文献抄録

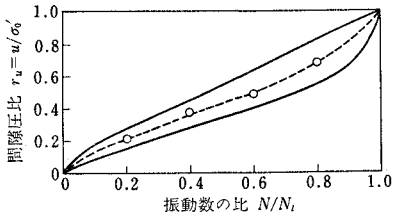
文献調査委員会

液状化における間げき水圧の変化

"Pore-Water Pressure Changes
During Soil Liquefaction"
Seed, H.B., Martin, P.P. and Lysmer, J.
Proc. of A.S.C.E., Vol. 102, No. GT 4,
pp. 323～346, April (1976)

地震時における砂地盤中の間げき水圧の上昇を知るには二つの方法がある．一方は，繰り返し荷重を受けた砂の沈下速度，リバウンドおよびひずみを知って，繰り返し荷重下の間げき圧の変化を知る方法であり，他方は振動試験の結果から，例えば，図—1 を得て間げき圧の変化を知る方法である．

間げき水圧を求めるために必要な条件は，非排水状態で液状化する繰り返し振動数のみであり，これを振動せん断試験より求めれば，図—1 を用いて間げき圧を知ることができる．図—1 は，標準的な砂で振動試験を実施した結果をまとめたものである．ここで用いている記号は，N：地震の振動数，N_l：液状化に至るまでの繰り返し振動数，u：過剰間げき圧，σ_0'：有効拘束圧．



図—1　振動せん断試験による間げき水圧の発生

図—1 に示された曲線は次式で表わされる．

$$r_u=\frac{1}{2}+\frac{1}{\pi}\sin^{-1}(2\,r_N^{1/\alpha}-1) \quad \cdots\cdots\cdots(1)$$

r_u は u/σ_0' であり，α は土の性質により決まる定数で，図中の破線は $\alpha=0.7$ になる．これは相対密度 60% の砂に対するものである．

式 (1) より，次のようにして各時点での間げき圧を求めることができる．

1) 実際の地震波を等価の正弦波におき変え，最大せん断力を τ_{eq}，振動数を N_{eq}，周期を T_{eq} とする．

2) 1)の波に対して，ある地盤が液状化するために必要な振動数を求める．

地震時の振動により，過剰間げき圧 u_g が発生し，その後，一次圧密の法則に従って土の体積変化を伴いながら u_g が消散する．この地震時の間げき圧の変化を式に表わせば，C_v を土の圧密係数として，

$$\frac{\partial u}{\partial t}=C_v\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}+\frac{\partial u_g}{\partial t} \quad \cdots\cdots\cdots(2)$$

となり，$q=\partial u_g/\partial t$ は，地震により発生する間げき圧の速度になる．

実際には，地下水位は地表面より d だけ低い位置にあるので，この上昇量を求めねばならない．微小時間 Δt に上昇する水量 Q は，透水係数を k とすれば，次式で表わせる．

$$Q=-k\left(\frac{\partial u}{\partial z}\right)_{z=d}\Delta t \quad \cdots\cdots\cdots(3)$$

解析に必要な土質条件は土の液状化に関する性質，透水性，圧縮性などであるが，間げき水圧の変化を求める式の精度を考えれば，必ずしも現地で試験を行わなくても，一般的な値を用いればよい．

飽和砂の圧縮性は，間げき圧が変化するとき，砂の粒径，密度および最大間げき圧と拘束圧 σ_3 との比の影響を受け，間げき圧比が 60% を越えると，圧縮係数 w_v の値は，特に相対密度の影響を受ける．

間げき圧の発生および消散の変化は，次のステップにより，一次元で知ることができる．

1) 地震時のせん断力の履歴を知る．

2) 各深度ごとに τ_{eq}, N_{eq}, T_{eq} を決める．

3) 非排水状態で初期液状化を生じる繰り返しせん断力と繰り返し回数とを知る．

4) 3) の結果から，τ_{eq} で初期液状化に至る N_l を求める．

5) 図—1 などを用い，N_{eq}/N_l から q を求める．

6) 圧密係数を求める．

7) 式 (2) を解く．

地震後の解は，式 (2) から q の項を無視することによって得られる．また，その式は，初期液状化をした層の上の層にも適用できる．

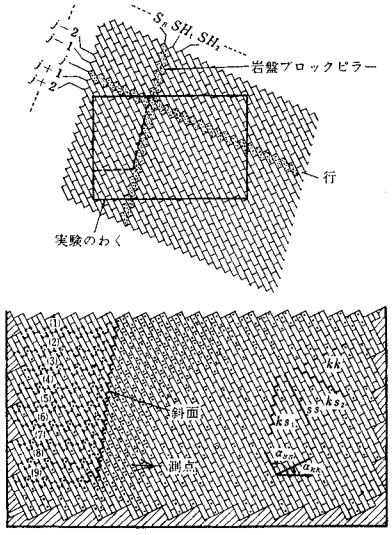
以上の解析を行った結果，細砂層では，過剰間げき圧は地震後 1 時間以上も残っていることがわかった．また，地表に液状化現象が現われるのは，地震後数分してからで，地表が限界状態に達するのは 10～30 分後である．粗砂または礫層では，液状化が生じる前に過剰間げき圧が減少する．

（茗ケ原義彦：大成建設（株）土木設計部）

破壊に至るまでの規則的な節理を有する岩盤斜面の変形挙動について

"Zum Verformungs und Bruchverhalten regelmäßig geklüfteter Felsböschungen"
Hofmann, H.
Rock Mechanics, Suppl. 3, pp. 31～43 (1974)

本文は節理を有する岩盤斜面の掘削時の安定性を，モデル実験によって論じたものである．岩体自身を剛体（$E=\infty$）とした節理構造モデルと岩体自身の剛性を考慮した相似材料モデルの2種類のモデル実験で，主として，成層面が山側へ傾斜している場合（差し目）について行われている．斜面掘削時において，斜面安定に及ぼす岩盤節理の影響，ならびに斜面露頭部から岩盤深部までの変形および破壊の発達についての一連の経過を調べている．そして，実験結果を要約してみると，次のようである．



ss：成層面，k_{st}：階段型節理，kk：管理部，
α_{ss}, α_{kk}：傾斜角，(1),(2),(3) 掘削の順序
図—1 実験モデル

（1） 図—1 の実験モデルにおける斜面の掘削進行につれて，斜面の変形挙動は次の3段階に分けられる．

第1段階：斜面表層付近では，段階型節理が現われ，岩盤ブロックピラー（岩柱）が形成される．第2段階：岩盤ブロックピラーの回転角が増大して，岩盤ブロックピラーを構成している岩盤ブロックが斜面側へ滑動し，ブロックピラーの沈下が生じる．斜面傾斜が大きい場合には，このブロックピラーは安定性を失い，崩れ落ちる．第3段階：岩盤ブロックピラーのはく離（ゆるみ）が斜面表層から山側に広がる．さらに，各岩盤ブロックピラーの下部領域にまで回転運動が拡大して，下部では，ダイラタンシー領域が発生し，2次的な潜在すべり面を形成していく．

（2） 節理を多く有する斜面の変形挙動には，岩体自身の物性の影響よりも，斜面形状および節理分布の影響が大きく，斜面の安定性に与える主要因は次の3つがあげられる．

① 斜面の傾斜
② 斜面の高さ
③ 斜面の節理

（3） 掘削途中でのいろいろな局部的破壊が発生しているにもかかわらず，すべり面の最終的な形状はどの斜面も非常によく似ている．しかし，その地盤構造は一般の土質材料による斜面とは異なり，岩盤斜面では，斜面底部における岩盤ブロックの破壊領域，斜面中央部における転移領域，斜面上部における岩盤ブロックのはく離領域というように，それぞれ，領域によって特徴づけられている．

（4） 土質力学における物性条件で左右される斜面の破壊形式（例として，対数ら線）と，岩盤力学における節理構造の条件で生じた斜面の破壊形式との2つの破壊形式があるが，実際の自然斜面においては，両者の混合した破壊形式のものが大部分である．

（駒田広也：電力中央研究所土木技術研究所）

補剛ケーブルを有する立体構造の解析

"Analysis of Cable-Stiffened Space Structure"
Morris, N.F.
Proc. of A.S.C.E., Vol. 102, No. ST 3,
pp. 501～513, March (1976)

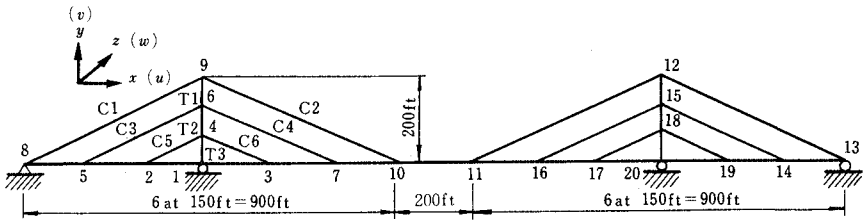
吊橋や斜張橋のようにケーブルで支持された構造は変形が大きいため，その挙動は一般に非線形となる．本論文では，この構造系の三次元動的解析を行ってみた．

空間構造の動的なつり合い式は，平面の公式を単純に次元のみ拡張して次式で与えられる．

$$\boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{D}}+\boldsymbol{C}\dot{\boldsymbol{D}}+\boldsymbol{K}\boldsymbol{D}=\boldsymbol{P} \quad \cdots\cdots(1)$$

ここに，$\boldsymbol{D}$：節点変位ベクトル，$\boldsymbol{M}$：質量マトリックス，$\boldsymbol{C}$：減衰マトリックス，$\boldsymbol{P}$：節点荷重ベクトル，$\boldsymbol{K}$：全体剛性マトリックス
（以上いずれも1格点成分）

非線形性は $\boldsymbol{K}$ の中に与えられる．すなわち，おのおのの部材剛性マトリックスを固定方向に座標変換するとき，その座標変換マトリックスは変形後の部材軸に依存するため，変位の関数となる．また，変形によ



図—1

る部材軸力の変化も，変位の2次の項まで採用すれば非線形となる．$\boldsymbol{K}$ からこれらの項を無視すれば線形理論となり，式 (1) 中 $\boldsymbol{M}, \boldsymbol{C}$ を 0 とおけば静的なつり合い式に一致する．

式 (1) を解くために，Newmark の線形加速法を用い，ある既知の状態 $\boldsymbol{D}_0\dot{\boldsymbol{D}}_0\ddot{\boldsymbol{D}}_0$ より，時間間隔 Δt 経過後の状態 $\boldsymbol{D}_i\dot{\boldsymbol{D}}_i\ddot{\boldsymbol{D}}_i$ を逐次求めていく手法をとった．この場合，各時点ごとに非線形連立方程式を繰り返し計算で解く必要があり，計算時間，容量上問題を生ずる．よって，式 (1) の次数を下げるため，線形非減衰自由振動のモード $\boldsymbol{\phi}$ を用いて，

$$\boldsymbol{D}=\boldsymbol{\phi}\boldsymbol{q} \quad \cdots\cdots(2)$$

とおけば，式 (1) は次のように変換される．

$$\bar{\boldsymbol{M}}\ddot{\boldsymbol{q}}+\bar{\boldsymbol{C}}\dot{\boldsymbol{q}}+\bar{\boldsymbol{K}}\boldsymbol{q}=\boldsymbol{Q} \quad \cdots\cdots(3)$$

ここに，$\bar{\boldsymbol{M}}=\boldsymbol{\phi}^T\boldsymbol{M}\boldsymbol{\phi}$, $\bar{\boldsymbol{C}}=\boldsymbol{\phi}^T\boldsymbol{C}\boldsymbol{\phi}$

$\bar{\boldsymbol{K}}=\boldsymbol{\phi}^T\boldsymbol{K}\boldsymbol{\phi}$, $\boldsymbol{Q}=\boldsymbol{\phi}^T\boldsymbol{P}$

一般化座標 $\boldsymbol{q}$ の次数は，応答計算上十分なモード数で決まり，通常は $\boldsymbol{D}$ の自由度に比して著しく小さくとれる．また，振動モードの直交性から $\bar{\boldsymbol{M}}$ は対角マトリックス，$\bar{\boldsymbol{K}}$ も線形理論の範囲では対角マトリックスである．$\bar{\boldsymbol{C}}$ は一般に対角マトリックスではないが，計算の簡便のため，ほぼ等価な対角マトリックスに圧縮する．

以上の計算式を図—1の斜張橋に適用した結果を以下に示す．この斜張橋は中央径間 335 m，桁の鉛直方向 $I_w=1.13\ \mathrm{m}^4$ の箱型断面橋であり，ケーブルを道路中央に定着した一平面構造である．

数値計算は，① 静的解析，② 自由振動，③ 動的解析について行われた．この程度の規模の橋梁では，静的な計算に非線形の影響は小さい．しかし，この例のように桁と塔柱が剛結されている系では，鉛直偏心荷重による桁の回転が塔頂に大きな水平変位をひき起こすので，三次元解析が常に必要となる．**表—1** に5次までの自由振動数と卓越する変位方向を，**表—2** に動的解析の結果を示す．

Q1 は，鉛直方向に 0.14 g の最大加速度スペクトルをもつ地震波の相当荷重を加えたものであり，この応答値が小さいのは下部工を無視したためである．このとき，ケーブル張力も死荷重時と変わっていない．V1 から V3 までは，風の渦励振に対する応答であり，いずれも $P\sin\beta t$, $M\sin\beta t$ の形をもつ，時間的

表—1　自由振動モード

モード 1	2	3	4	5
（a） 固有振動数				
0.233	0.343	0.364	0.382	0.425
（b） 最大変位方向				
W	θ_x	V	V	θ_x

表—2　動的応答結果

Value	Q 1	V 1	V 2	V 3	V 3	V3*	Q 1
応答時間	20	30	30	30	20	20	20
使用モード数	10	10	10	6	6	6	15
（a） 着目点最大変位							
v_7	0.0003	1.025	2.442	3.746	3.472	3.422	1.355
v_5	0.0001	0.586	1.565	2.320	2.150	2.100	0.694
v_{10}	0.0002	1.286	2.134	3.685	3.417	3.358	1.344
v_{11}	0.0001	1.789	1.461	3.622	3.358	3.329	1.344
v_{17}	0.0002	1.277	0.903	2.407	2.230	2.230	0.864
v_{14}	0.0002	1.142	0.853	2.248	2.082	2.070	0.695
w_{10}	0.191	0.242	0.156	0.038	0.039	0.070	1.050
w_{11}	0.191	0.240	0.153	0.040	0.042	0.072	1.050
w_9	0.204	3.287	2.222	0.539	0.539	0.907	2.692
w_{12}	0.204	3.365	2.391	0.466	0.482	0.925	2.586
u_9	0.00003	0.259	0.450	0.764	0.708	0.674	0.281
u_{12}	0.00005	0.558	0.515	1.199	1.112	1.245	0.423
（b） 着目点最大モーメント							
M_{w1}	11	1 735	5 032	6 201	5 904	6 411	12 069
M_{w10}	13	4 168	9 373	6 743	6 094	6 716	2 024
M_{v1}	8 900	5 917	3 763	969	1 007	5 277	30 132
M_{v10}	7 500	5 580	3 692	890	923	1 502	24 476
M_{u1}	167	507	636	69	55	112	10 036
M_{u8}	912	14 586	9 887	2 305	2 387	4 045	13 605
（c） 最大ケーブル張力							
T_{8-9}	3 080	3 995	4 672	5 667	5 581	5 383	2 091
T_{6-7}	1 721	1 888	2 111	2 287	2 271	2 200	1 544

注：1 foot = 0.305 m
1 kip = 0.454 t

に変動する揚力とねじりモーメントを桁に作用させている．V1, V2 では β にそれぞれ2次，3次の自由振動数を与え，いずれも格点 11 に作用させている．V3は，V2と同じβを用い中央径間全域に一様に作用させたものであり，V3* はその非線形解析である．対応する風は風速 30 m に相当する．風が本来面外荷重でありながら，面内変形が大きく，面外変形が小さい傾向をもつこと，主塔等の面外変形には非線形の影響が顕著なこと等が知られる．G1 はガスト応答であり，40 m の平均風速による静的荷重と，最高 45 m のガストの 20 秒間における線形動的解析による結果を重ね合わせたものである．ケーブル張力の変動が著しく，この例ではケーブルは初期張力の 1/3 を失うことになり，疲労の問題を提起する．以上は簡単な例であるが，ケーブル構造に対し，3次元解析と，地震のみならず，風に対する動的解析の必要性を主張するには十分であろう．

（大月　哲：（株）長大橋設計センター）

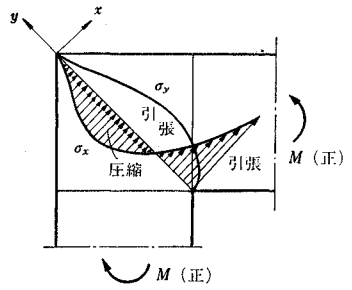
RC ラーメン隅角部の合理的な鉄筋配置

"Reinforced Concrete Corners and Joints Subjected to Bending Moment"
Nilsson, I.H.E. and Losberg, A.
Proc. of A.S.C.E., Vol. 102, No. ST 6, pp. 1229～1254, June (1976)

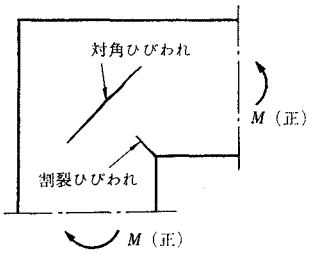
RCラーメン構造の隅角部および接合部は，以下の条件を満たすような鉄筋配置とする必要がある．① 隣接断面と同程度の耐力を有すること，② それが満たされない場合，応力の再配分が可能となるようなじん性を有すること，③ 施工が容易であること．以上の点に着目して広範な実験を行い，合理的な鉄筋配置について研究した．主要な力点は直角隅角部に置かれたが，鈍角および鈍角の隅角部，T型接合部ならびに擁壁も対象とした．

（1） 直角隅角部

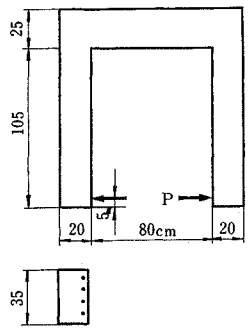
隅角部内側に引張応力を生じる正の曲げモーメントが作用する場合の応力状態は，ひびわれ発生以前の段階では弾性論から計算できる（図—1）．この応力状態から 図—2 に示すように基本的に2種類のひびわれが発生する．ここでは，σ_y により発生するひびわれを対角ひびわれ，σ_x によるものを割裂ひびわれとよぶことにする．隅角部の鉄筋配置はこの2種類のひびわれに対する対策が基本となる．供試体の寸法と載荷方法を 図—3 に示す．



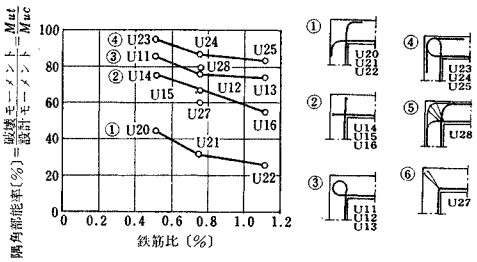
図—1　正の曲げモーメントを受ける隅角部の応力状態



図—2　正の曲げモーメントを受ける隅角部のひびわれ状態



図—3　供試体の寸法と載荷方法



図—4　鉄筋配置と隅角部能率

1）対角ひびわれに対する鉄筋配置

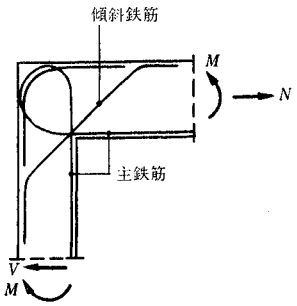
試験した鉄筋配置と隅角部能率 M_{ut}/M_{uc} を 図—4 に示す．

ここで M_{ut} は測定された隅角部の終局モーメント，M_{uc} は計算された隣接断面の終局モーメントで，$M_{ut}/M_{uc}=100\%$ は隅角部が脚部と同等の強度を有することを意味する．図—4 の鉄筋配置のうち，①～④

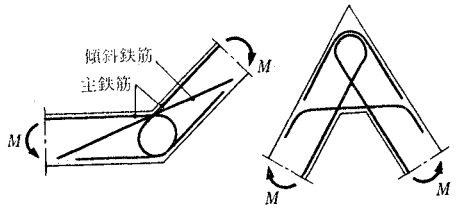
が基本配置で，それぞれ鉄筋比を 0.5,0.75,1.1% に変えた3つの供試体を試験した．①は対角ひびわれにより破壊した．破壊は終局モーメントにおいて突然に起こり，隅角部能率も非常に低い結果となった．②は図からは明らかではないが，紙面に垂直方向にフックを付けた配置である．やはり対角ひびわれにより破壊したが，隅角部能率は①より高かった．③はループ状に曲げ配置である．ひびわれはループに沿って成長した．隅角部能率は②よりさらに高くなった．④はループ状配筋の別法である．これは③よりもさらに高い隅角部能率を示し，今回試験した基本配置の中では最も合理的なものと考えられた．⑤と⑥はスターラップを用いた場合である．スターラップは耐力とじん性を増加させることが判明したが壁とスラブの接合のように奥行きのある場合に用いることは施工上難点がある．

2) 割裂ひびわれに対する鉄筋配置

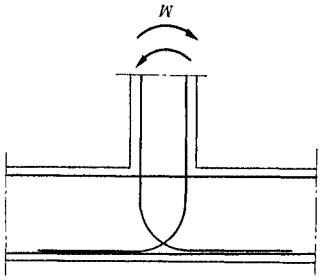
直角隅角部の合理的な鉄筋配置を 図—5 に示す．隅角部内側の傾斜鉄筋は割裂ひびわれによる破壊を防ぐために配置された．この部分には通常ハンチを付けるが，傾斜鉄筋の断面積を主鉄筋の約 1/2 以上にすればハンチがなくとも十分な強度が得られることが判明した．



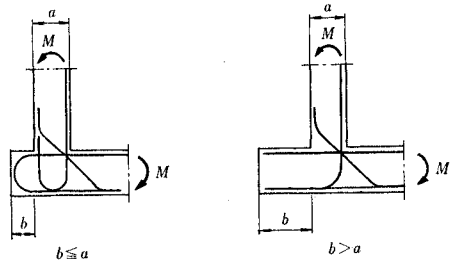
図—5 直角隅角部の鉄筋配置



図—6 鈍角および鋭角隅角部の鉄筋配置



図—7 T 型接合部の鉄筋配置



図—8 擁壁の鉄筋配置

（2） その他の隅角部および接合部

合理的な鉄筋配置の結果のみを記す．鈍角および鋭角の隅角部については 図—6 に，T型接合部については 図—7 に，擁壁については 図—8 に示す．

（涌井 一：日本国有鉄道 鉄道技術研究所）

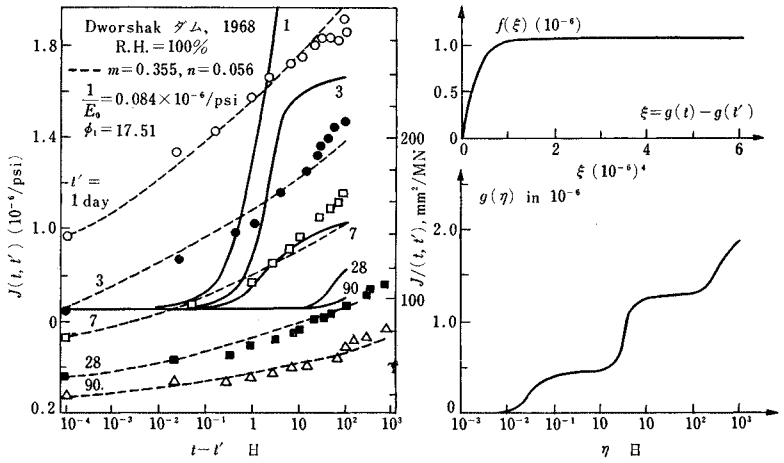
最適化の手法による最近のコンクリートのクリープに対する実用式の検討

"Optimization Check of Certain Recent Practical Formulations for Concrete Creep"
Bažant, Z.P. and Jhonguthai, W.
Matériaux et Constructions, Vol. 9, No. 50, pp. 91～98, Mars-Avril (1976)

非線型自乗和問題に対する強力な最適化の手法は，最近，電子計算機のライブラリー中のサブルーチンとして利用できるようになった．これによって種々の理論的構成方程式の検討と同定を革命化する新しい可能性が開かれた．

著者は最近の論文において (Cement & Concrete Res., Vol. 5, pp. 129～138, 1975)，新しいヨーロッパ・コンクリート委員会の指針のために提案されたクリープ関数を，最適化の手法を用いて検査し，この関数が，載荷材令とクリープの持続期間が長期にわたる場合，実験的なクリープ曲線を表わすことが不可能であり，提案された関数は C.E.B. で採用すべきでないとの結論に達した．ここでは同様な手法により，最近提案された他の二つのクリープ関数，すなわち，換算時間を用いた粘弾性式 (Gamble & Jordaan 他) と流れ速度法 (rate of flow method) (England, Illston, Jordaan 他) を吟味する．

電子計算機によらず，手計算でクリープ構造解析を行えるような単純化されたクリープ式を見い出すため



図—1　換算時間を用いた粘弾性式によるクリープ曲線のあてはめ
（点線は Bažant 式）

となるような未知関数 x_1, x_2, …, x_N を求めることとなる．これを解くために，Marquardt のアルゴリズムを用いる．結果を図—1に実線で示す．あてはまりはよくない．参考のため点線で Bažant による二重べき関数，

$$J(t, t')=\frac{1}{E_0}+\frac{\phi_1}{E_0}t'^{-m}(t-t')^n \quad \cdots\cdots(5)$$

による解析結果を示す．

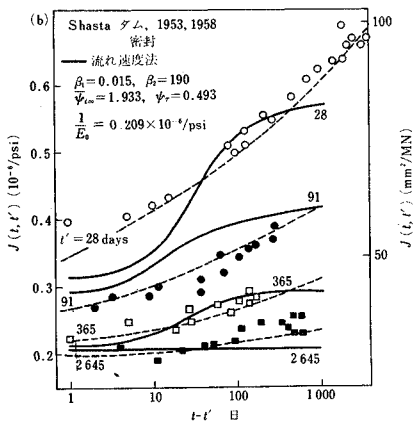
次に流れ速度法を吟味する．この方法では，

$$J(t, t')=\frac{1}{E_0}[1+\psi_i(t, t')+\psi_r(t, t')] \quad (t=t-t') \quad \cdots\cdots(6)$$

$\psi_i(t, t')=\bar{\psi}_{i\infty}e^{-\beta_1 t'}(1-e^{-\beta_1 \tilde{t}})$（非回復成分）

$\psi_r(t, t')=\psi_{r\infty}(1-e^{-\beta_2\psi_i(t,t')})$（回復成分）

ここに，E_0, $\bar{\psi}_{i\infty}$, $\psi_{r\infty}$, β_1, β_2 は定数．結果を図—2に実線で示す（点線は Bažant らの式）．この場合 β_1 と β_2 は自動的には決まらない．結論として流れ速度法によるあてはまりも悪い．これらの式は C.E.B. に提案された拡張された Dishinger 法と同程度によくない．これらの式は全クリープひずみは，回復性分と非回復性分に分離できるとしているが，これは材令効果をもつ材料に対しては熱力学的に誤りであると著者は述べている．



図—2　流れ速度法によるあてはめ
（点線は Bažant 式）

（河角　誠：電力中央研究所 土木技術研究所）

に多くの努力が払われてきたが，そのうちの一つは，

$$J(t, t')=\frac{1}{E_0}+f[g(t)-g(t')]+g(t)-g(t') \quad \cdots\cdots(1)$$

である．ここに E_0 は弾性係数の代表値，f と g は正値非減少の一変数関数．この式の利点は，換算時間 $\tau^*=g(t)$ を導入することにより，Laplace 変換を利用できることにある．この場合，最小自乗法によって，クリープ・データーの最適あてはまりの目的関数は，

$$\Phi=\int_t\int_{t'}[J(t, t')-\tilde{J}(t, t')]^2 d\ln(t-t')d\ln t' =\text{Min} \quad \cdots\cdots(2)$$

ここで $\tilde{J}(t, t')$ は測定されたクリープ関数，$J(t, t')$ は理論的なクリープ関数．数値計算のため，式(2)を和

$$\Phi=\sum_p w_p\sum_q[J(t_q, t_p')-\tilde{J}(t_q, t_p')]^2=\text{Min} \quad \cdots\cdots(3)$$

で近似する．ここに $t_p'(p=1, 2, \cdots, N_p)$ は荷重が初めて加えられた材令，また $t_q=t_p'+\tilde{t}_q(q=1, 2, \cdots, N_q)$ で，ここに $\tilde{t}_q$ は載荷後の材令，w_p は重みであり，重みは，t_p' と t_q が $\log t$ と $\log t'$ 軸で一様に分布した場合に相当するようにつける．次に f と g が正値非減少関数で，E_0 が正であることを保証するために，

$$\left.\begin{aligned} &f_i=x_1^2+x_2^2+\cdots+x_i^2 \quad (i=1, 2, \cdots, m)\\ &g_j=x_{m+1}^2+x_{m+2}^2+\cdots+x_{m+j}^2 \quad (j=1, 2, \cdots, n)\\ &1/E_0=x_N^2 \quad (N=m+n+1)\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(4)$$

とおく．最適化の問題は，与えられた試験データの集合に対し，

$$\Phi(x_1, x_2, \cdots, x_N)=\text{Min}.$$