

ニューマチックケーソン内での載荷試験の経験 と破壊機構の観察

大内正敏*・日下部治**・前田良刀***

著者らは東名足柄橋下部工事のニューマチックケーソン内の密なスコリア層上で、ケーソン内試験の利点を生かした大型載荷試験を実施し、直接基礎の支持力に関する研究を行った。本文では、自然地盤を対象とした大型載荷試験方法の確立に寄与するため、載荷試験実施の経験を中心に計画段階での検討・実施上の問題点・解決策を述べ、併せて詳細な地盤性状と地盤破壊の観察方法と観察事実を報告した。

Keywords: in-situ loading test, bearing capacity, failure mechanism, caisson

1. ま え が き

筆者らは東名高速道路改築・東名足柄橋下部工事のニューマチックケーソン内の、密なスコリア層上で、ケーソン自重を反力を利用した直接基礎の大型載荷試験を実施し、その支持力特性について先に報告した¹⁾。こうした実地盤での大型載荷試験では、研究の主目的である荷重～沈下曲線や極限支持力値が得られる以前の計画段階、および実施に至るまでの工学的判断が、実験的研究の重要な一部を構成し、これらは広義の意味で実験技術の一部と解釈される。

自然地盤を対象とした実験は、当然模型実験とは別の考慮・配慮が必要となる。特徴的なことは地盤条件・実験条件が、同一であることはなく、なかなか普遍的な実験技術として蓄積されてこなかった点である。と同時に、自然地盤対象の実験ではいわば「ぶっつけ本番」であり、失敗が許されないという側面もある。

近年の地盤工学の急速な進歩は、室内模型実験から自然地盤を対象とした次のハードルに向かって歩みを進める状態になってきたことを感じさせる。このような背景から、自然地盤を対象とする実験手法・実施の経験それに基づく反省の記述は、今後の自然地盤での試験方法の確立に寄与するものと思われる。

本文では、ケーソン内での載荷試験実施の経験を中心に、計画段階での検討、実施上の問題点およびそれらの解決策を述べ、併せて詳細な地盤性状と地盤破壊の観察事実を報告する。

直接基礎の大型載荷試験を実施するには、反力および載荷装置の施工に莫大な費用と時間を要し、さらに同質

地盤条件下で多くの実験ケースを実施するには均質な地盤が広い面積にわたって確保されていなければならないなど、困難な問題が多い。したがって大型載荷試験の実施例は、沖積砂層での最大3m×3mの正方形基礎²⁾、第三紀軟岩層での最大直径2mの円形基礎³⁾、細～中粒砂での最大1m×1mの正方形基礎⁴⁾などがあるが、その報告例は限られている。

施工管理上、ニューマチックケーソンでは基礎が所定の深さに達した時、支持層の地耐力を確認するため、作業室天井スラブを反力壁とした簡易な平板載荷試験が実施される。これを載荷試験手法の視点から見ると、①反力としてケーソンの大きな自重を利用でき、②均質な地盤が厚く堆積していれば数回の掘削・沈設によって同種地盤で多ケースの載荷試験が可能となり、③ケーソン躯体構築中に試験を行えば本工事の進捗にもほとんど支障がなく、④開削工事を伴わず深い支持層でも安全に試験が行えるなど、利点に満ちた手法といえる。

研究を目的としたケーソン内の載荷試験例は、橋梁基礎用ケーソンを利用した洪積世の砂、シルト層などにおける最大直径0.75mの円形基礎⁵⁾や、試験用に施工されたケーソンであるが洪積砂礫層における直径0.6mの円形基礎^{6),7)}がある。

しかし、ニューマチックケーソン工法⁸⁾は高気圧作業安全衛生規則をはじめとする各種の労働省令によって、作業時間などの規制・管理、構造、設備、その他施工上の細部にわたり事故・疾病の防止対策が規定されている。載荷試験といえども、ケーソン内では実験機材の種類・寸法や作業の手順・方法が制約される。さらに本工事のケーソンを用いる場合は、載荷ばりとなる吊げたの強度・配置など構造上の制約および掘削・沈設や本体構築の工程との調整を加味しなければならない。したがって、ケーソン内載荷試験の利点を生かすためには、用意周到な準備と慎重な管理が要求される。

* 正会員 (株)白石 開発技術部課長代理
(〒101 千代田区岩本町3-2-10 SN 岩本町ビル)

** 正会員 Ph. D. 広島大学教授 工学部第四類 (建設系)

*** 正会員 工博 日本道路公団 東京第一建設局構造技術課長代理

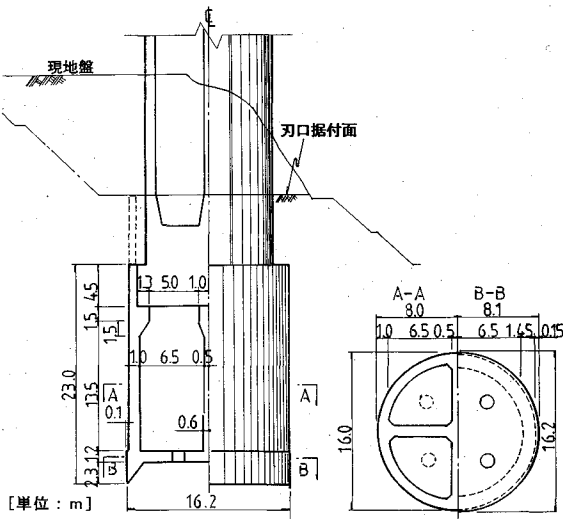


図-1 P5ケーソン一般図

2. 計 画

(1) 実験場所・位置の選定

実験場所として選定した東名足柄橋は、7基のニューマチックケーソン基礎が採用され、直接基礎の支持層に利用される密な砂層が厚く堆積している。載荷試験を行うケーソンの選定には、以下の3条件を一番満すP5ケーソンに決定した(図-1)。

① 地盤条件：掘削・沈設時に試験地盤を乱さないように転石や玉石を含まないこと、複数回の実験を行うため深さ方向に均質な層が厚く堆積していること。

② ケーソン形状・構造：多くの実験回数が得られるように掘削面積・根入れ深さが大きいこと、構造上、吊げた直下で載荷できること、大きな載荷重が得られるよう沈下力がより優勢であること。

③ 施工条件：工程のクリティカルパス上や近接施工など特殊条件を有しないケーソンであること。

P5ケーソンは最終沈設に至るまで8ロットの構築作業からなり、どのエレベーションで実験を行うべきかの検討が必要であった。構築したロットの沈設が完了すると次ロットの構築作業に入るため、12~14日間ほど掘削・沈設作業が停止する。この7つの地盤面から、同一の地盤条件となるよう下記の5点に留意して、図-2に示す3つの試験地盤A, B, Cを選択した。

①地盤が飽和状態となるように地下水位面以下であること。②作業気圧が低い位置であること。③大きな載荷反力を得られる位置であること。④大きな粘着力を有するような細粒分が多く電気検層の比抵抗値が小さい地盤は避けること。⑤底面支持地盤が破壊しないよう最終沈設地盤は避けること。

(2) 載荷装置

載荷板や載荷装置などの実験機材は、二重扉構造の狭いマテリアルロックと、これから作業室へ通じるマテリアルシャフトを通過してケーソン内へ試験地盤ごとへ搬入することになる。今回は3箇所のマテリアルロックの内、1箇所は実験効率を考え1.0m³アースバケット用の大型マテリアルロック・シャフトで搬入した結果、直径約1.0m、高さ約2.8mの大きさまで搬入可能となった。これを越える機材は分割して搬入し、ケーソン内で結合する方法をとった。基準ばりなど軽量で長い材料は、刃口金物掘付け時に搬入し、作業室天井スラブの構築後、これにアンカーボルトで定着・懸架させて機材搬出入を省力化した。

支持力実験の最大載荷重は、ケーソン自重と周面摩擦力、載荷ばりとなる吊げたの強度から決定される。ここでは、載荷反力として確実に期待できる実荷重のみを考慮して周面摩擦力は無視し、ケーソン自重=[躯体重量]+[沈下力を増すための水荷重]-[圧気による揚圧力]とした。地下水位は、設計時の情報では刃口掘付け面上方2~3mに位置した。

つぎにケーソン躯体の安全性は、ケーソン自重が最大となる第5ロットの沈設完了地盤Cでの躯体重量、水荷重、揚圧力下において、先の最大載荷重を鉛直上向きの集中荷重として吊げた中央部に作用させ、道路橋示方書Ⅳ(道路協会、1990年)による計算手法で照査した。なお、安全管理として吊げたの主鉄筋とコンクリートの応力、たわみ、およびケーソンの浮上り量を載荷時に計測した。

(3) 予備実験

支持力実験の計画では、計画最大荷重の決定が載荷装置および載荷幅の決定に直接関連する。そのためには予備実験を行うことが有効で、ケーソン内を利用すれば載荷幅30cm程度の載荷試験は比較的容易である。今回は、本試験に2か月先行するP5から190m離れたP7ケーソンの、試験地盤と同種の第3ロット沈設完了地盤(以下、D地盤という)にて、30cm角の正方形載荷板で予備実験を実施し、次の数値の把握を試みた。

①極限支持力、②載荷速度、③1ケースあたりの実験所要時間。

なお載荷速度は、地下水位が試験地盤より低いため、荷重保持時間15分のケースしか実施しなかった。

予備実験結果を図-3に示す。極限支持力は1369tf/m²、1ケースの実験所要時間は4サイクル15ステップで7時間20分であった。

(4) 支持力の推定

試験地盤A~Cの極限支持力 q_u は、予備実験結果を最も良くシミュレートできる支持力式を選定し、次にA~C地盤の強度定数を共通の情報であるN値の対比

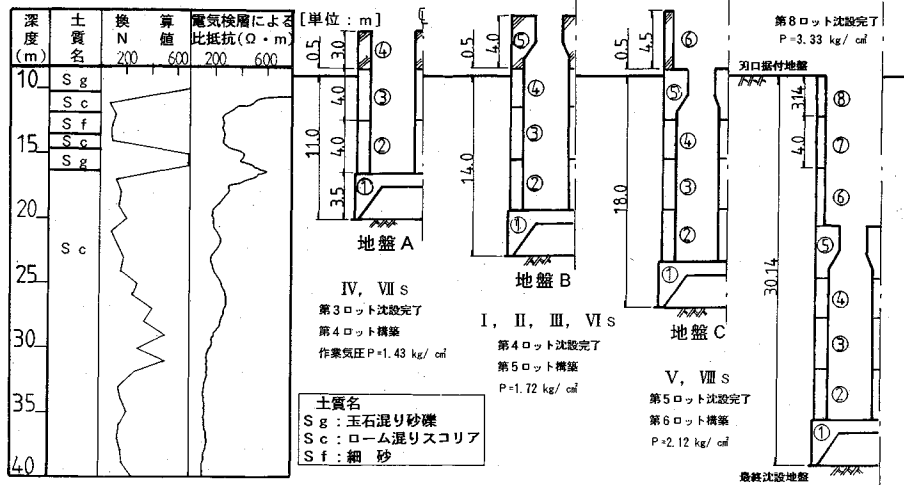


図-2 土質柱状図と試験地盤

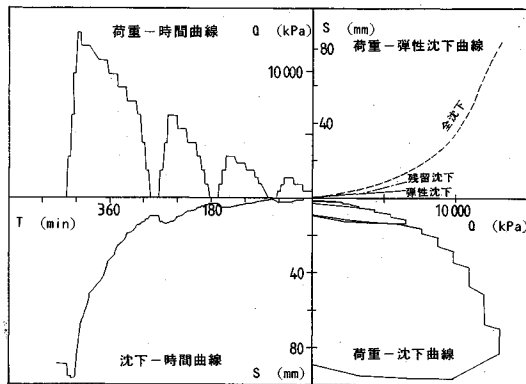


図-3 予備実験の荷重-沈下-時間曲線

表-1 支持力係数と形状係数

支持方式	Terzaghi & Peck	Vésic
Nc	$(Nq - 1)\cot\phi$	$(Nq - 1)\cot\phi$
Nq	$\frac{\exp\{(1.5\pi - \phi)\tan\phi\}}{1 - \sin\phi}$	$\tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)\exp(\pi \cdot \tan\phi)$
Nγ	$(Nq - 1)\tan(1.4\phi)$	$2(Nq + 1)\tan\phi$
Sc	1.2	$1 + \frac{Nq}{Nc}$
Sγ	0.6	0.6

Dunham の相関式¹¹⁾を利用して下式のように定め、これと Terzaghi & Peck の方法¹¹⁾で N_{eq} を地下水補正した値 N'_{eq} を用いて推定した。

$$\phi_d = \sqrt{12N_{eq}} + 6 \text{ (deg)}$$

N'_{eq} は A 地盤が 113, B 地盤が 95, C 地盤が 218 で、これより A 地盤が $\phi_d = 42^\circ$ となり、B 地盤は安全側に同一と仮定した。A, B 地盤における 1 m 前後の正方形載荷板の極限支持力は、以上の条件と Vésic の式からおおよそ 2600 tf/m² と推定された。

(5) 載荷板寸法と載荷方法

載荷板形状寸法および試験本数は、試験の目的上、次の条件を満たすことが望まれた。

- ① 載荷幅はできるだけ大きくする。
- ② 寸法効果による支持力係数の低減傾向を把握するため、載荷幅は少なくとも 3 種類とする。
- ③ 形状係数が検討できる形状比の異なる実験を実施する。
- ④ 3 地盤間のばらつきをみるため、30 cm の正方形載荷板 3 ケースを実施する。

試験本数、各地盤へのケース振分けおよび A, B 地盤の載荷板寸法は、以下に示す 3 つの制約条件を考慮して表-2 のように最終的に決定した。

- ① 実験工事としてケーソン内を使用できる日数の制

から推定する方針で望んだ。支持方式は、以下の 3 つを対象とした。

① Terzaghi & Peck の式⁹⁾

$$q_u = S_c c N_c + S_\gamma \gamma (B/2) N_\gamma$$

② Vésic の式⁹⁾

q_u の算定式は①と同一であるが、両式の支持力係数と形状係数は表-1 に示すとおりである。

③ 球空洞の押掛け理論による杭の先端支持力値を N 値から求める山口の式¹⁰⁾

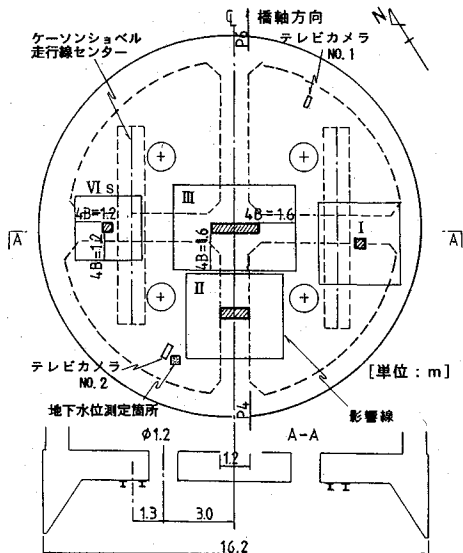
$$q_u = (2.3 \sim 2.9) N (\text{kgf/cm}^2)$$

シミュレーションの結果は、D 地盤の三軸圧縮試験から最小自乗法で得た強度定数 $\phi_d = 37.5^\circ$, $c_d = 14.5 \text{ tf/m}^2$ を用いると①が 1292 tf/m², ②が 1521 tf/m², また D 地盤の換算 N 値 (N_{eq}) 82 を用いると③が小さい方で 1886 tf/m² となった。支持方式は、実験値を過小評価せずに最も良く近似する②の Vésic の式を選定した。

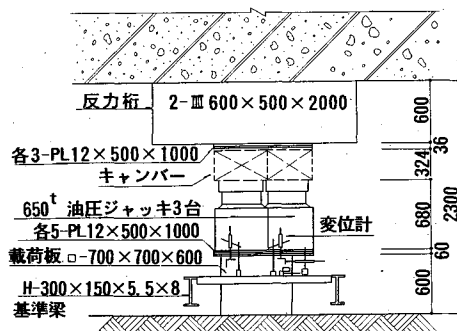
A~C 地盤の強度定数は、 c_d と γ は D 地盤と同じと仮定し、 ϕ_d は D 地盤の換算 N 値と ϕ_d の関係を

表—2 試験ケースの計画

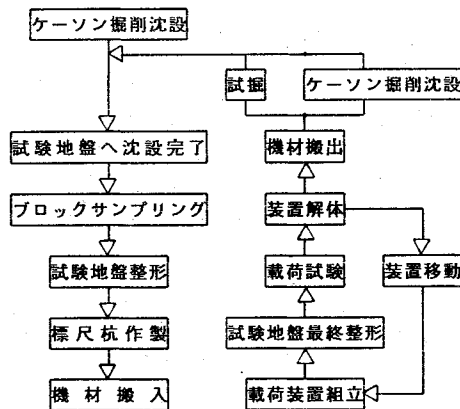
地盤 CASE	載荷板平面寸法 B (m)×L (m)	推定極限 支持力 (tf)	許容載荷		実施最大 載荷重 (tf)
			反力 (tf)	載荷重 (tf)	
A	VI s	0.3 × 0.3	235	740	83
	IV	0.7 × 0.7	1279	1270	729
B	VI s	0.3 × 0.3	235	740	115
	I	0.4 × 0.4	417	970	560
	II	0.4 × 1.2	1257	900	300
III	0.4 × 2.0	2095	1860	840	
C	VI s	0.3 × 0.3	—	740	150
	V	—	—	1880	1950



図—4 B地盤の試験配置と影響範囲



図—5 ケースIVの載荷装置



図—6 載荷試験の作業手順

約から、8 ケースが最大である。

② 推定極限支持力はケーソン自重および吊げたの強度の内、小さい値の許容載荷反力を越えない。

③ 載荷幅 B を基準に水平方向へ $4B$ 、深さ方向に $2B$ を影響範囲とし、他の試験地盤を破壊しない配置とする。表—2 で推定極限支持力が許容載荷反力を上回っているものがあるが、降伏支持力が得られれば極限支持力を得た他のケースとの対比から極限支持力を推定できると判断したことによる。なお、C 地盤は A 地盤の試験終了後でも載荷板の製作に間に合うため、変更可能なように未決定とした。B 地盤の載荷板配置を図—4 に、ケース IV の載荷装置を図—5 に示す。

荷重保持時間は予備実験による比較ができなかったため、載荷により発生した過剰間隙水圧の完全な消散に要する時間を、現場透水試験結果を用い FEM 弾性計算より求め、十分な時間として 15 分間と決定した。

(6) 本工事との調整

施工現場を利用した載荷試験は、本工事の工程上一定期間空白であったり、作業を休止しても工期に影響しな

い場所・時期を選んで行うのが原則である。ケーソン内を利用する場合は、以下の点が地上の試験と異なる。

① 目的の異なる本工事と実験工事を、地中の狭い同じ位置にて 2 週間程度の短い周期で交互に繰返すため、双方に工期厳守が要求される、② 試験精度の前提条件は良質な試験地盤の確保が必須であり、これにはケーソンの施工精度が大きく関与する、③ 安全上、実験工事の高気圧作業は多能工としての技量も有する潜函工によって全てを行うのが良いが、特殊技術を要する技能工や専門技術者も最低限の圧気内業務を要求される。

したがって、ケーソン内の載荷試験は可能な限り双方の作業が錯綜せず、特殊作業は少なくして潜函工に依存できるよう計画した。図—6 の作業手順にしたがって、計画上の留意点を以下に示す。

載荷前の準備工は、本工事の工期が遵守され、かつ機械掘削による乱れのない良質な試験地盤を確保することから始まる。減圧沈下で無理な沈下をさせると、掘削底面のボーリングを招き、さらに浸透力で周囲地盤がケーソンを締付け沈下抵抗力が増大するため、施工管理³⁾を徹底した。試験地盤へは、刃口周囲の掘削を中央部より先行するいわゆる軽いケーソンの掘削方法³⁾を用いて沈



写真-1 ケースⅡの載荷装置組立て



写真-2 ケースⅤの試験断面の観察

設し、刃先を試験面の地山表面より深く貫入させ、その後天井高さが2mほど確保されるまでを機械掘削とした。また、試験中に刃先から圧縮空気を漏洩させないため、刃先より高い位置で人力掘削による整形が完了するようにした。

力学試験に用いる試料のサンプリングの時期と位置は、試験地盤近くの掘削沈設中に行えば工期短縮が図れる。しかし、安全性と施工性を重視し、アースパケット用に深く掘り下げたシャフト下と天井に定着したレールを懸架・走行するケーソンショベルの走行範囲を避けた底面中央部に、試験面から1mほど高く地山を約20m²の広さで掘り残し、沈設完了後そこから切出した。

すべり面確認を容易にする標尺杭と地中変位を測定するパイプひずみ計の設置は、削孔は試験地盤が堅固であるためコンクリート用コアカッターを、また目視用の白い充填材やパイプを地盤に密着させる固定材は、地下水による希釈や被圧地下水の湧出も考慮してゲルタイムの短い水ガラス系薬液を用いた。これらの作業は、サンプリングや人力掘削による試験地盤整形の残土を搬出した後、技能工が行った。

一片の最大重量が1.3tfにもおよぶ載荷装置の組立ては、天井高さが2.3mと低く地上の試験のように大型の揚重機械は使用できない。今回は、本工事で用いるケーソンショベルやこれの組立て・解体に用いるテーブルリフター、さらに天井スラブに80か所あまり埋込んだフォームコネクタにM20のアイボルトを差込みこれ

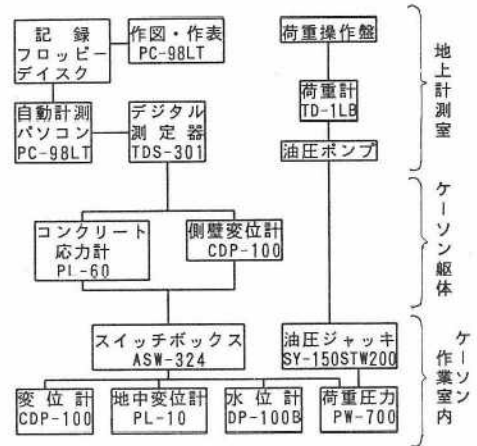


図-7 載荷・計測システム

をアンカーにチェーンブロックなどを利用した(写真-1)。

加減圧やロックから作業室への昇降に要する時間を除いた高気圧下の純作業時間は、作業気圧に応じて8時間労働で195~296分間、労基法による限度2時間の労働時間延長でも272~379分間に制約される。載荷試験は1ケース4~9時間の長時間となるため、載荷が試験員の交代なしに1日で終了するよう、荷重制御や計測は地上まで油圧ホース・中継コードをブローパイプを通して延長し、モニターテレビで装置の変状を監視しながら計測室より遠隔操作した。図-7に載荷・計測システムを示す。

観察面を山として残す試験は、監視員を配置しながら掘削沈設作業と並行させ、時間と労力の節約に努めた(写真-2)。

(7) 境界条件

載荷板は作業上の取扱いが容易な鋼製フレームとし、地盤との相対剛性やたわみ量を予備実験のデータをもとに検討した。載荷板の剛性は、弾性床上の梁モデルにより計算された不等沈下量と剛性との関係が平行とみなせる時の値を採用した。最も不利な長方形のケースⅢでも不等沈下の計算値は0.48mmと小さく、十分な剛性が確保されたと判断した。載荷板底面の粗滑条件は、硬練りの早強セメントペーストを2cm程度敷均した上に載荷板を設置することで、十分粗な条件が得られると判断した。

水位境界として試験面を湛水させれば、圧気圧の調整による水位管理が容易であり有効応力にも影響しない。しかし、試験面の観察に支障をきたすため、試験地盤に設けた釜場の水位を測定して、これと試験面とを一致させるよう計画した。極限荷重付近の地下水位は、載荷板底面から載荷幅Bの4~14%の深さに調節できたため、

工種	1989年 9月			10月			11月		
	10日	20	30	10	20	30	10	20	30
ケーソン構築	4L			5L			6L		
掘削・沈設	4L			5L			6L		
サンプリング	○			○			○		
実験工事	○			○			○		
掘削	○			○			○		
整地	○			○			○		
装置組立・解体	○			○			○		
載荷試験	V ₈ IV			V ₈ II I			V ₈ V		
すべり面試験	○			○			○		

図-8 実施工程

地盤の飽和状態はほぼ確保されたと判断した。

以上、ケーソン内の大型載荷試験を計画したが、反力装置としてグランドアンカーに反力を取る地上の試験と経済比較した結果、地上試験より3割、試料採取・土質試験費用を入れなければ4割ほど節約される。

3. 実 施

実験工事は、図-8に示すように8ケースを約2.5か月で終了したが、いくつかの問題点にも遭遇した。以下に、これらの解決策と試験全体を通しての反省点を示す。

(1) 計画との差異

潜函工は、1ロット分ケーソンが沈下するとシャフトや送排気管などの設備を順次上方へ継足す作業、いわゆる艤装も行いとび工の技能を有し、特に実験作業の多様性から経験豊富な潜函世話役といわれるポーシと潜函工5~6名から成るチームが実験を担当した。しかし、A地盤の試験終了後、実験工事では本工事との健全なコンビネーションが不可欠であり、習熟を期待した実験専任のチーム編成は作業のバランスを崩し逆効果になると判断し、以降のB、C地盤とも異なるチームが担当した。これには、実験の意義・精度の重要性、作業手順などの打合せを繰返し、また掘削沈設の施工段階から試験技術員も参加するなど実験工事が孤立せず本工事の一つとして理解されるように努めたため、支障は全くなかった。地下水位が計画より低かったため、8ケースの載荷時作業気圧（ゲージ圧）もA地盤が0.90および1.00 kgf/m²、B地盤が1.10 kgf/m²が3ケースと1.12 kgf/m²、C地盤が1.51および1.50 kgf/m²と計画より低く、高気圧下の作業可能時間が長く確保された。

試験地山への刃先貫入結果は、刃先が整形した載荷板設置面の高さに対しA地盤のケースⅦs、Ⅳが-7 cm、-5 cm、B地盤のⅥs、Ⅱ、Ⅰ、Ⅲが+15 cm、-6 cm、+4 cm、-5 cm、C地盤のⅧs、Ⅴが-17 cm、-17 cmの位置となった。刃先貫入不足のものがB地盤で2ケース生じたが、これはケーソン沈下量の不足ないし機械掘削により地盤が深くまで乱れたことによる。この場合、試験面が湛水するため、載荷板下のセメントペーストの敷均しは水中の手探り作業となった。なお、試掘で十分堅固なペーストに仕上がっているのを確認した。

地層の走向・傾斜は、各地盤から切出したサンプリン

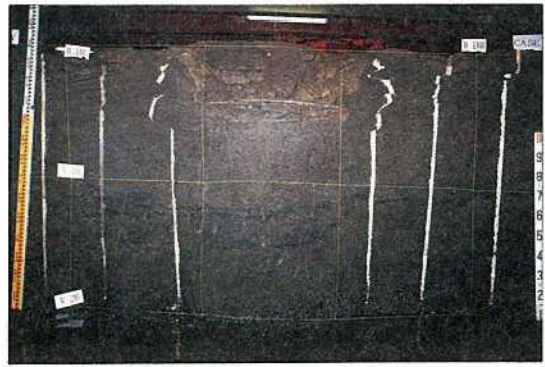


写真-3 ケースⅣの試掘断面

グブロック全ての側面で測定した値を平均化して、各地盤の代表値とした。露頭調査からP5ケーソンは走向が東名足柄橋の橋軸直角方向（N57°W）と一致し傾斜が25°SEと予測していたが、A地盤が走向N70°E、傾斜5°N、B地盤がN35°W、30°W、C地盤がN57°W、15°SWと各地盤で異なった。しかし、長方形載荷板の設置方向（図-4）は、全ての正方形載荷板の対称軸と同様に計画どおり橋軸直角方向と一致させた。また、試掘は地表面の円周状クラックの卓越した方向があればその方向に観察する計画であったが、結果は両方向を観察したケースⅣを除き全てが橋軸方向であった。これはⅣ以外の正方形載荷板は観察されても放射状クラックのみで卓越方向もなく、ケーソンショベルの走行範囲・方向の関係で試掘が安全かつ容易にできる方向を選択したためである。

C地盤のケースⅤの載荷板寸法は、A地盤の試験終了後、0.7 mの正方形載荷板Ⅳと三軸圧縮試験の結果をもとに、拡張したKötter式¹⁾にて検討した。粘着力を10 tf/m²として内部摩擦角φ_iの異方性および応力依存性を考慮した予測値は、Ⅳの支持力実験値1194 tf/m²と良く整合した。C地盤の強度定数もこれと同じと仮定すると1.3 mの正方形は推定支持力が1065 tf/m²となり、許容載荷反力1880 tfを越えないためこの寸法に決定した。しかし結果は、揚圧力が小さく吊げたの計測管理で強度を照査しながらジャッキ能力の上限1950 tfまで載荷したが極限支持力が得られず、Weibull分布曲線により極限支持力1164 tf/m²と推定した。

載荷は極限支持力が得られるまで荷重制御方式で載荷し、その後、すべり面がより確実に形成されるよう沈下量制御で押し込んだ。しかし、A地盤のケースⅣの試掘で、写真-3のように複雑なすべり面が形成され極限支持力時のすべり面の識別が困難となったため、B地盤以降は極限支持力が得られれば載荷終了とした。

(2) 反 省

緻密な計画にもかかわらず問題点が発生したが、以下に計画上の主な反省点を示す。

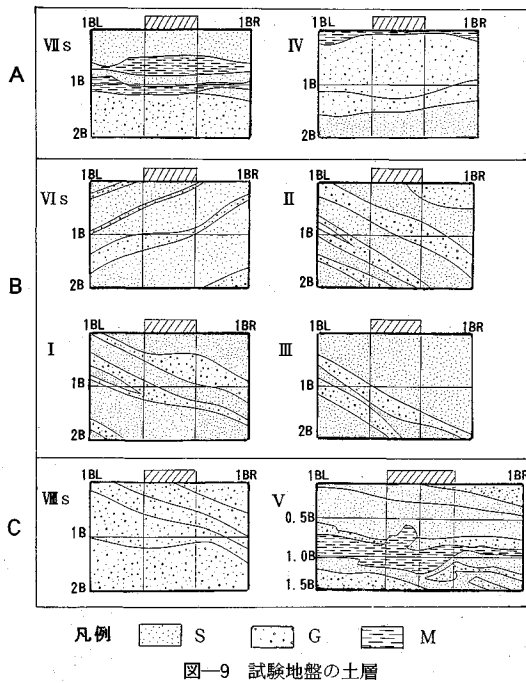


図-9 試験地盤の土層

① 火山成因の地盤では深さ方向に地層の走向・傾斜が大きく変化し、露頭から地層の走向・傾斜を予測することは難しく、試験地盤の出現過程でこれに依存する計画は変更可能にしておくべきであった。ただし、今回は載荷板設置方向を統一することで、実験作業や工程の混乱は防止された。

② 砂地盤の支持力予測では粘着力の存在を疑ったが、支持層となる自然堆積地盤では粘着力の存在を考慮するのが妥当であった¹²⁾。

③ 最大載荷重は揚圧力を安全側に見込んだケーソン自重の最小値で計画した。しかし、載荷板寸法はこれよりよいが、吊げた強度を最大値で計画しておけば、作業気圧の状況からより大きな最大載荷重が期待できた。

④ 載荷板周辺の地表面の沈下計測は目視によったが、これも自動計測にして技術者は載荷中の地表面観察に集中するべきであった。Muhs⁴⁾が湛水した地表面の隆起を観察しこれをもとに支持地盤の進行性破壊を提言したように、地表面の詳細な観察からも貴重な情報が得られる場合がある。

⑤ 通常のケーソン内照明の他、300 W のハロゲンランプ4台を作業箇所へ移動して用いたが、照明が明るいほど安全に精度良く行えるため、照明用電力の増設を図るべきであった。

4. 地盤性状と地盤破壊の観察

(1) 地盤性状

試掘・観察で把握した試験地盤深さ方向の土層は、層

表-3 試験地盤のばらつき

		A地盤	B地盤	C地盤
貫入抵抗値	平均値	1.14	1.00	1.25
P (tf)	データ数 (ヶ)	10	11	11
	変動係数 (%)	31	40	25
間隙比 e	平均値	1.25	1.07	1.20
	データ数 (ヶ)	23	41	23
	変動係数 (%)	9	8	8

厚が2~3 cm から1 m 程度の地層で構成されていた。別途行った77 ケースの粒度試験をもとに試験面整形や試掘で採取した140 か所の試料を観察・分類すると、①礫粒土 G: 日本統一土質分類法の G-M, GM, GPs, Gw, GPu に類似した礫分の多いスコリア, ②砂粒土 S: 日本統一土質分類法の SPu, S-M, SM に類似した砂分の多いスコリア, ③シルト M: やや固結したシルト, の三種類に大別された。図-9 は載荷幅 B を基準に載荷板端から水平方向へ 1 B, 深さ方向へ 1.5~2 B の範囲の複雑な土層であるが、これらを試験ケースの目的からつぎのように判断した。

①載荷幅 (B) 40 cm で奥行き (L) を変化したケース I, II, III は、ほぼ同一の地盤である、②各地盤間の支持力差を確認する 30 cm 正方形載荷板の VI s, VII s, VIII s は、土層が異なり局所的な地盤変化に影響されやすい、③寸法効果を確認する正方形載荷板の I, IV, V は、土層に差異があるものの、G, S の区分で礫分と砂分の構成比が極端に偏っていないため類似地盤とみなせる。

土層が多層で傾斜しているため、約 200 m² の試験面も帯状に変化し、載荷板の設置箇所でも最大 4 層に変化した。試験面強度のばらつきは、底面積 5.3 cm² のコーンを用いた簡易コーン貫入試験にて各地盤 10 か所ほどを調査したが、コーンを静的に 5 cm 貫入した時の抵抗力は表-3 に示すように変動係数が 25~40% と大きい。これは多層に加えて、コーン直径が 26 mm と小さく貫入量も小さいため機械掘削による表面の乱れや粒径の影響を強く受けたと考える。表-3 には力学試験供試体の間隙比のデータを併記したが、変動係数は 10% を越えていない。

礫粒土 G が広く分布した C 地盤は貫入抵抗が過大評価されたと考えれば、各地盤の平均値に差はなかった。さらに、支持力予測で示したが N 値に実測値ほどの差がなく A 地盤の強度定数から C 地盤の妥当な値を予測し得たこと、サンプリングや掘削沈設作業が深度方向に効率低下しなかったこと、各地盤の比抵抗がほぼ一定であったことから、A~C 地盤の強度はほぼ同一とみなせた。したがって試験地盤の N 値は、A 地盤の値、N_{eq} = 100 程度で代表されよう。

(2) 地盤破壊

試掘は、全てのケースで実施した。影響範囲となる載



写真—5 ケースⅥsの試掘断面

荷板から深さ方向に $2B$ 、水平方向に $2\sim 4B$ 程度の地盤をケーソンショベルで山状に掘り残し、載荷板下の中心断面の土を人力にて削り落としすべり面を露出させた。載荷前の試験面高さを基準に、基礎幅 B のピッチで深さ方向と水平方向に水系でメッシュをつくり、試掘断面の観察・スケッチ、各地層の試料採取および 24 mm 、 $F2.8$ の広角レンズと昼光用ストロボで写真撮影を行った。

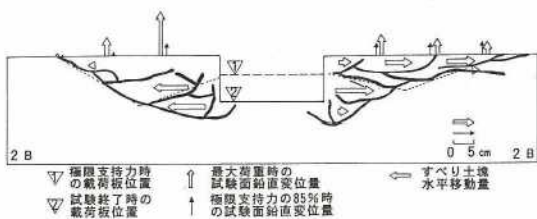
以下に観察結果を示す。

a) 正方形Ⅶs (30 cm, 写真—4)

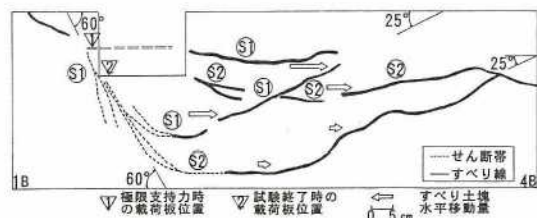
試験は極限支持力 833.3 tf/m^2 (載荷板の沈下量 5.9 cm) から、さらに最大荷重 922 tf/m^2 (試験終了時の沈下量 24.9 cm) まで押し込んだ。写真のすべり面が極限支持力時に生じたのかは不明である。主働領域のすべり面は観察されなかったが、土層模様の変化から主働くさびの深さは載荷板から $B/3$ 程度と浅く、かなり圧縮されていた。

スコリア層はぬいぐるみ用針を刺すと粒子に当りこれを押しのけては貫入せず、粘着力と相対密度の大きさが伺えた。しかし、針が容易に数 cm 貫入できる緩んだ箇所がありここへ白い鋲を打っているが、深さ $B/2$ 、長さ $3B$ 程度で受働領域のすべり面が発生しているのがわかる。

b) 正方形Ⅳ (70 cm, 写真—3)



図—10 ケースⅣのすべり面スケッチ



図—11 ケースⅡのすべり面スケッチ



写真—6 ケースⅡの載荷板直下

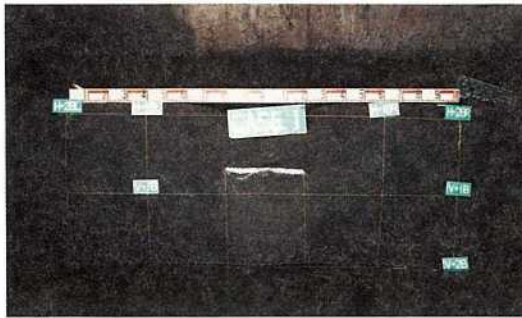
試験は極限支持力 1194 tf/m^2 (沈下量 12.8 cm) から、最大荷重 1488 tf/m^2 (終了時の沈下量 28 cm) まで押し込んだため、すべり面が多数観察された。標尺杭のずれから標尺杭下端を基準としたすべり土塊の側方移動量を算出し、図—10にすべり面とともに矢印で示した。最大荷重時にすべりが下方へ進展し、点線で示した極限支持力時の受働および遷移領域のすべり土塊を押し上げたと推定される。受働領域のすべり土塊の深さは載荷板から $B/3$ 、長さが $2B$ 程度であり、主働くさびは $B/2$ 程度の深さであった。載荷板直下は、暗褐色のスコリアが光沢を帯びた灰色に変化し、粒子破砕をとめない著しく圧縮されていた¹⁾。

c) 正方形Ⅵs (30 cm, 写真—5)

載荷幅 30 cm の3ケースの中では極限支持力および沈下量が最大であったが、明瞭なすべり面は観察されなかった。

d) 長方形Ⅱ (40 cm×120 cm, 写真—6)

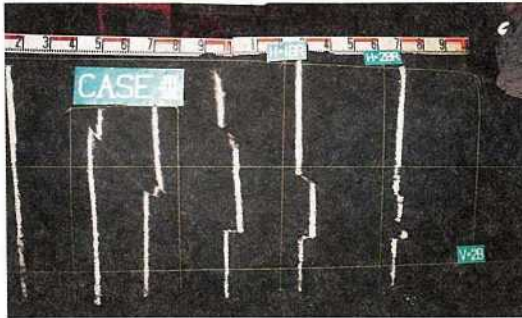
試験は極限支持力の 1167 tf/m^2 を載荷後、除荷して次サイクルへ進めたが、沈下が進むだけで荷重は増加しなかった。地層の傾斜方向にすべりが発生し、載荷板の水



写真一七 ケースⅠの試験断面



写真一九 ケースⅧsの試験断面



写真一八 ケースⅢのすべり面



写真一〇 ケースⅤの荷重板直下

水平変位量は極限支持力時に 17 mm, 試験終了時で 70 mm 以上となり試験面の放射状クラックが移動方向に多く見られた。土層のずれから推定したすべり土塊の側方移動量と荷重板の水平変位量から, すべり面発生時期を推定し, 極限支持力時を S1, 最終荷重サイクル時を S2 として図-11 に示した。すべり土塊の大きさは, 長さは S1 で荷重板から 2~3B, S2 で 4B, 荷重板からの深さは両者とも 1B 程度であった。

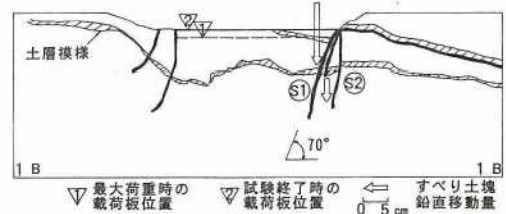
灰色に変色したすべり面 (以下, せん断帯という) が主働領域に発生し, これが遷移・受働領域の変色していないすべり面 (以下, 単にすべり線という) に連続していた。せん断帯は粒子破碎で細粒化し, スコリアの平均粒径 1.0~1.3 mm に対し幅が 2~4 mm と小さく, めいぐるみ用針が 1 cm ほどしか刺さらず密実であった。変色は大きな拘束圧下でのせん断が原因と考えられ, 荷重板から離れた側方のすべり線は変色していなかった。

e) 正方形Ⅰ (40 cm, 写真一七)

試験は極限支持力の 1250 tf/m² 以降, 最大荷重の 1875 tf/m² まで荷重した。すべり面は放射状のせん断帯のみ観察され, 主働さびの深さは荷重板より 1B 弱と推定された。ここはⅣs 同様明るく灰色に変化していた。

f) 長方形Ⅲ (40 cm×200 cm, 写真一八)

せん断帯が主働領域で発生し, これが遷移・受働領域のすべり線に連続していた。すべりは地層の傾斜方向に



図一〇 ケースⅤのすべり面スケッチ

発生し, すべり土塊の大きさは深さが荷重板から 1.5B, 長さが 4B 以上であった。主働・遷移領域の区分はできないが, その先端は荷重板から 2B 離れたあたりで, この上の土塊が受働領域で主働・遷移領域の押し込みによってすべり出したと推定される。

本ケースは地盤の進行性破壊を 6 本のパイプひずみ計で計測し, パイプ曲率の変化率から 1050 tf/m² 極限支持力時に土塊が一挙にではなく, 徐々にすべり出していることが推定された¹⁾。すべり面が発生しない地層傾斜と反対方向の計測値から得た荷重~水平変位量関係では, 荷重板に近いパイプの水平変位量が荷重 750tf/m² あたりから減少しはじめた。これは, 地盤を両側へ押し拡げていた力が傾斜側の部分的なすべりによって解放されたため, 進行的な地盤破壊を示唆した。

g) 正方形Ⅷs (30 cm, 写真一九)

試験は極限支持力の 1000 tf/m² 以降, 最大荷重の 1667 tf/m² まで荷重した。標尺杭が側方に押し拡げられ

ており、放射状のせん断帯も観察された。

h) 正方形V (130 cm, 写真—10)

せん断帯が載荷板端から発生し、ほぼ水平な土層模様になれが生じた。すべり発生の順序は、図—12に示すように主動くさびが最初に押し込まれ、つぎに遷移領域がくさびに引きずられるよう押し込まれ、上方の土層模様の下端に沿って水平なすべりが生じたと推定される。

これにより観察された支持地盤の破壊機構の主な観察事項をまとめると、以下のとおりである。

1) 正方形載荷板では、載荷板両端から放射状にすべり面が発生するパンチング破壊に類似した破壊が観察され、載荷板端から主動・遷移・受働領域へと連続したすべり面は発生しなかった。長方形載荷板 ($L/B=3, 5$) は、載荷板端から主動・遷移・受働領域へと連続したすべり面が一方のみに発生した。

2) すべり面性状は、粒子破碎で変色した密実な載荷点近傍のせん断帯と、色調の変化もない載荷点から遠く離れた緩んだすべり線に区分された。せん断帯の幅は、最大でも試料の平均粒径の4倍程度であった。

3) すべり土塊の大きさは、正方形載荷板では受働領域が深さ $B/2$ 、幅 $3B$ 以下で、主動くさびは深さ $1B$ 以下程度で、長方形載荷板は最大で深さが $1.5B$ 、長さが $4B$ 以上であった。

4) 長方形載荷板のすべり面は、極限支持力時に一挙にではなく、それ以前から徐々に発生した。

5. おわりに

大型載荷試験の代替案としてケーソン内載荷試験を実施し、今後の幅広い利用を期待するために利点と留意点を整理した。これによって、試験法がほぼ確立されたと判断している。地上試験と同様、自然地盤でのばらつきは避けられないが、実際の支持層の地盤性状や破壊状況の緻密な観察が安全で経済的に可能となった。

最後に、高気圧作業を伴うケーソン内実験は、作業員

と技術者の健康管理の最優先が実施の第一条件となる。

謝辞：本研究を行うにあたり東京工業大学 木村孟教授、山口大学 村田秀一教授、北海道大学 三浦均也助教授にご指導頂いた。実験実施では、工事共同企業体の若築建設・西野邦男氏の協力を得た。以上の方々に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 前田良刀・日下部治・大内正敏：密なスコリア層における大型三次元基礎の支持力特性，土木学会論文集，No. 430/Ⅲ—15，pp. 97—106，1991年。
- 2) 岡田勝也・梅原俊夫・福島弘文：直接基礎の支持力特性—ゆるい砂地盤における平板載荷試験—，構造物設計資料，No. 80，pp. 17—23，1984年。
- 3) 能戸任・横川巖：三紀軟岩層（神戸層）での岩盤試験，基礎工，Vol. 7，No. 1，pp. 80—87，1979年。
- 4) Muhs, H. : On the phenomenon of progressive rupture in connection with the failure-behaviour of footings in sand, Proc. 6th ICSMFE, Vol. III, pp. 419—421, 1965.
- 5) 窪田一夫：ニューマチックケーソン（試験調査）工事，橋梁と基礎，Vol. 8，No. 8，pp. 31—41，1976年。
- 6) 越智啓登：洪積世明石層における地質調査用ケーソンの施工，基礎工，Vol. 2，No. 7，pp. 78—82，1974年。
- 7) 西垣好彦・高橋幸蔵・能戸任：洪積砂礫層の乱さない試料の採取と大型三軸圧縮試験結果，土質工学会・土のサンプリングに関するシンポジウム，pp. 19—24，1976年。
- 8) 例えば竹内純一郎・大内正敏：第7章ニューマチックケーソン工法，最新トンネル工法・機材便覧，pp. 725—778，建設産業調査会，1988年。
- 9) 日下部治・前田良刀：直接基礎の支持力理論と設計上の留意点，基礎工，Vol. 16，No. 9，pp. 15—24，1988年。
- 10) 山口柏樹：土質力学（全改訂），pp. 281—282，技報堂出版，1984年。
- 11) 土質工学会：土質調査法，pp. 202—206，1983年。
- 12) 日下部治・前田良刀・大内正敏・萩原敏行：不攪乱スコリアの強度・変形特性と攪乱の影響，土木学会論文集，No. 439/Ⅲ—17，pp. 69—78，1991年。

(1991. 8. 9 受付)

AN EXPERIENCE OF LOADING TESTS IN A PNEUMATIC CAISSON AND OBSERVATIONS OF FAILURE MECHANISM

Masatoshi OHUCHI, Osamu KUSAKABE and Yoshito MAEDA

A series of large scale loading tests in a pneumatic caisson was conducted at a construction site of bridge foundation. Experience of the project was described from planning stage to the execution of the tests. Advantages and difficulties of loading tests in caisson were discussed and ways how to overcome these difficulties were described. Detailed observations of soil conditions and of failure mechanisms were also described. Interesting pictures of failure mechanism were obtained showing clear shear bands developing underneath the footings.

土と水の連成逆解析プログラム

未来設計企業

CRC

UNICOUP

応力解析と浸透解析がドッキングした!

軟弱地盤の解析に!

海洋開発・埋立

盛土・掘削

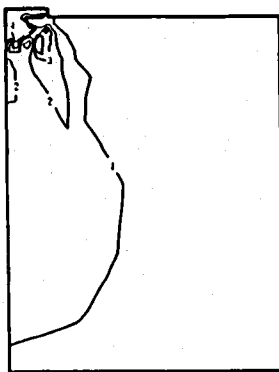
出力項目

- 各節点での変位、各要素での応力
- 各節点での全水頭・圧力水頭 他
- 豊富な図化処理
変位図、変位ベクトル図、応力ベクトル図、応力コンター図、安全率コンター図、水頭コンター図、圧力水頭コンター図

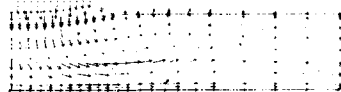
プログラムの特長

- 応力と地下水の流れをカップルさせた問題が解析可能です。(圧密含む)
- 地下水の流れは飽和・不飽和域を対象としています。
- 多段掘削・盛土や降雨等が扱えます。
- 梁や連結要素も扱い実用的です。
- 経時観測記録(変位・水位)があれば、非線形最小二乗法に基づき変形係数や透水係数が逆解析できます。(順解析、逆解析がスイッチにて選択可能です。)
- 弾性・非線形弾性・弾塑性・弾粘塑性を示す地盤が扱えます。
非線形弾性(電中研式、ダンカン・チャンの双曲線モデル)
弾塑性(ドラッカー・ブラガー、モール・クーロン、カムクレイモデル、ハードニング、ソフトニング)
弾粘塑性(関口・太田モデル)

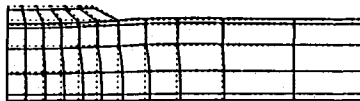
(荷重)



応力増分コンター($\Delta\sigma V$)
(10日後)



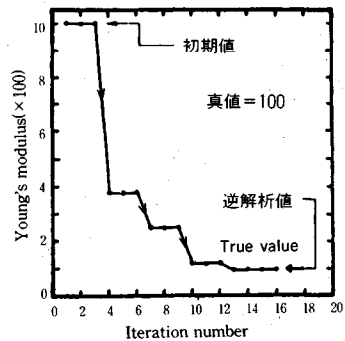
変位ベクトル図(40日後)



盛土(40日)後の地盤の変形



盛土(40日)後の地下水の流れと水頭
コンターおよび自由水面



ヤング率と繰り返し回数の関係
逆解析によるパラメータの推定

このシステムは、情報処理振興事業協会の委託を受けて開発したものです。

IPA 情報処理振興事業協会

株式会社 CRC総合研究所 西日本支社

問合せ先

大阪市中央区久太郎町4丁目1-3

(06-241-4121) 営業担当: 岩崎

MATRAN EX

塩水くさび

農薬汚染

廃棄物処理

その他

飽和・不飽和浸透解析に、移流分散・拡散を考慮。
EXtensiveな問題に適用可能なEXcellentなプログラム。

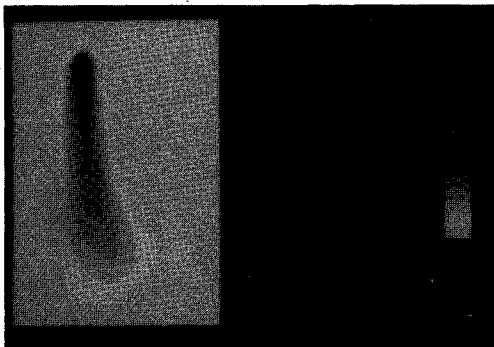
プログラムの特長

■断面(EXV)および平面(EXH)の解析が可能

■充実した解析機能

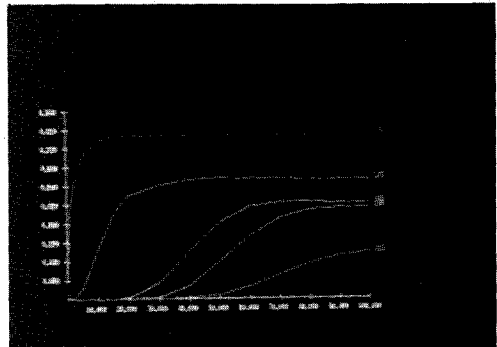
- 定常・非定常解析 (断面、平面)
- 軸対称解析 (断面)
- 降雨 (断面、平面)
- 揚水・注水 (断面、平面)
- 浸出面 (断面)
- 材質変更 (断面、平面)
- 境界条件の変更 (断面、平面)
- 水位・濃度の経時変化 (断面、平面)

■豊富なグラフィック出力



濃度カウンター図

画面出力図



濃度の時間推移グラフ

画面出力図

地盤の有限要素法解析ソフト

未来設計企業



世界標準のソフトウェア Mr. SOIL Version-2.5

■豊富な機能

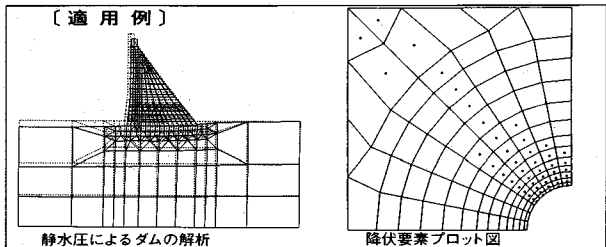
- ・弾性及び弾塑性解析が可能。
- ・掘削・盛土機能により、施行ステップにしたがった解析が可能。
- ・荷重の段階的載荷が可能
- ・側圧係数の指定が可能
- ・充実したグラフィック機能
変位ベクトル図*、変位コンター図*
応力ベクトル図、応力コンター図
棒・梁要素断面力図*
降伏要素プロット図*

*はV.2.5による追加機能

■お求めやすい価格設定

パソコン版(PC-9801シリーズ).....64万円(税別)
EWS版(NEWS, SUN, HP, VAX など).....220万円(税別)

■実績が示す高信頼性(使用実績1877年 平成2年度8月末現在)



(株)アースコンサルタント
アイドールエンジニアリング(株)
(株)葵エンジニアリング
(株)荒谷建設コンサルタント
石川工業高等専門学校
(株)ウエスコ
上山試錐工業(株)
運輸省港湾技術研究所
(株)エイトコンサルタント
(株)N T T 鈴鹿電気学園
(株)オリエンタルコンサルタンツ
(株)応用地学研究所
大阪大学
大阪市交通局
大阪市立工業研究所
(財)大阪土質試験所
大阪府立工業高等専門学校
大阪府立大学
岡山大学
岡山大学
(株)奥村組 技術研究所
奥村組土木興業(株)
小田急建設(株)
小野田ケミコ(株)
小野田ケミコ(株)
鹿児島大学
梶谷エンジニア(株)
鹿児島建設(株)
金沢大学
金沢大学
川崎地質(株)
関西電力(株)
岩水開発(株)
関西航測(株)
(株)基礎建設コンサルタント
関西大学
九州共立大学
九州産業大学
九州産業大学
九州産業大学
九州大学
九州電機開発(株)
京都市立伏見工業高等学校
京都大学
京都大学
京都大学
協和電設(株)
近畿実測(株)

近畿大学
近畿大学
近畿大学
岐阜工業高等専門学校
久保田建設(株)
(株)熊谷組
(株)熊谷組
(株)建設企画コンサルタント
(株)建設工学研究所
神戸大学
神戸大学
神戸大学
東亜開発(株)
佐賀大学
佐伯建設工業(株)
佐田建設(株)
佐藤工業(株)
佐藤工業(株)
サンコーコンサルタント(株)
滋賀県立短期大学
(株)CIT構造技術研究所
高橋大学
昭和地質情報リサーチ(株)
(株)新日本技術コンサルタント
新日本製鉄(株)
新技術計画(株) 技術設計部
J R 西日本コンサルタンツ(株)
(株)住化土建建設
住友建設(株)
住友建設(株)
(株)西播設計
(株)ソイルプレーン
促進工務(株)
(株)第一コンサルタンツ
大成建設(株)
大成基礎設計(株)
大豊建設(株)
大豊建設(株)
(株)ダイヤコンサルタント
(株)ダイヤコンサルタント
(株)高千穂設計コンサルタント
(株)タカラエンジニアリング
(株)竹中工務店
玉野総合コンサルタント(株)
(株)地崎工業
(株)地盤調査事務所
(株)中央設計技術研究所
中央復建コンサルタント(株)

中国電力(株)
中部工務(株)
中部電力(株)
通信土木コンサルタント(株)
(株)アノックス
東海大学
(株)東京建設コンサルタント
東京大学
東京地下工務(株)
東京都土木技術研究所
東建地質調査(株)
東鉄工業(株)
東電設計(株)
東電設計(株)
(株)東日測量設計社
東邦エンジニアリング(株)
(株)東和技術コンサルタント
動力炉・核燃料開発事業団
戸田建設(株)
(株)中堀ソイルコーナー
西谷技術コンサルタント(株)
西松建設(株) 技術研究部
日本大学
日本大学
日本鋼管(株)
日本鋼管(株)
日本シールドエンジニアリング(株)
日本工管(株)
日本工管(株)
日本交通技術(株)
日本通信建設(株)
日鉄鉱コンサルタント(株)
日本水工設計(株)
日本道路公団 試験所
(株)日本パブリックエンジニアリング
(株)日建技術コンサルタント
(株)ニュー設計
八戸工業大学
林建設工業(株)
(株)阪神コンサルタンツ
東日本旅客鉄道(株)
(株)日立造船技術研究所
ヒメノコンサルタント(株)
ヒロセ(株)
福井大学
(株)藤井基礎設計事務所
フジ工業(株)
フジ工業(株)

(株)復建エンジニアリング
(株)復建エンジニアリング
藤原技術士事務所
復建調査設計(株)
不動建設(株)
不動建設(株)
不動建設(株)
(株)芙蓉調査設計事務所
北光ジョリサーチ(株)
前田建設工業(株)
前田建設工業(株)
前田設計(株)
(株)松村組
三井建設(株)
三菱重工業(株)
明治コンサルタント(株)
メトロ設計(株)
(株)守谷商会
山口大学
山口大学
山口大学
(株)四電技術コンサルタント
りんかい建設(株)
和歌山工業高等専門学校
和歌山工業高等専門学校

海外

オランダ デルフト大学
米国 ミネソタ大学
米国 イタスカ社
西オーストラリア大学
韓国 大林エンジニアリング
韓国 大林産業
韓国 三星建設
韓国 現代エンジニアリング
韓国 大韓コンサルタンツ
韓国 正友エンジニアリング
韓国 先進エンジニアリング
韓国 大宇
韓国 大宇
韓国 又大エンジニアリング
韓国 原子力研究所
韓国 三安エンジニアリング
韓国 都和エンジニアリング
韓国 宇星エンジニアリング
韓国 ソウル大学
韓国 ソウル大学
韓国 光州大学

(五十音順 敬称略)

株式会社 **CRC** 総合研究所 西日本支社

大阪市中央区久太郎町4丁目1-3
(06)241-4121 営業担当: 岩崎

より現実的な解析を！

未来設計企業

CRC

任意形状臨界すべり面自動決定プログラム

Mr. 一番すべり

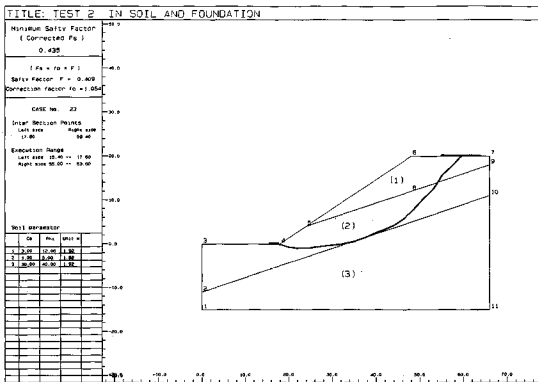
概要

Mr. 一番すべりは、簡易 Janbu 法に基づき任意形状臨界すべり面位置を自動的に探索し、安全率を計算する斜面安定解析プログラムです。また、操作性が良く、グラフィックやプロッタ出力も充実しています。

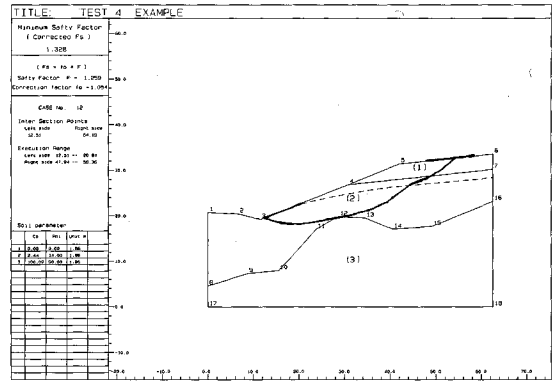
適応機種 NEC PC9801シリーズ

価格 50万円（税別）

適用例



傾斜地盤上の盛土



凸形基盤上の切土斜面

☆デモプログラム貸出し中

あなた自身の手で是非ご確認下さい。

株式会社CRC総合研究所 西日本支社

大阪市中央区久太郎町4丁目1-3
(06) 241-4121 営業担当：岩崎

地球を切る! 視る! 創る!

未来設計企業
CRC

3次元地質解析システム

GEORAMA

ジオラマ

概要

地質調査で得られたデータを基に、利用者の判断を加味して3次元地質モデルを作成します。この3次元モデルより地質、岩級区分、地下水位等をグラフィック表示並びに作画します。今後この3次元モデルを利用して解析用メッシュ作成等への応用が考えられます。

特徴

- ・ 走向・傾斜データも考慮できる高度な推定法
- ・ 複雑な地質体モデルの表現が可能
- ・ ビジュアルで豊富な出力機能
- ・ 図面間での整合性がとれる
- ・ 操作性の高いシステム

出力図面



ユーザーインターフェースにより、拡がる適用分野

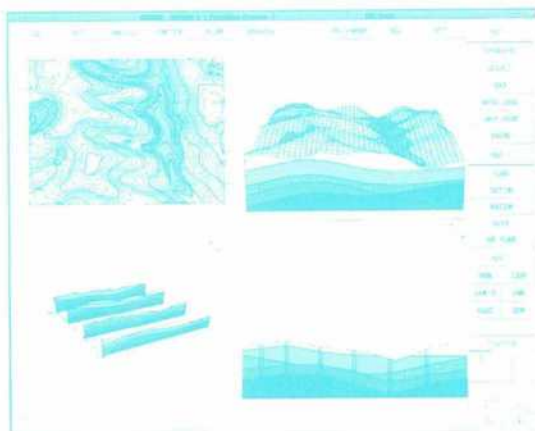
データベース 土量計算 構造物マッピング
メッシュジュネレータ プレゼンテーション資料 その他

標準適応機種(EWS)

- ・ SONY-NEWSシリーズ*
 - ・ Sun-3, Sun4, Sun-SPARCシリーズ*
 - ・ HP9000/300, HP9000/800シリーズ*
- *ウィンドウシステムとしてX-Window System, Version 11 (X11)が必要です。
(標準以外のものにつきましても御相談に応じます)

西アイ・エス・エー アイサウ工業㈱ アイドールエンジニアリング㈱ アサヒ地水探査㈱ 地エイトコンサルタント 応用地質㈱ 大阪ガス㈱ 大手開発㈱ 積大林組 積興村組 川崎地質㈱ 基礎地盤コンサルタント㈱ 有限谷組 建設技術研究所 建設省 土木研究所 石洋建設㈱ 佐藤工業㈱ サンコーコンサルタント㈱ ㈱阿部総合研究所 ㈱西電技術コンサルタント 清水建設㈱	夜情報管理研究所 ㈱新日本情報コンサルタント 住友建設㈱ 住友建設㈱ 石油資源開発㈱ 全日本コンサルタント㈱ 大成建設㈱ 大豊建設㈱ ㈱ダイソク ㈱ガイヤコンサルタント ㈱竹中工務店 中央開発㈱ 地球科学総合研究所 中電技術コンサルタント㈱ 通産省 地質調査所 電機開発㈱ ㈱電力中央研究所 東急建設㈱ 東建地質調査㈱ 東京電力㈱	東電設計㈱ 東電ソフトウェア㈱ 東洋地質調査㈱ 豊力・基礎開発事業部 ㈱中屋ソイルコーナー 西松建設㈱ 日本工営㈱ 日本国土開発㈱ ㈱日本インテグリティ エン지니어リング ㈱開組 建設和コンサルタント ヒロセ㈱ フジタ工業㈱ ㈱富士和栄リング 北光ジオリサーチ㈱ 北海道開発コンサルタント㈱ 三井建設㈱ 三菱金属㈱ 村本建設㈱ 明治コンサルタント㈱
--	--	--

3次元地質解析システム研究会 参加メンバー



株式会社 **CRC** 総合研究所 西日本支社

大阪市中央区久太郎町4丁目1-3
(06)241-4121 営業担当: 岩 崎

昭和二十七年五月二十八日 第三種郵便物認可
平成四年六月十五日印刷 平成四年六月二十日発行
土木学会論文集(毎月一冊)千四百九十二

土木学会論文集

定価 1,000円(本体価格・九七二円)