

内部波波高が高さとともに指数的に増大することによる
碎波の非線型モデル

Jour. of Geophysical Research/椎貝博美・訳
塔や煙突の風により引き起こされる振動

Proc. Wind Effects on

Buildings and Structures/塩尻弘雄・訳
主動土圧受動土圧に対する壁体の変位の影響

Proc. of A.S.C.E., SM/榎本文勇・訳
新軌道構造の研究

Buttelle Memorial Institute/久保 晋・訳

内部波波高が高さとともに指数的に増大 することによる碎波の非線型モデル

"A Nonlinear Model of the Break-Up of
Internal Gravity Waves Due to Their
Exponential Growth with Height"

Breeding, R.J.

Journal of Geophysical Research, Vol. 77,
No. 15, May 20 (1972)

内部波が碎波する条件はこれまであまり調べられていない。この論文は内部波の波高が特に高さの方向に増大して行く場合を取り扱ったものである。応用面としては大気中に逆転層が生じたときの安定性、海中における温度躍層の消滅等、近頃流行の公害問題について適用範囲が広い。

まずこの論文で重要なパラメータとして扱っているのは式(1)で定義される、Brunt-Väisälä 振動数の N_0 である。

$$N_0^2 = \frac{-g}{\langle \rho \rangle} \left[\frac{d\langle \rho \rangle}{dz} - \frac{1}{c^2} \frac{d\langle p \rangle}{dz} \right] \dots\dots\dots(1)$$

z 軸は鉛直上方にとり、 c は波速、 p は圧力、 ρ は密度である。また $\langle \rangle$ を付けた項は環境のもつ値である。攪乱の生ずる前の時間的な平均値と解釈してもよい。式(1)の右辺第1項はリチャードソン数と関係があることはすぐわかるので N_0 は一般化されたリチャードソン数(無次元ではないが)とも考えられる。

基本方程式は連続と運動、および非圧縮性の3種である。運動の方向は二次元として取扱っている。かなり複雑な計算のあと、式(2)、(3)がえられた。

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = -\langle u \rangle \frac{\partial \zeta}{\partial x} - s \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta \zeta}{S^2} \right) - s \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{r \zeta}{s^2} \right) + \frac{\beta r}{4H^2 S} - r \frac{d^2 \langle u \rangle}{dz^2} - \left(\frac{g}{1 + \frac{r}{S}} \right) \frac{\partial r}{\partial s}$$

$$+ \frac{\nu}{1 + \frac{r}{S}} \nabla^2 \zeta \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{\partial r}{\partial t} = -\langle u \rangle \frac{\partial r}{\partial x} - \frac{1}{s} \frac{\partial}{\partial x} (s \beta r) - \frac{1}{s} \frac{\partial}{\partial x} (s r r) + \frac{N_0^2}{g} r + K \nabla^2 r \dots\dots(3)$$

ここに ζ : 渦度、 $s = \sqrt{\langle \rho \rangle}$ 、 $\beta = su$ 、 $r = sw$ 、 H : 大気の等温尺度、8440 m、 $r = p/s$ である。その他に $\nabla^2 \psi = \zeta$ 、 $\beta = -\frac{\partial \psi}{\partial z}$ 、 $r = \frac{\partial \psi}{\partial x}$ という関係が成立している。

式(2)はとくに面白いもので、いわゆる渦度方程式である。式(2)、(3)が与えられた条件について解ければ面白いわけである。ここでは差分法に直して問題を扱っている。基本方程式が非線型であるのでやむをえない。差分された方程式が正しいかどうかはわからないわけであるが、ここでは線型の場合の理論解と比較しているので良心的といえる。時間、空間のきざみ幅 Δt 、 Δx 、 Δz を種々にかえた場合の精度を調べた結果、一波長の1/16ぐらいに Δx をきり、 $\Delta z = 800$ m としたときがもっとも精度がよく、不適当な切り方をした場合、誤差は30%にも達することがわかった。このことは、非線型の方程式を差分して解く場合、十分に注意をしなければならぬことを示している。

しかし計算の結果は通常行なわれている線型の理論計算の結果、すなわち、リチャードソン数の大きいところで内部波の変動が拡大されるという結果とほとんど変わらない結果をえた。また、変動が生じると u 、 w が大きくなってリチャードソン数も減少して行くことも表現された。これらのことから逆に、線型理論はこの種の問題についてはかなり効果があること、また、数値計算の結果、目新しい結果がえられても、それは計算の誤差である可能性があることなどはわれわれが注意しなくてはならないことであるといえよう。例によって数値計算の細部は示されていない。

塔や煙突の風により引き起こされる振動

"Wind Induced Vibrations of Towers,
Stacks and Masts"

Vickery, B.J.

*Proceedings wind Effects on Buildings
and Structures Tokyo (1971)*

(1) はじめに

高い塔状の構造物が、乱れを有する風を受けた際の挙

動を、境界層風洞において実験を行ない、実験値と理論値の比較や、乱れのない風を受けた場合との比較を行なった。従来の研究は、乱れのない風を受けた場合の挙動に対するものがほとんどである。当論文では、風洞で、乱れを有するせん断流を発生させ、その構造を明らかにして、理論値や大気の実測値との比較を行なうとともに、それにもとづき、準定常理論に従って応答を計算し、実験値と比較した。また、渦のはく離に伴う圧力を測定し、それを強制外力と考えて計算した応答値と実験値との比較を行なった。

さらに、構造減衰を種々変化させて、応答の状況を測定し、減衰の影響を調べた。

構造物は、高さ 1200 ft (360 m) のテーパのついた円形断面の RC 煙突、高さ 640 ft (192 m) の一様な円形断面の RC 煙突、高さ 850 ft (255 m) の、張索を有し、トラスで支えられた鋼製煙突および、高さ 900 ft (270 m) の展望塔である。張索を有する鋼製煙突の他は 1/400 の模型で実験を行なった。

(2) 乱流構造

模型の上流側 6 ft (1.8 m) の間に、2~4 in のブロックをランダムにおいて乱れたせん断流を発生させた。

主流方向のスペクトラムは、大気のスペクトラムを 1/500 にスケールしたものとよい一致をみた。主流方向と横断方向のクロススペクトラムは、定性的に、著者らの等方性乱流に対する理論値と一致した。

主流方向、横断方向のスペクトラムは類似しており、高い波数で 5/3 乗則に従う。

横断方向のスケールは 0.17λ 、主流方向は 0.085λ で

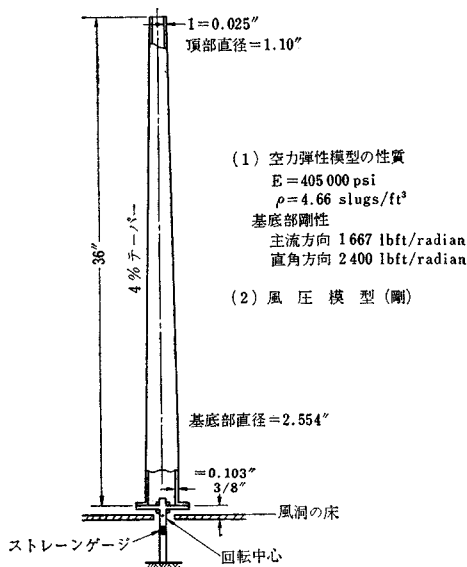


図-1 1200 in テーパー付煙突模型

あり、一方理論値はそれぞれ 0.25λ 、 0.13λ である。横断方向と主流方向のスケールの比は理論値と一致している。横断方向の乱れの強さは、主流方向の 70% である。

(3) 高さ 1200 ft (360 m) のテーパ付煙突

基部において、主流方向と、横断方向の曲げモーメントの平均値、変動値を測定し、また、渦による力を求めるため、圧力測定を行なった(図-1)。

乱れによる主流方向、横断方向の応答は準定常理論で行ない、渦のはく離に伴う圧力は、純粹の強制外力として応答の計算に使用した。理論値と実験値はよい一致をみた(図-2, 3 参照)。

乱れない一様流中での応答と、乱れたせん断流中での応答は大きく異なる。渦のはく離に伴う圧力のスペクトラムは、パワーが 1/2 になる幅が、乱れない流れでは 5

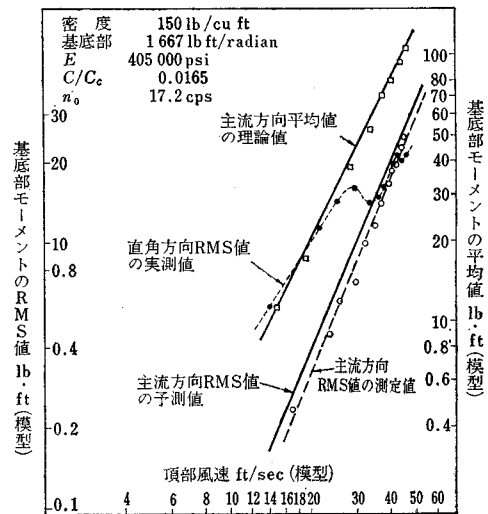


図-2 基部部モーメントの理論値と実験値

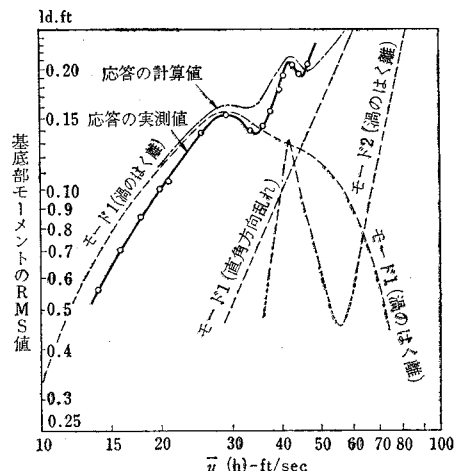


図-3 風と直角方向の応答の理論値と実験値

%, 乱れた流れでは 30% に広がる。周波数の高さ方向の分布では、乱れた流れでは Strouhal 数が一定となるように変化しており、乱れない流れでは、上部 1/3 は同一の周波数である。

乱れに対する応答では、第一モード以外は無視してよく、渦による振動では、第二モードを考慮する必要がある。

主流方向と横断方向では、主流方向の力が卓越している。

基底をピボットとし、減衰を変えて実験を行なったが、減衰値が 0.7% 以上では計算値とよい一致をみた。

(4) 640 ft (192 m) RC 煙突

最大荷重は渦はく離に伴うものである。93 ft (27.9m) /sec が臨界風速であるが、主流方向のモーメントが、そ

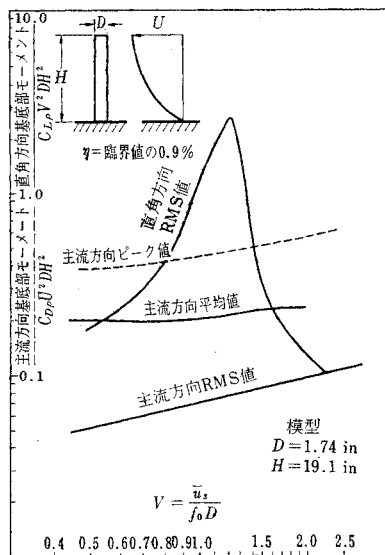


図-4 640 ft 煙突の基部モーメント実験値

の際の横断方向のモーメントと同一になるのは、130 ft (39 m)/sec のときであり、乱れの少ない流れでは、180 ft (54 m)/sec のとき(再現期間 500 年)である。

基底をピボットとして減衰を変えて実験を行なったが、減衰値が 0.7% 以下では、強制振動と仮定した計算と合致せず、空力弾性的影響がみられる。

(5) 850 ft (260 m) 張索付煙突

張索は、高さレベル 3 か所に取付けられている。張索の存在は、理論的、実験的な困難を増大させている。

まず、多数のモードが励起されること、張索が非線型挙動をなすこと、張索に加わる荷重が、本体の 30% にもものぼること、張索の自重が無視しえず、相似則の満足が困難になること等である。

模型は 1/250、風速は $\sqrt{1/250}$ にスケールして実験を行なった。応答計算は、準定常理論を使い、モード間のカップリングを考慮せず、10モードまで考えて計算した。理論値と実験値とは、工学的にみて満足はいく一致をみせたが、共振点付近のスペクトル形は一致していない。また、張索の張力は理論値の方が 25% 上まわっている。これらは理論モデルどうり模型を製作するのが困難であったからと考えられる。

(6) 900 ft (270 m) 展望台

減衰係数により、感覚しうる加速度の発生頻度が大きく変化している。

(7) 結論

- 1) 主流方向の応答は、乱れの構造さえわかれば準定常理論で十分評価できる。
- 2) 乱れは、渦のはく離に伴う圧力に強い影響力を持ち、圧力を減じる作用がある。
- 3) 減衰係数は、感覚しうる荷重加速度の発生に大きな影響を与える。

主動土圧受動土圧に対する壁体の変位の影響

“Effect of Wall Movement on Active and Passive Pressures”

Lee, I.K. and Herington, J.R.
Proc. of A.S.C.E., SM. Vol. 98, No. 6,
pp. 625~640, June (1972)

(1) まえがき

主動土圧受動土圧は、土の内部摩擦角 ϕ 、粘着力 C および壁面摩擦角 ϕ_w 、壁面付着力 C_w を仮定する伝統的な静的解法によって求められるが、その土圧は壁面に作用するせん断応力の向きによって正負の 2 種の状態に分けられることが基本的な動的検討によって示唆された。

壁の変位を考慮した場合それが土圧に及ぼす影響は重要であり、 ϕ_w 、 C_w は塑性論で仮定されるものと無関係ではないが、実際的には動力学的方法によって求められるものである。

本論文は壁体の変位の方向と壁面の摩擦力との関連を確立するために、理論的考察と実験値との比較を行なったものである。

(2) 応力場における解

$C-\phi-r$ を有する土の塑性論による応力解は、 r を含む項と $C \cot \phi$ を含む項の和で表わされる。

受動土圧 P_{PH} は、壁高 H における応力解から多少変形して

$$\frac{P_{PH}}{\gamma H^2} = E \cdot \frac{C \cot \phi}{\gamma H} + F \dots \dots \dots (1)$$

E, F ; 定数

としこれを式 (2) のように表わす。

$$P_{PH} = H(CN_{CPH} + \frac{\gamma H}{2} N_{\gamma PH}) \dots \dots \dots (2)$$

ここで

N_{CPH} ; 受動土圧係数 (C に関する項)

$N_{\gamma PH}$; 受動土圧係数 (γ に関する項)

であり、 ϕ と図形的性質によって決定する無次元量である。

式 (2) において $N_{CPH}, N_{\gamma PH}$ は図-1 に示すように、計算値が直線状にあるので一定値であることが分る。

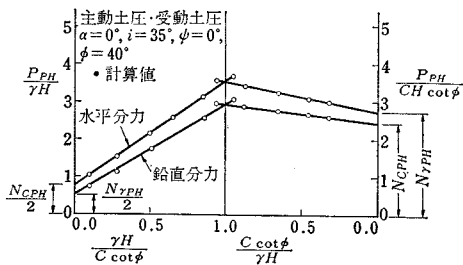


図-1 $N_{CPH}, N_{\gamma PH}$ を求めるための一つの例

ϕ_w, C_w は式 (3), (4) によってクーロン型の土圧との対応づけが可能である。

$$\phi_w = \frac{C \cos \phi \sin 2(\theta_w - \alpha)}{1 - \sin \phi \cos 2(\theta_w - \alpha)} \dots \dots \dots (3)$$

$$C_w = \frac{\sin \phi \sin 2(\theta_w - \alpha)}{1 - \sin \phi \cos 2(\theta_w - \alpha)} \dots \dots \dots (4)$$

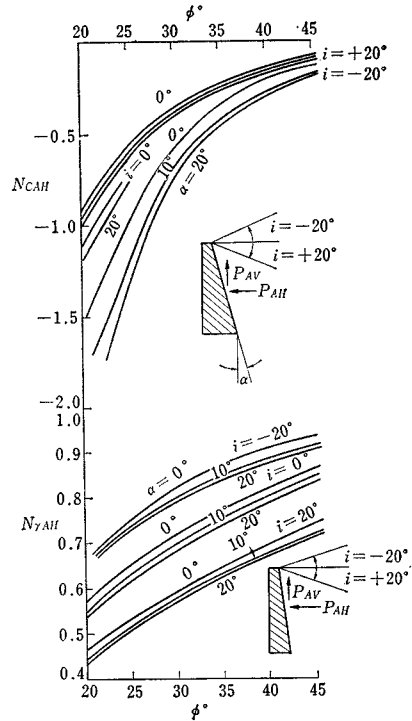
また鉛直方向の受動土圧係数 $N_{CPV}, N_{\gamma PV}$ はおのおの式 (5), (6) となる。

$$N_{CPV} = -N_{CPH} \tan \alpha - \frac{C_w}{C} \dots (1 + \tan^2 \alpha) \dots (5)$$

$$N_{\gamma PV} = N_{\gamma PH} \left(\frac{\tan \phi_w \cos \alpha - \sin \alpha}{\tan \phi_w \sin \alpha + \cos \alpha} \right) \dots \dots (6)$$

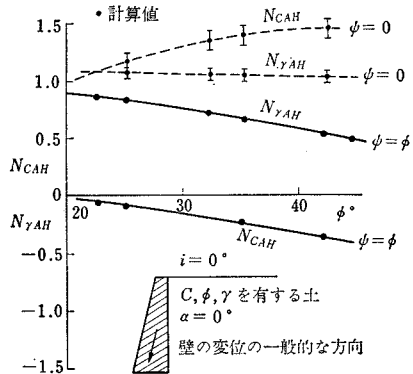
θ_w ; 鉛直線と主応力の向きとのなす角
 α ; 壁面の傾き

図-2~4 は $\psi = \phi$ および $\psi = 0$ の場合の土圧係数と内部摩擦角 ϕ との関係である。ここで ψ はすべり面の状態によるパラメータで、剛塑性体と仮定できるとき、すなわちすべり面において塑性流動を生じるとき $\psi = 0$ (nonassociated flow rule material) で、摩擦抵抗がすべり面に沿って完全に働くとしたとき $\psi = \phi$ (associated flow rule material) である。図-2 においては $\psi = 0$ と $\psi = \phi$ における土圧係数の値の差はわずかで図上に表われない。



裏込土の傾き $\pm 20^\circ$; 壁面の傾き $0^\circ, 10^\circ, 20^\circ$
 $\phi = 22^\circ 30' \sim 45^\circ$; 正の壁面摩擦状態 $\psi = 0, \psi = \phi$

図-2 主動土圧係数 $N_{CAH}, N_{\gamma AH}$ の値



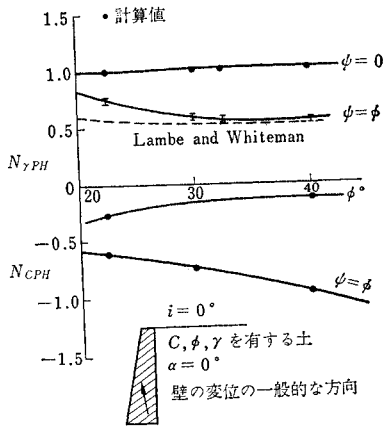
裏込土水平; 鉛直壁; $\phi = 22^\circ 30' \sim 45^\circ$
負の壁面摩擦状態; $\psi = 0, \psi = \phi$

図-3 主動土圧係数 $N_{CAH}, N_{\gamma AH}$ の値

(3) 変位を生じたときの壁面の応力状態

壁体の変位することによって変化する壁面の応力状態と壁体の変位の方向 z との関係について述べる。

受動土圧について、壁面摩擦力が 0 のとき、すなわち $\theta_w = \frac{\pi}{2}$ のとき $z = \frac{\pi}{4} + \frac{\psi}{2}$ であり正の壁面摩擦状態では $0 \leq z \leq -(\frac{\pi}{2} + \psi)$ となる。また、負の壁面摩擦状態では $z = \frac{\pi}{2} + \psi$ となる。



裏込土水平；鉛直壁； $\phi = 22^\circ 30' \sim 45^\circ$
負の壁面摩擦状態； $\psi = 0, \psi = \phi$
図-4 受動土圧係数 N_{CPH} , N_{YPH} の値

主動土圧については、壁面摩擦力が0のとき、すなわち $\theta_w = 0$ のとき $z = \frac{\pi}{4} - \frac{\psi}{2}$ であり正の壁面摩擦状態では $0 \leq z \leq -(\frac{\pi}{2} - \psi)$ となる。また、負の壁面摩擦状態では $z = \frac{\pi}{2} - \psi$ となる。

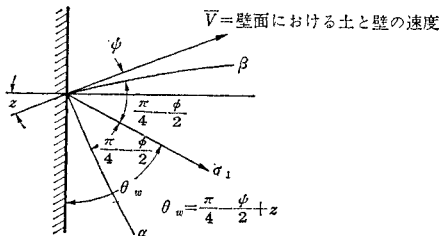


図-5 速度特性—受動状態における壁体
変化したときの壁面応力—

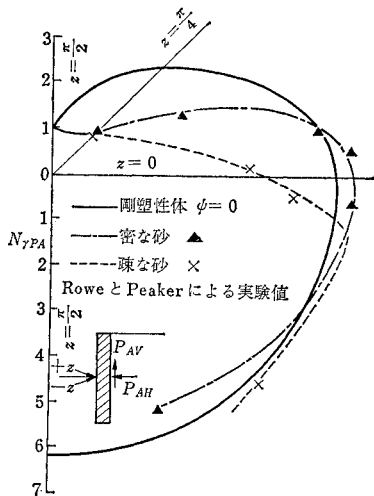


図-6 極座標表示による受動土圧と壁体
の変位の方向との関係

図-6 は極座標表示した N_{YPH} と z との関係であるが、 $0 \leq z \leq \frac{\pi}{2}$ で6.3であり実験値とよく一致している。

(4) 結論

主動・受動土圧に及ぼす壁体の変位の影響に対する理論的アプローチは伝統的方法の発展という形でなされた。

正・負の壁面摩擦力作用下の受動状態における土圧係数の値は変位が生じたときの土圧の値から外捜することによって求めることが可能である。

クローンによる主動土圧係数の値は壁面摩擦角がある特別な値のときここでの値とよく一致する。

壁体の変位した状態においては、密な砂と疎な砂の土圧係数の値は剛塑性体と仮定した場合とかなり異なる。密な砂の土圧は疎なものと同塑性体とした場合の中間値となる。

新軌道構造の研究

“Studies for Rail Vehicle Track Structure”
Meacham, H.C., Prause, R.H., Ahlbeck,
D.A. and Kasuda, J.A.
Buttelle Memorial Institute April (1970)

(1) まえがき

社会の発展に伴い、鉄道を含めた輸送機関の果たす役割は著しく高まってきている。新幹線で代表されるように、高速・安全な大量陸上輸送機関として鉄道の使命は大きい。

近年列車の回数や速度がますます増大する傾向にあって、軌道保守費が鉄道経営上の大きな部分を占めることになった。また一部では輸送量と軌道構造とのバランスを失って、軌道保守作業が軌道破壊に追いつけないという事態も生じてきており、保線関係の管理者にとって頭を悩ます問題である。

本論文では、従来の軌道に比べ 1) より安定した列車の乗心地を確保し、2) より簡単にかつ経済的に敷設可能で、3) 軌道の狂いをより小さく保つことのできる軌道構造をもとめ、設計するために、列車走行時における軌道構造各断面における挙動を分析し、軌道の安定に関係する因子を抽出して、新しい軌道構造の提案と設計示方書を報告している。

(2) 研究内容と結果

1) 在来の軌道構造に関する研究

在来のまくらぎ・バラスト軌道構造における、静的および動的荷重に対する軌道の挙動を明らかにして、レー

ル重量，まくらぎの形状・配置間隔，バラストの厚さ・形状等からなる軌道構造を数学的モデルに置き換える研究が行なわれた。

静的荷重に対する応答を示す数学モデルを 図-1, 2 に示した。車輪からの距離 x の位置で単一輪重 P によ

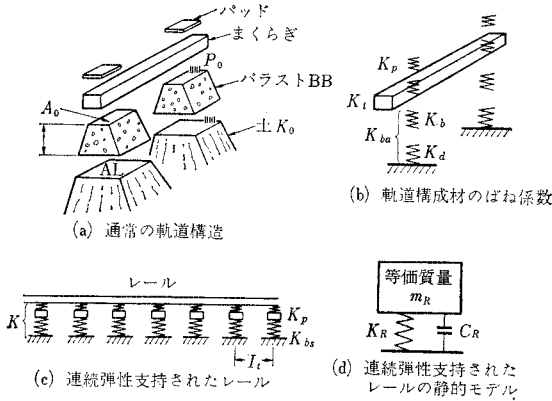


図-1 在来軌道構造の静的モデル

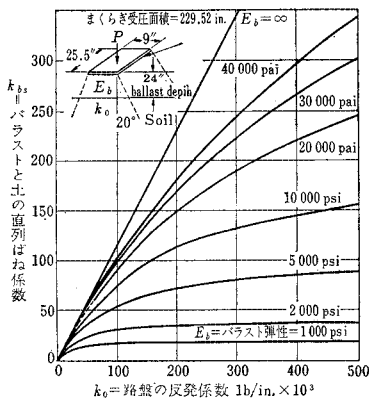


図-2 バラストおよび路盤の直列ばね係数

て生ずるレール変位 y は次式で示される。

$$y = \frac{P}{K_r} e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x)$$

ここに $K_r = 2K/\beta$ (レールの剛性)

$$\beta = (K/4EI)^{1/4}$$

$$K = \frac{K_{bs} \cdot K_p}{K_{bs} + 2K_p}$$

動的解析のために，アナログコンピュータ用の数学モデルが検討された (図-3 参照)。

まくらぎ・バラスト軌道の静的および動的応答の計算にあたり，図-4 に示す3つのタイプが使用された。

図-5, 6, 表-1 には静的荷重に対する応答を示す。また動的荷重に対する解析にあたっては，車体加速度 (乗心地および走行安全の尺度)，車輪レール間作用力 (車輪およびレールに発生する局部応力および牽引力・

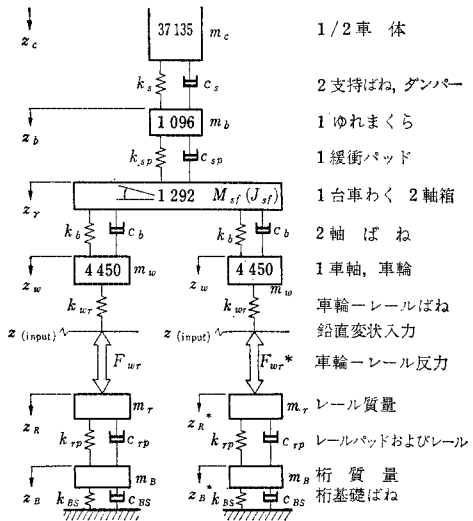


図-3 アナログコンピュータ用動的モデル

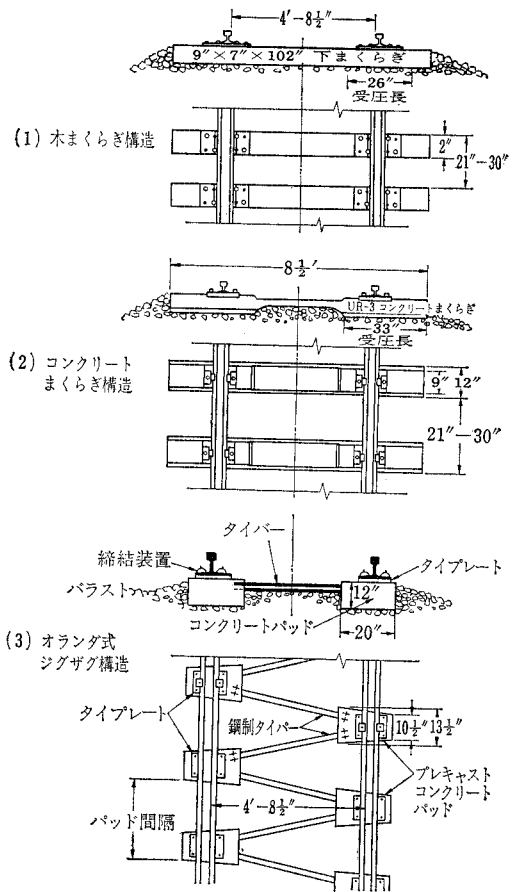


図-4 在来の軌道構造

ブレーキ力の推定尺度)，軌道構造の変位 (軌道狂い，劣化，破壊の推定尺度) の3項目について，定常応答お

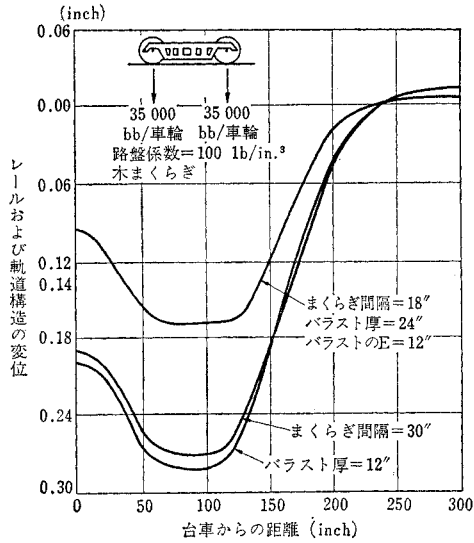


図-5 低路盤係数における木まくらぎ軌道の変形

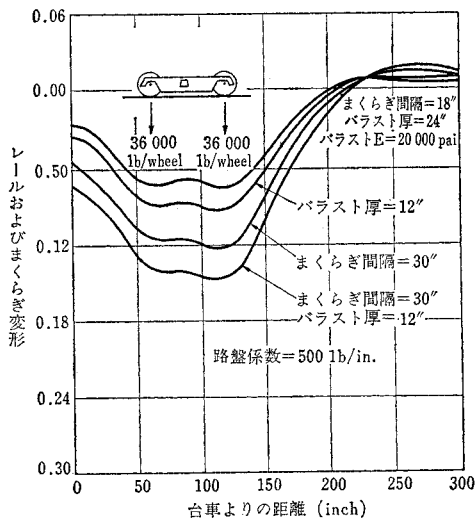


図-6 高路盤係数における木まくらぎ軌道の変形

よび過渡応答の解析を行なうことが重要である。

高低狂い 1 in (2.54 cm) (全振幅) の正弦波に対する車体加速度およびまくらぎ変位の定常解析(図-7, 8)から

表-1 静的荷重に対する通常軌道の応答*

	軌道係数 (lb/in/in)	レール変位 (in)	レール応力 最大値 (psi)	まくらぎ 圧力 (psi)	路盤圧力 (psi)
木まくらぎ軌道 ($K_0=100 \text{ lb/in}^2$)	1 687	0.306	12 213	47.6	13.7
木まくらぎ軌道 ($K_0=500 \text{ lb/in}^2$)	5 760	0.098	8 831	53.5	15.4
コンクリートまくらぎ軌道 ($K_0=100 \text{ lb/in}^2$)	2 314	0.225	11 206	28.4	10.2
コンクリートまくらぎ軌道 ($K_0=500 \text{ lb/in}^2$)	8 178	0.071	8 116	32.3	11.6

* 輪重 3 500 lb, 136 lb レール, 軸距 6 ft (1.8m)

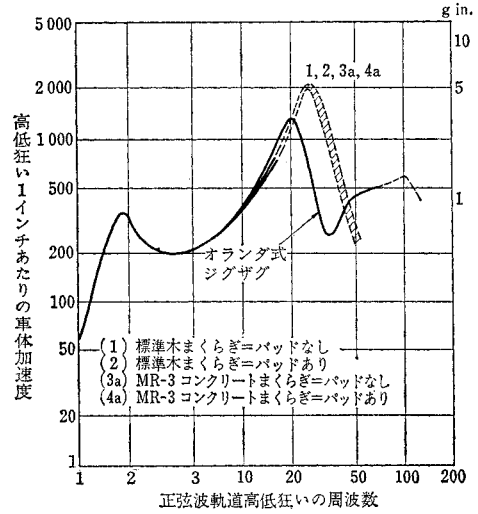


図-7 種々のまくらぎ式軌道の正弦波軌道高低狂い入力に対する車体上下加速度の応答

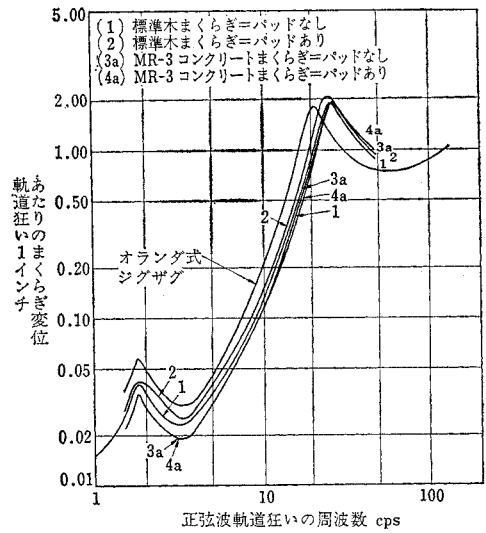


図-8 各種のまくらぎ式軌道の正弦波軌道狂いに対するまくらぎ変位の応答

① 木まくらぎをコンクリートまくらぎに交換することあるいはパッドを比較的硬質なものに取り替えることの効果は小さい。

② オランダ式ジグザグ軌道構造では一定のレール狂い波形に対して高速で列車を走らすことが可能である。

③ 長い目で軌道の安定性を見たとき、オランダ式ジグザグ軌道は他のものより劣る。

以上3点が結論づけられる。

表-2 1/4 in のステップ入力に対する軌道の動的応答

軌道構造	路盤係数 (lb/in.)	総合ばね係数 (lb/in.)	車体加速度 (in./sec) X_6	車輪変位 (in.) X_1	レール変位 (in.) Y_1	最大車輪レール作用力 (lb) $F_{12}/1000$
木まくらぎ パッドなし	10 100	228 000	66.4	0.105	0.102	50.4
木まくらぎ 弾性パッド	10 100	215 000	65.0	0.106	0.111	51.6
MR-3まくらぎパッドなし	10 100	280 000	68.0	0.088	0.083	60.0
MR-3まくらぎ弾性パッド	10 100	263 000	65.0	0.088	0.087	60.0
オランダ式 シグザグ	10 100	168 000	52.8	0.073	0.083	84.6*
木まくらぎ パッドなし	50 500	562 000	75.2	0.070	0.053	71.4
MR-3まくらぎパッドなし	50 500	700 000	76.0	0.062	0.047	78.0
MR-3まくらぎ弾性パッド	50 500	540 000	74.4	0.068	0.060	78.0
オランダ式 シグザグ	50 500	422 000	73.6	0.079	0.075	72.0

* いずれの場合とも車輪レール作用力は2回0となる(2回はずむ)ただし第5の形式のやわらかい路盤上るときは約8回はずむ。

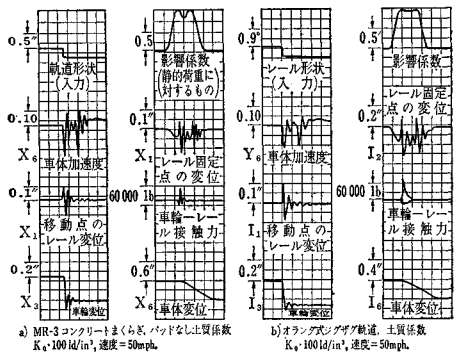


図-9 軌道の段違いに対する2種のまくらぎ式軌道の応答

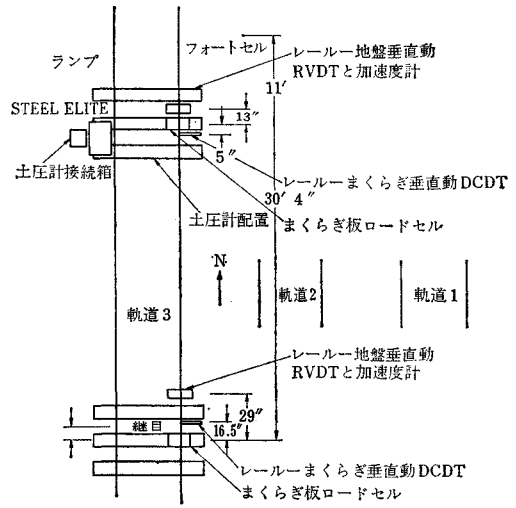
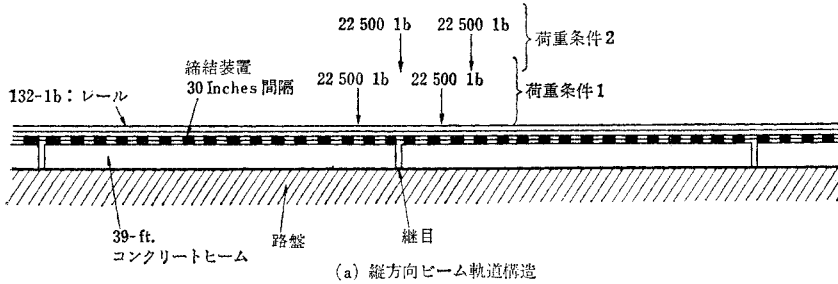


図-10 ボフィ近くバンセントラル鉄道高速軌道に配置した測定装置位置

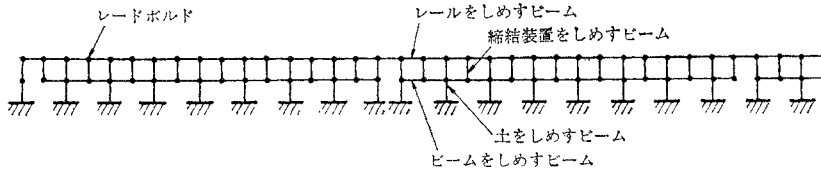
表-3 計算および測定軌道応答記録の比較

速度	まくらぎ板荷重		車輪荷重		変位		レール加速度	
	ポンド 最高	ポンド	ポンド 最高	ポンド	インチ, 最大 「衝撃」			
Computer 30			16 800	2 700	0.278			
Test 26.4	7 670	3 410	16 700	7 410	0.280	0.315		
Computer 60			20 400	4 850	0.289			
Test 55.6	7 850	4 260	17 100	9 270	0.290	0.330		
Computer 90			22 700	7 800	0.299			
Test 88.0	10 250	7 000	22 300	15 200	0.274	0.370		
Computer 120			24 300	11 800	0.310			
Test 115	13 300	8 860	28 900	18 900	0.286	0.357		
Computer 30							3.7	17
Test 25.1							24	65
Computer 60							12	34
Test 55.2							98	206
Computer 90							12	49
Test 86.2							130	239
Computer 120							13	67
Test 120.1							290	335

* 車輪荷重の46%をまくらぎ板が支持したと仮定



(a) 縦方向ビーム軌道構造



(b) 軌道構造のコンピューターモデル

図-11 電算での縦方向のツインビーム構造のモデル

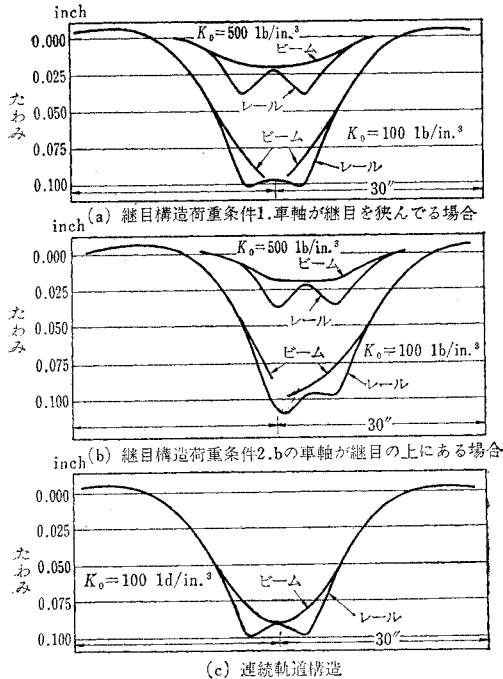


図-12 継目のある場合とない場合の縦方向ビーム軌道構造のレールとビームのたわみ

また過渡的解析の結果を表-2, 図-9 に示す。動的応答の結果は一般に次の傾向を示した。

- ① ステップ入力に対しては、車輪-レール間作用力および車体加速度は軌道全体のばね係数の増加とともに増大する。
- ② まくらぎ-バラスト間の最大圧力は軌道全体のばね係数の増加により減少する。
- ③ 正弦波入力に対して、車両-軌道系の周波数応答

はオランダ式ジグザグ軌道を除いてまくらぎの形式による差異がほとんどない。

安定した軌道を得るためには 1) 支持圧力を低くする (30 psi 以下)。2) 路盤圧力を低くする (10 psi 以下)。3) レール応力を低くする (11 000 psi 以下)。4) 路盤上の圧力パルスを一つにする。といった事項が重要であると述べている。

2) コンピュータプログラムの適応について

列車走行に対する軌道の動的応答についてのシミュレーションプログラムに改良が加えられて、実際の鉄道軌道との適応を調らるるために野外測定が行なわれた。

次の項目について測定する特別な装置が設置された (図-10 参照)。

- (a) レール垂直加速度
- (b) レール・まくらぎ垂直および角変位
- (c) レール・地盤絶対変位
- (d) まくらぎ板垂直荷重
- (e) バラスト・路床垂直応力

在来の軌道構造に対するアナログシミュレーションの応答結果と測定応答を比較した結果、シミュレーションのエラーは在来の軌道にみられる非均一性の程度より大きくないことが明らかとなった。コンピュータによる動的応答は、数%の正確さをもった測定記録と定量比較するデータソースとしてではなく、種々の軌道設計の研究また在来軌道構造に含まれる多くのパラメータの変化による影響を見る解析の手法として使うのが最適と考えられる (表-3 参照)。

3) 新しい軌道構造の解析

現場測定による道床部の圧力あるいは荷重パルスは車輪が通過するたびに路盤に伝わったり、伝わらなかった

りしている。この現象は車軸間隔と路盤係数に関係しているが、大きい車軸間隔をもつ車両（機関車、客車）の場合には明瞭な圧力パルスをあらわす。路盤係数にも関係するが 51/2 から 6ft (1.8m) の車軸間隔をもつ貨車の場合、一般に特別なパルスは起こらない。

安定した軌道を得るために、道床・路盤に伝わる圧力パルスの大きさを小さくし、また圧力パルスの数を少なくすることが重要であることから、連続的なスラブ構造あるいは縦方向ツインビームタイプの構造が考えられた。それらの数学モデルをもとに、レールとスラブあるいはビームのたわみ、軌間拡大といった静的応答、レール締結装置の解析から設計上の示方書にとりまとめて報告されている。

解析の一例として縦方向ツインビーム構造の電算モデルおよび静的応答をそれぞれ 図-11, 12 に示した。

4) 軌道構造のコスト

改良された軌道構造が採用されるかどうかを決定するのは、保守費を含めたコストである。初期投資は大きいのが、在来の軌道構造にくらべて保守費はあきらかに安くなるのが予想され、大量生産できる可能性をもっているスラブ軌道の実用化が期待される。

(3) むすび

この論文の概要について紹介したが、外国鉄道技術情報（日本国有鉄道編集）第 16 巻第 4~6 号で詳しく紹介されているので、参考にされたい。

土木学会 マイクロフィッシュ 出版案内

土木学会では、現在下表の資料をマイクロフィッシュ化し、販売を行なっておりますのでご利用下さい。ご希望の方は下記代理店に直接お申込み下さい。

記

日本インフォメーションマイクロ株式会社

〒104 東京都中央区京橋 3 の 6 の 7 03 (273) 8861

マイクロフィッシュ版	バックナンバー	シート数	価 格
土木学会誌、論文集総索引	第 1 巻～第 48 号	5	1 600
土木学会 論文集	第 1 巻～第 124 号	206	62 100
土木学会誌(全 巻)	第 1 巻～第 50 号	1 466	358 000
〃 (大正編)	第 1 巻～第 12 号	474	118 000
〃 (昭和前期編)	第 13 巻～第 30 号	614	159 000
〃 (昭和後期編)	第 31 巻～第 50 号	378	99 500
土木工学文献目録集	1969 年度版	5	2 000
新発売 海岸工学講演会講演集 (著者・論文名の索引付)	第 1 回～第 10 回	42	14 000

土木工事の積算

●B 5 判 222 ページ・上クロース装 1 800 円 会員特価 1 600 円(〒170 円)●

●積算概論 / 神戸製鋼・若木三夫 ●工事実績と積算 / 道路公団・山崎八郎 ●材料および労務単価 / 建設省・宮内章 ●機械経費と稼働率 / 建設省・川崎迪一 ●仮設計画と仮設費 / 鹿島建設・宮原春樹 ●間接経費の考えかた / 日本国土開発・竹内道郎 ●安全対策費のみかた / 国鉄・清水正男 ●積算のシステム化 / 建設省・小寺隆夫 ●アメリカ合衆国における積算 / 大林組・横山義雄 ●

申込先 〒160 東京都新宿区四谷 1 丁目 土木学会刊行物頒布係 振替東京 16828