また開口部に関しては剛性および重量を等しくするような換算断面を用いることによって、実用的な解析が可能となることが明らかとなった。

参考文献

- 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.
- 中野 修, 今野久志, 岸 徳光, 菅田紀之: 美幌覆道の衝撃応答解析, 土木学会北海道支部論文報告集, 第48号, pp.277~282, 1992.2.
- 中野 修, 今野久志, 金子 学, 岸 徳光: 美幌覆道における重錘落下衝撃実験, 土木学会北海道支部論文報告集, 第48号, pp.271~276, 1992.2.
- 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, 第362号, pp.461~470, 1985.10.
- 三上敬司, 能町純雄, 松岡健一: 落石覆工への落石による衝撃力衝撃力に関する評価, 第2回落石の衝撃力及びロックシェッドの設計に関するシンポジウム論文集別冊, pp.1~10, 1986.7.
- 菅田紀之, 岸 徳光, 中野 修, 松岡健一: 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.
- 安藤智啓, 中野 修, 菅田紀之, 岸 徳光: 落石覆道の衝撃応答性状に関する理論的・実験的検討, 第47回年次学術講演会講演概要集第1部, pp.1142~1143, 1992.9.



敷砂単層



三層緩衝構造

図-8 曲げモーメント分布 (スパン長30m)