

Title	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
Author(s)	藤本,一男
Citation	大阪大学, 1985, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://hdl.handle.net/11094/1236
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

https://ir.library.osaka-u.ac.jp/

The University of Osaka

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

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

目次

# 1	×		緒	論	-	-	-	-	-	-	-			-			÷			<u> </u>	· <u> </u>								-	-	1
# 2	ŧ		髙	逮	荷	重	を	受	け	る	±	の	i :	力	•	ひ	ず	み	関伯	系に	関	する	る実	験					•	'	7
		2	•	1		緖	言	-	-	-	_	- •		_	-	<u> </u>	-			<u> </u>				_	_ ·				• -	_ '	7
		2	•	2		実	験	方	法	-	-	- •	-	_	-	_		-	- •		· –	<u> </u>		-	<u> </u>				· _	- ;	B
				2	•	2	•	1		高	逮	載ィ	苛	実	験	に	っ	い	τ.		· _			_	-	_ ·			•	- 8	B
				2	•	2	•	2		実	験	装置	置	_	-	_	-			_ ,_	-	- •		_					· -	- !	9
				2	٠	2	•	3		±	質	岽 ′	6 4	<u> </u>	_	_	_ .	-	- ·		· –			-	<u> </u>	<u> </u>				1 :	2
				2	٠	2		4		載	荷	方	失		—	_	_	_			· –			-	_					1 :	2
		2		3		砂	に	関	₫	る	実	験	結	果	と	考	察	-			· _			-	_					1 :	2
				2	•	3	•	1		等	方	圧	樎	持	の	体	積	ひ	ずる	み-	· –			_						1 :	2
				2	•	3	•	2		せ	ん	断	時	_ກ	挙	動	-	-	<u> </u>		·			_	-	_			•	1	2
		2	•	4		粘	性	Ŧ	に	関	す	<u>م</u>	実!	験	結	果		考	察		•	- •		-	_	_			•	1	7
				2	•	4		1		等	方	圧	뗢I	時	の	体	積	ひ	ずる	み-	· –	- •		_	-	_				1	7
				2	٠	4	•	2		せ	ん	断	時	の	挙	動	-	<u> </u>						_	-					1 :	9
		2	٠	5		結	言	-				<u> </u>	_	_	-	_	_	-			· –	·		_	_	_				2	2
第 3	章		ひ	ず	み	速	度	を	考	慮	L	た:	±٠	の	構	成	方	程	走		•			_	-	_				2	6
		3	•	1		緒	言	-	-	-	-				-	-	_	÷	<u>.</u>		-	<u> </u>		_	—					2	6
		3	•	2		楕	円	型	+	4	ツ	プ	£	デ	ル	-	-	-			•				-	-				2	7
		3		3		計	算	の	7	ル	Ę	ט :	ズ	Ь	-	-	-	-	- ·						-	-				3	3
		3		4		結	言	_	-	-	-	_	_	-	-	_	-	-	_ ·					_		-				3	7
第4	章		砂	ф	埋	設	パ	1	プ	お	£	び	7		Ŧ	の	動	的	相	互作	₣用	に	関す	5	模	型	実	倹		4	0
		4		1		緒	言	_	-	-	-	_	_	-			-	_				_		_	-	_				4	0

•	4	•	2.	ł	砂	ŧŧ	里言	没ノ	べ,	1 7	• 0) 년	うち	反	播	実	験-		· .			-			_		- 4	0	
		·	4	•	2 .		1	9	実	険の	D E	自自	5 -		<u>.</u>	_			-			-			_		- 4	0	
			4	•	2	•	2	5	実	倹 当	ŧ	ŧŧ	31	: ซ	実	験	方法	± –	· _			-			_		- 4	1	
			4		2	•	3	5	実	涣 ≱	吉月	fS	<u>+</u> ‡	≶察	{	-						_			-		- 4	2	
	4		3		砂	фł	埋調	設	7.		۴o	DК	ふう]在	扫	実	験 -		•			-			· –		- 4	8	
			4	•	3		1	513	実	険の	DE	自自	ሳ -			_						-			· –		- 4	8	
			4	•	3	• '	2		実	険 当	安福	置す	31	くび	「実	験	方衫	去 -		<u> </u>							- 4	8	
			4		3		3		実	涣衤	吉男	民之	노쿡	务	Ę –	-						-					- 4	. 9	
	4	•	4		透	視	砂	槽	к.	よる	5 T	եր⊧	卢拉	王 割	ł۲	くイ	プロ	の変	を 位	伝	番実	験					- 5	1	
			4	•	4		1		実	験な	¢ס	3 é	约-			-										_	- 5	i 1	
			4		4		2	ŝ	実	験 丬	麦番	登る	8.	とひ	ぼ	験	方礼	去-				_					- 5	i 2	
			4		4		3	4	実!	験 着	吉戶	₽.Z	<u>۲</u>	医雾	Ę –							-				_	- 5	i 2	
	4	•	5		結	言	_	_		_ •																_	- 5	56	
第5音		シ	3	ッ	ク	Ŧ	ч.	_	ブ	に.	۲ - J	2 ¥	(F 1			- ~	•	<u>ـ</u> د	• _	副品	i ∕ tt∄E	175	作日	FI					
NY 6 -4-						-			-		- 1	ວ /	άĩ	ΞJ	<u> </u>	10)	11	17	ィの	彩印	13 ላይ	1 1	1 ዮ ፓ	п.					
		E	_ لا	ं	ろ	植	一型:	実	驗		- ·		ат 	E	= 4 			1 7	ァの 			· –				_	- 5	58	5
	5	ĸ	- 関 1	す	· る 結	· 模 言	型:	実 	, 験 一	 	- ·	••••	 	E	= 4 	 		1 7 			— — — —	· -	 	 		-	- 5 - 5	58 58	5
	5	に ・	- 関 1 2	j j	- る 緒 実	、模 言 驗	- 型: - 装:	実 - 署	、 験 - と	- · - · 主里		。 - ・ - ・ 方 シ		± =	 	 		1 7 	 		 	·	 	 			- 5 - 5 - 5	58 58	;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;
	5 5	に ・ ・	- 関 1 2 5	ु ब	・る 緒 実 ?	· 模 言 験	- 型 - 装 1	実 - 置	験ーとシ	· _ · · · · · · · · · · · · · · · · · ·		。 方 ッ		± = - 		 		1 7 	 			·		 			- 5 - 5 - 5 - 5	58 58 59 59	; ;)
	5 5	に ・ ・	- 関1255	•	・る緒 実 2 ヮ	、槇言験・	一型 - 装 1 。	実 - 置	験 - と シ +			D 方 ク	ロー			 *		1 7 	 		 	 		 			- 5 - 5 - 5 - 5		; ;)
	5 5	に ・ ・	- 関 1 2 5 5 5	·	・る 緒 実 2 2 g	、槇言験・・	- 型 - 装 1 2 3	実 - 置	、験一とシ土計			D - 方 ク - 晋	ロマー	E =		 		1 7 	 			·		 	 		- 5 - 5 - 5 - 5 - 6	5858 5858 55959 5959 5959 59269	; ; ; ;
	555	ド ・・・	- 関12553	- - -	る緒実222実	、槇言験・・・ い	- 型 - 装 1 2 3 4	実 - 置 単	、験一とシ土計と			D - 方 ク - 置 -	ロロ 	王 計初	ニ - フ - フ - フ				 			 		 		- - - -	- 5 - 5 - 5 - 5 - 6 - 6 - 6	58 58 59 59 59 51 51 53	; ;) ;
	5 5 5	к • •	- 関 1 2 5 5 5 3 5	・ す ・ ・	- る 緒 実 2 2 2 実 3	(槇言験・・・験	一型 – 装123 結1	実一置果	、験一とシ土計と+	「一」実」「槽」刻考の		9 - 方 ク - 置 - 15	4 生チーとー ビ		ニー ー ー 一 町 ー 5							·			 		- 5 - 5 - 5 - 5 - 6 - 6 - 6 - 6	58 58 59 59 51 61 62 63	; ; ; ; ; ;
	5 5	に ・ ・	- 関 1 2 5 5 5 3 5 5	· ·	- る緒実222実3。	(模言験・・・験・	一型 一 装 1 2 3 結 1 。	実 - 置 果	、験一とシ土計と土料	「「実」情例考の世	4 一 一 一 一 次 一 次 察 種 上	ロート カクー 置 一 類 山	ローー 失 チー とー にの		ニー・ー・ 町 - ちょ			1 — – – – – 伝 ダフ – – – 千 休 ダ	7					 	 		- 5 - 5 - 5 - 6 - 6 - 6 - 6 - 6 - 6 - 6 - 6	5 8 5 8 5 9 5 9 5 9 5 9 5 1 6 1 6 2 6 3 6 3 7 7	3 9 9 2 3 3 7
	5 5	- に · · ·	- 関 1 2 5 5 5 3 5 5 -	· • • • • • •	る緒実222実33~	(槇言験・・・験・・	一型 一 装 1 2 3 結 1 2 -	実 - 置 果	、験一とシ土計と土粘。	「「実」槽))刺考の性、	4 いみ ッ - とない祭 種 土 。	a - 一方 ク - 置 - 類 中 I	ローー 生 チー とー に の		ニー・・・ 一 町 - る イ ~			1 ー ー ー ー ー 一 伝 答			17 — — — — — — — — — — — — — — — — — — —	·		 	 		- 5 - 5 - 5 - 6 - 6 - 6 - 6 - 6 - 6 - 6 - 6 - 6 - 7 - 7 - 7 - 7 - 7 - 7 - 7 - 7 - 7 - 7		3 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9 9
	5 5 5	- に · · ·	- 関 1 2 5 5 5 3 5 5 5	· · ·	- る緒実222実333	(模言験・・・験・・・	一型 一 装 1 2 3 結 1 2 3	実 一 置 果	、験一とシ土計と土粘パ	「「実」槽渕考の性イ	4 一 一 険 ッ 一 装 察 種 土 プ	a 方 ク - 登 - 類 中 周	ローー 生 チー とー に の 辺	モーー ユー 計 ー よ パ のコー ー ー ー 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 20	二 町 - 5 イ 変	ロー・アーケーンアドロ・ファート	ハーーー ーー 一波 応性	1 伝 答			17 — — — — — — — — — — — — — — — — — — —	·							3 9 9 9 9 9 9 9 9 9
	5 5 5	に ・ ・	- 関 1 2 5 5 5 3 5 5 4		る緒実222実333結	(模言験・・・験・・・言)	一型 一 装 1 2 3 結 1 2 3 一	実 一 置 単 一 一	、験一とシ土計と土粘パー	「一実」 槽)例考の性イー	4 一 険 ッ 一 装 察 種 土 プ ー	a 方 ク - 置 - 頃 中 周	ローー 生チーとーにの 辺 ー	E	ニー・・・・ 利 - ち イ 変			1 – – – – – 伝 答 – – – – – – – – – – – – –				·						5 8 5 9 5 9 5 9 5 9 5 9 5 9 5 9 5 9 5 9 5 9	3 9 9 9 9 9 3 3 7 7 9 1
第6章	5 5 5	に ・ ・ ・ ・ 簡	- 関1255535554易	す 計	る緒実222実333結算	(模言験・・・験・・・言法	- 型 - 装 1 2 3 結 1 2 3 - に	実 一 置 単 一 よ	、験ーとシ土計と土粘パーる	実 槽 冽 考 の 性 イ – 静	4 一 険 ッ 一 装 察 種 土 プ ー 的	a 一 方 ク 一 置 一 類 中 周 一 相	4 去チーとーにの辺 - 互	E	ニー・・・ 一 町 一 る イ 変 一 用		八一一一一一一次応性一値	1 伝 答 解			17 — — — — — — — — — — — — — — — — — — —	·			 			5855955955955955955955955955955955955955	5 6 7 7 1 1 1 1 1
第6章	5 5 5	· に · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	- 関1255535554易1	す · · · · · 計	る緒実222実333結算緒	(模言験・・・験・・・言法言	- 型 - 装 1 2 3 結 1 2 3 - に -	実 一 置 果 よ	、験一とシ土計と土粘パーる」	「「実」 槽) 御考の性イ 「静」	4 険 ッ 侫 察 種 土 プ 的	a 方 ク - 置 - 類 中 周 - 相 -	ローー 生チーとーにの 辺一 互一	E	ニー・・・ 三 珂 二 る イ 変 一 用 …	ローーー・注一方の保一数	八一一一一一一一次。这些一值一	1 ー ー ー ー ー 一 伝 答 ー ー 解	┏ ┏ ┏ ┏ ┏ ┏ ┏ ┏ ┏ ┏ ┏ ┏ ┏ ┏ ┏ ┏ ┏ ┏ ┏		17 — — — — — — — — — — — — — — — — — — —	·						5 8 5 9 5 9 5 9 5 9 5 9 5 9 5 9 5 9 5 9 5 9	5 5 7 7 1 1

	6	•	3		埋	設	構	造	物	の	簡	易	ŧ	算	法						·			-	-		-	-	-		7	7
	6	•	4		解	析	例		-	-			-	-		-		-	-	_ ·				-	-	-	-	-		_	7	8
	6	•	5		結	言	-	_	-	-	-	_	_	_	_	_	-	_		-				-	_	_	-	-		_	8	3
部 7章		±	と	構	造	物	の	動	的	相	<u>म</u>	作	用	к	関	す	る	数	値	解	ff·			_	_	<u> </u>		_	-	_	8	6
	7	•	1		緒	冒	_	·—	-	-	-	-	-	_	-				 - ·	·				-	-	_	_	-	_	-	8	6
	7	•	2		運	動	方	程	大	お	よ	び	解	法	_	-	_	-	-					-	_			_	-	_	8	6
	7	•	3		ひ	ず	み	速	度	を	考	慮	l	た	等	価	節	点	力	21	劅	生										
					マ	Ի	IJ	ÿ	ク	ス	の	算	定	法	_	<u> </u>		-	_						-			_	_	_	8	7
			7	•	3	•	1		v	ず	み	速	度	を	考	慮	ι	た	降	伏	郹	数の)決	定		_	_	-	_		8	7
			7	•	3	•	2		弾	塑	性	応	カ	ひ	ず	み	7	ኑ	IJ	ሥ :	クン	20)算	定		_		_	_	_	8	8
	7	•	4		数	値	Ħ	算	の	た	め	の	入	カ	デ	_	タ		 ·					-	-	-		—	-	_	9	2
			7	•	4		1		±	_	構	造	物	系	ŧ	デ	ĸ	-		_ ·				_	_	_	-	_	-	-	9	2
			7	•	4		2		荷	重	ŧ	デ	ル	_	-		_	-	-					-	-	_		_	_	_	9	2
			7	•	4		3		時	間	間	隔	_	-			_	-	-					-		-	-	-	-	-	9	2
			7	•	4	•	4		±	の	カ	学	定	数	_	_	-	-	<u> </u>					-	-	_	_		-	_	9	3
	7	•	5		計	算	結	果	と	考	察	_	-	_	_	_	-	-	-					_			-	-	_		9	4
			7	•	5	•	1		ひ	ず	み	速	度	ĸ	よ	る	影	響						-	-		-	-	_	_	9	4
			7	•	5	٠	2		実	験	結	果	ድ	の	比	較	_	-	_ ·					-	_	-	-	-	_	_	9	6
			7	•	5	•	3		パ	1	プ	の	剛	性	に	ታ	る	相	違						-	-	_	_	_	1	0	0
	7	•	6		結	E	-	-	_	_			-	-	_	_	_	-	_					-	_	_		-	-	1	0	0
第8章		結	論		-	-		-	_	-		-	-	_	_	_	_	-		·				-			-	_	_	1	0	3

著者の発表論文-	· — —	· — -			-			-	-	-			<u> </u>				_	_		-	1	0	6
----------	-------	-------	--	--	---	--	--	---	---	---	--	--	----------	--	--	--	---	---	--	---	---	---	---

記号表

k _s :構造物のバネ定数
K :剛性マトリックス
Ks:構造物の剛性マトリックス
K _f :地盤の剛性マトリックス
K : 体積弾性率
L :キャップの楕円頂点でのJ1
M :質量マトリックス
M _x :マッハ数
P : 圧力
₽₀:初期圧力
R : キャップの楕円の長軸と短軸の比
R :外力荷重ベクトル
r :応力修正係数
S :全ひずみ増分の弾性部分の割合
s _{ij} :偏差応力
U :変位増分ベクトル
∪ :加速度ベクトル
し :速度ベクトル
Ⅴ :粒子速度
₩ :塑性体積ひずみの係数
X :キャップの J 1 軸との交点
α :Drucker-Pragerの降伏曲面の勾配
ᾶ:減衰を示す比例定数
β :減衰を示す比例定数
Y :比熱比、単位体積重量
δ _{ij} :ディラックのデルタ関数
E _{ij} :ひずみ

€♀:塑性体積ひずみ	dε :ひずみ増分ベクトル
ΔV :体積ひずみ増分	d o :応力増分ベクトル
∆V° :ダイレイタンシーによる体	σs :静的強度、構造物に作用する応力
積ひずみ増分	σ _τ :高速時の強度
dɛ _{ij} :塑性ひずみ増分	σf:Free Fieldの応力
η :構造物と土の地盤反力係数	do :応力増分
比	σ :応力ベクトル
λ : 減衰定数	ρ : 密度
dλ :直行条件を示す比例定数	φ _υ :非排水内部摩擦角
σ :応力	ω :固有円振動数
и :硬化パラメータ	Ý _{oct} : ひずみ速度

第1章 緒論

近年、土あるいは地盤と構造物との動的相互作用の問題が耐震設計の観点から注目 を裕び、多くの研究がなされるようになってきた。これは、地震時における構造物の 振動特性が土あるいは地盤の動的性質と互いに大きく影響し合うので、土あるいは地 盤と構造物との動的相互作用を考慮した設計が必要になったためである。埋設管や沈 埋トンネルなど耐震構造物を対象とした動的相互作用を解明するためには、地盤と構 造物との間を結合する変形係数あるいは減衰係数の評価が重要であり、このため土の 繰り返し載荷時の復元力特性を考慮した実験的および解析的研究が多くなされてき た。しかし、これらの結果を見ると動的相互作用という言葉が用いられているにもか かわらず、構造物周辺の土のひずみが小さく、また、ひずみ速度も小さいので、一般 的に土の力学的性質を準静的挙動として取扱って差し支えないものと思われる。解析 方法としては有限要素法あるいはバネ質点モデル¹⁾が多く用いられている。

一方、直下型地震による原子炉等の重要構造物の応答、落石によるロックシェドの 応答、杭打ち時に地盤中に貫入する杭の貫入特性、あるいは爆発荷重を受ける地下構 造物、投錨時の海底埋設管の応答など、急激な荷重が作用する場合には上記の耐震設 計とは異なった意味での動的相互作用について考慮する必要がある。すなわち、この ような高速荷重の場合には、外力の作用時間が極めて短かく、かつ大きな外力が作用 するので、構造物周辺の土に大きなひずみが発生し、土の非線型性挙動が卓越するた め、土の力学的性質が静的時とは異なり、いわゆる土のひずみ速度の影響が重要な要 素となってくる。

本研究は、高速荷重を受ける埋設構造物の動的挙動を明らかにすることを目的と し、土と構造物との動的相互作用について、特に、ひずみ速度の影響に注目して、実 験的および解析的に解明しようとしたものである。

さて、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年に第1回のシンポジウムがアリゾナ大学で開催²⁾され、それ以来続けられて きた。

例えば、国外では、Constantino ら³⁾ が柔らかいウレタンフォームの中に包んだ埋 設パイプの応力波伝播時の応答を実験的および理論的研究を行っている。しかし、こ の研究では、土の性質を弾性体として取扱っており、高速載荷時における土の弾塑性 挙動については触れていない。また、Wilson⁴⁾は有限要素法により、爆発荷重を受け る埋設構造物の動的応答解析を接線係数法を用いて行ったが、その材料モデルは体積 およびせん断弾性係数がひずみ依存性であるとして計算しており、土の弾塑性的挙動 は厳密に考慮されていない。

さらに、Nelson^{5),6)}は爆発荷重による地盤振動の解析を3種の土のモデルを用いて 比較検討し、その中でキャップモデルが有効であることを指摘している。しかし、そ の研究ではキャップモデルにひずみ速度効果の影響が考慮されていない。

一方、国内ではまず赤井ら⁷⁾が土と構造物の動的相互作用について先駆的研究をな し、落下式衝撃実験により土および土と構造物との動的挙動を明らかにしている。

次に、丹羽、小林ら⁸⁾は、積分方程式を用いて埋設構造物周辺の過渡応答解析を 行っているが、土の性質を弾性体として取り扱っている。また、伊藤、久武⁹⁾は近接 発波が既設トンネルの振動挙動に与える影響について解析を行っているが、材料モデ ルは弾性体としている。

以上述べたように、国外および国内とも高速荷重を受ける埋設構造物の動的挙動を 明らかにするため、多くの研究がなされてきたが、未だ、土の性質の取扱いが不十分 であり、特に、土のひずみ速度の影響を考慮した実験的研究および解析的研究はほと んど行われていないのが現状である。

本研究はこのような観点から、以下の3点に重点を置いて研究を行った。

1) まず、土のひずみ速度効果を解明するため、載荷速度を任意に変化させることができる高速載荷装置を作製し、砂および粘性土の高速3軸実験を行い、高速荷重を受ける場合の土の応力・ひずみ関係を求める。土のひずみを厳密に測定するため、最新式の光学式変位計を用いて土のひずみ測定を行う。また、これらの実験結果をもとにして高速載荷時の土の構成方程式を定式化する。

2) 高速荷重を受ける土と構造物との動的相互作用を明らかにするため、砂中お よび粘性土中にそれぞれ剛性の異なる構造物を埋設して高速載荷実験を行い、ひずみ

速度による影響を考察する。粘性土に関する実験では、入射波形を明確に把握でき、 しかも再現性のある実験を行うことに留意して、ここではショックチューブによる空 気衝撃波発生装置を作製して用いる。また、土の変形測定には過去に例を見ない時間 X線撮影装置を使用する。

3) 土と構造物との静的および動的相互作用を理論的に明らかにするため、静的 な場合は単純な相互作用モデルを用い、また動的な場合はひずみ速度を考慮した楕円 型キャップモデルを用いた有限要素法により数値解析を行い、実験結果と比較検討す る。

以上述べた本研究のアプローチを図示すると図1.1のようになる。



図1.1 研究のアプローチ

内容は概略以下のとおりである。

第2章においては、土の高速載荷時の応力・ひずみ関係に与えるひずみ速度効果を 基礎的に解明するために、静的から高速(破壊までの載荷時間20ms)までの軸方向力 の載荷速度を変化させた3軸圧縮試験について述べる。使用した試料は、乾燥砂と粘 性土で、土の性質が非常に異なるものについて実験を行う。この実験では、過去に例 を見ない非接触光学式変位計を用いて試料の変位を精度よく、かつ、高速時にも測定 し、その有効性を確認する。この実験から、土の応力・ひずみ関係が載荷初期から破 壊に至る間それぞれの載荷速度によっていかなる性質を示すかを明らかにする。

第3章では、第2章で述べた実験結果をもとにして、楕円型キャップモデルの中に ひずみ速度効果を導入した土の応力・ひずみ関係を定式化することを試みる。土の構 成方程式に関しては、非常に多くの提案がなされているが、高速載荷時における構成 方程式については従来あまり研究されていない。ここでは、Sandler らが提案した楕 円型キャップモデルを応用し、体積ひずみ硬化説、関連流動則および降伏関数にひず み速度効果を導入して定式化を行ない、この理論によって各ひずみ速度に応じる土の 構成関係が表現されることを確認する。

第4章においては、砂中埋設構造物の動的相互作用に関する模型実験について述べ る。使用する砂は、第2章で述べた高速3軸圧縮試験と同一条件の砂である。ここで は、平面ひずみ条件の砂槽に帯荷重を作用させ、その載荷速度を変化させた実験を行 い、さらに種々の剛性の異なる構造物を埋設した場合および構造物の存在しない状態 (以下 Free Field と称する)の実験を行っている。また、Free Fieldに対する構 造物による乱れがいかなるものかを確認するために、透視砂槽にマーカを配置して、 高速度カメラを使って構造物周辺の土の変形状態を測定する。使用した構造物はス チールパイプおよびスチールアーチである。これらの一連の実験から、剛性の変化と 載荷速度の変化によって埋設構造物の動的応答がいかなる影響を受けるかを求め る。

第5章では、ひずみ速度効果が顕著である粘性土に埋設した構造物の動的応答に関 する模型実験について述べる。ここでは、作用荷重として、立上がり速度が極めて速 いショックチューブによる空気の衝撃波を与え、土中への平面応力波の伝播時での土

と構造物の動的相互作用に関する実験を行う。応力波の伝播による構造物周辺の土の 変形測定は、過去に例を見ない瞬間X線撮影装置を用いて測定する。また、周囲の土 が砂になった場合と粘性土の場合とを比較するために砂中埋設構造物の実験について も述べる。

第6章においては、静的相互作用に関する計算法について述べる。ここでは、第4 章で述べた実験の中で静的外力が与えられたときの埋設構造物の実験を解析した結 果、構造物に作用する土圧は、構造物が存在しない場合(Free Field)の土圧と土お よび構造物の変形係数(剛性)の関数であるという知見を得た。これを利用すること によって単純な相互作用モデルを考案して埋設構造物の計算法を提案する。この計算 法を用いて模型実験結果および野外での実験結果とを比較して本計算法の妥当性を確 認する。

第7章においては、動的相互作用に関する数値解析法について述べる。実験結果から静的な場合のように単純なモデル化は困難であることが確認されたので有限要素法 による計算を試みる。有限要素法は、動的なかつ材料非線型モデルについての計算法 を採用する。特に重要な入力データである材料モデルは、第3章で述べた楕円型 キャップモデルにひずみ速度効果を導入した構成方程式を用いる。計算結果と第5章 の実験結果とを比較検討して数値解析法の妥当性を確認する。

第8章では、本研究を総括してまとめとする。

参考文献

- Tamura, C., S. Okamoto, and M. Hamada : Dynamic Behavior of a Submerged Tunnel During Earthquakes, Peport of the Institute of Industrial Science the University of Tokyo, Vol. 24, No. 5, pp. 176-248. March, 1975.
- University of Arizona Engineering Research Laboratory : Proceedings of Symposium on Soil-Structure Interaction, Sept., 1964.
- Constantino, C. and E. Vay : Response of Buried Cylinders Encased in Foam, Proc. of ASCE, SM5, pp. 1159-1176, Sept., 1969.
- 4) Wilson, F. E. : A Nonlinear Finite Element Code for Analyzing the Blast Response of Underground Structures, Structural Engineering Laboratory, Univ. of California, Berkeley, Jan., 1970.
- 5) Nelson,I. : Costitutive Models for Use in Numerical Computation, Proc. of Dynamical Method in Soil and Rock Mechanics, Vol. 2, pp. 49-97, Sept., 1977.
- Nelson,I. : Numerical Solution Problems Involving Explosive Loading, Proc. of Dynamical Method in Soil and Rock Mechanics, Vol. 2, pp. 239-279. Sept., 1977.
- Akai, K. and M. Hori : Basic Study on the Dynamic Soil-Structure Interaction, Proc. of JSCE. No. 173, pp. 61-78, Jan., 1970.
- 丹羽 義次、小林 昭一、福井 卓雄、東 憲治:積分方程式による埋設構造物 周辺の過渡応答、土木学会論文報告集第245 号、pp. 41~53, 1976年4 月.
- 9) 伊藤 富雄、久武 勝保、小林 洋一: 既設トンネルの振動挙動に及ぼす近接発 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年10月.

第2章 高速荷重を受ける土の応力・

ひずみ関係に関する実験

2.1 緒言

土に高速載荷を与えるといわゆるひずみ速度効果によって応力・ひずみ関係が異な ることは広く知られている。

高速載荷時の土の3軸圧縮試験はWhitman ら¹⁾の実験が代表的である。彼らは、高 速載荷時の砂のせん断強度に与えるひずみ速度効果に関する多くの実験を行った。そ の結果砂に対するひずみ速度効果は比較的少なく、ひずみ速度(ċ)0.03%/sec に対 し、ひずみ速度1000% /secの時に若干の強度増加が認められる程度であると述べてい る。しかし、実験結果にバラツキがあり明確な結論は得られていない。

一方、粘性土についての高速3軸実験は、Casagrandeら²⁾の実験が最初に行われ、 4)5 かなりの強度増加があることが認められた。その後、Whitman や³⁾わが国では大崎ら が実験を行っている。これらの結果を総合すると、静的圧縮強度に比較して高速時に は2~4倍の強度増加があることが示されている。

しかし、これらの実験はせん断強度のみに着目したものが多く、応力・ひずみ関係 に注目した実験はほとんど見られない。

一方、ひずみ速度効果に注目した研究は足立ら⁶⁾の研究があり、さらに、最近では 松井ら⁷⁾の研究が発表されているが、これらはクリープあるいは圧密現象を対象とし たもので、通常の静的試験より逆に長期間にわたるひずみ速度効果の研究である。

このように高速載荷時の応力・ひずみ関係が追求されなかった原因の一つに、高速 載荷時の計測が困難のためと思われる。

本章では、土の応力・ひずみ関係に与えるひずみ速度効果、すなわち、静的から高 速までの載荷速度(ひずみ速度)をパラメータにするため、載荷装置は低速から高速 まで任意に変化しうるような、多連式油圧ポンプによる載荷装置を作製し、土の高速 3軸実験を行ったものである。

土の試料としては、もっともひずみ速度効果が少ないと思われる乾燥砂(豊浦標準

砂)とひずみ速度効果が顕著に現れると思われる粘性土について実施した。

3軸圧縮試験で応力・ひずみ関係を得るためには、軸方向応力(σ_1)、半径方向応 力(σ_2)、軸方向ひずみ(ϵ_1)、および半径方向ひずみ(ϵ_2)、また有効応力を求め るためには間隙水圧(u)が各応力状態で求められなければならない。

静的載荷の場合には、これらの測定は比較的容易で、特に半径方向のひずみは体積 ひずみをビューレットによって測定し、これから間接的に得られるが、高速時にはこ の方法では測定できない。そのため、本実験では高速時のひずみ測定に非接触光学式 変位計を用い、直接的にかつ非接触で計測を行った。

2.2 実験方法

2.2.1 髙速載荷実験について⁸⁾

物体がある構造物に衝突した場合には、構造物の応答には次の3つの要因が考えられる。

1) 高速変形にともなう材料の応力・ひずみ関係および破壊限界の変化(ひずみ 速度効果)

2) 応力波(弾性波および塑性波)の伝播、反射、重複による応答。

3) 構造物全体の過渡応答

衝突速度が速いほど1)および2)の要因が支配的となり、静的時は3)の時間項 が無視できる場合といえる。

このように考えると、材料のひずみ速度効果に着目した試験は2)の応力波の影響 が入ってこないような試験でなければならない。

3軸圧縮試験を行う場合、供試体に物体を衝突させて実験を行うと、供試体の先端 が突然移動し、それは応力波となって伝播速度Cをもって供試体内を伝播する。その 大きさは、次式で示される。

$$\sigma = \rho C v, C = \int \frac{1 d \sigma}{\rho d \varepsilon}$$
 ------(2.1 a,b)

ここで ρ;密度,C;伝播速度で弾性波の場合 C=√E/ρ、V は粒子速度である。 一方、載荷体を供試体に接触させておいて高速載荷を行う場合には、粒子の初速度 はほとんど0であり、突然の供試体端面での変位はない。応力波の発生を少なくする ためには、このように供試体と載荷体を接触させておいて試験を行う必要がある。ま た、載荷速度が非常に速くなると材料の慣性力による抵抗も発生し、正しい実験がで きなくなる。したがって、載荷速度にはおのずと限界がある。応力波の影響が無視で きるのは破壊までの時間内に少なくとも10回以上往復できることが必要とされてい る。したがって、破壊までの時間も。および載荷速度 V₀ の限界は次式によって与 えられる。

 $t_{\circ} > \frac{20L}{C}, v_{\circ} < \frac{C\epsilon_{f}}{20}$ ------(2.2 a,b)

ここでしは供試体の長さ、ε,;破壊時のひずみである。

本実験で用いた供試体は長さ(L)が10cm,伝播速度(C)が100 ~200m/secであるので、t。<1m/sec, Vo>10msとなる。

2.2.2 実験装置

静的から高速までの軸方向力を変化させるため、多連式油圧ポンプによる高速度載 荷装置を作製した。この装置は、静的載荷用小型油圧ポンプおよび高速載荷用の大小



7連の油圧ポンプを有しており、これらの組合せによって、静的(速度0.04mm/sec) から高速(600mm/sec) までの速度を任意に与えることができる。図2.1は載荷装 置の概要図である。本実験では載荷速度を4~5段階に変化させた。

図2.2は高速3軸圧縮試験のための装置の概要である。3軸セルは通常用いられている静的3軸圧縮試験用セルとほぼ同じものである。

通常3軸圧縮試験では水圧によって側圧を作用させるが、本実験では空気圧を用い た。この理由の第1は変位測定に光学式変位計を用いたためである。側圧の加圧に水 圧を用いると光の屈折が大きいため、変位測定ができない。第2は、軸方向力を作用 させるとピストンによって3軸セル内の容積変化が発生し、水の場合はセル内の圧力 変化が大きくなる。特に、高速載荷時には圧力変化の発生を防ぐことができない。空 気圧を用い、かつ大型アキュムレータを併用することによって載荷時の圧力変化の発 生を防ぐことができる。



変位測定には光学式変位計(オプトフォロー500SD)を用いた。これは、試料 の後方にバックライトを置き、試料面とライトとの陰影の移動量をカメラ部のイメー ジディテクターチューブによって追いながら変位を精度よく測定することができる。

図2.3は測定点を示す。半径方向変位は6点の平均を、軸方向変位は2点の平均から求めた。



図2.3 ひずみ測定位置

軸方向力はロードセル、圧力は半導体圧力変換器によって測定した。 計測方法およびデータの処理は図2.4に示す計測ブロックダイヤグラムによって



行った。すなわち、ピックアップからの信号をスキャナーを通じディジタルヴォルト メータへ、さらにデスクトップコンピュタのメモリーに記録され、所要の計算処理の 後プリントまたはプロットされる。

2.2.3 土質試料

使用した土は豊浦産標準砂と福島県白河町の粘性土である。砂は気乾状態であり、 締め固めながら供試体を作成し、0.1kg/cm²の負圧を作用させて試料を自立させた。 粘性土は練り返したもので締め固めながら試料を作成した。粘性土の物理的性質を表 2.1に示す。

表2.1 粘性土の物理的性質

粘土	シルト	砂	Gs	LL	P L
38%	48%	17%	2.624	82%	51%
ΡI	W	e	Y₁(g/cm³)	Y _d (g/cm ³)	Sr
11%	93.55%	2.501	1.451	0.75	98.1%

2.2.4 載荷方法

3軸セル内に試料を設置し、側圧を0.1MPa, 0.2MPaおよび0.3MPaで加圧し、約30 分放置した後、所要の軸方向載荷速度で載荷した。試験条件は非排水非圧密試験であ る。

9),10) 2.3 砂に関する実験結果と考察

2.3.1 等方圧縮時の体積ひずみ

等方圧縮時の体積ひずみと平均応力 Omとの関係は、後述の弾塑性理論での体積ひ ずみ硬化説で重要な役割を果すデータである。

図2.5は本実験で得られた等方圧縮時での体積ひずみと応力の1次不変量(J1= 3Gm)である。西ら¹³⁾によると0.4MPa程度の低応力下でも、砂に等方圧縮の載荷除荷 を繰り返す場合、処女載荷後除荷すると可逆的な残留ひずみは50%にも達する。さら に再載荷時を行うと、処女載荷時の除荷点に再び達しその延長線上を通る典型的な弾 塑性形状を示すので低応力下の等方圧縮時の応力・ひずみ関係は塑性部分を無視でき ないと述べている。本実験での応力・ひずみ関係はバラツキも少なく、信頼性のある データが得られた。

2.3.2 せん断時の挙動

図2.6は側圧(σ2)が0.3MPaの時の高速と低速載荷時の応力・ひずみ関係の相



図2.5 等方圧縮時の応力・ひずみ関係(砂)



図2.6 各ひずみ速度による応力・ひずみ関係(砂)

違を示したものである。図から高速と低速との応力・ひずみ関係の特徴は、高速時の 強度が大きくなることはもちろんであるが、正のダイレイタンシーが生じにくくなる ことがわかる。また、最大強度のときのせん断ひずみが高速時には大きくなることも 示された。

図2.7は破壊強度および破壊時のひずみに与えるひずみ速度効果について示したものである。図の左側縦軸に破壊時(応力の最大時)の偏差応力の2次不変量の平方根 $(\sqrt{J_2^2}=(\sigma_1-\sigma_2)/\sqrt{3})$ を、右側縦軸に八面体せん断ひずみ(Yoct)を、横軸にはひずみ速度の対数を示した。それぞれの側圧 σ_2 に対し、ひずみ速度とともに破壊強度は大きくなる傾向が見られる。また、破壊時のひずみは、非常に大きくなることが判明した。バラツキはあるが、破壊時のせん断強度は低速時に比較し高速時には約10~20%の強度増加があり、破壊時せん断ひずみは20~40%も増大することが判明した。



図2.7 破壊強度およびせん断ひずみに対するひずみ速度効果

凶2.8は最も速い載荷速度と最も遅い載荷速度のときの破壊包絡線の相違を示したものである。図から明らかなように、低速の場合の破壊包絡線より高速の場合のそれの方が上にあり、しかも勾配が急になる。このことは、高速時には内部摩擦角が大きくなることを示している。



図2.8 ひずみ速度による破壊包絡線の相違(砂)

図2.9は、これらの結果をまとめたものである。縦軸に応力比 √J2/J1、横軸に ひずみ速度の対数を示した。図の上の線は破壊時の応力比を下方の線はダイレイタン シーによる体積ひずみが正から負に変換するときの応力比である。両方の応力比はひ ずみ速度とほぼ直線関係にあり、後者の方がひずみ速度依存性が強い。

図2.10は接線せん断係数Gのひずみ速度依存性を示すため、各せん断ひずみに 対する接線係数を計算し Y = 0.5%のときのGを1として無次元化したものである。

静的載荷時にはせん断ひずみの増加とともにGは急激に減少するのに対し高速時に は減少の割合が小さい。接線係数はひずみ依存性とともにひずみ速度依存性があるこ とがわかった。



図2.9 応力比とひずみ速度との関係(砂)



図2.10 各せん断ひずみ時の接線係数比

このように高速載荷を受ける砂の破壊強度およびせん断剛性が大きくなる原因は定 件的には次のように考えられる。

静的載荷のときは砂の種々の粒子配列の中で弱い部分から移動し、粒子の再配列が 行われながら変形するのに対し、高速載荷の場合には粒子の再配列の時間的余裕がな く、種々の粒子配列を持つ構造が強い部分も含めて同時に抵抗するためであると考え られる。このことを示唆する現象として、静的載荷の場合には、破壊形状が樽型形状 を示し、破壊によるすべり線は現れないのに対し、高速載荷の場合には明瞭なすべり 線が観察された。

本実験から得られた応力比とひずみ速度とは次の関係式で与えられた。

Case A (at failure): $\sqrt{J_2}/J_1 = 0.28 + 0.009 \log \dot{\gamma}_{oc}$, -- (2.3)

Case B (at $d\Delta V=0$) : $\sqrt{J_2}/J_1=0.24+0.015\log\dot{y}_{oc}$, -- (2.4)

11),12)

2.4 粘性土に関する実験結果と考察

2.4.1 等方圧縮時の体積ひずみと平均応力

使用した粘性土は表2.1に示したように練り返して締め固めたもので湿潤密度 1.451g/cm³、含水比93%、飽和度98.1%の不飽和土である。実験条件が非排水条件で あるので等方圧縮時の体積ひずみはほとんど空気の圧縮によるものと考えられる。

図2.11の実線は本実験によって得られた等方圧縮時の体積ひずみと応力1次不 変量との関係の平均値を示した。図から明らかなように上に凹の応力・ひずみ関係で あることがわかる。この関係は後述の弾塑性理論の硬化パラメータとして用いること ができる。

Cristescu¹⁴⁾はLiahovの考え方をまとめて、等方圧縮時の土の密度と圧力の関係を 提唱した。

土は3つの媒体から成立し、それぞれ異なる圧縮性を有し、空気は等エントロピー であり水および土粒子はエントロピーに依存しないものとして次のような関係式を導 いている。

ここで ρ₀;土の初期湿潤密度,ρ;そのときの密度、α;単位体積中の各相の割 合、P;圧力、P₀;初期圧力、Y;比熱比、C;伝播速度,添字1は空気、2は水、 3は粒子を示す。

体積ひずみ €、と密度とは次の関係式で与えられる。

 $\varepsilon_{v} = 1 - \rho / \rho_{0}$ ------(2.6)

以上の式に本実験で用いた土の試料の値を代入して計算を行って $P-\varepsilon_v$ の関係を 求めてプロットした結果を図2.11に示した。ここで用いた値は含水比、湿潤密 度、土粒子の比重から単位体積中の割合を求めたもので、 $\alpha_1=0.0256$, $\alpha_2=0.6873$, $\alpha_3=0.2871$ である。また、他のパラメータはLiahovが用いたものと同じ値を用い、以 下のとおりである。



図2.11 等方圧縮時の応力・ひずみ関係(粘性土)

また、図のもっとも左の線は飽和度100%のときのものでほとんど直線的になり、不飽 和土の体積ひずみはほとんど空気の圧縮によって発生することを示している。しか し、この関係は砂にはあてはまらない。この理由は砂の粒子間の接触による応力の評 価ができないためであると思われる。

図2.11からLiahovの理論で粘性土の場合の体積ひずみと平均応力の関係が求められる。

2.4.2 せん断時の挙動

図2.12は側圧0.2MPaのときの 各ひずみ速度に応じる応力・ひずみ 関係を示す。本実験で用いた粘性土 試料は練り返した高い含水量の試料 である。したがって、応力・ひずみ 関係は載荷初期から曲線を示し、明 確なピークは現われない。また正の ダイレイタンシーが最初から生じ る。

図から明らかなように、同一ひず みに対するせん断応力はひずみ速度 とともに増加し、初期せん断係数も 同様に大きくなる。 Yoct=20% のと きのせん断応力をせん断強度とみな した場合、静的載荷に比し、高速載 荷では、約2.5 倍の強度増加があり

初期せん断係数も2~3倍になるこ



図2.12 各ひずみ速度による応力・ひずみ関係(粘性土)

とが判明した。また髙速載荷時には体積ひずみが小さく膨張しにくくなる傾向も見ら れた。

図2.13は Yoct =20%のときのせん断応力をせん断強度としたときの破壊包絡線 を√J2,J1面にそれぞれのひずみ速度に応じてプロットしたものである。図から明らか

なように、静的載荷(Yoct=0.036%/sec)のときは、Jiが大きくなってもせん断強 度は変化せず粘着力のみによって抵抗する粘土特有の現象が見られる。しかし、ひず



図2.13 各ひずみ速度による破壊包絡線

み速度を増加させると破壊包絡線が上方に移動していくとともに勾配が大きくなる傾向が見られる。いいかえれば、側圧の影響が現われる。

図2.14はせん断強度 $\sqrt{J^2}$ とひずみ速度(\dot{Y}_{oct})の対数の関係を示したもので ある。せん断強度はひずみ速度とともに増加しひずみ速度が $\dot{Y}_{oct} = 10\%$ /sec 以上に なると急に増加量か大きくなる。静的載荷に比較して高速載荷時には約2.5倍の強 度増加が認められる。さらに、側圧が大きくなるほど増加率が大きい。これらの原因 を考察するためにモール・クーロンの降伏条件式に対応させて非排水粘着力 c_0 およ び内部摩擦角印。を計算してひずみ速度との関係を図2.15にプロットした。内部 摩擦角は非常に小さいが図から見られるように ρ_0 、 c_0 の両者ともひずみ速度ととも に増加する。しかし、 ρ_0 は $\dot{Y}_{oct} = 10\%$ /sec 以上になると急に大きくなる。このこと は、静的載荷の粘性土の特性である粘着力のみによって抵抗する特性が失なわれ、見 かけ上の内部摩擦角が大きくなることを示している。

本実験によって得られた内部摩擦角および粘着力はひずみ速度の対数の3次式で近 似すると次式のように表わされる。



図2.14 せん断強度に与えるひずみ速度の影響(粘性土)



 $\varphi_{u} = 0.09 (\log \dot{\gamma}_{oct})^{3} + 0.148 (\log \dot{\gamma}_{oct})^{2} - 0.053 (\log \dot{\gamma}_{oct})$

+0.29 -----(2.7)

 $C_{\mu} = 0.000267 (\log \dot{\gamma}_{oct})^3 + 0.000561 (\log \dot{\gamma}_{oct})^2$

 $+0.000829(\log_{i_{oct}})+0.018$ -----(2.8)

粘性土の高速圧縮強度は一般に含水量が高いほど大きくなることが知られている。 本実験で用いた粘性土の含水比は93.55%であり、かなり高いためひずみ速度効果が大 きく発生している。図2.14の傾向を見ると、さらに大きなひずみ速度の領域では より大きいひずみ速度効果があることが予想される。

なお、この実験では、せん断中の間隙水圧の測定も実施したが高速載荷になるほど 測定結果には信頼性がなくなるのでその傾向についてのみ述べる。

せん断中の間隙水圧の測定結果では、高速になるほど間隙水圧の発生が遅れ、その 値も小さくなる。これも高速時のひずみ速度効果の原因の一つと考えられる。

大崎ら^{15,10}は、多数の粘性土の高速圧縮試験結果をまとめ、含水比が大きいと載荷速 度が同じでも強度の増加率が大きいということを示した。そこで、これは液性指数と 載荷速度の関数であるとして次式によって強度増加率を示した。

 $\sigma_{\tau} = \sigma_{s} \left\{ 1 + 0.001 (IL + 100) \log \frac{100}{t_{a}} \right\}$ ------(2.9)

ここで σ_s は静的、 σ_τ は高速時のせん断強度、ILは液性指数、 t。 は破壊までの時間である。この式に本実験に用いた実験条件を代入すると最高速度の場合 $\sigma_\tau / \sigma_s = 2.91$ が得られる。本実験では2.5 であるのでほぼ一致する。

以上述べたように高速載荷による強度増加は認められるが、その原因についてはい くつかの仮説がある。しかし、明確な理論はまだ明らかにされていないので、現段階 では実験的にひずみ速度効果を求める必要がある。

2.5 結言

本章では砂および粘性土が高速載荷を受けた場合、応力・ひずみ関係に与えるひず み速度効果を求めるため、多連式油圧ポンプ方式による高速載荷装置を用いて、載荷 盧度を変化させた3軸圧縮試験について述べた。

本実験で得られた結果をまとめると以下のようになる。

1) 砂のせん断強度に与えるひずみ速度効果は比較的少なく、静的載荷時と比較 すると高速載荷時では約15%の強度増加がある。

2) 砂の内部摩擦角もせん断強度と同程度の増加がある。

3) 破壊時の砂のせん断ひずみは、載荷速度が大きくなると、非常に大きくなり、約40% 増加する。

4) 粘性土のせん断強度に与えるひずみ速度効果は非常に大きく、静的載荷と比 較して高速載荷時には2.5 倍の強度増加がある。

5) 粘性土の強度増加は、粘着力と内部摩擦角の増加が原因であるが、内部摩擦 角のひずみ速度効果の方が大きい。

6) 粘性土のひずみ速度効果は、ひずみ速度(Yoct)が10%/sec 以上になると急に大きくなり、実験では与えられなかったひずみ速度450%/sec以上になるとさらに大きいひずみ速度効果が予想される。

参考文献

- Whitman, R.V. and K.A. Hearly : Shear Strength of Sands During Rapid Loadings, Proc. of ASCE, SM2, pp. 99-133. April ,1962.
- Casagrande, A. and W. L. Shammon : Research on Stress-Deformation and Strength Characteristics of Soil and Rocks Under Transient Loadings, Harvard Univ. 1962.
- Whitman, R. V. : The Response of Soils to Dynamic Loadings, Massachusetts Institute of Technology, May, 1970.
- 4) 大崎 順彦、岸田 英明、小泉 安則:土の動的力学性質の研究(その2.速度を 変化させた1 軸圧縮試験機)、日本建築学会論文報告集、第57号、1957年7月.
- 5) 大崎 順彦、岸田 英明、中島 志郎、:土の動的力学性質の研究 (その3.速度 を変化させた1 軸圧縮試験)、日本建築学会論文報告集、第60号、1958年10月.
- Adachi,T. and M. Okano : A Constitutive Equation for Normally Consolidated Clay , Soil and Foundations Vol. 14, No. 4, pp. 55-73 , Dec., 1974.
- ?) 松井 保、阿部 信晴:土の弾塑性有限要素法解析について、土木学会第34回年 次学術講演会概要集、第3 部、pp. 303 ~304, 1979 年10月.
- 8) 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.、pp. 1-12、1972年4 月
- 9) 伊藤 冨雄、藤本 一男、:高速載荷時の砂の応力・ひずみ特性、第14回土質工
 学研究発表会講演集、pp. 549 ~552, 54 年6 月.
- 10) 伊藤 冨雄、藤本 一男:ひずみ速度効果を考慮した砂の応力ひずみ関係、第
 16回土質工学研究発表会講演集、pp. 561 ~564,56 年6 月.
- 11) 伊藤 冨雄、藤本 一男:高速載荷時の粘性土の応力ひずみ特性、第17回土質 工学研究発表会講演集、pp. 1737~1740,57年6月.
- 12) 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、1983年7 月.

- 13) 西 好一、江刺 靖行:弾塑性理論に基づく砂の応力・ひずみ関係、電力中央 研究所報告376014、1977年4月.
- 14) Cristecu, N. : Dynamic Plastisuty, North-Holland Pub. Co.,p 549,1967.
- Ohsaki, Y. : On Compressive Strength of Undisturbed Cohesive Soils Under Transient Loading, Trans. of the Architectural Inst. of Japan., No. 98, May, 1964.
- 16) 土質学会、土の動的性質とその応用、pp. 37~54, 昭和40年1 月.

第3章 ひずみ速度を考慮した。

土の構土の構成方程式

3.1 緒言

高速載荷を受ける土と構造物との動的相互作用を解析的に解明するためには、その ときの土の構成方程式が必要となる。

土の構成方程式には極めて多くの提案がなされており、また、弾塑性あるいは弾粘 塑性理論に基づく提案も松井ら²⁾によって総括的にまとめられている。しかし、高速 載荷を受ける土の構成方程式に関するものはあまり見受られない。

一方、高速荷重を受ける地中構造物の応答解析については、いくつかの研究が行われ ている。Baron ら³⁾ は土の構成方程式の3つのモデルを用いて、爆発荷重を受ける地 盤振動の解析を行ない、それぞれのモデルの利点欠点を比較検討した。その結果、ど のモデルもそれほど大きな相違はないが、キャップモデルがもっとも理論的であり有 効であると述べている。 しかし、これらの研究では、対象とした土が砂の場合が多 く、第2章で述べたように、ひずみ速度の影響があまり存在しないため計算結果と実 験結果とが比較的よく一致したものと思われる。しかし、粘性土の場合にはひずみ速 度効果を考慮しなければ正しい結果は得られないと考えられる。

ここでは、キャップモデルにひずみ速度効果を導入して土の動的な構成方程式を定 式化することを試みる。

キャップモデルは当初Sandler ら⁴⁾ が提唱し、多くの動的問題に利用できることを 述べ、最近では、Yamadaら⁵⁾ がエネルギー概念からキャップモデルのパラメータをい かに設定するべきかを提唱した。

しかし、これらのキャップモデルにひずみ速度効果を考慮したものはない。ひずみ 速度効果のような時間依存の降伏関数についてはPerzyna⁶⁾の超過応力の考え方を応 用したZienkiewicz⁷⁾や赤井ら⁸⁾の弾粘塑性モデルがあり、これらは圧密やクリープ 現象の解析を目的としている。

本章での目的は高速載荷時の土の構成方程式を求めることである。

第2章で述べたように、土のひずみ速度効果の第1は破壊包絡線に現われることで あり、第2は初期接線係数が変化することである。第2の条件は計測が非常に困難で バラツキが大きいためここでは考慮しない。

Sandler ら⁹⁾の楕円型キャップモデルに単純に破壊包絡線がひずみ速度によって変 化するという条件を導入すれば、静的なモデルと同様に定式化することができる。

3.2 楕円型キャップモデル

Sandler ら⁹⁾の提唱した楕円型キャップモデルは、修正Drucker- Prager の降伏条 件と硬化を示すキャップの降伏曲面からなっている。すなわち、降伏条件はVon Mises と Drucker-Prager の両者を指数関数で漸近させる形なっている。しかし、実 験結果では、Drucker-Pragerの降伏関数で十分であることが判明したので、単純に Drucker-Pragerの降伏関数を採用する。

10) Drucker-Pragerの降伏関数はよく知られているように次式で表わせる。(以下D-Pモデルと称する。)

 $F = \sqrt{J_2^2} = -\alpha J_1 + k$ -----(3.1)

ここで $\sqrt{J_2}$ は偏差応力の2次不変量、 J_1 は応力の1次不変量、 α 、k はそれぞれ内部 摩擦角 ϕ_v および粘着力 c_v に対応する係数である。

第2章で述べたように Ψu、Cu は式 (2.7)および式 (2.8)よりひずみ速 度依存性であることがわかっており、粘性土の場合は次式によって表わされる。

 $\varphi_{u}(\dot{y}_{oct}) = a_{1}(\log \dot{y}_{oct})^{2} + a_{2}(\log \dot{y}_{oct})^{2} + a_{3}(\log \dot{y}_{oct}) + a_{4} - (3.2)$

 $c_{u}(\dot{\gamma}_{oct}) = b_{1}(\log\dot{\gamma}_{oct})^{3} + b_{2}(\log\dot{\gamma}_{oct})^{2} + b_{3}(\log\dot{\gamma}_{oct}) + b_{4} - (3.3)$

ここで $a_1 \dots a_4$ 、 $b_1 \dots b_4$ は実験によって得られる係数である。 したがって、 D - Pモデルの係数 α 、 k は次式によって得られる。

$$k(\dot{Y}_{oct}) = \frac{6c_u(\dot{Y}_{oct})cos\phi_u(\dot{Y}_{oct})}{\sqrt{3}(3-\sin\phi_u(\dot{Y}_{oct}))} - -----(3.5)$$

ただし、砂の場合はD-Pモデルの係数のうち k=0 である。

一方、楕円型キャップ降伏曲面はSandler らが提唱したように次式のように表される。

$$F_{c} = \sqrt{J_{2}^{2}} = \frac{1}{R} \sqrt{(L(\varkappa) - X(\varkappa))^{2} - (J_{1} - X(\varkappa))^{2}} \quad -----(3.6)$$

ここでRは土質によって定まる定数で楕円の長軸と短軸の比であり、n は硬化関数で ある。また、L(n) は楕円の頂点での $J_1 \delta X(n)$ は J_1 軸と楕円の交点である。 したがって、D – Pモデルとキャップモデルとは図3.1に示すようになり、その交 点は $F_f = F_c c$ であり、また J=L(n)であるからX(n)L(n)の関係は次式のように表 わされる。

 $X(\mu) = L(\mu) - RF_f(\dot{Y}_{oct})$ ------(3.7)

また硬化パラメータ κ とL の関係はSandler が示したように次式となる。

 $L = \varkappa \times 0$ $L = 0 \times 0$ (3.8)

ここで、 Ff はひずみ速度の関数によって与えられるので定数 R および X (μ) を一定 とすれば図3.1に示すようにひずみ速度 Yoct をパラメータとしてD-Pモデルお よびキャップモデル双方が移動することになる。

体積ひずみ硬化説に従うものと仮定すると硬化パラメータルは塑性体積ひずみの関数でなければならない。これは、図3.1のJ1軸上の応力経路、すなわちX(μ)とそれに対応する塑性体積ひずみ ε_{ν}^{P} との関係および式(3.7)から得られる。 なお、X(μ)と塑性体積ひずみ ε_{ν}^{P} との関係は本来高速載荷時にはひずみ速度に依存すると考えられるが、実験的に求めることが困難であるので静的載荷時の関係を用いることにする。

X(μ) とε^ρ の関係は静的等方圧縮実験から求められ次式によって表わすことがで





図3.1 楕円型キャップモデルのひずみ速度による変化

Sandler らは、体積弾性係数、せん断弾性係数および定数Rが各応力レベルによっ て変化するとして非常に多くのパラメータを用いたモデルを提案しているが、極めて 複雑となるのでここでは単純にこれらのパラメータは一定であると仮定する。

以上述べたように降伏条件が求められると静的な弾塑性理論と同様の手法で応力・ ひずみ関係が得られるが、ここでは、関連流動則 (Associated flow rule)⁷⁾に基づい た弾塑性理論を用いる。

有限要素法を用いた数値解析を行う場合、増分型の応力・ひずみマトッリクスD^{ep} が必要となる。

関連流動則および体積ひずみ硬化説をにもとづく弾塑性理論を用いて D^{ep} を誘導 するには以下のような手順を用いる。

全ひずみ増分を $d \varepsilon_{ij}$ 、弾性ひずみ増分を $d \varepsilon_{ij}^{e}$ 、塑性ひずみ増分を $d \varepsilon_{ij}^{e}$ とする と全ひずみ増分および弾性ひずみ増分は次式で与えられる。

 $d\varepsilon_{ij}=d\varepsilon_{ij}^{\dagger}+d\varepsilon_{ij}^{P}$ -----(3.10)
ここで、Κ,Gはそれぞれ体積およびせん断弾性係数、dσ_{ij}は応力増分、δ_{ij}はディ ラックのデルタ関数である。塑性状態にある場合、塑性ひずみ増分は直交法則から次 式によって表わされる。

$$d\varepsilon_{ij}^{P} = d\lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad ------(3.12)$$

ここで dλ は正のスカラーである。塑性変形過程においてはPragerの適合条件を満足 しなければならないので降伏関数の増分は次式で与えられる。

$$d\mathbf{F} = \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \varepsilon_{ij}^{\mathbf{P}}} d\varepsilon_{ij}^{\mathbf{P}} = 0 \quad -------(3.13)$$

式(3.11)、式(3.12)、式(3.13)を式(3.10)式に代入すると 応力増分 do_{ij}は次式によって与えられる。

$$d\sigma_{ij} = 2Gd\varepsilon_{ij} + (K - \frac{2}{3}G)\delta_{ij} (d\varepsilon_{kk} - d\lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{rs}} \delta_{rs}) - 2Gd\lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad ----(3.14)$$

式 (3.14) に $\frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \sigma_{ij}}$ を乗じてdλ についてとくと、

が得られる。ここで ders=d ϵ_{rs} -d $\epsilon_{kk}/3$ で偏差ひずみ増分を示す。 式(3.14)を応力の不変量のみで表わすと、

$$J_{1} = \sigma_{ij} \delta_{ij} = \sigma_{kk} J_{2} = \frac{1}{2} (\sigma_{ij} - \frac{1}{3} J_{1} \delta_{ij}) (\sigma_{ij} - \frac{1}{3} J_{1} \delta_{ij})$$

であり、 式(3.16)から次式が得られる。

$$\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{\partial F}{\partial J_1} \frac{\partial J_1}{\partial \sigma_{ij}} + \frac{1}{2\sqrt{J_2^2}} \frac{\partial F}{\partial \sqrt{J_2^2}} \frac{\partial F}{\partial J_1} + \frac{\partial F}{\partial \sqrt{J_2^2}} \frac{S_{ij}}{2\sqrt{J_2^2}} \Big\} - \dots - (3.17)$$

$$\frac{\partial F}{\partial \varepsilon r_s} \frac{\partial F}{\partial \varepsilon r_s} \frac{\partial F}{\partial \varepsilon \varepsilon} S_{rs}$$

これらの値を式(3,14)代入すると次式が得られる。

$$d\sigma_{ij} = K\delta_{ij} \left(d\varepsilon_{kk} - 3d\lambda \right) \frac{\partial F}{\partial J_1} + 2G \left(de_{ij} - d\lambda \frac{\partial F}{\partial \sqrt{J_2}} \frac{s_{ij}}{2\sqrt{J_2}} \right) \quad -----(3.18)$$

ここで

$$d\lambda = \frac{3K\frac{\partial F}{\partial J_1}d\varepsilon_{kk} + G\frac{\partial F}{\partial \sqrt{J_2^{\prime}}\sqrt{J_2^{\prime}}}de_{rs}}{9K(\frac{\partial F}{\partial J_1})^2 + G(\frac{\partial F}{\partial \sqrt{J_2^{\prime}}})^2 - 3\frac{\partial F}{\partial J_1}\frac{\partial F}{\partial \varepsilon_{v}^{*}}}$$
 ------(3.19)

式(3.18)および式(3.19)から全ひずみ増分に対する応力増分が得られ る。 以下具体的な降伏条件式を用いて計算する。

応力状態がDrucker-Pragerにあるときは降伏条件および偏微分はそれぞれ次式のように与えられる。

 $F = \sqrt{J_{2}} + \alpha J_{1} - k = 0$ $\frac{\partial F}{\partial \sqrt{J_{2}}} = 1, \quad \frac{\partial F}{\partial J_{1}} = \alpha$

塑性体積ひずみによる硬化はないので

$$\frac{\partial F}{\partial \varepsilon_{c}^{2}} = 0 \qquad -----(3.21)$$

一方、dλは次式となる。

ここで Srs は応力の偏差成分である。

したがって、応力増分とひずみ増分関係は式(3.18)から次式のように求められ る。

$$d\sigma = D^{ep}d\varepsilon \qquad (3.23)$$

$$D^{ep} = D^{e} - \frac{1}{H} \begin{bmatrix} A_{1}^{2} & & & \\ A_{1}A_{2} & A_{2}^{2} & SYM & \\ A_{1}A_{3} & A_{2}A_{3} & A_{3}^{2} & \\ A_{1}A_{4} & A_{2}A_{4} & A_{3}A_{4} & A_{4}^{2} & \\ A_{1}A_{5} & A_{2}A_{5} & A_{3}A_{5} & A_{4}A_{5} & A_{5}^{2} & \\ A_{1}A_{6} & A_{2}A_{6} & A_{3}A_{6} & A_{4}A_{6} & A_{5}A_{6} & A_{6}^{2} \end{bmatrix} \qquad (3.24)$$

ここで、

$$H=9ka^{2}+G$$

$$A_{1}=3Ka+\frac{G}{\sqrt{J_{2}}}s_{1} \qquad A_{4}=\frac{G}{\sqrt{J_{2}}}s_{4}$$

$$A_{2}=3Ka+\frac{G}{\sqrt{J_{2}}}s_{2} \qquad A_{5}=\frac{G}{\sqrt{J_{2}}}s_{5}$$

$$A_{3}=3Ka+\frac{G}{\sqrt{J_{2}}}s_{3} \qquad A_{6}=\frac{G}{\sqrt{J_{2}}}s_{6}$$

応力状態がキャップモデルの場合は降伏条件は次式のように与えられる。

 $F=R^{2}J_{2}^{1}+(J_{1}-L)^{2}-(X-L)^{2} \quad -----(3.26)$

したがって

$$\frac{\partial F}{\partial J_1} = 2 (J_1 - L)$$

$$\frac{\partial F}{\partial \sqrt{J_2^2}} = 2R^2 \sqrt{J_2^2}$$
(3.27)

となる。

キャップモデルの場合は硬化パラメータが存在するので $\frac{\partial F}{\partial \epsilon_v}$ を求める必要がある。

J1 軸に沿って等方圧縮した場合の塑性体積ひずみ €^P とX との関係は実験から求め

られる。この関係を指数関数で表わせば次式となる。

$$\varepsilon_{v}^{p} = W(e^{DX} - 1)$$
 ------(3.28)

したがって

$$\frac{\partial F}{\partial \varepsilon_{v}^{p}} = \frac{\partial F}{\partial L} \frac{\partial L}{\partial \varepsilon_{v}^{p}} + \frac{\partial F}{\partial X} \frac{\partial X}{\partial \varepsilon_{v}^{p}} = \frac{1}{DWe^{DX} (1+\alpha R)}$$
(3.29)

故に、式(3.19)の分母の最後の項は次式で与えられる。

$$-3\frac{\partial F}{\partial J_1}\frac{\partial F}{\partial \varepsilon_v^p} = 12 (J_1 - L) \{L - J_1 + \alpha R (L - X)\} / DWe^{DX} (1 + \alpha R) - (3.30)$$

Drucker-Pragerと同様に弾塑性マトリックスを求めると式(3.24)の H,A1…A₆ は次式となる。

 $H=36 (J_{1}-L)^{2}+4GR^{4}J_{1}+12 (J_{1}-L) \{L-J_{1}+\alpha R (L-X)\}/ \{DWe^{DX} (1+\alpha R)\} -----(3.31)$ $A_{1}=2\{3 (J_{1}-L) K+GR^{2}s_{1}\}, A_{4}=2GR^{2}s_{4}$ $A_{2}=2\{3 (J_{1}-L) K+GR^{2}s_{2}\}, A_{5}=2GR^{2}s_{5}$ $A_{2}=2\{3 (J_{1}-L) K+GR^{2}s_{3}\}, A_{6}=2GR^{2}s_{6}$

以上の手順で弾塑性マトリックスが求められた。

3.3 計算のアルゴリズム

弾塑性マトリックスを得るためにはそのときの応力状態が必要である。Weidlinger' のグループは、計算に必要な応力状態を求めるためのアルゴリズムを提案した。しか し、彼らのアルゴリズムでは正のダイレイタンシーの考慮は修正Drucker-Pragerの降 伏条件式のときにしか考慮されない。しかし、第2章の実験で述べたように載荷の初 ¹²⁾ 期からダイレイタンシーが発生することもある。そこで西ら¹²⁾が提案したモデルと同 様に、ダイレイタンシーによる体積ひずみを次のように仮定する。

$$\Delta V_{d}^{p} = n \left(M - \frac{\sqrt{J \frac{1}{2}}}{J_{1}} \right) \Delta \gamma_{oc}, \quad ------(3.33)$$

ここでMは体積ひずみが正から負に変換するときの応力比である。したがって、全体 積ひずみ増分を ΔV とすると

 $\Delta \varepsilon_{kk} = \Delta \varepsilon_{kk}^{P} + \Delta \varepsilon_{kk}^{P} = \Delta V - \Delta V_{d}^{P} \qquad (3.34)$

として求めることができる。

以下計算の手順を示す。

第1ステップは与えられたひずみ速度 ($\dot{Y}_{oct} = \Delta Y_{oct} / \Delta t$) によって降伏条件式の α 、k を求め、F₄、F₆を定める。

第2ステップは与えられたひずみ増分が弾性ひずみであると仮定して、弾性応力状態を求めると次式となる。

 $\sigma_{ij}^{\bullet} = \sigma_{ij}^{\bullet} + (K - \frac{2}{3}G) \Delta \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2G \Delta e_{ij} - \dots - \dots - (3.35)$

ここで、σ_{ij} は前の応力状態を示す。

第3ステップは o^eii に対して次の降伏条件について判定する。

(a) Drucker-Pragerの降伏条件式、(b) キャップの降伏条件式

もし、 σ_{ij}^{\bullet} が(a) も(b) も越えていなければ $\sigma_{ij} = \sigma_{ij}^{\bullet}$ である。

(a)を越えている場合はDrucker-Pragerの降伏条件について計算する。

塑性体積ひずみ増分 Δε^Pは直交条件から次式のように与える。

 $\Delta \varepsilon_{v}^{P} = 3d\lambda \frac{\partial F}{\partial J_{1}} \qquad -----(3.36)$

ここで近似的に

 $\frac{\partial F}{\partial J_1} = \frac{\partial F}{\partial J_1} \Big|_{J_1^*}$

とする。また、 dλ は式(3.22)から得られる。 したがって、そのときの硬化パラメータ κと応力状態は次式によって求められる。

もし、(a) の条件を越えていなければキャップの降伏条件について計算する。仮定し た硬化パラメータに対して、式(3.7)、式(3.8)、および式(3.28)か ら L(μ), X(μ), ε $\stackrel{\circ}{_{\rm C}}$ を求め、次式を計算する。

$$J_1 = J_1^{\bullet} - 3K\Delta \varepsilon_{v}^{P}$$
 ------(3.39)

$$\sqrt{J_2^2} = F_c (J_1, \varkappa)$$
 -----(3.40)

直交条件から塑性ひずみ増分△ E ij は次式となる。

これから、偏差ひずみ増分と塑性体積ひずみ増分の関係は次式によって与えられる。

$$\Delta e_{ij} = -s_{ij} \Delta \epsilon_v^p / \sqrt{J_2^2} \frac{\partial F}{\partial J_1} \qquad (3.42)$$

また、偏差応力は次の関係を満足するはずである。

$$s_{ij} = s_{ij}^{\bullet} - 2G\Delta e_{ij}^{P}$$
 ------(3.43)

•

これから次の関係式が得られる。

式(3.44)をある精度で満足するまで硬化パラメータを変化させて繰り返し計算 を行い、最終的な応力状態は次式によって与えられる。

$$s_{ij} = \frac{\sqrt{J}}{\sqrt{J}} s_{ij}^{e} s_{ij}^{e}$$
 -----(3.45)

以上の手順によって入力されたひずみ増分から応力状態が計算される。

以下実験結果との比較検討を行う。

硬化パラメータである塑性体積ひずみは等方圧縮試験から求められる。実験で得ら れる体積ひずみには弾性成分が含まれているのでそれを差し引く必要がある。しか し、体積弾性率を3軸圧縮試験から得ることは非常に困難である。そこで体積弾性率 は応力波の伝播速度から求めた。

砂と粘性土の場合の塑性体積ひずみとX(n)の関係は、次式によって与えた。 砂;

 $\varepsilon_{v}^{p} = a_{1}X + a_{2}X^{2} + a_{3}X^{3}$ -----(3.46) 粘性土:

 $\varepsilon_{v}^{P} = W(e^{DX}-1)$ -------(3.47) 用いた係数は砂の場合 $a_{1}=1.41\times10^{-1}, a_{2}=9.46\times10^{-2}, a_{3}=2.17\times10^{-3}, R=3.5, n=3.46. M=0.15$ であり、粘性土の場合はR=2.5 、 n=3.45, M=0.0, D=2.719, W=0.021 である。

図3.2および図3.3はコンピユータのカートリッジに記録されたひずみおよび 応力のデータを用い計算はひずみ増分を与えて応力状態を求めながらプロットし、実 験結果はそのまま応力・ひずみ関係として与えたものである。ひずみ増分は、微分を するためノイズが発生するのでスムージング計算を行った後与えた。図のせん断ひず -185r



図3,2 計算結果と実験結果の比較例(粘性土)



Gammacot(%) 図3,3 計算結果と実験結果の比較例(粘性土)

みが大きくなって直線的に変化するところはDrucker-Pragerの降伏条件に入ったこと を示し、他はキャップ状態である。

図3.4および図3.5は、こ れらの計算結果をまとめた一例で ある。図から各ひずみ速度に応じ た応力・ひずみ関係の実験結果と 計算結果とはかなりよく一致して いることがわかる。

3.4 結言

本章では、高速載荷を受ける土 の応力・ひずみ関係を求めるため に、ひずみ速度効果を導入した構 成方程式を定式化することを試み た。

ここでは、楕円型キャップモデ ルの中でBrucker-Pragerの降伏条



図3.4 計算結果と実験結果との比較(砂)

件式の係数がひずみ速度依存性で あると仮定し、高速載荷時には降 伏曲面がふくらむと仮定して弾塑 性理論によって構成方程式を求め た。この方法で得られた計算結果 と実験結果とを比較したところ、 ほぼこの定式化によってひずみ速 度効果を考慮した応力・ひずみ関 係が得られることが確認された。 したがって、本章で誘導した弾翅

性マトリックスを利用することに

よって、高速載荷時の土と構造物



図3.4 計算結果と実験結果との 比較(粘性土)

との動的相互作用に関して、有限要素法等による数値解析が可能になると考えられ る。しかし、ひずみ速度効果は塑性体積ひずみおよび弾性定数にも影響するはずであ るから、さらに厳密な計算を行うためにはこれらを考慮した構成方程式が必要となろ う。

参考文献

- Ito, T. and K.Fujimoto : Strain Rate Effects on Stress-Strain Relationships of Sand, Theoretical and Applied Mechanics, Vol. 30, pp. 17-24, 1980.
- 松井 保、阿部 信晴:土の構成式入門 弾塑性体理論とその応用、土と基礎、 Vol.31,No.11~Vol.32、No.1、1983.11~1984.1.
- Baron, M. L., I. Nelson and I. Sandler : Influence of Constitutive Models on Ground Motion Prediction, Proc. of ASCE. EM6, pp. 1181-1200, Dec., 1973.
- Sandler, I. S. and F. L. DiMaggio : Material Models for Granular Soils, Proc. of ASCE, EM3, pp. 935-950, June, 1971.
- Yamada, E. and A. Sayed : Cap Model Guided by Energy Comcept, Proc. of ASCE, GT3, pp. 183-200, Feb., 1979.
- Pergyna, P. : The Constitutive Equation for Rate Sensitive Plastic Materials, Quart. Applied Mathematics, Vol. 20, pp. 321-332, 1963.
- Zienkiewitcz and Hampton : Associated and Nonassociated Visco-Plastisity in Soil Mechanics, Geotechnique 25, No. 4, 1974.
- Akai, K. and F. Oka : Thermodynamic Theory of Inelastic Materials and Its Application to Stress Wave Propagation in Cohesive Soil, Proc. of JSCE, No. 235, pp. 109-122, Sept. ,1976.
- Sandler, I. S. ,F. L. DiMaggio and G. Y. Baladi : Generalized Cap Model for Geological Materials, Proc. of ASCE., GT7, pp. 633-699, July, 1976.
- Drucker, D. C. and W. Prager : Soil Mechanics and Plastic Analysis of Limit Design, Quart. of Applied Mechanics, Vol. 10, pp. 157-175, 1952.
- Weidlinger Associates: A Moduler Subroutine for Cap Model, Final Report for Period October 1974-January 1976, Contract No. DNA001-75-C-0076, Jan 1976.
- 12) 西 好一、江刺 靖行: 弾塑性理論に基づく砂の応力・ひずみ関係、電力中央 研究所報告376014 1977 年4 月.

第4章 砂中埋設パイプおよびアーチの 動的相互作用に関する模型実験^{2)~6),8)}

4.1 緒言

従来、埋設構造物の相互作用に関する実験は主として埋設カルバート等の設計に必要な作用土圧の算定方法を求めるために行われてきた。

しかし、高速載荷を受ける埋設構造物の実験例は比較的少なく、わずかに赤井、堀 ら¹⁾が波動理論によって、動的相互作用の問題を解明するため、粘性土中に埋設した パイプに対して重錘による落下衝撃実験を行った。この結果パイプの作用土圧はパイ プの剛性によって非常に異なることを示した。

本実験は種々の剛性の異なるパイプあるいはアーチを砂中に埋設し、静的および高 速荷重を作用させ、その応答の相違を基礎的な解明を目的としている。

土と構造物と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 埋設したために生じ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 物の持ってい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。構造物の方 から考えると埋設されたことによって空気中にある場合の動的特性が変化する。いい かえれば固有振動数や減衰係数が変化することになる。

そこで本実験は、 Free Field 状態,構造物の剛性、構造物の種類、載荷条件をパ ラメータとして動的相互作用を基礎的に解明したものである。

4.2 砂中埋設パイプへの応力伝播実験

4.2.1 実験の目的

土と構造物の動的相互作用は、まず静的な場合の挙動を知り、さらに構造物を埋設 した場合と埋設しない場合の相違を知ることによって理解される。また、埋設構造物 の応答は構造物の剛性によっても変化する。

本実験はこれらのことを考慮して、埋設パイプは剛性の高いパイプと低いパイプお よびパイプの設置条件を固定したもの、および自由な条件とに分け、かつFree Field

状態をも含めて実験を行った。

本実験の目的は、載荷速度とパイプの剛性を変化させた場合の砂中埋設パイプの**応** 答の変化を解明することである。

4.2.2 実験装置および実験方法

実験装置は砂槽中に水平に設置されたパイプに砂を介して水平方向から衝撃を与え て載荷するようになっている。

図4 1に示したように、装置 は砂槽、振子式載荷部、落錘およ び蓋からなっている。砂槽は長さ 90cm、高さ80cm、巾80cmの鉄製箱 である。内側は応力波の反射を減 88 ずるために厚さ5mm のゴムシート を貼付している。振子は質量50kg の落錘が長さ1.5mのアームの先端 に取りつけられている。載荷部 は、2本のピストン部と載荷棒



(長さ45cm,断面5cm×5cm の角柱)からなり、載荷棒の中央には埋込み式の土圧計が また、載荷棒の変位測定のためにピストンには変位計が取り付けられている。 使用した砂は豊浦産の標準砂(含水比0.1%の気乾状態)で密度1.52g/cm³になるよう に突き固めながら砂槽を作成した。

供試体は鉄製パイプで外径10cm,長さ45cmおよび85cm、厚さ0.4mm (長さ45cmのも ののみ)および4.0mm である。長さ45cmのパイプは、支持台にゴム製支持具によって 砂中に浮かした状態(Free)で設置し、長さ85cmのパイプは砂槽に固定(Fixed)した。 また、これらのパイプは載荷棒前面20cmの位置に設置された。

土圧およびひずみの計測は、超小型土圧計(直径6mm,固有振動数64KH2)およびひ ずみゲージで、また、載荷棒の変位は2個の変位計の平均で求めた。

土圧計とひずみゲージの出力は動ひずみ計で増巾したのちデータレコーダで記録し 再生処理を行った。 実験にあたっては振子の落高を25cm、50cm、100cm、および150cmに変え、載荷速 度を4段階に変化させるとともに、ジャッキによる静的実験も実施した。この実験で は埋設パイプのない場合も含めて同一条件で載荷した。Free Field実験では、パイプ を埋設した場合の表面と同一位置に土圧計を埋設して土圧計測を行った。

4.2.3 実験結果と考察

1) Free Fieldにおける応力波伝播

載荷棒と同一平面上の種 々の距離における各点の土 圧の時間的経過の一例を図 4.2に示した。図の縦軸 は各点の土圧および距離、 横軸は実験開始後の時間で ある。図中の数字は波頭面 (Wave Front) と土圧の最 大値(Wave Peak) の伝播速 度(m/s) である。 また、 各点の土圧のピーク値とそ れに対応する伝播速度との 関係を図4.3に示した。 この図から土圧が大きくな ると応力波の伝播速度は速 くなることがわかり、ほぼ 直線関係になっていること が認められた。

本実験における高速載荷 時応力の伝播状況を図4. 4、図4.5に示した。図 は、載荷方向およびこれと





図4.4 応力分布(載荷方向) 図4.5 応力分布(載荷方向と直角方向)

直角方法の応力分布図であり、それぞれ砂中応力の最大値と載荷点応力の最大値との 比σ₂/P₀,σ_x/P₃で示した。また、半無限弾性体の表面に帯荷重が作用した場合の解と静 的実験の場合を同時に示した。

載荷方向の応力については、静的載荷の応力が距離の近いところで弾性解とほぼ一 致するが、遠くになるにしたがって実験値のほうが小さくなる。しかし、高速載荷の 場合は静的載荷に比較してはるかに小さい。すなわち、応力は速く減衰する。

一方、載荷方向に直角方向の応力分布は静的および弾性解よりかなり大きくなる。 これは、動的載荷時の水平方向と垂直方向の応力比(σ_h/σ_v)が大きくなり、砂の場 合の動的 Ko 値が大きくなるためと考えられる。

砂中を伝播する応力波は砂の粒子によって拡散、吸収されながら伝播するので砂の ように自由境界面が多い場合は減衰効果が著しい。

2) 載荷棒の受ける土圧について

図4.6に動的載荷時の載荷棒の受ける最大土圧と貫入量との関係をプロットした

かなりバラツキはあるが、最大土 圧と貫入量とはほぼ直線関係があ る。また、静的に貫入した場合の 土圧は非常に小さい。

3) Free Fieldと埋設パイプ がある場合との相違

載荷棒の貫入抵抗およびその前 方10,20.30および40cmの位置に おける砂中土圧の時間的経過を Free Fieldと4mm パイプ(Fixed) を埋設した場合とを比較して図4 .7に示した。載荷棒と10cmの位 置での土圧はほとんど一致しているが、パイ プ正面の土圧は同じ位置のFree Fieldの土圧 に比較して極めて大きく、後面のそれは小さ い。

また、パイプの後面土圧は5ms 以降では0 0.2 か負圧になる。このような現象はFree Field 0.3 では見られない。この原因はパイプが固定さ 0.2 れているためにパイプ後方の砂にひずみが与 0.1 えられないからである。

図4.8は最大土圧の距離による減衰を示 すため、縦軸に載荷棒の土圧の最大値で各点 の土圧を割った値、横軸に距離を与えたもの である。図からパイプ正面(t=4mm,Free)の 土圧はFree Fieldの土圧より大きく、後面土 圧はほぼ同じであることがわかる。







図4.7 Free Fieldとパイプ(4mm Free) との土圧の相違



固定した場合と自由な場合の相違は、自由な場合には剛体移動によって後方の土圧 が大きく正面土圧は固定した場合より小さいことである。

図4.9は落高による正面土圧の変化をパイプの剛性および固定条件をパラメータ



にして示したものである。図から、固定パイプに最も大きい土圧が作用し、ついで剛 なパイプ(Free)、Free Field、剛性の低いパイプの順で開性の低いパイプはFree Fieldよりもかなり小さい土圧しか作用しないことがわかる。

4) パイプ周辺の土圧分布

図4.10は厚さ0.4mmの剛性の低いパイプ周辺に作用する最大土圧の載荷速度に よる変化を示したもので、載荷棒の受ける最大土圧の比で表わしたものである。図中 の太い実線は静的載荷の場合の土圧分布である。図から明らかなように、高速載荷の 場合ははぼ均等に分布するのに対し、静的載荷の場合は載荷方向およびそれに直角方 向の土圧が大きく45°方向の土圧は小さい。これは後述するように、パイプの変形が 静的と高速載荷では異なるためである。

一方、剛性の高いパイプ(4mm,Free)では、図4.11示したように土圧は正面で著 しく大きく載荷方向と直角方向の土圧は非常に小さい。この理由はパイプ自身の変形 が生じにくいため、側方の受動土圧が働かないためである。つまり剛性の低いパイプ では外部からのエネルギーが主としてパイプの変形に費やされるのに対し、剛性の高 いパイプでは変形よりも後方へのパイプの移動に費やされるからである。また、載荷



図4.10 載荷速度と土圧分布 (t=0.4mm)

図4.11 載荷速度と土圧分布

(t=4mm)

速度の増大により土圧比が大きくなるのは剛性の髙低にかかわらず同じ傾向である。

工圧分布の剛性による変化を見るため に、落高150cm のときの土圧分布を図4. 12に示した。この図は剛性の増大ととも に土圧が正面に集中することを示している が、Free Fieldの土圧は剛性の高いパイプ と低いパイプの中間にある。いいかえれ ば、Free Fieldでのパイプと同じ仮想境界 面の剛性は0.4mm パイプと4mm パイプの中 間にある。

5) 埋設パイプ周面のひずみ分布
 図4.13,4.14はそれぞれ厚さ0.
 4mm と4mm のパイプ周面上の円周方向のひ



図4.12 剛性による土圧 分布の変化



図4.13 載荷速度とひずみ分布 (t=0.4mm)

図4.14 載荷速度とひずみ分布 (t=4mm)

ずみ分布の載荷速度による変化の一例を載荷棒の貫入量10mmの場合について示した。 両図は剛性の違いによるひずみ分布の相違をはっきり示している。剛性の低いパイプ では正面部分に極めて大きい圧縮ひずみを生じ、正面から45°方向付近では逆に引張 ひずみとなる。このことは正面付近において局部的に大きな曲率変化をともなった変 形が現われることを示している。一方剛性の高いパイプでは前後面ともほぼ同じ圧縮 ひずみを生じ、リングの曲げモードに近い形となっている。この変形特性から前述の 土圧分布が説明できる。すなわち剛性の低いパイプは側方に変形しようとして周囲の 砂の拘束を受けるため土圧が全周面に作用するが、剛性の高いパイプでは変形が小さ く、側方の受動土圧による砂の拘束を受けにくいため、前後に大きい土圧が作用す る。

また、載荷速度が大きくなるとともにいずれの場合もひずみは増大し、剛性の低い パイプでは、局部的な変形が大きくなる。したがって、高速載荷時には、剛性の低い 埋設パイプの有利性がなくなる可能性がある。

4.3 砂中埋設アーチの応力伝播実験

4.3.1 実験の目的

前節では、高速載荷を受けるパイプに作用する土圧、ひずみの測定を主体にした実 験について述べた。本実験の目的は剛性の異なる種々の埋設アーチに対する作用土 圧、変形を測定するとともに、特に埋設アーチの振動特性について実験的に求めるこ とである。

4.3.2 実験装置と実験方法

実験装置は前節でのべたものと 同一の砂槽にアーチを支持台にと りつけている。 アーチは巾30 mm、半径50mmの円弧アーチでスパ ンは100mm 、両端はボルトで固定 した。支持台は直径100mm の円柱 にアーチの取付け部分に切込みを 入れたものである。

支持台の影響でアーチに作用す



図4.15 埋設アーチの土圧計等の配置

る土圧が変化しないように、供試アーチの両側に同じアーチをダミーとして平行に並 べて設置した。

アーチの厚さは、0.6mm,1.0mm,1.8mm,および4mm である。図4.15は土圧 計、ひずみゲージおよび変位計の配置図である。

4.3.3 実験結果と考察

1) アーチに作用する土圧

図4.16は厚さ0.8mm と1.0mm のアーチに作用する土圧の時間的変 化について Free Fieldとの比較を 示したものである。

パイプと同様にFree Fieldより大 きな土圧が作用し、剛性が小さくな ると土圧は小さくなる。また、アー チの側方の土圧はほとんど発生しな い。

図4.17は載荷棒の速度1.5m/s ecで貫入した場合のアーチ表面に作 用する最大土圧の分布図である。厚 さ1.8mm および1.0mm のアーチの土 圧分布はそれほど大きな差はない が、0.6mm のアーチの作用土圧分布 には大きな相違がある。すなわち、 中央部では土圧が小さく、45°付近 の土圧が大きくなっており、また作 用土圧は左右対称とはならない。 これは、パイプの場合と同様にアー チの変形によって発生する受動土圧 のためである。また、左右対称とな





図4.17 アーチ方面の最大土圧の分布

らないのはアーチの変形モードが逆対称であるからである。

また、Free Fieldに比較して作用土圧が一般に大きい。これはアーチの両端が固定 されているために、全体的に削性が高くなっているからである。

2) 固有振動数と作用土圧

動的相互作用を解明する上で、空気中の構造物と埋設された構造物の振動特性の変 化を知る必要がる。

空気中のアーチの固有振動数は次式によって求められる。

 $\omega_{\rm p} = c_{\rm p} \sqrt{EI/\rho AL^4}$ -----(4.1)

ここでω_n; n 次の円振動数、EI; 曲げ剛性、A; 断面積、ρ;密度、i;円弧長 c_n; 係数 である。

Wolf⁷⁾は上式における Cn値を種々のアーチについて一覧表としてまとめている。 これを用いて本実験に用いたアーチの固有振動数および固有周期を求めると表4.1 のようになる。

厚さ(mm)	固定端アーチ		2ヒンジアーチ		実測値	
	C ₁	T(ms)	C1	T(ms)	空中î(ms)	砂中T(ms)
4.0	43.19	0.18	22.34	0.34	0.32	0.33
1.8	43.25	0.38	22.34	0.74	0.52	0.56
1.0	43.30	0.67	22.40	1.30	1.10	
0.6	43.30	1.16	22.40	2.25	1.90	

表4.1 アーチの固有振動数および周期

表4・1の実測値は空中および砂中に埋設した状態でアーチに衝撃を与えて求めた ものである。

これらのアーチの固有1次モードはすべて逆対称モードである。実測値と計算値を 比較すると実測値は2ヒンジアーチに近いが、両端の固定条件が完全なピン結合では ないのでやや2ヒンジアーチより大きい。

空中と砂中の固有周期は砂中の方が大きくなる。これは砂の付加質量が加わるためであり、また、空中の減衰係数はh=0.15であり、砂中のそれはh=0.19となり約30% 増

加する。また、表中の厚さ0.6mm および1.0mm のアーチの場合、砂中に埋設して衝撃 を与えても過渡応答のみが生じ固有周期は得られなかった。

以上述べた砂中の固有周期とFree Field土圧との関係を考察する。

図4.18は、縦軸に同一条件で載荷した場合のアーチ頂点に作用する土圧を同じ位置に作用するFree Field土圧で各時間毎に割った値を、横軸にアーチの固有周期(砂中)で割った無次元時間を示した。図から作用土圧は系の有する固有周期の所で最大になり、埋設アーチの固有周期が作用土圧に影響することが判明した。しかし、厚さ 1mm および0.6mm のアーチではこの傾向が少なくなる。これは剛性の低いアーチでは 固有振動数が得られなかったように砂中では固有振動はほとんど発生せず作用土圧に よる過渡応答のみが卓越するためであると考えられる。



図4.18 アーチに作用する土圧比の時間的変化

4.4 透視砂槽による砂中埋設パイプの変位伝播実験

4.4.1実験の目的

4.2および4.3においては、砂中埋設パイプおよびアーチの剛性と載荷速度に よって作用土圧および変形が異なることを述べた。

ここでは、それらの理由を明らかにするため、載荷速度と剛性を変化させた場合の 周辺の土の移動状況を観測することを目的として、透視砂槽を用いた実験について述 べる。

4.4.2 実験装置および実験方法

図4.19は実験装置を示す。 実験用砂槽は、正面の一部にアク リル板(23mm)を設置し、透視で きるようにした鉄製箱で透視方向 のひずみを拘束した平面ひずみ状 態で実験を行った。

砂槽の右側中央に載荷棒(長さ 10cm、断面5cm×5cm)を取り付け たピストンを置きこれを貫入する ことによって載荷する。使用した 砂は4.2で述べた豊浦産標準砂 を全く同じ条件で締め固めたもの である。



図4.19 透視砂槽実験装置

ເຄລ.

砂の移動を計測するため、マーク棒を所要の位置に配置した。マーク棒は直径2.5 mmのアルミバイプに砂を詰め、外部は樹脂によって砂をまぶして、密度および摩擦の 状態を周囲の砂と同程度としたもので、一端に黒のセルロイドを取り付け、シリコン グリスを介してアクリル板に密着した。

埋設パイプは外径10cm、巾10cm、厚さ0.5mm および4mm の鉄製パイプである。

載荷速度は載荷棒の平均速度0.1mm/sec (静的)、6mm/sec(準静的)および4800mm /sec(高速)の3段階に分けて載荷した。静的および準静的載荷は油圧ジャッキ、高 速載荷はトーションバーのねじりモーメントのエネルギーを利用してピストンの端部 を打撃して載荷した。

マーカ棒の移動は写真撮影によって計測した。高速載荷時は高速度カメラ(2000f/ sec)によって撮影し、フィルム解析装置およびアナログ図形ディジタル変換装置を用 いてコンピユータで解析した。

4.4.3 実験結果と考察

1) Free Fieldでの変形

載荷速度によって砂の変形がいかなる状態を示すかは内部に埋設したパイプの作用 土圧に大きな影響を及ぼす。

図4.20はFree Fieldでの静的載 荷と高速載荷での載荷方向変位の等変 位線を示す。静的載荷時に対し、高速 載荷の場合は大きい変位が遠くまで及 ぶことが判明した。すなわち、載荷速 度が大きいと変位ベクトルが大きくな り、その方向が載荷方向に平行になっ てくる。また、静的載荷の場合、載荷 梯側方の負の変位が大きく砂が載荷棒 の後方に移動するのに対し、高速載荷 の場合はこの現象はほとんどない。こ のような現象はコンクリートの高速破 ⁸⁾ 図4.21はコ



図4.20 Free Fieldにおける等変位線

ンクリート板(試験体の板の部分が25cm×25cm で厚さが3cm)に直径16mmの円柱載荷



図4.21 コンクリート版の載荷速度による破壊形状の変化

体で中央集中載荷実験を行った場合の破壊形状を示す。静的載荷のときは図(a)のように主として対角線方向のひびわれが生じて破壊する。しかし、載荷体を接触して載荷速度5~7m/sec で載荷すると図(b)に示すように、円周方向と対角線方向のひびわれが同時に発生し、さらに載荷速度8~10m/sec で載荷体を衝突させた場合は図(c)のように対角線方向のひびわれは発生せず、中央の山形の部分が押しだされる。載荷体がより高速になると図(d)に示すように載荷体と同程度の大きさの穴をあけるだけで試験体の他の部分にはなんら破壊を生じさせないということが類推される。砂に衝撃を与えた場合も変形が載荷棒の方向に集中して発生するのは応力波の伝播時の特性であると思われるが、未だ原因については明確な説明はなされていない。

2)パイプとその周辺の砂の変位

図4.22は剛性の高いパイプを埋設した場合、図4.23は剛性の低いパイプを 埋設した場合の静的および高速載荷時の載荷方向等変位図(載荷棒貫入量33mm)であ る。いずれもFree Fieldに比較して等変位線が載荷方向の側方にふくらむことがわか る。これは、載荷棒とパイプの間の砂の変位が拘束され側方に移動するためである。 また、剛性の高いパイプと低いパイプを比較すると前者の方がこの傾向が著しい。こ



の差は、パイプの変形特性によるもので、4mm パイプの場合は等変位線はパイプの周辺にほぼ平行であり、0.5mm パイプではこれがパイプとの境界と交差している。すなわち、4mm のパイプは剛体変位をするが、0.5mm のパイプは載荷軸方向前面で局部的な変形が生じている。この傾向は静的より高速載荷の方が多く現われ、前節で述べたようにたわみ性埋設管の有利性が損なわれることになる。

図4.24は厚さ0.5mmの剛性の低いパイプ、図4.25は厚さ4mmの剛性の高い パイプの載荷棒の貫入量の各段階に分けて、静的および高速載荷時の変形特性を示し たものである。

厚さ0.5mmのパイプに静的に載荷した場合、載荷棒貫入量32mmにおいて正面で約5mm



後面で1.5mm,側面で約2mm外側に変形し、前面の変形がやや優越した楕円形状を示す。これに対し高速載荷では後面で約2mm、側面の変形はほとんど生じず、前面で約10.5mmの極めて大きい変形が生じ、載荷方向正面がつぶれたハート型となり、屈服現象が現われた。

一方、剛性の高いパイプは剛体変位を生じその変位量は、高速載荷の方が多い。

以上述べたように、同じ載荷棒の貫入量でも載荷速度が速い場合には、砂の変形特 性は中央に集中するため、それにともなってパイプ変形特性が変化することが判明し た。

4.5 結言

本章では砂中埋設構造物に高速帯荷重を作用させる実験について述べた。埋設構造 物としては、Free Field, 剛性の異なるパイプおよびアーチで載荷速度は静的および 高速載荷の実験を行った。

本実験によって得られた結論を要約すると以下のようになる。

1) Free Fieldに作用する応力は、静的載荷に比較して、応力の減衰が大きい。 また、波動の伝播速度は、応力の大きさの関数である。

2) パイプに作用する土圧は、剛性の高いほど正面に大きく作用し、剛性の低い パイプでは、正面の土圧は小さいが、全周に一様に分布する。

3) パイプの変形は高速載荷になると剛性の低いパイプは正面が屈服現象を示し、大きな変形が生じるが、剛性の高いパイプでは瞬体変形となる。

4) 埋設アーチに対する実験から、アーチに作用する土圧は、剛性の高い場合、 その固有周期の所で、大きな土圧となり、剛性の低いアーチでは、外力と同じ時間経 過で変形する。

5) 透視砂槽の実験から、静的載荷に比較して、高速載荷時のFree Fieldの変形 は、載荷方向に集中して大きな変形が生じることが判明した。そのため、剛性の低い パイプが正面で大変形を生じ、剛性の高いパイプは大きな剛体変位を生じる。した がって、たわみ性パイプの有利性が高速載荷時には失われる可能性がある。

参考文献

- 1) Akai,K. and M. Hori :Basic Study on the Dynamic Soil- Structure Interaction , Proc. of JSCE, No. 173, pp. 61-78, Jan., 1970.
- 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 元砂槽による実験的研究)第9回土質工学研究発表会講演集、pp. 701-705, 49年6月.
- 3) 竹田 仁一、藤本 一男、寄田 修:透視砂槽による砂中埋設構造物の動的応答 実験、第30回土木学会年次学術講演会第1部、pp.353 ~354,50 年10月.
- 4) 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研究、
 第29回土木学会年次学術講演会第1部、pp. 353 ~354,49 年10月.
- 5) 竹田 仁一、藤本 一男、鈴木 通彦: 衝撃荷重に対する砂中埋設構造物の応答 土木技術研究会報、Vol.14, 49年2月.
- 8) 竹田 仁一、藤本 一男、宮崎 光夫:地中構造物の動的設計法に関する研究(高速撮影による挙動の解析)、土木技術研究会報、Vol.16、51年12月.
- Wolf, J. A. : Natural Frequencies of Circular Arches, Proc. of ASCE, SM9, pp. 2337-2348, Sept., 1971.
- 8) Takeda, J., H. Tachikawa and K. Fujimoto: Influences of Straining Rate and Propagationg Stress Waves on Deformation and Fracture of Concrete, 2nd International Conf. on Mechanical Behavior of Materials, Boston, pp. 1468-1472, Aug., 1976.

第5章 ショックチューブによる粘性 土中のパイプの動的相互作用 に関する模型実験

5.1 緒言

第4章では、砂中埋設構造物の動的相互作用に関する模型実験について述べたが、 本章では、粘性土中のパイプの動的相互作用に関する模型実験について述べる。第2 章で述べたように、粘性土は非常に大きなひずみ速度効果を受けることが判明した。 このような粘性土に対する動的な相互作用に関しては、赤井ら¹⁾の応力波伝播実験が あるが、この実験では、落錘を地表に衝突させて行ったもので、応力波としては、立 上りが遅く、再現性がとぼしく、かつ明瞭な作用外力を得ることは困難である。

そこで、明瞭な作用外力を得るためには、入射波が極めて明確であるショック チューブによる衝撃波発生装置が有効である。

^(1)~6) 従来、ショックチューブを用いて土の動的性質を解明しようとした研究は数多 あり、例えば、Selig ら²⁾ は円筒型ショックチューブの先端に半径方向を拘束した砂 柱を取り付け、先端に衝撃波を作用させて、砂(気乾状態)の応力波伝播速度、最大 圧力の減衰、波頭面の形について測定している。また、赤井ら³⁾ は同様の実験を粘性 土について行っており、その結果粘性土の初期接線係数は静的時に比較して3~6 倍 にもなり、伝播速度は拘束圧に依存すると述べている。さらに、Studerら⁴⁾ は液状化 の問題にショックチューブを利用して実験を行っている。しかし、これらの研究のほ とんどは、円筒型のショックチューブの端面に土資料を取り付けてそれに衝撃波(反 射波)を与えて、応力波の伝播特性を得ようとしたものであり、これらの方法では土 中に構造物を埋設して実験を行うことは困難である。

本研究は、ショックチューブの先端ではなく側方に土槽を取り付けることを考案 し、土槽の上部に衝撃波(入射波)を通過させて応力波を土中に伝播させ、粘性土中 のパイプの動的応答を実験的に解明するとともに、後述の数値解析法の妥当性を確認 するためのデータを得ることを目的としている。すなわち、本研究では、以下の3点

に重点を置いた。

(1) 高速載荷装置にはショックチューブによる空気衝撃波発生装置(最大圧力5bar、 最大速度2.3 マッハ)を作製し、入射波形を明確に把握でき、しかも再現性のある応 力波が得られるようにした。

(2) ショックチューブの側方に土槽を設置し、土槽中に粘性土および砂を入れ、また、剛性の異なるパイプを埋設して高速載荷実験を行い、土の種類および剛性の相違による応答特性を比較検討した。

(3)高速載荷時の土の変形測定には、土中応力波伝播時に対して利用された例があまりない瞬間X線撮影装置を使用してパイプ周辺の土の動的挙動を明らかにした。また、パイプの変形測定には光学式変位計を用い、明瞭な変形挙動を追跡した。

5.2 実験装置と実験方法

5.2.1 ショックチューブ

ショックチューブは、図5.1に示すように、高圧室と低圧室とからなり、両者の 間はダイアフラムで隔離した。本装置は正方形断面(50cm×50cm)の大型ショック チューブであり、図5.1に示すように土槽が取り付けられるようになっており、そ の中にパイプを埋設した。

衝撃波は、高圧室の空気圧を上昇させ、所要の圧力になったときダイアフラムを破 壊することにより発生する。この衝撃波は低圧室を通過する間に乱れを整形しつつ伝 播し、土槽に到達したときは乱れの少ない衝撃波となるように低圧室の長さを十分長 くした。

衝撃波の速度M_x(マッハ数)と圧力の大きさPとの関係は次式より求められる。

$$M_{x} = \sqrt{1 + \frac{(\gamma + 1)P}{2\gamma P_{0}}} - ----(5.1)$$

ここで、 Ρ。は大気圧、γ はガスの比熱比であり、空気の場合はγ=1.4 である。

到達する衝撃波の圧力の大きさと持続時間は、前者の場合、高圧室の圧力、後者の 場合は高圧室の容積によって決まる。

本実験では、衝撃波の圧力の大きさは約1bar(0.1MPa)に、持続時間は約7ms になる



図5.1 空気衝撃波発生装置(ショックチューブ)(a) 平面図 (b) 側面図

ように設定しているので、マッハ数は1.36マッハとなり、空気の温度は約20°Cであっ たので伝播速度C=1.36×326m/s=444m/secである。



いる。この土槽を取りはずし、供試体のパイプ(厚さ2mm および0.5mm 、外径100mm) を埋設した。埋設に際しては一層当り3cm になるように粘性土を締め固めながら土槽 を作製した。粘性土は、第2章で述べた粘性土と同一含水比、同一密度になるように 調整されている。





王檣を作製する際、土の変形を測定するため鉛入りマーカを3cmの格子状に配置した。このマーカは円筒状の樹脂(直径4mm,長さ5mm)の中に散弾用鉛玉(直径1.6 mm)を入れたもので、土の密度とほぼ同じ密度になるように作製した。

 図5.3は土槽の断面図および衝撃波による載荷状況を示したものである。また、

 図5.4は配置した鉛入りマーカ、土圧

 計およびパイプに貼付したひずみゲージ

 の位置を示したものである。

5.2.3 計測装置と計測方法

衝撃等の高速現象の計測に際しては、 計測器の応答特性が衝撃応答に十分追随 できるような広帯域のものが必要であ る。本実験で使用した計測器はひずみ増 巾器(共和製 CDV 230AS 応答周波数60 KHz)、ディジタルメモリ(岩通製 DM 7100、最小サンプリングタイム5micro sec)、光学式変位計(ヤーマン製オプト フォロー500SD 応答周波数500KHz) およ び瞬間X線撮影装置(英国ハドランド社



図5.4 土圧計、マーカ等の配置

製SCANDI FLASH)であり、この計測ブロック図は図5.5に示したとおりである。な お、これらの計測装置は本衝撃実験の応答を十分追随できるものであった。

ショックチューブに取り付けられた土槽の端部から前方34cmの位置(図1.1A 点)と、土槽の端部の位置(B点)の低圧室の壁面に半導体圧力変換器が設置されて おり、前者はトリガー用、後者は入射波測定用として使用した。A点の圧力変換器に 衝撃波が到達した瞬間にトリガー信号を出し、ディジタルメモリの記録が開始される とともに、瞬間X線撮影装置の外部トリガーを起動させ、所要の時間遅延させてX線 (最高450KV)を照射させた。この照射時間は20ns(20×10⁻⁹ sec)であり、土槽の後方 に設置されたX線フィルムにある瞬間のマーカの座標を記録し実験前との差から土の 移動量を求めた。X線撮影にあたっては、土中のマーカを明瞭に撮影するため、種々



のフィルムと増感紙を組合せてテスト撮影を行い最も明瞭な撮影ができる組合せを選定した。この結果フィルムはFUJI RX-OG 、増感紙はFUJI G-4 希土類が最も良く、 さらにX線の散乱を防ぐためフィルム前面にリスフォルムプレンデ(X線散乱防止用 スクリーン)を設置した。一方、光学式変位計は第2章で述べたと同じ方法でパイプ 面の変位を測定した。ただし、光学式変位計を使用したときはX線撮影は行わなかっ た。

5.3 実験結果と考察

5.3.1 土の種類による応力波伝播と減衰状況

図5.6はFree Field実験における粘性土中応力波の伝播について示したものであ る。縦軸は土槽の上面からのある距離における土圧計の圧力を、横軸は時間を示して いる。例えば、一番上の図は土中1cm に埋設した土圧計の圧力~時間曲線で、図5. 2で示した入射波形とほぼ同じ波形が得られる。また、距離の増大とともに波形が崩

れながら減衰するが、その減衰量は非 常に少なく応力波は遠くまで伝播して おり反射波の影響も明瞭に現われる。

一方、図5.7はFree Fieldにおけ る砂中応力波の伝播を示している。砂 の場合も波形が崩れながら伝播するが

減衰量が非常に大きく反射波の影響 があまり現われていないことが注目さ れる。

図5.8は、応力波の減衰状況を粘 性土と砂の場合について比較したもの で、縦軸に第1波の最大値を入射波の 最大値で割った値を、横軸に距離を示 したものである。この図より、砂の方 が粘性土に比しはるかに減衰の影響が 大きいことがわかる。



図5.6 Free Fieldにおける土中応力波 伝播(粘性土)

赤井ら^いの実験では砂質ロームの場

合、間隙比が大きくなるほど減衰率が大きくなることが示されている。

弾性波理論では、応力波形は位置とは独立で波形が崩れることはない。しかし土中 応力波は波頭面が土粒子による吸収、拡散あるいは土の非線型性によって波形が崩れ てくる。砂あるいは間隙比の大きい土では自由境界面と密度の不連続性が多く存在す るため拡散、吸収効果が著しい。

一方、本実験で使用した粘性土の場合、空気はわずかに混入しているが、ほとんど 飽和されており、砂のように自由境界面が少ないため、吸収、拡散効果が少ない。し たがって、応力波は土中深くまで伝播する。図5.6で示したように、粘性土の場合 第2波の谷が発生した時間以降の波は入射波と土槽の底部からの反射波が重複された ものであり反射波がかなり大きい。しかし、砂の場合には反射波はほとんど発生して いない。すなわち、減衰のために反射波の到達は非常に少ない。







土中応力波伝播

次に、波動伝播速度について考察する。

波動の伝播速度は土の動的材料定数を決定するのに重要なファクターであるが、これは図5.6および図5.7より実験的に決定することができる。しかし、土の物理 定数が分かれば以下のようにして土の波動伝播速度Cおよび土の粒子速度 v を求める ことができる。ここではCristescu⁸⁾がLiahovの論文をまとめた土を3相媒体と仮定 して導いた式を用いて算定した。 質量保存則および運動量保存則は平面波の場合そ れぞれ次式のように表わされる。

$$P-P_{0} = (C-v_{0}) (v-v_{0})\rho_{0} -----(5.2)$$

$$(C-v)\rho = (C-v_{0})\rho_{0} -----(5.3)$$
ただし、 Pは圧力、 ρは密度で、 添字 0 は衝撃波頭面を表わす。

第2章で述べた圧力と密度の関係すなわち、式(2.5)を式(5.2)および式 (5.3)に代入すると、粒子速度 v と伝播速度Cは次式によって求められる。

上式に第2章で述べたと同様の データを与え、圧力と伝播速度お よび粒子速度との関係を求めれ ば、図5.9に示すようになる。 入射波圧力1kgf/cm²の場合伝播速 度は103m/secとなり、実験で得ら れた粘性土の伝播速度は平均95m/ sec とほぼ一致している。した がって、式(5.4)によって粘 性土の伝播速度を推定できる。し かし、砂の場合は全く一致しな かった。この理由は第2章で述べ たように砂の粒子間の応力の伝達 機構が評価できないからと思われ る。





同じ探さでの土圧の水平方向および垂直方向の土圧の測定結果から、両者の比は、 粘性土の場合K₀=σ_b/σ_v=l に近く、砂の場合は0.3 ~0.4 であった。 5.3.2 粘性土中のパイプの応答特性

前節で述べたように、粘性土の場合には、応力波の減衰が非常に小さい。したがっ て、パイプに作用する土圧も大きくなる。

図5.10は粘性土中に埋設したパイプおよび砂中に埋設したパイプ周辺に作用す る土圧の第1波の最大値を入射波の最大値で割った値の平均値を縦軸に、パイプの位 置を示す角度(頂点を0)を横軸に示したものである。この図より粘性土の場合パイ プの頂点に作用する土圧は厚さ2mm、0.5mm、Free Fieldの順に小さくなっているが その差はほとんどなく、土圧はほぼ全周に一応に分布していることがわかる。これ



図5.10 作用土圧の最大値の分布

は、粘性土の静止土圧係数Koが1に近いためと思われる。

一方、砂中に埋設したパイプでは、Free Field の土圧は側方で小さく、上下で大きい。これは、K₀ が0.4 程度であるためである。また、厚さ0.5mパイプの土圧分布は、ほとんど全間に分布しその値はほとんど同じである。これは第4章で述べたと同様に、変形による受動土圧の発生があるためである。また砂の場合、土圧比は粘性土の1/3 以下であり、一定の衝撃波に対し、砂中埋設パイプの方が粘性土中埋設パイプ

より作用土圧は小さく、 したがって、砂の方が有 利であることが確認され た。

図5.11(a)はパイ プの底部に作用する土圧 の、(b)は頂点に作用す るひずみの時間的変化を るひずみの時間的変化を さ2mm (RP)のパイプ、点 が厚さ0.5mm (FP)のパ イプをそれぞれ示し、両 者を比較したものであ る。「イプは振動が誘起 されているのに対し、剛 性の低いパイプはこのよ うな小さい振動はない。

これらのパイプの空気 中の固有周期を計算に よって求めると厚さ2mm のパイプは3.4ms、厚さ 0.5mm のパイプは13.4ms であり、剛性の高いパイ プはほぼこの周期で振動 していることがわかる。 しかし、剛性の低いパイ プはこのような現象は見



られず、外力と同じ時間経過でひずみ応答することがわかる。

図5.12は、光学式変位計によって得られた厚さ0.5mm パイプの頂点の変位~時 間曲線、頂点と底部の相対変位~時間曲線および底部の土圧~時間曲線示したもので ある。この図より、底部の変位は最大4.5mm であるが、相対変位は0.58mmでほとんど が剛体変位であることがわかる。また、相対変位と土圧とはほぼ相似的な関係がある ことが認められた。このことは、第4章で述べた砂中埋設パイプおよびアーチと同様 に剛性の低いパイプは外力と同じ時間経過で応答することを示している。

次にFree Fieldとパイプの頂点に作用する土圧について考察する。

いま埋設構造物が完全剛体であるとすると構造物に作用する土圧は、Free Fieldの 入射応力波o_f(t) を完全に固定端反射するのでその2倍になると考えられる。すな わち

 $\sigma_{s}(t) = 2\sigma_{f}(t)$ -----(5.6)

しかし、構造物はある速度で変形するため、作用土圧もそれに応じて小さくなる。 構造物の変形速度を v(t)とすると、この速度に相当するFree Fieldの粒子速度によ る応力 σ=oCv(t) が完全剛体の反射波より小さくなると考えられる。すなわち、

 $\sigma_{s}(t) = 2\sigma_{f}(t) - \rho Cv(t)$ -----(5.7)

ここで、Cは土の伝播速度である。土の伝播速度は式(5.4)から求められるが、 図5.9を見ると、体積圧縮波の応力と伝播速度はほぼ1次式で近似でき次式によっ て表わされる。

 $C=a+b\sigma(t)$ -----(5.8)

また、土の密度の変化は厳密には応力の関数であるが、近似的に一定であるとする と、結局構造物に作用する土圧の算定式は次のように表わされる。

 $\sigma_{s}(t) = \{2-b\rho v(t)\}\sigma_{f}(t) - \rho a v(t) - (5.9)$

ここで、変形速度 v(t) はパイプの頂点の変位が精度よく測定されているのでこれ を欲分することによって得られる。図5.13は実験によって得られたFree Field の応力時間関係 $\sigma_{f}(t)$ と パイプの変位速度 v(t)を 各時間毎に代入して構造物 に作用する土圧の時間的変 化を求めてプロットし、作 用土圧の実測値および変位 速度の実測値とともに示し たものである。時間が12ms 以前はかなりよく一致して いるといえる。しかし、時 間が12ms以降では計算値の 方が大きくなる。これは、

土檣の底部からの反射波と入射波 とが重複されたためと思われる。

5.3.3 パイプ周辺の粘性 土の変形特性

瞬間X線撮影装置を用いて鉛入 りマーカの点とパイプの変形をX 線フィルム (35cm×42.5cm)に撮影 した。撮影は実験前と実験中(ト リガー信号が発生してから8ms 後)および実験後のそれぞれ3枚撮



図5.13 作用土圧の計算値と実験値



図5.14 Free Fieldの変位と等変位線

影した。このフィルム上の各マーカ点をディジタイザー (精度0.1mm)で座標を読取り、実験前と実験中との相対変位を測定した。

図5.14、図5.15、図5.16はそれぞれFree Field、厚さ0.5mm、2mmの パイプを埋設した場合の変位図(矢印)で、鉛直方向の等変位図も同時に示したもの である。

図から当然のことながら、Free Fieldの等変位図はほぼ平行であ る。しかし、パイプを埋設した場 合、側方および下方の変位はパイ プによって引き込まれたような形 状を示す。また、剛性の高いパイ プはほとんどパイプ上下の相対変 位はないが、剛性の低いパイプは 相対変位が生じるため、等変位線 がパイプと交差していることがわ かる。したがって、パイプの下方 では等変位線がほぼ同じでも上方 では剛性の低いパイプの方が大き い変形が生じ、剛性の相違がパイ プ周辺に与える影響は剛性の低い パイプの方が大きいことが確認さ れた。 一方、砂の場合の変形 は、粘性土に比較して非常に小さ く粘性土の1/4 程度の変形しか生 じない。これは、応力波が非常に 減衰されることと、土の変形係数 が大きいためであると思われ る。



図5.15 厚さ0.5mm パイプの変位

と等変位線



図5.16 厚さ2mm パイプの変位と等変位線

5.4 結言

本章では、土中に埋設したパイプにショックチューブによる空気圧の衝撃波を与え 動的相互作用に関する基礎的実験について述べた。

本章で得られた結論を要約すると以下のようになる。

1) 本実験で用いたショックチューブによる空気衝撃波発生装置は入射波形に再現 性があり、信頼性のあるデータが得られることを確認した。

2) Free Fieldの粘性土中の応力波は減衰が非常に小さく、また、水平方向と垂直 方向の応力比は1に近い。いいかえれば、流動体中に体積圧縮波が伝播するのと同じ ような傾向を示す。

3) Free Fieldの砂の応力波は非常に大きな減衰があり、水平方向と垂直方向の応力比は α/α=0.4 程度である。

4) 粘性土中の波動伝播速度は本実験で得られた土圧(0.1MPa)の範囲では式(5.4)を用いても差しつかえないことが判明した。

5) 粘性土中に埋設したパイプの頂点に作用する土圧は、Free Field、剛性の低い パイプ、剛性の高いパイプの順に大きくなる傾向にあるが、一般的にその差はあまり 大きくないことが認められた。

6) 剛性の高いパイプは、固有振動を誘起するが、剛性の低いパイプは外力と同じ 時間経過で変形することがわかった。

7) 埋設パイプに作用する土圧の簡易算定式を導き、これはある時間の範囲内では 実測値とよく一致することを確認した。

8) X線撮影により、埋設パイプの変形はほとんど剛体移動であり、周辺の粘性土の変形はパイプの剛性によってかなり影響されることが認められた。

72

- Akai, K. and M. Hori and T. Shimogami : Study on Stress Wave Propagation Through Saturated Cohesive Soils by Means of Triazial Shock Tube. Proc. of JSCE, No. 228, pp. 99-108, Aug., 1974.
- Selig, E. T. and E. Vey : Shock Induced Wave Propagation in Sand , Proc. of ASCE, SM3, pp. 19-50, May, 1965.
- Akai,K. M. Hori, N. Andou and T. Shimogami : Shock Tube Study on Stress Wave Propagation in Confined Sand, Proc. of JSCE, No. 200, pp. 127-140, April, 1985.
- 4) Studer, J. and E. G. Prater : An Experimental and Analytical Study of Liquifaction of Saturated Sands Under Blast Loadings, Proc. of Dynamical Method in Soil and Rock Mechanics, Vol. 2, pp. 217-239, Sept, 1977.
- 5) Hampton, D., P. J. Huch and T. Selig : Wave Propagation in Confined Clay, Proc. of ASCE, SM4, pp. 1391-1404, July, 1970.
- Stoll, R. D. and I. A. Ebeido : Shock Wave in Granular Soil, Proc. of ASCE, SM4, pp. 107-125, July, 1965.
- 7) Kinny, G. F. : Explosive Shock in Air, The Macmillan Co., 1962, pp. 41-42
- 8) Cristescu, N. : Dynamic Plastisity ,North-Holland Pub. Co., p. 551, 1987

第6章 簡易計算法による静的

相互作用の数値解析

6.1 緒言

埋設構造物の静的相互作用は、動的相互作用の中で時間の項が無視できる場合と解 釈できる。埋設管に土圧が作用すれば管は変形し、それによって土圧はまた変化す る。最終的にいかなる土圧がどのように分布するかが決定されれば、埋設管の設計が 可能となる。

作用土圧の算定方法は、マーストン、スパングラーの土圧の算定式が広く実用面で 利用されている。この算定方法では、パイプの設置方法とパイプの剛性が剛か柔かに よって計算方法を区別している。しかし、実際には、土とパイプの両方の剛性あるい は変形係数によって作用土圧はデリケートに変化し、特に柔なパイプの場合は、土お よびパイプの変形が大きいので、相互作用によって複雑な挙動を示すと考えられる。 このような土 - 構造物系の場合には、系全体として解析する必要がある。

従来、Burns ら³⁾は、深く埋設されたパイプについて周辺の土が弾性体として内部 モーメントおよび軸力を計算している。また、Richard ら^{4),5)}は、浅い埋設管に地表 より集中荷重が作用した場合について応力関数を用いて解析した。しかし、これらの 解析方法は非常に複雑で土を弾性体としているので実用上問題がある。

一方、土の非線型性を考慮した数値解析法として有限要素法があり、例えば成田⁶⁾ は、埋設管と土との一体解析を行うため、Dancan⁷⁾の方法を用いた有限要素法による 弾塑性解析を行い、有限要素法が有力な手段であることを示している。

しかし、有限要素法も土の構成方程式が複雑であると時間と労力を要するため、こ こでは、土-構造物系の一体解析を単純なモデルによって行うことを目的とした。

第4章で述べたように、動的相互作用を理解するため、静的荷重を作用させた実験 も数多く行ったが、ここではこれらのデータをもとに、Free Fieldと剛性の異なるパ イプあるいはアーチに作用する土圧の差異に着目して、土と構造物の静的相互作用の 単純なモデル化を試みる。

74

6.2 土と構造物の静的相互作用の単純化モデル

土と構造物の静的相互作用は、構造物を埋設していな い場合の応力と変位が埋設構造物によって乱されるため に生じると考えられる。その過程は図6.1に示したよ うに説明できる。

1) まず、Free Fieldの仮想境界面すなわち、埋設 構造物が存在した場合と同一境界面における各点は法線 方向に地盤反力係数と等価な分布バネによって支持され ていると考える(図6.1(a).(b)参照)。

 Free Fieldに外力が作用して、Free Fieldの仮 想境界面上に土圧 σ_fが生じたとする。また、仮想境界 面上のせん断力の影響を無視できると仮定すると次式に 示すように釣合っていると考える(図6.1(c)参照)。



図6.1 土-構造物系の 相互作用の模型式図

 $\sigma_f = \overline{k}_f u_f$ -----(6.1)

ここで u_f はFree Fieldの変位である。

3) 土と全く同じ変形係数を持つ構造物を埋設したとすると($\bar{k}_f = k_s$) Free Fieldの乱れは生じないはずである(図6.1(d)参照)。

4) この ksを取り除き、変位u,になるまで内側から強制変位を与えたとすると 外側の地盤反力係数 kf により仮想境界面上に作用する土圧は次式となる(図6.1 (e)参照)。

 $\sigma_s = \sigma_f + k_f (u_f - u_s) \qquad -----(6.2)$

5) usが埋設構造物の変位とすると、σ、は構造物に作用する土圧であり、その 相対変位が異なる理由は、構造物の剛性を示すバネk。が土の剛性を示すバネk_f と 異なるためであり、式(6.2)で示す σ、が構造物に作用する土圧であると解釈で きる(図6.1(f)参照)。

Free Fieldの仮想境界面の内側へのバネ末,と外側へのバネk,との間には次の関

係があるとする。

 $k_f = \overline{\alpha} k_f$ -----(6.3)

よって、式(6.2)より次式が得られる。

 $\sigma_{s} = (1 + \overline{\epsilon a}) \sigma_{f} - k_{f} u_{s} \qquad -----(6.4)$

ここで $\overline{\varepsilon}$ は u の方向を示す符合で $u_f > 0$ (内側を正)のときは $\overline{\varepsilon} = 1$ 、 $u_f < 0$ の ときは $\overline{\varepsilon} = -1$ 、 $u_f = 0$ のときすなわち静止状態では $\overline{\varepsilon} = 0$ である。

水平方向と円直方向の地盤反力係数(k^h_f , k^v_f)が異なる場合は k_f は 次 式 と な る。

 $k_f = k_f^h \cos^2\theta + k_f^v \sin^2\theta \quad -----(6.5)$

ここで θ は境界面の法線と水平面のなす角である。

一方、構造物に作用する土圧 Gsと変位 usの関係は次式となる。

 $\sigma_s = k_s u_s$ ------ (6.6)

内側への地盤反力係数と外側へのそれは通常等しいので α=1 と仮定できる。また、上載荷重のときは通常正方向に変位するので E=1となる。したがって、構造物に作用する土圧と、Free Field における土圧の比は次式となる。

$$\frac{\sigma_s}{\sigma_f} = \frac{2k_s}{k_f + k_s}$$
(6.7)

式(6.7)は、構造物に作用する土圧は、土と構造物の変形係数と、Free Field における土圧によって与えられることを示している。

図6.2は、構造物に作用する土圧比 (σ_s/σ_f)と構造物の変形係数との関係を 土の変形係数をパラメータとして示したものである。

図から、最大の土圧比は2 であり構造物が剛体の場合は、Free Fieldの2倍の土圧が 作用することになる。 また、構造物の剛性が非常にフレキシブルは場合は、Free Field より小さな土圧になり、空洞の場合は0 である。

図中の各プロット点は第4章で述べた実験結果であり、k。は作用土圧と変位の関



との関係

作用土圧と変位の関係 ⊠6.3

係から求めた。図6.3はこの一例である。また、k,は載荷棒の貫入抵抗と変位の関 係から求めたもので、実験結果は5kgf/cm²/cm ~10kgf/cm²/cmであった。図6.2か ら、かなりバラツキはあるが上述の仮定がほぼ正しいことを示していると考えられ る。

また、図6.4は三木らのコルゲー *? トアーチの実験結果を含めて、土圧比 と変形係数比 $(\eta = k_s / k_f)$ との関係 を示した。ここで問題となるのが土の 変形係数であるが、後述の方法で求め た値を用いている。

図から、野外実験の場合も、前述の 仮定が成立することがわかる。

埋設構造物の簡易計算法 6.3

式(6.4)が埋設構造物の各要素 で成立すると仮定すると以下の手順で



土圧比と開性比ηの関係 ⊠6.4

一体解析ができる。

土 - 構造物系は2次元的に考え、曲線部材は直線ばりの集合として近似する。

Free Fieldの土圧は既知として等価節点集中荷重ベクトル Fr に置換し、地盤反力 係数も同様に集中バネ Kr に置換する。構造物に作用する土圧を Fs とすると各節点 の平衡方程式は土-構造物系では式(6.4)から次式を得る。

一方、構造物系では次式が成立する。

 $F_s = K_s U_s$ -----(6.9)

ここで Ksは構造物の剛性マトリックスである。

式 (6,8)と式 (6,9)から次式が成立する。

 $(1 + \bar{\epsilon}\bar{\alpha})F_f = (K_s + K_f)U_s$ -----(6.10)

式(6,10)はFree Fieldの土圧から土および構造物の開性マトリックスによって土 - 構造物系の未知の変位 Usを求める式になっている。

また、構造物に作用する土圧は(6 . 8)式あるいは(6 . 9)式に計算された変 位を代入することによって、求められ、土 - 構造物系の相互作用の結果生じる土圧で あると解釈することができる。

図6.5は以上の手順によって計算するためのフローチャートを示す。

この方法によって、通常の2次元梁の構造解析法と全く同様に埋設構造物の解析が できる。

6.4 解析例

第4章で述べた静的載荷によるFree Fieldの実験結果から得られた土圧分布を用いて、厚さ0.6mm および4mm のアーチについて計算した結果を図6.6と図6.7に示した。図から明らかなように、作用土圧およびモーメントはほぼ一致することがわかる。



図6.5 簡易計算手順

図6.7 曲げモーメントの計算値と実験値の比較

三木ら^{8),9)} は埋設コルゲートアーチについて山砂の締め固め度、盛土高、および上 載荷重を変化させて一連の実験を行った。この実験について、以下の諸係数を用いて 計算を試みる。

1) 地盤反力係数

埋戻し砂のプレシオメターによる横方向地盤反力係数 k_hとN値との間に、次式の 関係があるとして求められている。

k_h=0.4N -----(6.11)

かた詰めではN=4、ゆる詰めではN=0 であるので、前者では k_h =1.6 ~2.0kgf/cm³、 後者では0 ~0.4kgf/cm³と推定される。ここでは平均値としてかた詰めでは、 k_h = 1.8kgf/cm、ゆる詰めでは0.2kgf/cm³を用いた。なお、鉛直方向地盤反力係数 k_v は $k_v = 0.8 k_h^{10}$ として与えた。

2) Free Fieldの土圧

Free Field 土圧ついては以下のように考えた。まず上載荷重はインゴットをのせて いるので内部応力の計算にはFröhlichの応力集中係数 $\sqrt[5]{3}$ =5 として内部応力を算定 し、さらに土砂荷重を計算して加える。鉛直方向土砂荷重は γ H、水平方向土砂荷重 はKo YH として与えた。Ko はN値の関係¹¹⁾からかた詰めでは0.5, ゆる詰めでは 0.7 を用いた。以上の方法でFree Fieldの土圧が計算できる。

土の地盤反力係数とFree Fieldの土圧が算定できれば、前述の計算方法によって作



図6.8 埋設コルゲートアーチの半径 図6.9 埋設コルゲートアーチの頃点 方向土圧、変位の実験結果と計算結果 の土圧、変位の実験結果と計算結果

用土圧および変位、内部のモーメント、軸力等が計算できる。

図6.8は計算結果と実験結果とを比較したものである。図の(a)は半径方向の 土圧、(b)は半径方向の変位を示す。荷重条件は土被り20cmと50cmでゆる詰めの土 砂上に、上載荷重1=5950kg(荷重強度0.83kg/cm²)が載荷された場合である。

図6.9(a)はアーチの頂点における上載荷重強度による土圧の変化、図(b) は変位の増加について計算値と実験値を対比したものである。いずれもよい一致を見 ることができる。本計算方法は野外埋設試験の結果にも応用できることが判明し た。

次に埋設管に対する計算を有限要素法による計算との比較を試みる。

成田⁶⁾は埋設管について有限要素法による解析を行い、盛土高による埋設管の作用 土圧の変化に関する実験結果と比較検討した。

簡易計算法を行う場合には、地盤反力係数が問題となる。そこで以下のような諸係 数を用いて計算する。

 1) 地盤反力係数;通常の砂の場合の水平方向地盤反力係数は k_h=0.5 ~ 2.0kg/ cm³ と推定されるのでこの範囲で2種類について計算する。また、k_v=0.8k_h とし鉛 直方向地盤反力係数を算定した。

2) Free Fieldの土圧;鉛直方向土圧 σ_ν= γ H 、水平方向土圧 σ_h = K₀ γ H として与える。ここでK₀はJakyの砂の静止土圧係数の算定式を用いて求める。

 $K_0 = 1 - \sin \phi$ -----(6.12)

ここで φ は砂の内部摩擦角である。

なお、Φ および砂の単位体積重量 Υ は成田が計算に用いた値と同じ値を与えた。

図6.10はフレキシブルパイプ(φ=76cm,t=2.77mm,E_s=1.9×10⁶ kg/cm²)を埋設 し盛土高を変化させた場合の頂点土圧(図(a))、側方土圧(図(b))の変化について、 実験結果、有限要素法によるもの、および本簡易計算法の結果をプロットしたのもで ある。

図から有限要素法と同様に地盤反力係数が作用土圧に与える影響は小さい。簡易計算 法による土圧の計算値は若干小さくなっているがほぼ近い値である。なお、図(a)の



図6.10 フレキシブルパイプの計算値、FEM、実測値との比較

白丸は平均土荷重の実測値である。 図6.11は同様にリジッドパイプ(鋳鉄管、φ=79cm、t=2.54cmEs=7× 10⁵kg/cm²)の場合を示す。

作用土圧は地盤反力係数によってか なり影響を受ける。鉛直土圧の実測値 は計算値の中に入っており、側方土圧 は計算値が若干上回っていが有限要素 法よりよい結果が得られた。

さらに、静的相互作用の問題として 鋼矢板にかかる土圧と変形がある。そ

КојүН 3 FEM(Narita) -0.333 Ē2 E1=100kg/cm² Overburden Simp.Methou k_b=0.5∿2.0kg/cm³ OScale Reading (vertical) Cell Pres. (Vertical) ▲ Cell Pres. (Horizontal) 0.2 0.4 0.6 0.8 Earth Pressure (kg/cm²)

図6.11 リジッドパイプの計算値、 FEM、実測値との比較

こで、実測値がある鋼矢板の計算を試みる。

地盤反力係数は与えられているので、これを用いる。また、Free Fieldの土圧は $K_{0}YH$ として求められ、 K_{0} も与えられている。

図6.12はこれらを用いて計算した結果と実測値とを比較したものである。図か ら計算と実測値とはよく一致しているといえる。土圧の計測結果がないので比較はで きないが、フレキシブルな鋼矢板の土圧分布に定性的に一致しているといえる。



以上述べたように、本計算法は単純であるが土と構造物の静的相互作用の解析に比 較的よい結果を与えることが判明した。

6.5 結言

本章においては、静的相互作用の簡易計算法について述べた。この方法は、地盤反 力係数とFree Fieldの土圧から埋設構造物の作用土圧、内部応力および変位が計算で き有効な方法であると考えられる。しかし、上載荷重がある場合のFröhlichの応力集 中係数や、地盤反力係数を適切に与える必要がある。

本章で得られた結論を要約すると、以下のようになる。

1) 埋設構造物に作用する土圧は、Free Fieldの土圧と構造物および地盤の剛性 によって変化し、次式の関係で表わされる。

$\frac{\sigma_s}{\sigma_f} = \frac{2k_s}{k_f + k_s}$

2) 上式を用いることによって、単純化モデルによる埋設構造物の作用土圧および内部応力の計算が可能であり、作用土圧は計算の結果得られる。

3) いくつかの例題について計算を試みたが、ほぼ実験と計算結果とは一致し

た。

4) 土-構造物系の一体化解析を行うための有限要素法との比較においても、かなりよい結果が得られた。

5) 本計算法を用いる場合にはFree Fieldの土圧および地盤反力係数の適切な評価が必要である。

参考文献

- 1) 伊藤 冨雄、藤本 一男: 砂中埋設構造物の変形と応力に関する実験、第22回土 質工学シンポジウム(地盤と構造物との相互作用), pp. 61~66, 52年10月.
- 2) 伊藤 冨雄、藤本 一男:土と構造物の相互作用を考慮した埋設構造解析、第13 回土質工学研究発表会講演集、pp. 1281~1284,53年6月.
- 3) Burns, J. D. and R. M. Richard : Attenuation of Stress for Buried Cylinder, Proc. of the Soil-Structure Interaction, pp. 378-402, 1964.
- 4) Richard, R. Jr., J. S. Agrawal : Stress on Shallow Circular Pipe by Transformed Section, Proc. of ASCE, SN7, pp. 509-526, July, 1973.
- 5) Abel, J. F. , R. Mark and R. Richard : Stress Around Flexible Elliptic Pipes, Proc. of ASCE, GT6 , pp. 637-652, June, 1974.
- 6) 成田国朝:地中埋設管に関する有限要素解析、埋設管に関するシンポジウム発表 論文集、土質学会、pp. 9 ~ 12,50年10月.
- 7) Duncan, J. M. and C. Y. Chang, Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils, Proc. of ASCE, Vol. 96, SM5, pp. 1629-1653, Sept. ,1970.
- 8) 三木 五三郎: コルゲートアーチの支持機構に関する実験的研究、土木学会第21 回全国学術講演会第3 部、41年11月.
- 9) 土質工学会: コルゲートカルバートマニアル、第2 回改訂版、pp. 154 ~ 158, 54年.
- 10) 福岡 正巳編:現場技術者のための土圧・土留計算法と実例、近代図書、 pp. 307, 51年、
- 11) 落合 英彦: 砂の静止土圧係数の算定式とN値を用いた静止土圧の計算法、土 質工学論文報告集、Vol.17、No.3, pp. 93~107, Sept. 1977.
- 12) 最上 武雄監修、松尾 稔、冨永 真生共著:土圧、鹿島出版会、pp. 57~59 1975年.

第7章 土と構造物の動的相互

作用に関する数値解析

7.1 緒言

÷,

本章の目的は第5章で行ったショックチューブによる土と構造物の動的相互作用実 験を数値解析的に検証することにあり、在来の有限要素法による材料非線型動的応答 解析法に、ひずみ速度効果を考慮した土の構成方程式(キャップモデル)を導入し、 降伏曲面の移動にともなう計算アルゴリズムの開発を企図したものである。

従来、有限要素法を用いて土-構造物系の動的問題を取り扱った研究は数多くあ り、例えば、Baron ら¹⁾ は爆発荷重による地盤振動の解析を3種類の土のモデルを用 いて比較検討し、土の構成方程式としてはキャップモデルが有効であると述べてい る。また、伊藤、久武²⁾は地盤を弾性体と仮定して近接発破に起因するトンネル覆工 の動的応答解析を行い、実際のトンネルの工事現場における実測結果と比較して、そ の妥当性を確認している。またWilson³⁾ は爆発荷重による地下構造物の動的相互作用 について始めて非線型解析を行い、土の非線型材料モデルを体積およびせん断弾性率 がひずみ依存性であると仮定してその有用性を提唱した。

しかし、有限要素法を用いて土のひずみ速度効果を考慮した土-構造物系の動的応 答解析に関する研究はあまりその例がなく、また、土の動的構成方程式そのものにも 有効なモデルが見当らない現状である。

本研究は、高速荷重を受ける土-構造物系の勤的応答解析法を開発するための第一 歩として、在来の材料非線型動的応答解析法にひずみ速度効果を考慮した土の構成方 程式を導入することを試み、数値解析例としては粘性土中に埋設されたパイプの動的 挙動を考察し、ひずみ速度効果による影響やパイプの剛性のよる影響、さらに実験結 果との比較などにより本法の妥当性および応用性について検討しようとするものであ る。

7.2 運動方程式および解法

本解析では、平面ひずみ状態の仮定のもとで、形状関数を2次式で表現できる8節 点アイソパラメトリック要素を用いた。まず、材料非線型を考慮したある時刻 t+Δt における運動方程式は次式のように表現できる。

ただし、M = 質量マトリックス、C = 減衰マトリックス、K_t =時刻tにおける接線剛 $性マトリックス、 R_{t+\Deltat}=t+\Deltat における外力荷重ベクトル、U = 節点変位増分ベ$ $クトル=U_{t+Δt}-U_t,U=加速度ベクトル、U = 速度ベクトル<math>\Delta F_e = R_{t+\Delta t} - F_{e_t}$ は不 平衡力、 F_{e_t} =等価節点力。ここで、 M はコンシステント質量マトリックスを用い、 減衰マトリックス C は質量マトリックス M と剛性マトリックス K とに比例する Rayleighダイピングを用いた。

$$C = \tilde{\alpha}M + \tilde{\beta}K$$
 ------(7.2)

ここに、係数 $\widehat{\alpha}$ 、 $\widehat{\beta}$ は系の固有円振動数の関数で固有円振動数の2次までをとると 次式のようになる。

 $\widetilde{\alpha} = \frac{2\lambda\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} , \widetilde{\beta} = \frac{2\lambda\omega_1 - \widetilde{\alpha}}{\omega_1^2}$ (7.3)

ただし、 ω_1 、 ω_2 は系の第1次および第2次円振動数、 λ は減衰定数である。

式(7.1)の運動方程式はNewmark β 法($\beta=1/6$)を用いて解析した。また、非 線型解析はタイムステップ Δ t 間で修正Newton-Raphson法を用いた。解析に当って は、タイムステップ Δ t 間において K を一定と仮定しているので、材料の非線型性 にともなう不平衡力 Δ Fe が生じる。この不平衡力を求めるためには各要素の等価節 点力および次の時刻 t+ Δ t の K を求める必要があり、これらの値を求めるために各 要素の弾塑性応力・ひずみマトリックス D^{ep} が必要となる。以下にこれらの算定法 について述べる。

7.3 ひずみ速度を考慮した等価節点力と
 7.3.1 ひずみ速度を考慮した降伏関数の決定

タイムステップi-1 番目のひずみとi 番目のひずみからひずみ増分 Δεを求め、さ らに、これを用いてひずみ速度 Yoct が次式のように得られる。

$$\dot{\gamma}_{ocf} = \frac{2}{3} \left\{ \left(\Delta \varepsilon_{x} - \Delta \varepsilon_{y} \right)^{2} + \left(\Delta \varepsilon_{y} - \Delta \varepsilon_{z} \right)^{2} + \left(\Delta \varepsilon_{z} - \Delta \varepsilon_{x} \right)^{2} + \frac{3}{2} \left(\Delta \gamma_{xy}^{2} + \Delta \gamma_{yz}^{2} + \Delta \gamma_{zx}^{2} \right) \right\}^{-1/2} / \Delta t \qquad -----(7.4)$$

ただし、Δt は時間増分である。 ここでBrucker-Pragerモデル(以下D – Pモデルと称する)およびキャップモデルの 降伏関数を再度示すと次式となる。

D-P : $F_f = \sqrt{J_2^2 + \alpha J_1 - k}$ -----(7.5) CAP : $F_c = (J_1 - L)^2 + R^2 J_2^2 - (X - L)^2$ -----(7.6)

式(7 . 4)より $\dot{\gamma}_{oct}$ が求まれば、式(3 . 2) . (3 . 3)よりD - P モデル の係数 a および k が $\dot{\gamma}_{oct}$ の関数として得られ、これよりD - P モデルおよび式



7.3.1で得られたひずみ 図7.1 ひずみ速度による降伏曲面の移動 速度を考慮した降伏関数 Ff

および Fcを用いて、各要素の積分点毎に弾塑性応力・ひずみマトリックスを以下に 求める。

① まず、材料を弾性挙動と仮定して弾性試行応力増分 $\Delta \sigma_e = D^e \Delta \epsilon$ を計算し、 仮の応力状態 $\sigma' = \sigma_0 + \Delta \sigma_e$ について降伏の判定を行う。

② その結果、 F (o') < 0 であれば弾性状態か除荷を生じているため仮の応力 状態を正しい応力状態とみなし以後の計算を行わない。

8 8

③ F (σ')>0 であれば、仮の応力状態 は弾性から塑性状態に移行したものとみな し、図7・2 に示すようにまず降伏曲面上 の応力 $\sigma_y = \sigma_0 + S \Delta \sigma_e$ を計算する。 ただし、S は次式を満足する値である。

 $\mathbf{F}(\boldsymbol{\sigma}_0 + S \Delta \boldsymbol{\sigma}_e) = 0 \quad --- (7.7)$



図7.2 要素の降伏の判定

すなわち、Sは全体のひずみ増分∆€ に対 する弾性ひずみ増分の比を示し、D – P モデルおよびキャップモデルを越える場合に 応じてSの値は次のようになる。

D-Pモデルの場合:

キャップモデルの場合:

$$A = \Delta J_{1}^{2} + \frac{1}{2}R^{2} (\Delta s_{ij} \Delta s_{ij})$$

$$B = (J_{1} - L) \Delta J_{1} + \frac{1}{2}R^{2} \Delta s_{ij} s_{ij}$$

$$C = (J_{1} - L)^{2} + R^{2}J_{2}^{2} - (X - L)^{2}$$

ただし s_{ij} 、 Δs_{ij} は偏差応力およびその増分である。 ④ したがって、①で計算した弾性試行増分 Δ σ_{e} は次のような塑性増分を考慮した応力増分 $\Delta\sigma$ に変る。

⑤ 次に、弾塑性応力マトリックス D^{ep}は応力 σ および硬化パラメータ κ の関数であるので、式(7.11)の第2項を高精度に計算するためには、塑性ひずみ増分 (1-S)Δε をm 個に小分割(Subincrement)したうえで、応力修正を行う必要がある。 すなわち、ひずみの小分割は

$$\Delta \varepsilon_{m} = \frac{(1-S)}{m} \Delta \varepsilon \qquad -----(7.12)$$

⑥ この小分割に対応する応力増分Δσ_i はΔσ<mark>=</mark> ^{ep}Δε_m となり、このときの応力 状態は次式となる。

 $\sigma_{i+1} = \sigma_i - \Delta \sigma_i$ ------(7.13)

⑦ よって、降伏判定で $F(\sigma_{i+1})>0$ であれば、応力 σ_{i+1} を降伏曲面上に引き戻 す操作が必要である。この応力修正操作は、次の増分間においても降伏曲面上になけ ればならないという条件 dF=0 と修正された応力 $\sigma_{i+1} = \sigma_i + rd\sigma$ が降伏曲面 上にあるという条件から応力修正係数 r が次のように算定される。 まず、dF は降伏関数の差であるので、

 $d\mathbf{F} = \left\{ \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial \sigma_{ij}} \right\} \left\{ d\sigma_{ij} \right\} = \mathbf{0} - \mathbf{F}_1 \quad - - - - - - - - - (7.14)$

ここに、 F_1 は前の降伏関数の値で $F_1 > 0$ である。上式に $\left\{\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}}\right\}$ を乗じたうえで do を求めれば次式が得られる。

次に、修正された応力 σ_{i+1}が降伏曲面上にあるという条件より次式が成立する。

 $F(\sigma - rd\sigma) = 0$ -----(7.16)

式 (7.15) と式 (7.16) より応力修正係数 r を求めると次のような値となる。

$$r = \frac{B + \sqrt{B^2 - AC}}{A}$$
 ------(7.17)

ただし、

D-Pモデルの場合:

$$A = \frac{1}{4} (1 - 36\alpha^{2})$$

$$B = \sqrt{J_{2}^{2}} - 6\alpha^{2} (\alpha \Delta J_{1} - k) \qquad \Big] - - - - - (7.18)$$

$$C = J_{2}^{2} - (\alpha J_{1} - k)^{2}$$

 $A=36 (J_1-L)^2 + R^6 J_2^4$ $B=6 (J_1-L)^2 + R^4 J_2^4$ $C= (J_1-L)^2 + R^2 J_2^4 - (X-L)^2$

③ 式(7.17)で得た応力修正係数 r を用いて修正された応力 G_{i+1}(=G_i + rdG)レベルの弾塑性応力・ひずみマトリックス D^{ep} が式(3.24)より算定される。

⑨ この操作を小分割した塑性ひずみ増分毎に行い、⑤~⑧を繰り返し、与えられた ひずみ増分 Δ ε に対する応力状態 σ = σ₀+Δσ を得る。最終的にこの応力状態に対 する積分点の弾塑性応力・ひずみマトリックス D^{ep}が式(3.24)より算定され ることになる。 ⑩ この D^{ep}を用いれば等価節点力 Fe および剛性マトリックス K が次式より 得られることになる。

 $F_{e} = \iiint B^{T} D^{ep} \varepsilon dV \qquad -----(7.20)$ $K = \iiint B^{T} D^{ep} B dV \qquad -----(7.21)$

ただし、 B:節点変位とひずみ場を関係づけるマトリックス。 以上の手順を各要素積分点および各タイムステップ毎に繰り返し行う。

7.4 数値計算のための入力データ

7.4.1 土-構造物系モデル

土-構造物系モデルとしては第5章で行った実験をモデルとし、実験結果と比較を 行うため図7.3に示すように、パイプを中心として放射線上に等比級数でメッシュ 分割を行い、これに基いて質量マトリックス M、剛性マトリックス K および減衰 マトリックス C を算出した。

7.4.2 荷重モデル

高速荷重としては、図7.4に示すように実験データ(点線)を実線のように理想 化したうえで、図7.3に示すような構造モデルに作用する等分布荷重を等価節点外 力に置換して各節点に与えた。

7.4.3 時間間隔

式(7.1)を数値的に解くための時間間隔 △tは、本例のように応力波伝播解析 において極めて重要な値である。例えば、桜井ら⁷⁾は、弾性波動の伝播について種々 の △t を用いて、解の収束状況を検討した結果、系の最小固有周期の1/7 以下であれ ば解は理論値に一致すると述べている。また、山田ら⁸⁾は時間要素分割比 △t/△L(△Lは最小要素分割長)が波動伝播速度の逆数になるように選ぶべきであると述べてお り、一方、Bathe ら⁴⁾は系の1次個有周期の1/124 程度にすれば良いと提言してい る。ここでは系の最小固有周期を求めることが困難であるので、Bathe らの提唱した 方法と山田らの方法で求めた△t の小さい方すなわち、△t =0.00006sec とした。





7.4.4 土の力学定数

土の弾性係数Eは、まず波動伝播速度C より体積弾性係数K(=pC²)を求め、次 にEを算定してE=23.6kg/cm²とした。ただ し、ポァソン比は V=0.45を用いた。 次に、硬化パラメータに用いる等方圧縮応 力と塑性体積ひずみの関係を示すパラメー

タW,Dは実験データより W=0.021, D=

0.272 cm²/kgを与えた。また、キャップモデルの降伏曲面を示すパラメータRは、第 3章で検討した結果よりR=2.5 とした。

さらに、D-Pモデルの係数 α 、 k はひずみ速度効果を考慮した式(2.7) および式(2.8)から式(3.4)および式(3.5)によって求めた。

土の減衰係数 \widetilde{lpha} 、 \widetilde{eta} は式(7.3)によって得られるが、その中の減衰定数 λ

は $\lambda = 0.2$ とした。その理由は第5章の実験において土のひずみが約1%生じたことにより文献(3)⁹⁾を参照して判断した。

7.5 計算結果と考察

7.5.1 ひずみ速度効果によ る影響

ここでは、第3章で導いたひずみ 速度を考慮した土の構成方程式を用 い、7・4で述べたFEMによる手 法により数値計算を行い、ひずみ速 度効果を無視した場合の結果と比較 することにより、その影響を調べた ものである。

図7.5(a),(b) は厚さt=0.5mm(FP) およびt=2mm (RP) の場 合、パイプ頂点における変位~時間 曲線を示したもので、ひずみ速度を 考慮した方が考慮しない場合に比 し、time=12ms 以降の変位は約10% 程度小さくなっている。これは、ひ ずみ速度効果を考慮することによっ て降伏曲面がふくらみ、系全体とし ての弾性領域部分が増加し、した がって、系全体の剛性が増大し、ま た、塑性エネルギーによる履歴減衰 による影響が小さくなるためと思われる。

1.0 0.8 I SPLACEMENT (CH 0.6 STRAIN RATE NEGLECTED EASURED 0.4 0.2 STRAIN RATE CONSIDERED 0 8 12 16 20 TIME (MS) 図7.5(a) FP 頂部の変位の実験 結果と計算結果の比較 1.0 0.8 3 DISPLACEMENT 0.6 STRAIN RATE NEGLECTED TRAIN RATE CONSIDERED 0.4 MEASURED 0.2 0 8 12 16 4 TIME (MS) 図7.5(b) R P 頂部の変位の実験 結果と計算結果の比較

図7.6(a),(b)はRPパイプの上方および側方における土の垂直ひずみおよびせん断ひずみ~時間曲線を示したもので、上方の垂直ひずみではひずみ速度を考慮して

9.4

もあまり変化はないが、側方のせん断ひずみでは、変位と同様にひずみ速度を考慮し ない場合、time=12ms以降のひずみがかなり大きくなっている。これは上方の垂直ひ ずみの場合、上方からの圧縮が支配的であるのに対し、側方の場合には土のせん断の 影響が大きく、反射波と入射波の重なり合いによる大きなせん断応力が発生したため と思われる。一方、ひずみ速度を考慮することにより降伏曲面がふくらみ、弾性領域 を増大させひずみが減少している。



図7.6(a) R P 頂部での土の圧縮 ひずみの計算結果

図7.6(b) R P 側方での土のせん断 ひずみの計算結果

図7.7はt=0.5mm (FP)の場合のパイプ側方における作用土圧~時間曲線を示 したもので、この場合はひずみ速度による影響の差異はあまり認められない。しか し、ひずみ速度を考慮すると、土圧の波形が振動していることがわかる。この理由 は、前述のように、降伏曲面のふくらみにともなう弾性領域の増加ひいては剛性の増 大とともに塑性領域の減少にともなう 酸歴滅衰の減少が生じ、高次の振動が 発生しやすくなるものと思われる。

以上をまとめるとひずみ速度による 影響としては次のようになる。

ひずみ速度の効果を考慮すると、
 土の降伏曲面または、破壊限界がふく
 らみ、弾性領域が増大するため、土 構造系としての剛性が高まり、パイプの変位および土のせん断ひずみはそれ
 ぞれ小さくなることが確認された。



2) 一方、ひずみ速度の応力に与える 図 影響はあまり大きくないが、ひずみ速

図7.7 FP側方での土圧の計算結果

度を考慮することによって多少波形が振動するようになる。

なお、本計算例では上方からの圧縮応力が主として作用し、せん断応力があまり大 きくないため、ひずみ速度効果はさほど顕著に現われなかったものと思われる。

7.5.2 実験結果との比較

(1) 変位

図7.5(a),(b)の点線は実験値を示したもので、一般にtime=12ms 以前では極め て良い一致を示しているが、以降では実験値の方が計算値よりも大きな値となってい る。この理由は、計算値の場合には土槽底部を完全固定としているため反射波の影響 が強く現われ、したがって、time=12ms 以降ではFPおよびRPパイプの上方の変位 は急激に減少するものと考えられる。一方、実験値の方は反射波の影響が比較的少な かったためと思われる。

(2) 作用土圧

a) Free Fieldの場合(FF)

図7.8(a),(b),(c)はFree Fieldにおいてパイプを埋設した場合と同一位置での 頂部、側方および底部の作用土圧~時間曲線を示したものである。図7.8(a),(c)



図7.8(a) Free Fieldにおける頂部 土圧の計算結果と実験結果

より頂部および底部の作用土圧は実験 値より計算値の方が大きく、特に底部 ではtime=12ms 付近で極めて大きな作 用土圧が生じている。これは、土槽底 部から反射波と上方からの入射波が重 複されたものと考えられる。また、本 計算では減衰定数入=0.2としたが、計 算結果をみるとせん断ひずみは4%にも 達し、これより減衰定数が過小であっ たとも考えられる。しかし、一般に作 用土圧の時間的変化の形状は、実験値 と計算値とも非常に良く似ていること が認められた。

図7.8(b) Free Fieldにおける側方 土圧の計算結果と実験結果



図7.8(c) Free Fieldにおける底部 土圧の計算結果と実験結果



と実験結果

98



図7.10(a) R P 頂部土圧の計算 結果と実験結果

の境界に滑りを考慮しなかったためと 思われる。

c) 剛性の大きいパイプ(RP)の
 場合

図7.10(a),(b),(c) はt=2mm の パイプ(RP)の場合の頂部、側方、 底部における作用土圧~時間曲線を示 したものである。この場合もFPと同 様に、計算値の方が実験値よりも全般 的に大きな傾向を示しており、さらに FPの場合より高周波成分が多く含ま れていることが認められる。これはF



図7.10(b) RP側方土圧の計算

結果と実験結果



図7.10(c) RP底部土圧の計算結果

と実験結果

Pの場合よりパイプの剛性が大きく、ひいては固有周期が大きいためで、この傾向は 実験値とも一致している。

7.5.3 パイプの剛性による相違

a) 変位に及ぼす影響

図7.5(a),(b) はFPおよびRPの場合のパイプ頂部の変位を示したもので、F Pの方が大きいことが認められる。これは、FPの相対変位が大きいためである。ま た、ここでは示してないが、底部の変位の計算結果の最大値はRPの方が大きい。こ れはRPの方が大きな質量を持っているため慣性力により大きな剛体変位が生じたも のと思われる。

b) 作用土圧に与える影響

図7.8のFFの場合よりも図7.9のFPの場合の方が一般に作用土圧は大きく 現われている。これは、パイプの剛性が土よりも大きいため土の変形が拘束されてパ イプ周辺の土のひずみが大きくなったためと考えられる。

次に図7.9のFPと図7.10のRPを比較すると、RPの方がFPより高周波成 分をより多く含んでおり、また、図7.9(b)の方が図7.10(b)よりも大き な側圧の値を示していることが注目される。これは、FPの方がRPよりも大きな変 形を示すため側方への変形によって受動土圧が発生するためであると思われる。

図7.8のFFの場合は、全般に2つの大きな波が現われており、これは底部から の反射波の影響が明瞭に現われたためである。一方、図7.9および図7.10のF PおよびRPの場合は、パイプを埋設したことにより周辺の土が乱され反射波の影響 がさほど明瞭に現われないことがわかる。また、パイプによって再び反射するため土 圧の形状が複雑になることが認められる。

7.6 結言

本章は、高速荷重を受ける土と構造物との動的相互作用を数値解析により考察した もので、ひずみ速度効果を考慮した土の構成方程式を用いてFEMにより非線型動的 応答解析を試みたものである。本章の成果を要約すれば以下のようになる。

(1) ひずみ速度効果を考慮したキャップモデルを導入した有限要素解析法の新し

い計算アルゴリズムを開発し、実験結果と比較検討することにより本解析法の妥当性 をほぼ確認した。

(2) ひずみ速度による影響は、土の降伏曲面をふくらませることになるので、系 全体の弾性領域を増大させ、パイプの変位および土のせん断ひずみを減少させる傾向 となった。すなわち、高速載荷によって土の強度が増大したことと同じ効果を及ぼし ている。

(3) 変位における実験値と計算値との比較では反射波が到達するまでは極めてよ い一致を示しているが、time=12ms 以降で計算値のほうが小さい値を示している。こ れは土槽底部を完全固定と仮定しているための反射波の影響であると推定された。

(4) 作用土圧における実験値と計算値との比較では、全般的に計算値の方がやや 大きな値を示しているが、これは減衰定数を過小に評価したためと解析上パイプと土 との境界にある滑りを考慮しなかったためと考えられる。

(5) パイプの剛性による影響は、剛性の増大にともない高周波成分を多く含む傾向となり、また、特に側圧に対しては剛性の小さいパイプ(FP)の方が大きな値を示していることが認められた。
参考文献

- Baron, M. L., I. Nelson and I. Sandler : Influence of Constitutive Equation on Ground Motion Predictions, Proc. of ASCE, EM6, pp. 1181-1200 Dec., 1973.
- 伊藤冨雄、久武勝保、小林洋一:既設トンネルの振動挙動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 年10月
- Wilson, E. L. : A Nonlinear Finite Element Code for Analyzing the Blast Response of Underground Structures, Structural Engineering Lab., Univ. of California, Berkeley, Jan., 1970.
- 4) Bathe, K. H. , H. Ozdemir and E. L. Wilson : Static and Dynamic Geometrical and Material Nonlinear Analysis, Structural Enginerring Lab., Univ. of California, Berkeley, Feb., 1974.
- 5) Wilson,E. L. : A Computer Program for Dynamic Stress Analysis of Underground Structures, Structural Engineering Lab., Univ. of California, Berkeley, Jan., 1968.
- Siriwardane, H. J. ,and C. S. Besai : Computational Procedures for Nonlinear Three Dimensional Analysis with Some Advanced Constitutive Laws, Int. Jour. of Numerical and Analytical Method in Geomechanics, Vol. 7, pp. 147-171, 1983.
- ?) 桜井春輔、小島省三:有限要素法の波動問題への適用について、日本鋼構造協会
 第5 回大会、マトリックス構造解析法論文集、pp. 330-337, 昭和46年6 月.

 8) 山田嘉昭、永井吉彦、楠本紘吉: 材料減衰を考慮した動的応力解析、日本鋼構造 協会第5 回大会、マトリックス構造解析法論文集、pp. 338-345, 昭和46年6 月
 9)石原研而: 土の動力学の基礎、鹿島出版会、pp. 136-206, 1976年7 月.

第8章 結論

本論文は、高速荷重を受ける土と構造物の動的相互作用について実験的に解明し、 それを数値解析法で予測するための手法を提案したものである。

本研究によって、高速荷重を受ける埋設構造物、例えば、ロックシェッドに落石が 衝突したときの応答、海底埋設管に対する投錨による応答、あるいは爆発荷重を受け る埋設構造物の応答などに対して有用な基礎的資料を提供したものと考えている。

特に高速荷重を受ける土はひずみ速度効果によって応力・ひずみ関係が静的な場合 とは異なるので、本研究はこれに着目して実験および解析を行ったものである。

以下本論文を要約し結論とする。

第1章においては、本研究の目的を述べ、土と構造物の動的相互作用に関する研究 の中で高速荷重を受ける場合と地震荷重を受ける場合との違いについて説明し本研究 の意義について述べた。ついで、本論文の内容について略述した。

第2章においては、高速荷重を受ける土の応力・ひずみ関係に与えるひずみ速度効 果を解明するため、多連式油圧ポンプを用いた高速載荷装置を作製し、砂および粘性 土の高速3軸圧縮実験について述べた。

実験の結果、砂のせん断強度に与えるひずみ速度効果は比較的少なく、静的強度より 15%の強度増加がある。しかし、破壊時のひずみは非常に大きく高速載荷時のエネル ギー吸収量が大きくなることが判明した。

一方、粘性土の場合は、ひずみ速度効果が非常に大きく、静的強度に対し高速載荷時の強度は2.5 倍にもなる。また、強度増加は粘着力と内部摩擦が増加するためであるが、見かけ上の内部摩擦角がより大きなひずみ速度依存性があることがわかった。

第3章においては、第2章の実験結果をもとにして、楕円型キャップモデルにひず み速度効果を導入した土の構成方程式を定式化することを試みた。定式化されたモデ ルによって実験と計算結果とを比較検討したところ、この理論によってひずみ速度に 応じた土の応力・ひずみ関係が表現できることが確認され、有限要素法等の数値解析 に有効なモデルであることがわかった。

1 0 3

第4章においては、砂中埋設構造物の動的相互作用に関する基礎的な模型実験について述べた。埋設構造物はパイプおよびアーチであり、Free Fieldの実験もあわせて行い、また静的載荷実験も同時に実施した。実験の結果、静的載荷の場合、剛性の低いパイプでは、作用土圧が全周に分布し、土と一体となって挙動する。しかし、高速載荷の場合には、パイプは載荷方向で非常に大きい変形を生じ、たわみ性パイプの有利性が損なわれることがわかった。

また、剛性の高いパイプでは、載荷方向の土圧が非常に大きく、この傾向は高速載 荷の方が著しい。これらの原因を解明するために透視砂槽によって砂の変形状態を観 測する実験を行った。その結果、高速載荷の場合、砂の変形は載荷方向に集中して大 きな変位が発生するためであることが判明した。

第5章においては、粘性土中に埋設したパイプに対する動的相互作用に関する基礎 的な模型実験について述べた。

ここでは、ショックチューブによる空気衝撃波発生装置を作製して、空気衝撃波を 土中に伝播させ、衝撃波による応答の測定を実施するとともに砂中埋設構造物との比 較のため、砂に関する実験も行った。

実験の結果、砂の応力波の減衰に比較して粘性土の応力波の減衰が非常に少ないこ とがわかった。また、粘性土中に埋設したパイプに作用する土圧は、砂に比較して Free Field,あるいは剛性による変化は比較的少ないことがわかった。また、埋設パ イプに作用する土圧は、Free Fieldの土圧と、パイプの変形速度によって近似的に表 現できることが判明した。

第6章においては、静的相互作用に関する簡易解析法について述べた。静的な荷重 を載荷した場合、構造物に作用する土圧は、Free Fieldの土圧と、土および構造物の 剛性によって表わされることが判明した。この関係を用いて土・構造物系の単純なモ デル化を行い、2次元梁の構造解析法と同じ手法で系全体として解析する方法を提案 した。

この方法によれば、容易に埋設構造物の解析ができ、外力は比較的簡単に求められ るFree Fieldの土圧を用いればよい。

実験結果、有限要素法および本手法の解析結果を比較すると本解析法でかなりよい

1 0 4

結果が得られることが判明した。また、本解析法は埋設構造物のみならず、鋼矢板の 解析にも応用できることがわかった。

第7章においては、動的相互作用の有限要素法による数値解析について述べた。 有限要素法を用いる場合に重要な問題は土の構成方程式である。ここでは第3章で求 めたひずみ速度を考慮した楕円型キャップモデルを有限要素法に導入するための新し いアルゴリズムを開発し、動的材料非線型解析を行い、実験結果と比較検討すること により本解析法の妥当性を確認した。

以上、本研究によって高速載荷を受ける砂および粘性土の動的挙動ならびに砂およ び粘性土中に埋設された構造物の動的相互作用が明らかとなり、特に、粘性土のよう なひずみ速度の効果が顕著である場合の動的応答を予測するための数値解析法を確立 した。

なお、本論文では、土の種類を砂および粘性土についてある特殊な場合に限定した が、ひずみ速度効果は土の種類によって影響されるので、さらに土質定数をパラメー タとした研究が必要である。また、本高速3軸実験で行った載荷速度は最高約600mm/ sec であったので、さらに高速の場合については今後研究を進める。また、本論文で 述べた実験は全て室内におけるものであり、実際の構造物については、野外における 実験によって確認する必要があり今後の問題として引き続き研究する。

藩者の発表論文

- 1. 前田幸雄、 藤本一男: 2 ヒンジアーチの塑性崩壊荷重について、土木学会 論文報告集、第174 号、昭和45年2月.
- 2. Maeda,Y and K. Fujimoto: On Calculation of Collapse Load for Two-Hinged Arches,Transaction of JSCE, Vol.2, Part 1, Aug., 1971.
- 伊藤冨雄、藤本一男: 地中埋設構造物の変形と応力に関する実験、第22回 土質工学シンポジウム(地盤と構造物の相互作用)、昭和52年10月、
- 4. Ito, T. and K. Fujimoto: Strain Rate Effects on Stress-Strain Relationships of Sand, Theoretical and Applied Mechanics, Vol. 30, Dec 1981.
- 5. 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 ロックシェドの設計に関するシンポジウム、昭和58年?月.
- 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. 31A. (投稿中、昭和60年 3月印刷予定.)
- 7. 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. 31A. (投稿中、昭和60年 3月印刷予定、)
- 8. Takeda, J., H. Tachikawa and K. Fujimoto: Deflection and Fracture of Reinforced Concrete Members Subjected to Dynamic Loads, Proc. of Earthquake Engineering Symposium in Commemoration of the 50th Anniversary of the Kanto Earthquake, Oct., 1973.
- 9. Takeda, J., H. Tachikawa and K. Fujimoto: Mechanical Behavior of Concrete under Higher Rate Loading than Static Test, Proc. of Symposium on Mechanical Behavior of Materials, Kyoto, Oct., 1974.
- 10. Takeda, J., H. Tachikawa and K. Fujimoto: Influence of Straining Rate and Propagating Sress Waves on Deformation and Fracture of

106

Concrete, Proc. of 2nd Internation Conference on Mechanical Behavior of Materials, Boston, Aug. 1976.

- 11. Takeda, J., H. Tachikawa and K. Fujimoto: Effects of Straining Rate on Deformation and Fracture of Reinforced Concrete Members, 6th World Conf. on Earthquake Engineering, India, Jan., 1977.
- 12. 竹田仁一、立川博之、藤本一男:コンクリートと衝撃(衝撃をうけるコンク リートの性状と実験)、コンクリート工学、Vol. 115, No. 4,昭和52年4月
- 13. Takeda, J., H. Tachikawa and K. Fujimoto: Fracture of Reinceforced Concrete Structures Subjected to Impact or Explosion., RILEM-CEB-IABSE-IASS-Interassociation on Concrete Structures Under Impact and Impulsive Loading, (S4), Berlin, June, 1982.

その他;

- 竹田仁一、岡崎一正、藤本一男、宮崎靖久: 爆発をうける構造物の設計方法
 に関する基礎的研究、防衛大学校特別研究成果報告集第5号、昭和50年3月.
- 2. 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、 Vol. 14,昭和49年2月.
- 竹田仁一、藤本一男、宮崎光夫: 地中構造物の動的設計法の研究(高速撮影 による挙動の解析),土木技術研究会報、Vol. 16, 昭和51年12月.
- 4. 倉持二郎、藤本一男他: 爆発土圧の土中伝播に関する実験研究、土木技術研 究会報、Vol. 19、昭和54年7月.
- 5. 藤本一男他: 坑内爆発による構造物とその周辺の応答(第1報)、 防衛庁 技術研究本部技報、(印刷中)昭和56年12月
- 藤本一男他: 坑内爆発による構造物とその周辺の応答(第2報)、 防衛庁 技術研究本部技報、(印刷中)昭和56年12月
- 7. 藤本一男他: 坑内爆発による構造物とその周辺の応答(第3報)、 防衛庁 技術研究本部技報、(投稿中)

謝 辞

本研究の遂行と本論文を取りまとめるに当り、終始懇切な御指導を賜わりました大 阪大学工学部 前田幸雄教授に対し衷心より感謝の意を表します。本論文を取りまと めるに当り、極めて有益な御助言、御指導を賜わりました大阪大学工学部 椹木亨教 授ならびに松井保教授に心から感謝いたします。

また、本研究の遂行と本論文の取りまとめに関しまして種々の御助言、御指導を頂 きました元大阪大学工学部 伊藤冨雄教授(現大阪工業大学教授)に対しても深甚な 謝意を表します。

本研究の糸口を与えて頂きました元防衛大学校 竹田仁一教授(現熊本工業大学教 授)、また、本論文をまとめるに当り、極めて有益な御助言と御鞭鐘を頂きました防 衛大学校 石川信隆教授、および森雅美助手、さらに本論文の実験に協力された元防 衛大学校研究科学生鈴木通彦、寄田修、宮崎光夫(現防衛庁)の諸君に対して心から 感謝いたします。最後に、実験を行うに際し、御協力を頂いた防衛庁第4研究所築城 研究室の皆様に感謝いたします。

訂]	正表
-----	----

93.55%

35%

12頁表 2 . 1 誤

誤	粘土	シルト	砂	Gs	LL	PL
	38%	48%	17%	2.824	62%	51%
	PI		e	Y, (g/cm ³)	Y _d (g/cm ³)	Sr
	11%	93.55%	2.501	1.451	0.75	98.17
Æ	粘土	シルト	矽	Gs	LL ·	PL
	55%	30%	15%	2.684	99%	84%
	PT			$\gamma_{a}(a/a\pi^{3})$	~. (a/cm3)	ST

1.45

0.71

97.3%

2.58

頁	行	器	Æ
11	上から 6	このことを示唆する現象として	また、高速載荷での破壊時のひずみが
		が観察された。	大きくなる理由は、静的載荷の場合に
			は、破壊形状が樽型形状を示し、高速
			載荷の場合には明瞭なすべり線が生じ
			たことに起因すると思われる。
11	下から11	炮和度98.1%	飽和度97.3%
22	上から 9	なお、この実験では、せん断中の間隙	なお、この実験ではせん断中の間隙水
}		水圧も	圧の測定も実施した。せん断中の間隙
		これも高速時のひずみ速度効果	水圧の測定結果では、高速になると間
		の原因の1つと考えられる。	隙水圧の発生が遅れ、その値も小さく
İ .			なった。しかし、測定法が端面におい
			て行ったものであり、その信頼性はあ
			まりないのでここではコメントを差し
			控える
24	上から3	and W.L.Shammon	and W.L.Shannon
25	上から 3	Dynamic Plasticuty	Dynamic Plasticity
25	上から12	Energy Comcept	Energy Concept
26	上から 2	土の構土の構成方程式	土の構成方程式
39	上から13	6) Pergyna	8) Perzyna
49	下から 1	図4.17 アーチ方面の	図4.17 アーチ表面の
50	下から 3	2ヒンジアーチより大きい	2 ヒンジアーチより小さい
62	下から 8	(図1.1A)	(🖾 5.1A)
74	下から 8	Dancan	Duncan