

衝撃波を受ける埋設鋼管の非線形動的相互作用の一考察

森 雅美*・佐藤紘志**・藤本一男***

土と構造物の動的相互作用問題において、土のひずみ速度効果に加えて土と構造物の接触面における剝離や滑動現象等の不連続的変形挙動の影響を考慮に入れ、衝撃波を受ける土と構造物の動的相互作用に関して数値解析により検討を加えた。実験結果との比較により本解析手法の妥当性を検証するとともに、土のひずみ速度効果と接触面での摩擦のおのおのの影響ならびにその相互関係を含む動的相互作用機構に対する総括的な考察を行った。

Keywords: soil-structure interaction, finite element procedures, shock waves, strain rate effects, interface friction

1. 結 言

近年、土-構造物系の耐震設計の観点から主として土の繰返し載荷時の復元力特性を考慮した土あるいは地盤と構造物との動的相互作用問題に関する研究が活発に行われているが、土-構造物系の中には地震荷重以外にもかなり過酷な外力状況に対しても十分な安全性を確保することが要求される場合がある。たとえば、原子力発電所や重化学工業プラント施設等の地中配管施設への偶発的な飛来物の落下・衝突、爆発事故による爆風圧や破片の衝突、既設トンネルへの近接発破、海底埋設管への投錨等の衝撃的外力に対しても、土-構造物系の耐衝撃性を検討してその安全余裕度を確認しておく必要があるものと思われる。

上記のような高速荷重を受ける土-構造物系の動的相互作用問題においては、土のひずみ速度効果^{1),2)}および土と構造物の接触面での剝離・滑動現象等の不連続的変形挙動³⁾の評価が動的相互作用に直接的に及ぼす重要な要因となる。このような観点から、著者ら⁴⁾はひずみ速度効果を考慮した土の動的構成式を既存の有限要素法による非線形動的応答解析法に組み込む解析手法を提示した。さらに、著者ら⁵⁾は、土のひずみ速度効果に加えて接触面での変位の不連続性の影響を考慮した非線形動的応答解析法を提示した。これらの両論文においては、数値解析例として文献2)の衝撃波を受ける粘性土中に埋設された鋼管の動的挙動に関する模型実験を取り上げており、文献5)においては剛性の大きい模型管を埋設した場合の実験結果について検討した。文献4), 5)に述べているように、この種の問題の動的応答解析法に関する

研究は比較的多く報告されている⁶⁾⁻⁹⁾。しかし、これらの研究ではいずれも土のひずみ速度効果の影響、また文献9)を除き接触面での変位の不連続性の影響も考慮されておらず、動的相互作用問題としての取扱いが十分とはいえない。

本論文は、この種の構造物の耐衝撃設計法を確立するうえでの基礎的資料を得るために、動的相互作用を数値解析的に検討することを目的としている。解析手法としては、文献5)において提案された土のひずみ速度効果に加えて接触面での変位の不連続性の影響も考慮した非線形動的応答解析法を用い、数値解析例として、文献2)の模型実験のうち、模型管が埋設されていない場合と剛性の小さい模型管を埋設した場合の両実験結果を取り上げている。

まず、模型管が埋設されていない場合を対象として、衝撃波の入射により発生する粘性土中応力波の伝播特性、粘性土の弾塑性挙動およびひずみ速度効果等の高速載荷時の基本的力学特性に対する検討を行うとともに、これらの高速現象に対する土の動的構成式によるモデル化の限界について評価を試みる。次に、模型管が埋設されている場合のひずみ速度効果については一部明らかにしている⁴⁾が、ここでは、接触面での摩擦の有無によるひずみ速度効果の影響の相違を含めてより詳細に検討する。また、接触面での摩擦の影響についても一部明らかにしている⁵⁾が、ここでは、応力波伝播特性に関連した剝離・滑動特性に基づく接触面での摩擦の影響を検討する。

以上の結果に基づき、土のひずみ速度効果と接触面での摩擦のおのおのの影響ならびにそれらの相互関係を含めた動的相互作用機構に対する総括的な考察を行う。

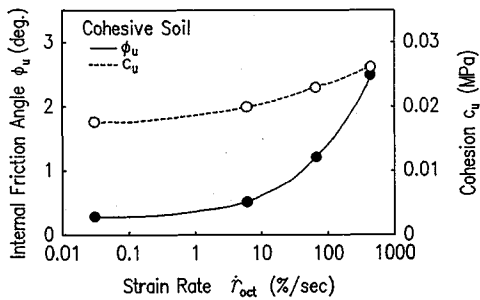
2. 非線形動的応答解析の概要

本論文で試みた非線形動的応答解析におけるひずみ速

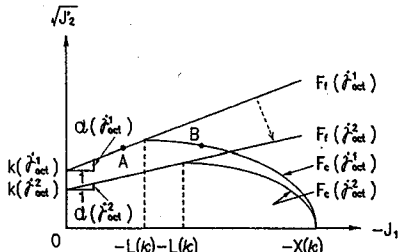
* 正会員 防衛大学校講師 土木工学教室
(〒239 横須賀市走水 1-10-20)

** 正会員 工博 防衛大学校教授 土木工学教室

*** 正会員 工博 防衛庁第4研究所 築城研究室長



図一 強度定数 ϕ_u と c_u のひずみ速度依存性 (粘性土)



図二 ひずみ速度効果を考慮した Cap モデル

度効果を考慮した土の動的構成モデルとジョイント要素の基本式、および非線形動的応答解析と弾塑性応力の算定法については、文献 4)、5) に詳細に記載されており、本項ではこれらの概要を記述するにとどめる。なお、本論文では平面ひずみ条件下での模型実験を解析対象としているため、二次元平面ひずみ問題を考える。

(1) ひずみ速度効果を考慮した土の動的構成モデル

高速荷重を受ける土-構造物系の動的相互作用問題においては、Sandler ら^{10),11)}の提案する Cap モデルが多く用いられる^{7),9)}。これは、高速載荷時のように応力波が地盤中を伝播するときには、土は非圧密非排水状態であり、その等方圧縮特性、せん断時のダイレイタンシー特性、ひずみ硬化特性等の弾塑性挙動および破壊挙動を Cap モデルがある程度表現できるためと考えられる。しかし、これらの研究においては Cap モデルにひずみ速度効果が考慮されていない。

さて、藤本¹⁾は土の高速三軸圧縮試験を行い、土のひずみ速度効果は破壊強度とせん断剛性に現れ、土が粘性土の場合には特に顕著であることを指摘している。そして、粘性土の破壊強度に関して図一に示す Mohr-Coulomb の強度定数、すなわち非排水粘着力 c_u 、非排水内部摩擦角 ϕ_u とひずみ速度 $\dot{\gamma}_{oct}$ との関係を表す実験結果を示している。これらの実験的知見に基づき、藤本⁴⁾は Cap モデルに強度特性のみがひずみ速度依存性を有するという条件を導入し、静的な弾塑性理論と同様な手法に基づき動的構成モデルの定式化を行っている。ここでは、せん断剛性のような変形特性および等方圧縮特

性は実験的な計測が困難でばらつきが大きいとして静的載荷時の特性を準用している。その動的構成モデルの降伏関数は、図一に示すように破壊包絡面がひずみ速度 $\dot{\gamma}_{oct}$ に対応して変化する。

(2) ジョイント要素

ここで用いるジョイント要素は Buragohain ら¹²⁾が三次元で定式化したものを二次元に定式化し直したもので、要素タイプは 6 節点 2 自由度 2 次アインパラメトリック要素である。ジョイント要素には、一般に行われている³⁾構成関係を与えている。すなわち、ジョイント面の垂直方向には引張強度を有せず、圧縮応力下では線形挙動を示すものとする。また、ジョイント面に平行な方向では Mohr-Coulomb 型の降伏条件に従うものとする。さらに、剥離が生じた場合には一切の力を伝達しないとする。

(3) 非線形動的応答解析

本論文で解析の対象とした模型実験²⁾では、4. で示すように実測された模型管の変形は微小で、発生するひずみは弾性域内であった。このため、非線形動的応答解析においては微小変形理論に従うとし幾何的非線形性は考慮せず、また模型管を弾性体として取り扱いそのひずみ速度効果の影響は考慮していない。解析プログラムは、既存の有限要素法による非線形動的応答解析システム¹³⁾を基礎として、ひずみ速度効果を考慮した土の動的構成式およびジョイント要素を組み込んだものを作成した。

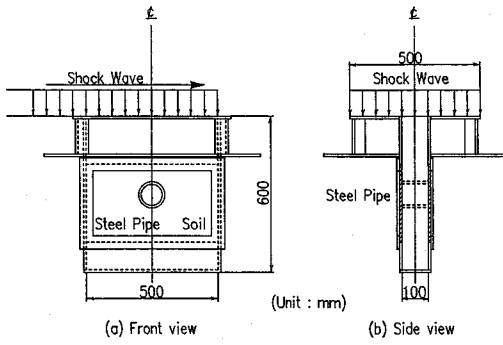
3. で示す解析モデル (図一5、6) における土と模型管の要素タイプは 8 節点 16 自由度 2 次アインパラメトリック要素であり、数値積分には 2 次の Gauss 求積法を用い、応力とひずみの評価は Gauss 積分点で行っている。

質量マトリクスには、コンシステント質量マトリクスを用い、減衰に関しては質量マトリクスと剛性マトリクスの線形結合で記述される Rayleigh 減衰を仮定した。動的平衡方程式の直接積分には Newmark の β 法 ($\beta=1/4$) を、非線形解析には修正 Newton-Raphson 法を用いている。なお、ジョイント要素に関しては剛性のみをもつとし、質量効果は無視している。

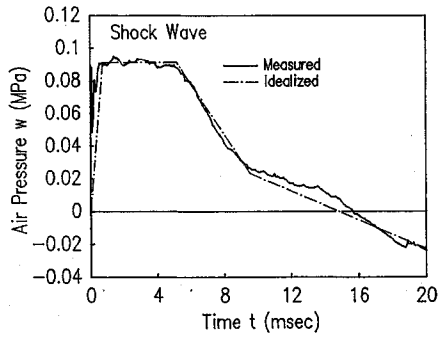
(4) 弾塑性応力の算定方法

ひずみ速度効果を考慮した土の動的構成モデルでは、破壊包絡面は各時間ステップごとにひずみ速度に依存して変化する。このため、図二中の A、B 点のように各時間ステップの始めにおいて新しい降伏曲面の外側に応力点が存在する場合もあるという静的な弾塑性理論では許されない数値解析上の不都合が生じる。この場合も含め、以下の手順により各時間ステップにおけるひずみ増分に対応する弾塑性応力を算定する。

① 当該時間ステップの始めにおいて、応力点が新しい降伏曲面の上と内側、あるいは外側にあるかを判定す



図—3 実験土槽と荷重方法



図—4 入射衝撃波形の一例

る。次いで、応力点が降伏曲面上または内側にある場合は③に示す静的な弾塑性理論に基づくNayakら¹⁴⁾の方法による弾塑性応力の算定に移る。一方、応力点が降伏曲面の外側にある場合は静的な弾塑性理論との整合性を図るため②の操作を行う。

② 与えられたひずみ増分を変えずに、③の方法による応力点を新しい降伏曲面上に引き戻す応力補正を行い、次いで、③の弾塑性応力の算定に移る。

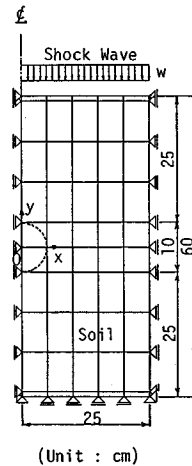
③ 当該時間ステップにおける弾塑性応力を算定する。すなわち、弾性から塑性状態へ移行する際の降伏条件を満たす応力増分は内挿により求める。また、塑性状態においてはひずみ増分をいくつかの小分割(subincrement)し、各小分割ごとに降伏曲面の垂直方向に超過応力を縮小することにより応力を降伏曲面上にとどめる応力補正を行い、弾塑性応力の算定精度の向上を図る。

3. 解析対象

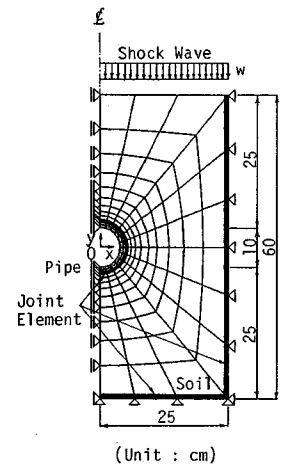
(1) 模型実験の概要

本論文で解析の対象とした模型実験の詳細は文献2)に記載されているが、爾後の数値解析例の理解に供するためその概要を示すと以下ようになる。

実験は、図—3に示す実験土槽(高さ60 cm, 幅50 cm, 奥行き10 cm)を用い、奥行き方向の変位を拘束した平面ひずみ状態で、土槽上部を通過する衝撃波により発生する応力波を土中に伝播させることにより行われた。土槽内の粘性土中に構造物模型が埋設されていない状態(Free Field; FF)と土槽内の粘性土中に外径が $D=100$ mmで、肉厚が $t=0.5$ mm (Flexible Pipe ; FP)の模型管を埋設した場合の2ケースの実験を行った。本実験では、衝撃波の伝播速度は約444 m/s(文献2)参照)となり、衝撃波は土槽上表面に等分布荷重として作用すると考えてよい。図—4は土槽上の左端部で測定された入射衝撃波形の一例を示したものである。なお、計測項目は、土の変位、土圧、模型管のひずみと模型管の変位等であり、実験装置の全体構成(形状、諸元等)、粘性



図—5 要素分割と境界条件 (FF)



図—6 要素分割と境界条件 (FP)

土の物理的諸性質および計測方法等については文献2)を参照されたい。

(2) 解析モデル

解析対象の幾何形状と荷重条件の対称性から、FFの場合は図—5に示す要素分割(181節点, 50要素)を行い、解析モデルとした。FPの場合は、ジョイント要素を粘性土と模型管の接触面(12要素)に配置した。さらに、土槽の底部と右側方の境界における摩擦等の影響を考慮するため土槽底部(3要素)および土槽右側方(6要素)にも配置した。各解析モデルに作用する荷重は、図—4の一点鎖線で理想化された経時変化をもつ荷重強度 w の等分布荷重とし、等価節点外力に置換した。

(3) 材料定数

解析に用いた材料定数は表—1に示すとおりである。まず、Capモデルに必要な土質定数は以下のよう求めた。ポアソン比 ν については、高速載荷時の非圧密非排水状態では体積変化は無視できるものとし、 $\nu=0.45$ とした。縦弾性係数 E は、FFの作用土圧の実

表一 解析に用いた材料定数

Properties	Pipe	Soil	Joint
E (MPa)	2.06x10 ⁶	2.32	—
ν	0.3	0.45	—
c_v (MPa)	—	0.0178*	0.0178
ϕ_v (deg.)	—	0.290*	0.290
W	—	0.021	—
D (MPa ⁻¹)	—	2.77	—
R	—	2.5	—
k_s (MPa/m)	—	—	9.8x10 ⁶
k_n (MPa/m)	—	—	9.8x10 ⁷
ρ (kN-sec ² /m ⁴)	7.90	1.45	—
Remarks		*: Initial Value	

表二 解析ケース

ITEM	Strain Rate Effects	Interface Friction
Case-A	×	×
Case-B	○	×
Case-C	×	○
Case-D	○	○

測値より求めた波動伝播速度 c に対応する体積弾性係数 $K(= \rho c^2)$ とポアソン比 ν より、 $E(= 3K(1-2\nu))$ を算定した。硬化パラメーターに用いる塑性体積ひずみと等方圧縮応力との関係を示すパラメーター W と D は、静的等方圧縮試験結果から求め、楕円比 R は文献15)に基づき値 2.5 を用いた。質量密度 ρ は実測より求めた。次に、ジョイント要素のせん断剛性 k_s と垂直剛性 k_n は以下のように仮定した。垂直剛性 k_n は、近傍の土要素への貫入を極力小さく抑え、かつ数値解析上の収束性が確保できる程度の値を与え、せん断剛性 k_s は k_n の 1/10 とした。

(4) 固有振動数の算定

直接積分の時間刻み Δt と Rayleigh 減衰の 2 つの係数 α, β を決定するため、非線形動的応答解析に先立って図-5, 6 に示す要素分割に対して固有値解析を行い、固有振動数を算定した。なお、減衰定数 h は地盤の動的解析において一般に用いられる値 0.2 を仮定した。

(5) 解析ケース

ひずみ速度効果と接触面での摩擦のおおのの影響を概略的に検討するため表-2 に示す 4 ケースの解析を行った。ただし、FF の場合には Case-C と Case-D の解析は行っていない。各解析ケースとも解析継続時間は 20 ms とし、直接積分の時間刻み Δt は Bathe ら¹⁶⁾ の提唱する条件 (系の 1 次固有周期の 1/126 程度) を満たすように設定した。すなわち、FF の場合には $\Delta t = 0.2 \times 10^{-4}$ s とし、FP の場合には、Case-A と Case-B に対しては $\Delta t = 0.2 \times 10^{-4}$ s、Case-C と Case-D に対しては $\Delta t = 0.5 \times 10^{-5}$ s とした。なお、収束の判定は各解析ケースとも、節点変位増分ベクトルと節点変位ベクトルのユークリッドノルムの比が 10^{-3} 以下のとき収束と判定した。

4. 解析結果と考察

土と構造物の動的相互作用は、構造物の存在しない状態 (Free Field) に構造物を埋設したために生ずる乱れによって発生すると考えると、その原因となるものは構造物が有する剛性あるいは質量が土と異なるためであると考えられる。この観点から、本論文では Free Field (FF) と剛性の小さい構造物を埋設した場合 (FP) の両ケースを検討の対象とする。

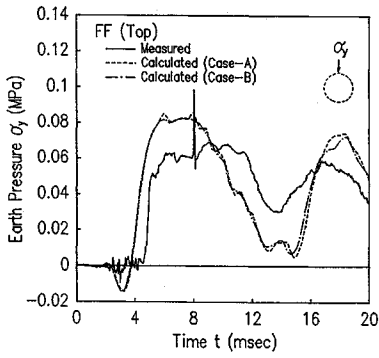
(1) 土のひずみ速度効果による影響

ここでは、FF と FP に関して Case-A と Case-B の解析結果の比較を行い、接触面での完全固着を仮定する場合における土のひずみ速度効果による影響を検討する。

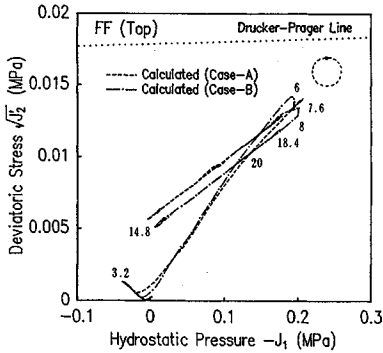
a) Free Field の場合 (FF)

図-7 (a) は FF において模型管を埋設した場合と同一位置での頂部の土要素の作用土圧-時間関係を示したものである。図中、実線は実験結果を、破線は Case-A の、また一点鎖線は Case-B の解析結果を示している。実測された作用土圧は大きく 2 波よりなっており、第 1 波は土槽上部を通過する衝撃波により発生する粘性土中応力波 (入射波) によるものであり、第 2 波は入射応力波とその波頭が土槽底部に到達した後発生する反射応力波が重複されたものである。第 2 波の谷が発生した時刻 (約 $t = 13$ ms) と、入射波の伝播距離 ($l_1 = 0.6$ m) と反射波の模型管頂部までの伝播距離 ($l_2 = 0.35$ m) の和 ($l = l_1 + l_2$) から応力波の波頭の波動伝播速度 $c(= l/t)$ を算定すれば約 73 m/s となる。両者の解析結果は実測値をやや過大に評価し、時刻 $t = 8 \sim 13$ ms の間における作用土圧の第 1 波の山と第 2 波の谷との差が実測値よりかなり大きい。しかし、両者の解析結果は 2 波よりなる実測された作用土圧の位相の経時変化をおおむね良好に模擬しており、応力波の伝播特性に関する予測精度はよいといえる。また、両者の解析結果はお互いにほぼ一致しており、ひずみ速度効果の影響は明瞭に現れない。これらについては後程検討する。

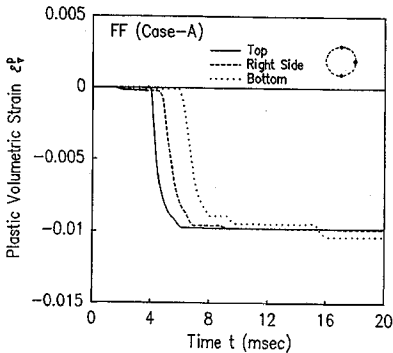
図-7 (b) は、頂部の土要素の応力経路を $(-J_1, \sqrt{J_2})$ 面上で示したもので、図には各点での時刻を記入してある。両者の応力経路とも、土槽上部を通過する衝撃波の最大圧力の持続時間約 5 ms に入射応力波の波頭が頂部に到達するのに要する時間約 3 ms を加えた時刻約 $t = 8$ ms までは応力比 $\sqrt{J_2}/(-J_1)$ がほぼ一定のまま破壊包絡線 (Drucker-Prager Line) に向かう傾向を示す。それ以降直線的に減少し、土槽底部からの反射波の波頭が頂部に到達する時刻 $t = 14$ ms 以降になると、再び直線的な増加傾向に転じる。Case-B においては、時刻 $t = 6 \sim 8$ ms の間ではひずみ速度効果を考慮することにより降伏曲面が変化するため応力経路が多少乱れるが、それ



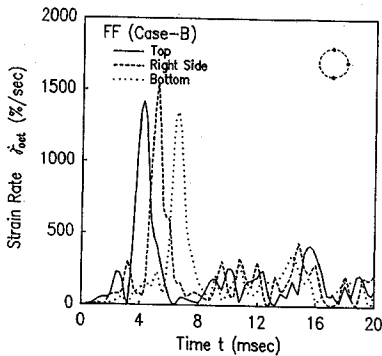
(a) 頂部土圧～時間関係



(b) 応力経路



(c) 塑性体積ひずみ～時間関係



(d) ひずみ速度～時間関係

図-7 FFの解析結果の比較

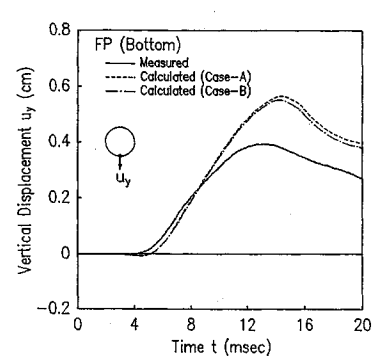
以外は Case-A の応力経路とほぼ一致している。

図-7 (c) と (d) は、土の弾塑性挙動とひずみ速度効果を検討するためおのおの Case-A における塑性体積ひずみ～時間関係と Case-B におけるひずみ速度～時間関係を模型管の頂部、右側方と底部に関して示したものである。図-7 (c) より、応力波の波頭が模型管頂部に到達する時刻 $t=3\text{ ms}$ 近傍以降で衝撃圧力の負荷により塑性体積ひずみが頂部、右側方、底部と順次急激に約 1% まで増大し、降伏曲面が硬化し塑性化が進行している。時刻 $t=6\text{ ms}$ 以降衝撃圧力の除荷により順次塑性体積ひずみは一定となり弾性挙動に復帰する。頂部においては図-7 (a) の作用土圧の第 2 波の発生時刻以降も弾性挙動のまま塑性挙動に移行せず、図-7 (b) の応力経路の経時変化の傾向とも符合している。前述した作用土圧の第 1 波と第 2 波の大きな差は弾性挙動に基づいており、降伏曲面内での弾性挙動を仮定する古典的弾塑性論に基づく Cap モデルによるモデル化の限界といえる。このような場合には、除荷・再負荷状態において生じる塑性的非線形挙動を表現し得る繰返し塑性 (cyclic plasticity) モデル¹⁷⁾が有効になるものと思われる。

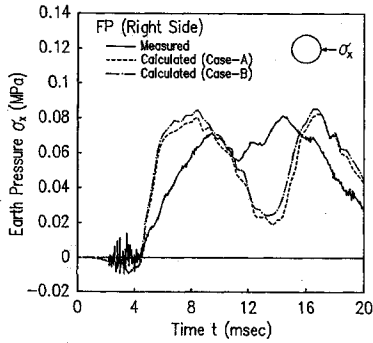
図-7 (d) より、時刻 $t=3\sim 8\text{ ms}$ の間では塑性化が進行するためひずみ速度も塑性体積ひずみと同様に頂部、右側方、底部と順次急激に約 1500%/s まで増大するが、それ以降では弾性挙動に復帰し 300%/s 程度にとどまっている。このように、塑性化の進行に伴うひずみ速度の急増する時間が短いため、図-7 (a) の作用土圧に及ぼすひずみ速度効果の影響が小さかったものと考えられる。

b) 剛性の小さい模型管の場合 (FP)

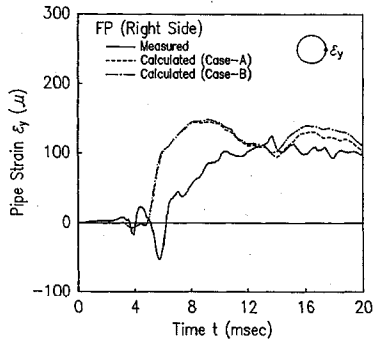
図-8 (a), (b), (c) と (d) は、おのおの FP の場合の模型管の底部変位、右側方土圧、模型管の右側方ひずみと土の右側方せん断ひずみと時間の関係を示したものである。図-8 (a), (b) と (c) より両者の解析結果は実測値の傾向を大略的には模擬し得ているものと思われる。しかし、模型管の底部変位と模型管の右側方ひずみに関しては、実測値をやや過大に評価し、また右側方土圧に関しては経時変化の位相に実測値との若干の相違が認められる。これは以下の理由によるものと考えられる。FP のように模型管を埋設した状態では、模型管により応力波が反射されるため土圧の経時変化の形状が複雑になり土槽底部からの反射波の影響を明瞭に把握できない。このため、FP の場合も FF の作用土圧の実測値より求めた波動伝播速度に基づく縦弾性係数を用いている。しかし、図-8 (b) の実測値から得られる波動伝播速度が FF の場合よりやや大きくなっていることからわかるように、この縦弾性係数はやや小さく、したがって系全体としての剛性をやや過小に評価することが一つの原因と考えられる。両者の解析結果の相違は小



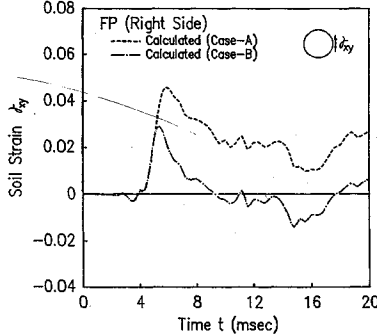
(a) 模型管の底部変位～時間関係



(b) 右側方土圧～時間関係

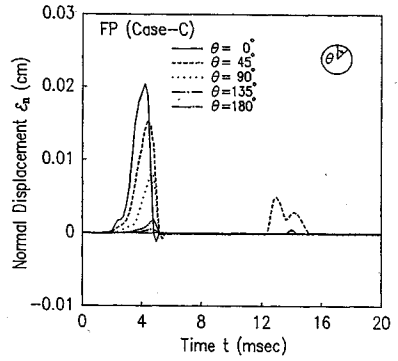


(c) 模型管の右側方ひずみ～時間関係

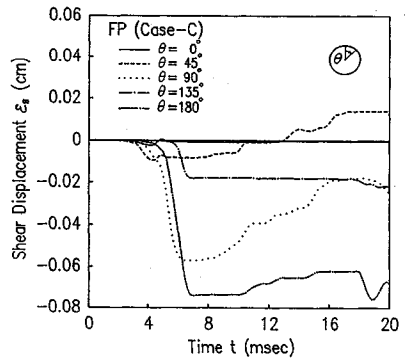


(d) 土の右側方せん断ひずみ～時間関係

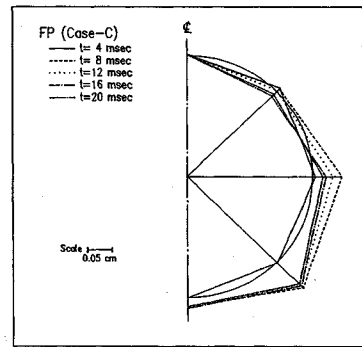
図—8 FP の解析結果の比較



(a) 垂直変位～時間関係



(b) せん断変位～時間関係



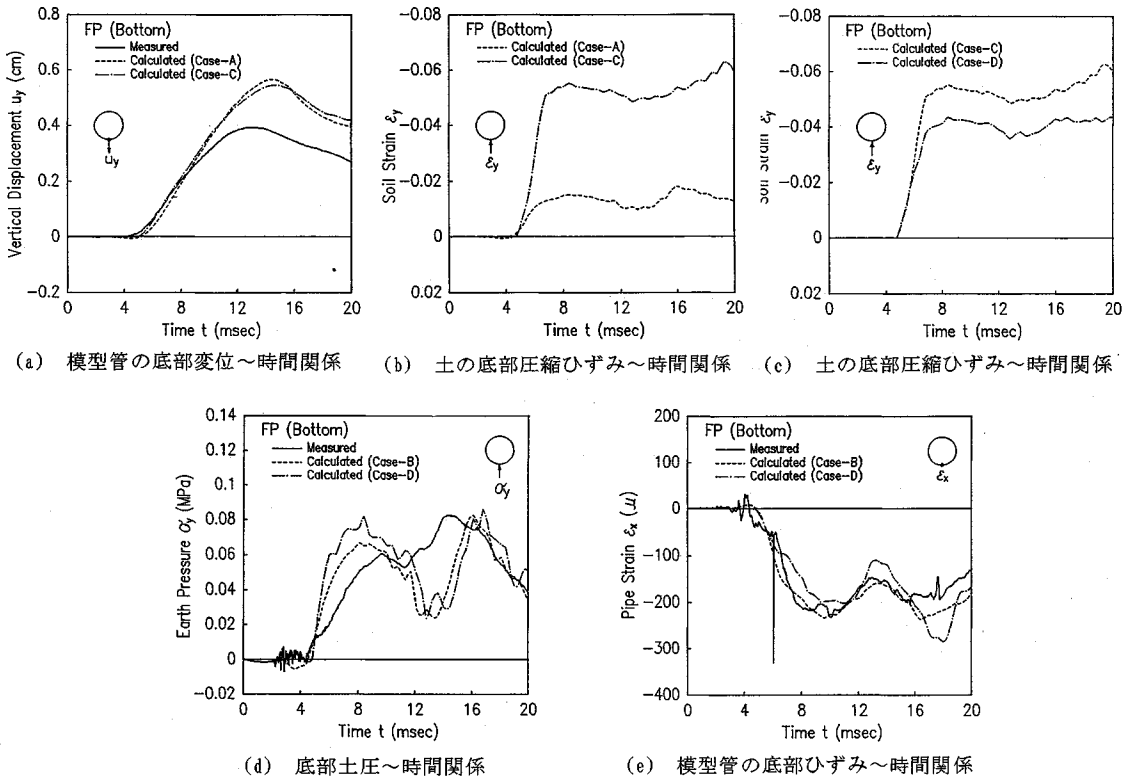
(c) せん断変位分布

図—9 接触面での剝離、滑動状況 (FP)

さく、ひずみ速度効果の影響は顕著に認められない。これは、FF の場合と同様の理由によるものと考えられる。

上述のように、模型管の底部変位、右側方土圧と模型管の右側方ひずみに関してはひずみ速度効果の影響は明瞭に現れなかった。しかし、図—8 (d) に示す土の右側方せん断ひずみに関しては、ひずみ速度効果を考慮することにより時刻約 $t=5$ ms 以降で Case-A と Case-B の解析結果の相対的差は 40 % 弱で非常に大きく、ひずみ速度効果の影響が明瞭に現れる。

以上の Case-A と Case-B の解析結果は、応力波の伝



図—10 FPの解析結果の比較（模型管底部）

播特性と粘性土の弾塑性挙動等の高速載荷時の基本的力学特性をおおむね表現し得ており、本研究で用いた静のおよび動的弾塑性構成モデルの有効性が確認できたものと思われる。

(2) 接触面での摩擦による影響

ここでは、FPに関して、応力波伝播特性に関連する剝離・滑動特性に基づく接触面での摩擦による影響を検討する。

a) 剝離・滑動特性

図—9 (a) と (b) はおのおの土と模型管の接触面に配置したジョイント要素の垂直方向とせん断方向の相対変位～時間関係を模型管頂部より時計方向に45°間隔で示したものである。ここで相対変位 ϵ_n は、正の場合は剝離を、負の場合は貫入を、また相対変位 ϵ_s は、正の場合は模型管の外表面に沿う時計方向の滑動を、負の場合は反時計方向の滑動を表している。図—9 (c) は模型管の外表面に沿うせん断方向の相対変位分布の経時変化を4 ms ごとに示したものである。滑動量は20倍に拡大し、正の滑動量は模型管の内側方向に、負の滑動量は外側方向にプロットしている。

図—9 (a) より、応力波の波頭が模型管の頂部に到達する時刻 $t=3$ ms 近傍より模型管頂部から底部にかけて順次第1波の剝離が発生しており、剝離量 ϵ_n は頂部に

向かうほど大きくなる傾向にある。これは、模型管による入射応力波の反射により周囲土が上方方向に変位するためと考えられる。第1波の剝離が消散する時刻 $t=6$ ms 以降では、引続き入射する応力波の影響により模型管と周囲土は全周面にわたって固着状態にあるが、時刻 $t=12$ ms 以降では模型管右上部 ($\theta=0^\circ, 45^\circ$) に第1波より小さい第2波の剝離が発生している。これは、土槽底部からの反射波の影響によるものと考えられる。

図—9 (b) と (c) より、応力波の波頭が模型管の頂部に到達する時刻 $t=3$ ms 近傍より模型管頂部より底部に向かって順次滑動が発生している。模型管頂部 ($\theta=0^\circ$) ではほとんど周囲土の滑動が生じていない。 $\theta=45^\circ$ 方向では、時刻 $t=10$ ms 付近まで周囲土が模型管外表面に沿って反時計方向に滑動するが、時刻 $t=12$ ms 以降では反転して時計方向に滑動する。模型管右側方 ($\theta=90^\circ$) と $\theta=135^\circ$ 方向では、時刻 $t=4$ ms 以降急激に反時計方向の周囲土の滑動が増大し、おのおの約0.06, 0.08 cmの滑動が生じるが、時刻 $t=9$ ms 以降では入射応力波の減少と反射波の影響により滑動量が減少する。模型管底部 ($\theta=180^\circ$) では時刻 $t=6$ ms 以降約0.02 cmの滑動が生じている。以上のことから、滑動は模型管右側方から底部にかけて顕著であることが認められた。これは、模型管が自己のもつ慣性力により周囲土を

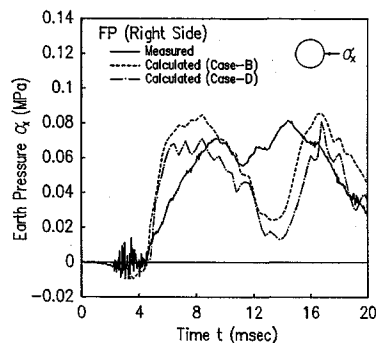
押しのかつつ変位するという動的挙動が生じていることを意味している。

b) 接触面での摩擦による影響

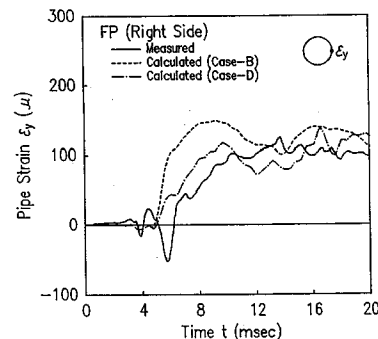
前述より、接触面での滑動は模型管右側方から底部にかけて顕著であることが認められた。ここでは、模型管の底部と右側方に限定して、模型管の変位、土圧、土のひずみと模型管のひずみ等の諸量、さらにひずみ速度効果に及ぼす接触面での摩擦による影響について検討する。

図-10 (a)~(e) は、おのおの模型管の底部変位、土の底部圧縮ひずみ、底部土圧、模型管の底部ひずみと時間との関係を示したものである。図-10 (a) より、模型管の底部変位に関しては、Case-A と Case-C の解析結果に大きな差はなく、接触面での摩擦による影響は明瞭に認められない。しかし、図-10 (b) の土の底部圧縮ひずみに関しては、Case-C の解析結果は Case-A より3倍以上大きくなっており、接触面の摩擦の影響が顕著に認められる。これは、図-9 (c) に示したように模型管右側方から底部にかけての土要素が反時計方向に滑動し、底部の土要素にひずみが集中するためと考えられる。このように、接触面での摩擦を考慮する場合にはひずみの集中現象の評価が可能となるため、考慮しない場合には顕著ではなかったひずみ速度効果も明瞭に現れる。図-10 (c) は同じく接触面での摩擦を考慮する場合におけるひずみ速度の影響を検討するため、Case-C と Case-D の解析結果を比較したものである。これより、Case-C と Case-D の解析結果の相対的な差は約30%とかなり大きく、ひずみ速度効果の影響が明瞭に現れている。図-10 (d), (e) は、ひずみ速度効果を考慮する場合における接触面での摩擦の影響を検討するため、Case-B と Case-D の解析結果を比較したものである。これらより、接触面での摩擦を考慮すると底部土圧は $t = 12 \sim 16 \text{ ms}$ の間を除き全般的に大きくなる傾向を示す。また、模型管の底部ひずみは $t = 17 \sim 19 \text{ ms}$ の間を除き小さくなる傾向を示し、実測値の傾向をよく模擬している。これらは、周囲土の反時計方向への滑動によって底部の土要素に応力が集中すること、また模型管から見ると周囲土による拘束が緩まるためそのひずみが減少するものと考えられる。

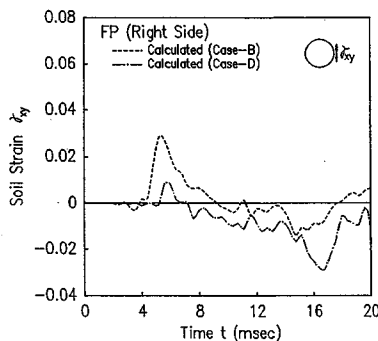
図-11 (a)~(c) は、おのおの右側方土圧、模型管の右側方ひずみ、土の右側方せん断ひずみと時間との関係を Case-B と Case-D の解析結果に関して示したものである。接触面での摩擦を考慮することにより右側方土圧と模型管の右側方ひずみは全般的に小さくなっており、特に右側方ひずみに関しては実験結果との対応性の改善が認められる。また、土の右側方せん断ひずみに関して、周囲土の反時計方向への滑動により模型管との拘束が緩むため、せん断ひずみが全般的に小さくなる傾向に



(a) 右側方土圧～時間関係



(b) 模型管の右側方ひずみ～時間関係



(c) 土の右側方せん断ひずみ～時間関係

図-11 FP の解析結果の比較 (模型管右側方)

あることが認められる。

前述した図-10 と 11 に示す FP に関する検討結果から、接触面での摩擦を考慮することにより、完全固着を仮定する場合には考慮できなかった土圧や土のひずみの集中現象の評価が可能となり、その結果、土のひずみ速度効果も顕著に現れることが示された。このことは、接触面での摩擦の影響を考慮しないと土のひずみ速度効果も本来の影響を発揮し得ないことを意味しており、本論文で議論の主要な対象とした土のひずみ速度効果と接触面での摩擦のおおのの影響の相互関係を明らかにすることができたものと思われる。しかし、解析結果と実験結果との対応性に関しては、模型管のひずみ等の一部の

実験データについては改善を認めることができたが、模型管の変位や土圧等については明瞭に改善されたとはいえない。これに関しては、次項で検討する。

(3) 動的相互作用機構の解明上の問題点

前項(2)で述べたように、土のひずみ速度効果および接触面での摩擦の両要因を考慮しても実測値との対応性の改善は必ずしも明瞭には認められなかった。この原因としては、模型実験と数値解析のおのおのおよび双方に共通する以下に示す問題点が挙げられる。

模型実験の面では、模型地盤を締め固めにより数値解析上の仮定どおりに均一に作成することが困難であることが挙げられる。

数値解析の面では、土の構成モデル、材料定数、また動的平衡方程式の直接積分に用いる時間刻みに関して次の問題点が挙げられる。土の構成モデルに関しては、実測値に認められる除荷・再負荷状態における塑性的非線形挙動の表現が十分ではないこと、またひずみ速度効果は強度特性のみに考慮され、変形特性や減衰特性には考慮されていないことなどに十分ではない点が残されており、特に前者に関しては、繰返し塑性モデルが有効になる可能性を指摘した。材料定数に関しては、土のポアソン比 ν およびジョイント要素の垂直剛性 k_s 、せん断剛性 k_n は要素試験に基づいて決定されたものではなく、適当と思われる値を仮定している。また、減衰定数に関しても同様に適当な値を仮定している。直接積分の時間刻みは、ジョイント要素を導入する場合には数値解析上の収束性を確保するため導入しない場合の1/4にしており、同一時間刻みになっていない。

模型実験と数値解析に共通する問題としては、側方の固定壁の影響が挙げられる。両者とも固定壁による反射波の影響は避けられないが、その影響が現れるまでの間、すなわち作用土圧等で第2波が発生するまでの動的挙動においては固定壁の影響は小さく、実地盤での野外実験の動的挙動をある程度模擬する模型実験と数値解析と考えられる。なお、模型実験と数値解析の対比に関しては、3.(2)で記述しているように、右側方境界にジョイント要素を配置してその影響を考慮している。

5. 結 言

本論文は、土と構造物の動的相互作用問題において、従来考慮されることのなかった土のひずみ速度効果に加えて土と構造物の接触面における剝離や滑動現象等の不連続的変形挙動の影響を考慮に入れ、高速荷重を受ける土と構造物の動的相互作用に関して数値解析により詳細に検討を加えたものである。本研究によって得られた成果を要約すれば以下ようになる。

(1) 土のひずみ速度効果と接触面での摩擦の影響を同時に考慮した一解析手法を提示し、数値計算と実験結

果の比較により本解析手法の妥当性をほぼ確認した。

(2) 接触面での摩擦を考慮しない場合には、土の右側方せん断ひずみを除き、土のひずみ速度効果の影響はさほど顕著に認められない。

(3) 接触面での摩擦を考慮する場合には、土圧や土のひずみの集中現象の評価が可能となり、その結果、土の底部ひずみ等に土のひずみ速度効果の影響が顕著に現れてくる。

(4) 上記(2)、(3)より、土のひずみ速度効果と接触面での摩擦のおのおのの影響ならびにそれらの相互関係を明らかにできた。

以上、本研究では高速荷重を受ける土と構造物の動的相互作用問題に関して、土のひずみ速度効果と接触面での不連続的変形挙動のおのおのの影響ならびにそれらの相互関係を明らかにできたものと思われる。しかし、実測値との対応性の改善は必ずしも明瞭には認められなかった。このことは、土と構造物の動的相互作用の現象の複雑さと影響要因の多様さを示しており、本論文においても動的相互作用機構の解明上の問題点を列挙した。今後は、動的相互作用に及ぼす影響要因を一つ一つ明らかにする必要がある。また、高速荷重を受ける土と構造物の動的相互作用問題においては、本研究で取り扱った衝撃波よりもっと過酷な外力状況に遭遇することも十分考えられることであり、幾何的非線形性の考慮も必要になるものと思われる。

最後に、数値計算には防衛大学校共同利用電子計算機室の HITAC M-680 H を使用した。ここに付記して謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 藤本一男：高速載荷時の土の応力-ひずみ関係，第1回落石の衝撃力およびロックシェッドの設計に関するシンポジウム論文集，pp.42~47, 1983.7.
- 2) 藤本一男：ショックチューブによる土-構造物系の動的相互作用に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 31 A, pp. 439~450, 1985.3.
- 3) 土岐憲三・佐藤忠信・三浦房紀：強震時における地盤と構造物の間の剝離と滑動，土木学会論文報告集，第302号，pp. 31~41, 1980.10.
- 4) 藤本一男・森 雅美・石川信隆：衝撃波を受ける粘性土中に埋設されたパイプの動的応答解析，構造工学論文集，Vol. 31 A, pp. 451~464, 1985.3.
- 5) 森 雅美・佐藤紘志・小暮幹太：土-構造物系の非線形動的相互作用解析，構造工学論文集，Vol. 35 A, pp. 1319~1330, 1989.3.
- 6) Wilson, E.L.: A Computer Program for the Dynamic Stress Analysis of Underground Structures, Struct. Eng. Lab., Univ. of California, Berkeley, Jan. 1968.
- 7) Baron, M.L., Nelson, I. and Sandler, I.: Influence of Constitutive Models on Ground Motion Predictions, J. of Eng. Mech. Div., Proc. of ASCE, Vol.99, No.EM 6,

- pp.1181~1200, Dec., 1973.
- 8) 伊藤富雄・久保勝保・小林洋一：既設トンネルの振動特性に及ぼす近接発破の影響，土木学会第34回年次学術講演会概要集，第3部，pp.501~502，1979.10.
 - 9) Isenberg, J., Lee, L. and Agbabian, M.S.:Response of Structures to Combined Blast Effects, J. of Transportation Eng. Div., Proc. of ASCE, Vol.99, No. TE 4, pp.887~908, April, 1973.
 - 10) DiMaggio, F.L. and Sandler, I.S.:Material Models for Granular Soils, J. of Eng. Mech. Div., Proc. of ASCE, Vol.97, No.EM 3, pp.935~950, June, 1971.
 - 11) Sandler, I.S., DiMaggio, F.L. and Baladi, G.Y.:Generalized Cap Model for Geological Materials, J. Geotech. Eng. Div., Proc. of ASCE, Vol.102, No.GT 7, pp.683~699, July, 1976.
 - 12) Buragohain, D.N. and Shah, V.L.:Curved Isoparametric Interface Surface Element, J. of Struct. Div., Proc. of ASCE, Vol.104, No.ST 1, pp.205~209, Jan. 1978.
 - 13) Bathe, K.J., Wilson, E.L. and Iding, R.H.:NONSAP—A Structural Analysis Program for Static and Dynamic Response of Nonlinear Systems, Report No. UCSESM 74-3, Struct. Eng. Lab., Univ. of California, Berkeley, Calif., Feb. 1974.
 - 14) Nayak, G.C. and Zienkiewicz, O.C.:Elasto-Plastic Stress Analysis. A Generalization for Various Constitutive Relations Including Strain Softening, Int. Jour. for Num. Meth. in Eng., Vol.5, pp.113~135, 1972.
 - 15) 藤本一男：高速荷重を受ける土と構造物の動的相互作用に関する基礎的研究，大阪大学博士論文，1984.11.
 - 16) Bathe, K.J., Ozdemir, H. and Wilson, E.L.:Static and Dynamic Geometric and Material Nonlinear Analysis, Report No. UCSESM 74-4, Struct. Eng. Lab., Univ. of California, Berkeley, Calif., Feb. 1974.
 - 17) 橋口公一：最新弾塑性学，朝倉書店，6章繰返し塑性，pp.95~139，1990.5.

(1990.10.1 受付)

NONLINEAR DYNAMIC INTERACTION BETWEEN BURIED STEEL PIPE AND SOIL SUBJECTED TO SHOCK WAVES

Masami MORI, Hiroshi SATO and Kazuo FUJIMOTO

A dynamic soil-structure interaction problem under impulsive loading is studied analytically by the nonlinear dynamic finite element procedures. This analytical approach takes into account both factors strain rate effects of soil and interface behavior between the soil and structure. As a numerical example, the dynamic behavior of a pipe buried in a cohesive soil subjected to shock waves is investigated. Good agreements are found between the predictions by the proposed procedures and experimental results. Each influence of strain rate effects of soil and interface friction, and the correlation between the two factors are also discussed.