

高速載荷を受ける砂中埋設鋼管の土圧特性

AN EARTH PRESSURE CHARACTERISTICS ON STEEL PIPE BURIED
IN DRY SAND UNDER HIGH SPEED LOADINGS

森 雅美* 佐藤 弘志**

By Masami MORI and Hiroshi SATO

This paper presents an experimental approach for the dynamic soil-structure interaction under impulsive loadings. Herein, both static and high-speed loadings experiment on steel pipe buried in dry sand have been performed. Then, the difference between the earth pressure characteristics and strain of pipe under static loadings and those under high-speed loadings is investigated. Finally, the influence of the rigidity of pipe on the earth pressure characteristics and strain of pipe is discussed.

1. 緒 言

原子力発電所や重化学工業プラント施設等の社会的に重要な地上構造物およびこれらに付随する地中構造物では、耐震性や耐風性のみならず偶発的な飛来物の落下、衝突あるいは燃料、火薬の爆発等の高速荷重に対しても十分な安全性を確保しなければならない。土のような媒体中に埋設された地中構造物が衝突、爆発による衝撃的外力を受けると、慣性力の影響、変形速度（ひずみ速度）による材料の力学特性や破壊限界の変化、局部的に発生する応力波の作用等が複雑に関連するため、その衝撃応答を解明することは非常に困難な問題とされている^{(1)・(2)}。また、衝突体の媒体への貫入、発生する衝撃土圧の伝播、周囲の媒体との動的相互作用等多くの耐衝撃性に係わる問題が未解明のまま残されている。このため、衝撃的外力を受ける地中構造物の設計法は未だ十分確立されておらず、合理的な耐衝撃設計法の確立に向け理論的、実験的研究が急がれている現状にある。

高速荷重あるいは応力波の伝播時の土と構造物の動的相互作用に関する研究は、1964年に米国アリゾナ大学で第1回のシンポジウム³⁾が開催されて以来国内外において比較的多く行われている。例えば、実験的研究に限定すれば、Akai・Hori⁴⁾は土と構造物の動的相互作用に関する国内での先駆的研究を行っている。彼らは、粘性土中に埋設された金属管に関する落錘式衝撃実験を行い、作用土圧は金属管の剛性により大きく異なることを示した。竹田・藤本ら^{5)~7)}は2次元土槽に設置された振子式衝撃載荷装置を用い、載荷棒の貫入による水平方向の集中的外力を受ける乾燥砂中に埋設された鋼管に関する一連の衝撃実験を行い、模型

* 防衛大学校講師 土木工学教室 (〒239 神奈川県横浜須賀町走水 1-10-20)

** 工博 防衛大学校教授 土木工学教室 (同 上)

管に作用する土圧や模型管のひずみ挙動に及ぼす載荷速度と模型管の剛性の影響について検討している。また、藤本⁸⁾は前述の振子式衝撃載荷装置を用いて砂中埋設アーチに関する衝撃実験を行い、模型アーチの動的挙動に及ぼす載荷速度の影響について検討している。さらに、藤本⁹⁾はショックチューブによる空気衝撃波発生装置を用い、地表全面に衝撃波を受ける粘性土中に埋設された鋼管に関する模型実験を行い、応力波の伝播・減衰特性について検討するとともに、動的相互作用に及ぼす模型管の剛性の影響を検討している。

近年に至り、静的実験と同様に衝撃実験に関しても模型実験における自重応力を実物と同水準にすることの重要性の認識から、遠心模型実験装置を用いた模型実験の可能性を検討する研究が国外において行われるようになってきた。Kutter¹⁰⁾は爆発荷重を受ける砂中埋設黄銅管に関する遠心模型実験を行い、クレータ生成のメカニズムを検討するとともに、剛性の小さい構造物に関しては重力効果を考慮する必要があることを指摘している。Townsend¹¹⁾は砂中の爆発荷重を受ける砂中埋設コンクリート模型に関する遠心模型実験を行い、遠心力場(60g, 82g)での土と構造物の動的相互作用は重力場(1g)のものとはかなり異なること、また動的相似則が成り立つことを示している。Davies¹²⁾は地表面上の標的に落錘衝撃を受ける砂中埋設黄銅管の遠心模型実験を行い、応力波の伝播・減衰特性について検討するとともに模型管の変形挙動について検討を加えている。

衝撃現象を解明するための実験は、一般に衝突実験、爆発実験および高速載荷実験の3つに分類できる¹³⁾。衝突実験や爆発実験は実際の現象に近い状態をシミュレートできるという利点を有する。しかし、そこで得られる結果には応力波、慣性力およびひずみ速度等の影響が混在するため、部材や構造物が有する終局限界性能を明らかにすることは困難である。これに対して、高速載荷実験は載荷体と試験体を接触させておいた状態から載荷体を急速に変位させて試験体を載荷する方法である。これは、実際の衝撃現象には対応しないが、衝突による慣性力や応力波などの影響を分離し、高速変形状態における動的終局限界性能を解明するための手段として有効である¹⁴⁾。衝撃的外力を受ける地中構造物の安全性の照査は、衝撃的外力の生起確率を考慮すると、終局限界変形や終局耐力などの耐衝撃性を設計指標として行うのが合理的と考えられる。しかし、前記の文献4), 5)～8)および12)の実験は衝突実験、また9), 10)および11)は爆発実験の範疇に入るのであり、上記の理由から終局限界変形や終局耐力の定量的評価は困難である。一方、高速載荷実験では、土と構造物の動的相互作用の結果として地中構造物に直接的に作用する土圧等の外力および埋設状態での変形の評価が可能であれば、終局限界変形や終局耐力の評価が可能になるものと考えられ、高速変形状態での動的相互作用を検討することの意義は大きいと思われる。しかし、地中構造物の高速載荷実験を試みた研究は筆者らの知る限り例を見ない。

本論文では、地中構造物の耐衝撃性を解明するための基礎的段階として、高速変形負荷装置¹³⁾と呼ばれる載荷装置による地中構造物模型の高速載荷実験^{15)～18)}を行い、高速変形状態における土圧特性や構造物のひずみ挙動等の動的挙動を基礎的に検討したものである。すなわち、乾燥砂中に埋設された模型管に対して載荷速度数m/s程度の高速載荷実験を行い、高速載荷時の模型管周辺の土圧特性と模型管のひずみ挙動に及ぼす構造物の剛性の影響および静的載荷時と高速載荷時の土圧特性とひずみ挙動の相違を実験的に検討した。

2. 模型実験の概要

(1) 模型管

本研究では、外径 D ($D=10\text{cm}$)を一定として管厚を $t=1\text{mm}$ ($D/t=100$)、 2mm ($D/t=50$)および 3mm ($D/t=33$)の3種類に変えた模型管の作成を計画し、各々撓み性管(Flexible Pipe; FP)、中剛性管(Medium Pipe; MP)および剛性管(Rigid Pipe; RP)と称する。本実験では、表-1に示すMPとRPの2種類の模型管を地中構造物模型として用いた。これらは、JIS G3542の配管用炭素鋼鋼管(SGP 90A)の内面、外面

を研削加工して作成したもので、形状・寸法等を図-1 に示す。模型管の管軸方向の中央断面には、図-2 に示すように静的載荷実験では管頂より45°間隔で8個の、高速載荷実験では7個のひずみゲージ式小型土圧計（容量：4.9MPa；固有振動数：40kHz；直径：6mm）を貼付し、模型管外周面に作用する垂直方向の土圧分布を測定した。また中央断面より1cm離れた断面には、静的載荷実験では管頂より22.5°間隔で内外面とも各々16枚の、高速載荷実験では管頂より45°間隔で内外面とも各々8枚のひずみゲージ（検長：5mm）を貼付し、周方向のひずみを計測した。模型管の変形量はステンレス鋼製（SUS-304）のビーム式の変位計によって鉛直、水平たわみを計測した。表-2 に模型管の管軸方向より採取したJIS 規格の12号試験片の引張試験結果（降伏点、引張強さ、縦方向伸び）を示す。

(2) 地盤材料と模型地盤作成方法

図-3 に示す実験土槽（高さ80cm、幅60cm、奥行き20cm）は、上載荷重載荷による変形を極力抑えるよう16mm鋼板を溶接接合して製作した剛性構造をしたものである。正面中央部の観測窓（縦40cm、横20cm）には厚さ16mmの透明アクリル板が詰め込まれており、模型管および地盤の変形状態を透視できる。地盤材料としては表-3 に示す物理的性質をもつ豊浦標準砂を用いた。粒径加積曲線を図-4 に示す。模型地盤は、図-5 に示すように基礎砂厚部、模型管埋設部と土被り高部の各層毎に締固めにより作成し、密度は重錘の落下高および打撃回数により毎回一定となるよう調整し、本実験では密詰地盤（ $\rho_d=1.56\text{t/m}^3$ ）とした。まず、縦置きの実験土槽内に豊浦標準砂を流し込み、質量1.6kgの重錘を落下高20cm、単位層厚（1cm）当たり4回の割合で打撃して締固め、所要の層厚の基礎砂厚部を作成した。ついで、基礎砂厚部地表面に模型管を設置したうえで再び豊浦標準砂を流し込んで埋設し、模型管を砂中に浮かした状態で前述の締固めを行い、所要の

表-1 模型管の諸元

	MP (Medium Pipe)	RP (Rigid Pipe)
D (cm)	10	10
t (cm)	0.2	0.3
D/t	50	33
l (cm)	19.8	19.8

表-2 模型管の引張試験結果

	σ_y (MPa)	σ_b (MPa)	ϵ_b (%)
SGP-90A	357.0	378.5	27.3

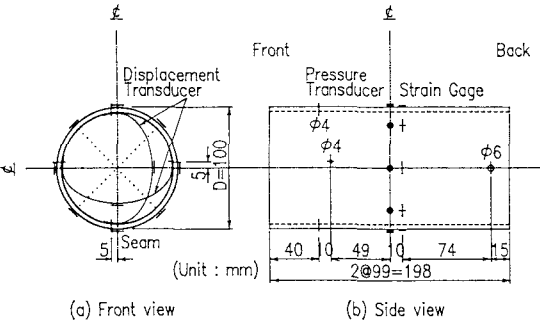


図-1 模型管の形状・寸法

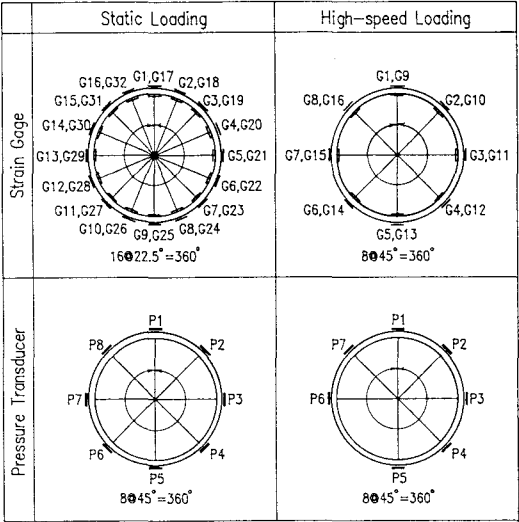


図-2 ひずみゲージと土圧計の配置

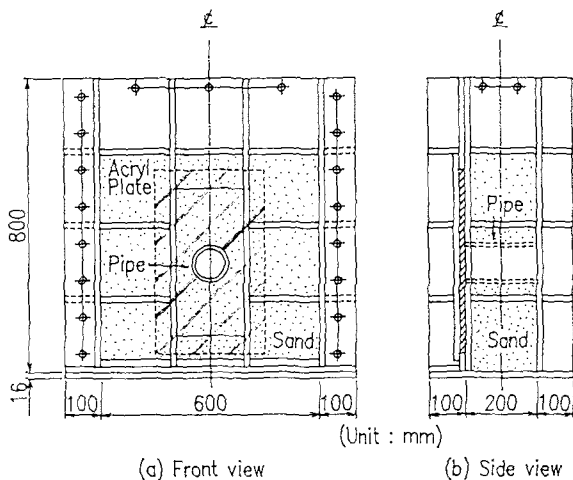


図-3 実験土槽の形状・寸法

表-3 豊浦標準砂の物理的性質

Gs	Grain Size (mm)	Uc	ρ_{dmax} (t/m ³)	ρ_{dm1p} (t/m ³)
2.65	0.07~0.42	1.30	1.68	1.36

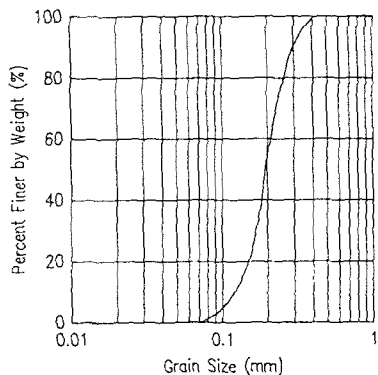


図-4 豊浦標準砂の粒径加積曲線

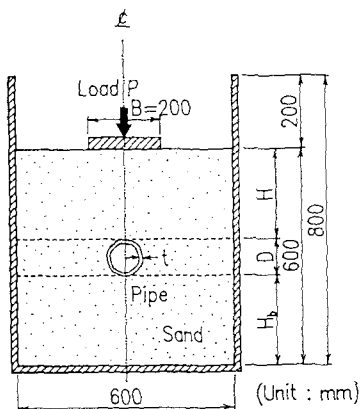


図-5 模型地盤の作成方法

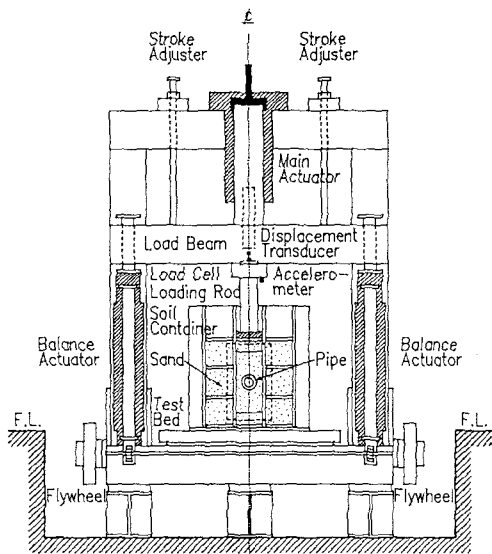


図-6 高速変形負荷装置の外観

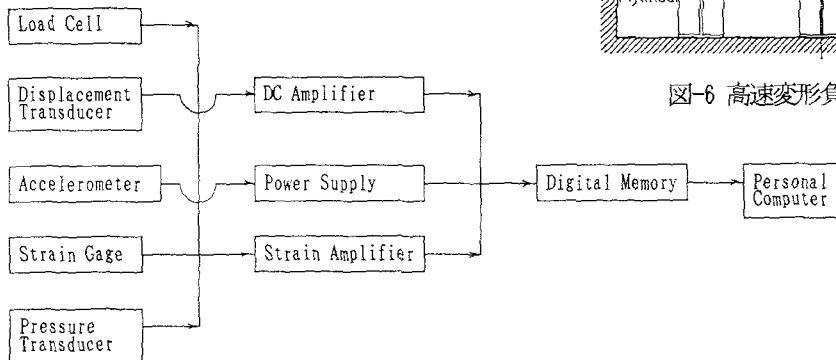


図-7 高速載荷実験の計測システム

層厚の模型管埋設部を作成した。さらに、土被り高部を基礎砂厚部と同様の要領により作成した。一連の実験は気乾状態で、土被り比 H/D (H :土被り高)は2と3の2種類に調整した。

(3) 載荷方法

荷重は、図-5 に示すように模型地盤地表面の中央に設置した載荷板 (厚さ3.2cm、奥行き19cm、幅 $B=20$ cm ($B/D=2$)) に一点集中載荷した。静的載荷実験には荷重容量441kN(45tf)のサーボアクチュエータを用いた。高速載荷実験には図-6 に示す高速変形負荷装置¹³⁾を用い、載荷体と載荷板を接触させた状態から載荷体を急速に変位させて載荷板に載荷した。本載荷装置は予め定めた一定の変位速度で試験体を最大150mmまで変形させる能力を有し、最大載荷速度は4m/s、最大荷重容量は490kN(50tf)である。

(4) 計測方法

高速載荷実験における計測システムを図-7 に示す。載荷体に関しては、図-6 に示すようにひずみゲージ式荷重変換器 (ロードセル) により荷重を、差動トランス式変位計と加速度計により載荷ビームの変位と加速度を検出した。また、試験体に関しては模型管に貼付したひずみゲージと土圧計によりひずみと土圧を検出した。各センサーからの出力は、増幅器 (最大応答周波数: ひずみ増幅器は200kHz、直流増幅器は2.5kHz) で増幅し、ディジタルメモリ (最小サンプリング間隔: $5\mu s$) にディジタルデータとして記録し、さらにパーソナルコンピュータを介してフロッピディスクに保存した。静的載荷実験の計測システムは、増幅器とディジタルメモリの組み合わせを静的万能測定器に置き換える以外は高速載荷実験の計測システムと全く同様である。

なお、土圧計による土圧の測定は、受圧板の変形や周囲の土の不均一の影響によるひずみ出力の非直線性の問題、さらに高速載荷実験においては受圧板の慣性力の影響や測定周波数上の問題が加味されるため一般に困難とされている。本実験において用いた土圧計 (共和電業製: PS-50KA) は、直径6mm、高さ2mmの円盤型をしている。受圧板は容量の範囲内では十分剛で、非常に高い固有振動数 (40kHz) を有しており、受圧板の変形の影響や測定周波数上の問題はないものと考えられる。また、周囲砂の不均一の影響を小さくし流体圧に近い状態にするためには受圧板の直径が砂の粒径の20倍以上であることが望ましいとされており、本実験においては受圧板の直径が5mmで豊浦標準砂の最大粒径が0.4mmであり、この条件を完全には満たさないが、支障はないものと思われる。さらに、土圧計の重量は約0.5gで模型管の重量に比し非常に小さくその慣性力の影響は無視し得るものと思われる。

3. 実験結果と考察

ここでは、まず、土被り比と模型管の剛性を各々2種類に変化させた合計4ケースの高速載荷実験の中から1ケースの高速載荷応答を取り上げ、高速載荷実験に関する条件の確認を行う。次いで、土被り比 $H/D=3$ の場合に関して、土圧特性とひずみ挙動に及ぼす模型管の剛性の影響および静的載荷時と高速載荷時の土圧特性とひずみ挙動の相違を検討する。

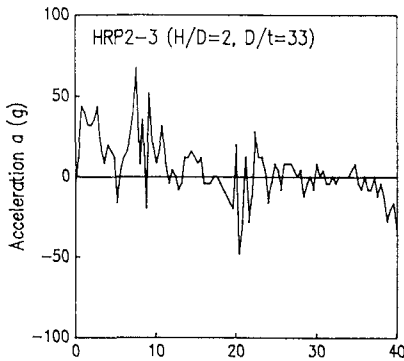
(1) 高速載荷応答

一例として、土被り比 $H/D=2$ で埋設されたRP (剛性管) に関する高速載荷実験結果 (HRP2-3) を取り上げ、載荷体に関する荷重、変位および加速度の実測値から高速載荷実験としての条件を満たすか否かを検討する。なお、記号'HRP2-3'中、1番目の'H'は高速載荷 (High-speedの略)、2番目の'RP'は剛性管 (Rigid Pipeの略)、3番目の'2'は土被り比が $H/D=2$ 、また4番目の'3'は目標載荷速度を3 m/sに設定したことを示している。また、静的載荷の場合には1番目に記号'S' (Staticの略) を付し、高速載荷'H'と

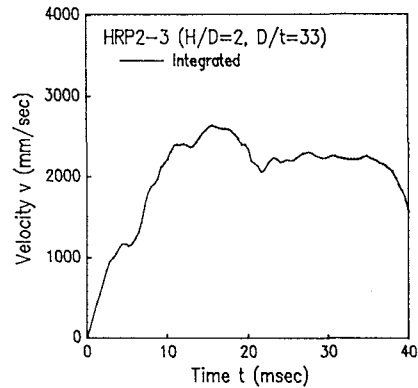
区別している。

a) 加速度、速度および変位の時刻歴

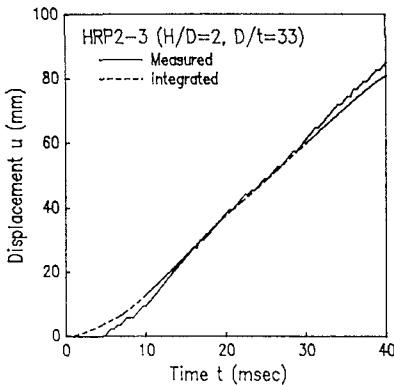
図-8(a)～(c) は各々載荷体の加速度、速度および変位の時刻歴応答を示したものである。速度および変位は図-8(a) の加速度応答から台形公式により数値積分したものであり、時間刻みは $\Delta t=0.4\text{ms}$ とした。図-8(c) 中には差動トランス式変位計による載荷体の変位応答の実測値(実線)も併記した。図-8(a) より、時刻 $t=15\text{ms}$ までは最大が約 50g の正の加速度を、それ以降では最小が約 -50g の負の加速度を生じている。図-8(b) より載荷体の速度応答は、載荷開始から約 15ms 付近までは正の加速度のため急激に増加し、それ以降では負の加速度により幾分減少した後、約 2.2m/s の一定速度に収束することが認められる。図-8(c) より、変位計による変位の実測値(実線)はほぼ直線となり、立上がり部(約 5ms)以降約 2.6m/s の一定の載荷速度で約 80mm の目標変位に到達していることがわかる。このことは、本載荷装置が一定速度での強制変位負荷能力を有していることを示している。また、加速度応答を数値積分して求めた載荷体の変位(破線)は、変位計による実測値(実線)と非常によく一致しており、本実験で用いた差動トランス式変位計と加速度計がお互いに正常な計測を行っていることが間接的に検証される。さらに、数値積分より得られた載荷体の変位(破線)の勾配より求めた平均速度は約 2.3m/s となり、図-8(b) 中で収束した速度とほぼ同じ値になることがわかる。以上のことより、本実験で用いた高速変形負荷装置は高速載荷装置として要求される一定の変位速度での強制変位負荷能力、すなわち高速変形負荷能力を有しており、また計測システムも本実験の高速現



(a) 加速度応答



(b) 速度応答



(c) 変位応答

図-8 高速載荷応答

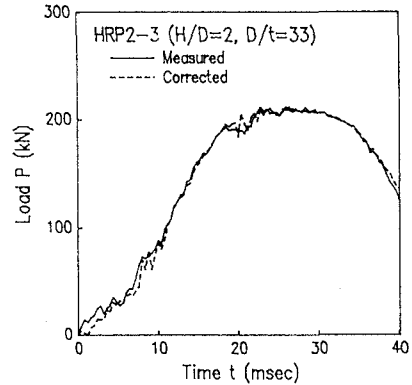


図-9 高速載荷実験の荷重応答

象に十分追従できるものであることが確認される。

b) 荷重応答

ロードセルが試験体に直接接触している場合には、高速載荷に伴って生じる慣性力は小さいのでロードセルにより計測された荷重は試験体の固有な特性値として評価できる。しかし、本実験では、図-6 に示すようにロードセルと試験体である土槽内の乾燥砂上表面の間に載荷棒（重量約20.5kgf）と載荷板（重量約9.5kgf）の2つの載荷治具を用いており、これらの慣性力の影響を検討しておく必要がある。図-9 は、荷重の時刻歴応答を示したもので、図中の実線はロードセルによって計測された荷重値を、破線はロードセルで得られた荷重値から載荷治具の慣性力の影響を取り除いた荷重の値を示している。これより、載荷治具による慣性力の影響は約10msまでの載荷直後の加速域において認められるが、その値は極めて小さく無視できる程度であり、また10ms以降ではほとんど影響がないことがわかる。よって、本実験では慣性力の影響を無視でき、高速載荷実験としての条件を満足していることが確認される。

(2) 砂中埋設鋼管の動的挙動

ここでは、土被り比 $H/D=3$ で埋設されたMP（中剛性管）とRP（剛性管）に関する静的載荷および高速載荷実験結果から、土圧特性およびひずみ挙動に及ぼす模型管の剛性の影響および静的載荷時と高速載荷時の土圧特性とひずみ挙動の相違を検討する。なお、高速載荷実験においては載荷体の強制変位量を約100mmに設定した。また、載荷速度はMPで約2.52m/s、RPで約2.86m/sであり、両者はほぼ同一の載荷速度とみなして差し支えない。

a) 荷重～変位関係

図-10(a)と(b)は各々MPとRPに関して、静的載荷実験（破線）と高速載荷実験（実線）に関する荷重と載荷体の変位の関係を比較したものである。図中、模型管を埋設していない状態（Free Field; FF）に関する静的載荷実験結果（点線）も併記した。これらより、静的載荷実験の場合ではFFに関する荷重がMPを埋設した場合（MP3）とRPを埋設した場合（RP3）のものとはほぼ同じ大きさとなっており、MPとRPの荷重の大きさには顕著な相違は認められない。このことは、土被り比が $H/D=3$ と模型管の埋設深が大きい場合には、荷重は模型管の耐力にはほとんど影響されず、砂層としての支持力に近くなることを示している。高速載荷実験の場合も、MPとRPの荷重の大きさには顕著な相違は認められず、FFに関する高速載荷実験を行っていないので定かではないが、両者の荷重は高速載荷時の砂層としての支持力に近いものと推定される。また、MPとRPの双方とも荷重は、静的載荷時には載荷体の変位が10mm付近までは直線的に増加し、

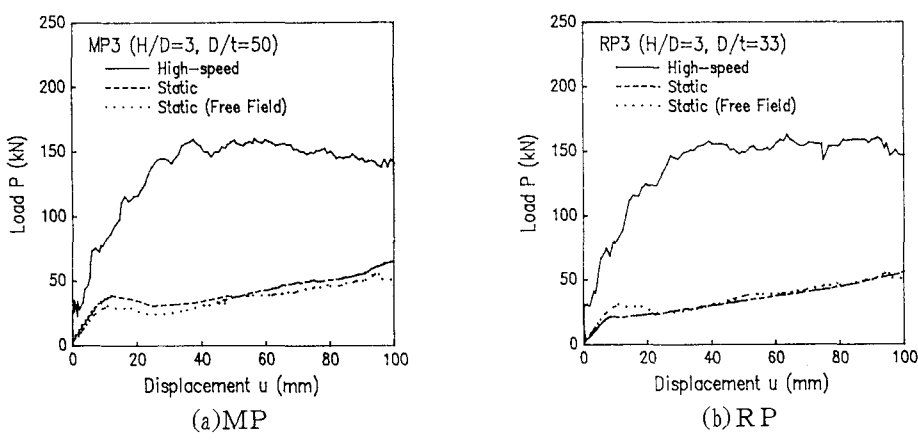


図-10 荷重～変位関係

それ以降緩やかな増加傾向に転じるのに対し、高速載荷時には変位が載荷板の厚さ（32mm）にほぼ等しい35mm付近まではほぼ直線的に増加し、それ以降ではほぼ一定の値になることが認められる。さらに、MPとRPの双方とも同一の載荷体変位に対する高速載荷時の荷重は静的載荷時のものに比し3～4倍程度大きく、静的載荷時と高速載荷時の荷重の大きさに顕著な相違が認められる。これは、静的載荷時と高速載荷時における載荷板の砂中への貫入のメカニズムの相違に基づくものと考えられる。すなわち、静的載荷実験では、載荷に伴う載荷板直下の砂の水平方向への移動の時間的余裕が十分あるため、載荷体の変位が10mm付近までは載荷板直下の砂が水平方向に広がりつつ上載荷重に抵抗するが、10mm付近で砂層としての支持力に達し、その後載荷板の両側方の下方の砂をせん断しつつ載荷板が貫入するものと考えられる。一方、高速載荷実験では、載荷板直下の砂の水平方向への移動の時間的余裕が全くなく、載荷板が両側方の下方の砂層を厚さ32mm分だけ強制的にせん断しつつ貫入するため、荷重が静的載荷時より大きくなるものと考えられる。

b) 模型管周辺土圧

(i) 作用土圧～変位関係

図-11(a)と(b)は各々静的載荷実験と高速載荷実験に関するMPの作用土圧 σ と載荷体の変位 u の関係を示したものである。同様に、図-12はRPの作用土圧～変位関係を示している。

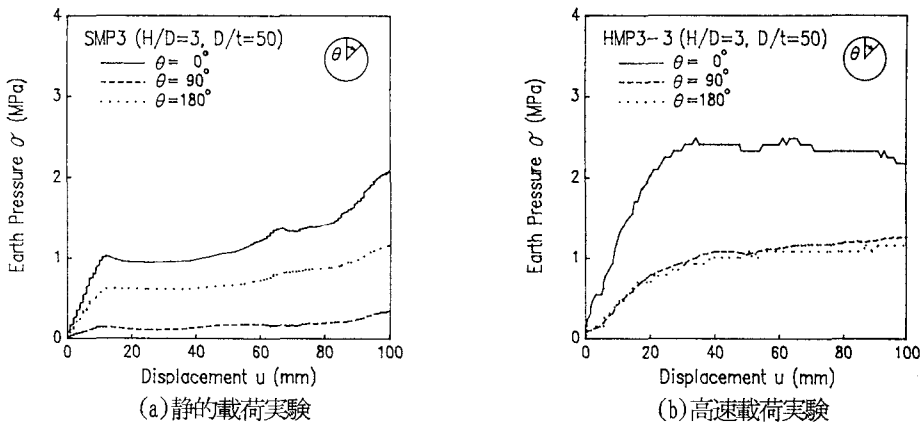


図-11 作用土圧～変位関係 (MP)

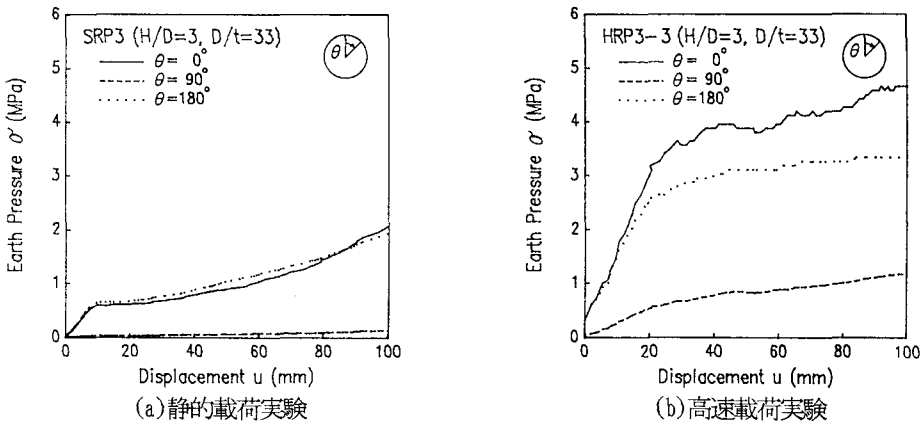
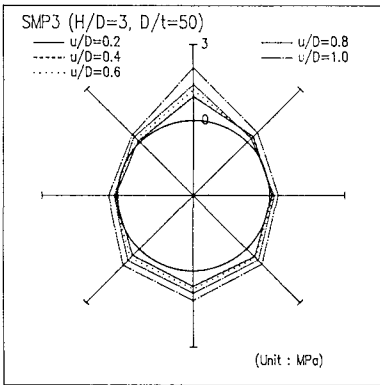


図-12 作用土圧～変位関係 (RP)

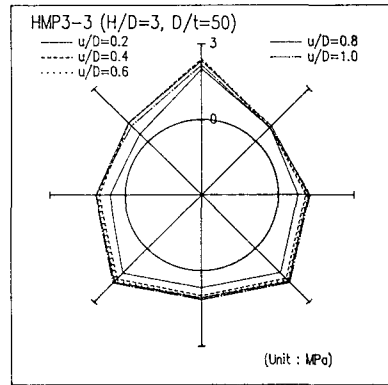
① 模型管の剛性の影響

図-11(a), 12(a) より静的載荷時には、MPとRPの各場合とも管頂土圧と管底土圧は変位 $u=10\text{mm}$ 付近までは直線的な増加傾向を示し、それ以降緩やかな増加傾向に転じており、図-10(a), (b) の荷重～変位関係に対応している。MPの場合では、管頂土圧は管底土圧の2倍弱、管側方土圧は管頂、管底土圧に比しかなり小さく、管頂への土圧集中傾向が著しいことが認められる。これは、MPの場合では剛性が小さく模型管上半部の変形（管頂での局部的変形と管側方の変形）も大きいため管側方に受働土圧が発生し、この変形に外部からのエネルギーが一部吸収されるとともに発生した管側方土圧による拘束により沈下が抑制されるため、管底土圧は管頂土圧の1/2程度になるものと考えられる。一方、RPの場合では、管頂と管底にほぼ同じ大きさの土圧が集中し、管側方には土圧がほとんど発生しないことが認められる。これは、RPの場合では剛性が大きく変形しにくいため管側方の受働土圧はほとんど発生せず、管側方土圧による拘束も小さいため剛体的に沈下しやすく、これに伴って管頂土圧とほぼ同じ大きさの管底土圧が発生するものと考えられる。

図-11(b), 12(b) より高速載荷時には、MPとRPの各場合とも各点の作用土圧は変位 $u=30\text{mm}$ 付近まではほぼ直線的な増加傾向を示し、それ以降ほぼ一定の値となり、図-10(a), (b) の荷重～変位関係にほぼ対応

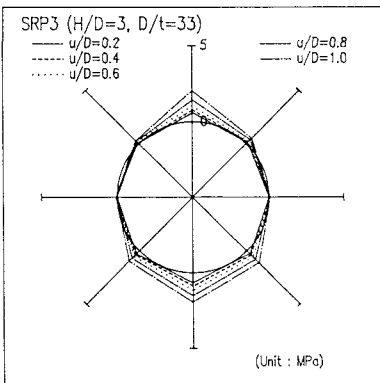


(a) 静的載荷実験

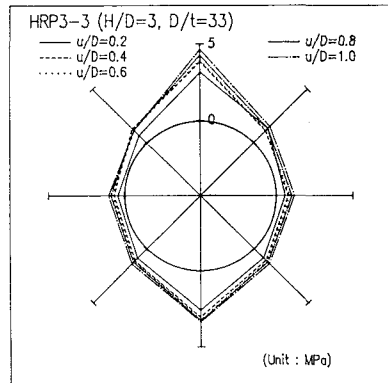


(b) 高速載荷実験

図-13 土圧分布 (MP)



(a) 静的載荷実験



(b) 高速載荷実験

図-14 土圧分布 (RP)

している。MPの場合では、管頂土圧は管底土圧の約2倍、管側方土圧は管底土圧とほぼ同じ大きさとなっており、管頂以外の作用土圧が著しく均等化される傾向が認められる。これは、②で後述するように高速載荷時の外部からのエネルギーは静的載荷時に比し大きく模型管上半部の変形（管頂での局部的変形と管側方の変形）も大きくなるためと考えられる。一方、RPの場合では、管底土圧は管頂土圧より小さく約3/4、管側方土圧は約1/4の大きさとなっており、静的載荷時に比し管底への土圧集中の傾向が弱まり、作用土圧が幾分均等化される傾向が認められる。これは、高速載荷時の管側方の変形が静的載荷時のものより大きくなるためと考えられる。

以上のことから、静的載荷時には模型管の剛性が大きいほど管側方土圧は小さく、管頂と管底に土圧が集中する傾向にあることが認められる。また、高速載荷時には作用土圧が均等化される傾向にあり、この傾向は模型管の剛性が小さいほど顕著であることが認められる。

② 静的載荷時と高速載荷時の相違

図-11(a),(b)よりMPの場合では、高速載荷時の各点の作用土圧は全般的に静的載荷時のものの約1.5倍、図-12(a),(b)よりRPの場合では約2～3倍となることが認められる。これは、a)で前述したように高速載荷時の荷重は静的載荷時に比し約3～4倍大きく、模型管に直接作用する外部からのエネルギーも静的載荷時に比し大きくなるためと考えられる。また、静的載荷時には、RPの各点の作用土圧はMPのものに比し全般的にほぼ同程度の大きさとなっており、作用土圧に及ぼす剛性の影響はさほど顕著ではない。一方、高速載荷時には、RPの各点の作用土圧はMPのものに比し管頂、管底では約2倍、管側方ではほぼ同じ大きさとなり、全般的に約2倍となること認められる。これは、外部からのエネルギーが、MPの場合では模型管上半部の変形に一部吸収されるのに対し、RPの場合では下方への移動（沈下）にほとんど費やされること、またRPの慣性力がMPのものより大きいことによるものと考えられる。

以上のことから、高速載荷時の模型管周辺の作用土圧は静的載荷時に比し中剛性管（MP）では約1.5倍、剛性管（RP）では約2～3倍となり、模型管の剛性が大きいほどその倍率が大きくなることが認められる。また、静的載荷時には作用土圧に及ぼす模型管の剛性の影響はさほど顕著ではないが、高速載荷時には模型管の剛性が大きいほど作用土圧は大きく、模型管の剛性の影響が顕著であることが認められる。

以上述べた作用土圧に関する高速載荷実験結果は、竹田・藤本ら⁵⁾⁷⁾の実験結果ともほぼ類似の傾向を示す。1.緒言で前述したように、彼らは載荷棒の貫入による水平方向の集中的外力を受ける砂中埋設鋼管に関する一連の衝撃実験を行い、剛性管（ $D/t=31$ ）では土圧が正面に集中することを示している。彼らの実験は土槽に設置された振子式衝撃載荷装置を用いた衝突実験であり、載荷棒は砂の貫入抵抗のために減速しつつ貫入するため、本実験のように一定速度での強制変位試験とは載荷条件が明らかに異なっている。本実験では、RPの管底土圧は管頂土圧の約3/4の大きさとなるのに対し、彼らの実験では、後面の土圧が正面のものに比し約1/5と非常に小さく、この相違が載荷条件の相違を示しているものと考えられる。

また、本実験は実験土槽を用いた模型実験であり、実地盤には存在しない土槽壁が静的載荷と高速載荷の両実験結果にかなり影響するものと推定される。すなわち、静的載荷実験の場合では載荷によって載荷板直下の砂は水平方向に広がるようになるが、土槽壁からの制約により生じる反力、また高速載荷実験の場合では載荷板が両側方の下方の砂層を強制的にせん断することにより生じると考えられる反力が模型管に作用する土圧に及ぼす影響については未だ定かではない。

(ii) 土圧分布

図-13(a)と(b)は各々静的載荷実験と高速載荷実験に関するMPの土圧分布を載荷体の変位 u を模型管の外径 D に関して無次元化した u/D をパラメータとして示したものである。同様に、図-14はRPの土圧分布を示している。ここで、高速載荷実験では左下45°の点（図-2参照）の土圧を測定していないため、右下45°の点の土圧計の実測値で代用している。

図-13(a),(b)よりMPの場合では、静的載荷時には管側方土圧が小さく管頂と管底に土圧が集中する分

布形状となるが、高速載荷時には管頂以外の模型管周辺全域にわたってほぼ同じ大きさの土圧が分布する形状となり、土圧分布形状が著しく均等化される傾向が認められる。また、図-14(a),(b)よりR Pの場合では、静的載荷時には管頂と管底にほぼ同じ大きさの土圧が集中し、管側方には土圧がほとんど発生しない分布形状となるが、高速載荷時には管頂と管底に土圧が集中するが、静的載荷時とは異なり管側方にも管頂土圧の約1/4の土圧が発生する分布形状となり、土圧分布形状が幾分均等化される傾向が認められる。

c) 模型管のひずみ

(i) ひずみ～変位関係

図-15(a)と(b)は各々静的載荷実験と高速載荷実験に関するMPの外面でのひずみεと載荷体の変位uの関係を示したものである。同様に、図-16はR Pのひずみ～変位関係を示している。

① 模型管の剛性の影響

図-15(a),16(a)より静的載荷時には、MPはR Pに比し全般的に約2倍のひずみを生じている。これは、MPの剛性がR Pのものより小さいことにより同一の載荷体変位に対する変形が大きくなるためと考えられる。MPの場合では、管頂の圧縮ひずみは管底のものに比べ絶対値が幾分大きく、管側方にはこれらと絶対値がほぼ等しい引張りひずみを生じており、管頂に局所的な変形が幾分生じるものの、ほぼリングの2次の曲げに近い変形モードになることが認められる。一方、R Pの場合では、管頂、管底、管側方のひずみの絶

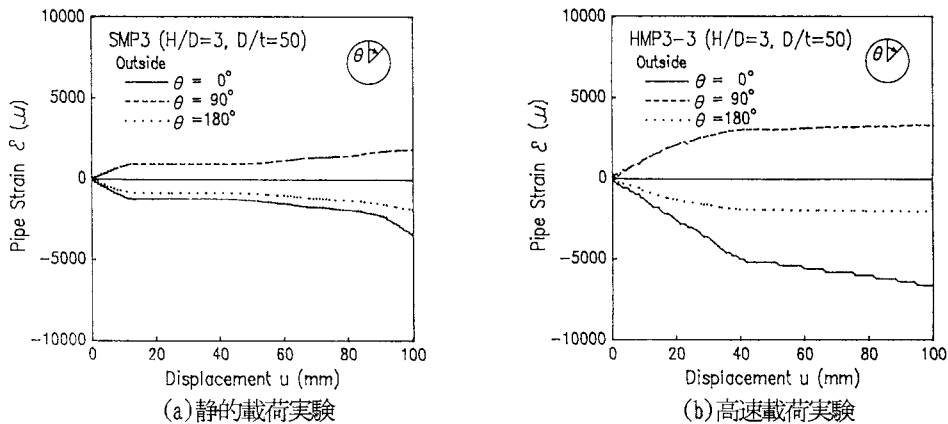


図-15 ひずみ～変位関係 (MP)

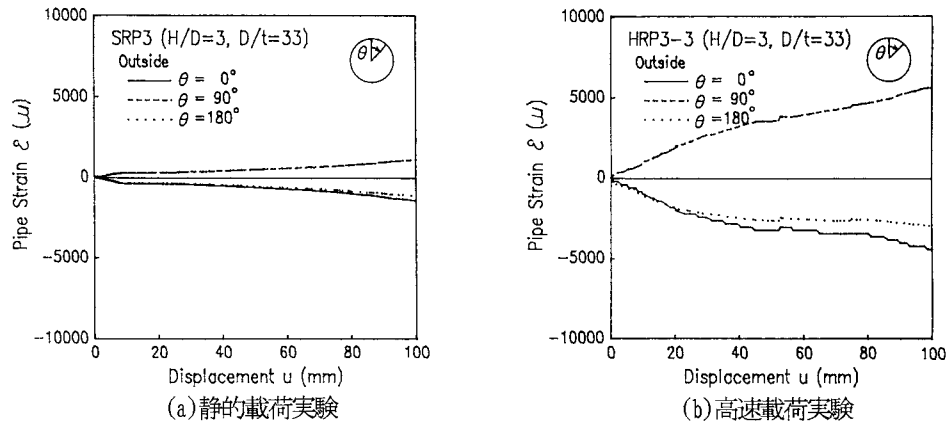


図-16 ひずみ～変位関係 (R P)

対値がお互いにほぼ等しくなっており、ほぼ完全なリングの2次の曲げモードになることが認められる。これは、RPの場合の土圧分布が図-14(a)に示すように、管頂と管底にほぼ同じ大きさの土圧が集中し、管側方には土圧がほとんど発生しない分布形状となることから、空气中で上下の圧縮を受けるリングの状態に極めて近かったためと考えられる。

図-15(b),16(b)より高速載荷時には、MPの場合では、管頂の圧縮ひずみは管底のものの約3倍となっており、管頂における局所的な変形の集中傾向が静的載荷時よりかなり著しくなることが認められる。一方、RPの場合では、載荷体の変位の増大に伴い管頂の局所的な変形が幾分増大するものの、ほぼリングの2次の曲げに近い変形モードを示すことが認められる。このことは、竹田・藤本ら^{5)~7)}の実験結果においても認められている。

以上のことから、静的載荷時と高速載荷時の各場合とも、中剛性管（MP）では管頂に局所的な変形が生じるのに対し、剛性管（RP）ではリングの2次の曲げに近い変形モードになるなど、模型管の剛性の相違によりその変形挙動が大きく影響されることが認められる。また、中剛性管（MP）の管頂の局所的な変形は、静的載荷時に比し高速載荷時の方がかなり著しくなることが認められる。

② 静的載荷時と高速載荷時の相違

図-15(a),(b)よりMPの場合では、高速載荷時のひずみは静的載荷時に比し管頂では約3倍、管側方では約2倍、管底ではほぼ同じとなっている。これは、a)で前述したように、高速載荷時の荷重は静的載荷時に比し約3～4倍大きいいため模型管上半部に作用する土圧も増大し、その結果管頂および管側方のひずみが増大したものと考えられる。管底に関しては、管底土圧がさほど増大しないため管底の圧縮ひずみもほぼ同じになったものと考えられる。

図-16(a),(b)よりRPの場合では、高速載荷時の各点のひずみは静的載荷時に比し全般的に約3～4倍となっている。これは、MPの場合と同様に、高速載荷時には模型管上半部に作用する土圧が大きくなるため管頂および管側方のひずみが増加したものと考えられる。管底に関しては、MPの場合より剛性および慣性力が大きく、ほぼ剛体的に沈下する傾向が強いため管底土圧が大きくなり、その結果管底の圧縮ひずみも増加したものと考えられる。

以上のことから、高速載荷時の模型管のひずみは静的載荷時に比し中剛性管（MP）では約2～3倍、剛性管（RP）では約3～4倍となり、模型管の剛性が大きいほどその倍率が大きくなることが認められる。

(ii) ひずみ分布

図-17(a)と(b)は各々MPとRPに関する高速載荷時の模型管の外面のひずみ分布を u/D をパラメータと

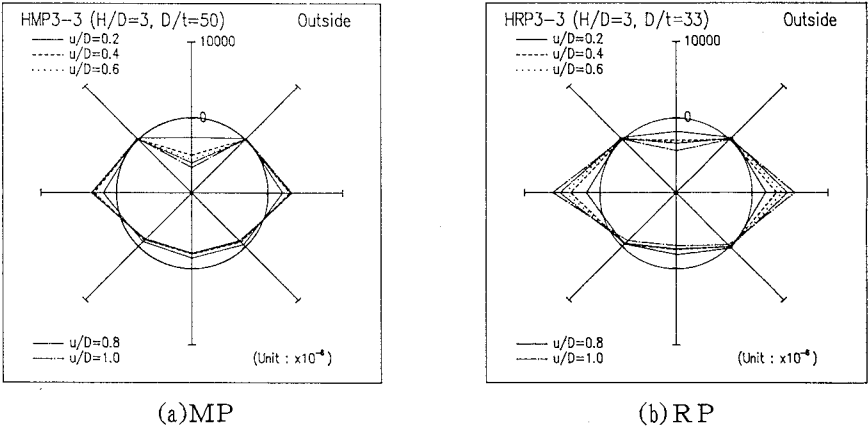


図-17 ひずみ分布（高速載荷実験）

して示したもので、円の外側が引張りひずみ、内側が圧縮ひずみを示している。

図-17(a) よりMPの場合では、管底、管側方のひずみに比し管頂のひずみが大きく、管頂に局部的な変形が集中している傾向が認められる。一方、図-17(b) よりRPの場合では、MPの場合と異なり管頂のみならず管側方および管底のひずみが大きくなっており、リングの2次の曲げに近い変形モードになる傾向が認められる。

4. 結 言

本論文は、高速荷重を受ける地中構造物の動的相互作用問題において、高速変形状態における砂中埋設鋼管の土圧特性とひずみ挙動に及ぼす模型管の剛性の影響および静的載荷時と高速載荷時の土圧特性とひずみ挙動の相違を実験的に検討したものである。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) 中剛性管と剛性管の双方とも同一の載荷体変位に対する高速載荷時の荷重は静的載荷時のものに比し3～4倍程度大きく、静的載荷時と高速載荷時の荷重の大きさに顕著な相違が認められた。

(2) 静的載荷時には模型管の剛性が大きいほど管側方土圧は小さく、管頂と管底に土圧が集中する傾向にあることが認められた。また、高速載荷時には作用土圧が均等化される傾向にあり、この傾向は模型管の剛性が小さいほど顕著であることが認められた。

(3) 高速載荷時の模型管周辺の作用土圧は静的載荷時に比し中剛性管では約1.5倍、剛性管では約2～3倍となり、模型管の剛性が大きいほどその倍率が大きくなることが認められた。また、静的載荷時には作用土圧に及ぼす模型管の剛性の影響はさほど顕著ではないが、高速載荷時には模型管の剛性が大きいほど作用土圧は大きく、模型管の剛性の影響が顕著であることが認められた。

(4) 静的載荷時と高速載荷時の各場合とも、中剛性管では管頂に局部的な変形が生じるのに対し、剛性管ではリングの2次の曲げに近い変形モードになるなど、模型管の剛性の相違によりその変形挙動が大きく影響されることが認められた。また、中剛性管の管頂の局部的な変形は、静的載荷時に比し高速載荷時の方がかなり著しくなることが認められた。

(5) 高速載荷時の模型管のひずみは静的載荷時に比し中剛性管では約2～3倍、剛性管では約3～4倍となり、模型管の剛性が大きいほどその倍率が大きくなることが認められた。

以上、本論文では高速載荷を受ける砂中埋設鋼管の土圧特性とひずみ挙動に及ぼす模型管の剛性の影響および静的載荷時と高速載荷時の土圧特性とひずみ挙動の相違を一部明らかにできたものと思われる。しかし、本論文で試みた模型実験は、模型管の剛性に関しては中剛性管(MP: $D/t=50$)と剛性管(RP: $D/t=33$)の2種類、載荷速度に関しては静的載荷実験と高速載荷実験の比較のみのかなり限定された範囲のものである。土と構造物の動的相互作用は、その現象の複雑さと影響要因の多様さのため解明の非常に困難な問題であり、本論文の実験結果のみで定量的かつ総合的に検討するには明らかに不十分である。今後は、今回の中剛性管と剛性管に加え撓み性管(FP: $D/t=100$)を用い、載荷速度を数種類に変化させた高速載荷実験を行い、模型管の剛性と載荷速度の各々の影響を総合的に検討したい。また、土被り比 H/D も動的相互作用に及ぼす重要な影響要因の一つであり、今回報告した $H/D=2,3$ に加え $H/D=1$ に関する高速載荷実験も行う必要があるものと思われる。さらに、模型管を埋設していない状態(Free Field; FF)での高速載荷実験を行うことにより、載荷速度のみにしか影響を受けない衝撃土圧、載荷板の貫入特性等の検討が可能であり、今後試みたい。

最後に、静的載荷実験には防衛大学校土木工学教室のサーボアクチュエータを、高速載荷実験には防衛大学校動力学実験室の共同利用器材高速変形負荷装置を用い、実験に際しては元防衛大学校第35期本科学学生新庄基之君の協力を得た。ここに記して謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 竹田仁一・立川博之・藤本一男：コンクリートと衝撃（衝撃を受けるコンクリートの性状と実験）、コンクリート工学，Vol.15，No.4，pp.1～11，1977.4.
- 2) 竹田仁一・立川博之・藤本一男：爆発、衝撃によるコンクリートの変形と破壊，セメント・コンクリート，No.356，pp.9～36，Oct. 1972.
- 3) University of Arizona, Engineering Research Laboratory: Proceedings of the Symposium on Soil-Structure Interaction, Sept. 1964.
- 4) Akai, K and Hori, M.: Basic Study on the Dynamic Soil-Structure Interaction, Proc. of JSCE, No.173, pp.61～78, Jan. 1970.
- 5) 竹田仁一・藤本一男・鈴木通彦：土一構造物系の動的相互作用に関する基礎的研究、土木学会第28回年次学術講演会講演概要集，I-236，pp.495～496，1973.10.
- 6) 竹田仁一・藤本一男・鈴木通彦：砂中埋設シリンダーの動的応答、土木技術研究会報、第14号，pp.53～58，1974.2.
- 7) 竹田仁一・藤本一男・鈴木通彦：砂中埋設シリンダーの動的応答－2次元砂槽における実験的研究－、第9回土質工学研究発表会講演集，177，pp.701～704，1974.6.
- 8) 藤本一男・鈴木通彦・寄田修：砂中埋設アーチの動的応答に関する実験的研究、土木学会第29回年次学術講演会講演概要集，I-283，pp.595～596，1974.10.
- 9) 藤本一男：ショックチューブによる土一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.31A，pp.439～450，1985.3.
- 10) Kutter, B.L., O'Leary, L.M., Thompson, P.Y. and Lather, R.: Gravity-Scaled Tests on Blast-Induced Soil-Structure Interaction, Jour. of Geotech. Engng., Vol.114, No.4, pp.431～447, April 1988.
- 11) Townsend, F.C., Tabatabai, H., McVay, M.C., Bloomquist, D. and Gill, J.J.: Centrifugal modeling of buried structures subjected to blast loadings, Centrifuge 88, Corte(ed.), Balkema, Rotterdam, pp.473～479, 1988.
- 12) Davies, M.C.R.: Modelling of dynamic soil structure interaction resulting from impulsive surface loading, Centrifuge 91, Ko(ed.), Balkema, Rotterdam, pp.487～493, 1991.
- 13) 内田孝・大野友則・鈴木輝夫・高橋芳彦：高速載荷および高速衝突実験装置の開発、落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集，(23)，pp.105～110，1991.3.
- 14) 高橋芳彦・大野友則・内田孝・太田俊昭：高速載荷を受けるRCはりの終局限界性能に及ぼす横拘束筋の効果とその評価、コンクリート工学論文集，第1巻第1号，pp.25～35，1990.1.
- 15) 森雅美・佐藤紘志：乾燥砂中に埋設されたパイプの動的相互作用に関する一考察、土木学会第45回年次学術講演会講演概要集，III-295，pp.626～627，1990.9.
- 16) 森雅美・佐藤紘志：埋設鋼管の高速載荷実験，第40回応用力学連合講演会講演予稿集，118，pp.111～112，1990.12.
- 17) 森雅美・佐藤紘志：乾燥砂中に埋設された模型管の高速載荷実験，第26回土質工学研究発表会講演集，2の1，664，pp.1767～1768，1991.7.
- 18) 森雅美・佐藤紘志：高速載荷を受ける砂中埋設鋼管の土圧特性，土木学会第46回年次学術講演会講演概要集，I-505，pp.1048～1049，1991.9.

(1991年9月30日受付)