

衝撃荷重を受ける地下構造物の動的応答に関する研究 (その1; 小型モデルによる土中爆破応答実験)

DYNAMIC RESPONSES OF UNDER-GROUND STRUCTURE SUBJECTED TO GROUND SHOCK PRESSURES

岩田 節雄* 中西 泰三** 大島 光義*** 米田 尚弘*

BY SETSUO IWATA, TAIZO NAKANISHI, MITSUYOSH OSHIMA, NAOHIRO YONEDA

This paper presents an experimental approach for the dynamic responses of under-ground structure subjected to ground shock pressures, in order to establish the design method. Experiments were carried out using the three types small size models and two kinds of soil. The variable parameters were an explosive weight, stand-off distance and depth of model. The effects of shock pressure, impulse, acceleration, strain and residual deformation in the test models are discussed.

1. 緒 言

トンネルなどのような地中あるいは地下構造物の近傍で発破作業などがある場合には、地下構造物が爆破による衝撃荷重を受けることが考えられる。構造物が爆発による衝撃荷重を受けた場合の損傷予測に関する研究は、水中および陸上構造物では確認試験が数多く行われ、最近では衝撃問題解析コードを用いてシミュレーションが試みられるようになってきた。^{1) 2) 3)}

地下構造物の衝撃に対する挙動を明らかにするためには、衝撃波が土を介して構造物に作用する現象、および衝撃波によって土と構造物が連成して挙動する場合の土質の衝撃特性に関する取り扱いを検討する必要がある。⁴⁾

しかし、地下構造物に関しては解析コードを使用する上で土質の衝撃応答特性、高ひずみ速度での破壊条件に関する特性の定式化が困難であること、地下爆破試験が大規模になりがちで実施上の問題が多いために研究成果の公表例は非常に少ない。

そこで、本研究では、3種類の小型試験体を用いた土中爆破試験を行い、試験体に作用する衝撃圧、加速度、試験体のひずみ状態および残留変形などに及ぼす土質条件、試験体形状およびさく薬量などの影響についての調査を行った。

2. 試験の概要

2.1 試験体および試験設備

図-1および図-2に試験体を示す。試験体は、衝撃圧を計測し易いように一辺が300mmの箱型を採用し、

* 日立造船株式会社 技術本部・技術研究所 (〒554 大阪市此花区桜島 1-3-22)
 ** 日立造船株式会社 船舶・防衛事業本部 (〒100 東京都千代田区一ツ橋 1-1-1)
 *** (株) システックス (〒554 大阪市此花区西九条 5-3-28)

衝撃圧を受ける前面と試験体の後面に短冊型パネルを配置した。前面と後面の短冊型パネルは、アルミ製の枠で両端が単純支持されている。

短冊型パネルは、鋼製の矩形断面で、板厚が24mmの場合をSS24モデル、板厚が4.5mmの場合をSS4.5モデルとした。また、チャンネル型断面の場合をCHモデルとし、合計3種類の試験体を製作した。

矩形断面の短冊型パネルは、前面と後面に5枚を垂直に並べ、鋼板の両端には針状のピンを並べて280mmのスペンで単純支持されるようにした。

SS4.5モデルとSS24モデルの受圧板の固有振動数は、(1)式によって135 Hzおよび710Hzである。

$$f = (\pi/2) (gEI/mL^4)^{0.5} \quad (\text{Hz}) \tag{1}$$

ここで、 m : 梁の単位長さ当たり重量(kg), L : スペン, g : 980cm/sec²,

E : 鋼板の弾性係数(kgf/cm²), I : 断面2次モーメント(cm⁴)

試験体の重量は、板厚が24mmの場合で60.6kg, また板厚が4.5mmの場合で35.1kgであった。鋼板の強度特性は、明確な降伏点がなく、0.2%耐力が84.5kgf/cm², 破断強度は、92.84kgf/cm²であった。

チャンネル型断面の試験体は、受圧部に6枚のリップ付き溝型鋼を垂直に並べ溝型鋼の両端をボルトで本体に固定したもので実際に近い構造部材を想定したものである。受圧板の固有振動数の計算値は、1235Hzである。溝型鋼鋼板の強度は、0.2%耐力が23.1kgf/cm², 破断強度は37.5kgf/cm²であった。試験体の重量は、21.8kgであった。

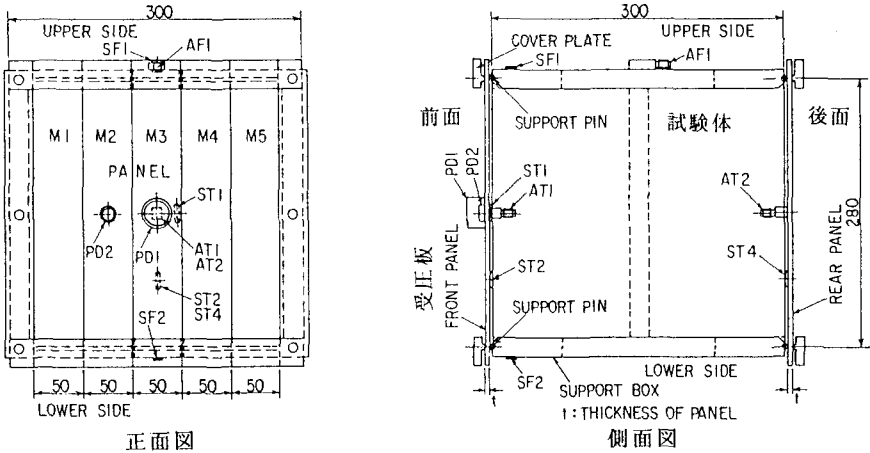


図-1 パネル型試験体 (SSモデル)

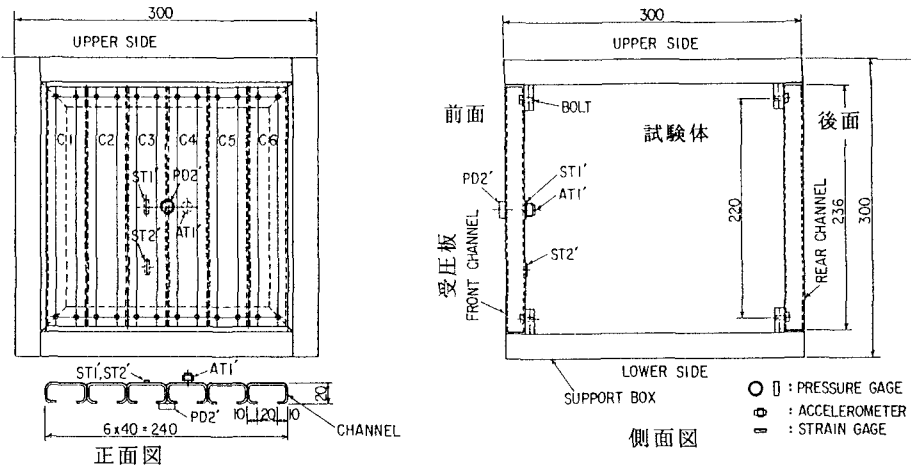


図-2 チャンネル型試験体 (CHモデル)

試験設備は、直径2.5m、長さ5.0mの鋼管を水平に配置したもので鋼管の内部に深さ1.2mの試験用土を入れている。試験模型は、鋼管の中央部分の土に穴を掘って所定の深さに設置した。

試験用土は、園芸用の「赤玉土」を用いた。購入時の赤玉土は直径約5mmの乾燥造粒状態であるが、水を入れて湿潤状態にするとシルト質粘土状になった。従って、試験では乾燥状態と湿潤状態の2種類について行った。湿潤状態の土の締め固めは、足で踏み固めた後ハンマーなどでさらに打ち固めた。

現場での土の湿潤密度は、 1.06 g/cm^3 で、含水比は、75 %であった。また、赤玉土の乾燥密度は、 0.84 g/cm^3 であった。

使用したさく薬はエマルジョンタイプで密度が 1.1 g/cm^3 、衝撃波エネルギーが 0.99 MJ/kg 、バブルエネルギー 1.7 MJ/kg 、爆速 3390 m/s （条件： $\phi 25 \text{ mm}$ 鋼管）である。なお、エマルジョンタイプのTNT火薬およびC-4火薬に対するエネルギー換算比は各々0.8、0.7である。

2.2 計測項目およびデータ処理

計測項目は、試験体受圧面の衝撃圧力（以後、爆土圧とする）、受圧板の加速度、ひずみ、残留変形量およびクレータの形状である。図-1および図-2中に土圧計をPD1、PD2、PD2'、加速度計をAF1、AT1、AT1'、AT2、およびひずみ計をST1、ST1'、ST2、ST2'、ST4、SF1、SF2で表した。なお、CHモデルについては測定点名に'をつけて示した。

爆土圧の計測は、試験体の前面中央の受圧パネル上に土圧計を取り付けた。土圧計PD1は、共和電業製（直径30mm、高さ18.5mm、容量 50 kgf/cm^2 ）の液圧式BE-50KRSを用いた。また、土圧計PD2は、共和電業製（受圧面の直径：6mm、厚さ：2mm、容量 50 kgf/cm^2 ）のダイヤフラム式PS型小型圧力計を用いた。

試験体の挙動を観測するために加速度計とひずみゲージを取り付けた。

加速度計は、パネル型試験体ではPCB社製の圧電式（305A03、容量10,000G、応答周波数範囲0~60kHz）を用いた。また、CHモデルでは、共和電業製ひずみゲージ式加速度計（AS-100A、容量1,000G、応答周波数範囲0~5kHz）を用いた。これは加速度計の個数が不足したためにCHモデルのみ別としたものである。

ひずみゲージはゲージ長3mmを用い、ひずみ増幅器（共和電業製、CDV230C、応答周波数範囲200kHz）で測定した。

計測は、各センサーのアナログデータをデータレコーダ（共和電業製RTP672A、周波数帯域0-80kHz）に記録したが、データ処理はテープ最高速度で記録したデータを試験終了後に低速で再生することにより160kHzのサンプリング周波数でA/D変換処理し、コンピュータで解析を行った。

2.3 試験ケース

試験は、図-3および表-1に示すように各試験体の組合せ配置、深さ、間隔、試験土の乾湿の状態などの条件を設定した。

試験体の配置は、試験ケース1を除いて2体の試験体を前面が向き合うように設置して一度の爆破試験で2ケースの計測ができるようにした。従って、さく薬は2体の試験体の中央に埋設した。

さく薬量は、1gから試験を開始し、受圧板のひずみを観測しながらさく薬量を増加させ、ひずみが十分に塑性域になるさく薬量として100gまで変化させた。表中でFPはフラットパネルを意味し、CHモデルと区別する名称で、SS24モデルとSS4.5モデルを含んでいる。

試験ケース1では、受圧板に厚さ24mmの鋼板を用いて剛性の高い場合についての試験を行った。試験体の設置は1体のみとし、さく薬と試験体との距離（離隔距離）を45cmとした。また、土質は乾燥状態とした。

試験ケース2では、受圧板の剛性の異なる

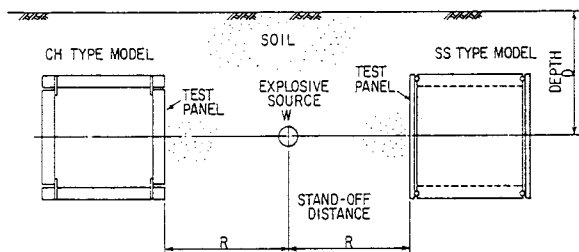


図-3 試験体と爆源の試験条件

2体の試験体SS24モデルとSS4.5モデルを配置して爆土圧の差異を確認する。試験土は湿潤状態とした。また、離隔距離は45cmである。

試験ケース3では、CHモデルとSS4.5モデルとを離隔距離を30cmにして配置し、モデルによる差異を検討した。

試験ケース4では、試験体の深さを30cmから45cmに深くして爆源の深さの影響について検討した。

3. 試験結果と考察

表-2に試験番号1から20までの試験結果の一覧表を示す。

PD2'位置の圧力とAT1'位置の加速度は、試験番号5から10まではSS24モデル、また、試験番号11から20まではCHモデルについてのデータを表す。

写真1に試験番号18の場合の試験体の設置状況および写真2に爆破試験状況を示す

(1) クレータの生成

地中爆発によるクレータは、さく薬量が少なく爆源が深いと土中に球形の空洞が生じるが、さく薬量が多く爆源が浅くなると表土が飛散してクレータが生じる。飛散した表土は再び降下して埋め戻されるので試験後に観測されるクレータの形状は見掛けのクレータである。

図-4に爆破によって生じたクレータの形状を示す。

空洞あるいはクレータの形状は、数多くの実験結果から次式に示す判定式および経験式が知られている⁵⁾。

次式に示すXおよびYは、判定式で、XがYよりも大きい場合には地中に空洞が形成され、XがYよりも小さい場合には地表面にクレータが形成されることを意味している。空洞およびクレータの直径は(4)式および(5)式で与えられる。

$$X = 4.065 + \ln(W^{1/4}/d) \quad (2)$$

$$Y = \{6.438 + 1.398 \ln(W^{1/3}/d) \tanh^5(2 + 0.433 \ln(W^{1/3}/d))\} \quad (3)$$

判定: X > Yの時; 空洞生成, X < Yの時; クレータ生成

空洞の直径: $D_r = 2.106 (W^{7/24}/d)^{0.865} \quad (4)$

クレータの直径: $D_r = 4.310 (W^{1/3}/d)^{0.865} \quad (5)$

表-1 試験ケース

TEST CASE	TEST No.	EXPLOSIVE WEIGHT W (gram)	STAND-OFF DISTANCE R (cm)	DEPTH D (cm)	$\lambda_R = \frac{R}{W^{1/3}}$ (m/kg ^{1/3})	SOIL CONDITION	MODEL SETUP	
							LEFT	RIGHT
1	1	10	45	30	2.09	DRY	FP (SS24)	—
	2	20			1.66			
	3	50			1.22			
	4	100			0.97			
	5	1			4.49			
2	6	10	45	30	2.09	WET	FP (SS24)	FP (SS45)
	7	20			1.66			
	8	30			1.45			
	9	50			1.22			
	10	100			0.97			
3	11	1	30	30	2.99	WET	CH	FP (SS45)
	12	10			1.39			
	13	15			1.21			
	14	20			1.10			
	15	30			0.96			
4	16	50	30	45	0.81	WET	CH	FP (SS45)
	17	20			1.10			
	18	30			0.96			
	19	50			0.81			
	20	100			0.65			

表-2 試験結果一覧

TEST No.	PRESSURE AND IMPULSE (PD2) P _{max} (kgf/cm ²)				ACCELERATION α_{max} (G)				STRAIN ϵ_{max} ($\times 10^{-6}$)	
	PD1	PD2	PD2'	I	AT1	AT2	AF1	AT1'	ST1	ST4
1	0.7	1.4	—	6.1						
2	2.0	2.7	—	9.5						
3	3.4	2.7	—	7.2						
4	7.0	8.1	—	23.1						
5	0.2	0.3	0.3	—	—	—	—	—	51	47
6	1.2	0.9	0.7	4.8	87	70	—	51	588	159
7	0.9	0.6	1.7	1.6	120	81	76	76	768	270
8	2.2	1.3	2.9	5.8	341	140	113	91	1643	498
9	2.7	2.2	7.3	12.9	413	246	154	108	2402	719
10	3.6	4.0	13.2	23.0	1091	692	184	171	4632	1453
11	0.1	0.1	0.5	—	9	6	6	7	83	29
12	2.2	2.0	2.3	8.3	279	40	38	19	1871	512
13	2.8	2.7	4.8	11.2	250	43	32	133	1747	522
14	3.1	4.3	9.7	20.0	909	73	105	1052	3611	1082
15	3.9	4.0	9.0	19.0	1177	150	162	1261	4016	1213
16	5.0	5.2	24.7	26.5	2025	210	202	2833	4981	1603
17	2.8	3.7	6.8	22.4	166	59	57	1492	1913	588
18	3.1	4.8	8.8	26.4	530	60	68	1618	2948	1109
19	3.4	5.2	24.7	26.8	1697	111	147	2834	4397	1864
20	10.7	7.6	15.6	56.2	2511	1913	270	1281	7538	2889

Unit: I (kgf·msec/cm²)

Test No. 5~10: PD2', AT1' ---- SS24 model

Test No. 11~20: PD2', AT1' ---- CH model

ここで、 W : さく薬の量 (lb) , d : 爆源の深さ (ft)

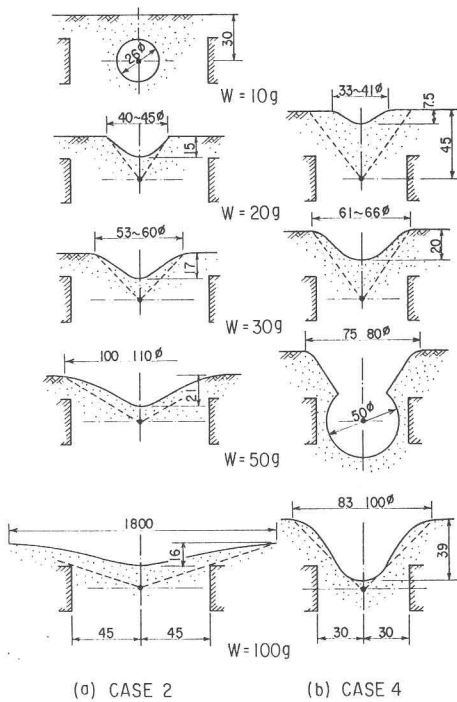


図-4 クレータの計測結果

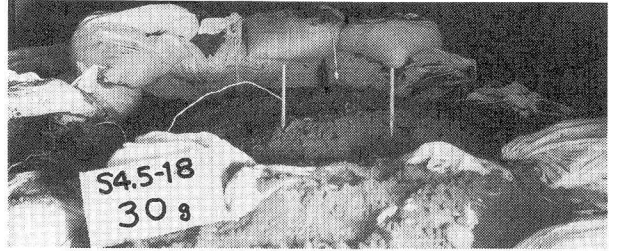


写真-1 試験体の試験装置への設置状況

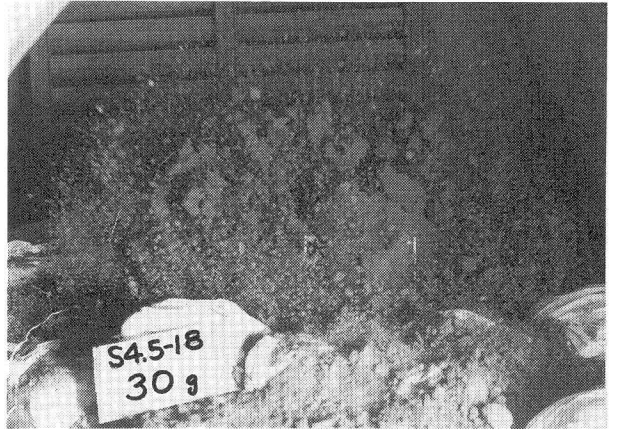


写真-2 爆破試験状況

上式を用いてクレータの形状を計算すると表-3のようになるが、さく薬量が少ない場合には比較的良くあっているが、さく薬量が多くなると計算値が実測値よりも小さくなる。これは、試験用土の締め固め状態が自然土の状態よりも緩いことおよび計測が困難になることが原因と考えられる。

上式の定数は土質の状態によって変化すると考えられる。従って、各土質でのクレータに対する常数は実験によって求める必要がある。

表土が飛散するクレータの影響によって爆発のエネルギーが地表から発散し、爆土圧が減少する可能性が考えられる。今回の計測では、さく薬の深さによってクレータのサイズが変化すると考えられるテストケース14, 15, 16とテストケース17, 18, 19について比較したが、さく薬が20gから30gの間ではクレータの大きさに

表-3 クレータの計算値と計測結果との比較

試験ケース	2					4				
深さ d (cm)	30	30	30	30	30	45	45	45	45	45
薬量 W (g)	10	20	30	50	100	20	30	50	100	100
計測値 (cm)	26	42	57	105	180	37	64	77	92	92
X/Y	1.1	1.0	1.0	0.9	0.8	1.2	1.1	1.0	0.9	0.9
計算値 (cm)	24	54	61	70	86	38	42	49	60	60
計測/計算	1.1	0.8	0.9	1.5	2.1	1.0	1.5	1.6	1.5	1.5

(2) 爆土圧および持続時間

図-5から図-8に試験体の前面に取り付けた土圧計による爆土圧の時刻歴を示す。

SS24モデルに取り付けたPD1位置およびPD2位置での圧力計測結果を比較すると爆土圧のタイムヒストリーはほとんど同じであるが、圧力値は、さく薬量が少ない場合にPD1位置の圧力の方が大きく、さく薬量が多くなるとPD2位置の圧力の方が大きくなる。これは、さく薬量が少ない場合ではPD1圧力計の受圧面の位置がPD2よりも爆源に近いためにPD1位置の圧力が大きくなるためである。しかし、さく薬量が多くなると受圧面の

衝撃圧の速度が大きくなり、PD1位置の圧力計が現象に追従しなくなるためであると考えられる。

土質が乾燥粒状状態で受圧板の剛性が高いSS24モデルの場合（図－5，PD2， $W=100g$ ）爆土圧のタイムヒストリーはピークが緩い山形になるが、土質が湿潤状態（図－7，PD2， $W=100g$ ）になるとピークの形状が鋭くなり、爆土圧も大きくなる

受圧板の剛性が小さいSS4.5モデルの場合、図－6（b），（c），（d）のように爆土圧のタイムヒストリーは山形になるが、剛性の高い場合に比べて持続時間が長くなっている。そして、爆土圧は2個のピークを持つ山型となる現象がみられる。

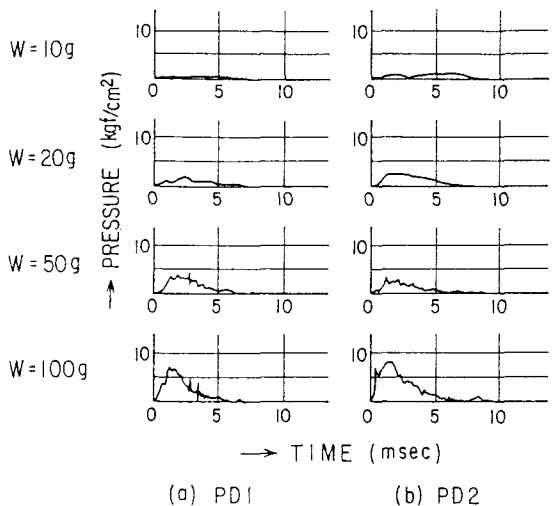
また、受圧板の剛性が大きく重量が小さいCHモデルの場合、図－8に示すように爆土圧のタイムヒストリーは矩形に近くなり、持続時間も短い。

この原因は、試験体全体の変位および受圧板の剛性の低下によって受圧板が変形し、受圧板変位速度と衝撃波の伝播速度との間に速度差が生じるためである。すなわち、受圧板の爆土圧は一般的に次式で表される。⁶⁾

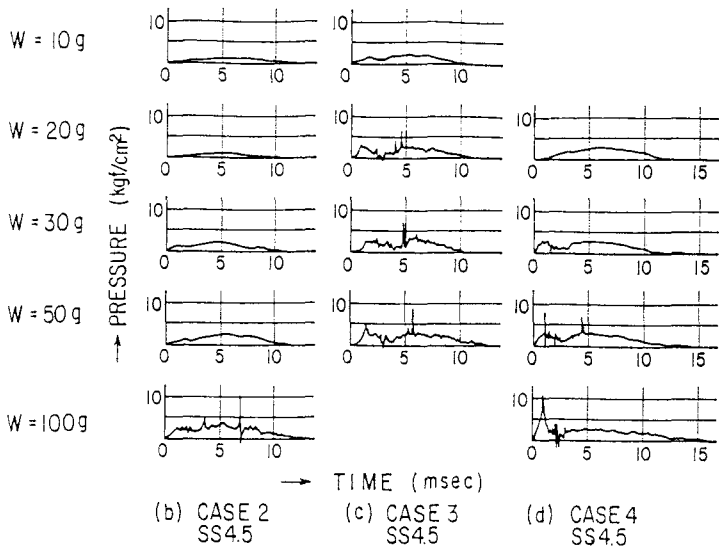
$$P(t) = p_f(t) + p_i(t) = p_f(t) + \rho c (v(t) - v_s(t)) = 2 p_f(t) - \rho c v_s(t) \quad (6)$$

ここで、
 $P(t)$ ：爆土圧
 $p_f(t)$ ：フリーフィールドの衝撃圧（入射圧）
 $p_i(t)$ ：受圧面での反射圧
 ρ ：土の密度
 c ：衝撃圧の土中伝播速度
 $v(t)$ ：フリーフィールドの土粒子の速度
 $v_s(t)$ ：構造物の変位速度
 上式で、受圧板が衝撃圧を受けても撓まない場合および試験体の位置がずれない場合には、 $v_s=0$ となり、爆土圧は入射圧の2倍になる。受圧板が衝撃圧を受けて撓んだ場合および試験体の位置がずれる場合には、 $v_s>0$ となり爆土圧は、 $2 p_f(t)$ よりも減少する。これを模式すると図9のようになる。入射波の立ち上がりが急峻形の場合には図9(a)のように受圧板の撓みの変化によって爆土圧はピークが2つある形状となる。また、入射波が緩い山形の場合には図9(b)のようにピークが1つになる山形になる。また、CHモデルの場合には試験体の重量が小さいために試験体全体が変位して爆土圧が減少する。

図－6は図－7と同一の実験条件で土圧計が液圧式の場合を示したもので、土圧の大きさはダイヤフラム式土圧計とほぼ同一の圧力および形状を示している。しかし、圧力のタイムヒストリーにノイズのような出力が見受けられる。この原因は、受圧板端部の支点ピン上でのすべり、サイズの大きい土圧計と受圧板との



図－5 爆土圧のタイムヒストリー（試験ケース1）



図－6 爆土圧のタイムヒストリー（PD1 SSモデル）

図－6は図－7と同一の実験条件で土圧計が液圧式の場合を示したもので、土圧の大きさはダイヤフラム式土圧計とほぼ同一の圧力および形状を示している。しかし、圧力のタイムヒストリーにノイズのような出力が見受けられる。この原因は、受圧板端部の支点ピン上でのすべり、サイズの大きい土圧計と受圧板との

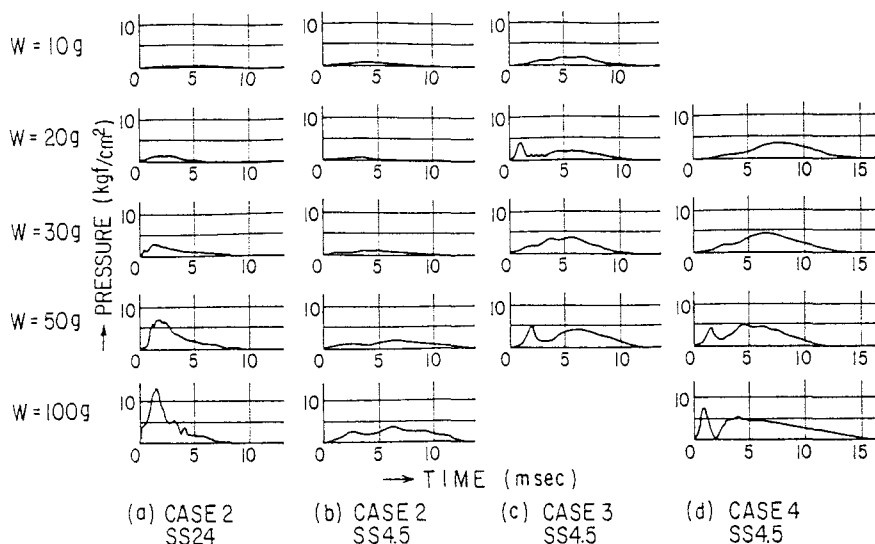


図-7 爆土圧のタイムヒストリー (PD2 SSモデル)

干渉および土圧計内部の液体容器内部での反射波などの影響が考えられる。従って、試験体のサイズが小さい場合にはセンサーの重量が小さいダイヤフラム式の方が良いと考えられる。

図-10から図-12に最大爆土圧 P と離隔距離 R とさく薬量 W から成るパラメーター λ_R ($= R/W^{1/3}$) との関係を示す。

コンクリート構造のような剛な地下構造物が爆発によって受ける爆土圧 P は、実験結果から離隔距離とさく薬量の関係を用いて次の経験式で表されることが知られている。⁷⁾

$$P = 2.316 (K)^{1/3} (R/W^{1/3})^{-n} \quad (7)$$

ここで、 P ：最大爆土圧 (kgf/cm²)，

R ：離隔距離 (m)，

W ：薬量TNT (kg)，

K, n ：土質による係数

SS24モデルの場合、図-10に示すように、係数 n は文献7から2.75から3.25の平均的な値として $n=3.0$ とし、係数 K は $K=300$ とすると今回の実験のほぼ平均的な経験式が得られた。

係数 K は、文献7によると締め固めが緩く、湿润状態の場合には $K=2000$ 、乾燥状態では $K=1000$ の値が参考値として示されている。従って、本実験ではさらに締め固め程度が緩い場合であるといえる。

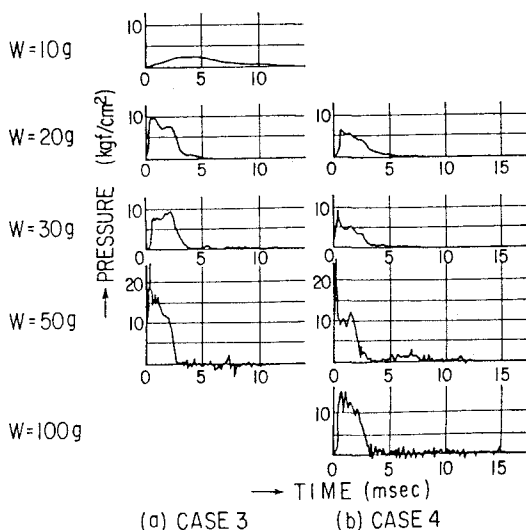


図-8 爆土圧のタイムヒストリー (PD2 CHモデル)

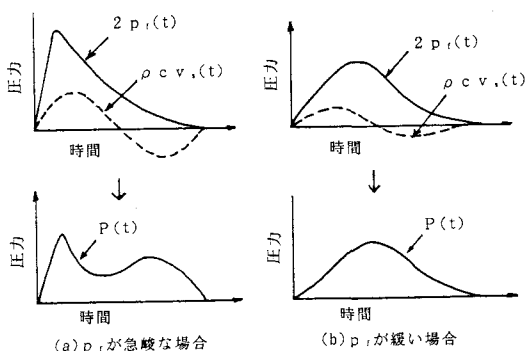


図-9 爆土圧の模式図

湿潤状態の土質と乾燥状態の土質とを比較すると乾燥状態の土質の方が相関の勾配が大きくなる傾向がある。

図-11は各試験ケースについて最大爆土圧とパラメータ λ_R の関係を示したものであるが、最大爆土圧は λ_R が増加すると減少する傾向を示していることが確認できる。

図-12は土圧計 PD2について各ケース毎にまとめたものであるが、受圧板の剛性の小さい SS4.5モデルは他の剛性の高いSS24モデルおよびCHモデルに比べて爆土圧が小さく現れている。これは受圧板の剛性が小さい場合には、同じ衝撃波を受けても受圧板の変位によって衝撃を和らげられるためである。

図-13は爆土圧の持続時間とパラメータ λ_R との関係をもとめたものである。

構造物が衝撃圧から受ける影響は、衝撃圧の力積に比例する。従って、持続時間が小さいと衝撃圧による損傷の程度も少ないことになる。

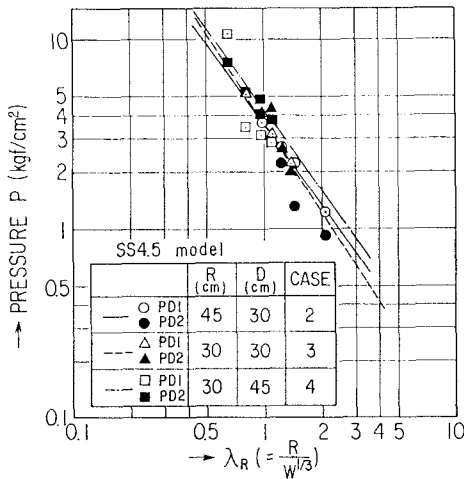


図-11 爆土圧と λ_R との関係 (SS4.5モデル)

持続時間は、SS4.5モデルのグループが最も大きく次に重量の大きいSS24モデルが大きく、最後に最もCHモデルになっている。従って、持続時間は離隔距離とさく薬量のほかに構造物の重量と受圧板の剛性が関係しているといえる。

爆土圧が立上りがって消滅するまでの持続時間は重量型永久構造物について次の経験式が知られている。⁷⁾

$$t_d = 0.0032 W^{0.1} R^{1/3} K^{1/6} \quad (8)$$

(8)式による計算結果を図-13中に示すが、試験体重量の軽いCHモデルを除くと実験値は計算値よりも大きくなっている。これは(8)式がTNT火薬に対する式であるが、実験で用いたエマルジョンタイプのさく薬では持続時間がTNT火薬に比べて長いためである。

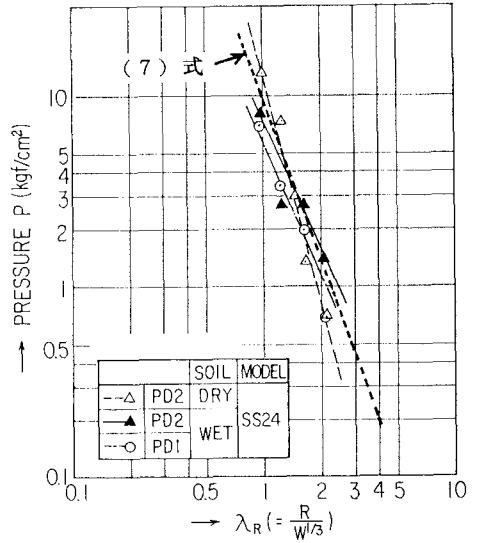


図-10 爆土圧と λ_R との関係 (SS24モデル)

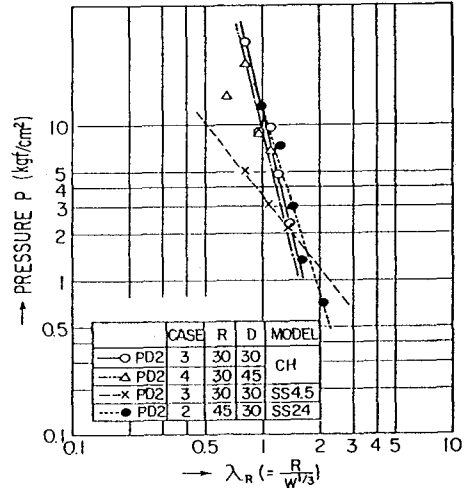


図-12 爆土圧と λ_R との関係 (PD2)

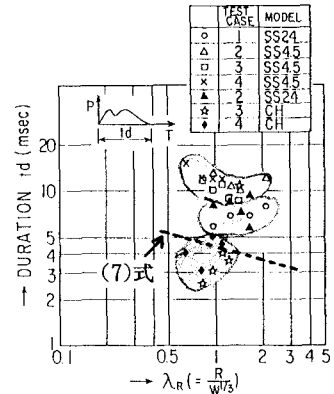


図-13 持続時間と λ_R との関係

(3) インパルス

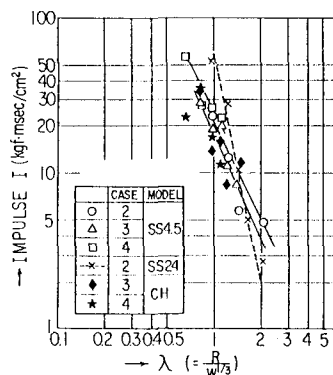
図-14にインパルス（力積， I ）とパラメータ λ_R との関係を示す。
衝撃波のインパルスは，計測されたPD2位置の圧力と持続時間から次式で計算した。

$$I = \int_0^{t_d} P(t) dt \quad (9)$$

ここで， I : インパルス ($\text{kgf} \cdot \text{msec}/\text{cm}^2$)

$P(t)$: 爆土圧 (kgf/cm^2)

t_d : 持続時間 (msec)



この結果，パラメータ λ_R とともに減少し，減少傾向はSS24モデル以外はほぼ同様の傾向を示している。

図-14 インパルスと λ_R との関係

(4) 加速度

図-15にSS4.5モデルの前面のAT1位置での加速度のタイムヒストリーを例として示す。

加速度の変動周期はそのタイムヒストリーから約10msecで，振動数は約100Hzとなっている。受圧板の固有振動数が135Hzから100Hzに減少した理由として受圧板に周囲の土が付着して振動していることが考えられ

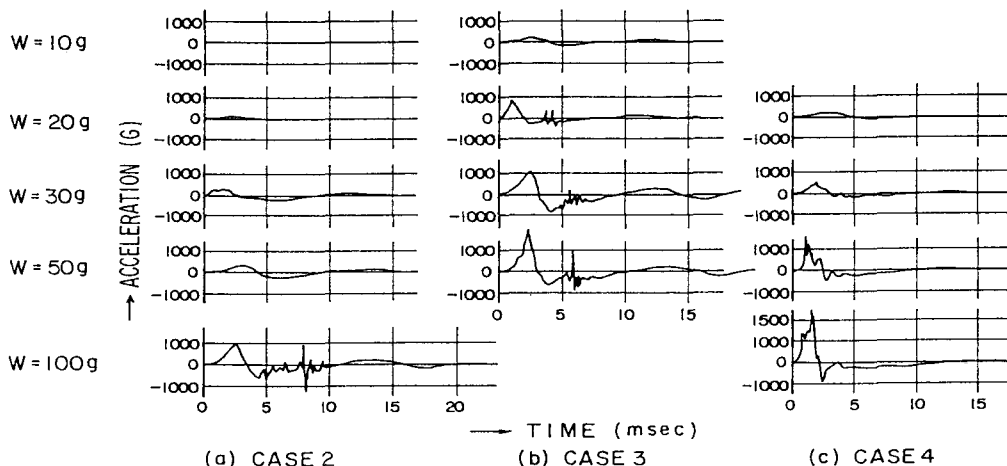


図-15 加速度のタイムヒストリー (SS4.5モデル)

る。振動数の変化からこの付加質量を推定すると

$$f_2/f_1 = \{k_1 (nm)^{-0.5}\} / \{k_1 (m)^{-0.5}\} = (n)^{-0.5} \quad (10)$$

ここで， f_2 : 土中の振動数 (=100Hz)， f_1 : 固有振動数 (=135Hz)，

$k_1 = (\pi/2) (gEI/L^4)^{0.5}$ ， n : 付加質量係数， m : 単位長さ当たり質量

上式から， $n=1.82$ となる。これは，受圧板に約2cmの厚さの土が付着し，それが受圧板の付加質量となって振動する状態を表している。

図-16に前面パネルのAT1位置での最大加速度とパラメータ λ_R との関係を示す。試験ケース2および3は，離隔距離が異なるがほぼ同一の相関関係を示している。一方，試験ケース4では，試験体が深くなって土中に拘束されるためにさく薬量が少ない範囲では加速度は試験ケース2および3よりも小さくなる。しかし，さく薬量が多くなると試験ケース2，3に近づいてくる。

図-17と図-18に後面パネルのAT2位置およびAF1位置の最大加速度とパラメータ λ_R との関係を示す。

後面のAT2位置とAF1位置の加速度は，前面パネルの加速度よりも小さくなっているが，これは試験体の周りの土の摩擦などの拘束によるものである。

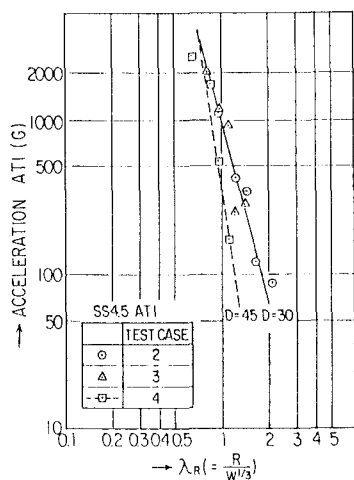


図-1 6 加速度と λ_R との関係
(AT1、SS4.5)

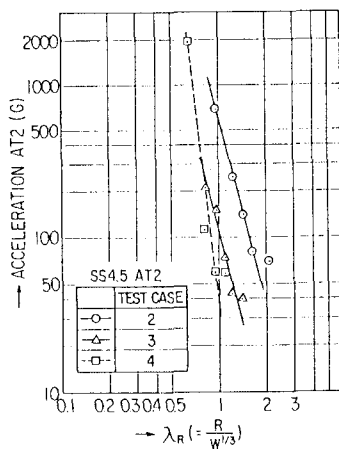


図-1 7 加速度と λ_R との関係
(AT2、SS4.5)

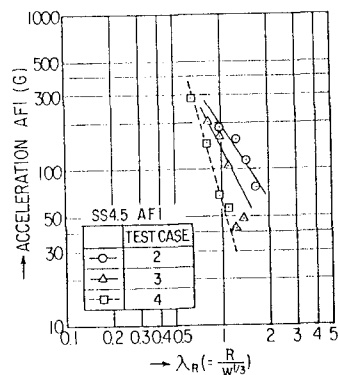


図-1 8 加速度と λ_R との関係
(AF1、SS4.5)

(5) パネルのひずみ

図-1 9 と図-2 0 に SS4.5モデルとCHモデルのひずみのタイムヒストリーを示す。

受圧板に使用した鋼材の応力とひずみの関係は、SS4.5モデルおよびCHモデルでは各々 3000×10^{-6} 、 750×10^{-6} まで直線関係を示すが、それ以上になると非線形となり、残留ひずみが生じるようになる。従って、これらのひずみが受圧板の永久変位の目安となる。

また、図-2 1 と図-2 2 にST1位置とST2位置のひずみとパラメータ λ_R との関係を示すが、ひずみは、 λ_R と相関関係のあることがわかる。

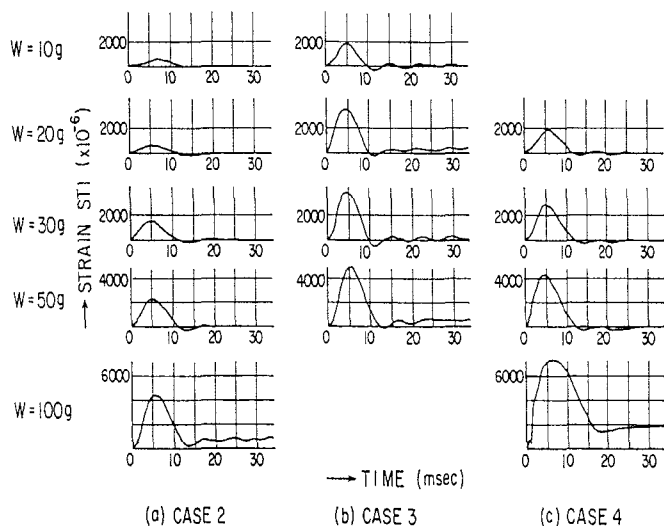


図-1 9 ひずみのタイムヒストリー (ST1、SS4.5)

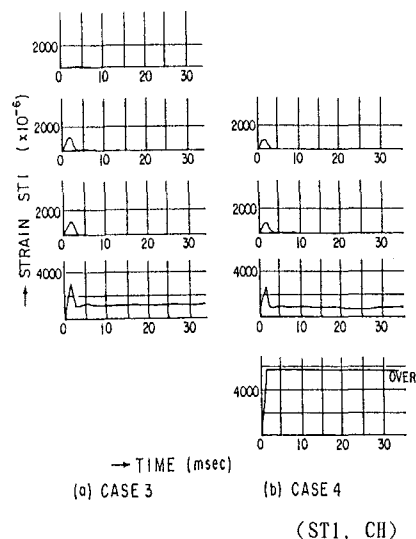


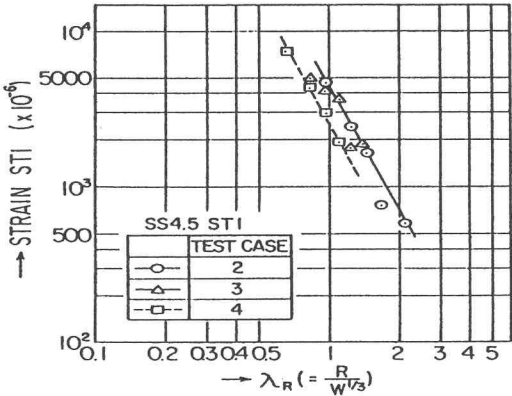
図-2 0 ひずみのタイムヒストリー
(ST1、CH)

(6) 残留変形

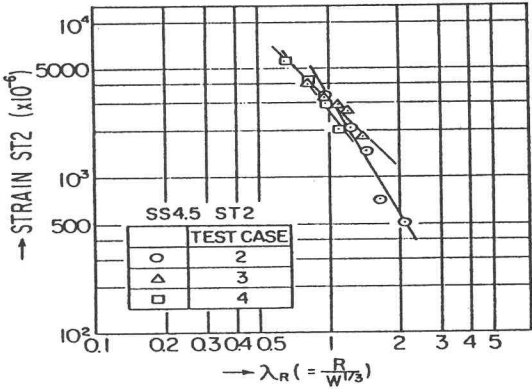
写真3に試験ケース4終了後の各試験体の変形状態を示す。

また、図-2 3に各試験パネルの残留変形の測定結果を示す。試験ケース2終了後ではパネルに最大 4.5mm

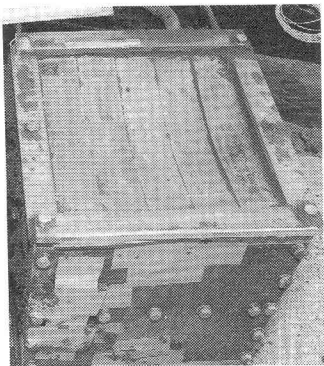
の残留変形が生じたが、離隔距離が45cmから30cmに小さくなると最大残留変形は24mmになった．一方、CHモデルの残留変形は、5.5mmであった．従って、衝撃を受ける構造体および部材は、軽量で剛性の高い方が損傷が少ない．



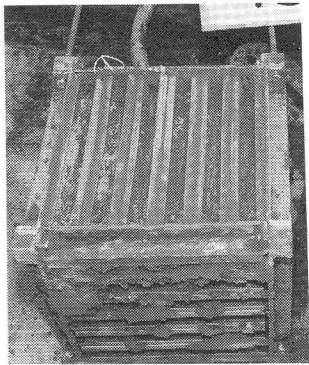
図－２１ ひずみとλ_Rとの関係 (ST1, SS4.5)



図－２２ ひずみとλ_Rとの関係 (ST2, SS4.5)

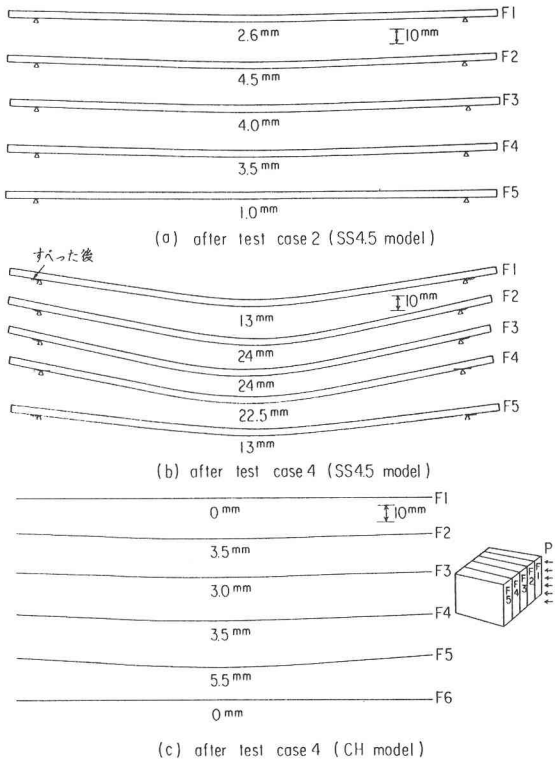


パネルタイプ試験体



チャンネルタイプ試験体

写真－３ 試験体の変形状況
(試験ケース４終了後)



図－２３ 受圧板の残留変形

4. 結 論

本研究は、地中構造物の小型モデルを使用して爆破実験を実施し、土質の爆破状況、モデルに作用する圧力、モデルに発生するひずみ、加速度および変形状態などを実験的に解明したもので、得られた結果を要約すると次のようになる。

(1) 爆破によって生じるクレータの形状は、既研究の経験式による計算値が実測値よりも小さくなったが、これは今回の試験土が緩い締め固め状態であったためと考えられる。

(2) 既研究のように今回の実験でも爆土圧と離隔距離、さく薬量の関係を示す(7)式の経験式が使用できることがわかった。

(3) 爆土圧のタイムヒストリーは試験体の重量、受圧板の剛性によって変化する。剛性が高い場合にはピークが1つの山形であるが、剛性が低くさく薬量が多くなってくると、爆土圧のピークが2度現れる山形になる。剛性が高く軽量である場合には、矩形状の波形になる。

(4) 計測された加速度波形の周期から受圧板の付加質量を推定するとSS4.5モデルで82%の質量増加であることがわかった。

これらの結果から本研究で行った試験は、小型模型を使用し、小量のさく薬によるものであるが、各種のデータは、大規模な実験による経験式と類似の相関関係が得られることがわかった。また、単純支持梁構造の爆発による基本的な挙動を 得ることができた。従って、これらの結果を衝撃解析用有限要素法の照合用データとして用いることが可能であると考えられる。

本研究では、今後、これらの結果を基にしてFEMによる衝撃解析を実施し、地下構造物の爆発荷重に対する応答シミュレーションに関する検討を行う予定にしている。

謝 辞

本研究の模型実験は、日本油脂(株)の試験場を使用して行ったもので、試験に際してはご助言およびご援助をいただいたPX開発グループの高橋勝彦氏および村田健司氏に感謝いたします。

参考文献

- 1) The MacNeal Schwender Corp., "MSC/DYNA user manual," USA
- 2) 木村延ほか, " 衝撃波が作用する構造物の動的応答に関する研究, " 日本機学会材料力学部門講演会講演論文集 1993.11 大阪
- 3) FALLON D J, 他, " APPLICATION OF NASTRAN/COSMIC IN THE ANALYSIS OF SHIP STRUCTURES TO UNDERWATER EXPLOSION SHOCK, " B515A NASA Conf Publ (USA) [NASA-CP-2481] 184-206('87)
- 4) 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, " 昭和59年11月 大阪大学学位論文
- 5) Westine, Peter S.: BOMB CRATER DAMAGE TO RUNWAYS, SOUTHWEST RESEARCH INSTITUTE CONTRACT F296 01-72-C-0053 FOR AIR FORCE WEAPONS LABORATORY, FEB. 1973
- 6) Paul Weidlinger, "ANALYSIS OF UNDERGROUND PROTECTIVE STRUCTURES, " ASCE Vol. 114 No. 7 ST July 1988 p. 1685-1673
- 7) TM5-855-1, PROTECTIVE DESIGN, FUNDAMENTALS OF PROTECTIVE DESIGN (NON-NUCLEAR), JULY, 1965

(1993年9月16日受付)