

1. まえがき

舗装に衝撃荷重を作用させてその応答から舗装の構造評価を行うといった非破壊検査法が注目されているが、このような試験法による構造評価にあたっては舗装の動的な基本特性を把握しておくことが必要である。特に動的な応答を静的な応答に読み換えて逆解析を行うというような方法が意味を持つためには、動的な応答と静的な応答との相違を明確にしておかねばならない。本研究においては、軸対称FEMを用いて衝撃荷重による舗装の基本的な動的応答特性を調べ、非破壊検査法による舗装の合理的な評価法について考察した。

2. 解析方法

FEMにおける動的問題の運動方程式は次式で表される；

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = f(t) \text{ ----- (1)}$$

ここに、M=質量マトリックス、 \ddot{u} =加速度ベクトル、C=減衰マトリックス、 \dot{u} =速度ベクトル、K=剛性マトリックス、u=変位ベクトル、f(t)=動的な外力ベクトルである。本研究においては、Mを集中化質量マトリックスとし、粘性を考慮する際には次式に示されるレーリー減衰を仮定した；

$$C = aM + bK \text{ ----- (2)}$$

ここにa、bは定数である。衝撃荷重を $0 < t < t_p$ において $f(t) = p \cdot \sin^2(t/\pi * t_p)$ (p=荷重振幅:5t, t_p =荷重作用時間:0.04sec)のようにモデル化し、(1)式をニューマークのβ法によって解いた。また舗装構造の基本的動特性を検討するために(1)式の減衰項を無視して固有値解析も行った。

3. 解析モデル

図1に解析に用いたFEMモデルを示す。要素は8節点のアイソパラメトリック要素、荷重は半径15cmの等円分布荷重とした。境界条件は底面は固定、周辺部は水平変位のみ固定とした。その他の計算に用いた数値は表1に示すとおりである。減衰については構造減衰のみを考慮することにし、その際(2)式のbの値は $b = 2\xi / \omega$ (ξ =減衰定数、 ω =固有角振動数)より算定した。 ξ の値は表1に示す0.01~0.1範囲を仮定し、減衰の影響を調べることにした。

4. 解析結果

図2は表面たわみの時間履歴を示している。荷重中心点のたわみは荷重からやや遅れてピークに達し、以降さらに遅れて作用点から離れた点のたわみがピークに達していくといった波動的な様相を呈する。このような遅れは粘性が大きくなるにつれ顕著になり、ピークの値自体も減少する。図3はたわみのピーク値(動的たわみ)を荷重作用中心からの距離にそってプロットしたものである。同じ図に静的解析によるたわみ(静的たわみ)もプロットしてある。動的たわみは粘性が小さい場合には値は若干大きいのがほとんど静的たわみと同様の形状を示している。粘性が大きくなると動的たわみは荷重作用付近の値

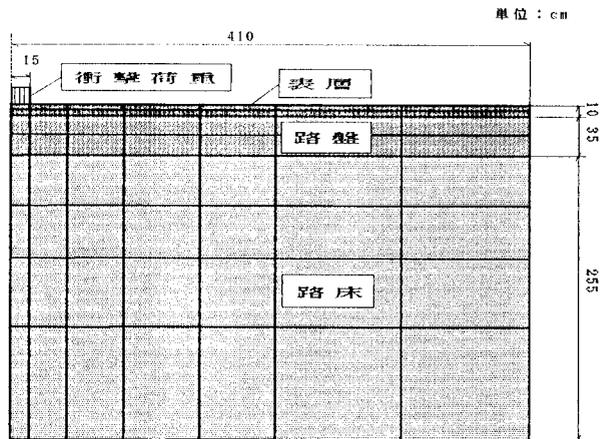


図-1 解析に用いたFEMモデル

	弾性係数 kg/cm ²	ポアソン比	密度 t/m ³	減衰定数
表層	30000	0.35	2.35	0.01
路盤	7000	0.35	2.00	~
路床	1000	0.35	2.00	0.10

表-1 計算に用いた諸定数

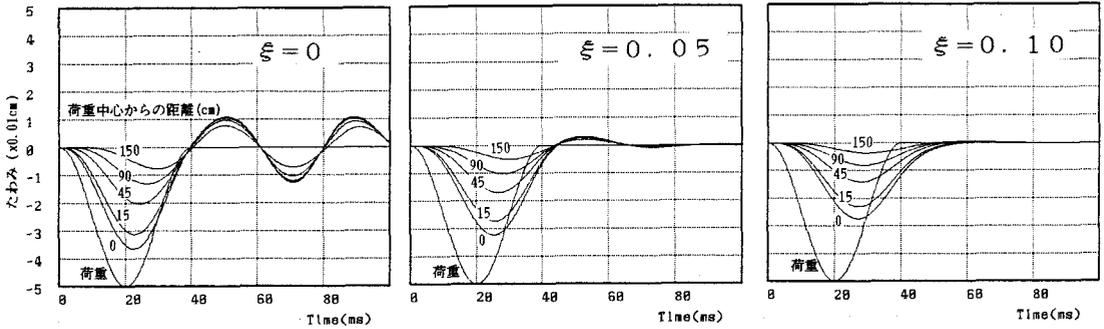


図-2 表面たわみの時間履歴

が小さなものとなり、たわみ形状における動的な影響は無視できなくなる。図4は粘性がない場合の荷重中心点のたわみ応答スペクトルである。固有振動数は25 Hz、45Hz、53Hz付近にあり、この値は同図に縦の点線で示す固有値解析の固有振動数と一致している。図-5に対応する振動モードを示した。これらの固有振動数は舗装の剛性と密度の関数であり、舗装構造の評価指標とすることができよう。

5. あとがき

FEMを用い衝撃荷重による舗装の動的な応答を解析した。その結果、粘性が小さい場合動的たわみは静的たわみとほぼ同様の形状となるが、粘性が大きい場合には両者の相違は無視できないことが分かった。従って、アスファルト舗装のように高温時に粘性が大きくなるような構造についてはその影響を何らかの形で考慮する必要がある。

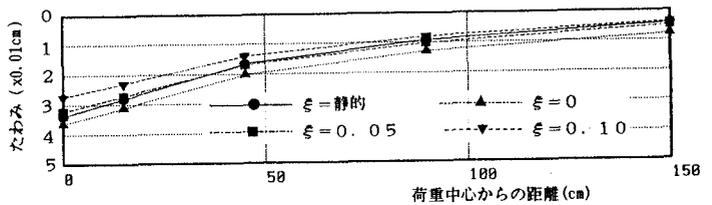


図-3 動的および静的たわみ形状の比較

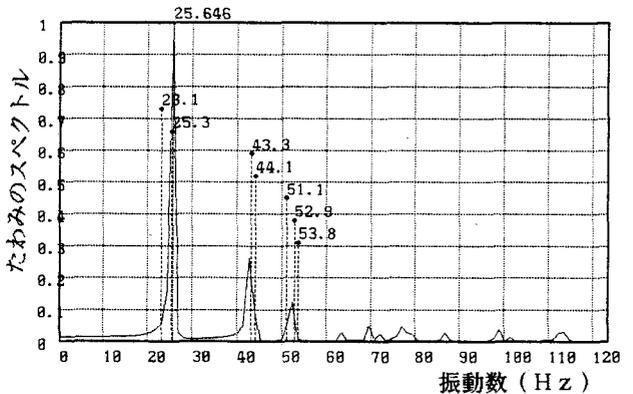


図-4 荷重中心点のたわみ応答スペクトル

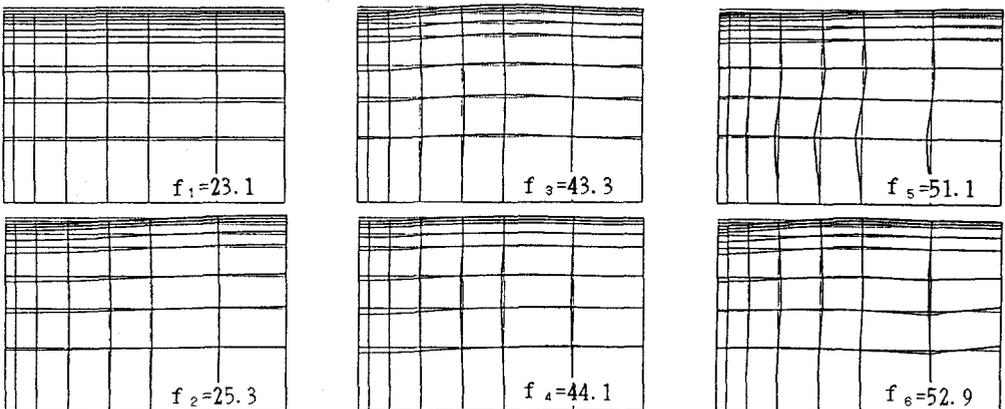


図-5 舗装の振動モード