

土 木 研 究 所 資 料

立木の衝撃緩衝効果に関する 試験報告書

昭和63年 2 月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright © (1 9 8 8) by P.W.R. I.

All rights reserved.No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は，土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって，本報告書の全部又は一部の転載，複製は，土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

立木の衝撃緩衝効果に関する試験報告書

砂防研究室 室 長 水 山 高 久
主任研究員 石 川 芳 治
鈴 木 浩 之

要 旨

コンクリート製の砂防ダムは、土石流対策施設として最も一般的なものである。しかし、コンクリート製の砂防ダムは土石流の先頭部に含まれる巨礫の持つ衝撃力によって本体の一部が破壊されることがあり、土石流の緩衝材などが考案、研究されている。ところで、砂防ダム上流の堆砂域にある樹木はこれまで、流木の原因になるなどの理由により伐採している。しかしこの堆砂域内にある樹木に土石流の衝撃力を緩和する効果が有れば、この樹木を利用することによって土石流の衝撃力に対する安全性を向上させることが出来る。このためには、樹木の衝撃緩衝効果を定量的に評価することが必要となり、これが得られれば樹木を有効に活用する方法も考えられる。

本研究は、立木の衝撃緩衝効果を定量的に評価するために、昭和61年度に引続き実施したもので、昨年度はその第一段階として立木を単純梁と仮定した上で、木材単純梁に対する衝撃曲げ破壊試験、静的载荷試験等を実施して、実験的に木材の衝撃エネルギー吸収能を求め、任意のスパン、直径を持つ立木の衝撃エネルギー吸収能を推定する式を提案した。本年度は、昨年度の実験で得られた結果の妥当性を検討するための補足実験として、木材単純梁の高速载荷試験、局部めり込み試験の2種類の室内試験を実施した。また、実際に生育している樹木に衝撃荷重を与え、衝撃エネルギー吸収能を調べる現地衝撃試験と、土石流の流体力を想定して、流体力が作用する高さの地点に集中荷重が作用することにして静的引き倒し試験を実施した。その結果、実際の樹木では、根による地盤への固定の程度が立木のエネルギー吸収能に与える影響が大きく、半固定の片持梁としてその樹木の持つ衝撃エネルギー吸収能を推定した方がよいことが分かった。また、実際の立木の固定点にバネを挿入した半固定の片持梁として行った2質点系のシミュレーションでエネルギー吸収能を推定できることが分かった。これらの結果を基に立木のエネルギー吸収能を推定する式を提案した。

キーワード：土石流，土石流緩衝樹林帯，緩衝材，衝撃力，衝撃応答解析

Study on the impact energy absorptivity of woods

by

Takahisa MIZUYAMA

Yoshiharu ISHIKAWA

Hiroyuki SUZUKI

Synopsis:

Sabo dams made of concrete are the most common type of countermeasure against debris flows. However, a portion of dams is sometimes damaged by the impact energy of boulders within the front of debris flows. Trees growing in the sedimentation area upstream of sabo dams, instead of being cut down so far as they may turn into driftwood, are thought to be able to act as a cushioning material for debris flows if their effects can be evaluated quantitatively in order to put them into effective use.

This study is a continuation of the study commenced in 1986 which proposed to assume trees as simple beams and to conduct static loading tests and impact bending rupture tests on these simple beams to find out the impact energy absorptivity of woods. As supplementary tests for reviewing the adequacy of last year's tests results, two kinds of laboratory tests are conducted: high-speed loading tests and partial sinking tests. Dynamic loading tests on actual trees and static pulling down tests on the fluid force of debris flows are conducted in the field. The results revealed that semi-fixed cantilevers are better materials to assume the impact energy absorptivity of trees. It can also be predicted by a two-mass point series simulation of semi-fixed cantilevers which inserted a spring at the roots of trees. A formula is proposed to presume the energy absorptivity by basing on these results.

KEY WORDS: Debris flow, cushioning materials, forest belt to absorb the impact of debris flows, impact response analysis

は　じ　め　に

土石流対策用の砂防ダムは土石流の衝突時に破壊されることがあり、補強、緩衝の方法を確立することが急務となっている。本報告書は、緩衝の一方法として考えられている土石流緩衝樹林帯のような樹木を利用した対策の効果についての基礎的な研究の成果で、昭和61年度より2ヶ年にわたり東北地方建設局新庄工事事務所より「鋼製砂防ダム緩衝材試験」として依頼された課題である。

昨年度は、直径の異なる皮付き杉丸太について静的載荷試験と衝撃載荷試験を実施し、立木の衝撃エネルギー吸収能を推定する手法を提案した。本年度は、昨年度推定した手法の妥当性の検討を行ったほか、実際に生育している樹木に衝撃載荷試験、静的引き倒し試験を実施し、実際の立木の持つエネルギー吸収能を推定する式を提案した。

昭和63年2月

目 次

はじめに

1. 試験の概要	1
1.1 試験の種類と目的	1
1.2 試験条件	1
2. 室内試験の結果と考察	3
2.1 静的局部めり込み試験	3
2.1.1 試験方法	3
2.1.2 供試体	4
2.1.3 試験結果	5
(1) 荷重とめり込み量の関係	5
(2) めり込みによる局部荷重の推定	7
2.2 木材単純梁の高速載荷試験	8
2.2.1 試験条件	8
2.2.2 試験方法	8
2.2.3 供試体	9
2.2.4 試験結果	11
(1) 荷重, 変位～時間曲線	11
(2) 荷重～変位曲線	14
(3) 最大荷重, 終局変位と木材径及び載荷速度の関係	17
(4) 動的エネルギー吸収能と木材径及び載荷速度の関係	23
(5) 動的エネルギー吸収能と衝撃エネルギー吸収能(昭和61年度結果)の比較	28
(6) 供試体の破壊状況	29
2.2.5 ま と め	31
3. 木材単純梁の応答シミュレーション	33
3.1 解析モデル及び基本式	33
3.2 計算条件	34
(1) 計算に用いた諸数	34
(2) 計算手順	35
3.3 計算結果及び試験結果との比較	36
(1) 荷重～時間曲線	36
(2) 荷重～変位曲線	40

(3) 最大荷重と木材径及び載荷速度の関係	41
(4) 衝撃エネルギー吸収能と局部エネルギー吸収能	44
(5) 衝撃エネルギー吸収能と木材径及び載荷速度の関係	46
3.4 ま と め	48
4. 立木の静的引き倒し試験	50
4.1 試 験 条 件	50
4.2 試 験 方 法	50
4.3 供 試 体	51
4.4 試 験 結 果	52
(1) 荷重～載荷点変位曲線	52
(2) 曲げモーメント～回転角曲線	55
(3) 最大曲げモーメントと木材径の関係	56
(4) 立木の変形特性と破壊状況	59
(5) 静的エネルギー吸収能	61
4.5 ま と め	68
5. 立木の衝撃載荷試験	70
5.1 試 験 条 件	70
5.2 試 験 方 法	70
5.3 供 試 体	74
5.4 試 験 結 果	75
(1) 荷重，変位～時間曲線	75
(2) 荷重～衝突点変位曲線	80
(3) 最大荷重，最大曲げモーメント及び終局変位，終局回転角と樹径の関係	82
(4) 変 形 特 性	90
(5) 破 壊 形 状	90
(6) 衝撃エネルギー吸収能	92
(7) 力積 Ft と根元直径の関係	98
5.5 ま と め	99
6. 立木の衝撃応答シミュレーション	101
6.1 基本式及び解析モデル	101
6.2 計 算 条 件	104

(1) 計算に用いた諸数	104
(2) 計算手順	105
6.3 計算結果と実験結果の比較	105
(1) 荷重～時間曲線	105
(2) 荷重～変位曲線	107
(3) 最大荷重, 最大曲げモーメントと樹径及び衝突速度の関係	109
(4) 衝撃エネルギー吸収能	112
6.4 ま と め	119
7. 解 析	121
7.1 立木の静的エネルギー吸収能	121
7.2 立木を半固定片持ばりにモデル化した荷重～変形解析	121
7.3 立木の衝撃エネルギー吸収能	127
7.4 立木のエネルギー吸収能の変化	128
8. 離散化モデルによる立木の衝撃応答シミュレーション	130
8.1 基本式および解析モデル	130
(1) 力のつり合い条件	130
(2) 変形適合条件	131
(3) 根モデル部の取り扱い	132
8.1.2 計算条件	135
(1) 幹の $M \sim \theta$ 関係のモデル化	135
(2) 根の $M \sim \theta$ 関係のモデル化	136
(3) 計算で使用する $M \sim \theta$ 関係への再交換	137
(4) 計算に用いた入力値	138
(5) 計算手順	139
8.1.3 計算結果の考察	141
(1) 破壊性状	141
(2) 衝突点の荷重応答	141
(3) 相似点について	141
(4) 相違点について	141
(5) 立木の衝突点変位応答	144
(6) 計算結果のまとめ	144
8.2 試験で実施できなかった条件域での解析予測 (パラメトリックスタディ)	145

(1) 各パラメータによる衝突点の荷重～時間応答の変化	145
(2) 各パラメータの変化による破壊モードの相違	146
(3) 各パラメータの変化と衝撃エネルギー吸収能の変化	147
9. 結論および今後の課題	148
お わ り に	150

1 試験の概要

1.1 試験の種類と目的

試験は、昨年度の補足実験として、静的局部めり込み試験及び木材単純梁の高速載荷試験を実施した。また、実際に生育している立木の衝撃エネルギー吸収能を求めるために、立木の静的引き倒し試験および立木の衝撃載荷試験を実施した。表－1.1に試験の種類と目的を示す。

表－1.1 試験の種類および目的

試験の種類	目的
静的局部めり込み試験	杉材の静的局部変形と荷重の関係について調べる。
木材単純ばりの載荷試験	単純支持された杉材に高速荷重が作用する場合の荷重と載荷点変位の関係を求める。この結果を先に行った衝撃載荷実験において得られた荷重と変形との関係と比較することにより、衝撃荷重～変位関係の波形の乱れの原因を明らかにする。
立木の静的引き倒し試験	立木に静的な引張力を加え、立木の静的な耐力と変形性状を求める。 得られた荷重～変位関係に基づいて静的な立木の吸収エネルギーを求める。 この際、根張りの状態が強度および変形性状に及ぼす影響について調べる。
立木の衝撃載荷試験	立木に対して、衝撃荷重が作用する場合の立木の衝撃耐力（作用衝撃荷重）および変形性状を求め、これから衝撃吸収エネルギーを算定する。 この際、根張りの状態が強度および変形性状に及ぼす影響について調べる。

1.2 試験条件

静的局部めり込み試験は、木材径、単純梁の高速載荷試験は木材径と載荷速度、立木の静的引き倒し試験は、木材径と載荷位置、立木の衝撃載荷試験は、木材径、載荷速度、載荷位置をそれぞれ変化させて実施した。表－1.2に試験条件を示す。

表－ 1.2 試験条件一覧表

試験の種類	木材径 (cm)	載荷速度 衝突速度 (m/s)	載荷位置 (m)	CASE No	測 定 項 目	実験個数
静的局部 めり込み試験	15.0		—	1	荷重 めり込み量	4
				2		
				3		
				4		
木材単純はり 載荷試験	10.0	2.0	スパン中央	1	動的荷重 載荷点変位	6
		4.0		2		
	13.0	2.0		3		
		4.0		4		
	15.0	2.0		5		
		4.0		6		
立木の静的 引き倒し試験	10.0		1.0	1	荷重 載荷点変位 高速ビデオ撮影	8
			1.5	2		
			2.0	3		
	15.0		1.0	4		
			1.5	5		
			2.0	6		
立木の衝撃 載荷試験	10.0	4.0	1.0	1	荷重 載荷点変位 変位 2 変位 3 （ 載荷位置 の高さの 倍数の位 置 ） 高速ビデオ撮影	12
		6.0		2		
		8.0		3		
		10.0		4		
		8.0	1.5	5		
		8.0	2.0	6		
		6.0	1.0	7		
	15.0	8.0	1.0	9		
			1.5	10		
			2.0	11		
			2.0	12		
			2.0	13		

2. 室内試験の結果と考察

2.1 静的局部めり込み試験

昨年度実施した木材単純梁の衝撃载荷試験では、重錘下部に取り付けたロードセルが、木材に衝突した時に発生する荷重をロードセル自体で測定する方法としたが、衝突の際ロードセルの受感部が木材にめり込む現象を生じている。(試験後の観察で衝突点にはロードセルのめり込みによる損傷がみられた。写真-2.1参照)

また、測定された荷重～時間曲線で、シャープな立ち上りをもつ荷重が加わっていることなどから、測定されている荷重は、梁の真のバネ力、 F_1 ではなく、ロードセルと木材の接触点の力 F_2 であると考えられる。この F_2 は局部応答と梁全体の応答とを含んだものであることから、木材の局部めり込み量と荷重の関係を明らかにする必要がある。そこで、昨年度の試験で使用したのと同じロードセルを用いて、局部めり込み量と荷重の関係を測定した。

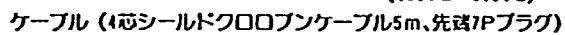


写真-2.1 昭和61年度に実施した衝撃試験後の载荷点近傍の供試体の状況 ($\phi = 15\text{ cm}$, $V = 6\text{ m/s}$)

2.1.1 試験方法

試験装置の概要を図-2.1に示す。ロードセル受感部が木材にめり込むときの荷重 P とこのときのめり込み量 α は、図-2.1に示すようにロードセル受感部を木材に直接めり込ませることによって測定した。载荷装置には、50 ton アムスラー試験機を用いた。

荷重は、载荷板と供試体の間に挿入したロードセルにより測定したほか、アムスラー試験機の载荷値を読み取った。変位はダイヤルゲージでロードセルの局部めり込み量を測定した。なお、アムスラー試験機の载荷板の相対変位は局部めり込み量に対して微小であったので無視した。図-2.2に使用したロードセルの諸元を示す。



LC-E種類・寸法

型式名	容量	A	B	C	D	E	F	G	H	A	重量(kg)
LC-16TE	16T	103	90	130	φ100	4-12	12	φ83	φ24	70	3.4kg
LC-20TE	20T	110	95	152 S	φ129	4-12	12	φ95	φ36	100	5.6kg

図-2.2 ロードセルの諸元

供試体は、現地試験を実施した群馬県黒保根村の内野国有林の杉材で、現地静的引き出し試験に用いた供試木の一部から長さ30 cmの供試体を切り出した。供試体の直径は、10 cmと17 cmの2種類である。供試体は自然状態の含水率が変わらないように防乾処理を施し、切り出してから一週間以内に試験を実施した。

2.1.3 試験結果

(1) 荷重とめり込み量の関係

試験に用いた木材はφ17, φ10 cmの2種類である。実験結果を図-2.3(a), (b)に示す。

図-2.3(a)に試験体と載荷板の間に挿入したロードセルにより測定した接触点の荷重(F_2)と局部めり込み量の関係を図-2.3(b)にアムスラー試験装置の荷重計により測定した載荷荷重とめり込み量の関係を示す。

図-2.3(a), (b)より、荷重～局部めり込み量曲線において木材径の影響は見受けられず、いずれの木材径においても荷重はほぼ局部めり込み量の増大に伴い比例的に大きくなる傾向を示している。

図-2.3(b)に示したアムスラー試験機の荷重計により測定した荷重とめり込み量の関係は木材径に拘らずほぼ比例的に増加する傾向を示している。一方、図-2.3(a)のロードセルにより測定した接触点荷重とめり込み量の関係では、30 mm付近までは木材径にかかわらず図-2.3(b)と同様に、ほぼ比例的に増加するが、30 mmを越えてからは荷重～局部めり込み量の比例関係が乱れている。これは図-2.4に示すような木材とロードセルの受感部形状との間で生ずる現象の影響でこれを「はしかけ現象」と呼ぶことにする。この「はしかけ現象」について試験観察結果から詳述する。

本試験で用いたロードセルの受感部は、図-2.2に示すようにロードセル本体から2 cmほどしか突出していない。したがって、局部めり込み量は、2 cmで限界に達し2 cm以上の変形では荷重は増加せず一定になるかあるいはロードセ

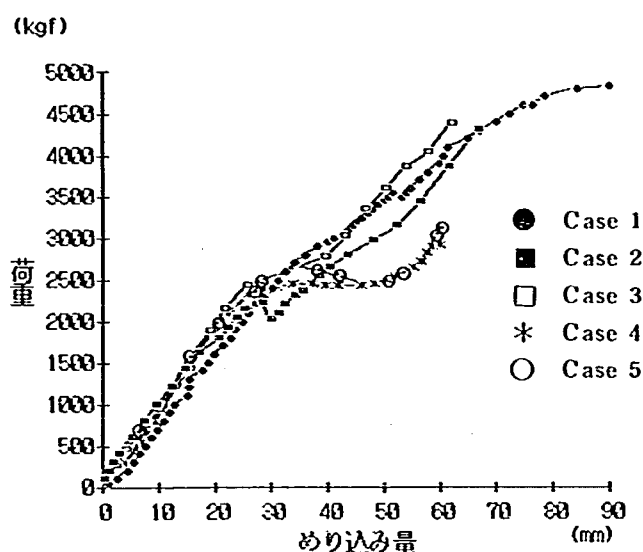


図-2.3(a) 荷重～めり込み量関係 (接触点荷重)

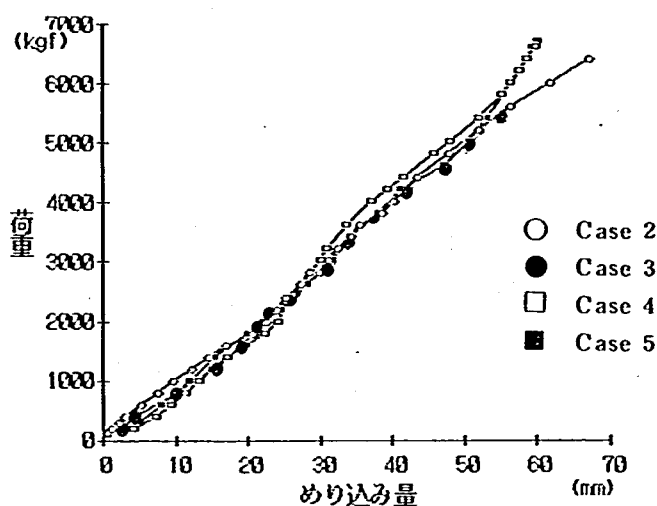
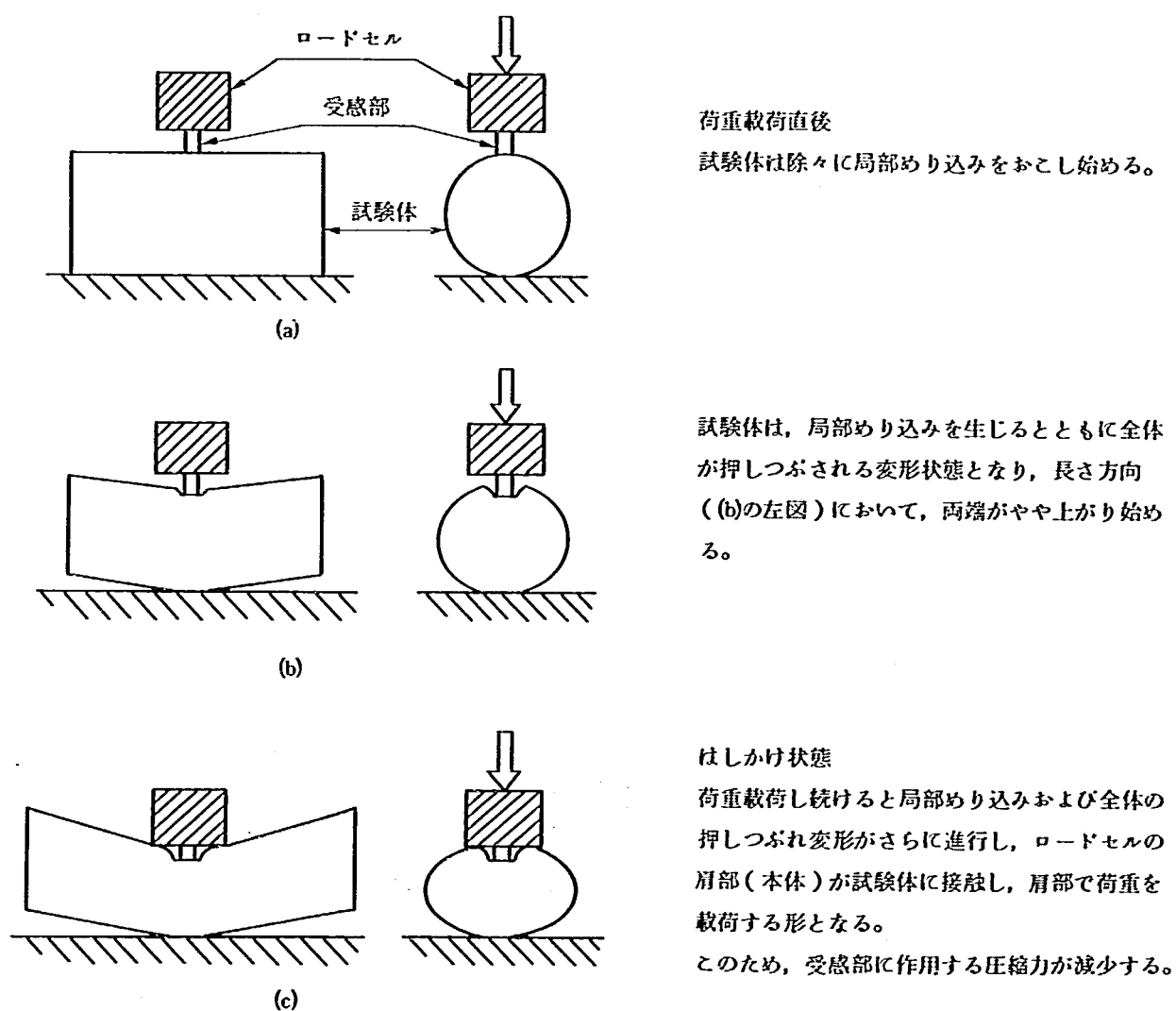


図-2.3(b) 荷重～めり込み量関係 (載荷荷重)

ル本体で、はしかけ現象（図－2.4 参照）を生じ減少すると考えられる。しかし、試験中の木材の変形挙動を観察すると、局部めり込みとともに木材全体がロードセルに押しつぶされる形となり、木材全体がつぶれた量が、測定した変形量に含まれるため、20mm以上の変位量が生じている。

図－2.3 において局部めり込みの影響が現れ始めるのは、変形量が30mmを越えた付近からである。木材径の細いφ10cmは、30mm付近でほぼ最大値となり、30mmから50mm付近まではほぼ一定の値を示し、50mm以降再び荷重は増加している。これは、30mm付近でロードセルの受感部が完全に木材にめり込み図－2.4 に示したようなはしかけ状態になっているため荷重はほぼ一定になると考えられる。さらに変形が進行して、50mmを越えた時点でロードセル本体が供試体にめり込み始めることにより、はしかけ状態が解除され、再び荷重が増加し



図－2.4 木材の局部応答と「はしかけ現象」

ていくと考えられる。これに対して、木材径の太いφ17cmでは30mm付近を境として、曲線の増加勾配がやや緩やかになりつつも単調に増加している。φ17cmの場合もφ10cmの場合と同様に30mm付近までは、局部めり込みの方が卓越し、供試体の全体的な変形量はあまり大きくない。また、φ10cmに比較してφ17cmは全体的な変形量が小さいために、はしかけ状態が起こりにくく、受感部に常に荷重が作用する状態を保つことができるためと考えられる。しかし、ロードセル本体が供試体に接触する分だけ荷重は低下する傾向を示し、結果的に荷重増分が小さくなり図-2.3に示すような変曲点が生じるものと考えられる。

ロードセルの受感部の突起の長さ分のみがめり込むまでが信頼できる値とすると、同じ木材で試験を実施しても異なるロードセルを用いて測定すると、異なる荷重が測定されることが考えられる。このことから、局部めり込み量と荷重の関係を整理する場合、アムスラー試験機の荷重計を用いて測定した値を用いて整理する方が正確であると考えられる。

(2) めり込みによる局部荷重の推定

一般に、木材の持つ材料定数（強度、剛性等）はバラツキが大きいと考えられる。また、同じ産地の樹木であっても、日照条件や水分条件などの差によっても強度のバラツキが予想される。したがって、めり込みによる局部荷重を決定するためには、対象とする場所に実際に生育している樹木から供試体を採取して試験する必要がある。

上記のように、今回の試験結果を一般的な式とすることはできないが、試験結果から、静的局部荷重の推定式は、次のように表される。

$$P = K \times \alpha \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

ここに、P：静的局部めり込み荷重、K：定数（今回の試験では900kgf/cm）、

α：局部めり込み量である

なお、木材は、含水率による強度の変化が大きいため、供試体を採取してから試験を実施するまでに水分が変化しないように注意する必要がある。

2.2 木材単純梁の高速載荷試験

2.2.1 試験条件

高速載荷試験は、載荷速度および木材径が終局耐力および終局変形量に及ぼす影響を明らかにするために載荷速度および木材径をパラメータとして行った。さらに、昨年度実施した試験結果からスパン長が衝撃エネルギー吸収能に及ぼす影響を考慮する必要があるためスパン長をパラメータとして実験を行なった。試験ケースを表－2.1に示す。

表－2.1 試験ケース

CASE №	木材径 (cm)	スパン長 (cm)	載荷速度 (m/s)	実験回数 (回)	試験体個数 (本)
I-1 I-2	10.0	140.0	2.0	1	1
			4.0	1	1
II-1 II-2		200.0	2.0	1	1
			4.0	1	1
I-3 I-4	13.0	140.0	2.0	1	1
			4.0	1	1
II-3 II-4		200.0	2.0	1	1
			4.0	1	1
I-5 I-6	15.0	140.0	2.0	1	1
			4.0	1	1
II-5 II-6		200.0	2.0	1	1
			4.0	1	1
			合 計	12	12

2.2.2 試験方法

(1) 載荷装置

木材単純梁の高速載荷試験に用いた装置の概要を図－2.5及び写真－2.2に示す。この装置による試験体の最高変位速度は40 m/sである。

(2) 試験方法

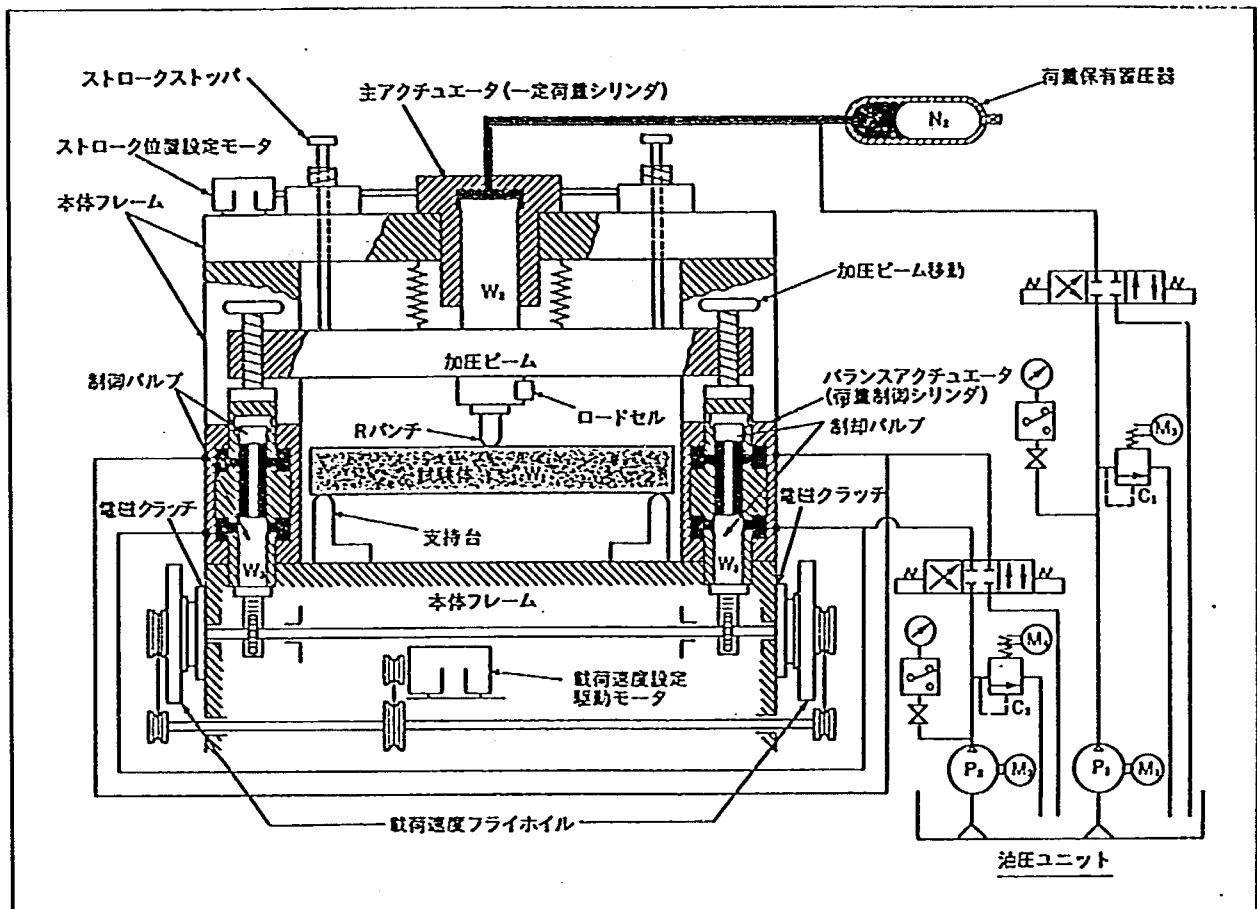
試験方法の概要を図－2.6に示す。供試体は、全長240cm、スパン長200cmとし、昨年度行なった衝撃載荷実験の実験条件と同様とした。また、載荷方法は供試体と載荷用のパンチの間にロードセルを挿入する方法とし、昨年度行なった衝撃載荷実験と同一の載荷条件とした。

供試体を支持する支点部は、供試体を上下から銅棒で挟み込みボルトナットで固定する構造となっている。これにより供試体のずれおよび跳ね上がりを防止し、かつ供試体の変形に伴い支点部が回転できるため単純支持の条件を満足する構造である。

2.2.3 供試体

高速載荷試験に用いた木材は、現地試験を実施した群馬県勢多郡黒保根村の内野国有林産の木材である。供試体は、全長240cmおよび170cmの皮付き杉生丸太で、中央径がφ10cm, φ13cm, φ15cm付近の3種類に分類して試験を実施した。供試体の諸元を表-2.2に示す。

●作動図



●作動原理

治圧ポンプ P_1 を運転して、治圧を定荷重バルブ C_1 を介して主アクチュエータに供給すれば、一定に保たれた荷重が試験体に、直列に載荷されます。この際治圧ポンプ P_1 を運転して定荷重バルブ C_1 をバランスアクチュエータに送ります。ここで試験体に載荷される荷重 W_1 、主アクチュエータの荷重を W_2 、バランスアクチュエータの荷重を W_3 とすると、

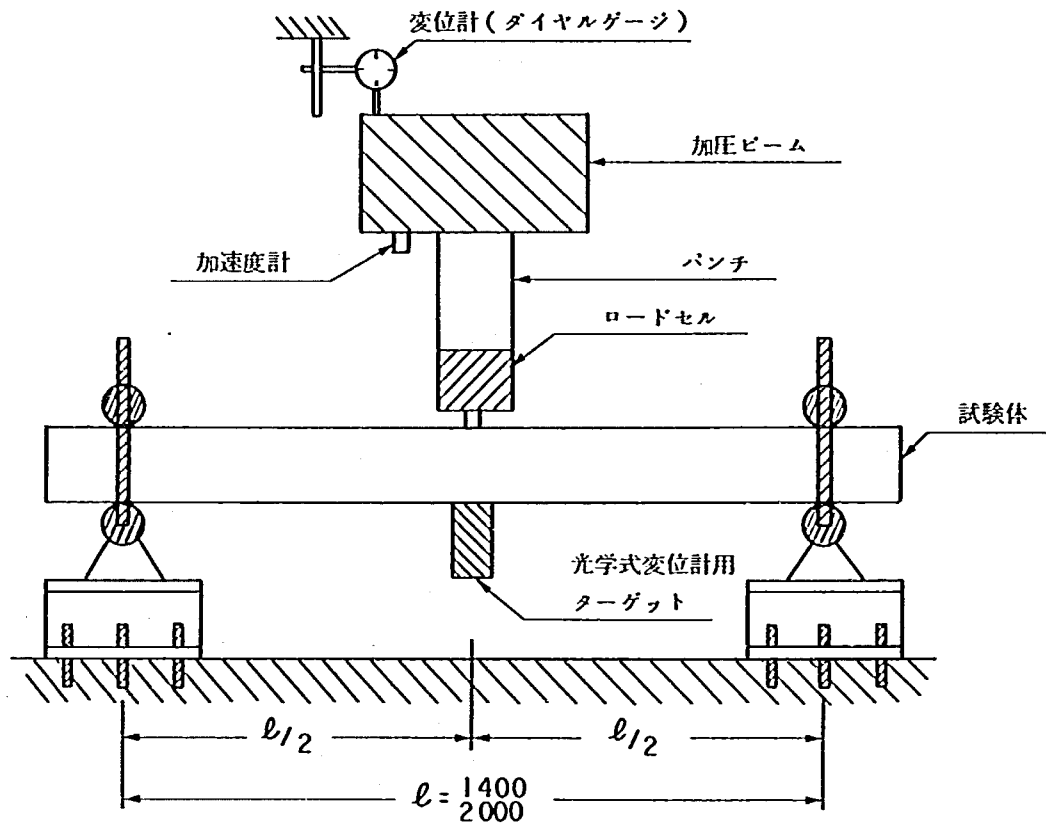
$$W_1 = W_2 - W_3 \quad (W_2 = W_1, W_3 = 0) \quad \text{となります。}$$

W_2 は一定なので、 W_3 を制御する事により W_1 を制御し得ることとなります。

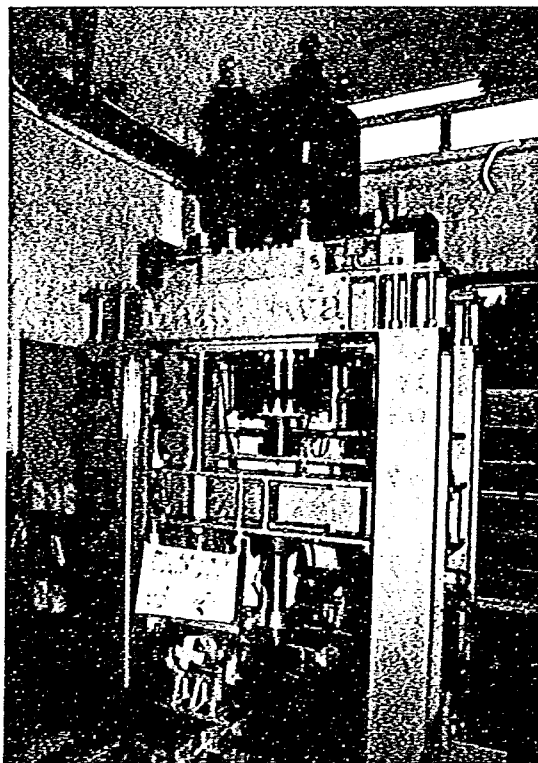
フレームに受ける歪は荷重 W_1 のみに関係しますから、 W_1 の変動により歪が変動する事はありません。

W_3 の制御は、バランスアクチュエータに内蔵された制御バルブを機械的に一定速度で作動させて所定の速度で試験体に載荷するものとします。

図-2.5 高速載荷試験装置の概要



図－ 2. 6 高速載荷試験方法の概要



写真－ 2. 2 高速載荷試験装置

表- 2. 2 (a) 供試体の諸元 (全長 240 cm)

試験体 No	全 長 (cm)	元口径 (cm)	末口径 (cm)	重 量 (kgf)	含水率 (%)	単位体積重量 (gf/cm ³)
II-1	240.0	13.0	11.0	21.2	113.0	0.915
II-2	240.0	14.0	12.0	22.1	125.0	0.810
II-3	240.0	14.0	13.0	25.9	136.0	0.886
II-4	240.0	16.0	14.0	31.3	135.0	0.864
II-5	240.0	18.0	15.0	34.2	112.0	0.777
II-6	240.0	20.0	16.0	43.4	105.0	0.826

表- 2. 2 (b) 供試体の諸元 (全長 170 cm)

試験体 No	全 長 (cm)	元口径 (cm)	末口径 (cm)	重 量 (kgf)	含水率 (%)	単位体積重量 (gf/cm ³)
I-1	165.0	14.0	13.0	19.0	110.7	0.804
I-2	178.0	9.5	8.0	8.2	111.5	0.761
I-3	204.0	16.0	13.0	27.0	130.4	0.793
I-4	192.0	11.0	9.0	12.5	122.9	0.821
I-5	172.5	14.0	10.5	15.2	135.5	0.733
I-6	177.5	11.5	10.0	13.2	118.7	0.816
I-7	171.0	23.5	18.5	37.7	125.0	0.627
I-8	160.0	19.8	16.5	24.1	45.0	0.578

2. 2. 4 試験結果

(1) 荷重, 載荷点の変位~時間曲線

測定された荷重~時間曲線 ($P \sim t$ 曲線) および載荷点の変位~時間曲線 ($\delta \sim t$ 曲線) の例を図- 2. 7 および図- 2. 8 に, 全ケースの試験結果を表- 2. 3 に示す。また, 昨年度実施した木材単純梁の衝撃載荷試験の $P \sim t$, $\delta \sim t$ 曲線を図- 2. 9 に示す。これらの図表から以下の特性が認められる。

- ① 高速載荷試験においても, 荷重開始時間と変位開始時間に差が生じている。これは, 2. 1 項で述べた局部めり込みによる荷重が, 梁の全体変形が発生する以前に生じているためである。
- ② 高速載荷試験によって得られた $F \sim t$ 曲線には, 昨年度の衝撃載荷試験の $F \sim t$ 曲線のような 2 つのピークをもつ波形が表われない。これは, 梁と重錘の接点では, 局部めり込みによる局部荷重が生じているためと考えられる。これに対し, 高速載荷試験は, 梁を強制的にある一定の速度をもって変形させているため, 加速度, 慣性力は生じるもののその影響が小さいことと局部めり込み量も小さく, めり込んだ状態を保ったまま強制的に変形させられるため, 衝撃試験のような局部応答が発生しないためであると考えられる。
- ③ 最大荷重に達するまでの時間 T_0 は, ばらつきはあるものの, 木材径が大きくなるに従って長くなる傾向を示す。これは, 木材径の増加に従って梁の剛性が大きくなるためである。

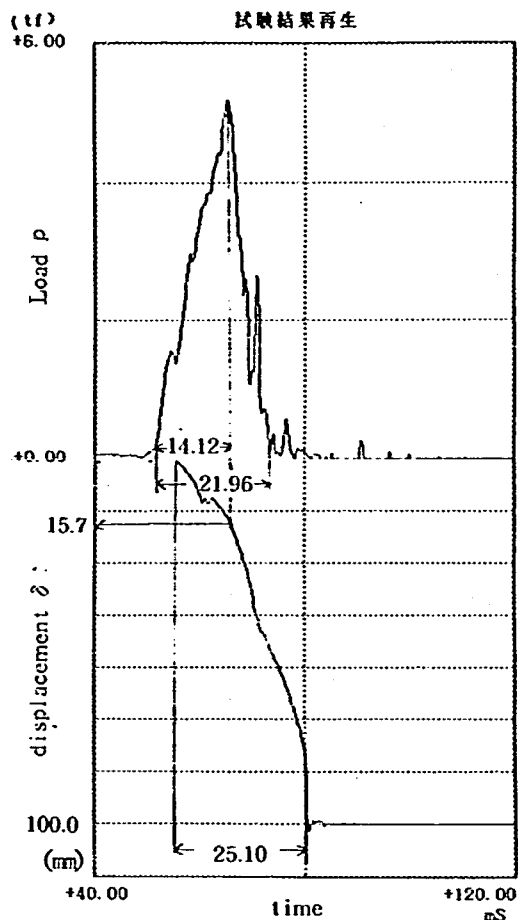


図-2.7 荷重，変位～時間曲線
 (高速载荷試験)

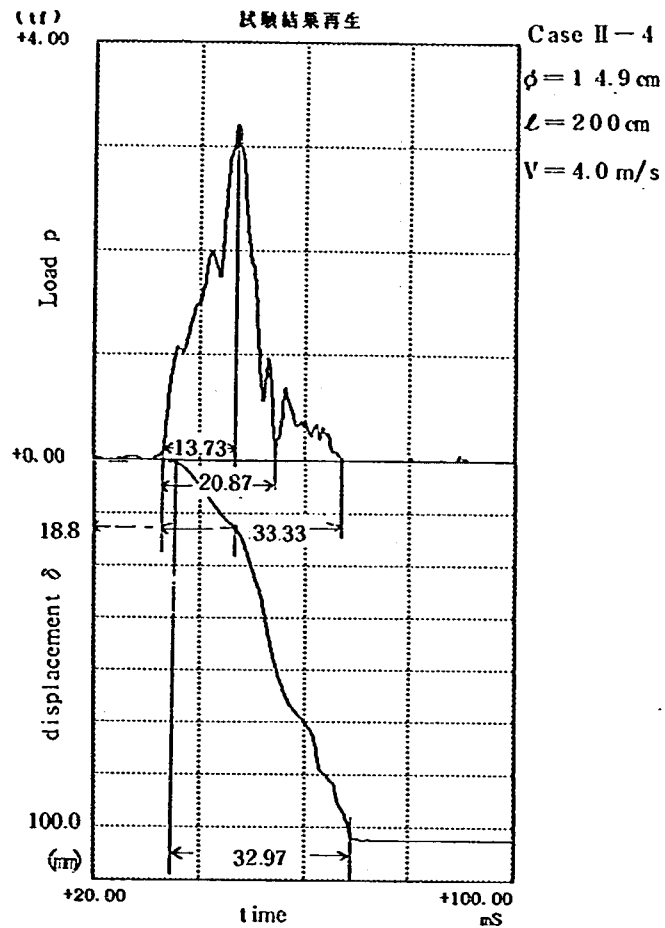


図-2.8 荷重，変位～時間曲線
 (高速载荷試験)

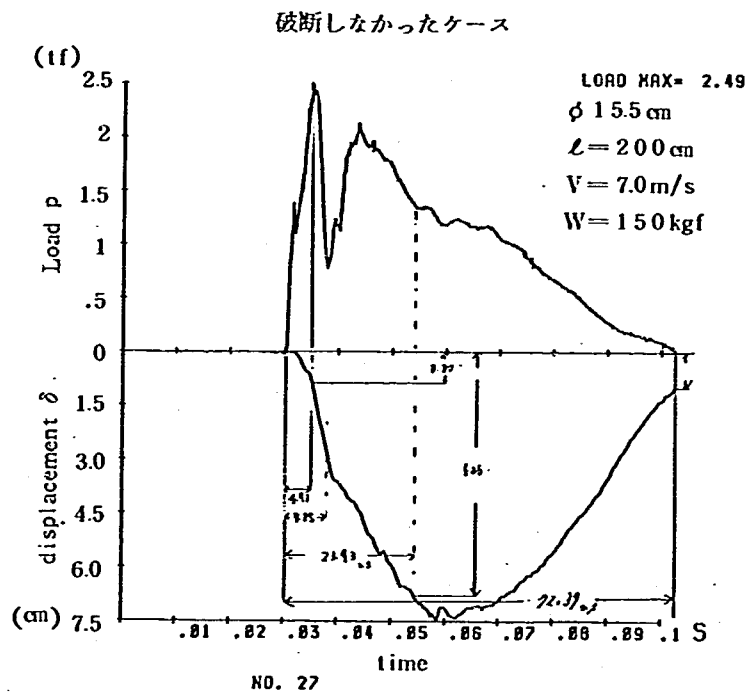


図-2.9 荷重，変位～時間曲線
 (S61年度衝撃载荷)

表-2.3 高速載荷試験結果

CASE No	載荷点 直 径 ϕ (cm)	載 荷 速 度 V (m/s)	スパン長 L (cm)	最大荷重 P_{max} (tonf)	最大荷重 迄の時間 T_0 (msec)	荷重持続 時 間 T_0 (msec)	最大荷重 時の変位 $\delta(P_{max})$ (cm)	終局変位 δ_u (cm)	載荷速度 V (m/s)	変位速度 $\dot{\delta}$ (m/s)
I-1	13.1	2.0	140.0	1.65	16.47	65.88	0.78	4.50	0.97	0.71
I-2	9.1	2.0	140.0							
I-3	13.5	4.0	140.0	2.03	12.55	37.65	0.87	6.00	2.18	1.66
I-4	9.8	2.0	140.0	3.50	17.25	50.20	1.74	4.50	2.21	1.63
I-5	13.0	4.0	140.0	5.20	14.12	21.96	1.57	5.20	4.16	3.98
I-6	10.8	4.0	140.0	3.38	14.12	25.09	2.12	4.50	4.12	3.04
I-7	17.5	2.0	140.0	3.41	19.61	62.75	1.69	8.99	1.91	1.77
I-8	20.0	4.0	140.0	4.17	18.04	27.45	2.13	5.20	3.98	3.33
II-1	12.0	2.0	200.0	1.94	18.63	66.67	3.25	7.50	1.80	1.34
II-2	12.0	4.0	200.0	1.71	11.76	35.29	3.00	7.50	4.27	3.20
II-3	13.1	2.0	200.0	2.00	20.00	56.86	1.88	5.13	1.95	1.17
II-4	14.9	4.0	200.0	3.21	13.73	33.33	1.88	6.00	4.27	3.03
II-5	15.8	2.0	200.0	2.81	20.39	78.43	1.63	10.00	1.78	1.45
II-6	16.8	4.0	200.0	3.98	12.16	39.22	1.50	7.50	4.00	3.39

ここに、

載荷速度 V : 加圧ビームの変位～時間曲線の平均勾配として求めた

変位速度 $\dot{\delta}$: 載荷点変位～時間曲線の平均勾配 ($\frac{d\delta}{dt}$) として求めた

終局変位 : 荷重応答が0になったときの載荷点変位として求めた

④ 荷重応答が終了した後も載荷点の変位は増加し続けている。これは、与えたエネルギーが梁の耐力よりも大きかったために、梁の耐力は0となった後も梁の変位のみが続くためである。

⑤ 荷重の波形は荷重が減少してゆく段階で振動を含んでいる。これは木材が繊維の集合体であるために生じるものである。つまり、外力が作用して最大荷重に達するまでの間は一体として外力に抵抗するが、木材が耐力の限界を越えると、引張側（梁の下側の載荷点の反対側）から繊維が破断し一時的に強度が低下し、また次の繊維が破断するまでの間抵抗力が持続するという形態をくり返すために、荷重の減衰時に小さな振動が生じている。

⑥ 図-2.10, 2.11に載荷速度、変位速度と載荷点の直径の関係を示す。図-2.10より、載荷速度 V と変位速度 $\dot{\delta}$ には速度差がみられる。これは、 V は加圧ビームの変位量から求めたもので、載荷点での局部めり込みによる変位量を含んだ $\dot{\delta}$ との間に差が生じているものである。図-2.11は変位速度 $\dot{\delta}$ と載荷点の直径 ϕ を示したものであるが、 $\dot{\delta}$ は ϕ の影響を受けず、ほぼ一定である。これは、本試験の場合、一定の速度をもって強制的に変位させているため、梁の剛性等の影響を受けないためである。

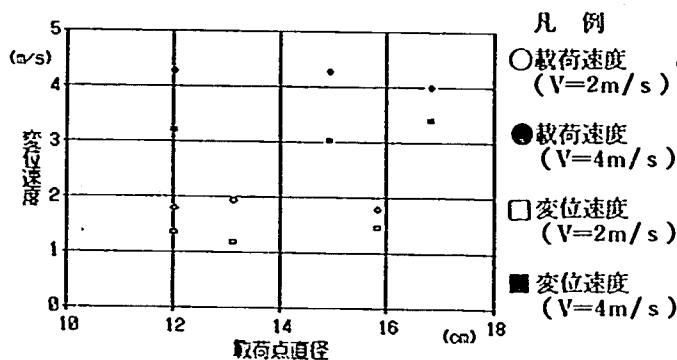


図-2.10 変位速度と载荷点の直径の関係

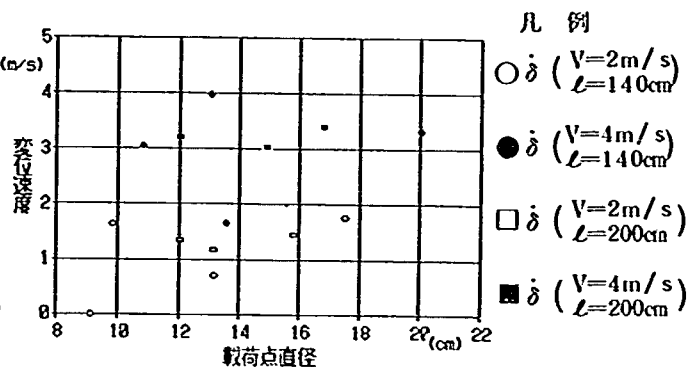


図-2.11 変位速度と载荷点直径の関係

(2) 荷重～変位曲線

試験によって得られた荷重(P)～時間(t), 変位(δ)～時間(t)曲線から, 図-2.12, 2.13, 2.14に示すような荷重(P)～変位(δ)曲線を作成した。これらの図から以下の特性が認められる。

① 図-2.13に示した高速载荷試験のP～ δ 曲線と, 図中に破線で示す, 昨年度実施した静的载荷試験のP～ δ 曲線は, Pの大きさが異なるもののほぼ似た形をしている。これに対して図-2.12に示したP～ δ 曲線は異なる形状となっている。このように, 図-2.12に示したP～ δ 曲線に違いがみられるのは測定方法の相違によるものである。これは, 昨年度の試験結果は, アムスラー試験機の荷重計で荷重(P)を測定しているため, 2.1項で述べたようなロードセルの受感部のめり込みによって発生する局部応答荷重を測定していないのに対し, 高速载荷試験の場合, ロードセルにより荷重を測定しているために, 局部応答荷重を含んでいることによる。また, 静的载荷の場合, アムスラー試験装置の载荷板の変位を測定しているため局部めり込み量を含んでいるのに対し, 高速载荷の場合は梁の下端の変位を測定しており, 局部めり込みによる変位量が含まれていないため, 静的载荷と高速载荷のP～ δ 曲線は異なる形となる。このような測定上の違いが生じないように, 同一の条件で測定を行った図-2.13の場合は荷重の大きさが異なるものの, ほぼ同じような形のP～ δ 曲線が得られている。

図-2.15に図-2.12の δ を加圧ビームの変位(δ')におきかえたP～ δ' 曲線を示す。図でみるように, 高速载荷と静的载荷のP～ δ' (δ')曲線はほぼ似たようなかたちになっている。これは, 両者ともめり込み量を含んでいるために荷重の測定方法の相違しか表われていないためと考えられる。

② ①で述べたように, 高速载荷試験と静的载荷試験のP～ δ 曲線は同一の傾向を示すが, 高速载荷試験のP～ δ 曲線には振動が含まれている。これは, 2.2.4項(1)の⑤に述べた繊維の破断によって発生する振動である。これに対し, 静的载荷試験の場合は载荷速度が遅いため, 引張応力が最大となり, 外縁部の繊維が破壊されるまでの間に内縁部の繊維に応力の配分がなされるために耐力の低下が小さく振動が発生しないと考えられる。

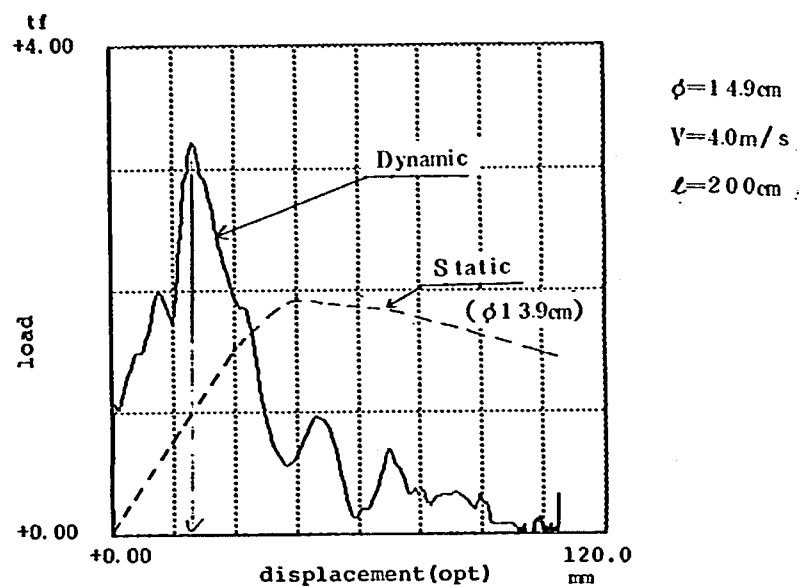


図-2.12 P ~ δ 曲線の一例 ($l = 200\text{cm}$)

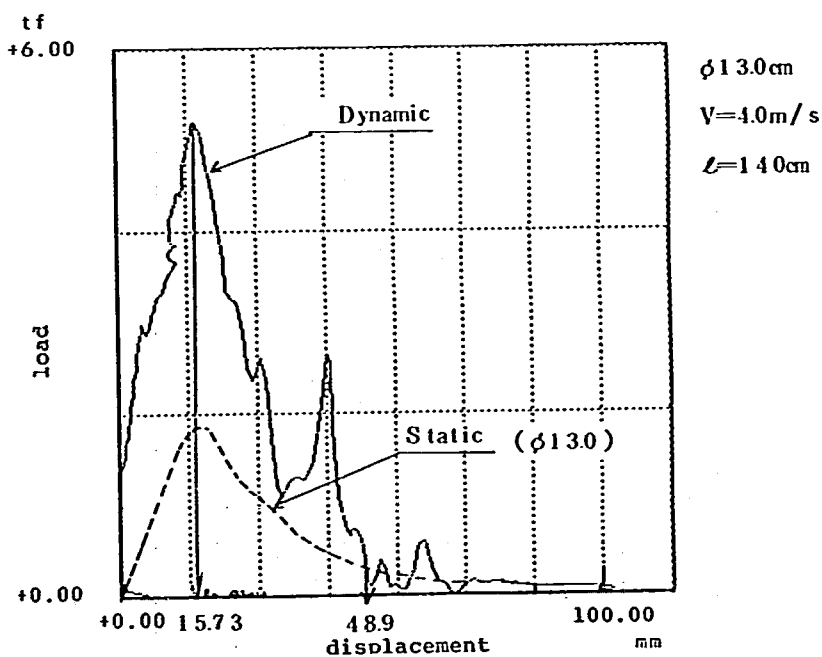


図-2.13 P ~ δ 曲線の一例 ($l = 140\text{cm}$)

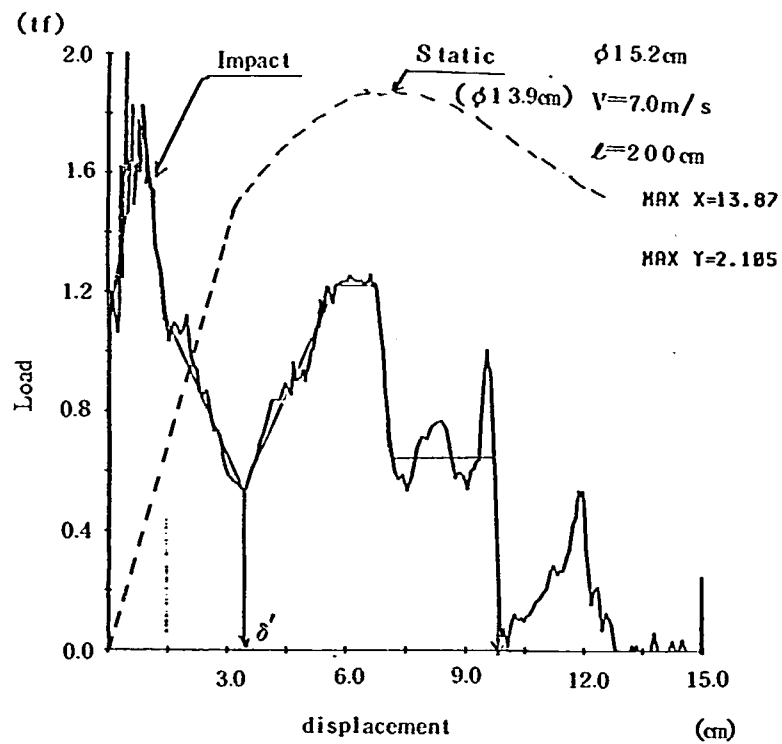


図-2.14 $P \sim \delta$ 曲線の一部 (衝撃実験)

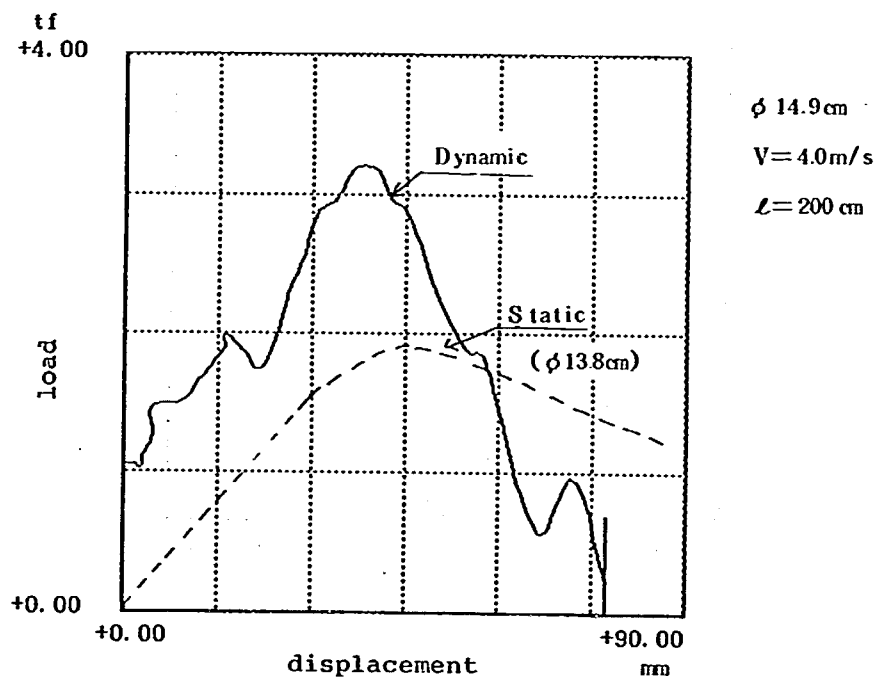


図-2.15 $P \sim \delta'$ (加圧ビームの変位) 曲線の一部

(3) 最大荷重、終局変位と木材径及び载荷速度の関係

図-2.16に木材径(ϕ)と最大荷重 ($P_{\max}$) の関係を、図-2.17に载荷速度(V)と木材径(ϕ)の関係を示す。表-2.4には最大荷重および終局変位を示した。これらの図、表から以下の特性が認められる。

① 図-2.16(a)(b)はそれぞれ、スパン $\ell = 200\text{ cm}$, $\ell = 140\text{ cm}$ の場合の $P_{\max}$ と ϕ の関係を示しているが、 $P_{\max}$ はスパン長 ℓ に関係なく、木材径 ϕ の増加に従って大きくなる傾向を示す。 $P_{\max}$ は、下記に示す式で表わされる。

$$P_{\max} = \frac{4\sigma_y \cdot z}{\ell} = \frac{\pi\sigma_y}{8\ell} d^3 \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

ここで、 $P_{\max}$: 最大荷重、 σ_y : 曲げ応力 (今回は、一般的な値¹⁾ $\sigma_y = 400\text{ kg/cm}^2$ を用いた。)、 d : 木材径、 z : 断面係数、 ℓ : スパン である。

図中に、(2.2)式で計算した結果を示した。図より、 $\ell = 200\text{ cm}$ の場合は、計算値と実験値がよく一致している。 $\ell = 140\text{ cm}$ の場合は、実験値の方が計算値よりも小さく、 ϕ が大きくなるほどその傾向が強い。これは、木材の強度のばらつきによるものと考えられる。供試体は、いずれも、群馬県勢多郡黒保根村の内野国有林内のものであるが、林班が異なっており、 $\ell = 200\text{ cm}$ の供試体を採取した地域の方が良好な条件の地域であったため、一般値に近い強度だったと考えられる。

② 図-2.16(c)に、 $\ell = 200\text{ cm}$, $\ell = 140\text{ cm}$ を合せて示した。木材単純梁の $P_{\max}$ は (2.2) 式に示すように、スパン ℓ の影響を受け、 ℓ に反比例するはずである。しかし、今回の試験の場合は同程度の荷重となっている。これは、①に述べたように木材の強度のばらつきによるものと考えられる。

③ 図-2.17で見るように、バラツキはあるものの最大荷重 ($P_{\max}$) は载荷速度(V)に比例して大きくなる傾向を示している。これは、ヒズミ速度効果によって木材の耐力が向上しているためと考えられる。

④ 最大曲げ応力は表-2.4に示すように大きなバラツキを有しており、表-2.5に示す一般値よりも概ね小さな値となっている。

木材の強度に影響を及ぼす要因は比重、含水率、荷重载荷速度、繊維方向、あるいは、木材の傷の有無等考えられる。特に含水率の影響が大きいといわれている。本実験では、上述の諸要因は含水率、傷等を除いてほぼ同一条件で行なわれている。したがって、木材の組成等による強度のバラツキに起因していると考えられる。含水率の影響について、しらかばとからふとからまつの例を図-2.18に示す。いずれの場合も含水率が繊維飽水点以上では強さは一定値を示し、その大きさは、絶対乾燥時の強さの $1/3 \sim 1/4$ であり、含水率が木材の強度に及ぼす影響の大きいことがわかる。

⑤ 終局変位 (δ_u) を荷重が最大荷重に達した後、最大荷重のほぼ 30% に低下した時点で

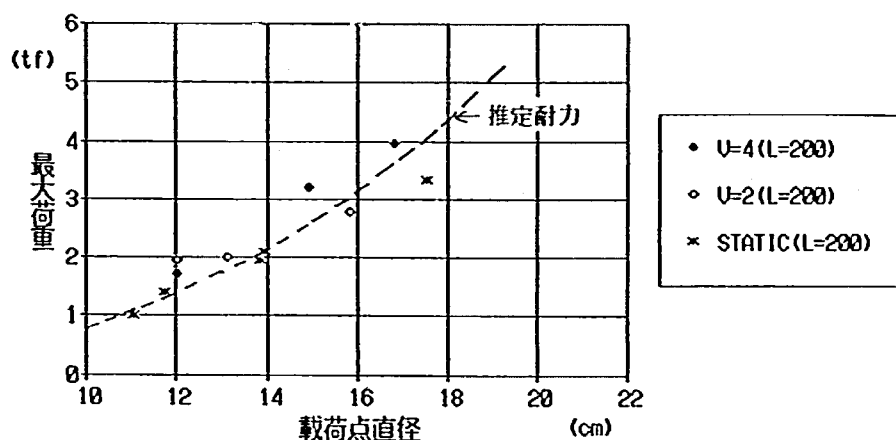


図-2.16 (a) 最大荷重と載荷点直径 ($l = 200$ cm)

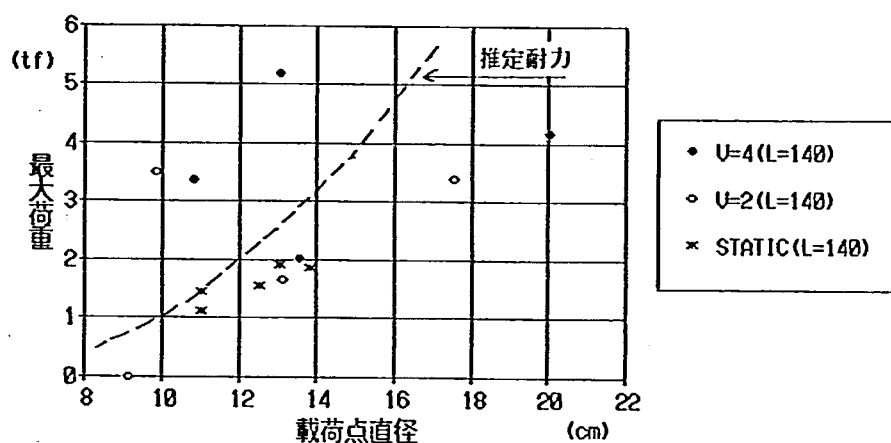


図-2.16 (b) 最大荷重と載荷点直径 ($l = 140$ cm)

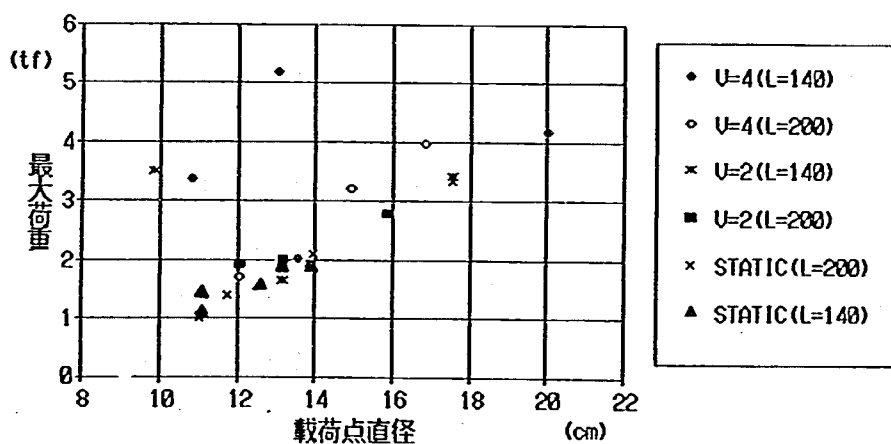


図-2.16 (c) 最大荷重と載荷点直径 ($l = 140, 200$ cm)

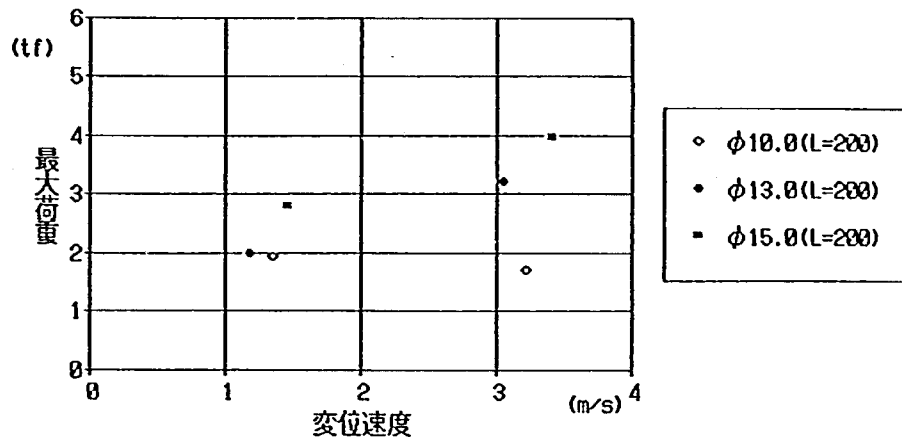


図-2.17 (a) 最大荷重と変位速度 ($\ell = 200 \text{ cm}$)

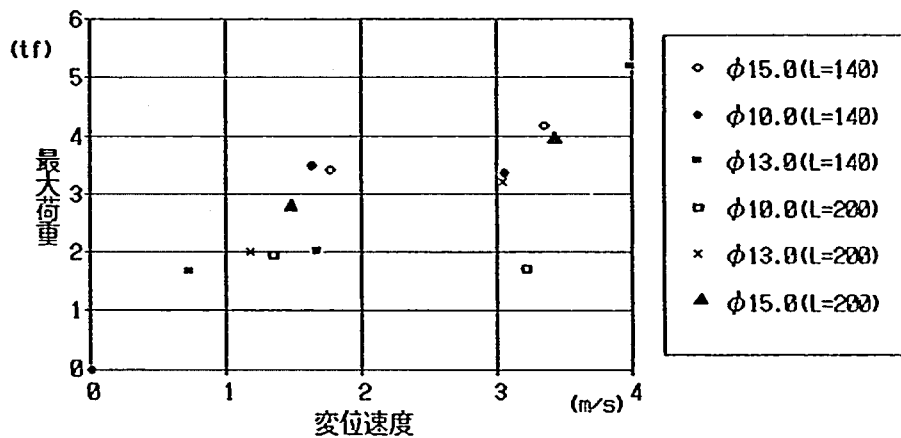


図-2.17 (b) 最大荷重と変位速度 ($\ell = 140, 200 \text{ cm}$)

の変位と定義し、はりが完全に破壊に達した点とした。

図-3.19に終局変位の定義を示す。

図-3.20に終局変位と載荷点変位の関係を示す。

図-3.20 (a)はスパン長 $\ell = 200 \text{ cm}$ の場合で、図中の Static の実験結果は、昨年度行った静的実験結果である。図より、終局変位 δ_u にバラつきはあるものの木材径とともに、大きくなる傾向を示していることが認められる。また、静的実験結果と比較すると、高速載荷の方が δ_u が小さくなっていることが認められる。これは、静的実験の δ_u は局部めり込み量を含んでいるため、局部めり込み量を含まない高速載荷実験よりも δ_u が大きいためである。最大荷重付近での局部めり込み量は、静的めり込み実験結果から推定すれば約 2 cm 程度であり、このめり込み分を加えると静的な δ_u に比較的近い値となる。

図-2.20 (b)には、スパン長 $\ell = 140 \text{ cm}$, 200 cm の場合をあわせて示した。図より、 $\ell = 140 \text{ cm}$ の場合も $\ell = 200 \text{ cm}$ の場合と同様に木材径とともに大きくなる傾向を示す。これに対

表-2.4 実験条件および実験結果

CASE No	載荷点 直 径 ϕ (cm)	載 荷 速 度 V (m/s)	スパン長 L (cm)	断 面 積 A (cm ²)	断面係数 Z (cm ³)	最大荷重 P_{max} (tonf)	最大曲げ 応 力 σ (kg/cm ²)
I-1	13.1	2.0	140.0	134.78	220.71	1.65	261.66
I-2	9.1	2.0	140.0	65.04	73.98		
I-3	13.5	4.0	140.0	143.14	241.55	2.03	294.15
I-4	9.8	2.0	140.0	75.43	92.40	3.50	1325.74
I-5	13.0	4.0	140.0	132.73	215.69	5.20	843.80
I-6	10.8	4.0	140.0	91.61	123.67	3.38	956.56
I-7	17.5	2.0	140.0	240.53	526.16	3.41	226.83
I-8	20.0	4.0	140.0	314.16	785.40	4.17	185.83

Case I-4, 5, 6
を除いた

平均 242 kg/cm²

全体平均

584 kg/cm²

CASE No	載荷点 直 径 ϕ (cm)	載 荷 速 度 V (m/s)	スパン長 L (cm)	断 面 積 A (cm ²)	断面係数 Z (cm ³)	最大荷重 P_{max} (tonf)	最大曲げ 応 力 σ (kg/cm ²)
II-1	12.0	2.0	200.0	113.10	169.65	1.94	514.60
II-2	12.0	4.0	200.0	113.10	169.65	1.71	453.59
II-3	13.1	2.0	200.0	134.78	220.71	2.00	407.78
II-4	14.9	4.0	200.0	174.37	324.76	3.21	444.79
II-5	15.8	2.0	200.0	196.07	387.23	2.81	326.55
II-6	16.8	4.0	200.0	221.67	465.51	3.98	384.74

平均 421 kg/cm²

I, IIの全体平均

509 kg/cm²

ここに

断面積 $A = \pi \phi^2 / 4$ で求めた。

断面係数 $Z = \pi \phi^3 / 32$ で求めた。

最大曲げ応力 $\sigma = \frac{P \times L}{4 Z}$ で求めた。

して、表-2.5に示した最大荷重時の変位は、木材径が大きくなるにつれ小さくなる傾向を示す。しかし、載荷点の変位は、曲げ応力強度 σ_y 、弾性係数 E が一定とすれば理論的には

$$\delta = \frac{\sigma_y \ell^2}{6 E d} \dots\dots\dots (2.3)$$

δ : 載荷点の変位, σ_y : 曲げ応力強度, E : 弾性係数, d : 載荷点の直径
となり、木材径にしたがって小さくなるはずである。

しかし、終局変位 δ_u は、逆に木材径とともに大きくなる傾向を示している。この原因としては、木材径の細いものほど最大荷重以降の荷重低下が速く、急激に破壊に至るケースが多い。このことは、木材の破壊形態である繊維の逐次破壊と関連していると考えられ、一定の変位に対して破壊される繊維の量が径の大きさに拘らず一定とすれば（幾何形状によって応力～ひずみが決定される）径の細いものほど全体に対する破壊部分の比率は大きくなり、耐力の低下が著しい。したがって、径の細いものほど破壊しやすいことになるた

表- 2.5 国産木材の強さ〔kg/cm²〕

	気乾比重			圧縮強さ			引張強さ	曲げ強さ			せん断強さ		
	最大	最小	平均	最大	最小	平均		最大	最小	平均	最大	最小	平均
す ぎ	.69	.30	.39	598	216	(202) 400		775	198	(52) 447	1173	315	(48) 576
す ぎ			.43			300	33			387			462
ひ の き	.61	.34	.46	754	268	(204) 517		1090	333	(56) 573	1290	450	(44) 804
ひ の き*			.46			427	52.3			387			498
さ わ ら	.55	.25	.33	493	221	(89) 339		436	131	(21) 279	765	330	(20) 463
も み	.71	.29	.43	643	209	(204) 445		1065	200	(55) 505	1140	345	(45) 637
も み*	.52					453	35.9			210			452
つ が	.72	.40	.50	914	317	(175) 546		915	302	(44) 579	1360	510	(45) 749
つ が*			.57			470	51.1			463			526
あ か ま つ	.84	.38	.53	779	280	(224) 515		1171	211	(59) 574	1328	420	(51) 734
あ か ま つ*			.50			393	51.0			239			418
く ろ ま つ	.70	.46	.54	629	295	(80) 440		1109	306	(19) 579	1260	480	(20) 703
え ぞ ま つ	.52	.42	.41		458	(2) 458		510	469	(2) 490	600	583	(12) 590
ぶ な	.85	.41	.71	824	322	(108) 488		1168	333	(32) 874	1553	645	(29) 953
く り	.78	.44	.50	563	219	(112) 353		1116	364	(28) 578	990	390	(30) 582
お お な ら	.98	.54	.80	986	331	(10) 459		1380	435	(12) 901	1020	510	(18) 786
あ か が し	1.20	1.06	1.14	663	414	(14) 547		1633	939	(5) 1160	1230	1170	(4) 1204
ひ ば			.48			369	38.1			329			450

(注) 括弧内の数字は試験片数、無印は大蔵省臨時建築部調査報告による。
* 印は林業試験所報告 No. 6 による。

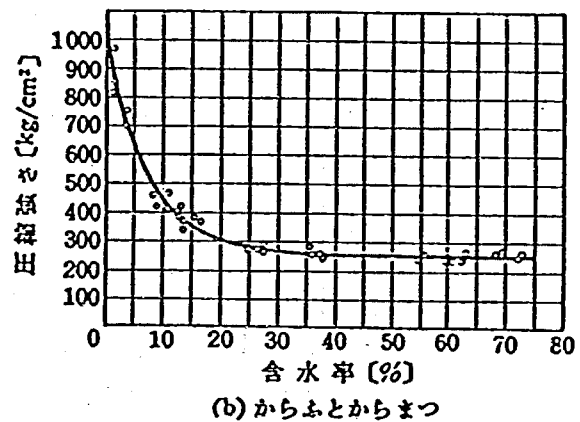
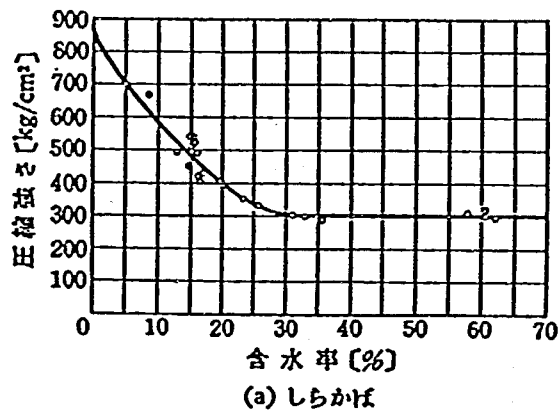


図-2.18 圧縮強さと含水率との関係

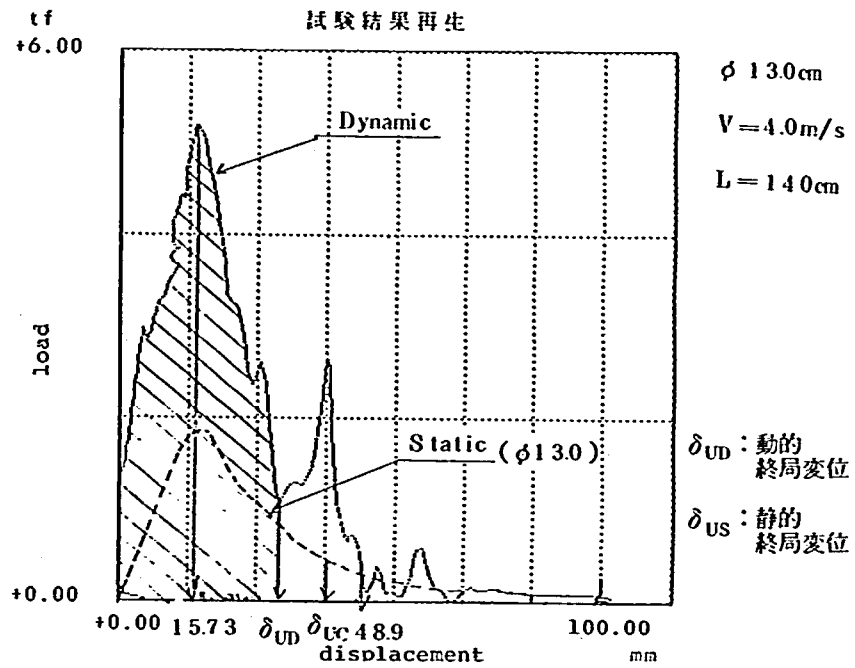


図-2.19 終局変位の定義

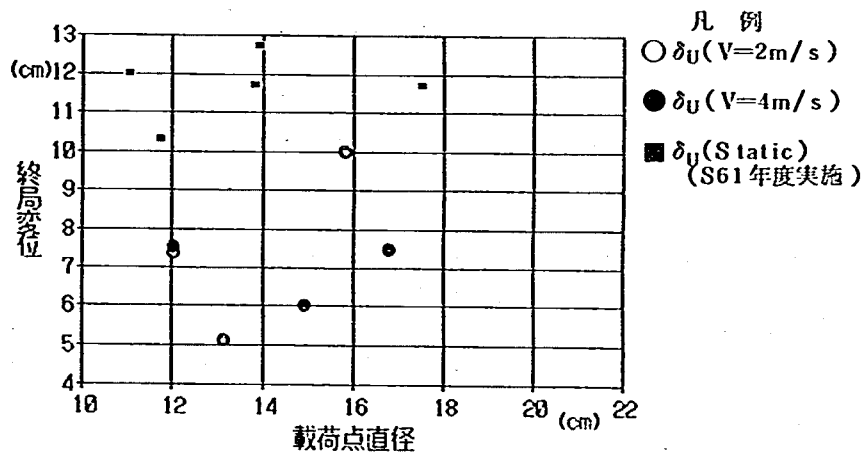


図-2.20 (a) 終局変位と載荷点直径 ($\ell = 200\text{ cm}$)

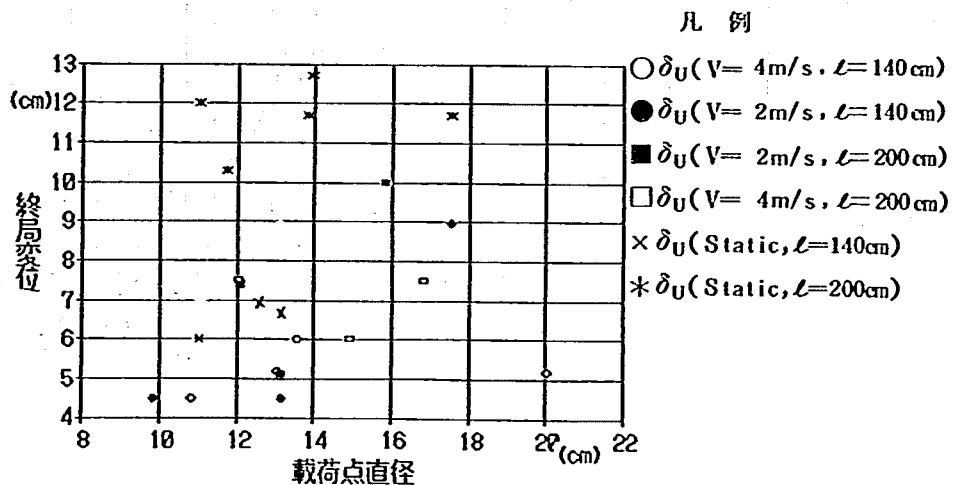


図-2.20 (b) 終局変位と載荷点直径 ($\ell = 140, \ell = 200\text{ cm}$)

表-2.5 実験条件および実験結果

CASE No	載荷点 直 径 ϕ (cm)	載 荷 速 度 V (cm)	スパン長 L (cm)	最大荷重 P_{max} (tonf)	最大荷重 迄の時間 T_o (msec)	荷重持続 時 間 T_c (msec)	最大荷重 時の変位 $\delta(P_{max})$ (cm)	終局変位 δ_u (cm)	載荷速度 V (m/s)	変位速度 $\dot{\delta}$ (m/s)
I-1	13.1	2.0	140.0	1.65	16.47	65.88	0.78	4.50	0.97	0.71
I-2	9.1	2.0	140.0							
I-3	13.5	4.0	140.0	2.03	12.55	37.65	0.87	6.00	2.18	1.66
I-4	9.8	2.0	140.0	3.50	17.25	50.20	1.74	4.50	2.21	1.63
I-5	13.0	4.0	140.0	5.20	14.12	21.96	1.57	5.20	4.16	3.98
I-6	10.8	4.0	140.0	3.38	14.12	25.09	2.12	4.50	4.12	3.04
I-7	17.5	2.0	140.0	3.41	19.61	62.75	1.69	8.99	1.91	1.77
I-8	20.0	4.0	140.0	4.17	18.04	27.45	2.13	5.20	3.98	3.33

CASE No	載荷点 直 径 ϕ (cm)	載 荷 速 度 V (cm)	スパン長 L (cm)	最大荷重 P_{max} (tonf)	最大荷重 迄の時間 T_o (msec)	荷重持続 時 間 T_c (msec)	最大荷重 時の変位 $\delta(P_{max})$ (cm)	終局変位 δ_u (cm)	載荷速度 V (m/s)	変位速度 $\dot{\delta}$ (m/s)
II-1	12.0	2.0	200.0	1.94	18.63	66.67	3.25	7.50	1.80	1.34
II-2	12.0	4.0	200.0	1.71	11.76	35.29	3.00	7.50	4.27	3.20
II-3	13.1	2.0	200.0	2.00	20.00	56.86	1.88	5.13	1.95	1.17
II-4	14.9	4.0	200.0	3.21	13.73	33.33	1.88	6.00	4.27	3.03
II-5	15.8	2.0	200.0	2.81	20.39	78.43	1.63	10.00	1.78	1.45
II-6	16.8	4.0	200.0	3.98	12.16	39.22	1.50	7.50	4.00	3.39

ここに,

載荷速度 V : 加圧ビームの変位～時間曲線の平均勾配として求めた。

変位速度 $\dot{\delta}$: 載荷点変位～時間曲線の平均勾配 ($\frac{d\delta}{dt}$) として求めた。

終局変位 δ_u : 荷重応答が0になったときの載荷点変位として求めた。

め, δ_u が小さく径の太いものほど大きくなる傾向を示したと考えられる。

(4) 動的エネルギー吸収能と木材径及び載荷速度の関係

動的エネルギー吸収能 E_{D1} は, 図-2.19に示す $P \sim \delta$ 曲線において, 終局変位 δ_u にいたるまでの外力仕事量として定義した。(図中の斜線部)

表-2.6に実験条件および動的エネルギー吸収能 E_D と最大荷重 P_{max} を示す。表-2.6には, 動的エネルギー吸収能 (E_{D2}) をあわせて示している。 E_{D2} は, 加圧ビームの変位 (δ') を用いて描いた $P \sim \delta'$ 曲線において, 終局変位 (δ_u') を定義し, δ_u' にいたるまでの外力仕事量として定義した。 δ_u' は接触点に挿入したロードセルの変位量であり, 梁の局部めり込みを含んだ変位である。

図-2.22に木材径と動的エネルギー吸収能の関係を示す。

以上の図表から以下の特性が認められる。

① 動的エネルギー吸収能と木材径の関係

図-2.22(a), (b)には, それぞれ, Case I ($\ell = 140\text{cm}$), Case II ($\ell = 200\text{cm}$) の場合の E_{D1} , E_{D2} と木材径 ϕ の関係を示している。

表- 2.6 (a) 動的エネルギー吸収能

CASE No	載荷点 直 径 ϕ (cm)	載 荷 速 度 V (m/s)	スパン長 L (cm)	最大荷重 Pmax (tonf)	力 積 Ft (tf・sec)	動的エネルギー 吸 収 能 E _{D1} (tf・cm)	動的エネルギー 吸 収 能 E _{D2} (tf・cm)
I-1	13.1	2.0	140.0	1.65	0.06	4.95	7.94
I-2	9.1	2.0	140.0				
I-3	13.5	4.0	140.0	2.03	0.055	6.12	11.47
I-4	9.8	2.0	140.0	3.50	0.088	17.00	23.21
I-5	13.0	4.0	140.0	5.20	0.057	18.83	26.34
I-6	10.8	4.0	140.0	3.38	0.042	12.17	16.08
I-7	17.5	2.0	140.0	3.41	0.107	21.35	26.68
I-8	20.0	4.0	140.0	4.17	0.057	21.57	33.46

表- 2.6 (b) 動的エネルギー吸収能

CASE No	載荷点 直 径 ϕ (cm)	載 荷 速 度 V (m/s)	スパン長 L (cm)	最大荷重 Pmax (tonf)	力 積 Ft (tf・sec)	動的エネルギー 吸 収 能 E _{D1} (tf・cm)	動的エネルギー 吸 収 能 E _{D2} (tf・cm)
II-1	12.0	2.0	200.0	1.94	0.06	7.57	9.56
II-2	12.0	4.0	200.0	1.71	0.03	8.93	9.14
II-3	13.1	2.0	200.0	2.00	0.06	7.00	10.52
II-4	14.9	4.0	200.0	3.21	0.04	9.50	14.44
II-5	15.8	2.0	200.0	2.81	0.11	12.45	19.22
II-6	16.8	4.0	200.0	3.98	0.08	12.23	25.36

ここに,

力 積 F_t : $P \sim t$ 曲線において, $F_t = \int_0^{t_c} P dt$ として求めた。

($P \sim t$ 曲線の面積として求められる)

動的エネルギー吸収能 E_{D1} : 荷重～載荷点変位曲線で得られる終局変位までに外力がなす仕事量として求めた。

動的エネルギー吸収能 E_{D2} : 荷重～加圧ビーム変位曲線から得られる終局変位までに外力がなす仕事量として求めた。

a. (a)より, E_{D1} , E_{D2} ともに木材径とともに増加する傾向を示す。局部めり込み量を含めた E_{D2} は, 変位量が大きくなるので E_{D1} の値よりも大きくなっている。 E_{D2} はほぼ木材径の2乗に比例して大きくなる傾向を示す。 E_{D1} は, 理論的には木材径の2乗に比例するはずであるが, 増加の割合が緩やかであり, 木材径に比例していると考えられることもできる。 E_{D1} , E_{D2} の近似曲線 (2次曲線) を破線にて図中に示した。

$$E_{Di} = a_i \phi^2 \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

ここに, ϕ : 木材径 (cm) a_i : 実験から求めた係数 (tf/cm)

で $a_1 = 0.051$, $a_2 = 0.072$ である。

図でみるように, E_{D1} と E_{D2} は木材径が大きくなると差が大きくなる。この原因とし

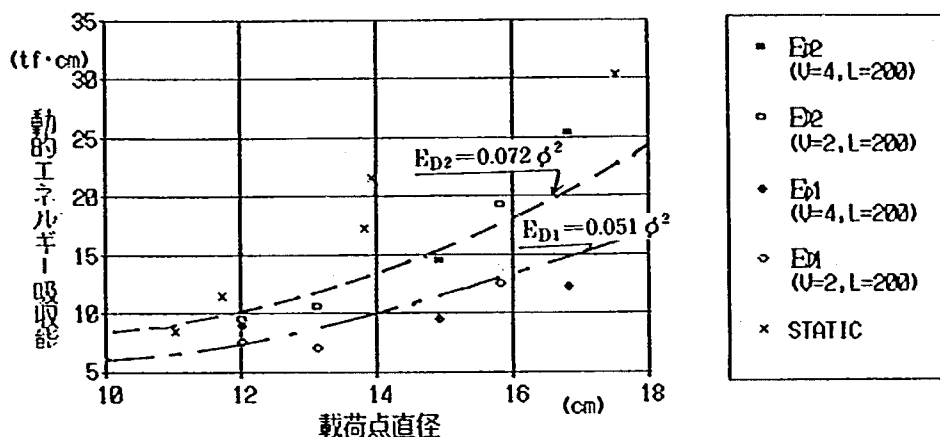


図-2.22 (a) 動的エネルギー吸収能と载荷点直径 ($\ell = 200 \text{ cm}$)

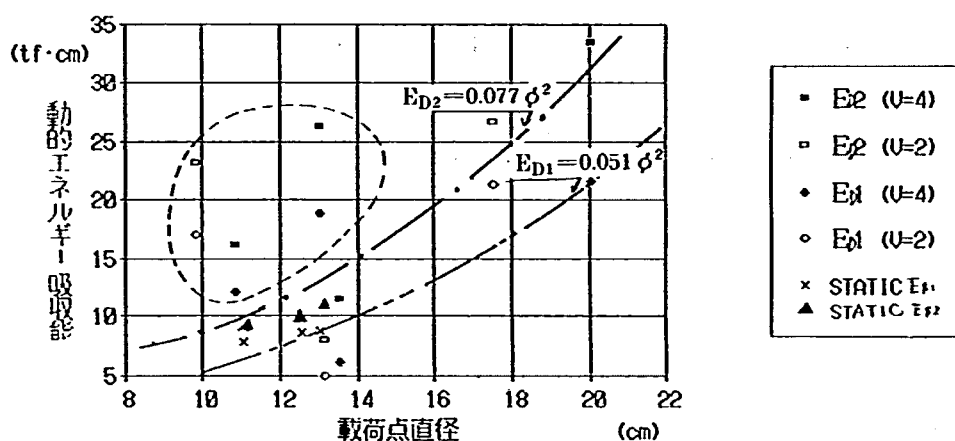


図-2.22 (b) 動的エネルギー吸収能と载荷点直径 ($\ell = 140 \text{ cm}$)

て、木材径が大きくなるとはり自体の曲げ剛性が大きくなるため、はりの変位量に対する局部めり込み量の割合が大きくなり、局部めり込み量を考慮した δ_u' がはりのめり込みがないと仮定したときの変位量よりも大きくなるためと考えられる。これは、 E_{D1} すなわち、めり込み量を考慮していないはりの動的エネルギー吸収能が、 E_{D1} に比べ木材径が太くなくても、増加する割合がほぼ一定であることから分かる。

b. 図-2.22 (b) から、 E_{D1} 、 E_{D2} ともにバラつきは大きい、木材径とともに大きくなる傾向を示す。バラつきの原因は、(3)項で述べたように、木材の強度そのものがバラついていると考えられる。図中の破線で囲んだ Case 1-4, 5, 6 を除いて、近似曲線を求めれば次式となる。

$$E_{Di} = b_i \phi^2 \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

ここに、 ϕ : 木材径を、 b_i : 実験から求めた係数。

$b_1 = 0.051$, $b_2 = 0.077$ である。

破線で囲んだ部分のデータを除けば式 (2.5) は、実験値の概略の傾向を示していることがわかる。

図-2.22 (b)においても木材径が太くなるにつれ、 E_{D1} と E_{D2} の差が大きくなる傾向がみられる。

c. 図-2.24 (a)に昨年度実施した静的実験結果から求めた静的エネルギー吸収能 E_S を図中にあわせて示した。図より E_{D1} , E_{D2} のいずれも E_S よりも小さいことが認められる。これは、静的実験では、繊維の一本が破断するまでに他の繊維への応力配分が逐次行なわれていくため、荷重が急激に低下することはないのに対し、高速載荷では、繊維が一本破断することにより次の繊維に急激な負荷が加わり、一気に繊維が破断するため耐力が急激に低下していくためと考えられる。そのため、 $P \sim \delta$ 曲線において面積として算定されるエネルギー吸収能は E_S の方が大きく、 E_D が小さいことになる。

d. 図-2.22 (c)(d)には、それぞれ、Case I, Case II の E_{D1} , E_{D2} と木材径の関係を示す。

Case I, Case II の E_{D1} , E_{D2} はそれぞれ Case I - 4, 5, 6 の結果を除けば、(2.4) 式、(2.5) 式によって表わされ、係数 a_i , b_i もほぼ等しいことから、両者を統一的に表わすことができる。しかし、本来はスパン長 l の影響があるため同一式で表わすことはできないはずである。この結果は、偶然、Case I, Case II の強度、縦弾性係数等の値とスパン長 l の数値の組み合わせの結果が同じ係数となったと考えられる。

また E_S と E_D が大きく異なっているのは、実験に用いた試験体の採取地域が全く別の地域であり、強度、材料特性などが全く違うためであり、比較できないと考えるのが妥当である。したがって、静的エネルギー吸収能と比較するためには、同一地域から採取した試験

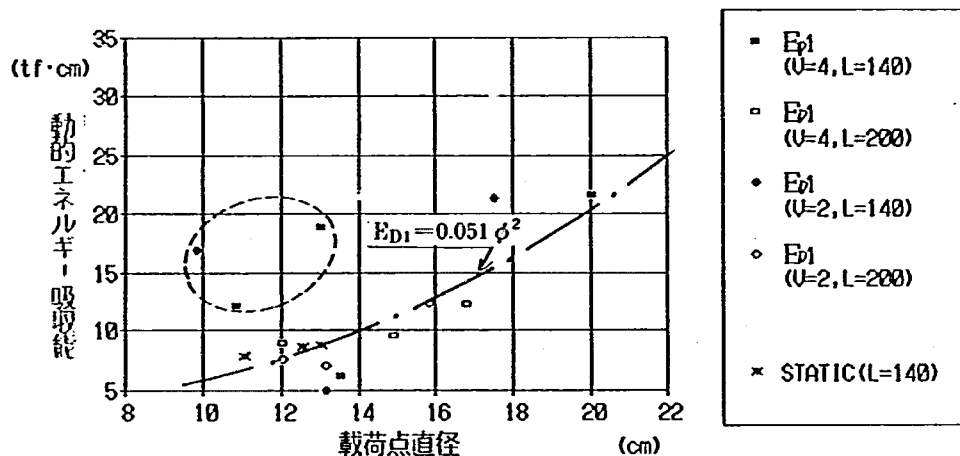


図-2.22 (c) 動的エネルギー吸収能と载荷点直径 ($E_{D1} \sim \phi$)

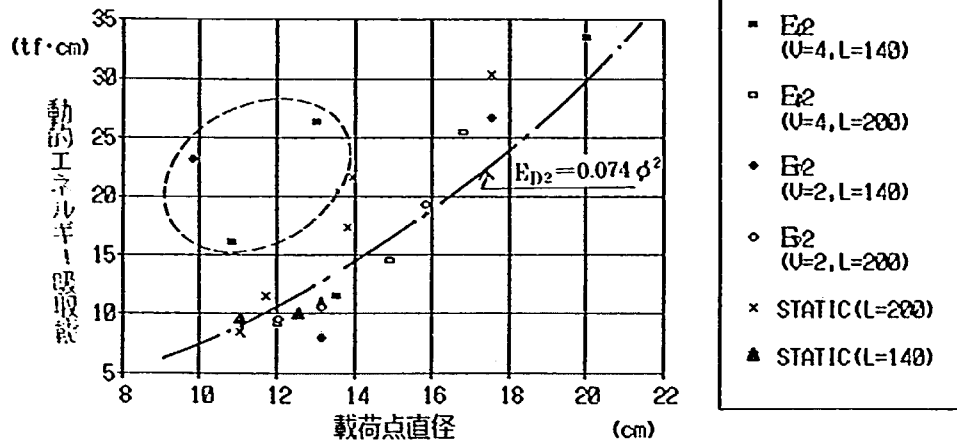


図-2.22 (d) 動的エネルギー吸収能と载荷点直径 ($E_{D2} \sim \phi$)

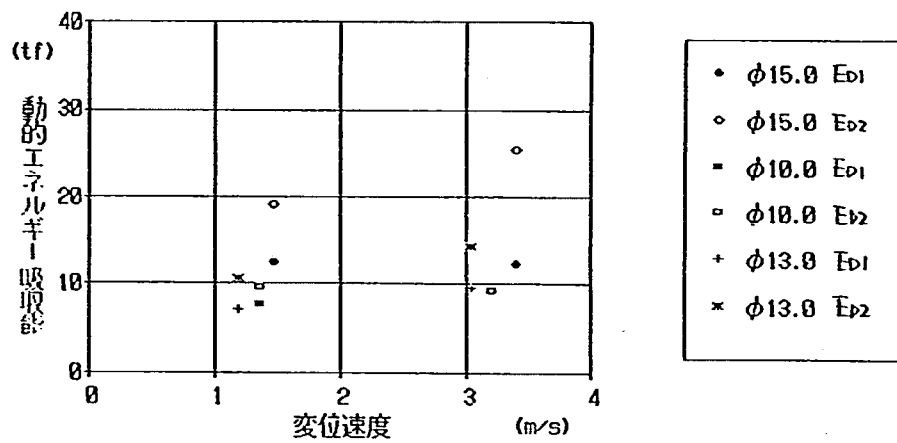


図-2.23 (a) 動的エネルギー吸収能と変位速度 ($\ell = 200 \text{ cm}$)

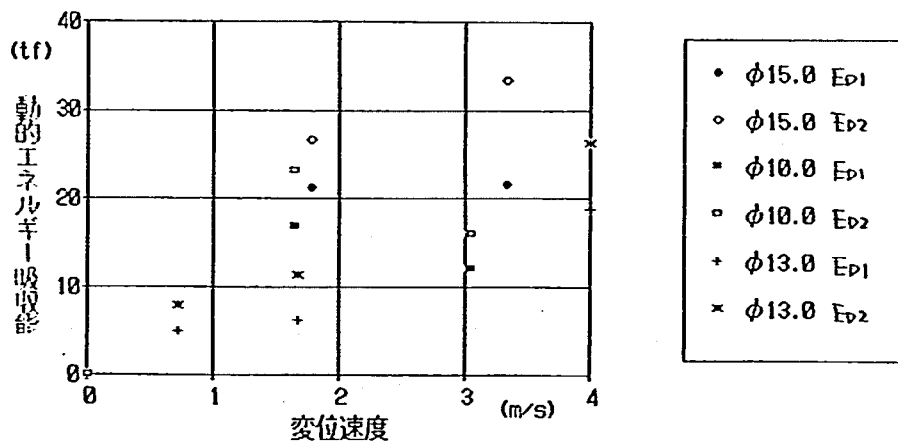


図-2.23 (b) 動的エネルギー吸収能と変位速度 ($\ell = 140 \text{ cm}$)

体を用いて検討しなければならない。

② 動的エネルギー吸収能 E_D と载荷速度の関係

図-2.23 に E_D と载荷速度（変位速度）の関係を示す。

図より、同一径ごとに比較すれば、 E_{D1} 、 E_{D2} のいずれにおいても载荷速度の影響は、ほとんど受けていないことが認められる。

昨年度の実験においても、速度の影響はほとんどみられなかった。最大荷重では、速度の影響が認められ、速度が速くなるにつれ最大荷重は増大したが、逆に終局変位は速度が速くなるにつれ減少する傾向を示したため、両者の積和の形で表わされる E_D は、速度の影響をほとんど受けていない。

(5) 動的エネルギー吸収能 (E_D) と衝撃エネルギー吸収能 E_i (S 61 年度結果) の比較

高速载荷試験で得られた動的エネルギー吸収能 E_D と昨年度実施した衝撃载荷試験で得られた衝撃エネルギー吸収能 E_i の比較を行う。しかし、試験に用いた供試体の産地が異なり、木材の強度などの材料特性が全く異っているため、単純には比較できない。そこで、ここでは、昨年度の実験結果で得られた衝撃エネルギー吸収能の推定式を用いて、昨年度の E_i を代表するものとし、本実験に用いた木材の材料特性を推定式に代入して得られた値を E_i と仮定して検討するものとする。

昨年度提案した衝撃エネルギー吸収能 E_i の推定式は、

$$E_i = \frac{\sigma^2 \pi}{48E} d^2 \cdot \ell (u + 0.5) \text{ (kg} \cdot \text{f} \cdot \text{cm)} \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

E_i : 衝撃エネルギー吸収能 (kgf cm), E : 曲げ弾性係数, σ : 曲げ応力強度,

d : 木材径, ℓ : スパン, u : 靱性率 (塑性変形量 / 弾性変形量)

である。これに、本年度の試験結果を代入する。ただし、本年度の結果は、局部変形を含んだ場合と含まない場合に異差が生じていることから、 u と E は、それぞれ 2 種類ずつ求めた。なお、添字 1 は局部変形を含まない場合、添字 2 は含む場合を示す。本年度の結果から求めた値は、 $u_1 = 5.1$ 、 $u_2 = 3.1$ 、 $\sigma = 250.5 \text{ (kgf / cm}^2\text{)}$ 、 $E_1 = 10.66 \times 10^4$ 、 $E_2 = 3.86 \times 10^4 \text{ (kgf / cm}^2\text{)}$ となり、これを (2.6) 式に代入すると、

$$\begin{aligned} E_{i1} &= 0.045 d^2 \text{ (tf} \cdot \text{cm)} \\ E_{i2} &= 0.078 d^2 \text{ (")} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

となる。この (2.7) 式で推定した E_{i1} 、 E_{i2} 曲線及び E_D と木材径の関係を図-2.24 に示す。図から、昨年度提案した (2.6) 式は、定数項を対象とする木材から求めた値を用いれば動的エネルギー吸収能を推定できる。

昨年度の木材の材料特性を用いて推定した曲線と E_D を比較すると推定値はかなり大きな値となっている。これは①で述べたように木材そのものの材料特性に起因するものであるから、

推定値をより正確にするためには、静的な木材の材料強度試験を実施することが望ましいと考えられる。

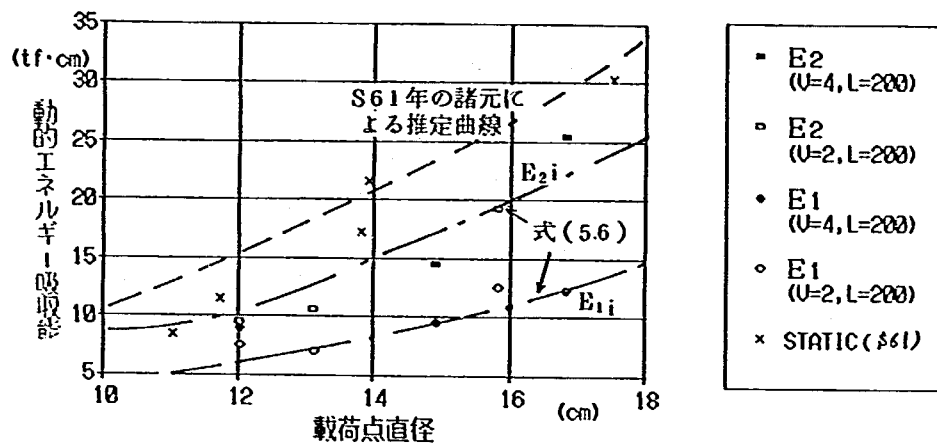


図-2.24 動的エネルギー吸収能と载荷点直径

(6) 破断形状

昨年度実施した衝撃実験と本年度の高速载荷実験の破断形状を写真-2.3, 2.4, 2.5に示す。写真-2.3は衝撃実験の破断部, 2.4, 2.5はCase I ($\ell = 140\text{ cm}$), Case II ($\ell = 200\text{ cm}$)のそれぞれの破断部を示している。これらの写真より、衝撃、高速いずれの実験においても曲げによる引張側の曲げ引張力による破断により破壊していることがわかる。高速の場合は、変位が最大15 cmと装置の制約があるため、破断部は衝撃に比べ小さいが、形状および破断の原因は同一であることが認められる。

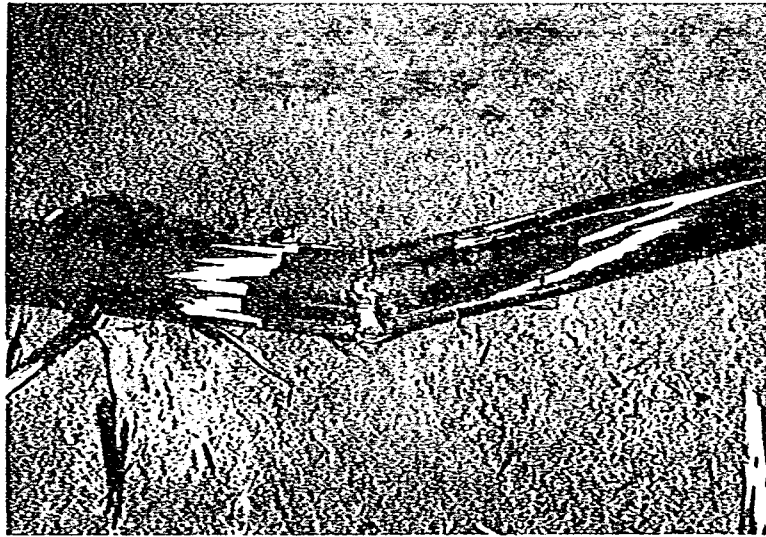


写真- 2.3 衝撃実験破断形状 ($\ell = 200\text{ cm}$)

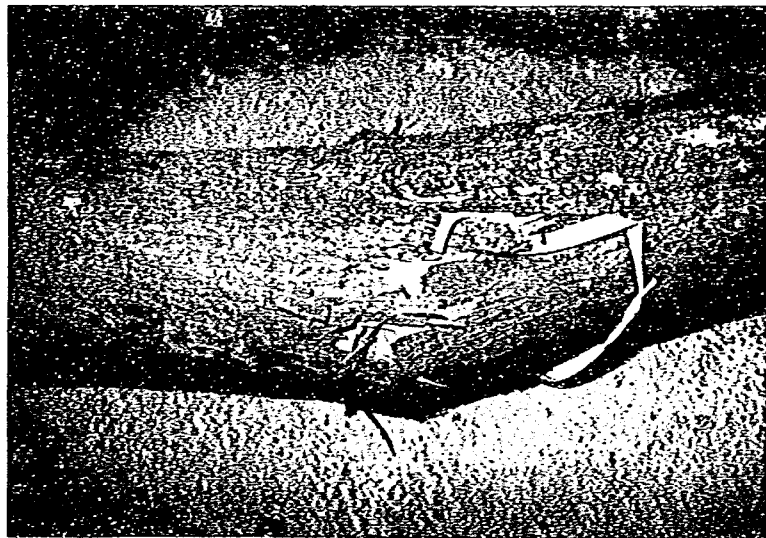


写真- 2.4 高速載荷実験破断形状 ($\ell = 140\text{ cm}$)

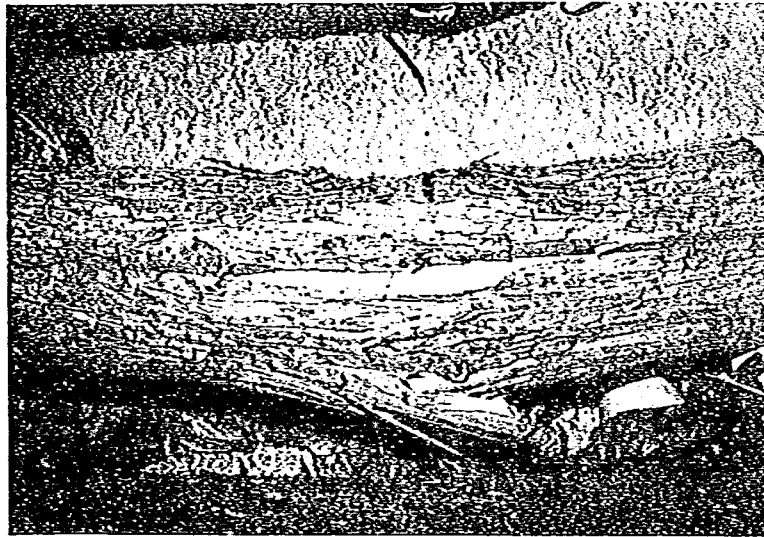


写真-2.5 高速載荷実験破断形状 ($\ell = 200 \text{ cm}$)

2.2.5 ま と め

本章で得られた結果をまとめると以下ようになる。

- (1) 荷重～時間曲線の荷重波形は衝撃実験の荷重波形に見られるようなシャープな立上りをもつ波形は現われず、三角形波に近い形を示す。これは、荷重載荷時の慣性力が衝撃実験と比べるとかなり小さく、荷重波形がはりの耐力に依存しているためである。
- (2) $P \sim \delta$ 曲線は(1)と同様、衝撃の $P \sim \delta$ のようなシャープな立上りをもつ波形は現われず静的な $P \sim \delta$ 曲線と同じような形状となる。
- (3) 最大荷重は木材径の3乗にほぼ比例することが認められた。また、載荷速度が速くなるにつれ、最大荷重もひずみ速度効果により増大することが認められた。

終局変位は、木材径とともに大きくなる傾向を示した。これに対し、最大荷重時の変位は木材径に反比例して小さくなる傾向を示した。(ただし、 ℓ が一定の場合) $\delta_{\max}$ は次式で表わされる。

$$\delta_{(\rho \max)} = \frac{P_{\max} \ell^3}{48EI} = \frac{\ell^3}{48EI} \frac{4\sigma_y Z}{\ell} = \frac{\ell^2 \sigma_y}{6Id} \quad \dots\dots\dots (2.8)$$

式(2.8)より $\delta_{(\rho \max)}$ は木材径に反比例して小さくなることがわかる。

δ_u が木材径とともに大きくなる傾向を示すのは、木材の破壊形態に起因すると考えられる。 $\delta_{(\rho \max)}$ は載荷速度に拘らず木材径によりほぼ一定の値を示す。 δ_u も載荷速度の影響をほとんど受けていないことが認められた。

- (4) 動的エネルギー吸収能 E_D は、木材径の2乗にほぼ比例して大きくなる傾向を示した。局部めり込みを含めない E_{D1} と含めた E_{D2} を比較すると、 E_{D1} と E_{D2} の差は木材径が大きくなるにつれて大きくなる傾向を示しており、木材径が大きくなるにつれ、局部めり込み量の占める割合が増大することを示している。
- (5) 昨年度提案した衝撃エネルギー吸収能 E_i の推定式は、対象とする木材の静的実験結果から得られる材料特性値を用いれば、ほぼその木材のエネルギー吸収能を推定できることが確かめられた。
- (6) 衝撃、高速実験結果の試験体の破断形状は、曲げによる引張面の破断であり、ほとんど同一の形状を示す。

3. 木材単純梁の応答シミュレーション

昨年度行なった実験で得られた衝撃荷重は、接触点における荷重であり、はりの曲げ反力と局部応答によって生じる局部的な反力の総和として表される。昨年度はこの衝撃荷重と载荷点下部のはりの変位を用いて衝撃エネルギー吸収能を求めた。しかし、はりの純曲げエネルギー吸収能は、実験結果にはりの衝突点付近に生じる局部応答の影響が含まれているため実験から直接求めることができなかった。そこで、この問題点を明らかにするため解析的に衝撃荷重およびはりの応答を求め、はりの純曲げエネルギー吸収能と実験で求めた衝撃エネルギー吸収能の比較を行い、衝撃エネルギー吸収能の算定方法の妥当性について検討する。

3.1 解析モデル及び基本式

本解析では、図-3.1(a)に示す重錘とはりの衝突現象を図-3.1(b)に示すように局部変形を考慮した2質点系モデルに置き換えた。モデルは、実際の重錘とはりが持つ量質と剛性を等価な質量とばねを用いて表している。図-3.1(c)の力のつり合いから重錘とはりの運動方程式が次式で与えられる。

$$M_2 \cdot \ddot{y}_2 = M_2 \cdot g - C_2 \cdot (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) - P \quad (3.1a)$$

$$M_1 \cdot \ddot{y}_1 = C_2 \cdot (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) + P - C_1 \cdot \dot{y}_1 - Q \quad (3.1b)$$

ここに、 P は接触点の衝撃荷重を示す。静的めり込み実験で得られた荷重～めり込み曲線において荷重は実験で使用したロードセルの受感部の高さ2cm以内ではめり込み量に正比例していることから、局部変形の応答を弾性範囲と仮定し、衝撃荷重は次式で与えられるものとした。

$$P = k_2 \cdot (y_2 - y_1) \quad (\text{ただし, } P \geq 0) \quad (3.1c)$$

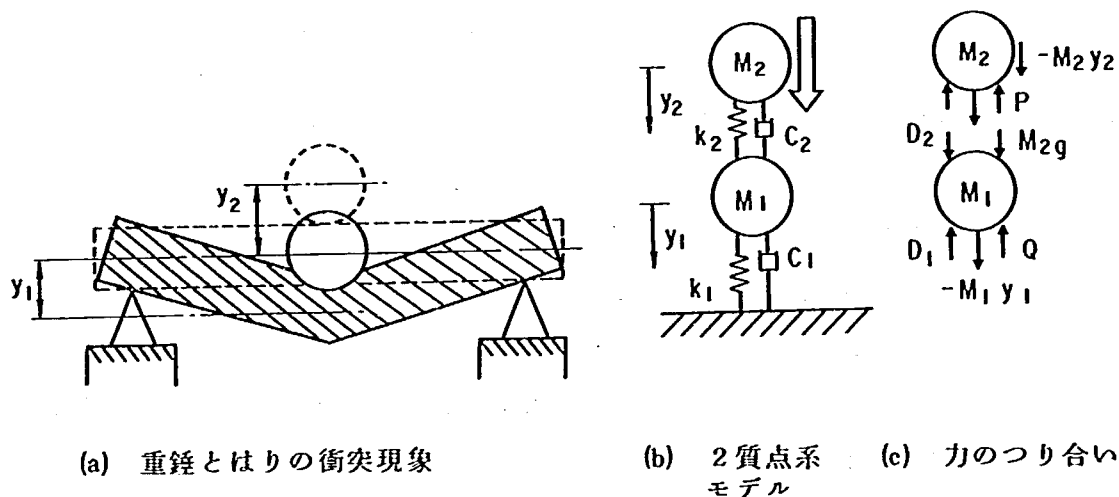


図-3.1 モデル化

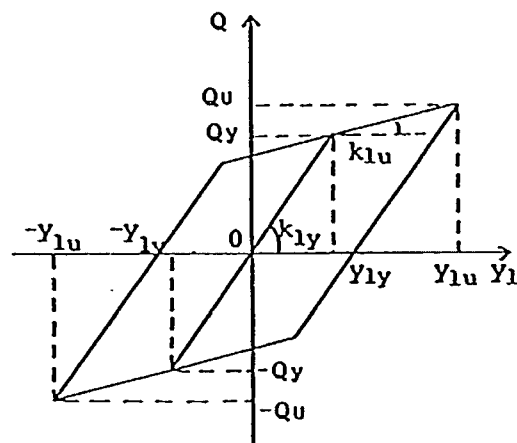
また Q ははりの復元力を表し、図－3.2 に示すひずみ硬化型の復元力特性と仮定した。図より、復元力 Q は次式で与えられる。

$$\text{弾 性 域 : } Q = k_{1y} \cdot y_1 \quad (3.1d)$$

$$\text{塑 性 域 : } Q = k_{1u} \cdot (y_1 - y_{1y}) + Q_y \quad (3.1e)$$

$$\text{除荷の場合 : } Q = k_{1y} \cdot (y_1 - y_{1y}') + Q' \quad (3.1f)$$

ここに、 $k_{1y} = 48EI / \ell^3$ 、 $k_{1u} = 0.05 \cdot k_{1y}$ 、 $Q_y = 4\sigma_y \cdot Z_p / \ell$ である。なお、 y_{1y} 、 y_{1y}' 、 Q' はそれぞれ弾性限界変位、除荷開始時点での変位および復元力を示し、 k_{1y} 、 k_{1u} 、 k_2 はそれぞれ弾性域におけるはりのばね定数、塑性域におけるばね定数および局部変形のばね定数を示す。また σ_y は降伏応力、 Z_p は塑性断面係数、 E は縦弾性係数、 I は断面 2 次モーメント、 ℓ はスパン長を示す。 M 、 y 、 $\dot{y}$ 、 $\ddot{y}$ はそれぞれ質量、変位、変位速度、変位加速度を、添字 1、2 は、それぞれはりおよび重錘を示す。 C_1 、 C_2 は、それぞれはりおよび局部変形の減衰係数を示す。



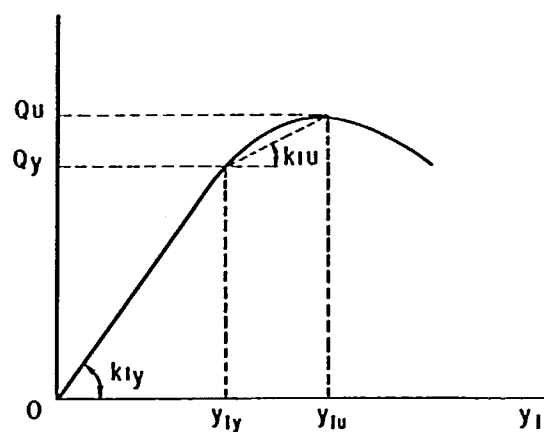
(a) はりの復元力特性

3.2 計算条件

(1) 計算に用いた入力値

解析に用いた入力値を表－3.1 の計算ケースに示す。解析に用いた各定数の根拠を以下に示す。

重錘はその質量が重心に集中しているので、質点 2 の質量 M_2 は重錘の質量そのものを用いた。また、はり全体を 1 つの質点に置き換え、はりに相当する質点 1 の質量 M_1 は、動的外力に対する連続体としての単純ばりの運動エネルギーとはり中央部だけに質量を有する単純ばりの運動エネルギーを等値することにより求めた。本解析で用いたはり供試体の場合、換算質量 M_1 は、はり全体の質量 m に対して $M_1 = 0.486m$ で求められる。



(b) 静的荷重～載荷点変位曲線

図－3.2 はりの復元力特性のモデル

はりのばね定数 k_1 は、昨年度行なった静的載荷実験から得られた結果を用いて計算した値を用いた。局部変形にともなうばね定数 k_2 の値は、静的局部めり込み実験から得られる荷重～局

表-3.1 計算ケース

定数	単位	Cal-1	Cal-2	Cal-3
ϕ	cm	10.0	13.0	15.0
M_1	$\text{kg} \cdot \text{S}^2 / \text{cm}$	0.31×10^{-2}	0.52×10^{-2}	0.68×10^{-2}
E	kg/cm^2	5.4×10^4	4.4×10^4	3.4×10^4
L	cm	200.0	200.0	200.0
σ_y	kg/cm^2	340.0	320.0	300.0
h_1		0.67	0.67	0.67
M_2	$\text{kg} \cdot \text{S}^2 / \text{cm}$	0.153	0.153	0.153
k_1	kg/cm	159.1	370.1	507.0
k_2	kg/cm	900.0	900.0	900.0
V	m/s	5.4	5.4	5.4
		6.3	6.3	6.3
		7.0	7.0	7.0
		7.7	7.7	7.7

ここに, M_1 , M_2 : はりおよび重錘の換算質量

k_1 , k_2 : はりおよび局部変形の復原力を表すバネ定数

E : 木材のヤング率

σ_u : 木材の曲げ降伏応力

L : スパン長

ϕ : 木材直径

h_1 : はりの減衰定数

V : 衝突速度

部変形曲線において原点における曲線との接線の傾きとして求めた。

減衰係数 C_i は $C_i = 2 h_i \sqrt{M_i k_i}$ の式で求められるものとした。はりの減衰定数 h_1 は、昨年度行なった衝撃载荷実験において破壊にいたらなかったケースの図-3.3に示すような衝突点変位～時間曲線における減衰自由振動波形の対数減衰率から求めた。また、減衰定数 h_2 は簡単に求めることができないので本解析では $h_2 = 0$ とし、局部の減衰は無いものとして解析を行なった。

(2) 解析手順

本解析では、式(3.1)の基本式を用いてニューマーク β 法による数値計算を行った。計算手順を図-3.4のフローチャートに示す。初期条件として、次の値を用いた。

$$y_i = 0 \quad (i = 1, 2)$$

$$\dot{y}_1(t=0) = 0, \quad \dot{y}_2(t=0) = V_0 = \sqrt{2gH}$$

ここに, g は重力加速度, H は落下高さを表わす。これにより各時刻毎の衝撃荷重および衝突点の変位を求めることができる。

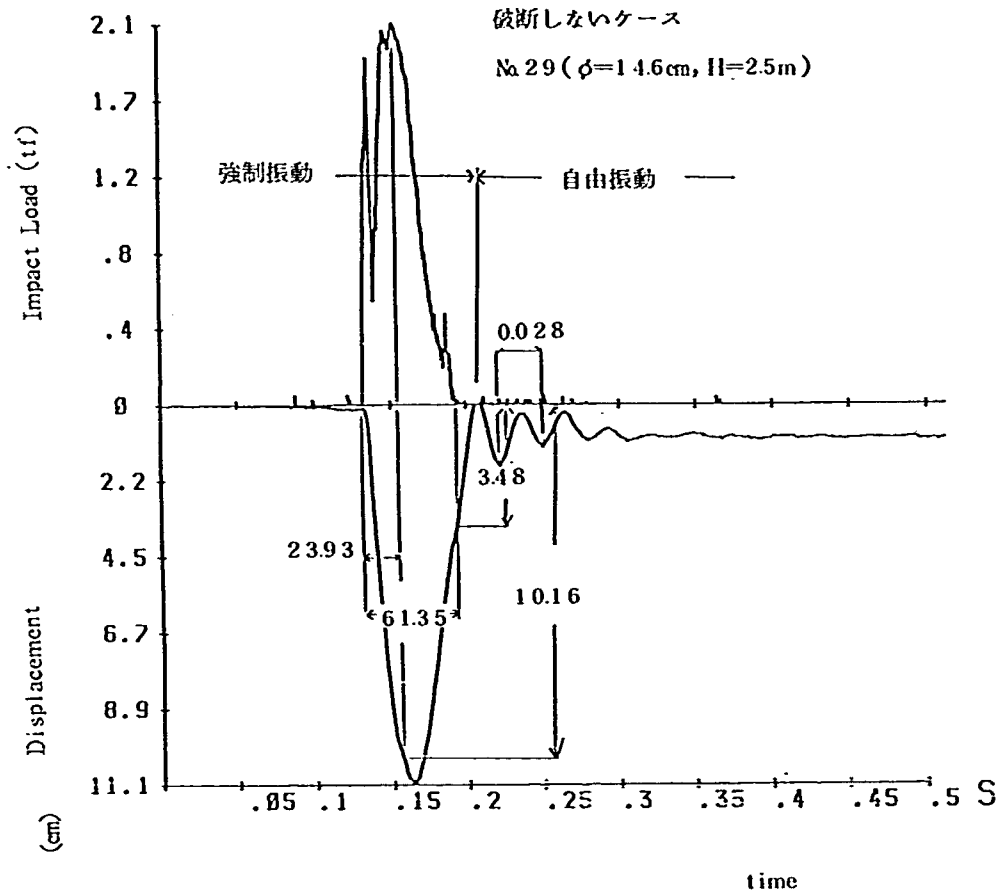


図-3.3 衝突点変位～時間曲線

式(3.1 a, b)において、右辺の P は質点1と質点2の間の接触ばね k_2 によって生じる反力であり、式(3.1 c)で与えられている。 P は、2つの質点が接触している場合にだけ生ずることを考慮するため、接触の判定を $y_2 - y_1$ の正負の値で行っている。つまり、 $y_2 - y_1 < 0$ のときは重錘とはりが離反したものとみなし、 $P = 0$ とする。

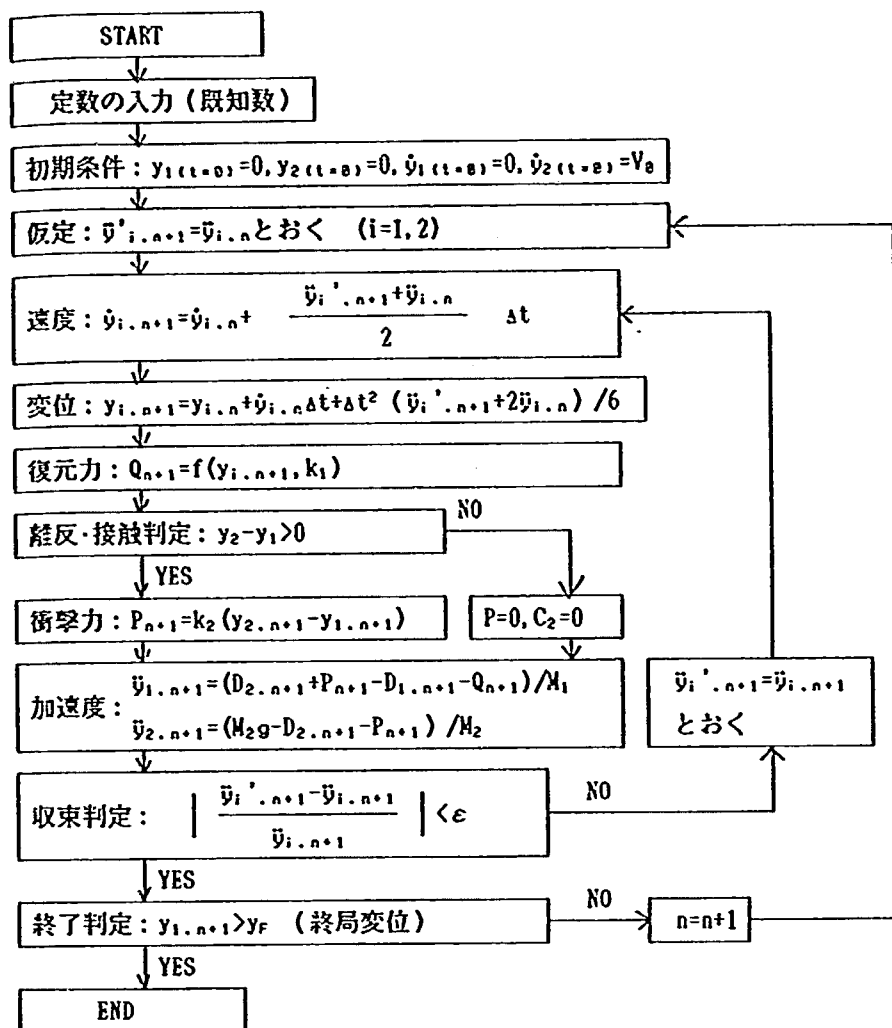
3.3 計算結果及び試験結果との比較

(1) 荷重～時間 ($P \sim t$) 曲線

計算で求めた荷重～時間曲線を図-3.5に示す。図中には、衝突点の荷重を P 、はりの耐力を Q として表わしている。図より、荷重波形はシャープな立上がりをもち、荷重ピークが2つ現われる。また、木材径の細いケースでは、はりの剛性に比較して与えたエネルギーが大きくなり、第1ピーク荷重に達した後、荷重は0になる。

衝突点の荷重(P)ははりの耐力(Q)より大きく、 P が第1ピークに達する時間と Q が最大に達する時間はずれている。

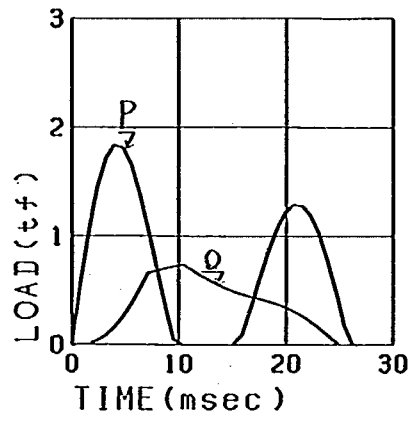
表-3.2に実験結果とシュミレーション結果の比較を示す。また、図-3.5に実験結果と計



図－ 3.4 衝撃応答解析フローチャート

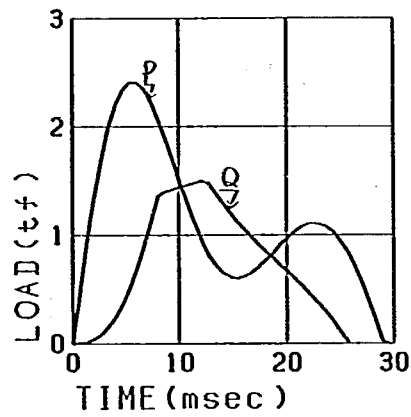
算結果の $P \sim t$ 曲線をあわせて示した。表より、実験値にバラつきはあるが、最大荷重、ピーク荷重に達するまでの時間等は実験値と計算値はほぼ等しく、計算結果はほぼ実験結果を再現していると考えられる。

図－ 3.6 より、実験値と計算値を比較すると、計算値は実験値よりも時間が少し長く、波形そのものがなめらかである。計算値の波形と実験値の波形を比較すると、ほぼ同様の形状を示している。実験値は、木材の繊維の逐次破断により荷重波形に振動が含まれているが、この振動を除いてなめらかにした波形がほぼ実験値の形状と等しくなる。



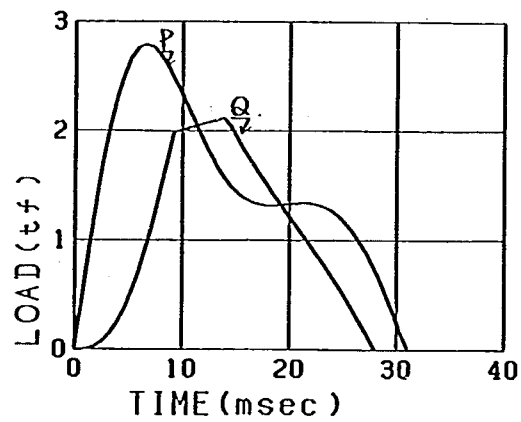
$\phi 10.0\text{cm}$

$H=3.0\text{m}$



$\phi 13.0\text{cm}$

$H=3.0\text{m}$



$\phi 15.0\text{cm}$

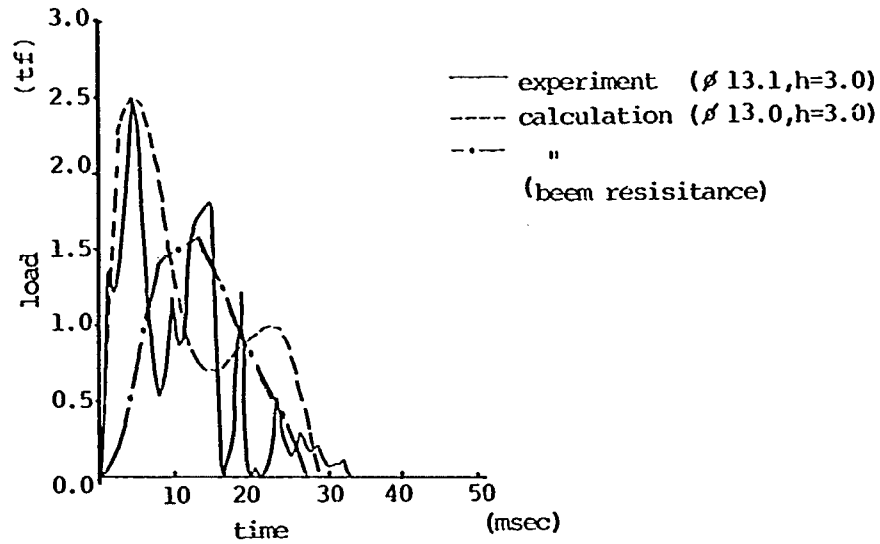
$H=3.0\text{m}$

図- 3.5 荷重～時間曲線の一例

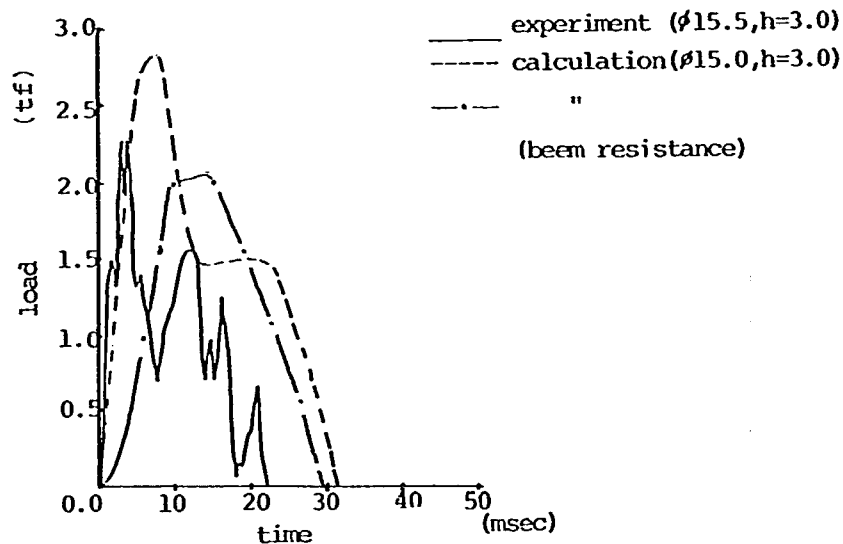
表- 3.2 実験結果とシミュレーション結果の比較

実 験 結 果						シミュレーション結果		
木材径 (cm)	落下高 (m)	実 木 材 径 (cm)	最 大 荷 重 (tf)	荷重ピーク 第1ピーク (msec)	までの時間 第2ピーク (msec)	最 大 荷 重 (tf)	荷重ピーク 第1ピーク (msec)	までの時間 第2ピーク (msec)
100	1.5	9.8	1.5		16.9			
		10.0	1.2		18.5	1.58	(4.0)	20.0
		11.5	1.5	9.0				
		11.8	1.2		16.9			
	2.0	10.5	1.4	6.2		1.59	(4.0)	20.0
	2.5	11.5	2.9		17.9	1.68	4.0	(20.0)
	3.0	—	—	—	—	1.83	4.0	(21.0)
130	1.5	13.0	1.0	5.6		2.13	(5.0)	23.0
	2.0	13.3	1.7	6.2		1.97	6.0	(23.0)
		13.3	1.2	4.0				
	2.5	12.5	1.1		18.5	2.19	6.0	(23.0)
		12.3	1.8		11.7			
	3.0	12.2	2.0	5.5				
		12.0	2.0	4.6		2.41	6.0	(23.0)
		13.6	1.8	6.8				
		13.1	2.4	4.3				
150	2.5	15.5	2.5	4.9		2.54	7.0	(24.0)
		14.6	2.1		23.9			
	3.0	15.2	2.0		15.4			
		15.2	2.1	3.1				
		15.5	1.9	4.9		2.79	7.0	—
		14.7	2.8	4.3				
		14.1	2.9	4.3				
		16.2	3.0	4.3				

注 1) () のついた数値は最大ピーク荷重ではない。() なしは最大荷重を示す。



(a) $\phi 13.0 \text{ cm}$ $H=3.0 \text{ m}$ のケース



(b) $\phi 15.0 \text{ cm}$ $H=3.0 \text{ m}$ のケース

図-3.6 荷重～時間曲線の一例
(実験値と計算値の比較)

図-3.7に衝突速度が変化した場合の $P \sim t$ 曲線の変化を示した。図より、衝突速度 V_0 が速くなるに従い $P_{\max}$ は第2ピークから第1ピークへ移行して、第2ピークが小さくなっていくことがわかる。実験においても衝突速度が遅い場合は第2ピークで荷重が最大となり、速い場合は、第1ピークで最大になる傾向が認められ、計算結果はこの実験の傾向を再現していると考えられる。

(2) 荷重～変位曲線

図-3.8に計算で求めた荷重～変位曲線($P_{\text{cal}} \sim \delta$)および衝撃実験の荷重～変位曲線

($P_{ex} \sim \delta$), 静的実験の荷重～変位曲線 ($P_{exs} \sim \delta$) を示す。 $P_{cal} \sim \delta$ と $P_{ex} \sim \delta$ 曲線を比較すると、実験値と計算値の荷重の立ち上がりはほぼ等しく、形状はほぼ似かよっているが、計算値は実験値よりもなめらかな形となっている。実験値は、木材強度等のバラつきがあり、また破壊形態が繊維の破断により生じるため荷重波形が振動している。静的載荷試験の $P_{exs} \sim \delta$ 曲線をあわせて示しているが、 $P_{exs} \sim \delta$ 曲線の荷重の立上がりは、衝撃の $P_{ex} \sim \delta$ 曲線に比べ緩やかであり、最大荷重も小さな値となっている。

(3) 最大荷重と木材径および載荷速度の関係

表－3.2 に実験結果と計算結果の最大荷重を示している。

① 計算結果

a. 図－3.8 に載荷点直径 ϕ と最大荷重 P_{max} の関係を示す。

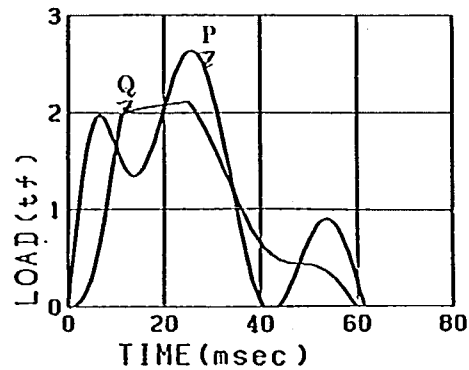
図より、 P_{max} はほぼ ϕ に比例して大きくなる傾向を示す。

P_{max} は次式で求められる。

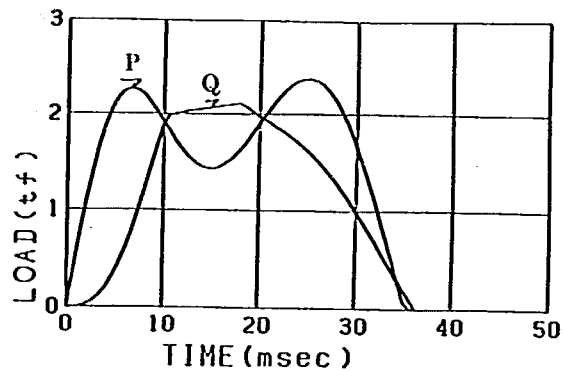
$$P_{max} = \frac{4\sigma_y Z}{\ell} = \frac{4\sigma_y \pi d^3}{3\ell} = \frac{\pi\sigma_y d^3}{8\ell} \quad \dots\dots (3.2)$$

ここで、 ℓ はスパン長 ($\ell = 200\text{cm}$)、 σ_y は曲げ応力 ($\sigma = 400\text{kg/cm}^2$)、 d は直径である。

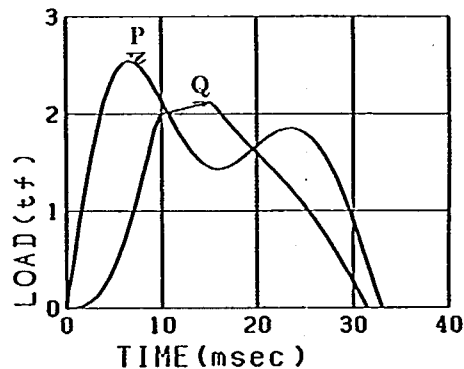
$\sigma = 400\text{kg/cm}^2$ 、 $\ell = 200\text{cm}$ を代入すると



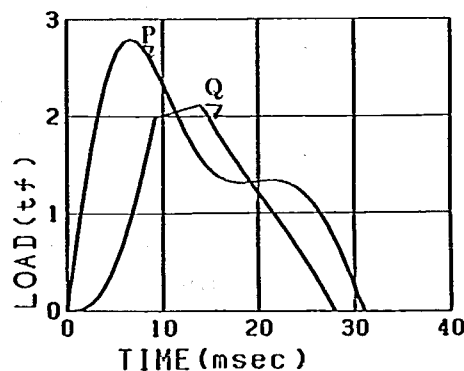
$\phi=15.0\text{cm}$
 $H=1.5\text{m}$



$\phi=15.0\text{cm}$
 $H=2.0\text{m}$

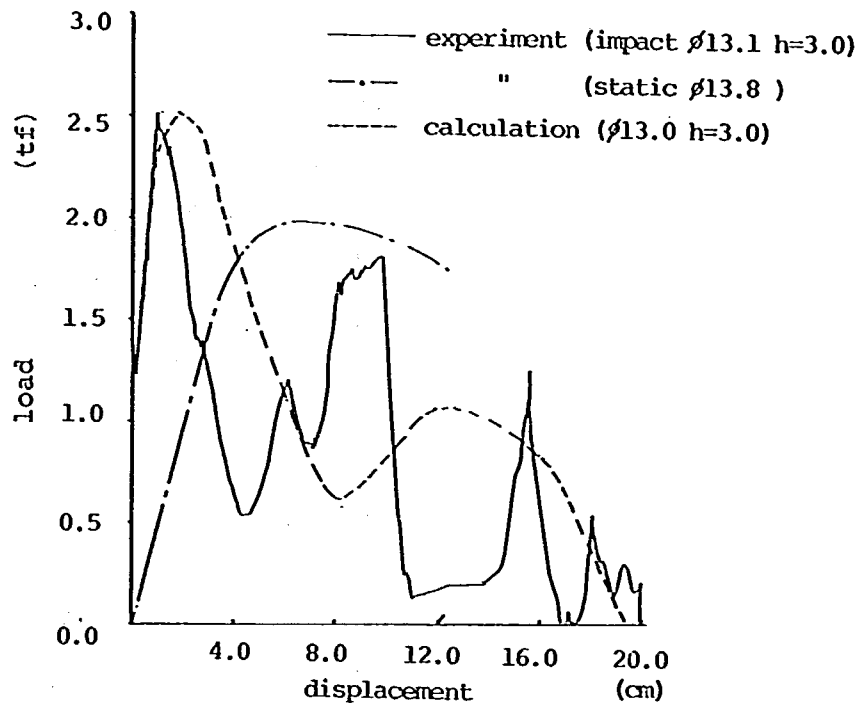


$\phi=15.0\text{cm}$
 $H=2.5\text{m}$

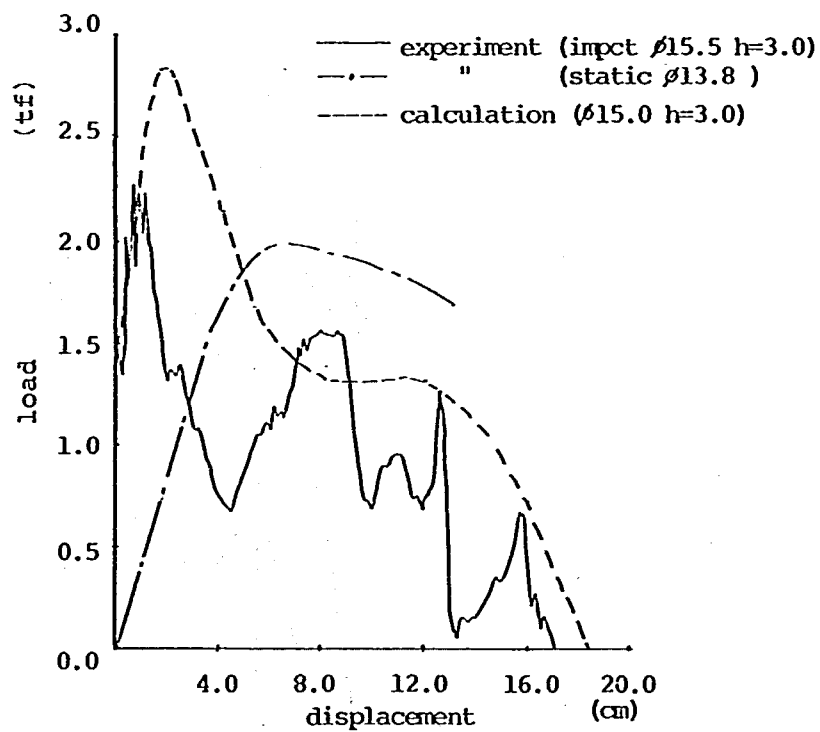


$\phi=15.0\text{cm}$
 $H=3.0\text{m}$

図－3.7 衝突速度の変化による $P \sim t$ 曲線の変化 ($\phi=15.0\text{m}$ の場合)



(a) $\phi 13.0$ cm相当の場合



(b) $\phi 15.0$ cm相当の場合

図-3.8 荷重～変位曲線の一例

$$P_{\max} = 0.785 d^3 \quad (\text{kgf}) \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

が得られる。式(3.3)を図中に示した。式(3.3)は計算値の傾向を示していない。これは、 $P_{\max}$ ははりの耐力で生じるのではなく、はりの慣性力および衝突点付近で生じる局部応答により生ずるためである。

$P_{\max}$ と ϕ の関係を一次関数と仮定して近似式を求めれば

$$P_{\max} = 0.158 \phi \quad (h = 1.5 \text{ の場合}) \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

となる。図中に式(3.4)をあわせて示した。式(3.4)はほぼ計算値に等しい値となる。

b. 図-3.9において、 $P_{\max}$ は、落下高 H が高くなるにつれ、すなわち、衝突荷重が大きくなるにつれ大きくなる。これは、衝突速度が大きくなるにつれ、はりの慣性力が大きくなるため、 $P_{\max}$ が大きくなるためである。

② 計算結果と実験結果の比較

図-3.10に実験結果と計算結果をあわせて示した。図より実験値は、バラつきが大きい

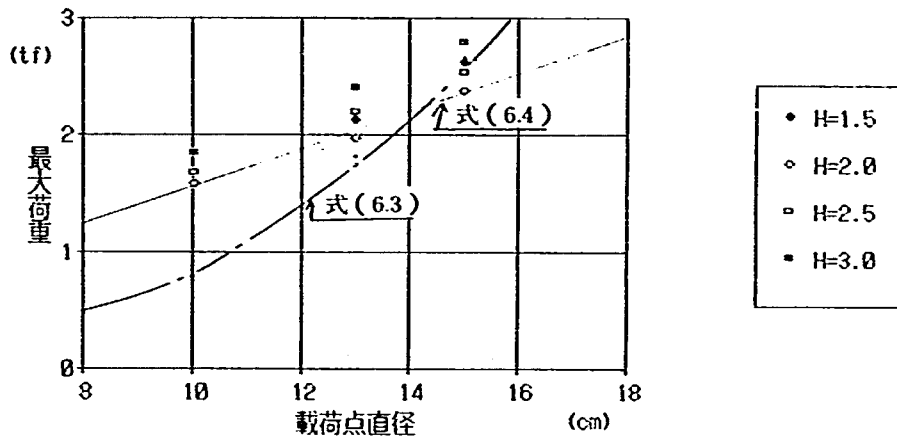


図-3.9 最大荷重と載荷点直径

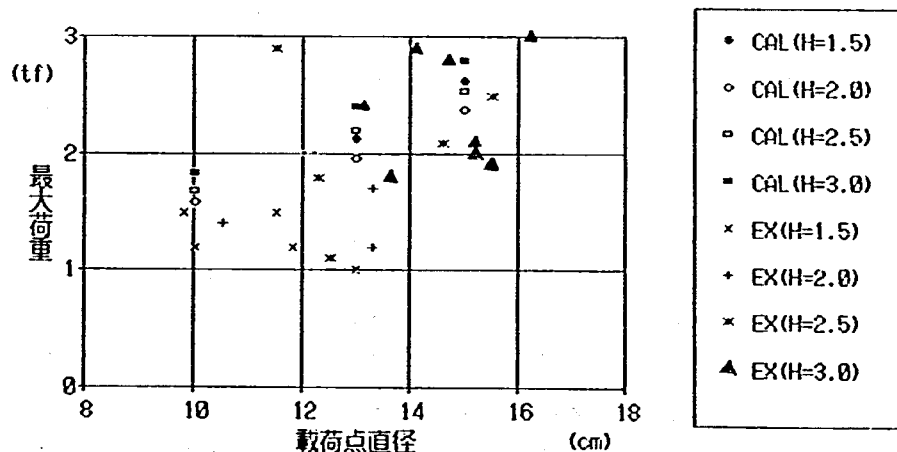


図-3.10 最大荷重と載荷点直径

φとともに大きくなる。実験値と計算値を比較すると、計算値の方がやや大きい傾向を示しているがほぼ等しく、計算値は実験値を再現していると考えて良い。

(4) 衝撃エネルギー吸収能 E_D と局部エネルギー吸収能 E_{DL}

① 衝撃エネルギー吸収能の算定法の検討

E_D は、実験で得られた衝突点の衝撃荷重 P と衝突点下縁の変位を用いて次式で定義した。

$$E_{D2} = \sum P \cdot \delta \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

しかし、本来のはりの曲げ耐力 Q と衝突点下縁の変位 δ を用いて次式で求められるエネルギーが、はりのもつエネルギー吸収能と考えられ、次式で定義する。

$$E_{D1} = \sum Q \delta \quad \dots\dots\dots (3.6)$$

ここで、 Q は実験から直接求められなかったので、式 (3.5) で近似的に求められるとして E_D を定義したが、計算により E_{D2} および E_{D1} を求めその妥当性を検討する。

表-3.7 に計算で求めた E_{D1} 、 E_{D2} の値を示した。表より、 E_{D1} は E_{D2} に比較して小さく、最大で E_{D2} の 85%、最小では 53% となっている。 E_{D1} は衝突速度とは無関係で一定であるが E_{D2} は衝突速度の増大とともに大きくなる。したがって、衝突速度が速い方が E_{D1} と E_{D2} の差は小さくなり、はりの耐力によるエネルギー吸収能と衝突点荷重より求めたエネルギー吸収能の差が大きくなる。

E_{D1} と表に示した局部のエネルギー吸収能 E_{DL} を加えた ($E_{D1} + E_{DL}$) は E_{D2} の値に近くなる。したがって、 E_{D2} は、はりの耐力と局部の変形によって吸収されるエネルギーの総和と考えられる。

表-3.7 衝撃エネルギー吸収能と局部エネルギー吸収能

木材径 ϕ (cm)	落下高 H (m)	衝突速度 V (m/s)	衝撃エネルギー吸収能(E_D) $E_{D1} = \sum Q \delta$ (tf·cm)	$E_{D2} = \sum P \delta$ (tf·cm)	局部エネルギー 吸収能 E_{DL} (tf·cm)	E_{D1} / E_{D2} (%)	E_{DL} / E_D (%)
10.0	1.5	5.42	7.33	9.74	2.33	75.3	23.9
	2.0	6.26	7.28	11.55	2.66	64.7	23.0
	2.5	7.00	7.36	12.80	2.74	57.5	21.4
	3.0	7.67	7.28	13.63	2.80	53.4	20.5
13.0	1.5	5.42	13.61	18.00	3.88	75.6	21.6
	2.0	6.26	13.57	20.50	3.86	66.2	18.8
	2.5	7.00	13.80	21.86	3.68	63.1	16.8
	3.0	7.67	13.82	22.44	3.69	61.6	16.4
15.0	1.5	5.42	20.50	24.02	5.47	85.3	22.8
	2.0	6.26	19.62	26.59	4.88	73.8	18.4
	2.5	7.00	19.80	28.62	4.36	69.2	15.2
	3.0	7.67	19.57	29.53	4.34	66.3	14.7

速度が速い場合は、はりの慣性力の影響により P が増大するため E_{D2} も大きくなる。
 E_{D1} は、はりの固有の耐力であり、解析ではひずみ速度効果等は考慮していないので、 Q は常に一定であり速度とは無関係のため E_{D1} は変化しない。したがって、 E_{D1} と E_{D2} は速度が速いほど慣性力による仕事量が大きくなりその差は大きくなると考えられる。

本計算で得られた $P \sim t$ 、 $Q \sim t$ 曲線を比較すると一般的に $P \sim t$ 曲線の方が大きくなっている。したがって、式 (3.5) で定義した E_{D2} の方が式 (3.6) の E_{D1} よりも大きくなる。

本計算では、 (E_{D1}/E_{D2}) が約 50～90% となっており、 E_{D2} が E_{D1} に比較して大きくなっている。この原因として、実際にははりの粘性減衰が局部応答にも含まれているはずであるが、計算では、はりの減衰は考慮しているが、局部応答での減衰は考慮していない。このため、計算で求めた $P \sim t$ 曲線には減衰の影響はほとんど含まれておらず、実験の $P \sim t$ 曲線より若干大きくなっているものと考えられる。また、はりの減衰は考慮しているので、 $Q \sim t$ 曲線には減衰の影響が含まれる。この減衰の影響が E_{D1} と E_{D2} の差の中に含まれていると考えられる。

図-3.11 に減衰の影響を考慮した場合の $P \sim t$ 曲線を示す。図より、減衰が大きくなると P_{max} が小さくなり、振幅が小さくなる傾向を示し、 $Q \sim t$ 曲線の形状に近くなってくる。

しかし、 $P \sim t$ 曲線の面積そのものの变化はほとんどなく、 E_D そのものの变化もほとんど認められなかった。

これらの結果より、木材の曲げ耐力によるエネルギー吸収能 E_{D1} と E_{D2} として求めることは適当でない。

② 局部エネルギー吸収能

表-3.7 には局部エネルギー吸収能 E_{DL} の値も示した。 E_{DL} と E_{D2} の比率を求めると、木材径によらずほぼ 15～20% 程度であり、また、 E_{DL} と E_{D1} の比率は径が細い方が大きくなっており、約 35%～25% と比較的大きい値を示している。ただし、 E_{DL} は次式で定義している。

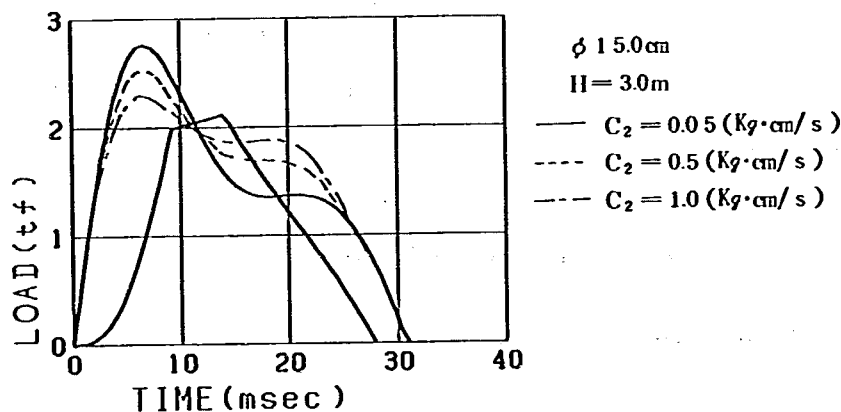


図-3.11 (a) 減衰係数 C_2 の変化による $P \sim t$ 曲線の変化

$$E_{DL} = \sum P \cdot \alpha$$

..... (3.7)

ここに、 α は局部めり込み量である。

E_{DL} は E_D に対する比率が大きく、無視することはできないと考えられる。よって、 E_{DL} を算定する必要がある。

(5) 衝撃エネルギー吸収能と木材径および载荷速度の関係

① 計算結果

表- 3.8に計算結果および実験結果を示す。図- 3.12に計算で求めた E_{D2} と木材径の関係を示す。 E_{D2} は木材径にほぼ比例して大きくなる傾向を示している。昨年度の実験結果から得られた $E_D \div E_S$ より求めた推定式は次式で表わされる。

$$E_D = 5.28 \times 10^3 \phi^2 \cdot \ell$$

..... (3.8)

ここに、

E_D : 衝撃エネルギー吸収能 (kgf · m)

ϕ : 木材径 (m) ℓ : スパン長 (m)

である。式 (3.8) に $\ell = 2.0$ m を代入すれば次式となる。

$$E_D = 10.56 \times 10^3 \phi^2 \quad (3.9)$$

式 (3.9) の推定曲線を図中にあわせて示した。これより、計算値は、ほぼ推定値に一致していることがわかる。計算値は、载荷高すなわち衝突速度が速くなるにつれ、 E_{D2} も大きく

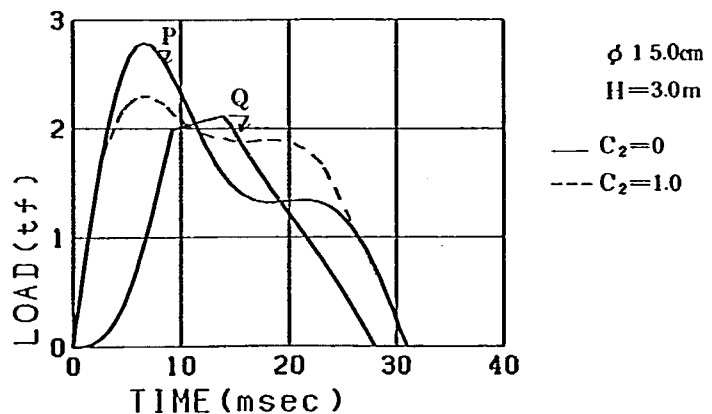
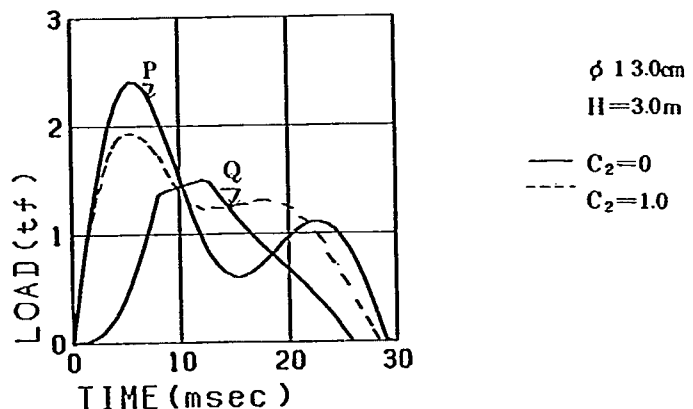
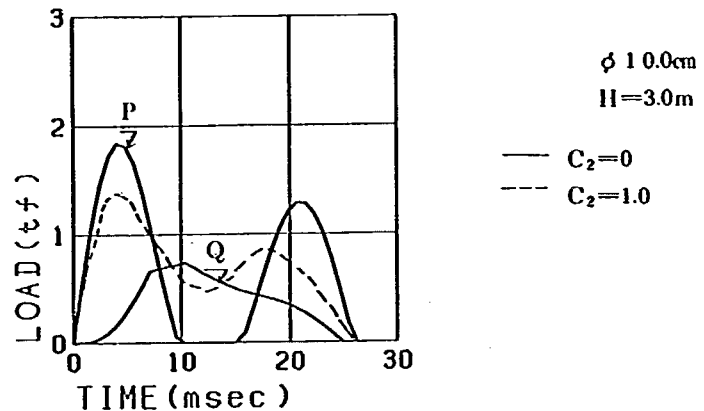


図- 3.11(b) 減衰係数 C_2 の変化による
 $P \sim t$ 曲線の変化

表-3.8 実験結果とシュミレーション結果の比較

木材径 (cm)	落下高 (m)	実 験 結 果			シュミレーション結果	
		実 材 径 (cm)	最 大 重 (tf)	衝撃エネルギー 吸 収 能 (tf・cm)	最 大 重 (tf)	衝撃エネルギー 吸 収 能 (tf・cm)
10.0	1.5	9.8	1.5		1.58	9.7
		10.0	1.2	9.2		
		11.5	1.5	14.2		
		11.8	1.2			
	2.0	10.5	1.4	13.4	1.59	11.6
	2.5	11.5	2.9	29.7	1.68	12.8
	3.0	—	—	—	1.83	13.6
13.0	1.5	13.0	1.0	4.5	2.13	18.0
	2.0	13.3	1.7	10.7	1.97	20.5
		13.3	1.2	5.0		
	2.5	12.5	1.1	9.5	2.19	21.9
		12.3	1.8			
	3.0	12.2	2.0	16.6	2.41	22.4
		12.0	2.0	11.3		
		13.6	1.8	7.2		
		13.1	2.4	17.2		
15.0	2.5	15.5	2.5		2.54	28.6
		14.6	2.1	0.8		
	3.0	15.2	2.0	20.2	2.79	29.5
		15.2	2.1	9.2		
		15.5	1.9	17.7		
		14.7	2.8	20.7		
		14.1	2.9	15.7		
		16.2	3.0	23.5		

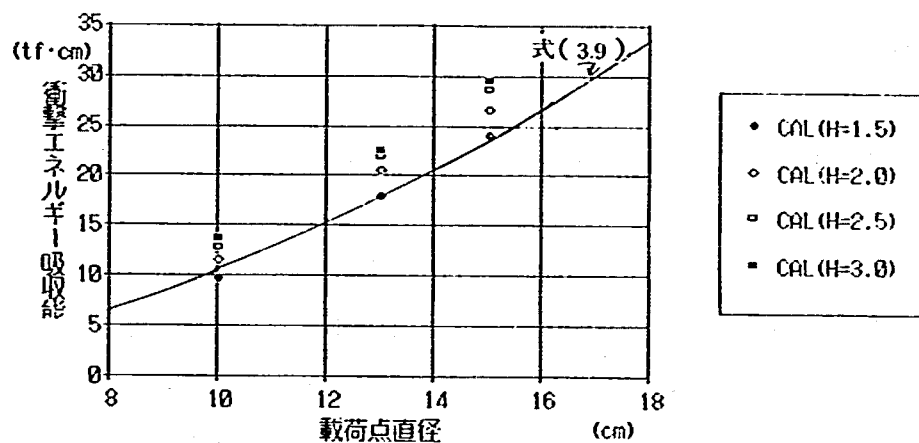


図-3.12 衝撃エネルギー吸収能と載荷点直径

なる傾向を示している。これは、速度が大きくなるにつれ、慣性力が大きくなるためと考えられる。

② 計算結果と実験結果の比較

図-3.13に計算値と実験値をあわせて示している。計算値は実験値よりも大きい傾向を示しているものの、実験値のバラつきを考慮すれば、ほぼ等しいとみなせる。図中に参考のため、計算で求めた E_{D1} （はりの耐力によるエネルギー吸収能）を●印で示した。 E_{D1} はほぼ実験値に等しく、実験値の傾向と一致することが認められる。式(3.9)で求めた推定曲線を図中に実線で示した。推定式は、衝突速度の影響を考慮していないことから、速度の影響が認められる計算値よりも小さく、ほぼ落下高1.5mのときの E_D に等しいことがわかる。これらより、計算結果はほぼ実験結果に等しく、2質点系バネモデルを用いた計算方法により、 E_D を求めることができると考える。

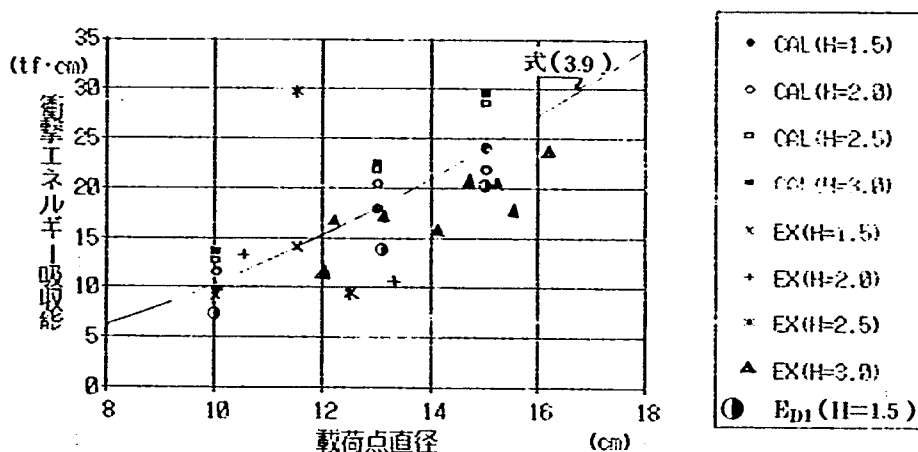


図-3.13 衝撃エネルギー吸収能と载荷点直径

$$E_D = 10.56 \times 10^3 \cdot \phi^2 \quad \phi : \text{直径}$$

3.4 ま と め

本章での成果をまとめると以下のようになる。

- (1) 計算結果の $P \sim t$ 曲線は、実験結果の $P \sim t$ 曲線とほぼ似かよった形状を示しており、本解析法で $P \sim t$ 曲線を求めることができる。
- (2) 計算により求めた最大荷重 P_{max} と木材径は、ほぼ比例関係が認められ、式(3.4)により近似的に求めることができる。また、実験値よりもやや大きい傾向を示すものの、ほぼ等しい結果が得られた。本計算では、局部応答の減衰を考慮していないが、減衰を大きくすれば P_{max} が小さくなる傾向を示すことから、局部応答の減衰を考慮すれば、より実験値に近い値となると考えられる。

しかし、局部の減衰を表わす減衰定数 h は実験・計算のいずれにしても求めることはできないので、適切な h の決定に問題が残る。また、 h を考慮しない場合の値でも、実験値とほぼ等しいことから、必ずしも h を考慮して計算する必要性はないと考えられる。

衝突速度が速くなるにつれ、計算では P_{max} が大きくなる。これは、はりの慣性力の影響によるものである。

(3) 衝撃エネルギー吸収能 E_D は、木材径の 2 乗に比例して大きくなる。計算値と実験値は、ほぼ等しい値を示し、昨年度の推定式 (3.9) と $H = 1.5 \text{ m}$ の場合の計算値はほぼ一致する。実験では、衝突速度の影響はみられなかったが、計算では、衝突速度が速くなるにつれ、はりの慣性力の影響で E_D も大きくなることが確かめられた。

(4) 局所のエネルギー吸収能 E_{DL} は、 E_D の 15~20% と比較的大きな値を示しており、局所のエネルギー吸収能 E_{DL} も考慮した方がよいと考えられる。

(5) はりの曲げエネルギー吸収能 $E_D (= \sum Q \delta)$ と実験で求めたエネルギー吸収能 $E_D' (= \sum P \delta)$ は、必ずしも等しいものではなく、 $E_D \approx E_D'$ である。これは、はりの慣性力や減衰力などによって逸散するエネルギーが E_D' の中に含まれているためである。実験では、静的と衝撃の終局変位は異なり、静的の方が大きいので、 $E_D' \approx E_S$ となっている。

4 立木の静的引き倒し試験

前章までは、立木を簡単な単純ばりにモデル化してその抵抗力を求めた。しかし、実際に生育している立木の応答特性（変形）あるいは抵抗力はわからないので、立木そのものを単純ばりにモデル化することの妥当性には問題点が残っている。そこで、実際に生育している立木に静的引張力を作用させ、立木の変形特性および破壊性状を明かにする必要がある。ここでは、立木の静的な変形特性および耐力を求め、さらに立木の静的エネルギー吸収能を求める。この際、とくに根の状態が立木の耐力に及ぼす影響について調べる。

試験は、群馬県勢多郡黒保根村内野国有林で行った。試験地域の土質は礫混じり砂質土である。礫の大きさは直径 30 cm～60 cmと比較的大きい。とくにこの地域は、以前発生した土石流によって運ばれた土砂・砂礫が堆積した地域であり、実験前に確認したところでは深さ 1.5 m までは砂層であった。地盤状態を確認するために行なった簡易支持力測定試験では非常に土の抵抗力が弱く、地盤条件は悪いと考えられる。

4.1 実験条件

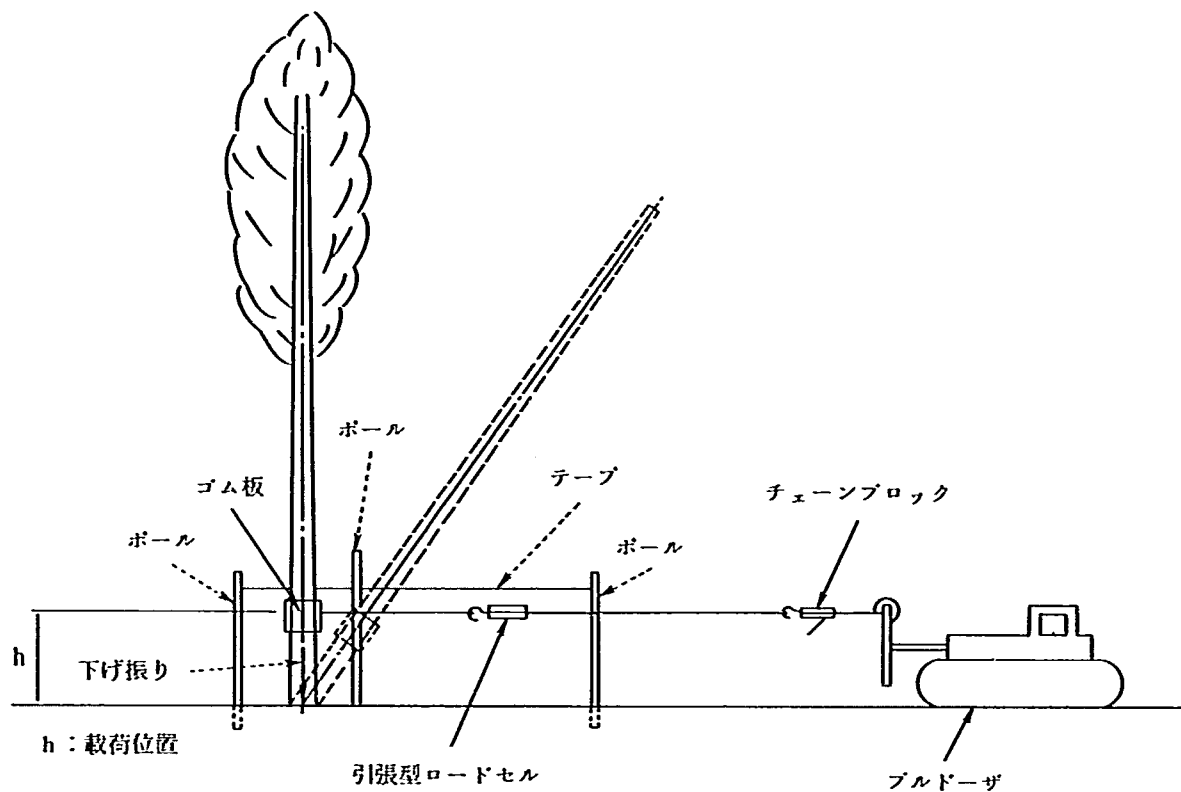
試験は、載荷点の高さ、立木の樹径を変化させた。本試験では胸高直径が概ね 10, 15 cm 付近の 2 種類の立木を用いた。試験条件を表－4.1 に示す。

表－4.1 実験条件

CASE No	胸高直径 ϕ (cm)	力の作用点 の高さ h(m)	実験ケースNo (本数)
No I	10.0	1.0	1 (I)
		1.5	2 (I)
		2.0	3 (I)
			予備 (I)
No II	15.0	1.0	1 (I)
		1.5	2 (I)
		2.0	3 (I)
			予備 (I)
合計			8 ケース

4.2 実験方法

実験装置の概要を図－4.1 に示す。図に示すように試験体である立木にワイヤーロープをかけ、力を作用させる軸線上の他端に固定端としてのブルドーザを配置した。この固定端と立木から引いたワイヤーロープの間にチェンブロックを挿入し、チェンブロックを操作することにより、定速度で立木に引張力を作用させる構造とした。



図－ 4. 1 静的引き倒し試験

4.3 供 試 体

試験体は、自然に生育している立木（杉）で実験ケースの樹径に合致するもので、比較的まっすぐなものを用いた。自然状態に努めて近い条件で実験を行なうため実験に支障になる枝などを除き立木の枝などの代採は行なっていない。実験に用いた試験体は胸高直径 10.0，15.0 cm 付近の 2 種類で、実験に用いた試験体の諸元を表－ 4. 2 に示す。

表－ 4. 2 試 験 体 諸 元

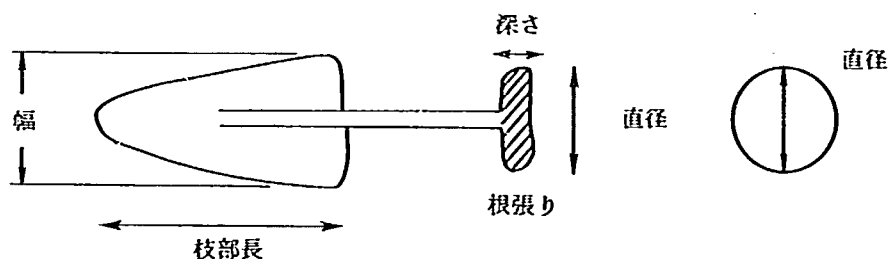
CASE No	供試木 番 号	载荷点 高 さ (m)	载荷点 樹 径 (cm)	根元部 樹 径 (cm)	含水率 (%)	樹 高 (m)	枝張り 幅×枝部長 (m×m)	枝 部 重 量 (kgf)	根張り 直径×深さ (m×m)
1	I－2	1.5	10.3	14.3	135.5				1.8×0.5
2	I－3	2.0	11.0	15.5	125.3		2.2		測定不能
3	I－4	1.0	13.5	15.8	128.6	11.0	2.0×6.0		2.0×0.6
4	II－1	1.5	17.0	20.0	125.8	9.6	2.2×6.0		1.8×0.6
5	II－2	2.0	13.5	16.5	135.2	10.2	2.3×6.2		1.9×0.6
6	II－3	1.0	16.0	19.2	117.8				1.9×0.6
7	II－4	2.0	15.5	19.5	126.3	10.8	2.7×8.2		1.3×0.4

ここに、

根元部樹径：地表面から5 cmの位置の樹径

樹 高：地表面から樹木の最高点までの高さ

枝 張 り：枝部分の幅と枝が残っている部分の長さ
幅×枝部長



4.4 試験結果

(1) 荷重～載荷点変位 (P～δ) 曲線

測定された荷重～載荷点変位曲線(以下P～δ曲線という)を図-4.2に示す。図-4.2(a)には胸高直径が10cm相当の場合を、(b)には胸高直径が15cm相当のものを示した。載荷位置の低いものほど最大荷重は大きく、最大荷重に達した後の荷重の低下割合が大きい。載荷位置が低いものほど最大荷重に達した後の荷重低下の割合は小さくなっている。

これは、載荷位置の変位と荷重の関係を示しているためである。すなわち、式(4.1)に示すように、載荷点の変位δは載荷位置の2乗に比例し、樹径に反比例することから、同一樹径では載荷位置の大きさが載荷点変位に及ぼす影響が非常に大きいことがわかる。

$$\delta = \frac{2\sigma}{3E} \frac{h^2}{\phi} \quad \dots\dots\dots (4.1)^{*})$$

ここに、σ：曲げ応力、h：載荷高さ、E：弾性係数、φ：根元の樹径 である。

$$\left[\begin{array}{ll} *) \quad \delta = \frac{M}{Z} = \frac{Ph}{Z} & \delta = \frac{Ph^3}{3EI} \\ \therefore P = \frac{\sigma Z}{h} & P \text{ を代入すると } \delta = \frac{h^2}{3EI} \frac{\sigma Z}{h} = \frac{\sigma Z}{3EI} h^2 \\ Z = \frac{\pi d^3}{32}, \quad I = \frac{\pi d^4}{64} & Z, I \text{ を代入すると } \delta = \frac{\sigma}{3E} h^2 \frac{\frac{\pi}{32} d^3}{\frac{\pi}{64} d^4} = \frac{2\sigma h^2}{3Ed} \end{array} \right]$$

荷重Pは、片持ばりの場合、式(4.2)で表わされる。

$$P = \frac{\sigma Z}{h} \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

ここに、σ：曲げ応力、Z：断面係数、h：載荷高さである。

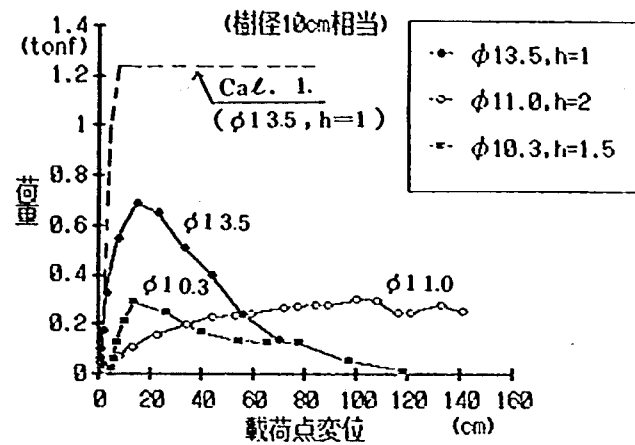


図- 4. 2 (a) 荷重～載荷点変位関係

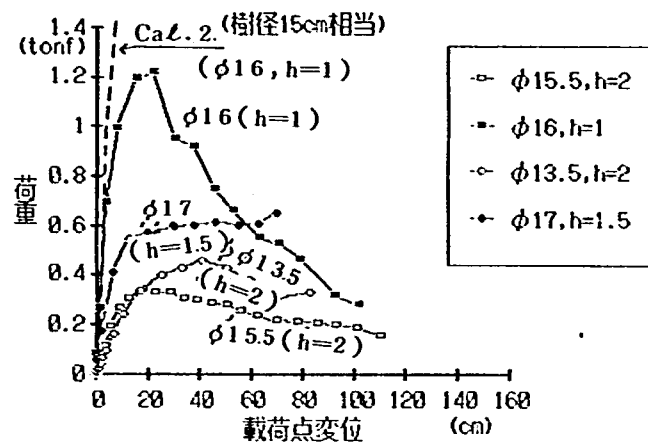


図- 4. 2 (b) 荷重～載荷点変位関係

式(4.2)より荷重 P は載荷高さの影響を受け、載荷高さが高くなるにつれ載荷高さに反比例して小さくなることがわかる。

$\phi 11.2\text{cm}$, $h = 2.0\text{m}$ の場合の $P \sim \delta$ 曲線は、他の $P \sim \delta$ 曲線と異なり、荷重の立上りが非常に緩やかであり、変形量がその他のケースに比べ非常に大きい。このケースのみが樹木の破断によって破壊したケースであり、他のケースでは、全て根の引き抜きにより支持力を失って破壊に至っている。したがって、樹木の強度等によって破壊が生じたケースはCase I-3だけであり、樹木の材料強度等を求められるのは、このケースだけである。

単純ばりの静的載荷実験で得られた木材の諸元を用いて、式(4.2)(4.3)を用いて計算した $P \sim \delta$ 曲線を図中に点線で示す。計算に用いた諸元を表-4.3に示した。

表－4.3 計算に用いた諸元

Nh	Carl Nh	根元樹径 ϕ (cm)	载荷高さ h (cm)	曲げ応力 σ_e	(kg/cm ²) σ_{max}	弾性係数 E_e	(kg/cm ²) E_{ep}
Cal. 1	I－4	15.8	1.0	265	320	3.9×10^4	2.70×10^4
Cal. 2	II－3	19.2	1.0	265	320	3.9×10^4	2.70×10^4

ここに、 σ_e ：比例限度曲げ応力 (kg/cm²)

σ_{max} ：最大曲げ応力 (kg/cm²)

E_e ：弾性範囲における弾性係数 (kg/cm²)

E_{ep} ：弾性限界以降最大荷重に達するまでの弾性係数 (kg/cm²)

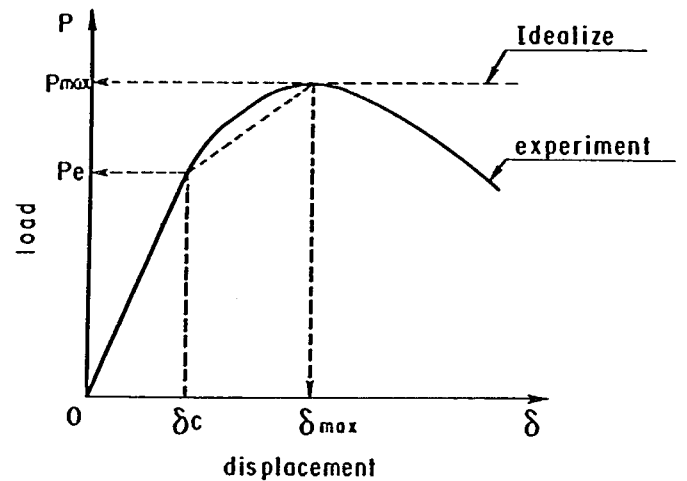
計算では、図－4.3に示すように、単純ばりの静的载荷実験で得られた $P \sim \delta$ 曲線を破線のようにモデル化した。

図－4.3において、図中の記号を用いて表－4.3の σ 、 E を表わせれば以下のようになる。ただし、単純ばりでスパン長を ℓ とする。

$$\sigma_e = \frac{P_e \cdot \ell}{4Z}, \quad \sigma_{max} = \frac{P_{max} \ell}{4 \cdot Z}$$

$$E_e = \frac{P_e \cdot \ell^3}{48 \cdot I \cdot \delta_e}$$

$$E_{ep} = \frac{(P_{max} - P_e) \ell^3}{48 \cdot I \cdot (\delta_{max} - \delta_e)}$$



図－4.3 $P \sim \delta$ 曲線のモデル化

ここに、 P_e ：比例限度荷重， P_{max} ：最大荷重

δ_e ：比例限界変位， δ_{max} ：最大荷重時の変位

Z ：断面係数， I ：断面2次モーメント

である。

図で、同一条件の実験と計算値を比較すると、計算値は実験値よりも荷重は大きく変形は小さい。この原因については以下の点が考えられる。実験では、根が掘り起こされて変形が増大し破壊に至るが、このとき樹木自体の変形はほとんど生じていない。実験のビデオ撮影結果をみれば、樹木の根元部分の変形は生じておらず、根元部分から樹木の頂部にいたるまでの間の線形性はほとんど変化していないことが認められた。したがって、実験値の変形量のほとんどは、根の掘り起こしによる回転に支配されていると考えられる。

計算値は、樹木と地盤が堅固に固定されている片持ばりとして計算しているので、樹木の材料諸元によって決定されている。計算値は、固定端の回転を考慮していないので、実験値の挙

動を表現できていない。したがって、解析においても半固定片持ばりとして固定端の回転を考慮した解析が必要である。

(2) 曲げモーメント～回転角 (M～Q) 曲線

図-4.2に示すP～ δ 曲線は、载荷高さhによってP, δ が規定されるため、全ケースを統一的に比較することができない。そこで、载荷高さhの影響を除いて全ケースを統一的に比較するため、P～ δ 曲線を曲げモーメント～回転角(以下M～Q)曲線に置き換えた。図-4.4にM～Q曲線を示す。

曲げモーメントは、次式で表わされる。

$$M = \sigma Z \quad \dots\dots\dots (4.3)$$

ここに、M：曲げモーメント (kg·cm)

σ ：曲げ応力 (kg/cm²) Z：断面係数 (cm³)

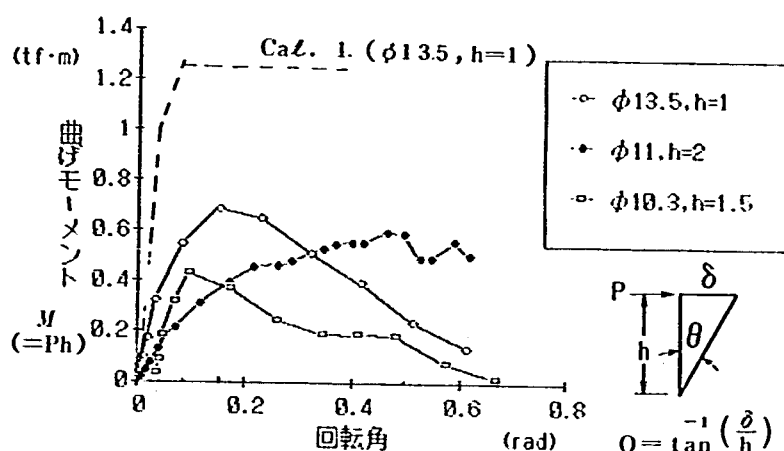


図-4.4(a) 曲げモーメントと回転角の関係

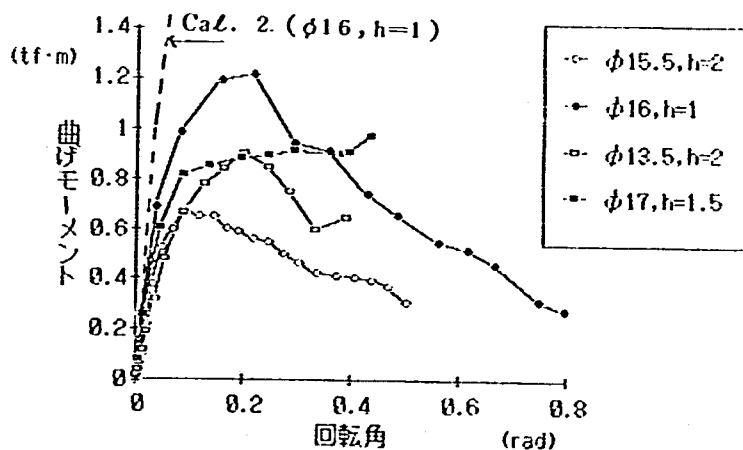


図-4.4(b) 曲げモーメントと回転角の関係

式(4.3)より、曲げモーメントは樹径の3乗に比例して大きくなることからわかる。また、
 載荷高さの影響を受けない。

回転角 θ は次式で求めた。

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\delta}{h} \right) \quad (\text{rad}) \quad \dots\dots\dots (4.4)$$

ここに、 δ : 載荷点変位、 h : 載荷高さ である。

また、式(4.1)より、 $\delta = \frac{2\delta}{3E} \cdot \frac{h^2}{\phi}$ であるから、

式(4.4)の()の中は

$$\frac{\delta}{h} = \frac{2\delta}{3E} \cdot \frac{h^2}{\phi} \cdot \frac{1}{h} = \frac{2\sigma}{3E} \cdot \frac{h}{\phi}$$

となり、式(4.4)は、

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{2\sigma}{3E} \cdot \frac{h}{\phi} \right) \quad (\text{rad}) \quad \dots\dots\dots (4.5)$$

と書き直すことができる。

式(4.5)より、回転角 θ は $\frac{h}{\phi}$ の関数として表わされ、 h の増大とともに大きくなり、 ϕ の
 増大とともに小さくなることからわかる。

単純梁の静的載荷実験で得られた曲げ応力 σ (kg/cm^2) と弾性係数 E と根元部分の直径を用い
 て $M \sim \theta$ 曲線を推定した結果を図中に破線で示した。計算に用いた諸元は表-4.3に示してあ
 る。

① 図より、実験値の $M \sim \theta$ 曲線は、Case I-3 ($\phi 11.0\text{cm}$, $h = 2.0\text{m}$) を除き、ほぼ似か
 よった形状を示している。これは、(I)で述べたように、Case I-3のみが樹木の破断が原因
 で破壊しているが、他の実験ケースは根の掘り起こしによって破壊に至っているためである。

② Case I-2, Case II-3について計算より求めた $M \sim \theta$ 曲線を図中に破線で示している
 が、実験値と比べると計算値は曲げモーメントの大きさは大きく、逆に回転角は小さくなっ
 ている。

これは、(I)と同様、実験では半固定の片持ばりの挙動を示し、根の浮き上がりにより回転
 が生じているが、計算ではこの固定端での回転を考慮していないためである。回転を考慮し
 た解析が必要である。

(3) 最大曲げモーメントと木材径の関係

最大荷重は、載荷高さ h に依存する。そこで、載荷高さの異なる実験結果を統一的に評価す
 るため、ここでは、最大曲げモーメントを用いることにする。

① 実験条件と最大荷重、最大曲げモーメントを表-4.4に示す。

図-4.5に根元の樹径と最大曲げモーメントの関係を示す。

図-4.5から、Case II-1, 4を除き、最大曲げモーメント $M_{\max}$ は、樹径とともに大き

表-4.4 立木の静的引き倒し実験結果

試験体 番 号	載荷点 樹 径 (cm)	根元部 樹 径 (cm)	含水率 (%)	載荷点 高 さ (m)	最大荷重 (tonf)	最 大 曲 げ モーメント (tonf・m)	最大荷重時の 変 位 (cm)	回転角 (rad)	破壊形態
I-2	10.3	14.3	135.5	1.5	0.29	0.44	1.40	0.09	根抜け
I-3	11.0	15.5	125.3	2.0	0.30	0.60	100.0	0.46	根元が折れる
I-4	13.5	15.8	128.6	1.0	0.69	0.69	15.0	0.15	根抜け
II-1	17.0	20.0	125.8	1.5	0.61	0.92	45.5	0.29	根抜け
II-2	13.5	16.5	135.2	2.0	0.45	0.90	40.6	0.20	根抜け
II-3	16.0	19.2	117.8	1.0	1.21	1.21	22.0	0.22	根抜け
II-4	15.5	19.5	126.3	2.0	0.34	0.68	17.6	0.09	根抜け

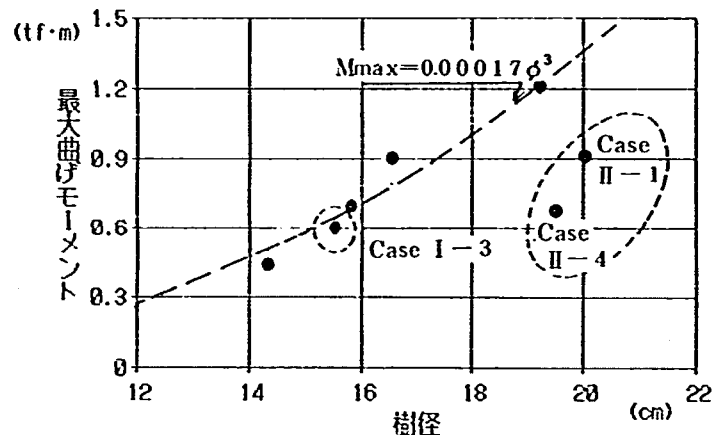


図-4.5 最大曲げモーメント～樹径

くなる傾向を示す。式(4.3)から $M_{\max}$ は、

$$M_{\max} = \sigma_{\max} Z = \sigma_{\max} \frac{\pi}{32} \phi^3 = \frac{\pi}{32} \sigma_{\max} \phi^3 \quad \dots\dots\dots (4.6)$$

と表わすことができる。したがって、 $M_{\max}$ は樹径の3乗に比例して大きくなると考えられる。

図-4.5にCase II-1, 4を除いたケースでの近似曲線を求めれば次式が得られる。

$$M_{\max} = 170.0 \phi^3 \quad (\text{kgf} \cdot \text{cm}) \quad \dots\dots\dots (4.7)$$

ϕ : 根元部の直径(m)である。

式(4.7.)で表わされる近似曲線を図-4.5に破線で示した。図より、Case II-1, II-4を除き近似曲線はほぼ試験値の傾向を表わしていることがわかる。また、立木の破壊がCase I-3を除いて根の浮き上りによる支持力低下によって生じていることから、 $M_{\max}$ は根の支持力に大きく依存していると考えられる。このことと図-4.5の $M_{\max}$ が樹径の3乗に比例することを考えあわせると、根の支持力も樹径とともに増加すると考えられる。

表－ 4.2 に示した試験体諸元の根張りについて調べると、実験に用いた立木の範囲では、根張りに大きな差はなく、ほぼ一定と考えられ、直径 1.8 m × 深さ 0.6 m 程度である。

したがって、根の支持力は、根の大きさがほぼ一定であることから土の支持力の影響が大きいと考えられる。

図－ 4.5 において、 M_{max} が小さい Case II－4 は根張りが最も小さく、根の支持力が弱かったと考えられる。最大曲げモーメントに影響を及ぼす要因として、曲げ応力、樹径、根の支持力などが考えられるが、本実験を行った地域の場合は土の支持力が低かったため、根の支持力が大きな要因となっていると考えられる。したがって、立木の全体の強度を評価するにあたっては、大きく分けて、立木の樹木強度と土の支持力による根の強度の 2 つについて評価する必要がある、立木の破壊がどちらの強度で決定されるか判断しなければならない。

② 表－ 4.5 に立木を完全固定端の条件を満足する片持ばりとして求めた曲げ応力、曲げ弾性係数、バネ定数 k の値を示す。

表より、曲げ応力 σ 、曲げ弾性係数 E の値はバラつきが大きく、木材単純ばりの静的実験で得られた平均値 $\delta = 320 \text{ kg/cm}^2$ 、 $E = 3.9 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ よりも小さい値となっている。

表より、 σ 、 E 、 k の平均値を求めれば、 $\sigma = 154.6 \text{ kg/cm}^2$ 、 $E = 1.0 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ 、 $k = 46.9 \text{ kg/cm}$ であり、単純ばりの実験結果と比較すると σ は 1/2、 E は 1/4 程度であり、材料特性が大きく異なる。これは、表に示した値は完全な片持ばりとしての仮定に基づいて求めた値であるため、本実験のように根の浮上がりが生じる半固定片持ばりの挙動を示す場合、樹木そのものの強度と根の浮上がり強度の相関で全体の立木の強度が支配されるため、樹木そのものの強度とは異なった値となる。

表－ 4.5 静的引き倒し実験結果 (その 2)

試験体 No	载荷点 直径 ϕ_h (cm)	根元部 直径 ϕ_p (cm)	断面積 A (cm^2)	断面 係数 Z (cm^3)	断面 2 次 モーメント I (cm^4)	载荷点 高さ h (cm)	最 大 荷 重 P_{max} (tonf)	最大荷重 時の変位 $\delta(P_{max})$ (cm)	曲げ応力 強度 σ (kg/cm^2)	曲げ弾性 係数 $E \times 10^4$ (kg/cm^2)	バネ定数 k (kg/cm)
I－2	10.3	14.3	160.6	287.1	2052.6	150.0	0.29	14.0	151.5	1.32	24.2
I－3	11.0	15.5	188.7	365.6	2833.2	200.0	0.3	100.0	164.1	0.64	6.8
I－4	13.5	15.8	196.1	387.2	3059.0	100.0	0.69	15.0	178.2	0.82	75.0
II－1	17.0	20.0	314.2	785.4	7853.8	150.0	0.61	45.5	116.5	0.82	57.1
II－2	13.5	16.5	213.8	441.0	3638.3	200.0	0.45	40.6	204.1	1.67	22.7
II－3	16.0	19.2	289.5	694.8	6670.6	100.0	1.21	22.0	174.1	0.56	111.1
II－4	15.5	19.5	298.6	727.9	7097.3	200.0	0.34	17.6	93.4	1.17	31.3

1. 曲げ応力強度 = (载荷点高さ $h \times$ 荷重 P) / (断面係数 Z) より求めた。

2. 曲げ弾性係数は次式より求めた。

$$\left(\frac{\text{比例限度内の上限荷重と下限荷重の差}}{3 \times \text{断面 2 次モーメント } I} \times (\text{载荷点高さ } h)^3 \right) \times (\text{比例限度内の上・下限荷重に対応する変位差})$$

3. バネ定数 $k = (3 \times \text{弾性係数 } E \times \text{断面 2 次モーメント } I) / (\text{载荷点高さ } h)^3$

本試験では、根の浮上がり破壊が大半を占めていることから、表-7.5に示した曲げ応力等の低下原因は、根の浮上がり強度がその算定の根拠となっているためと考えられる。つまり、最大荷重は、根の浮上がり強度に支配されているため、樹木そのものの強度とは無関係と考えられる。同様の理由で、 E 、 k も小さくなっている。

(4) 立木の変形特性と破壊形状

立木の変形過程を図-4.6に示す。図-4.6(a)は、根の浮上がりにより破壊に至ったケース

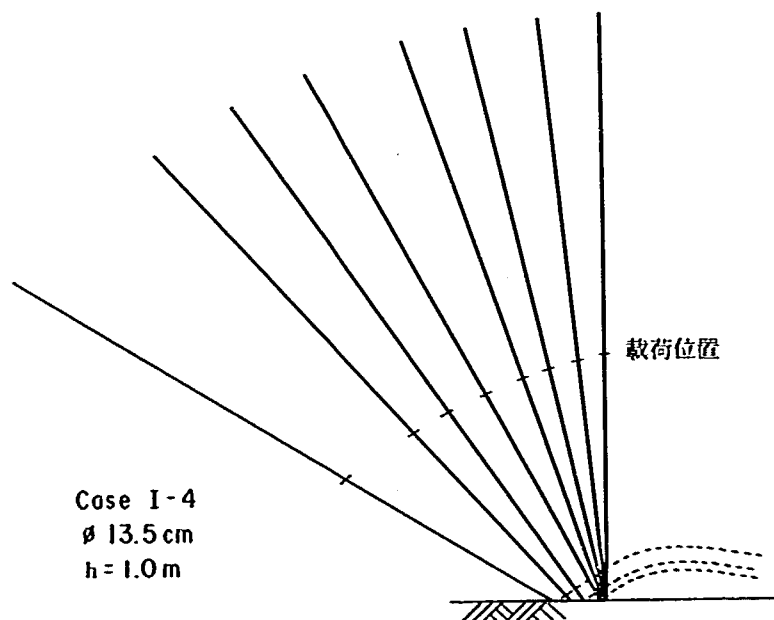


図-4.6(a) 立木の変形過程(根の浮上がりがある場合)

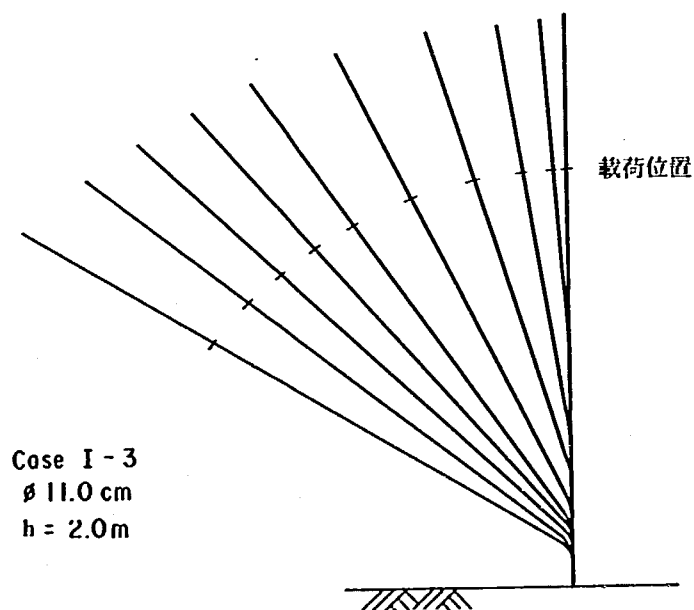
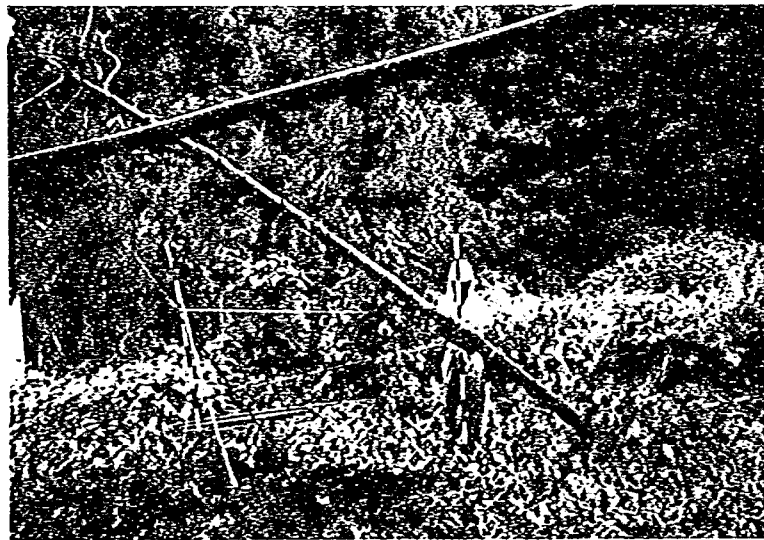


図-4.6(b) 立木の変形過程(根の浮上がりがない場合)

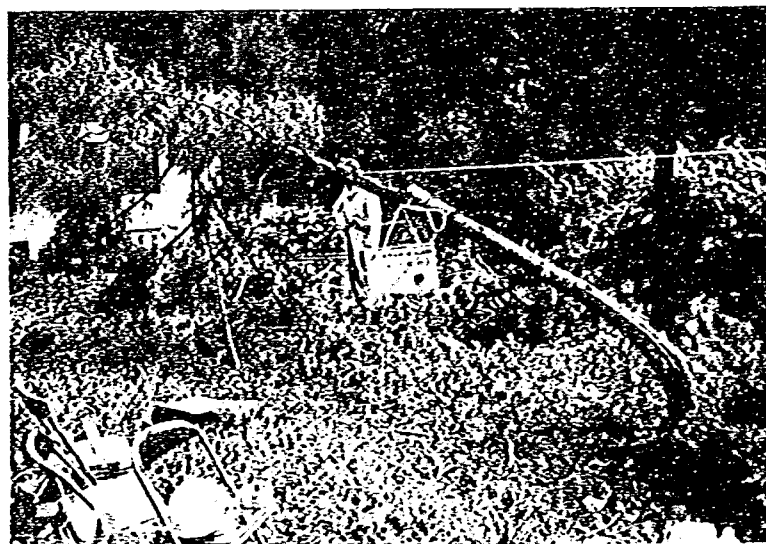
を、図－4.6(b)には樹木の根元部分の破断により破壊に至ったケースを示す。図－4.6(a)において、立木の変形は根の浮上がりによる根元の回転による変形であり、立木の樹木そのものの変形はほとんどみられない。図－4.6(b)において、立木の根の浮上がりはほとんどみられず、樹木の根元部分に変曲点となり樹木が変形している。

本実験では、8 ケース中7 ケースが根の浮上がりにより破壊していることから、立木の変形は、根の浮上がりによる回転を考慮しなければならない。

根の浮上がりによる破壊形状を写真－4.1 に、樹木の破断により破壊したケースを写真－4.2 に示す。



写真－4.1 根の浮上がりにより破壊したケース



写真－4.2 樹木の破断により破壊したケース

① 根の浮上がりにより破壊したケース

根の浮上がりにより破壊したケースでは、根張りの部分の引張側の根が完全に浮上がり、引き抜かれた形となっており、樹木そのものには全く損傷がない。

② 樹木の破断により破壊したケース

写真-4.2に示すように、引張側の繊維が、曲げによって生じる軸方向引張力によって完全に破断しているのが確かめられる。

以上のような性状から、解析においては、梁の固定状況を考慮した半固定片持梁としてのモデル化が適当である。

(5) 立木の静的エネルギー吸収能 E_s

立木の静的エネルギー吸収能は、図-4.7に示すような $M \sim \theta$ 曲線において、終局回転角 θ_0 にいたるまでのモーメントの仕事量（図中の斜線部）として定義した。エネルギー吸収能は、破壊点のとり方、すなわち、終局回転角のとり方により大きく影響される。終局変位（終局回転角）の定義が明確ではないので、この終局変位のとり方によってエネルギー吸収能がどのように変化するかを調べるため、

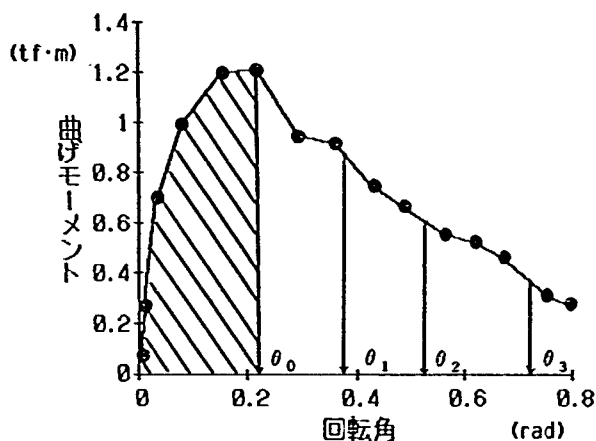


図-4.7 曲げモーメントと回転角の関係

最大曲げモーメント時の変位（回転角）を基準として図に示すように、4点（最大曲げモーメントの70%、50%、30%の時の回転角）を選定し、それぞれの回転角に至るまでのエネルギー吸収能を求めた。

終局回転角は、以下のように決定した。

1. θ_0 : 最大曲げモーメント時の回転角
2. θ_1 : 曲げモーメントが最大曲げモーメントの70%まで低下したときの回転角
3. θ_2 : " " 50% "
4. θ_3 : " " 30% "

静的エネルギー吸収能 E_s は、終局回転角にいたるまでのモーメントの仕事量（図中斜線部）として求めた。

表-4.6に終局回転角、静的エネルギー吸収能を示した。また、図-4.8に E_s と根元の樹径の関係を示す。

① $E_s \sim \phi_b$ 関係

図-4.8より、 E_s はバラつきはあるが根元の樹径 ϕ_b とともに増大する傾向を示す。これは、根の強度が樹径 ϕ_b とともに大きくなる傾向を示すことから、根張りの状態が ϕ_b ととも

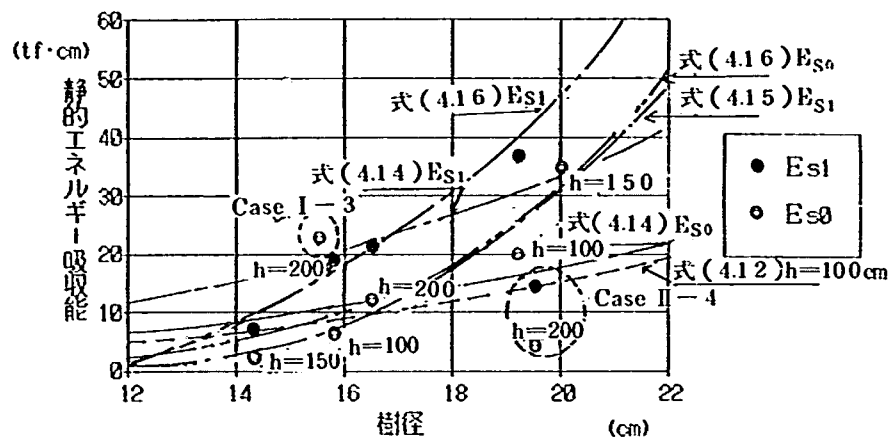


図-4.8(a) 静的エネルギー吸収能～樹径

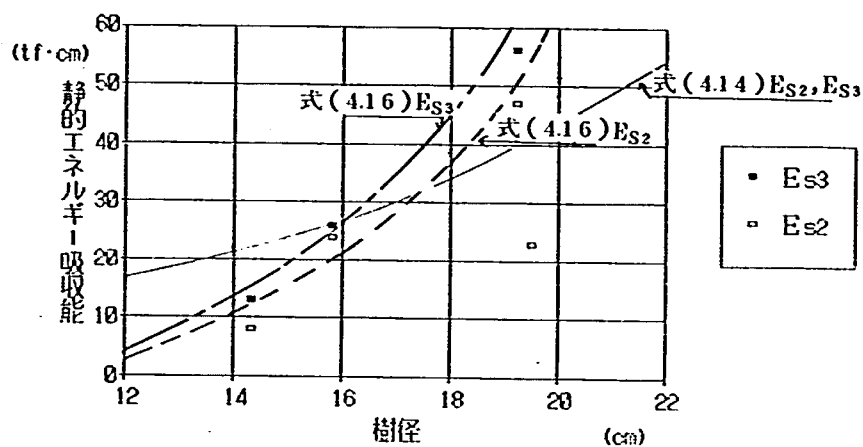


図-4.8(b) 静的エネルギー吸収能～樹径

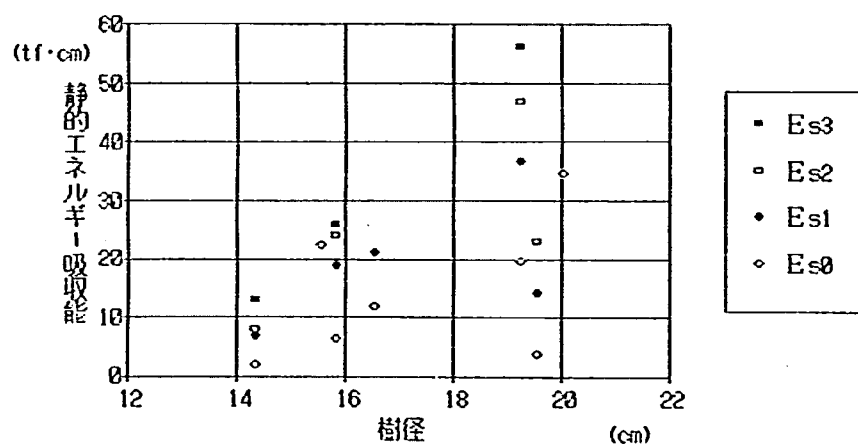


図-4.8(c) 静的エネルギー吸収能～樹径

表-4.6 立木の静的エネルギー吸収能

試験体 試験体 №	載荷点 直 径 ϕ (cm)	根元部 直 径 ϕ (cm)	載荷点 高 さ h (cm)	終 局 回 転 角				静的エネルギー吸収能			
				θ_0 (rad)	θ_1 (rad)	θ_2 (rad)	θ_3 (rad)	E_{S0} (tf·cm)	E_{S1} (tf·cm)	E_{S2} (tf·cm)	E_{S3} (tf·cm)
I-2	10.3	14.3	150.0	0.09	0.22	0.26	0.54	1.98	6.84	7.90	12.83
I-3	11.0	15.5	200.0	0.50				22.50			
I-4	13.5	15.8	100.0	0.15	0.33	0.45	0.52	6.54	18.97	23.94	25.87
I-1	17.0	20.0	150.0	0.40				34.65			
I-2	13.5	16.5	200.0	0.20	0.32			11.95	21.13		
I-3	16.0	19.2	100.0	0.22	0.39	0.53	0.72	19.54	36.88	46.96	56.11
I-4	15.5	19.5	200.0	0.10	0.28	0.49		3.91	14.31	22.88	

終局回転角は、以下のように決定した。

1. θ_0 : 最大曲げモーメント時の回転角
2. θ_1 : 曲げモーメントが最大曲げモーメントの70%まで低下した時の回転角
3. θ_2 : 曲げモーメントが最大曲げモーメントの50%まで低下した時の回転角
4. θ_3 : 曲げモーメントが最大曲げモーメントの30%まで低下した時の回転角

静的エネルギー吸収能はM- θ 曲線においてそれぞれの終局回転角に至るまでの曲げモーメントの仕事量として求めた。

に大きくなり、根の支持力が増大しているためと考えられる。バラつきの原因として、Case I-3は樹木の破壊によって立木の破壊に至ったケースであり、他の実験ケースと破壊形態が異なる。また、Case II-4は、根張りが小さく根の支持力が弱かったためと考えられる。

E_S が樹径の2乗および載荷高さに比例すると考え、次式のように E_S を定義して、近似曲線を求める。

$$E_S = a \phi^2 h \quad \dots\dots\dots (4.12)$$

ここで、 ϕ は樹径、 h は載荷高さである。

図-4.8(a)の E_{S0} に着目し、式(4.12)の係数 a を最小自乗法を用いて求めると、以下のようになる。

$$\begin{aligned} h = 100 \text{ cm の場合} \quad a &= 3.95 \times 10^{-4} \\ h = 150 \text{ cm の場合} \quad a &= 3.21 \times 10^{-4} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (4.13)$$

なお、 $h = 200 \text{ cm}$ の場合は、データがバラつきすぎているので求められない。 a の値は載荷高さ h による大きな差はなく、図-4.8(a)からも載荷高さ h の影響はみられない。また、実験データの個数が少ないので、式(4.13)の値も十分な値とは考えられない。図中に $h = 100 \text{ cm}$ の推定曲線を点線で示す。

結果的に載荷高さ h の影響がないと仮定して、式(4.13)を

$$E_s = a \phi^2 \quad \dots\dots\dots (4.14)$$

として、最小自乗法を用いて a を求めると、 $a = 0.0438$ となる。図中に実線で推定曲線を示す。式 (4.14) の a の係数を表-4.7 に示す。

式 (4.12), (4.14) の推定式は、モーメントと回転角の関係からの式であり、樹径が 0 のとき E_s は 0 になる。しかし、実験データは、樹径が 0 のとき 0 に帰着しない 2 次曲線として推定する方がより実験値の傾向を表わすことができる。例えば、 E_{s0} のデータを用いて最小自乗法による 2 次曲線を求めれば次式のようなになる。

$$E_{s0} = 0.6 \phi^2 - 15.4 \phi + 101.8 \quad \dots\dots\dots (4.15)$$

式 (4.15) の近似曲線を図中に 1 点鎖線で示す。

また、原点 0 を通り、実験データを用いてより実験値に近い近似曲線を求めるため、高次の近似曲線を求めれば樹径の 5 乗に比例する近似曲線式 (4.16) が求められる。

$$E_{s0} = 9.75 \times 10^{-6} \phi^5 \quad \dots\dots\dots (4.16)$$

式 (4.16) によって表わされる近似曲線を 2 点鎖線で示す。各 E_s の係数を表-4.7 に示す。しかし、式 (4.15) (4.16) は、実験データの傾向を推定するだけのもので理論的な根拠はない。

表-4.7 近似曲線の係数

	式(4.12)の係数	式(4.16)の係数
E_{s0}	0.0438	9.75×10^{-6}
E_{s1}	0.0845	1.67×10^{-5}
E_{s2}	0.110	1.99×10^{-5}
E_{s3}	0.110	2.50×10^{-5}

- ② 昨年度実施した単純ばりの衝撃実験から得られた推定式による立木の E_s 推定
昨年度提案した式を式 (4.17) に示す。

$$E_s = \frac{\sigma_y^2 \pi}{48 E} \phi^2 \ell (\mu + 0.5) \quad \dots\dots\dots (4.17)$$

ここに、 σ_y : 曲げ応力強度、 ϕ : 木材直径 (載荷位置)、 ℓ : スパン
 E : ヤング率、 $\mu (\frac{\delta_p}{\delta_e})$: 靱性率、 δ_e : 弾性限界変位
 δ_p : 塑性変形量

式(4.17)は荷重載荷位置の影響を受けず、任意の位置に荷重が載荷される場合にも成立する式である。式(4.17)に昨年度の静的実験から得られた $\sigma_y = 340 \text{ kgf/cm}^2$, $E = 4.49 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ を代入すると次式となる。

$$E_S = 0.169 \phi^2 \ell (\mu + 0.5) \quad \dots\dots\dots (4.18)$$

式(4.18)と表-4.2の立木の諸元を用いて E_S を計算した結果を図-4.9に示す。ただし、スパン長 ℓ は、立木の樹高の平均値を用いて $\ell = 10 \text{ m}$ とした。ここでは、 E_{S0} についてのみ計算した結果を図中に示した。

$$E_{S0} = 0.5 \times 0.169 \phi^2 \ell = 84.5 \phi^2 \quad (\text{kgf} \cdot \text{cm}) \quad \dots\dots\dots (4.19)$$

本年度実施した静的実験結果を用いれば、
 $\sigma_{\max} = 320 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_y = 290 \text{ kgf/cm}^2$ ($\sigma_y = \sigma_{\max} \times 0.9$), $E = 3.9 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$
 であるから、 E_S は次式となる。

$$\begin{aligned} E_S &= 0.141 \phi^2 \ell (\mu + 0.5) \quad \dots\dots\dots (4.20) \\ E_S &= 141 \phi^2 (\mu + 0.5) \quad (\text{kgf} \cdot \text{cm}) \end{aligned}$$

式(4.20)を用いて E_{S0} を求めれば次式となる。

$$E_{S0} = 70.5 \phi^2 \quad \dots\dots\dots (4.21)$$

式(4.21)は、図中に点線で示した。

図-4.9より、単純ばりとして推定した式(4.19)(4.21)は、実験値よりも一般に大きい傾向を示している。これは、破壊形態の相違すなわち、立木の場合は根の支持力により破壊し、樹木そのものの強度よりも小さい力で破壊に至っているためである。また、立木の変形形状が単純ばりではなく片持ばりであるため、支持条件の相違の影響があるためである。

次に式(4.17)を片持ばりに適用できるように変形すると次式となる。

$$E_S = \frac{T_v}{48 E} \sigma_y^2 \phi^2 h (\mu + 0.5) \quad \dots\dots\dots (4.22)$$

ここに、 h ：載荷高さ である。

式(4.22)より、 E_S は載荷高さ h の影響を受け、 h とともに大きくなることがわかる。式(4.22)に $\sigma_y = 290 \text{ kgf/cm}^2$, $E = 3.9 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ を代入すると次式となる。

$$E_S = 0.141 \phi^2 h (\mu + 0.5) \quad \dots\dots\dots (4.23)$$

式(4.23)を用いて、 $h = 100, 150, 200 \text{ cm}$ の場合について計算した曲線を図-4.9に示す。ここで、昨年度の実験結果において、最大荷重 $P_{\max}$ までの変位を δ_p として μ を求め

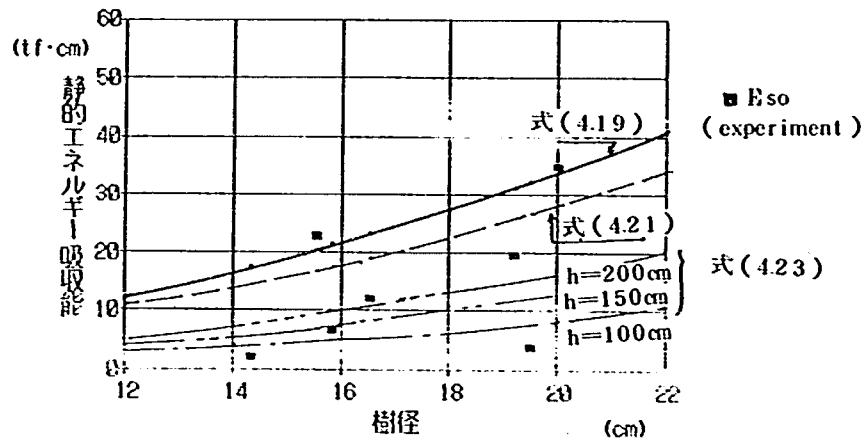


図-4.9 静的エネルギー吸収能～樹径

れば $\mu = 1.0$ となるので、計算では $\mu = 1.0$ を用いた。

図-4.9で、式(4.22)の推定値は、樹径の細い間は実験値に近い値となっているが、樹径が太くなるにつれ実験値は小さくなる傾向を示す。

実験値の破壊が根の浮上がりで生じていることから、木材の強度そのものを用いた本推定式は、実験の破壊を表わしていないと考えられ、推定値と実験値は一致しないのが当然であろう。

式(4.17)～(4.23)まで、昨年度の木材が破壊する場合の強度を用いた推定式では、本実験のように、根の浮上がりで破壊に至る場合のエネルギー吸収能を推定することはできないと考えられる。

式(4.22)を用いて、根の浮上がりによる破壊を考慮するために、本実験で得られた $P \sim \delta$ 曲線から、 δ_y 、 E 、 μ (7ケースの平均値)を求めると次のようになる。

$$\sigma_y = 154.6 \text{ kgf/cm}^2, \quad E = 1.0 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2, \quad \mu = 1.5$$

これらの値を式(4.22)に代入すると式(4.24)が得られる。

$$E_s = 0.312 \phi^2 h \quad \dots\dots\dots (4.24)$$

実験値と式(4.24)を用いて推定した曲線を図-4.10に示す。図より、式(4.24)は、実験値の傾向を説明している。しかし、樹径が大きくなるにつれ推定値の方が小さくなる。式(4.24)による推定値は、木材の強度そのものを用いた式(4.23)よりも実験値に近い推定値となっている。これは、式(4.24)では、立木の実験で得られた $P \sim \delta$ 曲線を用いて、 σ 、 E 、 μ を求めているため、いずれの値も試験体の条件を含んだ値となっているので、実際の立木のみかけ上の諸元に近い値となっているからであろう。根の浮上がり強度を立木の樹木そのものの破断強度におきかえて求めた値が式(4.24)で用いた σ_y 、 E 、 μ の値である。

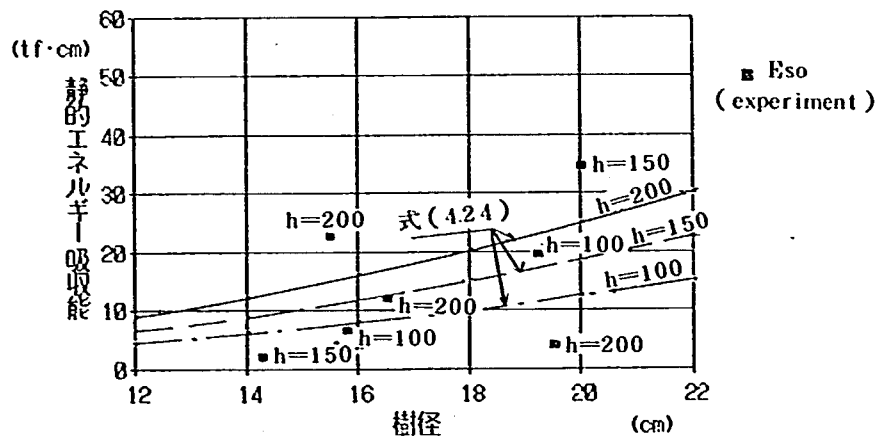


図-4.10 静的エネルギー吸収能～樹径

③ 静的エネルギー吸収能 E_s と曲げモーメント比

終局変位または終局回転角の定義の相違により E_s がどのように変化するかを確かめるため本試験では、終局回転角を4点すなわち曲げモーメントが最大のときの回転角 θ_{u0} 、曲げモーメントが最大曲げモーメントの0.7倍、0.5倍、0.3倍まで低下したときの終局回転角をそれぞれ θ_{u1} 、 θ_{u2} 、 θ_{u3} とした。最大曲げモーメントを基準として、それぞれの終局回転角のときの曲げモーメントの比を曲げモーメント比として、この曲げモーメント比と E_s の関係を示したのが図-4.11 (a)である。図-4.11 (a)で曲げモーメント比が小さくなる。すなわち、終局回転角が大きくなるにつれて、 E_s は大きくなる傾向を示している。

図-4.11 (b)には、曲げモーメント比1のときの E_s を基準としたときの E_s の比と、曲げモーメントの比の関係を示した。各ケースともに、曲げモーメント比に比例して E_s 比は大きくなる傾向を示している。また、 E_s 比の増加率には載荷高 h の影響が見受けられ、 h が大きくなるにつれ、 E_s 比も大きくなっていることがわかる。これは、 h が大きい方が最大曲げモーメントに達した後のエネルギー吸収能が大きいことを示すもので、 h が大きい方が曲げモーメントの増加に対する回転角の増分が大きくなっているためである。回転角 θ は載荷点変位 δ を載荷高さ h で割ったものであるが、 δ は h の関数であるため h の影響を受け、 h とともに増大するので、 θ も h とともに大きくなるのである。

図-4.11 (b)において、モーメント比 (m) と E_s の比 (e) の関係を一次式で近似すると、次式となる。

$$e = am + b \quad \dots\dots\dots (4.25)$$

式 (4.25) の係数を最小自乗法を用いて求めると次式となる。

$$e = -3.8 m + 4.8 \quad (h = 1.0)$$

$$e = -7.4 m + 8.4 \quad (h = 1.5)$$

..... (4.26)

$$e = -9.7 m + 10.7 \quad (h = 2.0)$$

式(4.26)を図中に示す。式(4.26)の傾きは、ほぼ h の大きさに比例して大きくなる傾向を示す。

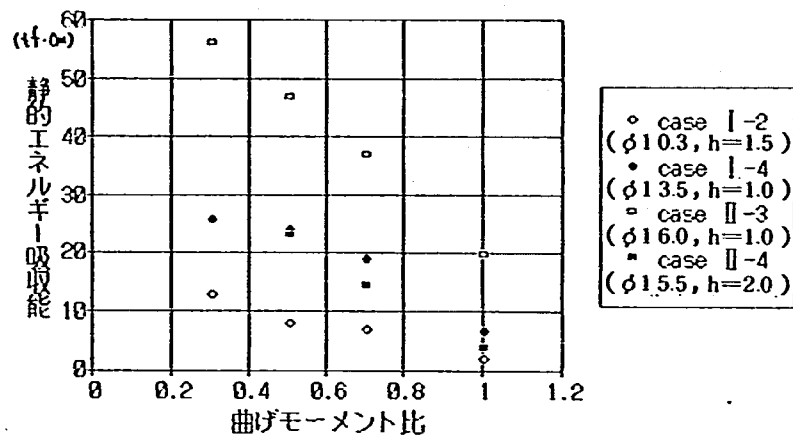


図-4.11 (a) 静的エネルギー吸収能～曲げモーメント比

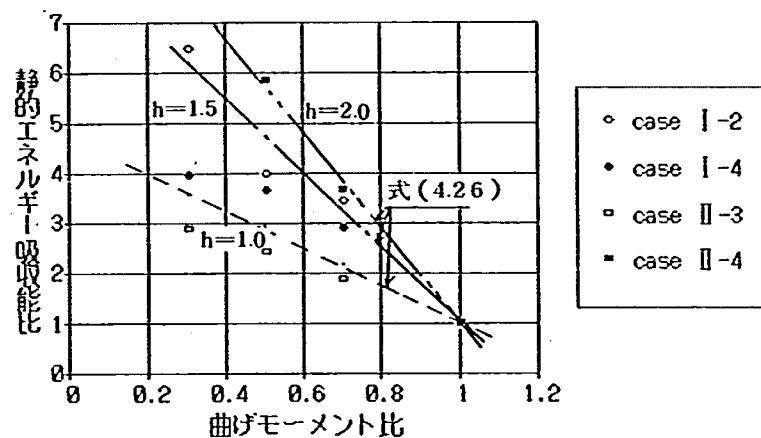


図-4.11 (b) 静的エネルギー吸収能比～曲げモーメント比

4.5 ま と め

本章の成果をまとめると以下のようになる。

(1) 本試験では、立木の変形は根の浮上がりによって生じる回転の影響が大きく、樹木そのものの変形は小さかった。これより、立木のモデル化としては、完全固定の片持ばりではなく、半固定片持ばりとするのが妥当と考えられる。

(2) 最大荷重は、 h の影響が含まれるので、全データを統一した比較はできないことから、最

大曲げモーメントで全データの比較を行った。最大曲げモーメントは、ほぼ樹径とともに大きくなり次式で近似的に求めることができた。

$$M_{\max} = 0.00017 \phi^3 \quad (\text{ここに, } \phi: \text{樹元樹径cmである})$$

(3) 本試験で幹の破断したケース (I-3) から木材の材料特性を求めたが、これらの値は、単純ばりの静的载荷実験から得られた値より小さく、 σ で約 1/2, E (ヤング率) は約 1/6 であった。

(4) 静的エネルギー吸収能 E_s は、バラつきはあるがほぼ樹径とともに大きくなる傾向を示す。载荷高 h の影響は、本試験ではほとんど認められなかった。

E_s は、式 (4.12) および式 (4.16) を用いてほぼ推定することができるが、本試験の範囲内では、式 (4.16) の高次の近似式を用いた方がより試験値に近い値を示す。

5. 立木の衝撃载荷試験

昨年度は、立木を簡単な単純ばりにモデル化してその抵抗力を求めた。しかし、実際に生育している立木に衝撃力が作用したときの立木の応答特性（変形あるいは抵抗力）はわからないので、立木そのものを単純ばりにモデル化することの妥当性に問題点が残った。

そこで本年度は、実際に生育している立木に衝撃荷重を作用させ、立木の変形特性および破壊性状を明かにすることにした。とくに根の状態が立木の衝撃耐力および応答に及ぼす影響について調べた。

5.1 試験条件

昨年度の衝撃試験結果から衝突速度が衝撃耐力あるいは変形量に及ぼす影響はほとんど無いという結論がでているので、本年度は衝突速度の影響が立木の場合にも無いことを確認するため、 $\phi 10.0$ cm付近の樹径についてのみ衝突速度を変化させて試験を行なった。本試験では、樹径を測定する位置を胸の高さ（根元から 1.5 m の高さ）とし、この位置における樹径（以下「胸高樹径」という）がおおむね 10.0, 15.0 cm 付近の立木 2 種類を用いた。

試験ケースを表－5.1 に示す。

表－5.1 試験ケース

CASE No	木材径 ϕ (cm)	荷重作用点 の高さ h (m)	衝突速度 V (m/sec)	備 考
1 2 3 4	10.0	1.0	4.0 6.0 8.0 10.0	各 1 回 + 予備 2 ケース
5		1.5	8.0	
6		2.0	8.0	
7 8 9	15.0	1.0 1.5 1.5	8.0 8.0 8.0	各 1 回 + 予備 1 ケース
計				12

5.2 試験方法

(1) 試験場所

試験は、静的引き倒し試験と同じく、群馬県勢多郡黒保根村内野国有林で行った。図－5.1 に試験地域の概要および供試体の位置を示す。

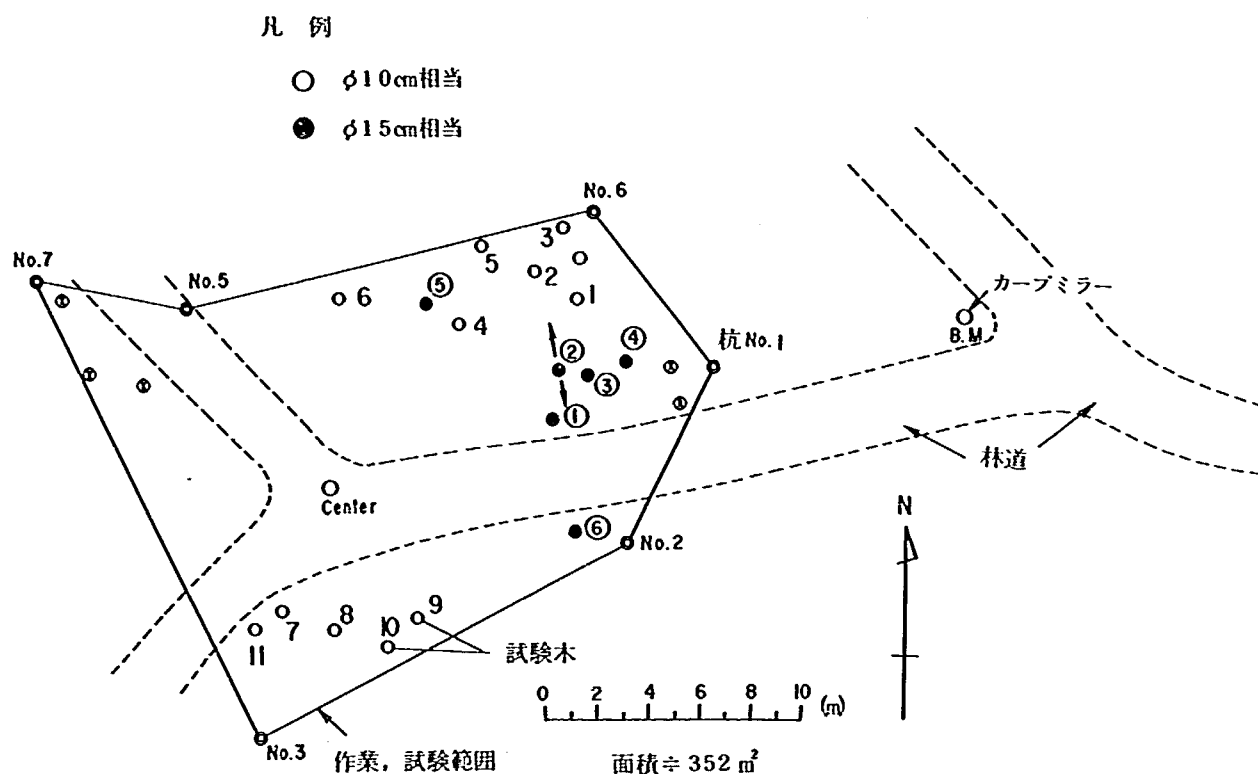


図-5.1 現地試験の見取図(群馬県勢多郡黒保根村梨木内野国有林)

(2) 試験設備

試験設備の概要を図-5.2に示す。試験では、クレーンでつり上げた500kgfの鋼球を立木に衝突させることにより衝撃力を与える構造とした。(写真-5.1, 5.2参照)

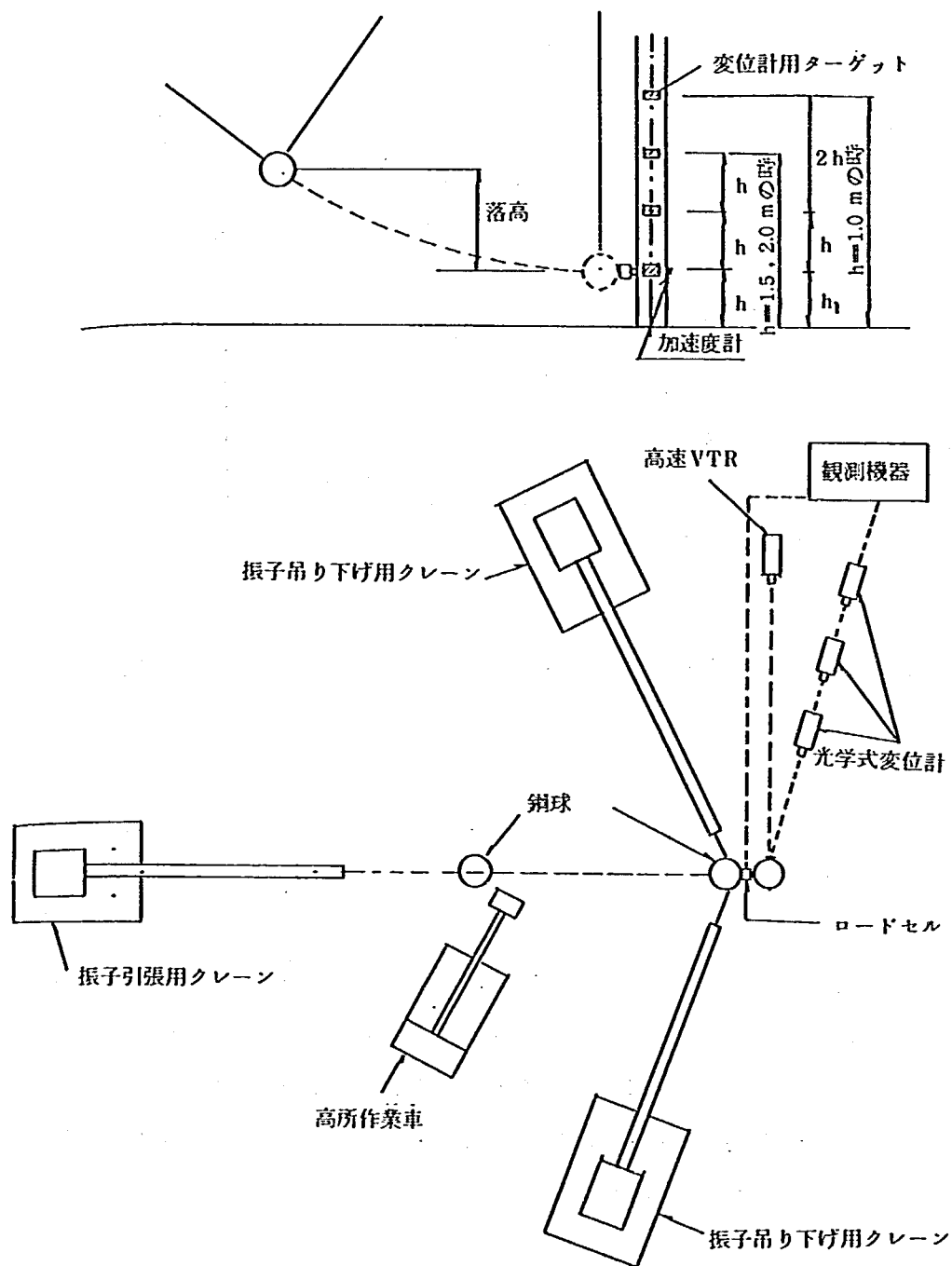
(3) 測定方法

図-5.3に計測システムを示す。計測項目は、衝撃荷重、衝突点の変位および表-5.2に示す位置の変位である。衝撃荷重は衝突点に取り付けたロードセルにより、変位は表-5.2の位置にターゲットを取り付け光学式変位計で測定した。データ・サンプリング用のトリガーとして、図-5.2に示す位置に取り付けた加速度計を用いた。なお、立木の状態を確認するため、簡易含水率測定機を用いて含水率を測定した。

表-5.2 変位測定位置(高さ)

載荷点高さ (m)	変位1(δ_1) (m)	変位2(δ_2) (m)	変位3(δ_3) (m)
1.0	1.0	2.0	4.0
1.5	1.5	3.0	4.5
2.0	2.0	4.0	6.0

衝突速度は、エネルギー保存側より求められる銅球の高さによって制御した。



図－ 5. 2 試験設備の概要

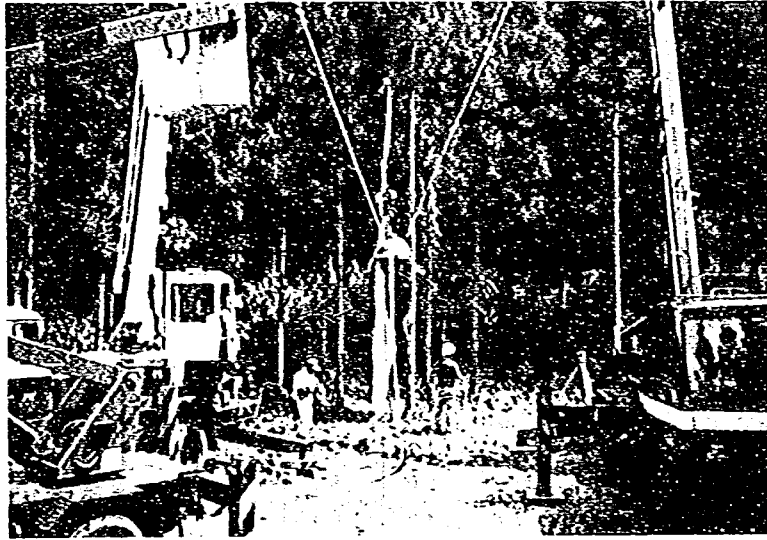


写真- 5.1 試験設備の概要

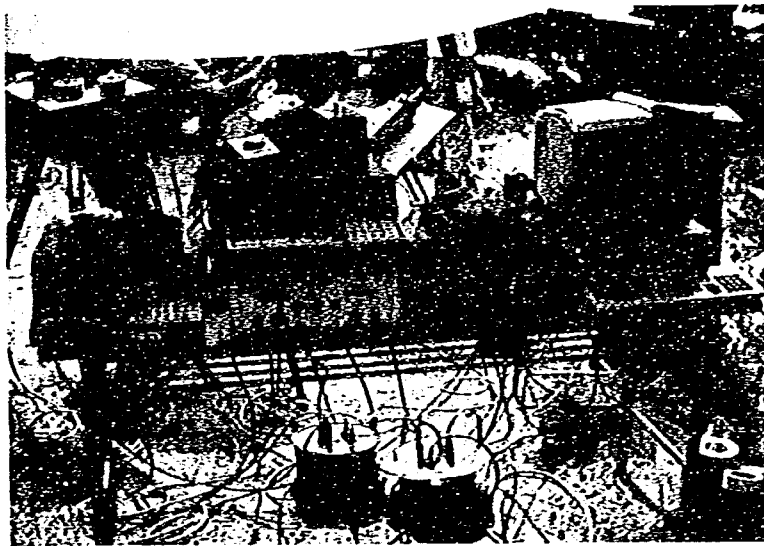


写真- 5.2 計測装置

5.3 供 試 体

供試体は、自然に生育している立木(杉)で、比較的まっすぐなものを用いた。立木の変形状の観察及び変形を測定するため、最上部の測定点までの枝葉は伐採した。試験に用いた試験体の諸元を表-5.3に示す。表中の記号の説明を図-5.4に示した。

表-5.3 試験条件およびデータの有無

試験体 樹 径 (cm)	CASE №	試験体 №	載荷点 (cm)	根元部 樹 径 (cm)	含水率 (%)	載荷点 高 さ (m)	衝 突 速 度 (m/s)	落 下 高 さ (m)	デ ー タ の 有 無				
									荷重 P	載荷点 δ_1	変位2 δ_2	変位3 δ_3	加速度 a
10	1	7	12.5	15.5	130.2	1.0	4.0	0.8	○	○	○	○	○
	2	11	14.8	17.5	134.8	1.0	6.0	1.8	△	△	△	△	△
	3	8	14.0	18.0	134.0	1.0	8.0	3.3	○	○	○	○	×
	4	10	12.0		134.8	1.0	10.0	5.1	○	○	○	○	○
	5	4	13.5	16.5	136.0	1.5	8.0	3.3	○	○	×	×	○
	6	5	11.0		134.2	2.0	8.0	3.3	○	○	○	○	○
	7	11'	14.0	15.0	135.8	1.0	6.0	1.8	○	○	○	○	○
	8												
15	9	①	16.5	21.0	134.2	1.0	8.0	3.3	○	○	○	×	○
	10	⑤	16.5	19.0	128.0	1.5	8.0	3.3	○	○	○	○	○
	11	④	15.0	17.0	136.0	2.0	8.0	3.3	○	×	○	○	○
	12	②	14.3	19.0	133.5	2.0	8.0	3.3	○	×	○	○	○
	13	③	16.5	20.0	135.4	2.0	8.0	3.3	○	○	○	○	○

注) ○: データ有り △: データは有るが使用できない ×: データなし

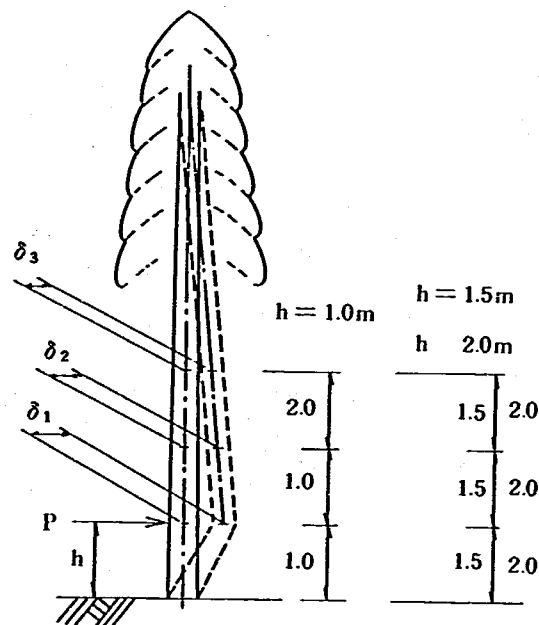


図-5.4 記号の説明

5.4 試験結果

(I) 荷重～時間 ($P \sim t$), 変位～時間 ($\delta \sim t$) 曲線

① 荷重～時間曲線 ($P \sim t$ 曲線)

図-5.5に荷重～時間曲線(以後 $P \sim t$ 曲線という)の一例を示す。

衝撃試験の荷重波形は、図-5.5(a)(b)に示すように大きく分けて2つのタイプが認められた。1つは、荷重発生と同時に急激に最大荷重まで達し、以後単調に荷重が低下していくType-1と、もう1つは、荷重発生直後の最大荷重の後第2のピークが生じるType-2である。

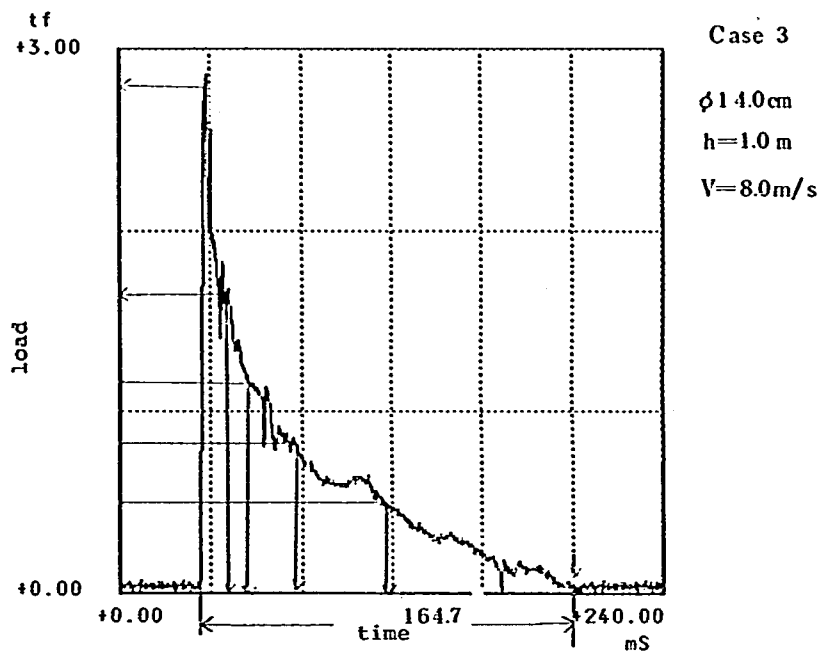
表-5.3に荷重波形のタイプを示した。載荷高 h の低い $h = 1.0$ mのときのみType 1が現われている。全ケースの $P \sim t$ 曲線から h が大きいほど最大荷重とピーク荷重の差が大きくなる傾向が認められた。この原因として以下のことが考えられる。第1ピークの発生すなわち最大荷重が発生する原因としては、立木の慣性力および衝突点での局部応答が考えられる。これは、単純ばりの衝撃載荷試験において、シャープな立上がりをもつピーク波形が観測されたのと同じ理由である。

立木は、片持ばりまたは半固定片持ばりとしての変形特性を示すことから、立木の耐力は載荷高さ h によって変化する。 h が小さい場合立木の耐力 P は大きく、変形量は小さくなる。 h が大きくなるにつれ、耐力 P は小さくなり、変形量が大きくなる。これは、 h が小さい場合は、衝突直後の立木の慣性力および局部応答によりシャープに最大荷重まで達するが、このときの立木の変形量は小さく、立木に抵抗力が残っているため持続的に加えられる衝突荷重に対して抵抗し荷重の低下が小さい。これに対し、 h が大きくなるにつれ衝突時の変形量が大きくなり、立木の耐力が小さくなるため、局部応答で発生する最大荷重値と立木の耐力の差が大きくなる。このため、衝突直後に慣性力と局部応答により最大荷重値に達するが、立木の慣性力が減少しかつ局部応答の量も小さくなっていき、立木の全体応答として抵抗し始めると第2ピークが発生すると考えられる。

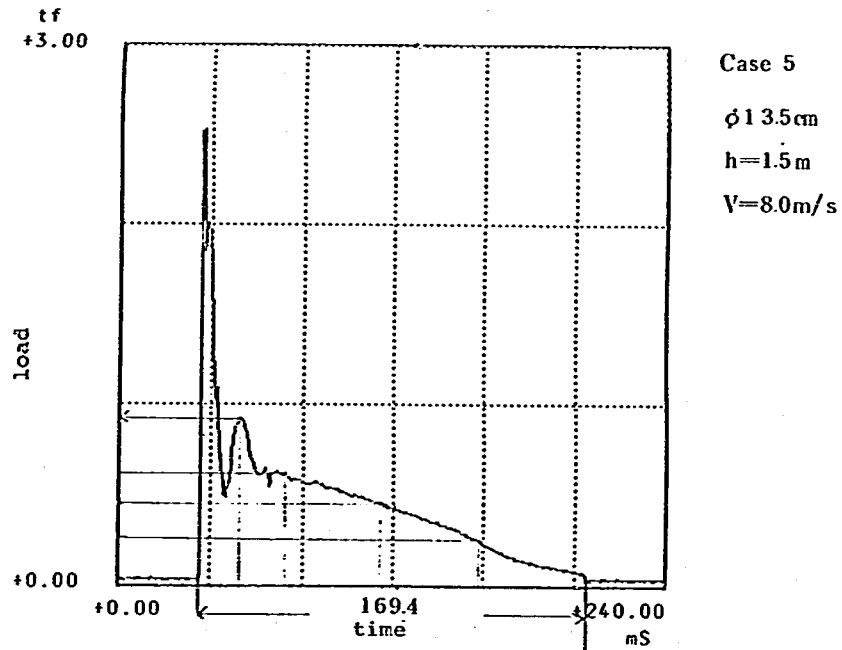
図-5.6に立木の加速度～時間曲線を示したが、立木の加速度は衝突直後にピークに達し、ピーク以降は、加速度の値は非常に小さくなっている。この加速度～時間曲線から立木の慣性力を推測すれば、衝突直後にピーク値を持ち、以後慣性力の影響は、荷重波形にはあまり含まれていないと考えられる。

② 変位～時間曲線 ($\delta_i \sim t$)

図-5.7に変位～時間曲線($\delta_i \sim t$ 曲線という。)の例を示す。ただし、試験では、試験地域および装置の制約により、それぞれの変位について、平均200 mmの変位までしか測定できず、変形量の大きい立木の変位では、現象を完全な形で測定することができなかった。図より以下の特性が認められる。



(a) 最大荷重以降単調に荷重が低下する例



(b) 最大荷重以降第2ピークが発生する場合

図-5.5 荷重～時間曲線の一例

② δ_1, δ_2 は衝突後から単調に増加している。

③ δ_3 は一度負の変位を示した後正の方向へ単調に増加する。

④ 変位開始時刻は衝突点から離れるにしたがい遅くなる。

⑤ 立木は、衝突直後载荷点付近が衝突方向に変形を開始するが、 δ_2, δ_3 の位置では、慣性力等によって変形を開始せず δ_1 の変形が進行するに伴い δ_2, δ_3 は変形を開始する。

この際の変形形状は、衝突点を変曲点として「く」の字形をしていると考えられる。そのため、衝突点から最も離れた自由端側の δ_3 は衝突方向と逆方向に変形を起し、ある程度の変形が進むと衝突方向に変形を開始すると考えられる。

上部の慣性力が大きくなる原因として、枝葉の重量が大きいことおよび枝葉の空気抵抗など考えられる。

③ 荷重持続時間 T_c

表-5.4に実験結果を示す。

図-5.8に荷重持続時間 T_c と樹径の関係を示す。荷重持続時間は、樹径にかかわらずほぼ一定の値を示している。 T_c の短いCase 1およびCase 4の原因は、Case 1の場合は測定時間が短か

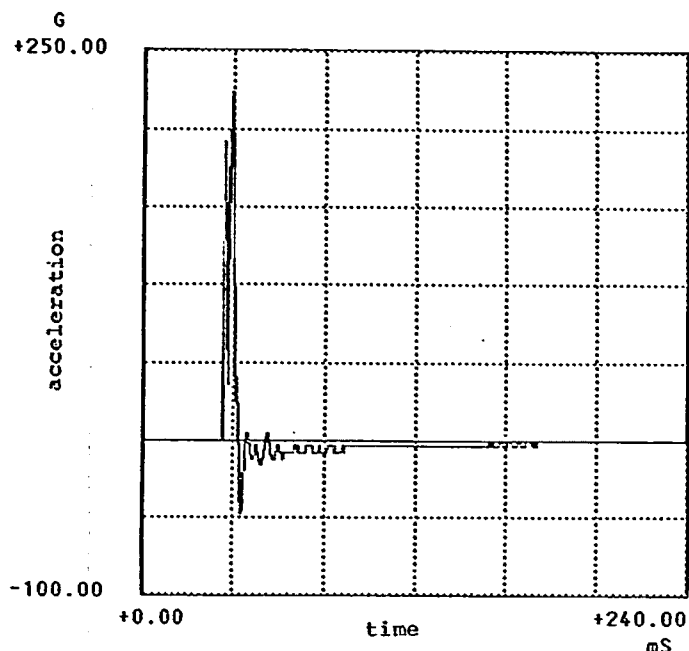


図-5.6 加速度～時間曲線の例

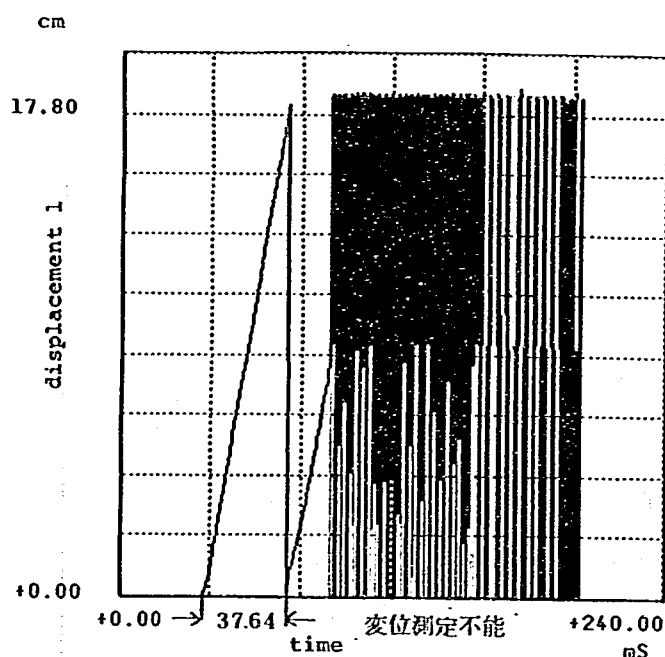
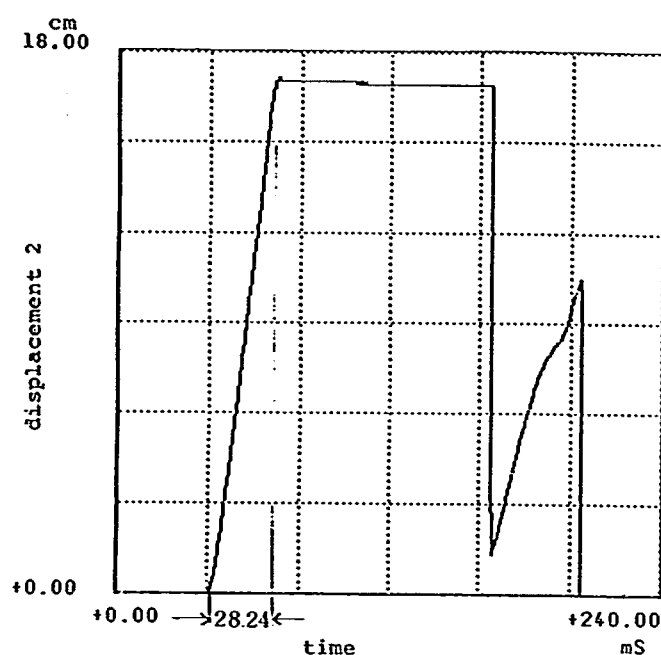
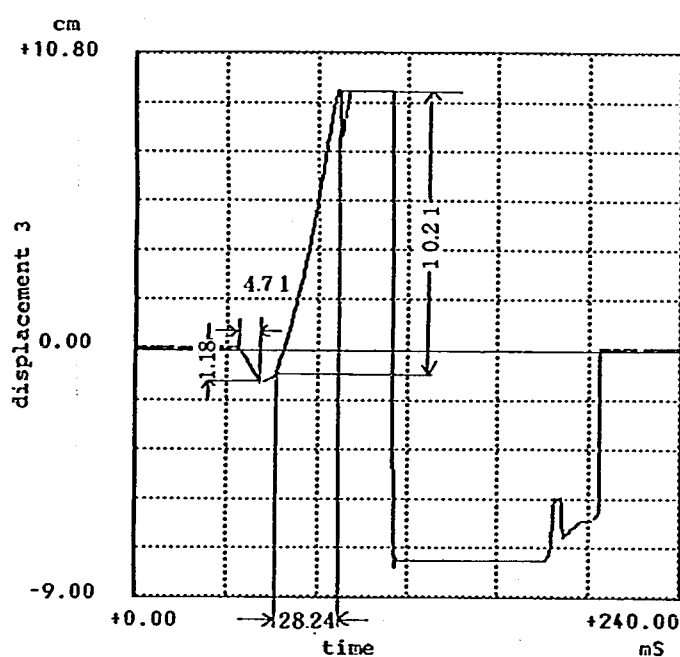


図-5.7(a) 衝突点変位～時間曲線の例

く、全体の荷重応答を最後まで測定できなかったためであり、Case 4 の場合は、銅球が立木の中心に衝突しなかったため、荷重応答が短かったことによる。 T_C が樹径にかかわらず一定となった原因としては、立木が完全に破壊に至っておらず、銅球が立木に接触していた時間が荷重応答として測定されているためと考えられる。銅球は半径 R の軌道で移動している。また、衝突点も載荷高 h を半径とした軌道上を変位するため、銅球と衝突点の間には、接触限界変位が生じる。接触面がロードセルの本体の大きさで決まると考えればロードセルの直径は約 10 cm であるから、10 cm のずれが生じたときが接触限界変位となる。この接触限界変位は、銅球の振子半径 R がほぼ一定とすれば h の影響を受けることになり、 h が小さいほど接触限界変位は小さくなる。この考えによれば、 T_C は h の影響により異なり、 h が大きい方が長くなる傾向を示すと考えられる。しかし、 h が大きいと変形しやすく、 δ は大きくなるため、接触限界変位にいたるまでの時間は短くなる。 h が小さければ逆に長くなる。 h の大小は、この接触限界変位の大小と、変形しやすさの大小



図－ 5. 7 (b) 変位～時間曲線の一例 ($\delta_2 \sim t$)



図－ 5. 7 (c) 変位～時間曲線 ($\delta_3 \sim t$)

表- 5.4 立木の衝撃実験結果

試験体 樹 径 ϕ (cm)	CASE No	試験体 No	載荷点 樹 径 ϕ_h (cm)	根元部 樹 径 ϕ_b (cm)	含水率 r (%)	載荷点 高 さ h (m)	衝突 速度 V (m/s)	落下 高 さ H (m)	最大 荷重 P_{max} (tf)	最大荷重時の変位量			最 大 加 速 度 a (g)	最大曲げ モーメント M_{max} (tf·m)	立木の 倒れ角 θ_p (rad)	荷重持続 時 間 T_c (msec)	変 位 速 度				最 終 変 位 δ_u (cm)	力 積 Ft (tf·s)
										載荷点 δ_1 (cm)	変位2 δ_2 (cm)	変位3 δ_3 (cm)					載荷点 δ_1 (m/s)	変位2 δ_2 (m/s)	変位3 δ_3 (m/s)	変位3 δ_3' (m/s)		
10	1	7	12.5	15.5	130.2	1.0	4.0	0.8	1.81	0.00	0.00	0.00	396	1.81		84.7	4.02	3.37	3.75	3.15	21.3	0.09
	2	11	14.8	17.5	134.8	1.0	6.0	1.8	0.89	•	•	•	396	0.89								
	3	8	14.0	18.0	134.0	1.0	8.0	3.3	2.86	0.39	0.00	0.00	•	2.86		164.7	4.73	6.38	3.62	2.50	17.8	0.11
	4	10	12.0		134.8	1.0	10.0	5.1	1.41	0.16	0.00	0.00	415	1.41		23.5	4.31	2.80	1.80	0.91	5.0	0.01
	5	4	13.5	16.5	136.0	1.5	8.0	3.3	2.52	0.00	•	•	325	3.78		169.4	7.73				20.1	0.08
	6	5	11.0		134.2	2.0	8.0	3.3	2.46	0.00	0.00	0.00	508	4.92	0.08	148.2	7.93	6.11	4.13	2.13	28.0	0.08
	7	11'	14.0	15.0	135.8	1.0	6.0	1.8	1.67	0.75	0.00	0.00	324	1.67	0.16	169.4	4.00	6.07	3.61	0.88	20.7	0.10
	8																					
15	9	①	16.5	21.0	134.2	1.0	8.0	3.3	3.45	0.00	0.00	•	224	3.45	0.05	168.2	7.79	4.21			22.0	0.24
	10	②	16.5	19.0	128.0	1.5	8.0	3.3	3.02	0.00	0.43	0.00	340	4.53	0.06	164.7	7.26	4.60	3.86	1.33	20.5	0.13
	11	④	15.0	17.0	136.0	2.0	8.0	3.3	2.65	•	0.00	0.00	404	5.30	0.15	167.1		6.46	4.47	1.76		0.10
	12	⑤	14.3	19.0	133.5	2.0	8.0	3.3	2.04	•	0.00	0.00	212	4.08	0.07	136.5		6.07	3.84	1.11		0.04
	13	⑥	16.5	20.0	135.4	2.0	8.0	3.3	2.90	0.63	0.00	0.00	400	5.80	0.14	169.4	6.28	5.98		0.70	19.2	0.13

最 大 位 変 位 δ_{1max} (cm)	限 界 位 変 位 δ_{1m} (cm)	衝撃曲げ 力 σ (kg/cm ²)	バネ定数 k (kg/cm)	終 局 変 位				終 局 回 転 角			
				$\delta u0$ (cm)	$\delta u1$ (cm)	$\delta u2$ (cm)	$\delta u3$ (cm)	$\theta u0$ (rad)	$\theta u1$ (rad)	$\theta u2$ (rad)	$\theta u3$ (rad)
62.9	21.3	495.1	331.5	6.2	26.4	30.0		0.061	0.258	0.291	
31.4		169.2	538.7								
48.8	17.8	499.5	602.9	5.7	10.0	17.6	30.8	0.057	0.100	0.174	0.299
	20.3										
62.0	20.1	857.1	126.1	12.7	19.3	45.7	57.1	0.084	0.128	0.296	0.363
57.8	28.0			18.9	25.5	40.0	51.4	0.094	0.127	0.197	0.251
50.0	20.7	504.0	290.8	5.3	17.6	20.7	26.8	0.053	0.174	0.204	0.262
	22.0	379.5	1117.0	10.1	37.8	54.1	60.7	0.101	0.361	0.496	0.546
	20.5	672.7	221.8	10.0	21.1	28.1	39.6	0.066	0.140	0.185	0.258
68.5	20.0	1098.8	60.0	13.2	22.0	31.7	50.1	0.066	0.110	0.157	0.245
70.3	21.0	605.9	93.6	13.1	14.9	20.7	24.2	0.065	0.074	0.103	0.120
75.8	19.2	738.477	114.86	11.0	31.2	42.2	60.0	0.055	0.155	0.208	0.291

- 注) 1. 立木の倒れ角 θ_p は、実験前の立木を基準として、実験後残留変形量として残った量 ($\Delta\delta$) を求め、 $\theta_p = \tan^{-1}(\frac{\Delta\delta}{h})$ として求めた。
2. 変位速度は $\delta_1 \sim t$ 曲線の平均勾配として求めた。
3. δ_3 は衝突方向の変位速度を、 δ_3' は衝突方向と逆に変位する場合の変位速度である。
4. 最終変位は、変位曲線の最大値を示す。
5. 力積 F_t は、 $F_t = \int F dt$ で求めた。
6. 最大変位 δ_{1max} は、高速度ビデオで撮影した映像から求めた。
7. 限界変位 δ_{1m} は、光学式変位計で測定できる限界変位である。

に影響され、両者の相互関係で、 T_c がほぼ一定の値をとっていると考えられる。

④ 変位速度

変位速度と樹径の関係を図-5.9に示す。変位速度は図-5.7の $\delta_1 \sim t$ 曲線の平均勾配として求めた。

図より、樹径とともにわずかに減少する傾向もみられるが、ほぼ変位はないと考えられる。これは、衝突物である銅球の重量が大きいため、本試験の範囲程度の樹径変化では、立木の重量変化は小さく銅球重量と立木重量の比はあまり変化しないためである。変位速度 δ は、 h が大きいほど大きく衝突速度に近い値を示し、 h が小さいほど遅くなる傾向を示している。これは、

δ が h の影響を受け h が大きくなるほど大きくなるためである。

(2) 荷重～変位曲線 ($P \sim \delta_1$) 曲線

図-5.5, 5.7に示した $P \sim t$, $\delta_1 \sim t$ 曲線から時間軸を消去し、図-5.10に示すような荷重～変位曲線 ($P \sim \delta_1$) を作成した。図から以下の特性が認められる。

① 図-5.10(a)は、実測値の変位と衝突荷重の関係を示したものである。波形は、図-5.5に示した $P \sim t$ 曲線の荷重波形とほぼ同じである。これは、変位が時間とともに線形的に増加しているためである。このときの変位測定範囲は最大17.8 cmで、それ以降は測定することができず、装置のノイズが現われるため、図の $P = 0.7$ tont以下の部分はノイズ波形が現われている。

② 図中に同一径付近の静的引き倒し試験で得られた $P \sim \delta_1$ 曲線を点線で示している。衝撃試験の $P \sim \delta_1$ 曲線は静的の $P \sim \delta_1$ 曲線に比べ最大荷重値が大きく、最大荷重時の変位も小さい。衝撃の $P \sim \delta_1$ は衝突と同時に荷重が最大に達し、以後荷重が低下していく形状を示している。静的 $P \sim \delta_1$ 曲線は、荷重は緩かに増大し、変位が18 cm付近で最大荷重に達し以後荷

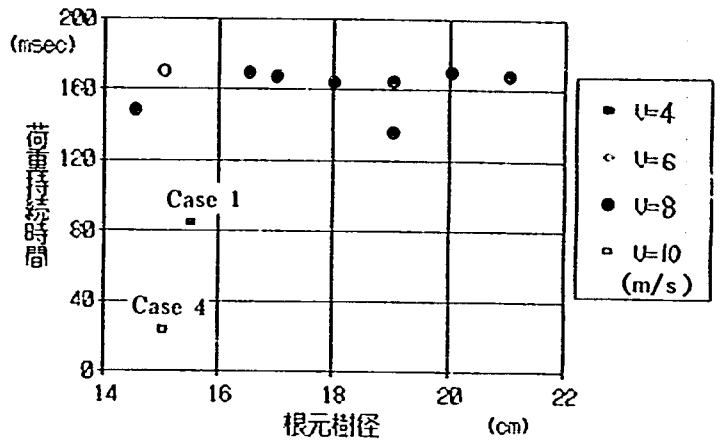


図-5.8 荷重持続時間～根元樹径

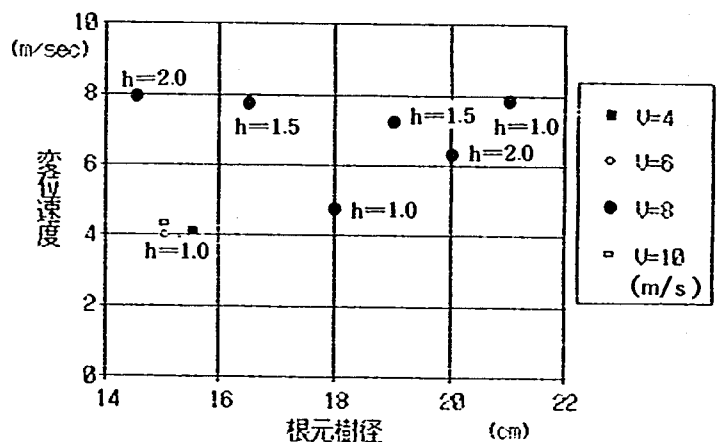


図-5.9 変位速度～根元樹径

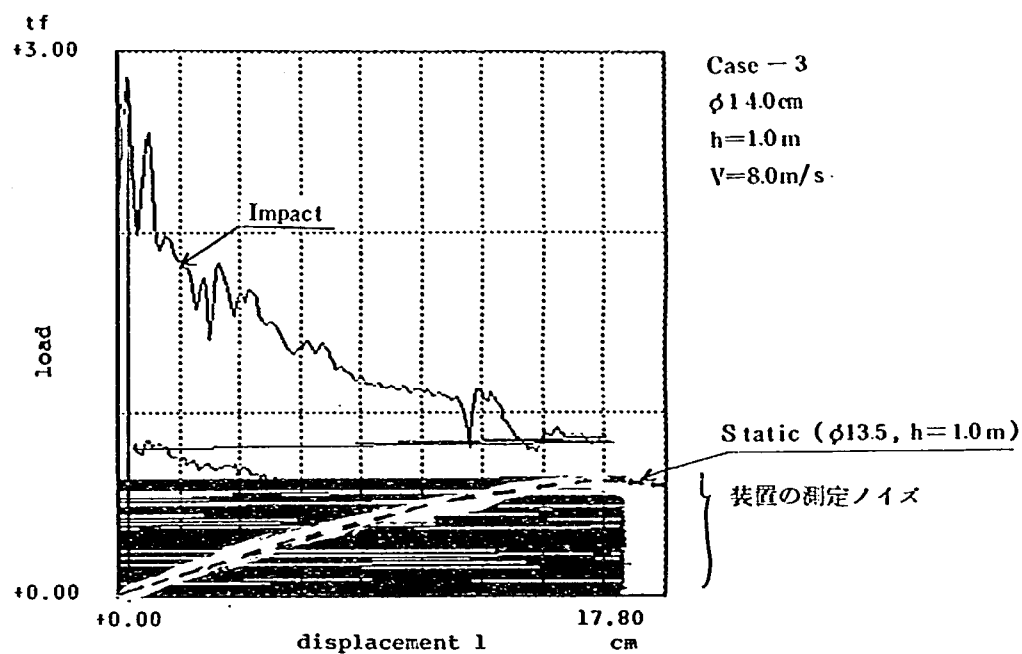


図-5.10 (a) 荷重～変位曲線の一例 ($P \sim \delta_1$) (実測値)

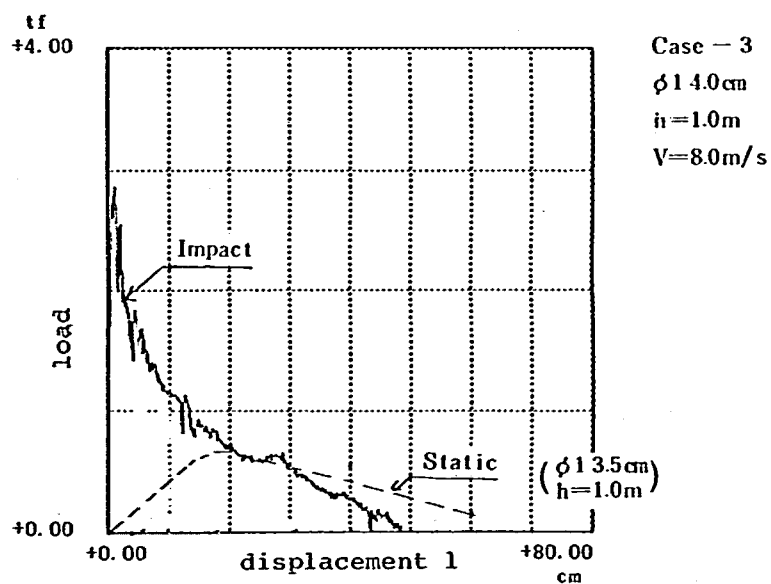


図-5.10 (b) 荷重変位曲線の例 ($P \sim \delta_1$) (推定値)

重が低下していく形状を示している。

両者の形状を比較すると、荷重の立上がりから全く異なっていることから、衝撃の荷重波形は、立木の全体応答としてのはりの耐力によって生じるのではなく、衝突直後の立木の慣性力と衝突点付近での局所的な応答によって生じると考えられる。

③ 図-5.10(a)に示すように、荷重が0になるまでの変位が測定されていないため、荷重波形が変位の測定限界で切れた形になっている。全ての実験ケースでこのような現象が生じていること、また静的引き倒し実験の $P \sim \delta_1$ 曲線の最大荷重時の変位程度までしか測定されていないことから、この荷重波形が途中で切れた形でエネルギー吸収能を求めた場合、実際の立木がもつエネルギー吸収能よりも低く評価することになる。

この問題を解決するため、変位量を推定し荷重が0となるまでの $P \sim \delta_1$ 曲線を作成した。 $P \sim \delta_1$ 曲線の例を図-5.10(b)に示す。図-5.10(b)は、(a)の立木と同じ諸元に対するものである。 δ_1 の推定は以下の方法で行った。

- i) 測定されている限界変位 δ_m を求める。
- ii) 高速度ビデオで撮映されたビデオ映像から立木の最大変位 δ_{max} を求める。
- iii) δ_m 以降、 δ_{max} までの変形量 $\Delta\delta (= \delta_{max} - \delta_m)$ を立木の変形が等加速度運動を行うものと仮定して求める。

表-5.4 にビデオから求めた最大変位 δ_{1max} を示してある。

図-5.10(b)に静的な $P \sim \delta_1$ 曲線を破線で示した。(a)と同様に静的の $P \sim \delta_1$ 曲線と衝撃の $P \sim \delta_1$ 曲線は大きく異なる。静的の $P \sim \delta_1$ 曲線が最大荷重に達した後の両者の荷重波形を比較すると、衝撃の荷重低下の割合が大きい、ほぼ同じように一定の割合で減少していくことがわかる。

④ ③で述べたように、衝撃と静的の $P \sim \delta_1$ 曲線は、荷重波形が大きく異なっている。衝撃荷重は、立木の耐力よりも大きい値を示しているため、測定された $P \sim \delta_1$ 曲線を用いて、エネルギー吸収能を求めた場合、立木を片持ばりあるいは、半固定片持ばりと考えた場合のはりの耐力により吸収されるエネルギーとは異なったものと考えられる。しかし、衝撃力を受けた立木が、立木のはりとしての耐力だけではなく、立木のもつエネルギー吸収能を総合的に求めると考えれば、測定された $P \sim \delta_1$ 曲線を用いてエネルギー吸収能を求めても良いと考えられる。

(3) 最大衝撃荷重、最大曲げモーメント、終局変位、終局回転角と樹径の関係

① 最大衝撃荷重

図-5.11 に最大衝撃荷重 (P_{max}) と樹径 (ϕ_b) の関係を示す。 P_{max} は、バラつきはあるが、 ϕ_b とともに増加する傾向を示している。また、載荷高さ h の影響はほとんどみられない。この原因として以下のことが考えられる。

⑤ P_{max} は、衝突直後の立木の慣性力と局部応答により生じる荷重と考えられ、立木の耐力そのものではないので載荷高 h の影響を受けない。

⑥ ϕ_b が大きくなるにつれて、 P_{max} が大きくなるのは、 ϕ_b が大きくなることにより、立木の質量が大きくなり、慣性力が増

大することおよび立木の枝葉重量、樹冠部の衝突方向と直角方向の断面積が大きくなる（枝葉の繁りが広がるため）ため立木上部の慣性力、空気抵抗力が大きくなるためと考えられる。

衝突速度 V_0 と P_{max} の関係は、データ数が少ないので、明確にはわからないが、 V_0 が大きくなるにつれ、 P_{max} も大きくなる傾向を示している。これは、 V_0 が大きくなると立木の慣性力が大きくなるため、みかけ上立木の剛性が大きくなったのと同じ効果を表わし、 P_{max} が大きくなるためと考えられる。昨年度の試験では速度の影響があまりみられなかったのは、はりの剛性が大きく、慣性力の影響が相対的に小さかったことによると考えられる。

P_{max} の近似式を求めてみる。近似式を 0 を起点とする 1 次式とすれば、次式で表わすことができる。

$$P_{max} = a \phi_b \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

式 (5.1) を用いて最小自乗法により係数 a を求めれば次式が得られる。（ $V = 8 \text{ m}$ の場合）

$$P_{max} = 0.157 \phi_b \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

図中に式 (5.2) の近似曲線を示す。一定速度の場合式 (5.2) は、ほぼ試験値の傾向を表わしている。図中には、静的引き倒し試験で得られた静的最大荷重 P_{Smax} をあわせて示した。 P_{Smax} と P_{max} を比較すると P_{max} は P_{Smax} の 2～4 倍と大きくなっている。これは、 P_{Smax} は、立木の耐力（この場合は根の引き抜き耐力である）で決まるが、 P_{max} は先に述べたように慣性力および局部応答によって生ずるため、立木の全体応答としての耐力とは分けて考えられるためである。

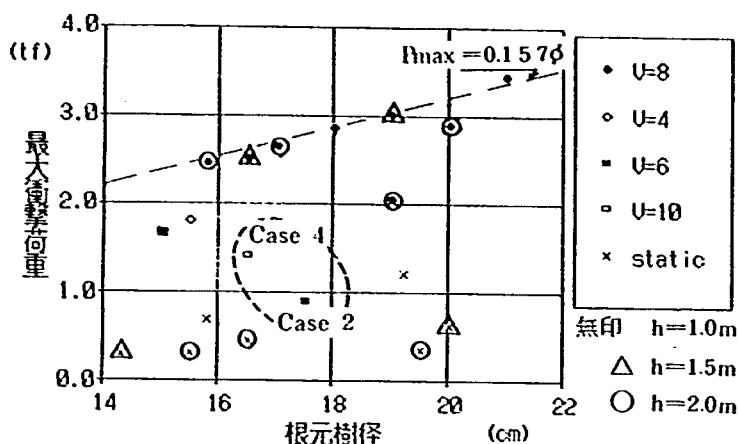


図-5.11 最大衝撃荷重～根元樹径

② 最大曲げモーメント

図-5.12 に最大曲げモーメント ($M_{\max}$) と ϕ_b の関係を示した。 $M_{\max}$ は次式により求めた。

$$M_{\max} = P_{\max} \cdot h$$

..... (5.3)

ここで、 h は载荷高さである。

$M_{\max}$ は、 h の影響を受け、 h が大きくなるにつれ大きくなる。また、 h を一定としたときの $M_{\max}$ はほぼ ϕ_b に比例して大きくなる傾向を示す。これは、 $P_{\max}$ が h の大きさに影響を受けずほぼ ϕ_b に比例して大きくなるためである。

したがって、 $M_{\max}$ の近似式は、式 (5.3) に式 (5.2) を代入して得られる。

$$M_{\max} = 0.157 \phi_b \cdot h$$

..... (5.4)

式 (5.4) を図中に示す。式 (5.4) はほぼ試験値の傾向を説明している。

図中に静的引き倒し試験から求めた静的最大曲げモーメント $M_{S\max}$ をあわせて示した。 $M_{S\max}$ は h の影響を受けず ϕ_b の 3 乗に比例している。 $M_{\max}$ は $M_{S\max}$ の 2～5 倍と大きくなっている。これは、 $P_{\max}$ が $P_{S\max}$ の 2～4 倍の大きさであり、さらに h の影響を受け、 h とともに大きくなるためである。

③ バネ定数

バネ定数 k を表-5.4 に示す。図-5.13 に k と ϕ_b の関係を示す。 k は立木を片持ばりと仮定して次式で求めた。

$$k = \frac{3EI}{h^3}$$

..... (5.5)

ここに、 E はヤング率で単純ばりの静的载荷試験で

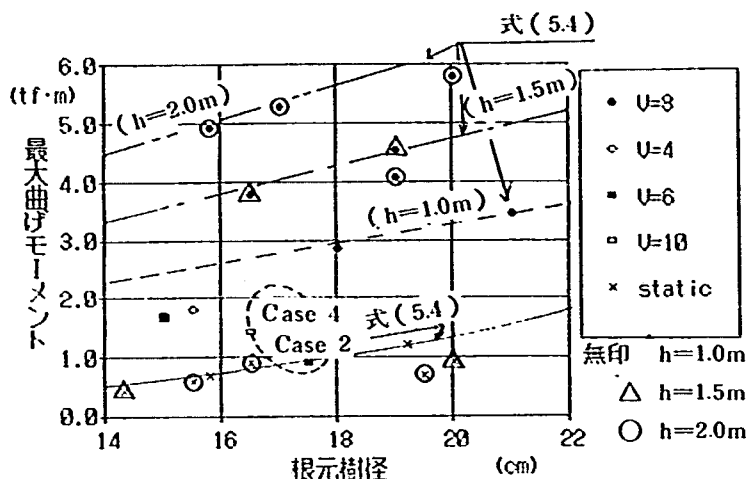


図-5.12 最大曲げモーメント～根元樹径

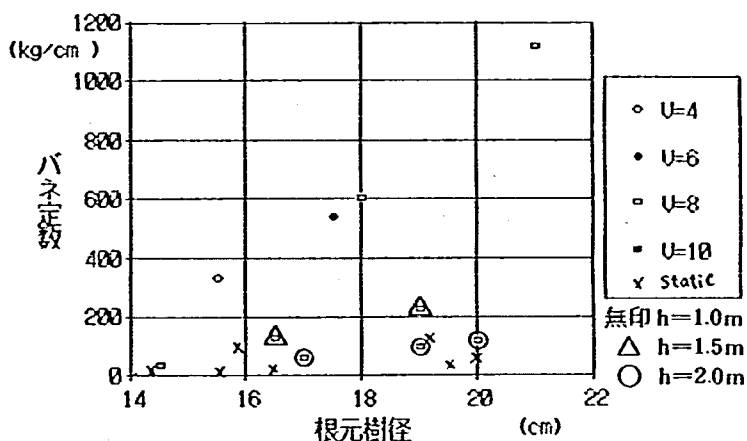


図-5.13 バネ定数～根元樹径

求めた値 $E = 3.9 \times 10^4 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$ を用いた。I は断面 2 次モーメント，h は载荷高さを表わす。式 (5.5) より k は h および ϕ_b の関数として表わされており， (ϕ_b^3/h^3) に比例することがわかる。図中には，静的引倒し試験から求めたバネ定数 k_s をあわせて示した。 k_s は，E を静的の $P \sim \delta_1$ 曲線から求め，この値を用いて式 (5.5) を用いて求めた。k と k_s を比較すると k の方が全般的に大きい傾向を示している。これは，k を求める式 (5.5) において，使用した定数 E の相違によるものである。E は，木材の材料特性として求めているが，静的の E は根の耐力～変形関係から求めた値であるため，E の値が両者で大きく異なるためである。

④ 衝撃曲げ応力

衝撃曲げ応力 σ を表 5.4 に示す。図 5.14 に σ と ϕ_b の関係を示す。 σ は立木を片持ばりと仮定して次式で求めた。

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} \quad \dots\dots\dots (5.6)$$

ここに，Z は断面係数 $(= \frac{\pi}{32} \phi^3)$ である。式 (5.6) に式 (5.3) を代入すると，

$$\sigma = \frac{P_{\max} \cdot h}{Z} \quad \dots\dots\dots (5.7)$$

となり， σ は h と ϕ_b の関数であることがわかる。さらに式 (5.7) に $P_{\max}$ の近似式 (5.2) を代入すると

$$\sigma = \frac{0.157 \cdot h}{\frac{\pi}{32} \phi_b^2} \times 1000 = 1600 \frac{h}{\phi_b^2} \quad \dots\dots\dots (5.8)$$

となり， σ は (h/ϕ_b^2) に比例することがわかる。式 (5.8) を図中に示す。式 (5.8) の近似曲線は，ほぼ実験値の傾向を表わしている。 σ は立木が片持ばりとして挙動しかつ，最大曲げ応力が根元付近で生

じ立木の耐力によって決定されるという前提で求めているが，衝撃の場合の $P_{\max}$ は衝突点付近の局部応答と慣性力によって生じていると考えられることから， σ の算定方法に問題があると考えられる。これに対し，単純ばりの場合は，はりの耐力と慣性力，および局部

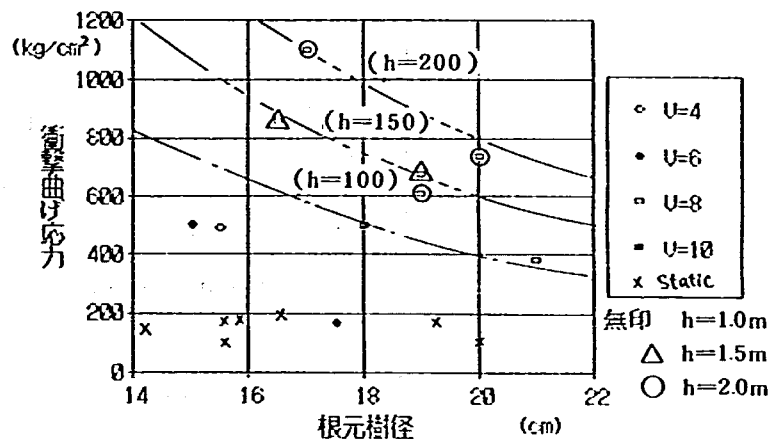


図 5.14 衝撃曲げ応力～根元樹径

応答によって生じると考えられるピーク荷重の大きさにあまり差がなかったので、 P_{max} を用いて σ を求めても特に問題はない。

静的引倒し試験から求めた σ_s をあわせて図中に示した。 σ_s は、根の浮上がりに対する支持力によってほとんど決まっていることから、樹木そのものの耐力から決定されていないため、昨年度の試験から求めた値よりも小さくなっている。

衝撃の σ はこの σ_s と比較すると大きく、昨年度の試験値 340 kgf/cm^2 よりも大きくなっている。これは、既に述べたように、 σ の算定の根拠である P_{max} が立木の全体応答して発生するのではなく、衝突点の局部応答および慣性力によって発生していると考えられ σ の算定方法に問題があるためである。

⑤ 終局変位および終局回転角

終局変位および終局回転角は、図-5.15に示す $P \sim \delta_1$ 曲線（又は $M \sim \theta$ 曲線）において、最大荷重以降に発生する第2ピーク荷重の変位がほぼ静的の $P \sim \delta$ 曲線の最大荷重時の変位（又は回転角）に対応することから、この第2ピーク荷重が立木をはりとしたときのはりの耐力が最大に達するときの衝突点の荷重と考えられるので、この第2ピーク荷重発生時の変位を終局変位とした。

終局変位は、静的引倒し試験で定義したように、以下の4点を取りあげた。

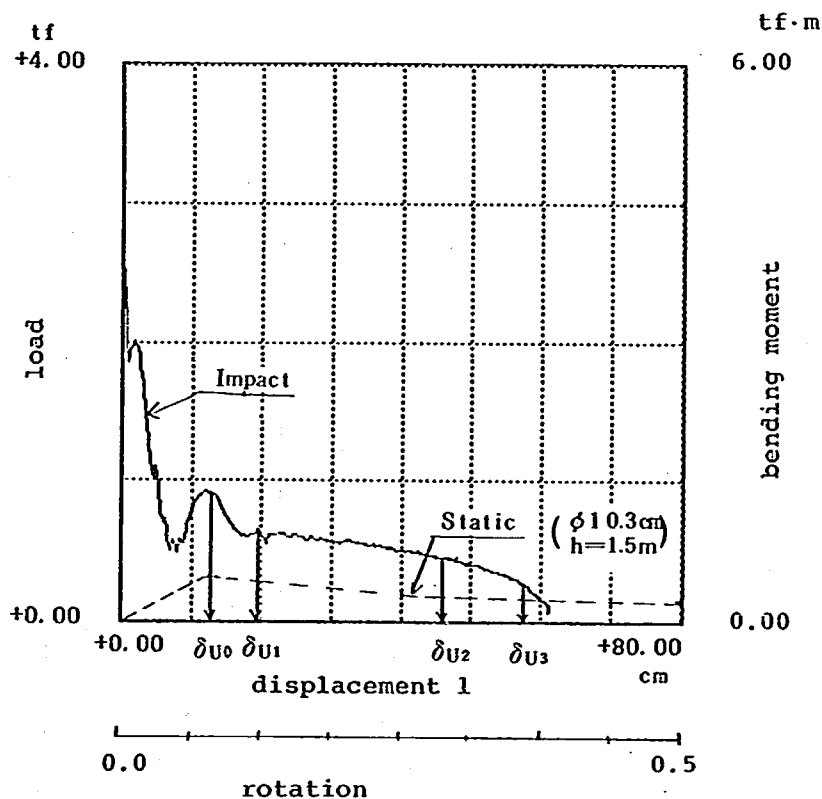


図-5.15 終局変位および終局回転角の定義

δ_{u0} : 第2ピーク荷重(基準荷重とよぶ)が発生するときの変位

δ_{u1} : 荷重が基準荷重の70%まで低下したときの変位

δ_{u2} : " " 50 "

δ_{u3} : " " 30 "

終局回転角は、基準曲げモーメント(第2ピークのモーメント)が発生したときの回転角を θ_{u0} とし、70%、50%、30%まで低下したときの回転角をそれぞれ θ_{u1} 、 θ_{u2} 、 θ_{u3} とした。
変位と回転角の関係は、次式で表わされる。

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\delta}{h} \right) \quad \dots\dots\dots (5.9)$$

ここで h は載荷高さである。 δ が h に比べ小さいときは、

$$\theta \doteq \frac{\delta}{h} \quad \dots\dots\dots (5.10)$$

とみなすことができる。

図-5.16に終局変位と根元樹径の関係を、図-5.17に終局回転角と根元樹径の関係を示した。終局変位 δ_u は、載荷高 h の影響が大きいため、 h を一定として ϕ_b との関係を図-5.16(a)(b)(c)に示した。(d)には、全データをあわせて示した。データにバラつきはあるが、 δ_{u0} について比較すると以下の傾向が認められる。

$h = 1.0$ mのときは、 ϕ_b にかかわらずほぼ一定の値を示している。

$h = 1.5, 2.0$ mのときは、 ϕ_b とともに δ_{u0} は小さくなる傾向を示している。変位 δ は、立木を片持ばりと仮定すれば次式で求められる。

$$\delta = \frac{2\sigma}{3E} \frac{h^2}{\phi} \quad \dots\dots\dots (5.11)$$

式(5.11)より、 δ は材料定数 E 、 σ および h が一定であれば、 ϕ が大きくなるにつれて

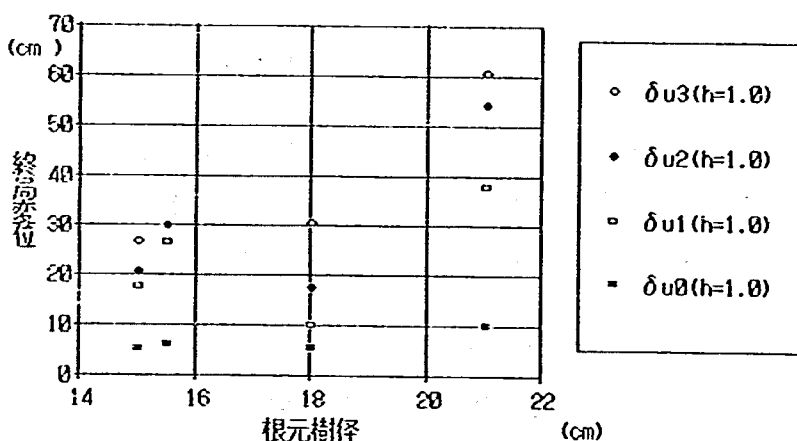


図-5.16(a) 終局変位～根元樹径

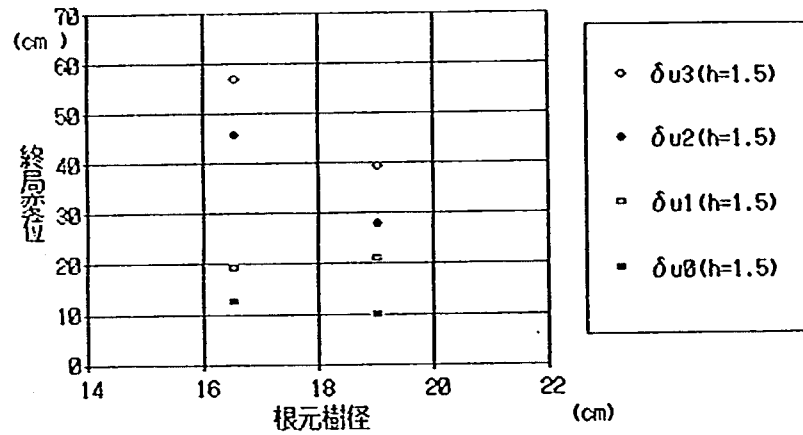


図-5.16 (b) 終局変位～根元樹径

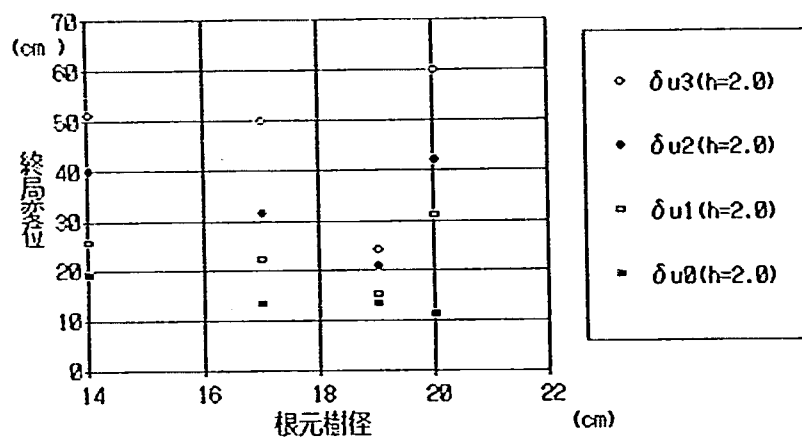


図-5.16 (c) 終局変位～根元樹径

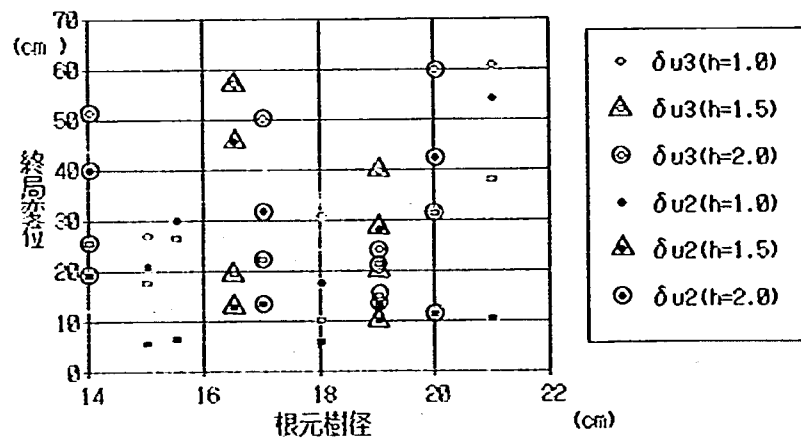


図-5.16 (d) 終局変位～根元樹径

小さくなることがわかる。
 $h = 1.5, 2.0$ m の場合は、式 (5.11) で表わされるように、 ϕ_b とともに小さくなる傾向を示している。しかし、 $h = 1.0$ m の場合は、 ϕ_b の値にかかわらずほぼ一定の値を示している。これは、 $h = 1.0$ m の場合は、基準荷重とした第 2 ピーク荷重が明確に表われない、Type-1 の荷重波形が多かったため、 δ_{u0} を求める際にバラつきが生じたためと考えられる。式 (5.11) に示されるように、 δ は h が大きくなるにつれ、大きくなる傾向を示している。

h を一定としたときの $\delta_{u0} \sim \delta_{u3}$ までの終局変位の変化をみると、バラつきが大きく、明確な傾向は表われていない。この原因として、 δ_u は荷重の大きさを基準として決めているため、荷重波形に大きく左右される。この荷重波形は、錐球の衝突位置、接触時間、接触角度等の影響を受けていると考えられる。本実験では、錐球を立木に衝突させる方法としているため、錐球の衝突方向、位置等が各実験ケースで微妙に異なっ

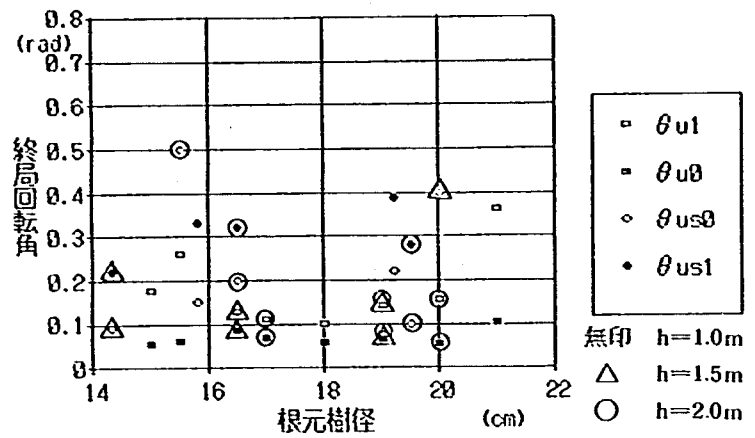


図-5.17 (a) 終局回転角～根元樹径

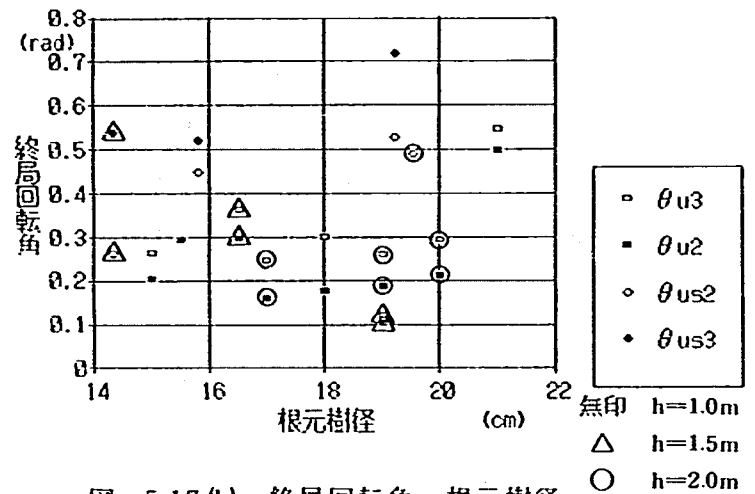


図-5.17 (b) 終局回転角～根元樹径

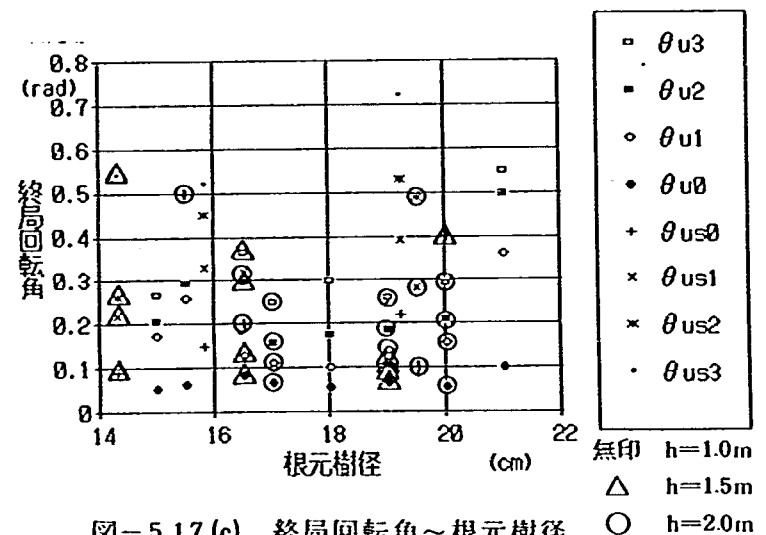


図-5.17 (c) 終局回転角～根元樹径

ている。初期のわずかなズレ等によって、衝突後の挙動が変わってくるため、衝突後から時間が経過するにしたがい、荷重および変位に与える影響が大きくなってくると考えられ、 δ_0 の変化にバラつきが大きいと考えられる。

式(5.9)を式(5.11)に代入すれば、

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{2\sigma}{3E} \cdot \frac{h}{\phi} \right) \quad \dots\dots\dots (5.12)$$

が得られ、回転角 θ も h 、 ϕ の影響を受けることがわかる。しかし、回転角 θ そのものが小さいため、 h 、 ϕ の影響はあまり認められず、 ϕ_0 にかかわらずほぼ一定の値を示している。 δ と θ の傾向はほぼ同じである。

(4) 変形特性

立木の変形特性を調べるため、変位を3点測定するとともに、高速ビデオ撮影を行なった。図-5.7に各位置の変位～時間曲線の一例を示している。図より、衝突点の変位 δ_1 を基準として、他の2点の変位 δ_2 、 δ_3 を比較すると、 δ_1 が変位を始めても δ_2 、 δ_3 はまだ変位を始めず、上部へいくほど変位の開始時刻が遅れていくことがわかる。また最上部の測定点の変位 δ_3 は、一度衝突方向と反対側に変形した後、衝突方向に変形をしていくことがわかる。

これらの原因として、立木のもつ慣性力が考えられる。立木は上部に樹冠部があり、樹冠部の重量が比較的大きいため上部の慣性力が大きくなる。また、樹冠部の枝葉の広がりが大きく、衝突方向と直角方向での断面積が大きく、空気抵抗も大きくなると考えられる。

以上の原因により、立木の上部側の変位が遅れてくると考えられる。

図-5.18にビデオで撮影した立木の変形過程の例を示す。図から、上部の変形が立ち遅れ、衝突点の変位が先行していく様子がはっきりと認められる。

(5) 破壊形状

衝撃試験の破壊も静的引倒し試験と同様、根の浮上がりが原因で生じており、幹の破断は生じなかった。試験においては、完全に倒木したケースはなかったが、ほとんどのケースで衝突後、根の浮上がりによる残留変形が残った。このことから、立木は破壊に至ったと考えることができる。立木の試験前後の状態を写真-5.3に示す。

しかし、立木の破壊が根の浮上がり、あるいは幹の破断により生じるにしても立木の耐力が完全になくなるまでには至っていないことから、本来の立木のエネルギー吸収能は本試験で得られるエネルギー吸収能よりも大きいと考えられる。



写真－ 5. 3 (a) 立木の衝撃試験（試験前）



写真－ 5. 3 (b) 立木の衝撃試験（試験後）

表-5.5 衝撃エネルギー吸収能

試験体 樹 径 (cm)	CASE No	試験体 No	載荷点 樹 径 ϕh (cm)	根元部 樹 径 ϕb (cm)	載荷点 高 さ h (m)	衝 突 速 度 V (m/s)	最大曲げ モーメント Mmax (tf·m)	最 終 変 位 δu_{ex} (cm)	終 局 変 位				衝撃エネルギー吸収能					
									δu_0 (cm)	δu_1 (cm)	δu_2 (cm)	δu_3 (cm)	EDex (tf·cm)	ED0 (tf·cm)	ED1 (tf·cm)	ED2 (tf·cm)	ED3 (tf·cm)	ED (tf·cm)
10	1	7	12.5	15.5	1.0	4.0	1.81	21.3	6.2	26.4	30.0		25.06	6.46	29.43	32.38		32.38
	2	11	14.8	17.5	1.0	6.0	0.89											
	3	8	14.0	18.0	1.0	8.0	2.86	17.8	5.7	10.0	17.6	30.8	24.61	11.02	16.30	24.17	32.38	36.83
	4	10	12.0		1.0	10.0	1.41	5.0					0.65					
	5	4	13.5	16.5	1.5	8.0	3.78	20.1	12.7	19.3	45.7	57.1	14.12	14.32	19.01	33.40	37.68	38.38
	6	5	11.0		2.0	8.0	4.92	28.0	18.9	25.5	40.0	51.4	20.31	18.96	24.91	34.09	39.21	42.94
	7	11'	14.0	15.0	1.0	6.0	1.67	20.7	5.3	17.6	20.7	26.8	24.35	7.05	21.44	24.41	27.51	36.29
	8																	
15	9	①	16.5	21.0	1.0	8.0	3.45	22.0	10.1	37.8	54.1	60.7	50.90	26.71	83.46	105.73	112.59	112.59
	10	⑥	16.5	19.0	1.5	8.0	4.53	20.5	10.0	21.1	28.1	39.6	32.56	21.56	40.44	48.77	57.61	64.14
	11	④	15.0	17.0	2.0	8.0	5.30		13.2	22.0	31.7	50.1		18.48	27.71	35.20	45.85	51.32
	12	③	14.3	19.0	2.0	8.0	4.08		13.1	14.9	20.7	24.2		11.55	12.39	14.05	14.88	17.92
	13	⑤	16.5	20.0	2.0	8.0	5.80	19.2	11.0	31.2	42.2	60.0	26.54	16.39	40.24	49.86	59.59	64.11

最 終 回 転 角 (rad)	終 局 回 転 角				衝撃エネルギー吸収能					
	θu_0 (rad)	θu_1 (rad)	θu_2 (rad)	θu_3 (rad)	EDex (tf·cm)	ED0 (tf·cm)	ED1 (tf·cm)	ED2 (tf·cm)	ED3 (tf·cm)	ED (tf·cm)
0.210	0.061	0.258	0.291		25.06	6.46	29.43	32.38		32.38
0.176	0.057	0.100	0.174	0.299	24.61	11.02	16.30	24.17	32.38	36.83
0.050					0.65					
0.133	0.084	0.128	0.296	0.363	14.12	14.32	19.01	33.40	37.68	38.38
0.139	0.094	0.127	0.197	0.251	20.31	18.96	24.91	34.09	39.21	42.94
0.204	0.053	0.174	0.204	0.262	24.35	7.05	21.44	24.41	27.51	36.29
0.217	0.101	0.361	0.496	0.546	50.90	26.71	83.46	105.73	112.59	112.59
0.136	0.066	0.140	0.185	0.258	32.56	21.56	40.44	48.77	57.61	64.14
	0.066	0.110	0.157	0.245		18.48	27.71	35.20	45.85	51.32
	0.065	0.074	0.103	0.120		11.55	12.39	14.05	14.88	17.92
0.096	0.055	0.155	0.208	0.291	26.54	16.39	40.24	49.86	59.59	64.11

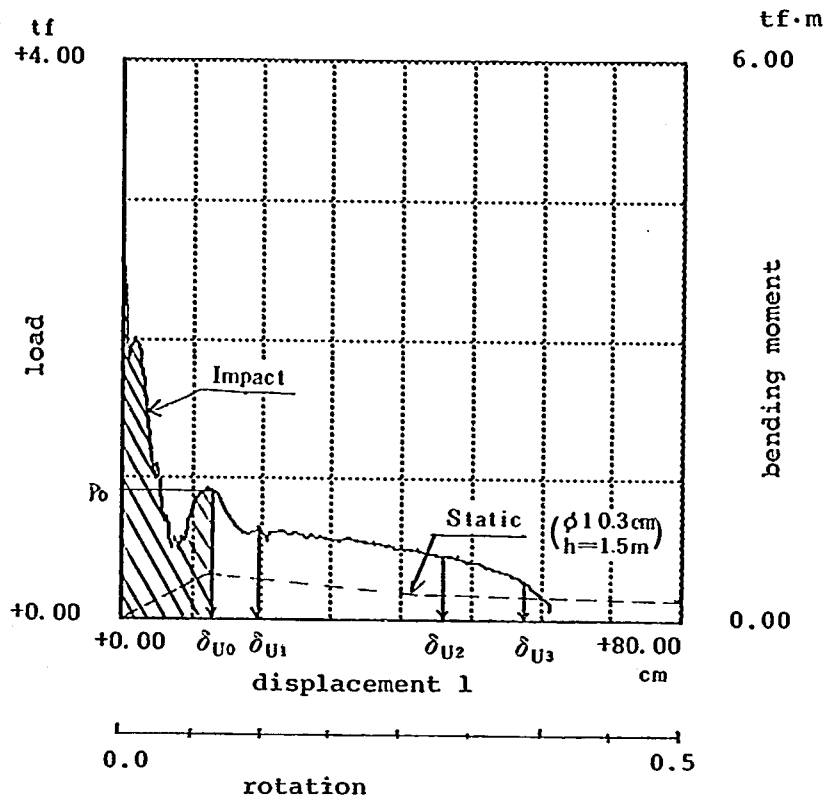


図-5.19 衝撃エネルギー吸収能 E_i の定義

衝撃エネルギー吸収能を表-5.5に、図-5.20に実測変位を用いて求めた衝撃エネルギー吸収能 E_{Dex} と根元樹径 ϕ_b の関係を示す。また、図-5.21には、ビデオを用いて求めた変位の推定値と荷重の関係から求めた衝撃エネルギー吸収能 E_{Di} ($i=0, 1, 2, 3$) と ϕ_b の関係を示す。

① $E_D \sim \phi_b$ 関係

図-5.20に示した実測変位

を用いて求めた衝撃エネルギー吸収能 E_{Dex} は、 ϕ_b とともに大きくなる傾向を示す。また、 h の影響はほとんど認められない。また、図中に静的エネルギー吸収能 E_{Si} (最大曲げモーメントの70%まで低下したときの回転角に至るまでのエネルギー吸収能) をあわせて示した。 E_{Dex} を求める際、 $P \sim \delta$ 曲線において、 δ_{U1} に相当する終局変位までの仕事量として求めたため、 E_{Si} をあわせて示した。

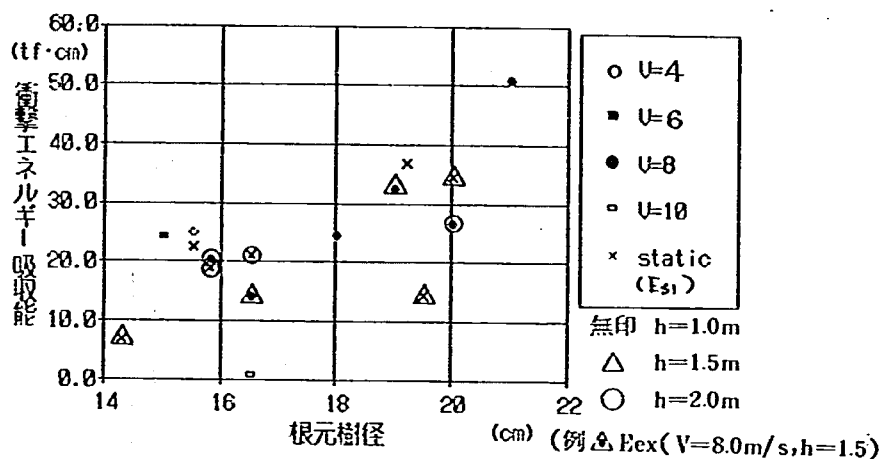


図-5.20 衝撃エネルギー吸収能～根元樹径

図より、 E_{Dex} 、 E_{S1} ともにバラつきは大きいですが、ほぼ E_{S1} と E_{Dex} は同程度の値であり、 E_{S1} を中心に E_{Dex} がバラついている傾向を示している。したがって、 E_{S1} が求められれば、 E_D を推定することができると考えられる。

図-5.21 にビデオから求めた変位を用いて求めた E_D と ϕ_b の関係を示した。また、図中にあわせて、 E_S の値を示した。図より、バラつきは大きいですが、 ϕ_b とともに E_D は大きくなる傾向を示し、 h の影響はあまり認められない。図-5.21 (a)(b)(c)(d) より、 E_D はほぼ E_S を中心にバラついている傾向が認められる。したがって、 E_S を求めることができれば E_D の値をほぼ推定することができると考えられる。

E_D が h に無関係と考えると、次式を用いて近似式を求める。

$$E = a\phi^2 \quad \dots (5.12)$$

最小自乗法を用いて、係数 a を求めれば、 $a = 0.0439$ となる。同様の形で近似した E_S の近似式は、

$$E_{S0} = 0.0438\phi^2 \quad \dots (5.13)$$

であり、式(5.12)、式(5.

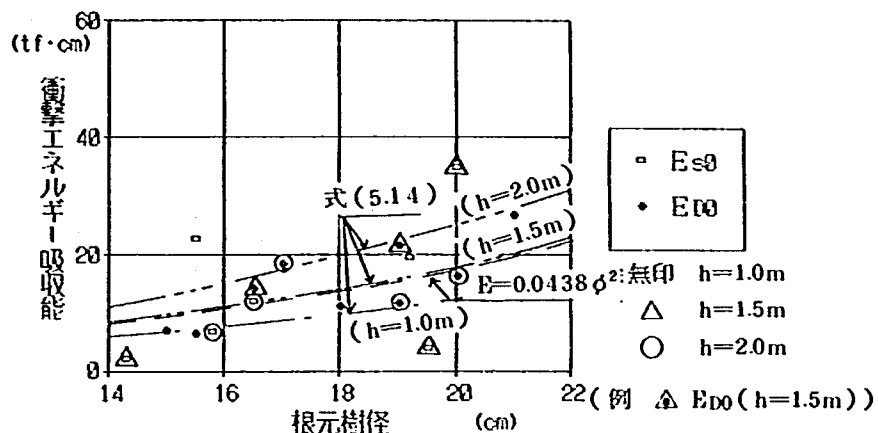


図-5.21 (a) 衝撃エネルギー吸収能～根元樹径

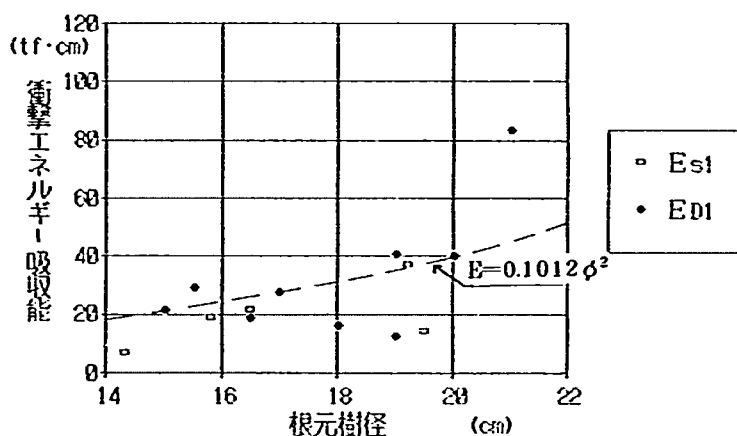


図-5.21 (b) 衝撃エネルギー吸収能～根元樹径

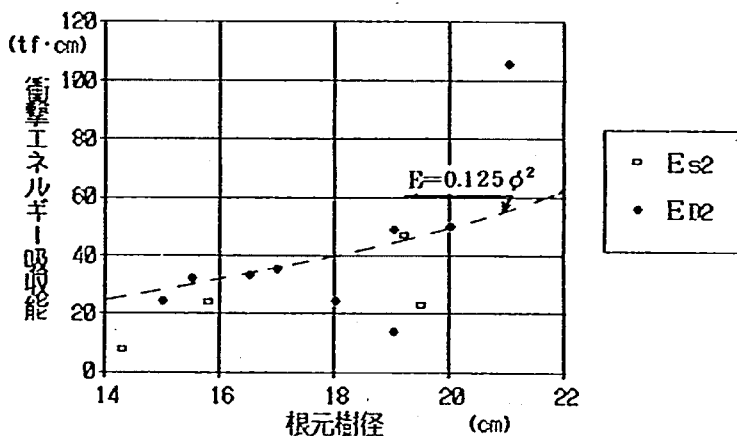


図-5.21 (c) 衝撃エネルギー吸収能～根元樹径

13)はほぼ等しいことから、 E_D は E_S の近似式を用いて表わすことができる。図中に式(5.13)を示す。同様にして式(5.12)を用いて、 E_{D1} 、 E_{D2} 、 E_{D3} の近似式の係数 a を求めると以下ようになる。

$$E_{D0} : a = 0.0439$$

$$E_{D1} : a = 0.1012$$

$$E_{D2} : a = 0.1250$$

$$E_{D3} : a = 0.1510$$

これらの係数を代入して、式(5.12)により求められる近似曲線を図中に示した。図中の近似曲線は、実験データの傾向を比較的良く表わしている。したがって、エネルギー吸収能 E_D の概略値は、式(5.12)を用いて求められる。

② 昨年度実施した単純ばりの衝撃試験から得られた推定式による立木の E_D の推定

第4章(6)の立木の静的エネルギー吸収能 E_S の項で述べたように昨年度求めた推定式を

そのまま用いても本試験の結果得られた E_D を推定することはできない。これは、立木の挙動が単純ばりよりも片持ばりに近いこと、および、立木の破壊が根の浮上がりで生じていることによる。そこで E_S の推定を行った方法と同じように、立木の静的試験から得られた $P \sim \delta$ 曲線より求めた諸元を用いて昨年度の式を適用すると次式となる。(式(4.24)参照)

$$E_{S0} = 0.000312 \phi^2 h \quad \dots\dots (5.14)$$

式(5.14)を $h = 1.0 \sim 2.0$ mの3種類について求めた結果を図-5.21(a)に示した。

図より式(5.14)は、ほぼ試験値のデータの傾向を表わしている。しかし、 h と E_S の相関が試験値では、バラつきが大きく認められない。式(5.14)では、 E_S が h に比例することか

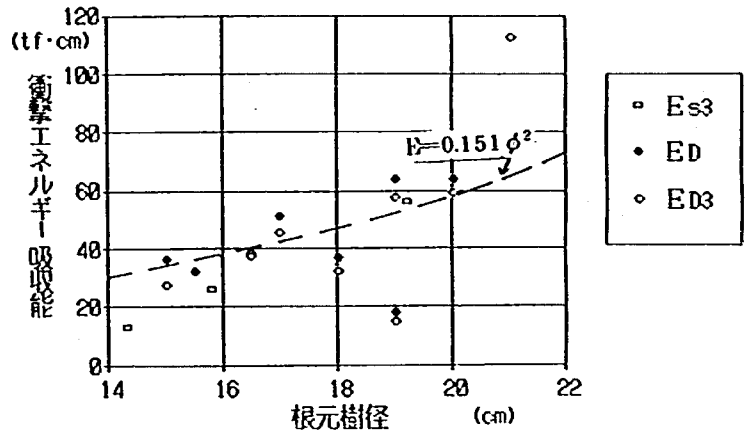


図-5.21 (d) 衝撃エネルギー吸収能～根元樹径

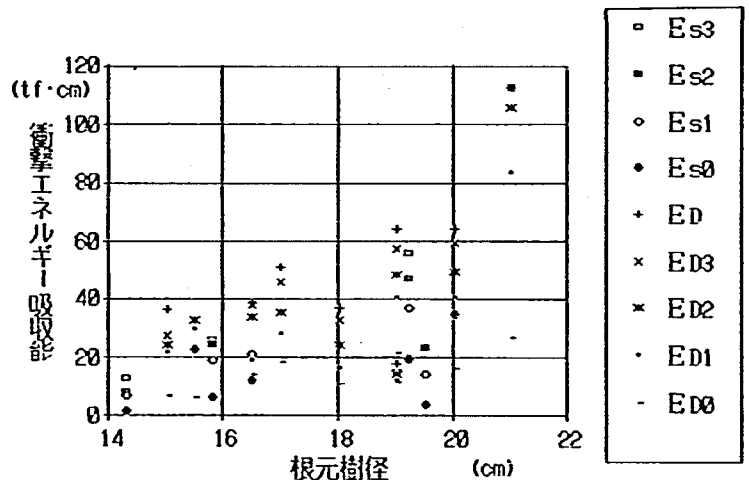


図-5.21 (e) 衝撃エネルギー吸収能～根元樹径

ら、実験条件の h を入力として用いると、推定値が試験値よりも大きくなることもある。

($h = 2.0$ m の場合は、試験値の上限を表している。)

本試験結果では、 $h = 1.5$ m としたときの推定値がほぼ試験値の平均値となるので、概略の推定値を求める場合は、 $h = 1.5$ として求めれば良い。

③ 衝撃エネルギー吸収能 E_D と曲げモーメント比の関係

静的エネルギー吸収能 E_S の場合と同様に曲げモーメント比 (m) と E_D の関係を図-5.22 に示す。 E_D そのものは、バラつきが大きいのが、各試験ケースの E_D は、曲げモーメント比 m が小さくなるに従い、比例的に大きくなる傾向を示す。曲げモーメント比 m は基準曲げモーメントと任意時間 t における曲げモーメントの比であり、本実験では、この曲げモーメント比が 1, 0.7, 0.5, 0.3 のときの回転角を θ_{u0} , θ_{u1} , θ_{u2} , θ_{u3} として終局変位を求めた。 m が小さくなるにつれ θ_u は大きくなっていくので、 E_D も大きくなる傾向を示す。

図-5.22 で E_D は m の減少とともに比例的に増加することから、 E_D と m の増加の割合を調べるため、 E_{D0} を基準として、 E_{D1} , E_{D2} , E_{D3} との比 (e) と m の関係を図-5.23 に示した。

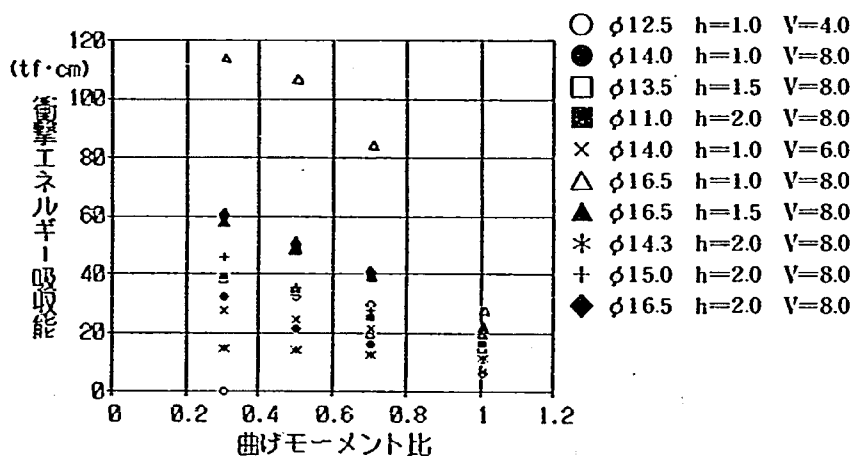


図-5.22 衝撃エネルギー吸収能～曲げモーメント比

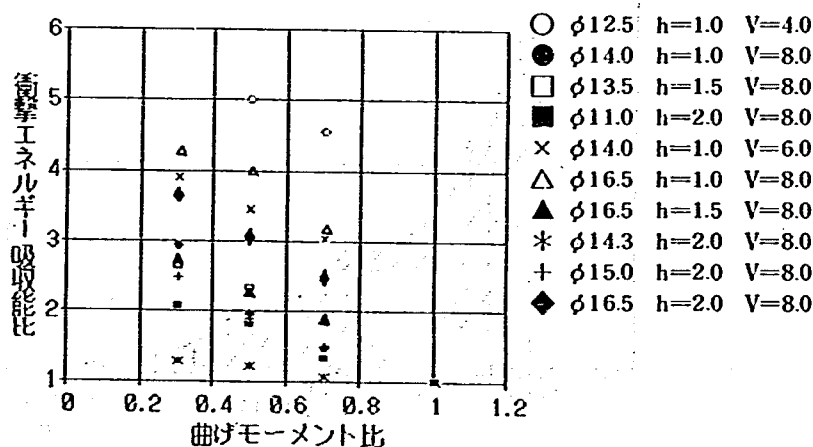


図-5.23 衝撃エネルギー吸収能比～曲げモーメント比

図-5.23 より、データのバラつきが大きく、 E_D の増加率は一定していない。また、 E_S にみられたような h の影響はあまり認められないことがわかる。この結果から、 E_{D0} を基準として、 E_{D1} 、 E_{D2} 、 E_{D3} を推定することは困難であり、このバラつきを如何に処理するかが問題である。この試験結果のデータのバラつきは、衝撃試験において衝突位置、方向、測定装置の取付け方が微妙に相違することおよび立木そのものの強度のバラつきによるものである。

(7) 力積と根元樹径の関係

図-5.24 に示す $P \sim t$ 曲線において、力積 Ft を

$$Ft = \int^{T_c} P dt$$

で定義した。ここで T_c は荷重持続時間である。

図-5.25 に力積～根元樹径の関係を示す。図より、 Ft はバラつきが大きい、 ϕ_b とともに大きくなる傾向を示す。これは、荷重持続時間 T_c は、Case 1 および Case 4 を除き、ほぼ等しかったため、積分区間がほぼ等しいこと、および荷重が第 2 ピーク荷重に達した後の荷重波形がほぼ等しいことから、最大荷重が大きいものほど大きくなる傾向を示すと考えられる。

Ft の近似曲線を 1 次、2 次、3 次の形で仮定して求めてみると次式のようになる。

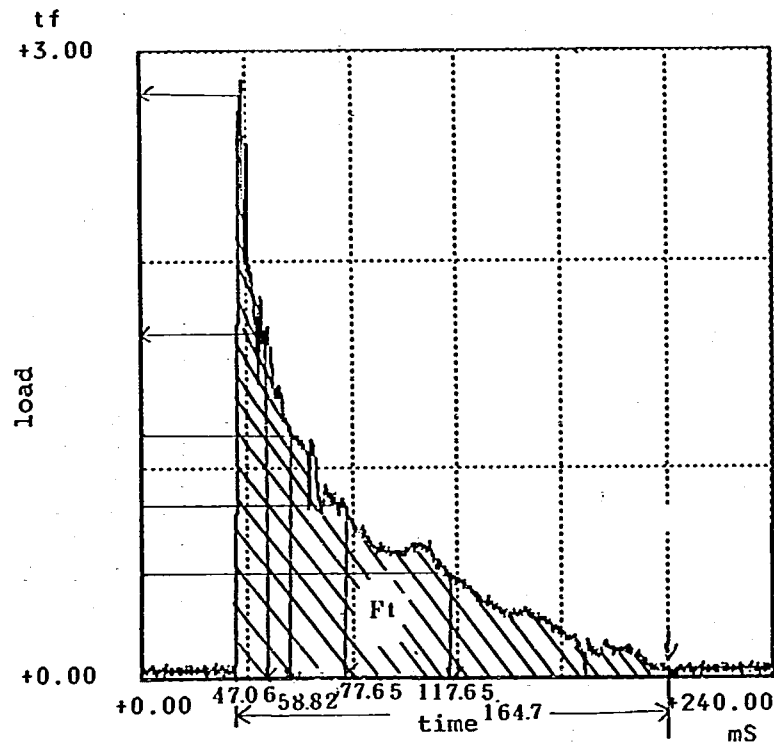


図-5.24 力 積 の 定 義

$$Ft = 6.11 \times 10^{-3} \phi$$

..... (5.15 a)

$$Ft = 3.79 \times 10^{-4} \phi^2$$

..... (5.15 b)

$$Ft = 2.04 \times 10^{-5} \phi^3$$

..... (5.15 c)

式 (5.15 a , b , c) を図中に示す。図より次数が高い方が、試験値の傾向を比較的良く表わしていると考えられる。

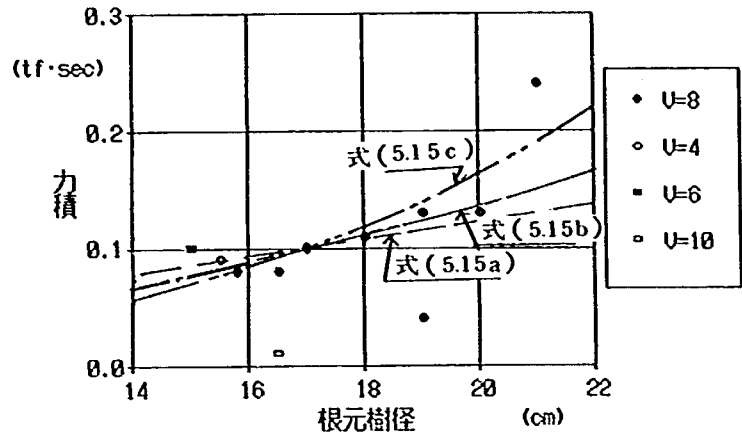


図-5.25 力積～根元樹径

Ft は荷重 P を時間積分することによって得られるので Ft は P との相関が非常に強い。立木を片持ばりと仮定したときの荷重 P の値は次式で求めることができる。

$$P = \frac{M}{h} = \frac{6Z}{h} = \frac{\sigma}{h} \frac{\pi}{32} \phi^3 \quad \text{..... (5.16)}$$

ここに、 σ : 曲げ応力、 h : 載荷高さ、 ϕ : 樹径である。

式 (5.16) より、 P は σ 、 h を一定とすれば、樹径の 3 乗に比例することがわかる。したがって、 Ft も ϕ^3 に比例すると考えられ、立木を片持ばりとすれば、近似式 (5.15 c) が良いと考えられる。

$P \sim t$ 曲線において、最大荷重 $P_{\max}$ は、立木を片持ばりと考えたときのはりの耐力とは、無関係で樹木の局部めり込みの強度および立木の慣性力によって生じると考えられるので、式 (5.16) はあてはまらないが、最大荷重以降は、立木を片持ばりと仮定したときのはりの耐力の影響が大きくなるため、 Ft も式 (5.16) に示されるよう、 ϕ^3 に比例すると考えて良いと思われる。

5.5 ま と め

本章での成果をまとめると以下のようになる。

- (1) $P \sim t$ 曲線において、荷重波形は Type 1 , Type 2 の 2 種類に大別することができ、 h が小さい場合すなわち片持ばりとしての耐力が大きい場合は Type 1 の波形が多いことが認められた。
- (2) 最大衝撃荷重 $P_{\max}$ は、静的最大荷重 $P_{S\max}$ の約 2 ～ 5 倍と大きくなっている。これは、 $P_{\max}$ が立木の慣性力と衝突点の局部応答により生じていると考えられるためである。
- (3) 立木の変形は、衝突点付近から始まり、上部ほど慣性力等の影響で変位開始が立ち遅れ、2 次振動モードが卓越した形状となる。時間が経過するにつれ、1 次振動モードが卓越した変

形形状となる。

(4) 立木の破壊は根の浮上がりにより生じ、本試験の範囲では、載荷点における幹の破断は生じなかった。

(5) E_D は樹径とともに大きくなる傾向を示し、ほぼ E_S の値に等しく E_S を中心に E_D はバラついている傾向を示すので、 E_S をもって E_D の値を推定することができる。 E_D 、 E_S はほぼ樹径の 2 乗に比例する近似式式 (5.12) を用いて求めることができる。

(6) E_D には、載荷高さ h の影響が認められなかった。

6. 立木の衝撃応答シミュレーション

立木に巨礫が衝突した際に発生する衝撃荷重および衝突点変位を解析的に求めることができれば、実際に生育している立木の衝撃载荷試験を行なわなくても立木の衝撃抵抗力を簡単に求めることができる。そこで、図-6.1 (a)に示すような立木と銅球の衝突現象を(b)に示すような片持ばりに銅球が衝突するモデルに置き換えた。ここで、立木の衝撃応答が根の支持力により完全固定とすべきか半固定とすべきかが問題となる。静的引き倒し試験において、立木の根の浮き上がりが生じて破壊に至るケースと幹の破断により破壊が生じるケースの2つの破壊形態が生じていることから本解析では、完全固定の片持ばりにモデル化したモデル1と片持ばりの支持部に回転バネを挿入した半固定片持ばりにモデル化したモデル2の2つのモデル化を行い検討した。さらにこの片持ばりと銅球の衝突現象を(c)のような2質点系モデルに置き換えた。この2質点系モデルを用いて立木に巨礫が作用する場合の衝撃力と立木の変形を求め、衝撃エネルギー吸収能を求める。

6.1 基本式及び解析モデル

本解析では、さきに述べたように図-6.1 (b)に示す銅球と片持ばりの衝突現象を図-6.1 (c)に示すように局変形を考慮した2質点系モデルに置き換えた。モデルでは、実際の銅球とはりが持つ質量と剛性を等価な質量とばねを用いて表している。図-6.1 (d)の力のつり合いから銅球とはりの運動方程式が次式で与えられる。

$$M_2 \cdot \ddot{y}_2 = -C_2 \cdot (\ddot{y}_2 - \ddot{y}_1) - P \quad \dots\dots\dots (6.1a)$$

$$M_1 \cdot \ddot{y}_1 = C_2 \cdot (\ddot{y}_2 - \ddot{y}_1) + P - C_1 \cdot \dot{y}_1 - Q \quad \dots\dots\dots (6.1b)$$

ここに、 P は接触点の衝撃荷重を示す。静的めり込み試験で得られた荷重～めり込み曲線において、試験で使用したロードセルの受感部の高さ2cm以内では荷重が局変形量に正比例していることから局変形の応答を弾性範囲と仮定し、衝撃荷重は次式で与えられるものとした。

$$P = k_2 \cdot (y_2 - y_1) \quad (\text{ただし, } P \geq 0) \quad \dots\dots\dots (6.1c)$$

また Q ははりの復元力を表し、図-6.2に示す完全弾塑性型の復元力特性と仮定した。図より、復元力 Q は次式で与えられる。

$$\text{弾性域: } Q = k_{1y} \cdot y_1 \quad \dots\dots\dots (6.1d)$$

$$\text{塑性域: } Q = Q_y \quad \dots\dots\dots (6.1e)$$

$$\text{除荷の場合: } Q = k_{1y} \cdot (y_1 - y_1') + Q' \quad \dots\dots\dots (6.1f)$$

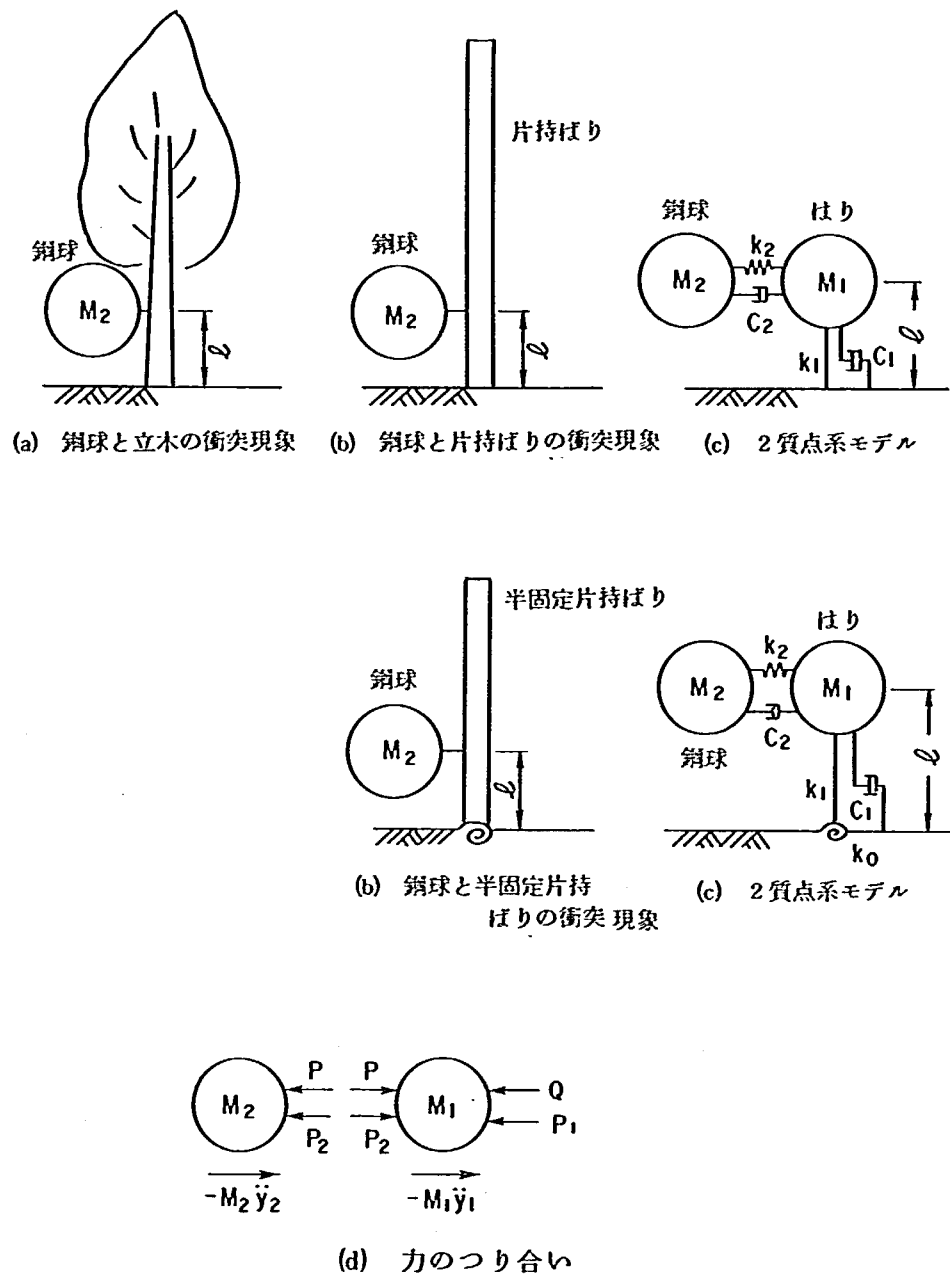
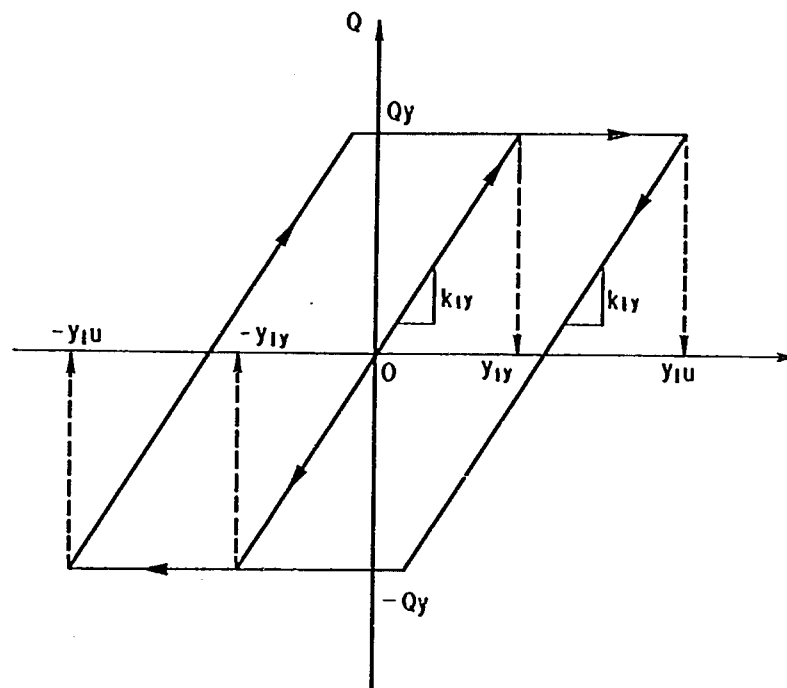


図- 6.1 鋼球と立木の衝突現象

ここに, y_{1y}, y_1', Q' はそれぞれ弾性限界変位, 除荷開始時点での変位および復元力を示し, k_{1y}, k_2 はそれぞれ弾性域におけるはりのばね定数, および局部変形のばね定数を示す。また σ_y は降伏応力, Z_p は塑性断面係数, E は縦弾性係数, I は断面 2 次モーメント, ℓ は载荷高さを示す。 $M, y, \dot{y}, \ddot{y}$ はそれぞれ質量, 変位, 変位速度, 変位加速度を, 添字 1, 2 は, それぞれはりおよび重錘を示す。 C_1, C_2 は, それぞれはりおよび局部変形の減衰係数を示す。また, はりのバネ定数 k_{1y} および復元力 Q_y はモデル 1 では次式で与えられる。



ここで、 y_{1y} : 弾性限界変位
 y_{1u} : 終局変位 ($= \mu y_{1y}$)
 μ : 靱性率
 Q_y : はりの降伏荷重

図-6.2 はりの復元力特性

$$k_{1y} = 3EI / \ell^3$$

$$Q_y = \sigma_y \cdot Z_p / \ell$$

..... (6.1 g)

モデル2では次式となる。

$$k_{1y} = \frac{1}{\left(\frac{\ell^3}{3EI} + \frac{\ell^2}{k\theta} \right)}$$

..... (6.1 h)

$$Q_y = M_p / \ell$$

ここで、 M_p は回転バネの降伏曲げモーメントを表し、 $k\theta$ は回転バネのバネ定数を表している。
 M_p 、 $k\theta$ は実験結果から次式で求められる。

$$M_p = 14.45 \cdot \phi^3 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)}$$

$$k\theta = (0.0717\phi^2 - 0.682\phi) \cdot 10^5 \text{ (kgf} \cdot \text{cm/rad)}$$

..... (6.1 i)

ϕ は立木の根元樹径 (cm) である。

6.2 計算条件

(1) 計算に用いた入力値

解析に用いた入力値を表-6.1の計算ケースに示す。

銅球はその質量が重心に集中しているので、質点2の質量 M_2 は銅球の質量そのものを用いた。また、はり全体を1つの質点に置き換え、はりに相当する質点1の質量 M_1 は、動的外力に対する連続体としての片持ばりの運動エネルギーとはりの衝突点のみに質量を有する片持ばりの運動エネルギーを等値することにより求めた。はりのばね定数 k_1 は、モデル1では単純ばりの静的載荷実験から得られた結果を用いた。モデル2では立木の静的引き倒し試験結果を用いた。局部変形にともなうばね定数 k_2 の値は、静的局部めり込み実験から得られる荷重～局部変形曲線において原点における曲線との接線の傾きとして求めた。立木の減衰定数 h_1 は、ビデオにより求めた立木の変位応答から対数減衰率として求めた。しかし、この方法により求められる減衰定数はビデオにより測定した変位量と時間を基準にしているので精度が低いと考えられる。今後、立木の衝撃応答試験を行いより精度の高い減衰定数を求める必要がある。また局部の変位応答における減衰定数 h_2 は試験的には求められないので、立木の衝撃応答試験から得られた荷重～時間曲線に振動がほとんどないので減衰が非常に大きいことが予想されるので過減衰となる $h_2=1$ とした。

表-6.1 計算ケース

定数	単位	Cal-1	Cal-2	Cal-3
ϕ	cm	15.0	18.0	20.0
M_1	$kg \cdot s^2 / cm$	0.141	0.202	0.250
E	kg / cm^2	38600	38600	38600
V	m/sec	8.0	8.0	8.0
σ_u	kg / cm^2	320.0	320.0	320.0
h_1		0.1	0.1	0.1
M_2	$kg \cdot s^2 / cm$	0.510	0.510	0.510
k_1	kg / cm	287.7	596.7	909.5
k_{1r}		10.5	20.0	28.3
k_2	kg / cm	900.0	900.0	900.0
H	cm	1.0	1.0	1.0
		1.5	1.5	1.5
		2.0	2.0	2.0

ここに、 M_1 、 M_2 ：はりおよび銅球の換算重量

k_1 、 k_2 ：はりおよび局部変形の復原力を表すバネ定数

k_{1r} ：回転バネを持つはりの復原力を表すバネ定数

E ：木材のヤング率

σ_y ：木材の曲げ降伏応力

H ：載荷高さ ϕ ：根元樹径

h_1 ：はりの減衰定数

V ：衝突速度

(2) 計算手順

本解析では、式(6.1)の基本式を用いてニューマークβ法による数値計算を行った。初期条件として、次の値を用いた。

$$y_i = 0 \quad (i = 1, 2)$$

$$\dot{y}_1(t=0) = 0, \quad \dot{y}_2(t=0) = V_0 = \sqrt{2gH}$$

ここに、 g は重力加速度、 H は落下高さを表わす。これらの初期条件を用いて、各時刻毎の衝撃荷重および衝突点の変位を求めることができる。

式(6.1a, b)において、右辺の P は質点1と質点2の間の接触ばね k_2 によって生じる反力であり、式(6.1c)で与えられている。 P は、2つの質点が接触している場合にだけ生ずることを考慮するため、接触の判定を $y_2 - y_1$ の正負の値で行っている。つまり、 $y_2 - y_1 < 0$ のときは重錘とはりが離反したものとみなし、 $P = 0$ とする。

表-6.2に計算結果を示す。

表-6.2 計算結果と実験結果の比較

CASE No	試験体 No.	載荷点 樹 径 ϕ_h (cm)	根元部 樹 径 ϕ_b (cm)	載荷点 高 さ h (m)	衝 突 速 度 V (m/s)	最 大 荷 重			最大曲げモーメント		
						実 験 値 P_{max} (tf)	計算値1 P_{max} (tf)	計算値2 P_{max} (tf)	実 験 値 M_{max} (tf·m)	計算値1 M_{max} (tf·m)	計算値2 M_{max} (tf·m)
1	7	12.5	15.5	1.0	4.0	1.81	1.35	1.30	1.81	1.35	1.30
2	11	14.8	17.5	1.0	6.0	0.89	2.92	2.52	0.89	2.92	2.52
3	8	14.0	18.0	1.0	8.0	2.86	3.76	3.35	2.86	3.76	3.35
4	10	12.0	15.0	1.0	10.0	1.41	3.36	3.26	1.41	3.36	3.26
5	4	13.5	16.5	1.5	8.0	2.52	2.54	2.52	3.78	3.81	3.78
6	5	11.0	14.5	2.0	8.0	2.46	2.56	2.49	4.92	5.12	4.98
7	11'	14.0	15.0	1.0	6.0	1.67	2.92	2.52	1.67	2.92	2.52
8											
9	①	16.5	21.0	1.0	8.0	3.45	5.20	4.20	3.45	5.20	4.20
10	⑤	16.5	19.0	1.5	8.0	3.02	3.23	3.19	4.53	4.85	4.79
11	④	15.0	17.0	2.0	8.0	2.65	3.12	3.12	5.30	6.24	6.24
12	②	14.3	19.0	2.0	8.0	2.04	3.12	3.12	4.08	6.24	6.24
13	③	16.5	20.0	2.0	8.0	2.90	3.86	3.84	5.80	7.72	7.68

6.3 計算結果と試験結果の比較

(1) 荷重～時間曲線

図-6.3に計算結果を試験結果とともに示す。試験値を実線で、モデル1により計算した結果を一点鎖線で、モデル2により計算した結果を二点鎖線で示した。図より、モデル1およびモデル2の荷重波形は、比較的試験値に似かよった形状を示していることがわかる。モデル1およびモデル2の両者とも試験値のピーク荷重に達するまでの時間よりわずかな遅れがあるが、

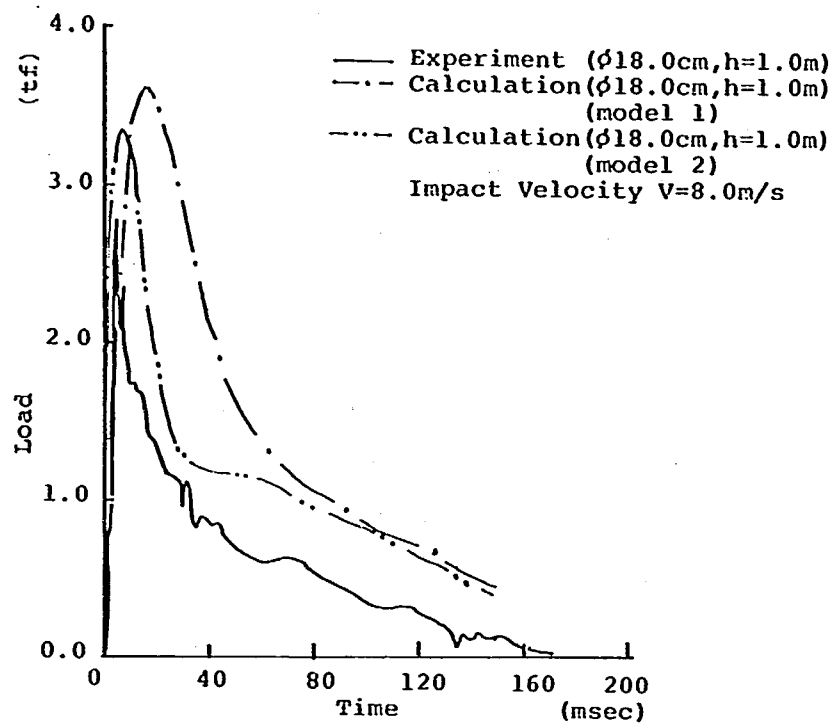


図-6.3(a) $P \sim t$ 曲線の一例 ($h = 1.0\text{ m}$)

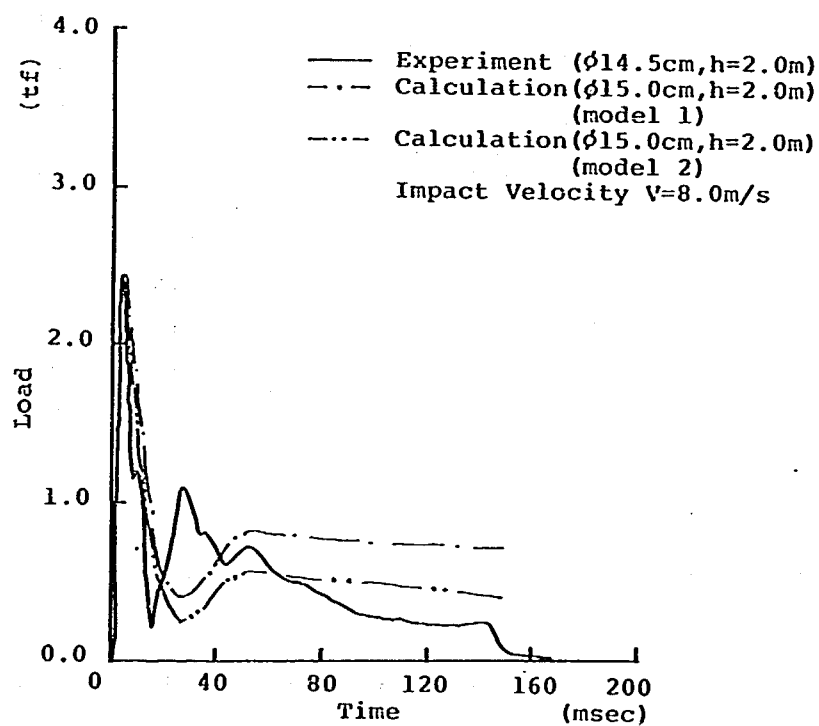


図-6.3(b) $P \sim t$ 曲線の一例 ($h = 2.0\text{ m}$)

ピーク荷重到達以後、急激に荷重が減少していく形は、試験値の波形に近い。しかし、樹木あるいは根の支持力低下による樹木の破壊現象をはりの耐力にとりいれることが困難であるため、 P の計算値は、試験値よりも大きくなっている。モデル1とモデル2を比較すると、最大荷重はほぼ等しく、また最大荷重に達するまでの時間もほぼ等しいが、ピーク荷重以降の荷重低下はモデル2の方が急激である。これは、モデル2のはりの耐力がモデル1よりも小さいためであり、モデル1、2ともにある一定の時間以降は、はりの耐力の低下の割合と同様の割合で荷重が低下していく。図-6.3(a)(b)を比較すると、載荷高 h が変化することにより、荷重波形がType1からType2へ変化するが、モデル1およびモデル2とも試験値と同様、Type2の荷重波形に変化していることが認められる。以上のことから、計算値はモデル1、モデル2いずれにおいてもほぼ試験値を再現することができる。

(2) 荷重～変位曲線

図-6.4に計算で求めた荷重～変位曲線および試験結果を示す。図より、モデル1およびモデル2とも最大荷重はほぼ試験値に等しく、最大荷重以降荷重が急激に低下する荷重波形をよく表わしていると考えられる。しかし、はりの耐力 Q が破壊を開始した後の復元力特性を計算にとり込めないで、 P がはりの耐力でほぼ規定されてくる約20m付近から、計算値は試験よりも大きい値を示してくる。これは、破壊点以降のはりの耐力の評価方法の問題であるので、簡単に決定できるものではない。破壊点以降は強度低下が著しくまた強度のバラつきが大きくなるため、試験的に求めることも困難だと思われる。モデル1およびモデル2の $P \sim \delta$ 曲線を比較すると荷重波形はほぼ同様の形状を示しており、モデル1の方が最大荷重以降のはりの耐力で規定される部分(約20cm以降)の荷重が大きくなった波形であり、変形量そのものは大きな差はないことがわかる。これは、モデル1では、完全固定の片持ばりと仮定しているため、復元力特性で仮定した弾性限界変位が半固定片持ばりの弾性限界変位よりも小さく、復元力 Q が塑性流れ状態に入るため変形が大きくなり、半固定のモデル2とそれほど差がない程度の変形量が生じると考えられる。

次に衝突速度の変化による荷重波形の変化について、図-6.5に示す。図-6.5(a)は、モデル1の場合で、(b)はモデル2の場合である。(a)(b)とも衝突速度 V が速くなるにつれ、最大荷重が大きくなる。(a)(b)とも衝突速度 V が速くなっても、荷重波形そのものの変化はほとんどなく、速度が速くなるにつれ、全体的に大きくなる傾向を示す。

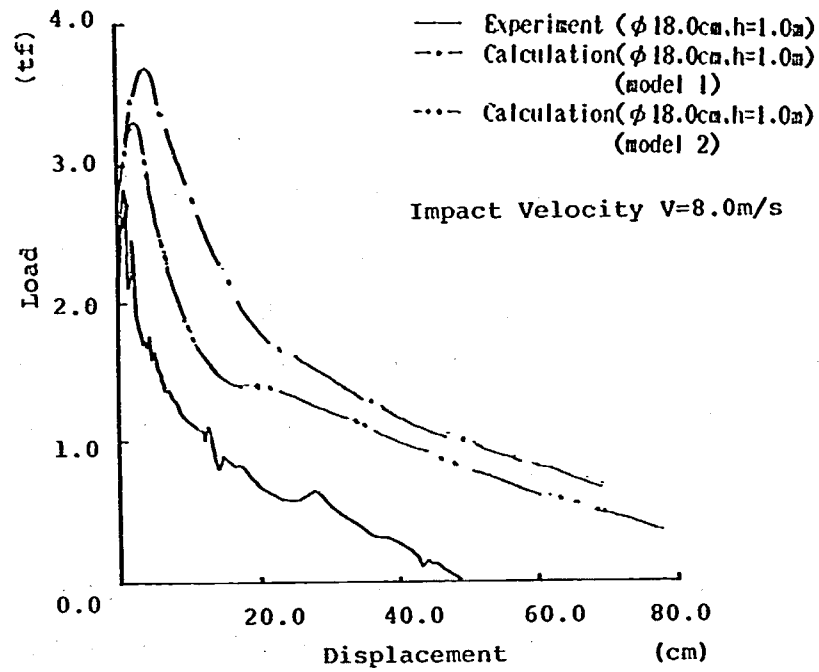


図-6.4(a) $P \sim \delta$ 曲線の一例 ($h = 1.0\text{ m}$)

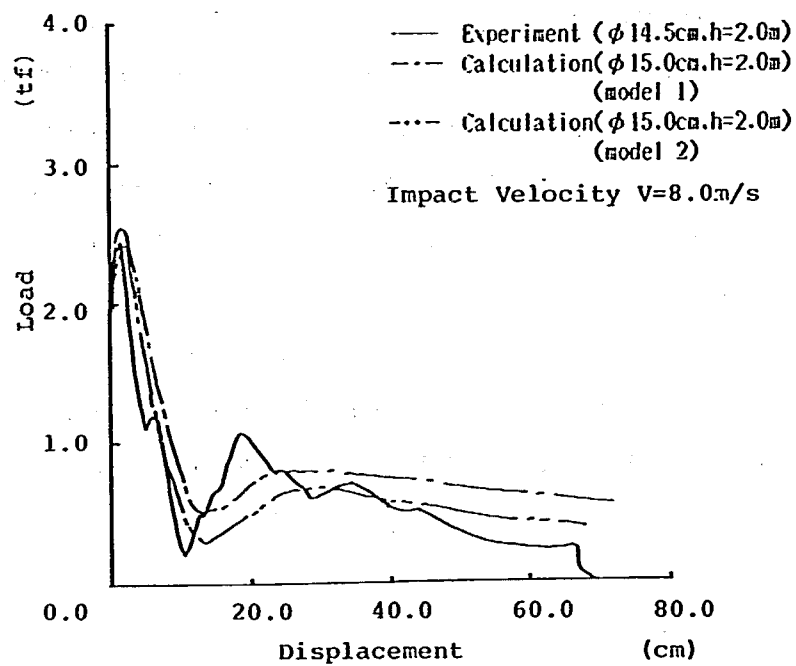


図-6.4(b) $P \sim \delta$ 曲線の一例 ($h = 2.0\text{ m}$)

(3) 最大荷重, 最大曲げモーメントと樹径, 衝突速度の関係

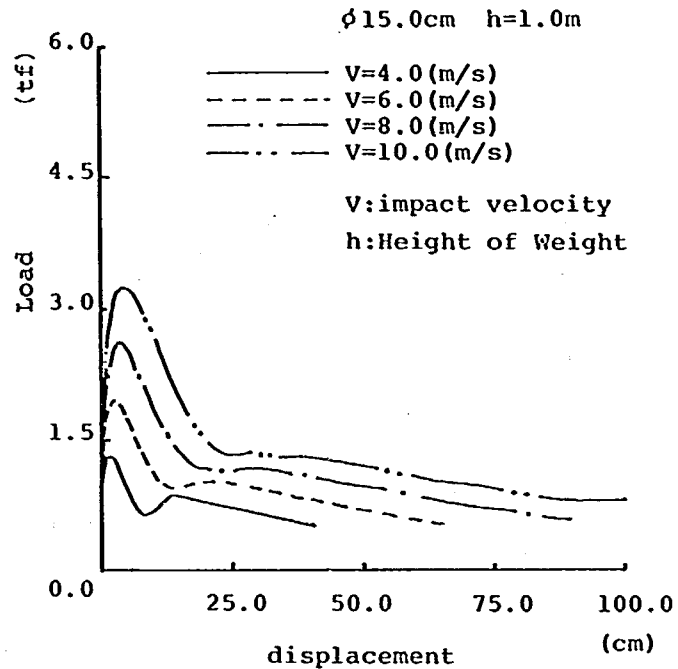
① 最大荷重

図- 6.6 に最大荷重と根元樹径の関係を示した。図より最大荷重 P_{max} は, 根元樹径 ϕ_b にほぼ比例して大きくなる傾向を示している。また, 载荷高 h が高くなるにつれ, P_{max} は若干小さくなる傾向を示している。モデル 1 とモデル 2 を比較すると $h = 1.5, 2.0$ m における P_{max} の値はほとんど等しいが, $h = 1.0$ m の場合は, モデル 1 の P_{max} の方が大きくなっている。これは, P_{max} そのものは, 立木のはりとしての耐力とはほとんど無関係に生じているが, はりの耐力が P_{max} に比較して大きくなってくると, はりの耐力による抵抗が大きくなるため, P に対する反力項が大きくなってくる。このため, P が若干大きくなる傾向を示すのである。

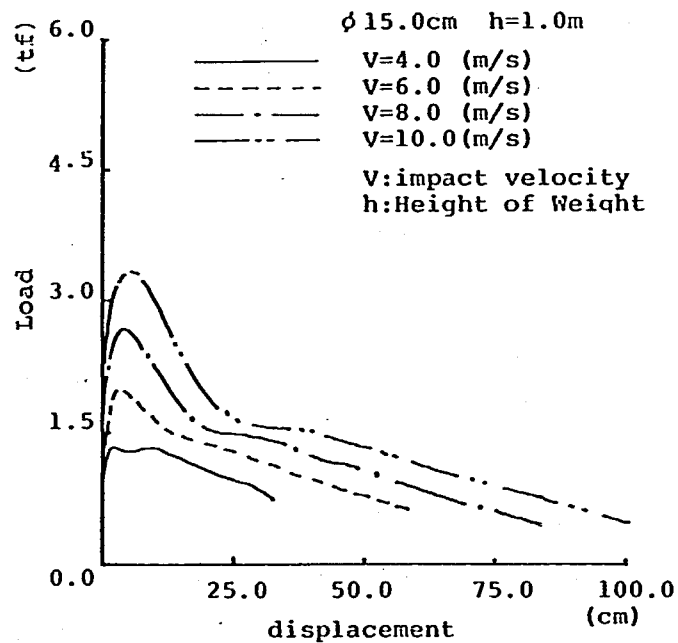
立木を片持ばりにモデル化すれば, はりの耐力 Q_{max} は次式で求められる。

$$Q_{max} = \sigma_y \cdot Z / h = \frac{\pi \sigma_y}{32h} \phi^3 \quad \dots\dots\dots (6.2)$$

しかし, P_{max} と Q_{max} は異なるため, P_{max} は式 (6.2) のような形で表わすことができない



(a) モデル 1 の場合



(b) モデル 2 の場合

図- 6.5 衝突速度による $P \sim \delta$ 曲線の変化

い。 P_{max} は、すでに述べたように ϕ_b に比例あるいは、2 乗に比例する傾向を示している。モデル 1 の $h = 1$ m のときの P_{max} と ϕ_b の関係は次式で求められる。

$$P_{max} = 11.61 \phi_b^2 \quad \dots\dots (6.3)$$

ただし、 P_{max} (kgf) , ϕ_b (cm) である。

試験値と計算値を比較すると計算値の方が試験値よりも一般に大きい値となっているが、ほぼ試験値と同様の傾向を示しており、試験値を再現できたと考えられる。

試験値と計算値の差の原因としては、次の点が考えられる。

㊦ 計算に用いた入力値の問題：計算では、立木の重量、樹高、また、弾

性係数、減衰定数などの材料定数は試験データの平均値を用いたため、試験の試験体個々の各種の定数とは若干異なっていること。

㊧ 試験における測定誤差：試験では、立木に鋼球を衝突させ、衝突部に取付けたロードセルで荷重を測定しているため、衝突位置、角度が各実験ケースで異なるため、この影響でデータのバラつきが生じた。

図-6.7 に衝突速度の変化による最大荷重の変化を示した。このときの载荷高 h は 1 m である。図より明らかに衝突速度 V_0 が速くなるにつれ、最大荷重 P_{max} は大きくなっている。これは、 V_0 が大きくなるにつれ、慣性力が大きくなるため、みかけ上はりの剛性が高くなったような状態になるためである。試験では、 ϕ_b の値が一定しておらず、また、試験ケース数も少ないので、明確に V_0 と P_{max} の関係は表われていないが、一般に P_{max} は、 V_0 が大きくなる

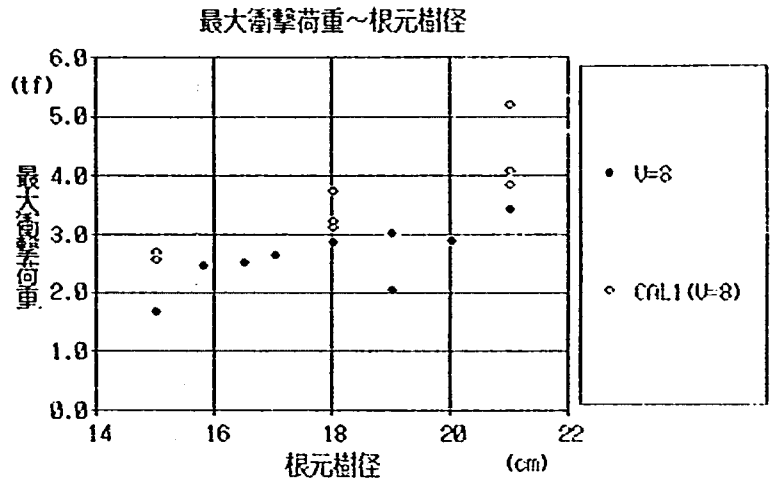


図-6.6 (a) 最大衝撃荷重～根元樹径

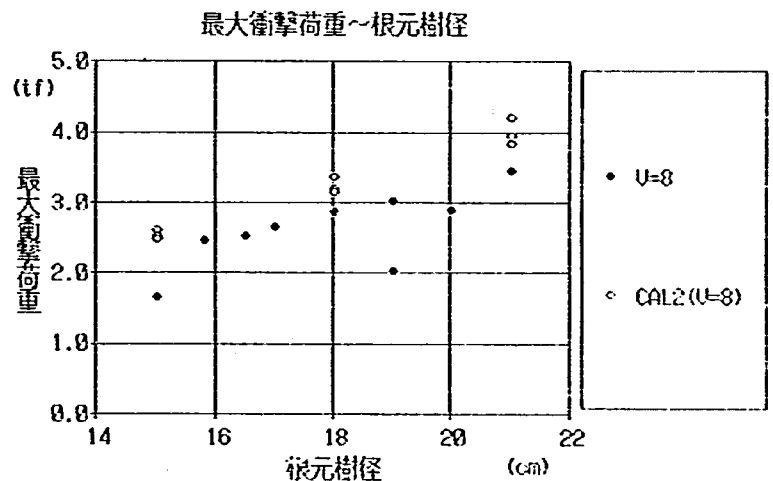


図-6.6 (b) 最大衝撃荷重～根元樹径

につれ、大きくなる傾向を示す。

② 最大曲げモーメント

図-6.8に、最大曲げモーメントと根元樹径 ϕ_b の関係を示す。最大曲げモーメント M_{max} は、同一載荷高であれば、 ϕ_b にほぼ比例、あるいは2乗に比例して大きくなる。これは、 P_{max} が ϕ_b

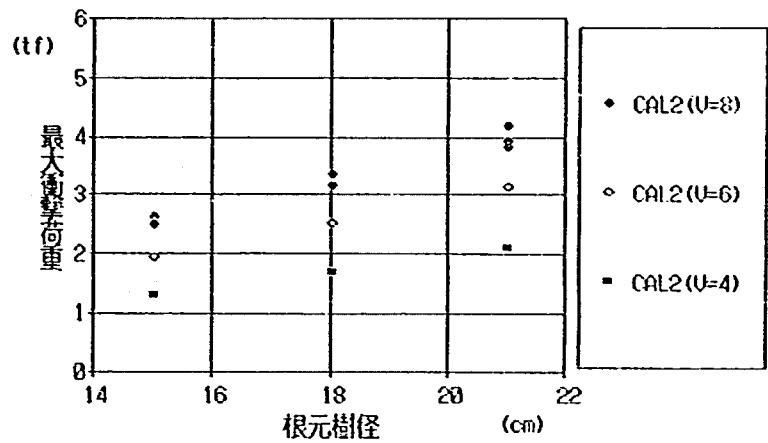


図-6.7 衝突速度の変化による最大衝撃荷重の変化

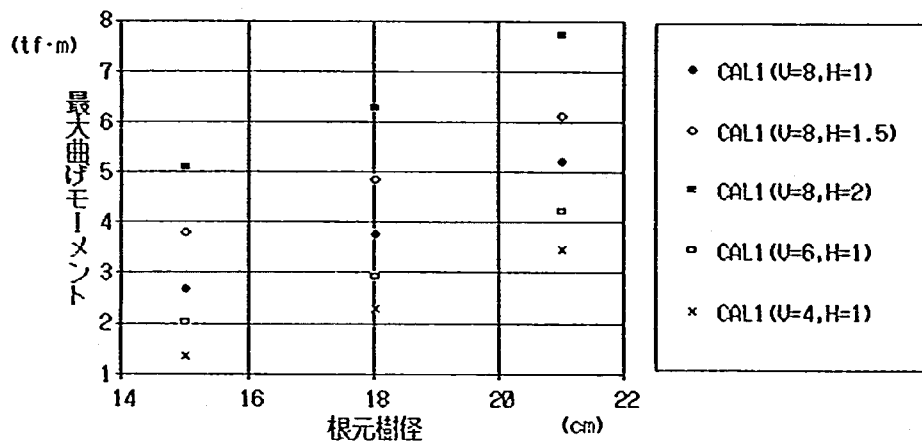


図-6.8(a) 最大曲げモーメント～根元樹径 (モデル1)

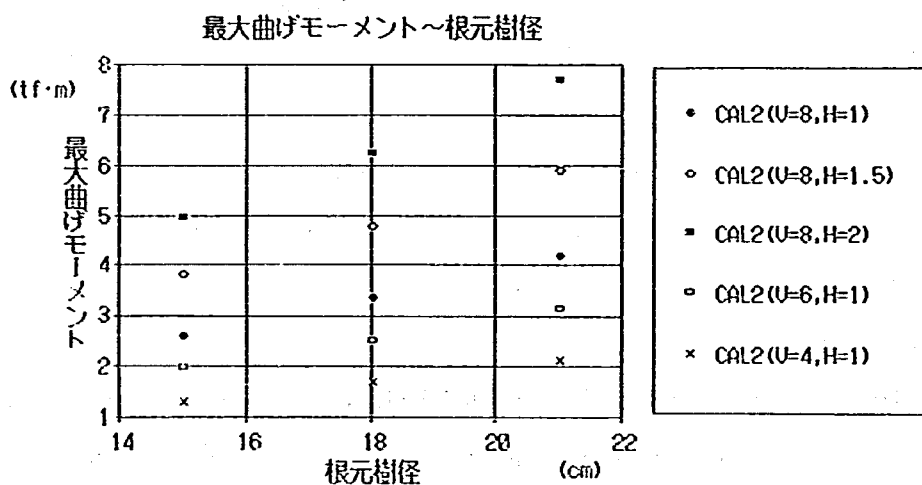


図-6.8(b) 最大曲げモーメント～根元樹径 (モデル2)

にほぼ比例あるいは、2乗に比例して大きくなるためである。

$M_{\max}$ は、 $M = P \cdot h$ で求めているので、 h が大きくなるにつれ大きくなる。 $M_{\max} = P_{\max} \cdot h$ で求めていることから、 $M_{\max}$ の傾向は $P_{\max}$ の傾向とほぼ同じである。静的の場合の片持ばりの破壊は固定端で生じ、このときの降伏モーメントははりの耐力と載荷位置により決まる。しかし、衝撃の場合ははりの耐力 $Q_{\max}$ とは別に衝突点での $P_{\max}$ が決まるため、最大曲げモーメントで比較する意義は特にないと思われる。

(4) 衝撃エネルギー吸収能 E_D

計算で求めた $P \sim \delta$ 曲線から、試験で求めた終局変位と同様の定義で衝撃エネルギー吸収能 E_D を求めた。計算結果を表-6.3に示す。表中には、片持ばりの耐力により吸収できるエネルギーを E_{DQ} としてあわせて示した。

① $P \sim \delta$ 曲線から求めた E_{DP} と $Q \sim \delta$ 曲線から求めた E_{DQ} の比較

図-6.9に示した $P \sim \delta$ 曲線と $Q \sim \delta$ 曲線を比較すると $P \sim \delta$ 曲線の方が $Q \sim \delta$ 曲線に比べ荷重値が大きくなっている。これから、 E_{DP} と E_{DQ} をそれぞれ求めた結果を表-6.3に示している。

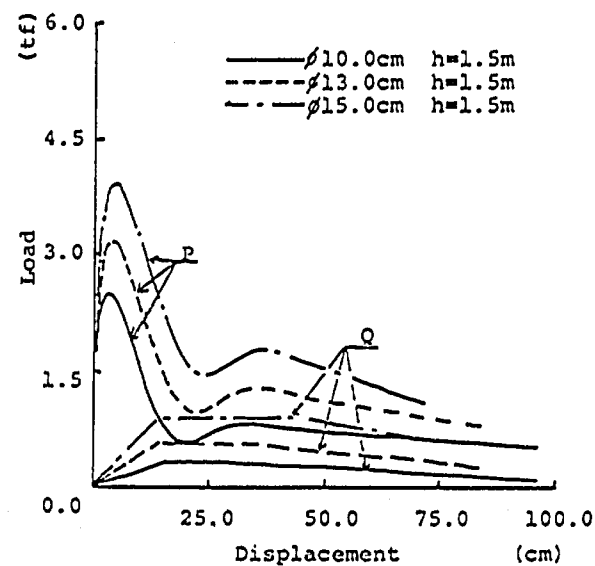
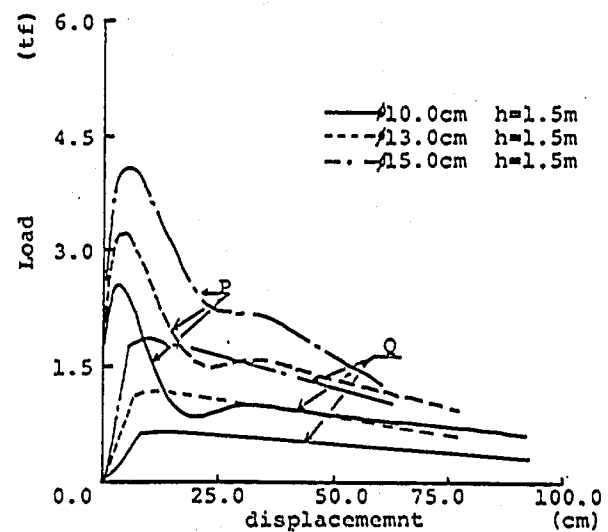
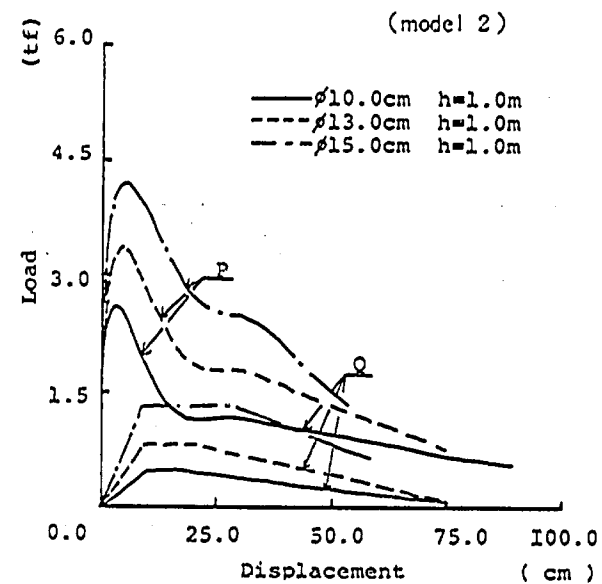
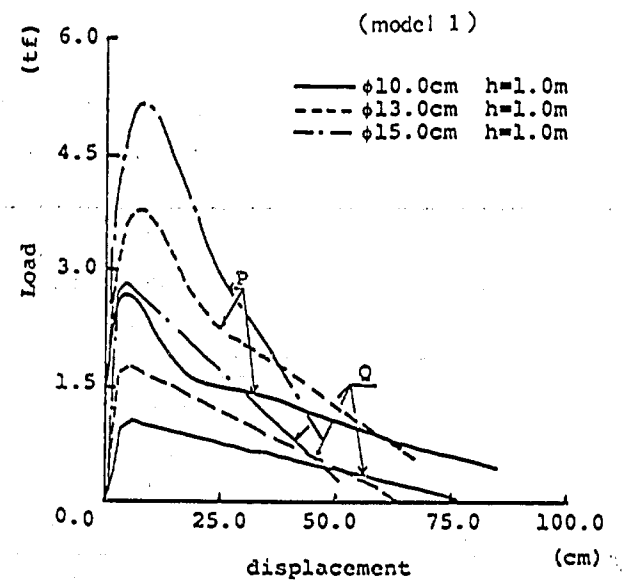
図-6.9(a)(b)より、モデル1、モデル2いずれの場合も E_{DP} の方が E_{DQ} よりも大きくなっており、 $E_{DP} \geq E_{DQ}$ である。これは、同一変位までのエネルギー吸収能を比較した場合、 E_{DP} には、はりの変形によるエネルギー吸収能 E_{DQ} にプラスして、慣性力、減衰力による逸散エネルギーが含まれているためである。したがって、試験のように $E_{DP} = \sum P \delta$ で求めたエネルギー吸収能は、はりの純曲げエネルギー吸収能とは異なったものであることに注意しなければならない。しかし、試験によれば静的試験から得られる終局変位と衝撃試験から得られる終局変位は異なった値であり、静的終局変位の方が大きい。したがって、この静的終局変位までのエネルギー吸収能として E_{DQ} を求めた場合を表-6.3(c)に示す。(モデル2の場合) 表より $E_{DP} \doteq E_{PQ}$ であり、ほぼ等しい値となっている。これから、静的エネルギー吸収能 E_S が E_{DP} にほぼ等しいことが計算でも求められたことになる。

本計算では、復元力特性を図-6.2に示すような完全弾塑型にモデル化しているので、 $P \sim \delta$ 曲線の荷重 P の破壊点以降の荷重低下の割合は、図-6.4に示されているように、試験値に比べ小さい。したがって、破壊点以降を含めて求めた E_{DP} は、試験値より大きくなっていると考えられる。そこで、ここでは、 E_{DIP} までの範囲までで議論を進めることにする。

② 試験値と計算値の比較(表-6.4参照)

a. E_{DP} と ϕ_b の関係

図-6.10に $E_D \sim \phi_b$ 関係を示す。図-6.10(a)は、モデル1により求めた $E_D \sim \phi$ 関係を、図-6.10(b)はモデル2により求めた $E_D \sim \phi$ 関係を示す。図(a)(b)を比較するとモデル1で求めた E_D の方が大きい値を示していることがわかる。 $h = 1.5 \text{ m}$ 、 $h = 2.0 \text{ m}$ の場合は、それほど E_D に差はないが、 $h = 1.0 \text{ m}$ の場合は、モデル1の方が大きい。これは、モデル



(a)

(b)

図 - 6.9 $P \sim \delta$, $Q \sim \delta$ 曲線の一例

表- 6.3 (a) 衝撃エネルギー吸収能 (モデル 1)

CASE No	根 元 樹 径 ϕ_b (cm)	載荷高 h (m)	衝 突 速 度 V (m/s)	最 大 荷 重 P_{max} (tf)	最大曲げ モーメント M_{max} (tf·cm)	衝撃エネルギー吸収能 (tf·cm)									
						ED0P	ED0Q	ED1P	ED1Q	ED2P	ED2Q	ED3P	ED3Q	EDP	EDQ
1-1	15.0	1.0	4.0	1.35	1.35	12.6	4.7	30.4	23.4	36.4	26.8	36.4	26.8	36.4	26.8
1-2			6.0	2.02	2.02	7.5	4.6	28.7	23.6	54.5	32.9	71.0	39.1	71.0	39.5
1-3			8.0	2.69	2.69	12.8	4.4	32.5	23.0	64.4	32.0	95.6	38.0	108.8	41.4
1-4			10.0	3.36	3.36	18.9	4.7	45.0	23.3	63.3	32.4	123.2	38.5	147.0	41.9
1-5		1.5	8.0	2.54	3.81	8.3	6.7	19.9	16.3	25.6	22.8	78.8	45.6	93.7	45.6
1-6		2.0	8.0	2.56	5.11	6.4	4.7	17.6	10.8	21.8	21.1	43.0	42.3	81.5	42.3
2-1	18.0	1.0	4.0	2.29	2.29	16.2	6.7	32.9	28.5	35.9	28.5	35.9	28.5	35.9	28.5
2-2			6.0	2.93	2.93	19.0	6.6	48.5	32.9	69.8	45.7	82.5	52.0	83.1	52.0
2-3			8.0	3.76	3.76	25.7	6.7	60.5	32.4	94.4	45.0	121.5	53.5	134.8	58.2
2-4			10.0	4.61	4.61	34.9	6.3	79.4	31.2	110.2	43.3	160.4	51.4	187.7	56.0
2-5		1.5	8.0	3.23	4.85	13.6	9.9	34.2	25.2	46.6	35.1	125.0	69.6	126.1	69.6
2-6		2.0	8.0	3.13	6.26	11.5	7.1	26.2	25.4	33.0	30.8	102.1	61.6	110.4	61.6
3-1	21.0	1.0	4.0	3.46	3.46	18.7	13.5	31.3	27.0	31.8	27.0	31.8	27.0	31.8	27.0
3-2			6.0	4.22	4.22	29.9	9.0	59.7	44.4	75.7	55.8	81.0	55.8	81.0	55.8
3-3			8.0	5.21	5.21	41.5	9.0	88.2	45.1	113.6	62.6	138.1	74.4	148.0	79.6
3-4			10.0	6.21	6.21	55.7	8.8	120.1	43.6	151.7	61.0	192.4	72.4	216.7	78.9
3-5		1.5	8.0	4.08	6.12	22.7	13.5	57.8	38.7	108.1	88.1	145.5	88.1	145.5	88.1
3-6		2.0	8.0	3.86	7.72	17.5	18.4	39.4	41.1	50.7	52.3	135.7	82.7	135.7	82.7

注) E_{DP} は、 $P \sim \delta$ 曲線から求めた衝撃吸収エネルギーを示す。

E_{DQ} は、はりの耐力 Q と変位 δ を用いて $Q \sim \delta$ 曲線から求めた衝撃吸収エネルギーを示す。

表- 6.3 (b) 衝撃エネルギー吸収能 (モデル 2)

CASE No	根 元 径 ϕb (cm)	載荷高 h (m)	衝 突 速 V (m/s)	最 大 荷 重 P_{max} (tf)	最大曲げ モーメント M_{max} (tf·cm)	衝 撃 エ ネ ル ギ ー 吸 収 能 (tf·cm)									
						ED0P	ED0Q	ED1P	ED1Q	ED2P	ED2Q	ED3P	ED3Q	EDP	EDQ
1-1	15.0	1.0	4.0	1.30	1.30	2.3	2.2	5.6	5.4	24.7	14.9	30.8	14.9	30.8	14.9
1-2			6.0	1.96	1.96	5.2	4.6	12.7	12.5	32.5	17.1	58.1	19.7	61.1	20.1
1-3			8.0	2.61	2.61	9.2	5.5	22.5	13.4	30.7	17.3	83.6	19.8	99.3	21.3
1-4			10.0	3.26	3.26	3.3	14.3	5.3	35.2	12.8	46.4	16.6	110.7	18.9	135.8
1-5		1.5	8.0	2.53	3.79	8.3	6.0	18.9	14.2	23.7	18.3	49.3	20.7	82.5	20.7
1-6		2.0	8.0	2.49	4.98	7.3	6.5	17.9	15.8	21.5	18.4	24.7	18.4	70.4	18.4
2-1	18.0	1.0	4.0	1.68	1.68	3.9	3.5	27.1	21.3	36.3	21.3	37.1	21.3	37.1	21.3
2-2			6.0	2.52	2.52	8.8	4.1	25.5	21.2	59.5	32.2	77.6	33.0	77.6	33.0
2-3			8.0	3.36	3.36	15.6	13.7	39.2	25.6	81.6	31.4	117.6	35.2	128.1	37.3
2-4			10.0	4.19	4.19	24.3	13.9	59.9	26.4	84.9	32.4	164.5	36.5	190.5	38.8
2-5		1.5	8.0	3.19	4.79	12.2	8.6	29.7	28.3	36.3	34.8	97.0	35.5	112.4	35.5
2-6		2.0	8.0	3.12	6.24	12.3	8.2	26.4	20.3	32.5	30.9	62.9	30.9	98.4	30.9
3-1	21.0	1.0	4.0	2.10	2.10	5.9	5.4	34.0	21.9	36.4	21.9	36.4	21.9	36.4	21.9
3-2			6.0	3.15	3.15	13.1	8.2	44.0	43.6	77.6	43.6	84.3	43.6	84.3	43.6
3-3			8.0	4.20	4.20	23.4	16.8	62.3	51.0	117.6	60.4	143.0	60.9	147.0	60.9
3-4			10.0	5.25	5.25	36.5	31.4	91.3	50.6	155.5	59.9	204.1	66.2	222.0	68.9
3-5		1.5	8.0	3.94	5.91	18.2	33.9	41.7	53.2	52.9	53.2	130.9	53.2	135.9	53.2
3-6		2.0	8.0	3.84	7.68	17.0	36.0	37.8	45.0	44.9	45.0	109.9	45.0	122.6	45.0

注) ED_P は、 $P \sim \delta$ 曲線から求めた衝撃エネルギー吸収能を示す。

ED_Q は、はりの耐力 Q と変位 δ を用いて、 $Q \sim \delta$ 曲線から求めた衝撃エネルギー吸収能を示す。

表-9.3(c) 衝撃エネルギー吸収能 (モデル2)

CASE No	根 元 樹 径 ϕ_b (cm)	載荷高 h (m)	衝 突 速 度 V (m/s)	最 大 荷 重 P_{max} (tf)	最大曲げ モーメント M_{max} (tf·cm)	衝 撃 エ ネ ル ギ ー 吸 収 能 (tf·cm)									
						ED0P	ED0Q	ED1P	ED1Q	ED2P	ED2Q	ED3P	ED3Q	EDP	EDQ
1-1	15.0	1.0	4.0	1.30	1.30	2.3	2.2	5.6	5.4	24.7	14.9	30.8	14.9	30.8	14.9
1-2			6.0	1.96	1.96	5.2	4.6	12.7	12.5	32.5	17.1	58.1	19.7	61.1	20.1
1-3			8.0	2.61	2.61	9.2	8.5	22.5	22.3	30.7	17.3	83.6	19.8	99.3	21.3
1-4			10.0	3.26	3.26	14.3	12.5	35.2	32.3	46.4	40.2	110.7	44.6	135.8	47.5
1-5		1.5	8.0	2.53	3.79	8.3	6.0	18.9	16.5	23.7	18.3	49.3	20.7	82.5	20.7
1-6		2.0	8.0	2.49	4.98	7.3	6.5	17.9	15.8	21.5	18.4	24.7	18.4	70.4	18.4
2-1	18.0	1.0	4.0	1.68	1.68	3.9	3.5	27.1	25.6	36.3	21.3	37.1	21.3	37.1	21.3
2-2			6.0	2.52	2.52	8.8	6.2	22.5	21.2	59.5	32.2	77.6	33.0	77.6	33.0
2-3			8.0	3.36	3.36	15.6	13.7	39.2	36.8	81.6	31.4	117.6	35.2	128.1	37.3
2-4			10.0	4.19	4.19	24.3	22.5	59.9	43.2	84.9	53.6	164.5	74.6	190.5	83.2
2-5		1.5	8.0	3.19	4.79	12.2	11.2	29.7	28.3	36.3	34.8	97.0	35.5	112.4	35.5
2-6		2.0	8.0	3.12	6.24	12.3	11.6	26.4	24.3	32.5	30.9	62.9	30.9	98.4	30.9
3-1	21.0	1.0	4.0	2.10	2.10	5.9	5.4	34.0	34.5	36.4	34.5	36.4	34.5	36.4	34.5
3-2			6.0	3.15	3.15	13.1	12.3	44.0	43.6	77.6	43.6	84.3	43.6	84.3	43.6
3-3			8.0	4.20	4.20	23.4	18.6	62.3	51.0	117.6	60.4	143.0	60.9	147.0	60.9
3-4			10.0	5.25	5.25	36.5	31.4	91.3	50.6	155.5	68.5	204.1	85.2	222.0	96.2
3-5		1.5	8.0	3.94	5.91	18.2	15.3	41.7	32.5	52.9	42.2	130.9	48.5	135.9	56.4
3-6		2.0	8.0	3.84	7.68	17.0	17.2	37.8	34.6	44.9	45.0	109.9	45.0	122.6	45.5

注) E_{DP} は、 $P \sim \delta$ 曲線から求めた衝撃エネルギー吸収能を示す。

E_{DQ} は、はりの耐力 Q と変位 δ を用いて、 $Q \sim \delta$ 曲線から求めた衝撃エネルギー吸収能を示す。

表- 6.4 計算結果と実験結果の比較

試験体 樹 径 (cm)	CASE No	試験体 No	載荷点 樹 径 ϕ_h (cm)	根元部 樹 径 ϕ_b (cm)	載荷点 高 さ h (m)	衝 突 速 度 V (m/s)	衝撃エネルギー吸収能		
							実験値 E_{D1} (tf·cm)	計算値1 E_{D1} (tf·cm)	計算値2 E_{D1} (tf·cm)
10	1	7	12.5	15.5	1.0	4.6	29.43	30.44	27.13
	2	11	14.8	17.5	1.0	6.0		48.46	22.55
	3	8	14.0	18.0	1.0	8.0	16.30	60.49	39.24
	4	10	12.0	15.0	1.0	10.0		44.99	35.22
	5	4	13.5	16.5	1.5	8.0	19.01	19.91	18.89
	6	5	11.0	14.5	2.0	8.0	24.91	17.59	17.93
	7	11	14.0	15.0	1.0	6.0	21.44	28.70	22.55
	8								
15	9	①	16.5	21.0	1.0	8.0	83.46	88.24	62.26
	10	⑤	16.5	19.0	1.5	8.0	40.44	34.18	41.64
	11	④	15.0	17.0	2.0	8.0	27.71	32.97	26.44
	12	②	14.3	19.0	2.0	8.0	12.39	32.97	26.44
	13	③	16.5	20.0	2.0	8.0	40.24	39.41	37.82

1の方が P_{max} が大きくなっているためである。モデル1, モデル2いずれの場合も E_D は ϕ_b にほぼ比例して大きくなる傾向を示している。試験結果と計算結果を比較するとモデル1では, $h = 1\text{ m}$ の場合, 試験値よりも大きくなるが, $h = 1.5, 2.0\text{ m}$ の場合は, 比較的試験値に近い傾向を示している。モデル2では, 試験値より若干小さい傾向を示すもののほぼ試験値に等しいと考えられる。計算値では, 最大荷重 P_{max} が樹径 ϕ_b が大きくなるにつれ, 試験値よりも大きくなっていく(モデル1, $h = 1.0\text{ m}$ の場合)ため, E_D も大きくなる。モデル2では, P_{max} の大きさが, モデル1に比べて大きくならないので, E_D においても著しく大きくなることはない。

b. E_D と h の関係

図-6.10のモデル1およびモデル2のいずれの場合も載荷高 h が大きくなるにつれ E_D は小さくなっている。これは, 計算では, h の変化に対する変形量の変化は小さく, ほぼ一定とみなしても良い程度であるが, h の変化に対する P_{max} の変化は変形量の変化に比べ大きいので, E_D も P_{max} の影響が大きく h とともに小さくなる。試験では, h の影響は, データのバラつきが大きく, 明確ではないが, h の変化に対する終局変位の変化は小さくほぼ一定とみなせると考えられ, E_D は h の大きさにかかわらずほぼ一定となっていると思われる。計算値では, モデル2の場合 h の変化に対する E_D の変化はそれほど小さくなく, ほぼ試験値と同じようにあまり h の影響は受けていない。

c. E_D と V_0 の関係

図-6.11に衝突速度 V_0 と衝撃エネルギー吸収能 E_D の関係を示す。(a)はモデル1の場合,

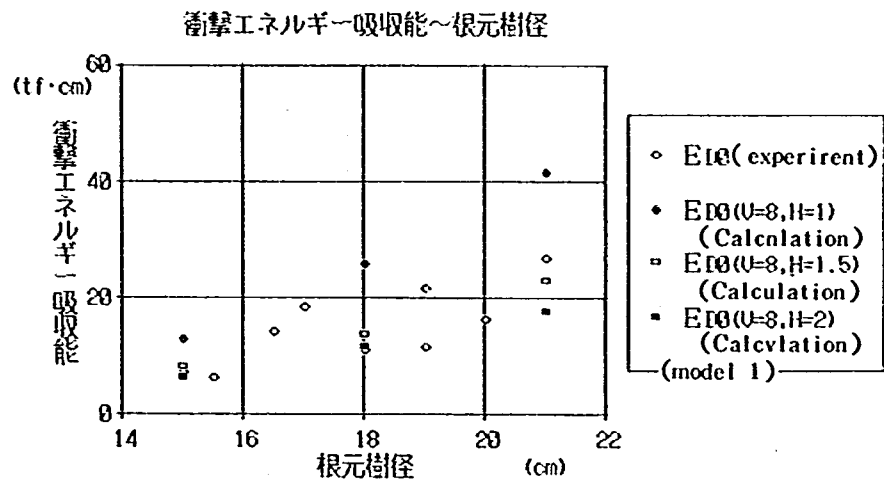


図-6.10 (a) 衝撃エネルギー吸収能～根元樹径 (モデル 1)

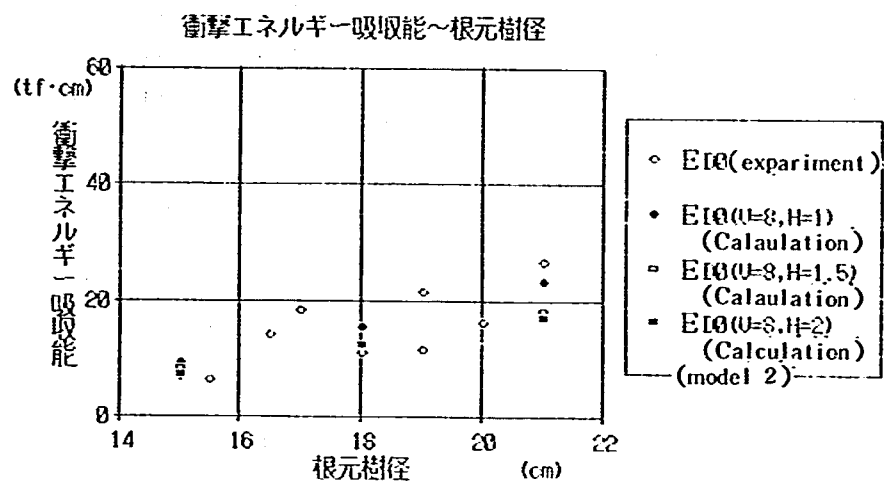


図-6.10 (b) 衝撃エネルギー吸収能～根元樹径 (モデル 2)

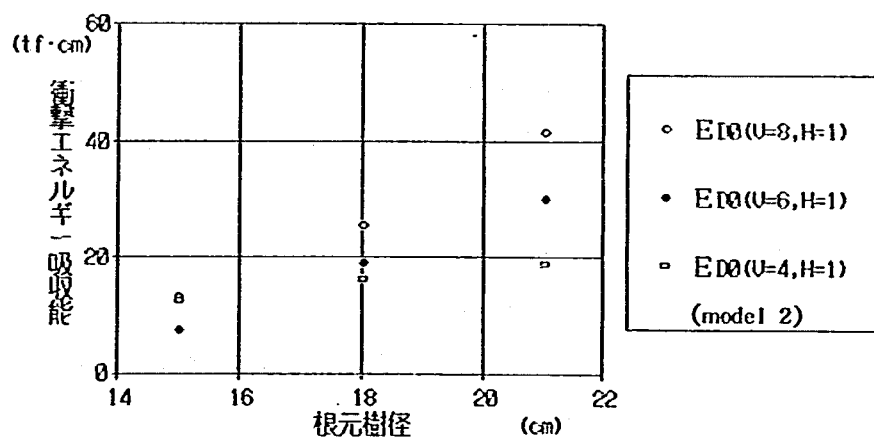


図-6.11 (a) 衝撃エネルギー吸収能～根元樹径 (モデル 1)
(衝突速度の変化に伴う衝撃エネルギー吸収能の変化)

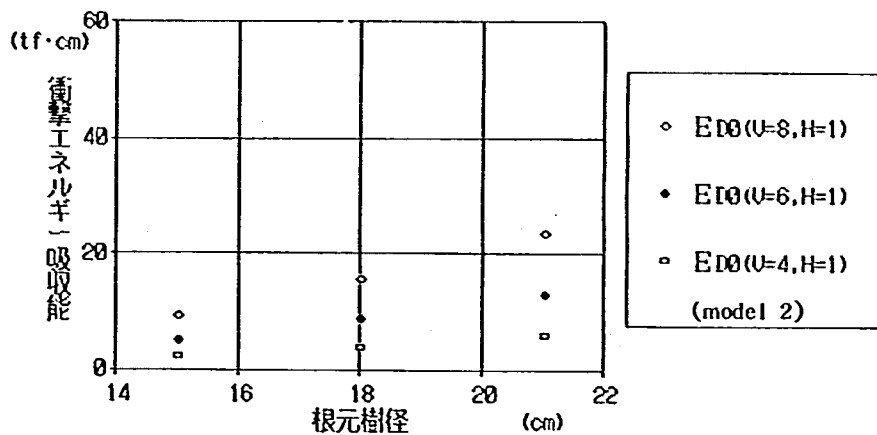


図-6.11 (b) 衝撃エネルギー吸収能～根元樹径 (モデル2)
(衝突速度の変化に伴う衝撃エネルギー吸収能の変化)

(b)はモデル2の場合を示している。図より、モデル1，モデル2いずれの場合も、 V_0 が大きくなるにつれ E_D が大きくなっている。これは、 V_0 が大きくなるにつれ、慣性力等が大きくなるため P_{max} が大きくなっていくためである。また V_0 が大きくなるにつれ変位量も大きくなっている。(図-6.5参照)

6.4 ま と め

本章での成果を要約すると次のようになる。

- (1) 立木を完全固定の片持ばりにモデル化したモデル1と半固定片持ばりにモデル化したモデル2のそれぞれで計算した結果、 $P \sim t$ 、 $P \sim \delta$ 曲線はモデル1の方が P_{max} が大きい、波形そのものは試験値に似たものが得られ、2質点系モデルにより計算できることが確かめられた。
- (2) 衝撃エネルギー吸収能 E_D は、モデル1，モデル2いずれの場合も樹径 ϕ_0 にほぼ比例して大きくなる傾向を示し、試験値にほぼ等しい値を得られた。ただし、モデル1では、 h の影響が大きく、 $h = 1.0$ mの場合は、試験値よりも大きくなる。したがって、モデル2を用いた方が良いと考えられる。
- (3) E_D は h が大きくなるにつれ、若干ではあるが小さくなる傾向を示す。これは、 h が大きくなるにつれ、 P_{max} が小さくなるためである。
- (4) E_D は V_0 が大きくなるとともに大きくなる。これは、 V_0 が速くなるにつれ P_{max} 、 δ_u が大きくなるためである。
- (5) はりの衝撃曲げエネルギー吸収能 $E_{DQ} (= \sum Q \delta)$ と試験で求めた $E_{DP} (= \sum P \delta)$ は、モデル2の場合はほぼ等しく $E_{DQ} = E_{DP}$ として求めて良いと考えられる。モデル1では、 E_{DQ} を求める際の変形量が小さくなるため $E_{DP} \approx E_{DQ}$ となった。
- (6) 2質点系モデルを用いた本計算を用いて、 $P \sim \delta$ 関係およびこれより E_D を求めることがで

き，ほぼ試験値を再現できることが確かめられた。しかし，計算に用いる定数関係は，必要な試験等を行って求める必要がある。

(7) 2質点系モデルでは，立木の変形特性などを求めることはできないので，立木の変形状態などを求める必要性があれば，多質点系モデルを用いた解析が必要である。

(8) 本計算で用いた減衰定数 h は，立木の衝撃応答をビデオから求めその対数減衰率から求めているので，精度が低いと考えられる。今後立木の衝撃応答試験を行い，精度の高い方法で減衰定数を確認する必要がある。また，局部応答の減衰定数を求めるのは困難であるが，局部応答の減衰定数を求め本計算で用いた値について確認する必要がある。

7. 解 析

7.1 立木の静的エネルギー吸収能

立木の静的引き倒し試験において、破壊形態が7ケース中6ケースが根の浮上がりによる根抜けであり、幹の破断により破壊に至ったケースはわずか1ケースだけであった。昨年度の試験から得られたエネルギー吸収能の推定式は、幹の破断が原因で破壊するケースから求めたものであり、本試験では、この幹の破断による破壊のケースは1ケースしかなかったことから、昨年度の推定式の妥当性を議論することはできない。そこで、根の浮上がりによる破壊の場合のエネルギー吸収能を推定する方法が必要となる。根の浮上がりに対する抵抗力は、土壌、根張りなどの影響を強く受けるため、簡単に求めることはできない。根の支持力と根の浮上がりによる回転の影響は立木の静的最大耐力および変形に表われているので、これらの試験結果から根の支持力などを近似的に求めることにする。試験結果から得られた静的エネルギー吸収能 E_s の近似式は、式(4.14)および(4.16)によって表わされる。

$$E_s = a \phi^2 \quad \dots\dots\dots (7.1 a)$$

$$E_s = b \phi^5 \quad \dots\dots\dots (7.1 b)$$

ここで、 $a \cdot b$ は終局変位の定義によって定まる定数で、表-7.1に示す。式(7.1 a)は、昨年度の推定式において、 E_s が ϕ の2乗とスパン長によって規定されるとして求めた式である。式(7.1 b)は、データが信頼できるものとしてよりデータの傾向を表わせるよう高次の近似として求めたものである。よって式(7.1 b)は、理論的根拠はなく単なる推定近似式である。式(7.1 a)は樹径が大きくなるにつれ、 E_s が試験値より小さくなり、樹径が大きくなるほどあわなくなる傾向を示す。これらの結果および試験結果より、立木を回転を考慮した半固定片持ばりにモデル化したうえで、 $M \sim \theta$ 曲線を求め、 E_s を求める方法について検討する。

表-7.1 推定式の係数

終局回転角 \ 係数	a	b
θ_{u0}	0.0438	9.75×10^{-6}
θ_{u1}	0.0845	1.67×10^{-5}
θ_{u2}	0.110	1.99×10^{-5}
θ_{u3}	0.110	2.50×10^{-5}

7.2 立木を半固定片持ばりにモデル化した荷重～変形解析

立木の静的引き倒し試験結果から、立木の変形特性は根の浮上がりによる回転をとまなうことが明らかになった。そこで、この荷重～変形関係を解析的に求めるため、根の浮上がりによって

生ずる回転を考慮した立木のモデルを作成し、このモデルを用いて解析を行う。

(1) 立木のモデル化

図-7.1に示すように、実際の立木を根の部分に回転バネを挿入した半固定片持ばりにモデル化する。回転バネは、曲げモーメントが作用したときに一定の割合で回転するものとして、図-7.2のような $M \sim \theta$ 関係にモデル化する。

(2) $M \sim \theta$ 曲線の推定

最大曲げモーメント $M_{\max}$ は、試験結果より根元樹径の3乗に比例する近似式(4.7)によって求められる。

$$M_{\max} = 170.0 \phi^3 \quad (\text{tf} \cdot \text{m})$$

ここで、 ϕ は根元樹径(m)である。モデル化した $M \sim \theta$ 曲線では $M_p = (M_{\max} + 0.7 M_{\max}) / 2 = 0.85 M_{\max}$ とした。

よって、 M_p は次式で求められる。

$$M_p = 0.85 M_{\max} = 144.5 \phi^3 \quad (\text{tf} \cdot \text{m}) \quad \dots\dots (7.2)$$

回転ばねをもつ片持ばりの変形 δ は次式で求められる。

$$\delta = P \left(\frac{h^3}{3EI} + \frac{h^2}{h_0} \right) \quad \dots\dots (7.3)$$

ここで、 h_0 は回転ばねのばね定数である。式(7.3)より回転角 θ は

$$\begin{aligned} \theta &= \tan^{-1} \left(\frac{\delta}{h} \right) \\ &= \tan^{-1} \left(\frac{Ph^2}{3EI} + \frac{Ph}{k_0} \right) \quad \dots\dots (7.4) \end{aligned}$$

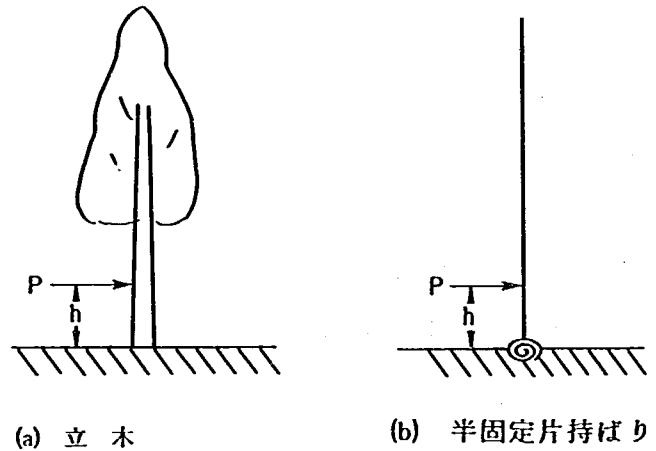


図-7.1 立木のモデル化

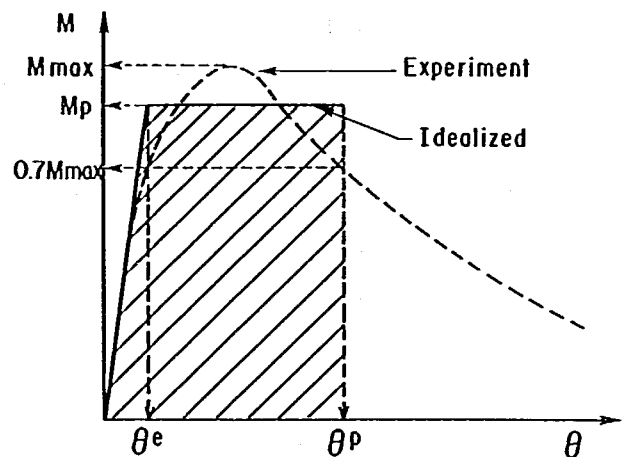


図-7.2 $M \sim \theta$ 曲線のモデル化

図-7.2において、

θ^e : 弾性限界回転角

θ^p : 塑性回転角

M_p : 全塑性曲げモーメント

$M_{\max}$: 実験結果における最大曲げモーメントである。

式(7.3)より半固定片持ばりの変形(たわみ)は、完全固定条件の片持ばりのたわみ δ_c と回転ばねの変形 δ_r の和として表わされていることがわかる。半固定片持ばりのばねに作用する曲げモーメント M と荷重の関係は次式で表わされる。

$$M = P \cdot h \quad \dots\dots\dots (7.5)$$

よって P は

$$P = M / h \quad \dots\dots\dots (7.6)$$

となる。式(7.5)を式(7.4)に代入すれば次式となる。

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{Mh}{3EI} + \frac{M}{k_0} \right) \quad \dots\dots\dots (7.7)$$

式(7.7)を用いれば、 $M \sim \theta$ 曲線を求めることができる。

図-4.4の $M \sim \theta$ 曲線から、回転ばね定数 k_0 を初期接線の傾きとして求めれば表-7.2のようになる。式(7.2)、式(7.7)および表-7.2の k_0 を用いて $M \sim \theta$ 曲線を求めると図-7.3のようになる。ここで、 E は、木材の静的載荷試験結果から得られた値 $E = 3.86 \times 10^4$ (kgf/cm²)を用いた。図より計算により求めた $M \sim \theta$ 曲線は、ほぼ試験から求められた $M \sim \theta$ 曲線の傾向を表わしていると考えられる。

表-7.2 回転バネ定数

試験体 No	載荷点 直 径 ϕ (cm)	根元部 直 径 ϕ (cm)	載荷点 高 さ h (cm)	最 大 荷 重 P_{max} (tonf)	最大曲げ モーメント M_{max} (tf·m)	回転バネ 定 数 k_0 (tf·m)
I-2	10.3	14.3	150.0	0.29	0.44	4.67
I-4	13.5	15.8	100.0	0.69	0.69	7.20
II-1	17.0	20.0	150.0	0.61	0.92	14.19
II-2	13.5	16.5	200.0	0.45	0.90	7.88
II-3	16.0	19.2	100.0	1.21	1.21	16.75
II-4	15.5	19.5	200.0	0.34	0.68	11.78

(3) 静的エネルギー吸収能 E_s の推定方法

試験結果の $M \sim \theta$ 曲線を図-7.2のように完全弾塑性と仮定する。根の浮上がりによって規定される降伏曲げモーメント M_p は式(7.2)により求められるとする。

$$M_p = 144.5 \phi^3 \quad (\text{tf} \cdot \text{m}) \quad \dots\dots\dots (7.8)$$

ただし、 ϕ ：根元樹径(m)である。

回転角 θ は式(7.7)より

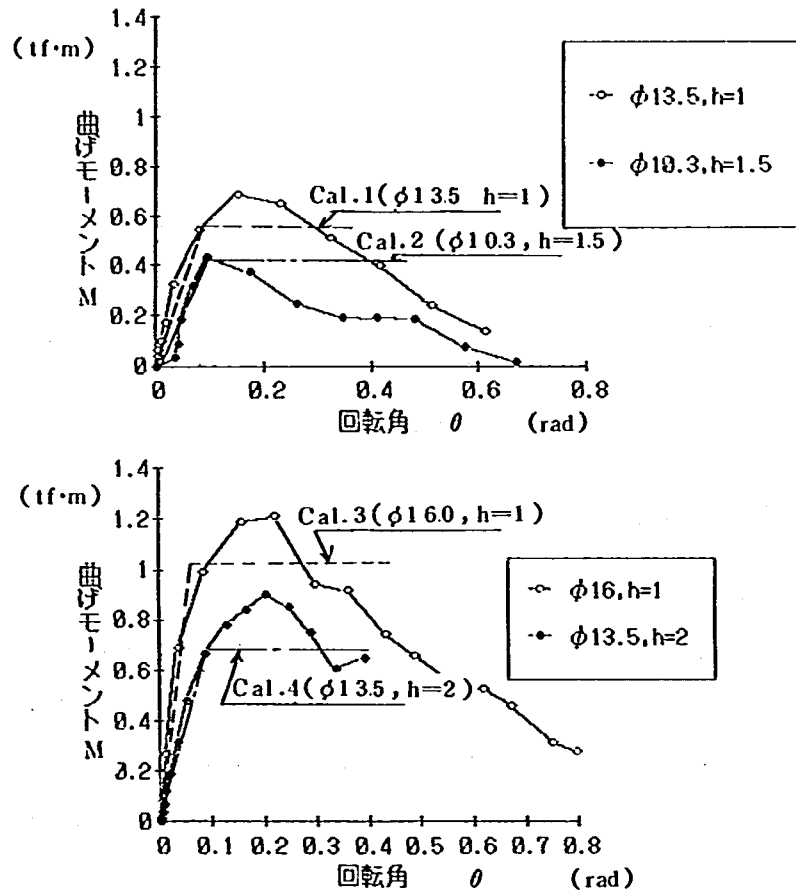


図-7.3 $M \sim \theta$ 曲線

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{Mh}{3EI} + \frac{M}{k_0} \right) \quad \dots\dots\dots (7.9)$$

ただし、 M ：回転ばねに作用する曲げモーメント、 E ：立木のヤング率、 I ：断面2次モーメント、 k_0 ：回転ばねのばね定数、 h ：载荷高さ、である。

弾性限界回転角 θ_e は、式(7.9)において、 $M = M_p$ のとき生じるから式(7.9)は次式に変形できる。

$$\theta_e = \tan^{-1} \left(\frac{M_p h}{3EI} + \frac{M_p}{k_0} \right) \quad \dots\dots\dots (7.10)$$

また、靱性率 $\mu = \theta_p / \theta_e$ とすれば、 θ_p は

$$\theta_p = \mu \theta_e \quad \dots\dots\dots (7.11)$$

となる。

E_S は、図-7.2において $M \sim \theta$ の積分値で表わされるので、

$$E_s = M_p \cdot \theta_p + \frac{1}{2} M_p \theta_c = \frac{1}{2} M_p \theta_c (2\mu + 1) \quad \dots\dots\dots (7.12)$$

式(7.12)に式(7.10)を代入すれば,

$$E_s = \frac{1}{2} (2\mu + 1) M_p \cdot \tan^{-1} \left(\frac{M_p h}{3EI} + \frac{M_p}{k_\theta} \right)$$

となる。

ここで、木材の静的載荷試験から得られた $E = 3.86 \times 10^4 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$ 、 $I = \frac{\pi}{64} d^4$ を代入して整理すると次式となる。

$$E_s = 7.225 (2\mu + 1) \phi^3 \tan^{-1} \left(2.54 \times 10^{-3} \frac{h}{\phi^4} + \frac{14.45 \times 10^{-5}}{k_\theta} \phi^3 \right) \quad \dots (7.13)$$

式(7.13)より根元樹径および載荷高 h および回転のバネ定数 k_θ が求まれば、 E_s を求めることができる。

式(7.13)において θ が微小であれば、

$$\theta = \tan^{-1}(\theta)$$

として良いので、式(7.13)は次式のように変形できる。

$$E_s = (2\mu + 1) \times 10^{-3} \left(18.35 \frac{h}{\phi} + \frac{1.04}{k_\theta} \phi^6 \right) \quad \dots\dots\dots (7.14)$$

ここで、実験で得られた $M \sim \theta$ 曲線から μ を求めると、

$$\begin{aligned} \theta_{u0} \text{ のとき} \quad \mu &= 0.0072 \phi^2 \\ \theta_{u1} \text{ のとき} \quad \mu &= 0.0118 \phi^2 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (7.15)$$

となる。 μ は樹径が大きくなるにつれ大きくなることから上式で近似した。

また、 k_θ の近似曲線を最小自乗法により求めると次式となる。

$$k_\theta = 0.0717 \phi^2 - 0.682 \phi \quad \dots\dots\dots (7.16)$$

式(7.14)～(7.16)を用いて E_s を求めた結果を表-7.3に示す。試験結果と計算値の比較を図-7.4に示す。図より式(7.14)～(7.16)を用いて推定した E_s は、ほぼ試験値を説明していることがわかる。

表- 7.3 静的エネルギー吸収能

試験体 No	载荷点 直 径 ϕ (cm)	根元部 直 径 ϕ (cm)	载荷点 高 さ h (cm)	バ ネ 定 数 k_{θ} (tf·m)	降伏曲げ モーメント M_p (tf·cm)	静的エネルギー吸収能			
						試 験 値		計 算 値	
						E_{S0} (tf·cm)	E_{S1} (tf·cm)	E_{S0} (tf·cm)	E_{S1} (tf·cm)
I-2	10.3	14.3	150.0	4.91	0.50	1.98	6.84	5.33	8.74
I-4	13.5	15.8	100.0	7.12	0.67	6.54	18.97	8.17	13.38
II-1	17.0	20.0	150.0	15.04	1.36	34.65		25.49	41.78
II-2	13.5	16.5	200.0	8.27	0.76	11.95	21.13	9.95	16.31
II-3	16.0	19.2	100.0	13.34	1.20	19.54	36.88	20.74	33.99
II-4	15.5	19.5	200.0	13.96	1.26	3.91	14.31	22.42	36.75

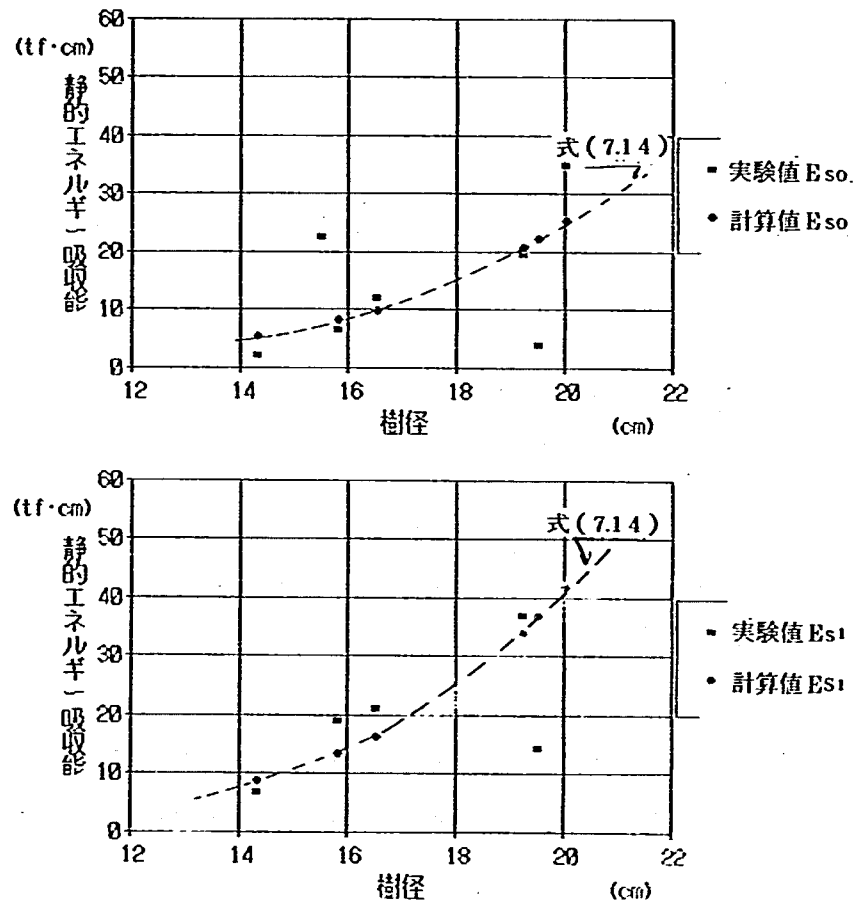


図- 7.4 静的エネルギー吸収能 E_S と樹径

7.3 立木の衝撃エネルギー吸収能

立木の衝撃エネルギー吸収能 E_D は、立木の破壊形態が幹の破断ではなく、根の浮上がりによって生じているため、昨年度の推定式を用いて E_D を予想するには問題がある。昨年度は、立木の破壊が幹の破断により生じると仮定して、木材の強度で E_D が決定されるものとして、試験的に E_D を求めた。しかし、本年度の試験では、立木は幹の破断により破壊するのではなく、根の浮上がりによる根抜けにより破壊に達するという新たな破壊モードが生じたため、昨年度求めた推定式では直接 E_D を求めることはできない。したがって、昨年度の推定式が立木に適用できるかどうかについては、さらに試験を重ね幹で破断するケースによりその適用性の検討を行う必要がある。本試験では、昨年度の推定式の妥当性については議論できないので、今後の試験等にゆずることにする。

立木の衝撃試験の破壊形態も静的試験の破壊形態もほぼ等しいことから、立木の E_D と E_S を比較し E_D が E_S と等しければ E_D は E_S を求める推定式で求められることになる。試験結果から、 E_D はバラつきは大きいが樹径とともに大きくなる傾向を示しており、昨年度の推定式では、 E_D が木材径およびスパン長に比例して大きくなることが認められたので、これらのことを考慮して、本試験では近似推定式として次式が求められた。

$$E_D = a \phi^2 \quad \dots\dots\dots (7.17)$$

ここに、 a : 終局変位により定まる定数である。 a の値を表-7.4 に示す。

E_D と樹径の関係を図-7.5 に示した。また、図-7.5 に E_S の推定式をあわせて示した。 E_S の推定式は、 E_D と同様式(7.17)に与えられ、表-7.1 にその係数は示されている。図より、 E_D と E_S の推定式は等しく、 E_D は E_S の値を中心にバラつく傾向を示している。

半固定片持ばりに仮定して求めた E_S の推定式(7.14)~(7.16)を用いて推定した値を図中に破線で示した。

E_S は次式で求めた。(式(7.14)~(7.16)参照)

$$E_S = (2\mu + 1) \times 10^{-3} \left(18.35 \frac{h}{\phi} + \frac{1.04}{k_\theta} \phi^6 \right) \quad \dots\dots\dots (7.18a)$$

$$\mu = a \phi^2 \quad \dots\dots\dots (7.18b)$$

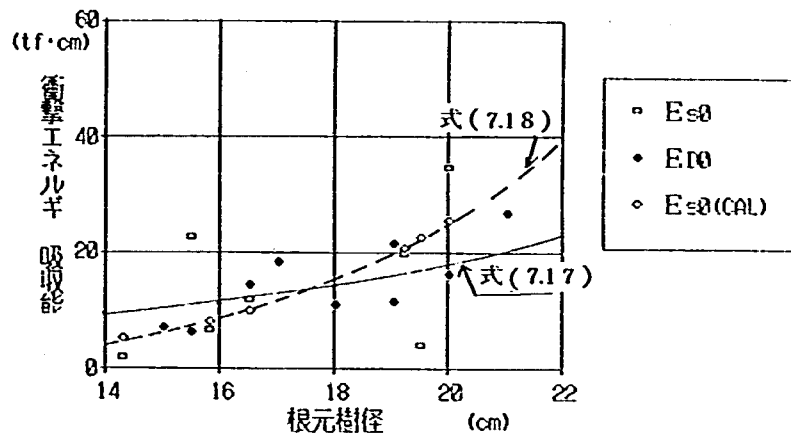
$$k_\theta = 0.0717 \phi^2 - 0.682 \phi \quad \dots\dots\dots (7.18c)$$

ここで、 a : 終局変位により定まる定数である。

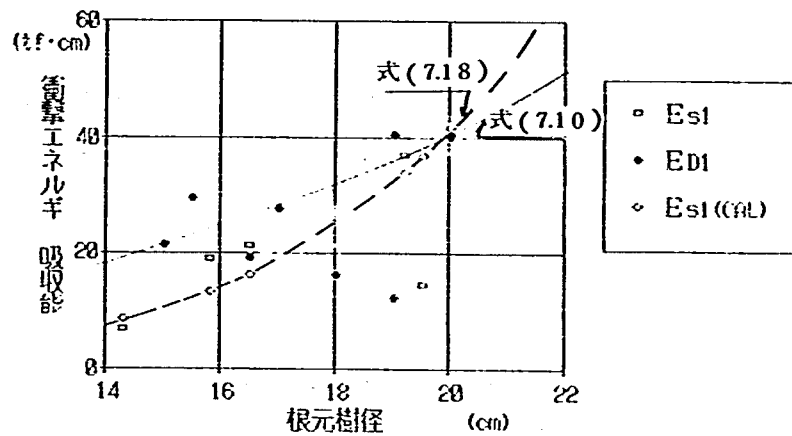
$$\theta_{u0} \text{ のとき } a = 0.0072$$

$$\theta_{u1} \text{ のとき } a = 0.0118$$

図より、 E_D は式(7.18)を中心にバラつく傾向を示していることから、ほぼ式(7.18)を用いて推定できると考えられる。



図－7.5(a) 衝撃エネルギー吸収能～根元樹径



図－7.5(b) 衝撃エネルギー吸収能～根元樹径

7.4 立木のエネルギー吸収能の変化

本試験では、実際の立木に対して、静的引倒し試験および衝撃载荷試験を行い、静的エネルギー吸収能 E_S と衝撃エネルギー吸収能 E_D を求め、 $E_D \div E_S$ という結論を得た。また、立木の変形モードは、単純ばりとしての応答よりも片持ばりとしての応答に近く、本試験では根の浮上がりが生じたため、半固定片持ばりとしての挙動となった。昨年度の推定式は、幹の破断により破壊に至るとしており、本試験のように根の浮上がりで破壊に至る場合の E_D を求めることはできない。これらのことを考慮すれば、立木のエネルギー吸収能の推定方法は図－7.6に示すフローチャートにより検討する必要がある。

図－7.6に示すように、立木のエネルギー吸収能 E は、立木の破壊形態により算定方法が異なってくる。本試験のように根の浮上がりにより破壊に至るケースでは、半固定片持ばりとして推定しなければならない。根が十分強く幹の破断で立木が破壊に達する場合は、立木の応答が単純ばりとして応答するのか、片持ばりとして応答するか、現段階では不明確ではあるが、その挙動

を表わす支持条件から得られるエネルギー吸収能の推定式を用いて求めることになる。根が十分強い場合の立木の応答は、今後の試験で確かめる必要がある。

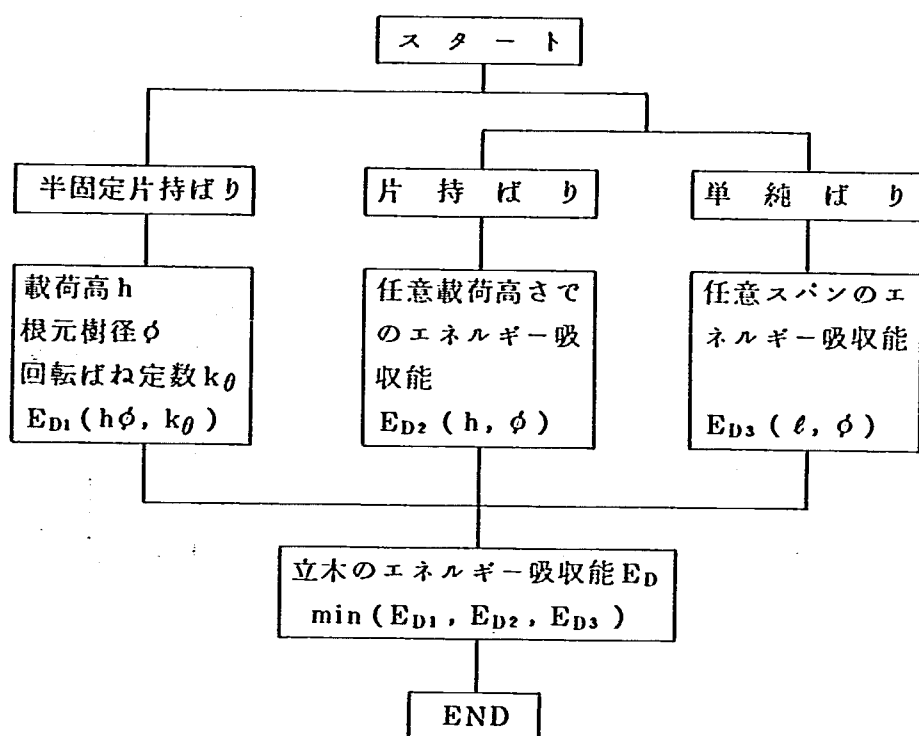


図-7.6 立木のエネルギー吸収能の推定フローチャート

8 離散化モデルによる立木の衝撃応答シミュレーション

8.1 基本式および解析モデル

実際の立木は連続した質量を有するが、解析に用いた離散化モデルは図-8.1に示すように、連続体としての立木を任意長の剛体で質量をもたないパネルに分解し、実際の立木が持つ質量と剛性を隣接するパネル長の1/2ずつ分割点に集中させた質点の連続体となるような簡単な片持ち梁のモデルとした。

(1) 力のつり合い条件

図-8.2より、任意の質点*i*での力のつり合い条件から鉛直方向に働く力の総和を考えると次の様な運動方程式が得られる。

$$m_i \ddot{y}_i = P_i + V_{i,i+1} - V_{i,i-1} \dots (8.1)$$

m_i : 任意の質点*i*の質量

$\ddot{y}_i$: 任意の質点*i*の加速度

P_i : 任意の質点*i*の加重(外力)

V_i : 任意の質点*i*のせん断力(断面力)

次に図-8.3の分解図より、曲げモーメントとせん断力のつり合いから次の式が得られる。

$$M_i - M_{i+1} + V_{i,i+1} \times \ell_{i+1} = 0 \text{ より}$$

$$V_{i,i+1} = \frac{M_{i+1} - M_i}{\ell_{i+1}}$$

$$M_{i-1} - M_i + V_{i,i-1} \times \ell_i = 0 \text{ より}$$

$$V_{i,i-1} = \frac{M_i - M_{i-1}}{\ell_i}$$

これらのつり合い条件の式を式(8.1)に代入すると、次式が得られる。

$$m_i \ddot{y}_i = P_i + (M_{i+1} - M_i) / \ell_{i+1} - (M_i - M_{i-1}) / \ell_i \dots (8.2)$$

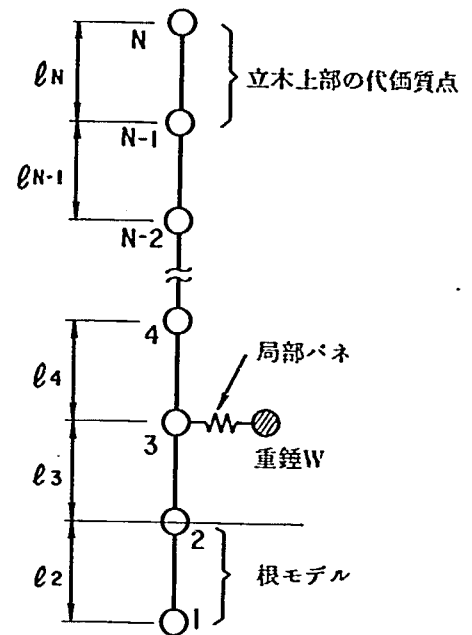


図-8.1 離散化モデル

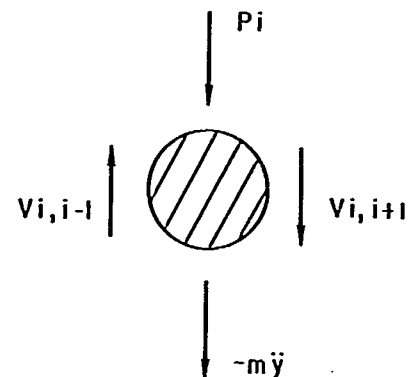


図-8.2 任意の質点における力の関係

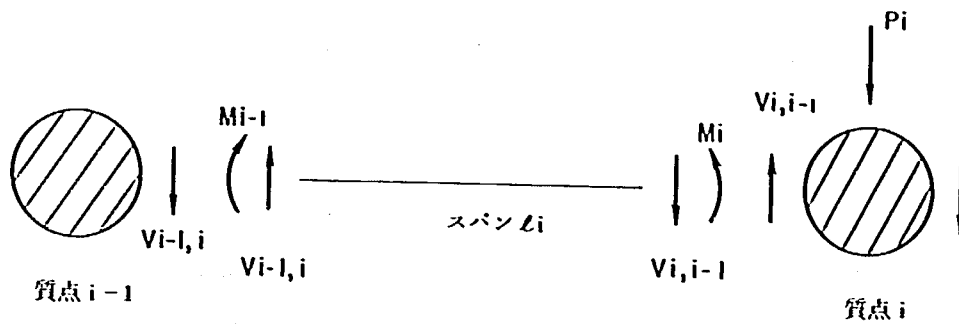


図-8.3 任意のスパン ℓ_i における力の関係

(2) 変形適合条件

図-8.4より、変形適合条件は次式で与えられる。

$$\theta_i = -\frac{y_{i-1}}{\ell_i} + \left(\frac{1}{\ell_i} + \frac{1}{\ell_{i+1}}\right)y_i - \frac{y_{i+1}}{\ell_{i+1}} \quad (8.3)$$

θ_i : 任意の質点 i の回転角

y_i : 任意の質点 i の変位

ここで、質点 i の両端における $\frac{1}{2}\ell_i$ $y=0$
 $\sim \frac{1}{2}\ell_{i+1}$ 間において、曲率 ϕ_i が一定
 であると仮定すると、質点 i における
 回転角 θ_i は次式のように表わされる。

$$\theta_i = \frac{1}{2}\phi_i(\ell_i + \ell_{i+1}) \quad \dots\dots (8.4)$$

以上の2式より、式(8.3)を式(8.4)に代入すると、質点 i における曲率と変位の関係は次のような式となる。

$$\phi_i = 2\left\{-\frac{y_{i-1}}{\ell_i} + \left(\frac{1}{\ell_i} + \frac{1}{\ell_{i+1}}\right)y_i - \frac{y_{i+1}}{\ell_{i+1}}\right\} \times \frac{1}{\ell_i + \ell_{i+1}} \quad \dots\dots (8.5)$$

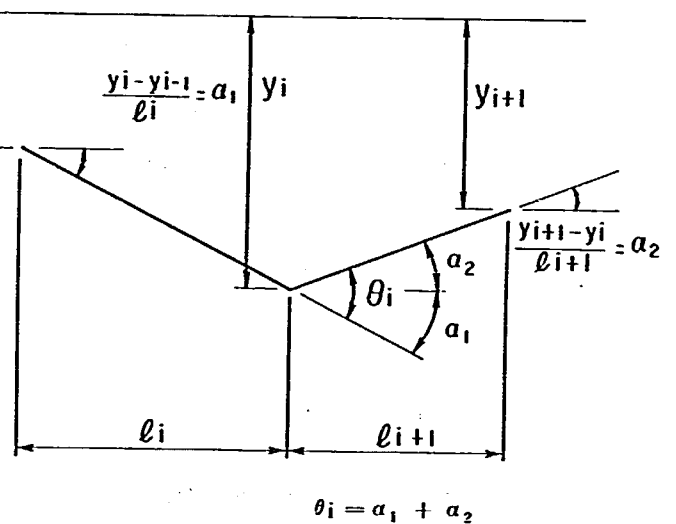


図-8.4 変形適合条件

同様に、質点 i における曲率速度 $\dot{\phi}_i$ と変位速度 $\dot{y}_i$ との関係は次のように表わされる。

$$\dot{\phi}_i = 2\left\{-\frac{\dot{y}_{i-1}}{\ell_i} + \left(\frac{1}{\ell_i} + \frac{1}{\ell_{i+1}}\right)\dot{y}_i - \frac{\dot{y}_{i+1}}{\ell_{i+1}}\right\} \frac{1}{\ell_i + \ell_{i+1}} \quad \dots\dots (8.6)$$

(3) 根モデル部の取り扱い

根を考慮した立木の衝撃荷重解析モデルにおいて、特にその根モデル部の取り扱いに関して、各質点について以下の通りの方法をとることにした。

(ア) 地中にある質点1及び地表面上にある質点2

図-8.1に示す通り、質点1は地中に伸びる立木の根をモデル化したものであり、また質点2は、立木の地表面にある立木の根本部分についてモデル化したものである。この2質点については図-8.5の質点1、2及び3のモデル図に表わした通り、下記の事項に基づいて取り扱うことにする。

(i) 質点1及び2は常に動かないものとする。

(ii) 質点2を中心に得られる $M \sim \theta$ の関係は静的引倒し試験結果から代入する。

以上の2点の仮定より、次のように解析を行う。

(i) 質点1については、動かない

ことより常に $M_1 = 0$ 、 $y_1 = 0$ を保つことになり、実際の解析は不要となる。

(ii) 質点2については、常に $y_2 = 0$ となる。よって、解析は不要となる($\dot{y}_2 = 0$ 、 $\ddot{y}_2 = 0$)が図-8.5より質点3が変位し、質点2にたわみ角 θ が生じるので M_2 を与えることが必要となる。

従って、式(8.3)を条件に合わせると、

$$\theta_2 = -\frac{y_1}{\ell_2} + \left(\frac{1}{\ell_2} + \frac{1}{\ell_3}\right)y_2 - \frac{y_3}{\ell_3} \quad \dots\dots\dots (8.7)$$

となる。ここで上記の(i)より、 $y_1 = 0$ 及び $y_2 = 0$ を代入すると、式(8.7)は以下の式となる。

$$\theta_2 = -\frac{y_3}{\ell_3} \quad \dots\dots\dots (8.8)$$

故に、任意の時間、時間における M_2 の値は根の静的引き倒し試験結果より求められた8.1.2で $M \sim \theta$ 曲線より得られる次式で述べる。

$$M_2 = f(\theta_2) \quad \dots\dots\dots (8.9)$$

によって与えられる。

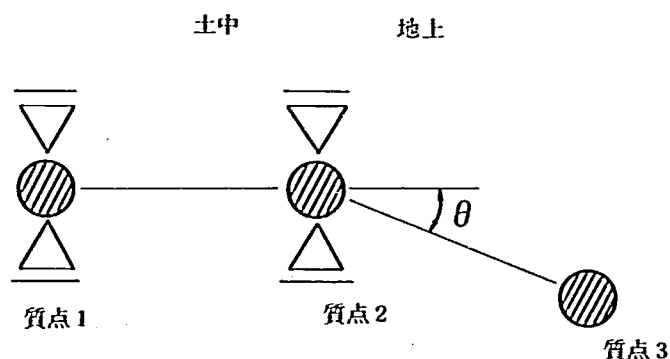


図-8.5 根部分の質点系モデル

(4) 巨礫による衝撃を受ける質点A P

質点A Pについては、巨礫による衝撃を立木に衝撃荷重を作用させることによりモデル化しているので、質点1及び2と同様に式(8.2)より、

$$\theta_3 = -\frac{y_2}{\ell_3} + \left(\frac{1}{\ell_3} + \frac{1}{\ell_4}\right)y_3 - \frac{y_4}{\ell_4} \quad \dots\dots\dots (8.10)$$

となる。ここで先の(i)より $y_2 = 0$ を代入すると式(8.8)は以下の通りとなる。

$$\theta_3 = \left(\frac{1}{\ell_3} + \frac{1}{\ell_4}\right)y_3 - \frac{1}{\ell_4}y_4 \quad \dots\dots\dots (8.11)$$

従って、この式を8.1.2で後述する木材載荷試験結果を利用した $M \sim \theta$ 曲線の下記の式

$$M_3 = f(\theta_3) \quad \dots\dots\dots (8.12)$$

を使い、求めることができる。

故に、質点A Pにおける力のつり合いは式(8.1)より

$$m_{AP} \ddot{y}_{AP} = P_i + \frac{M_{AP+1} - M_{AP}}{\ell_{AP+1}} - \frac{M_{AP} - M_{AP-1}}{\ell_{AP}} \quad \dots\dots\dots (8.13)$$

と成り立つ。ここで、 P_i は重錘との間に生ずる衝撃力によって与えられるものであるが、後述する式(8.20)との関係より、

$$P_i = C(\dot{y}_w - \dot{y}_{AP}) + k(y_w - y_{AP}) \quad \dots\dots\dots (8.14)$$

となる。この P_i の式(8.14)は重錘 w の力のつり合い方程式と同じであるから、下記の関係が成立すると考える。

$$m_w \ddot{y}_w = P_i \quad \dots\dots\dots (8.15)$$

よって、式(8.13)は

$$m_{AP} \ddot{y}_{AP} = m_w \ddot{y}_w + \frac{M_{AP+1} - M_{AP}}{\ell_{AP+1}} - \frac{M_{AP} - M_{AP-1}}{\ell_{AP}} \quad \dots\dots\dots (8.16)$$

となる。

(5) 立木モデルの頂上付近の質点N-1及び最頂上部の質点N

立木の上部をモデル化した場合、一番高い位置の質点を質点N、そのすぐ下の質点を質点N-1とした。これらの質点N-1及びNについても、前述の質点A Pと同様に式(8.10)より θ を求め、過去の試験結果より M を求めることができる。

ただし、質点Nについては、立木の最上部分にあり片持ちばりの先端と考えられるので、常にモーメント $M_N = 0$ となる。これは、質点Nより上に質点N+1という質量0の質点を仮定して考える。図-8.1より判る通り質量が0のためたわみ角も $\theta_N = 0$ となり、また

$M_N = 0$ となるのである。

従って、質点 $N+1$ を仮定した質点 N については、式 (8.13) のみが必要であり、

$$m_N \ddot{y}_N = P_i + \frac{M_{N+1} - M_N}{\ell_{N+1}} - \frac{M_N - M_{N-1}}{\ell_N} \quad \dots\dots\dots (8.17)$$

となる。ここで、前述より、質点 $N+1$ は実際には存在していないから式 (8.17) の第 2 項は 0 となる。また、第 1 項についても質点 N には衝撃荷重が作用していないので 0 となる。第 3 項はモーメント M_N が常に 0 となると前述した。

以上のことより式 (8.17) は次式に整理される。

$$m_N \ddot{y}_N = \frac{M_{N-1}}{\ell_N} \quad \dots\dots\dots (8.18)$$

次に質点 $N-1$ については、上述と同様に求められるが、式 (8.16) における P_i のみが 0 となるだけである。故に力のつり合い条件は

$$m_{N-1} \ddot{y}_{N-1} = \frac{M_N - M_{N-1}}{\ell_N} - \frac{M_{N-1} - M_{N-2}}{\ell_{N-1}} \quad \dots\dots\dots (8.19)$$

となる。

(エ) 重錘をモデル化した質点 w

図-8.6 より、質点 A_p と重錘 w の力のつり合いから次に示す運動方程式が得られる。

$$\begin{aligned} m_w \ddot{y}_w &= C \dot{\delta} + k \delta \\ &= C (\dot{y}_w - \dot{y}_{AP}) + k (y_w - y_{AP}) \quad \dots\dots\dots (8.20) \end{aligned}$$

上式は局部変形バネ力の変形量は小さいので、弾性であると仮定してある。また、 C 、 k はそれぞれ局部バネの減衰定数とバネ定数である。

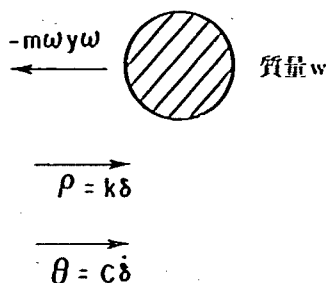


図-8.6 重錘に作用する力の関係

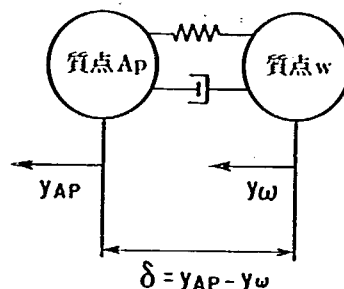


図-8.7 接触点 A_p と重錘 w の
2 質点系モデル

8.1.2 計算条件

本計算では、幹の曲げモーメント～部材回転角（以下 $M \sim \theta$ ）関係および根の $M \sim \theta$ 関係をそれぞれ、単純ばりの静的载荷試験および立木の静的引倒し試験で得られた荷重～変位関係から求めた値を用いている。

幹および根の $M \sim \theta$ 関係のモデル化について以下説明する。

(i) 幹の $M \sim \theta$ 関係のモデル化

幹の $M \sim \theta$ 関係は、高速载荷試験とあわせて行った静的载荷試験から得られた荷重～変位関係から、次の方法で $M \sim \theta$ 曲線に置換し、この $M \sim \theta$ 曲線を3本の直線により近似した。

図-8.8に示すように、 $P \sim \delta$ 曲線上の2つの変曲点 (P_1, δ_1) 、 (P_2, δ_2) を定める。

(P_1, δ_1) ：比例限界荷重および変位

(P_2, δ_2) ：最大荷重および変位

この関係から求めた $P \sim \delta$ 関係を次式を用いて $M \sim \theta$ 関係に置換した。

$$M = \frac{P \ell}{4} \quad \dots\dots\dots (8.21)$$

$$\theta = \frac{4 \delta}{\ell}$$

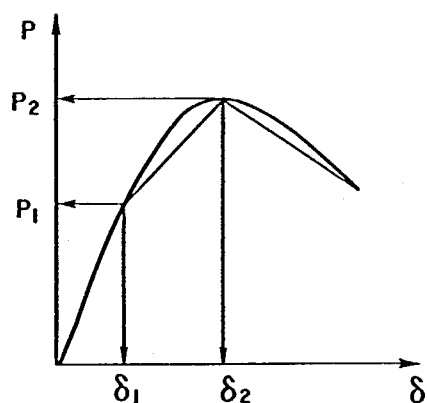


図-8.8 $P \sim \delta$ 曲線のモデル化

式(8.21)を用いて、モデル化した $M \sim \theta$ 関係を図-8.9に示した。

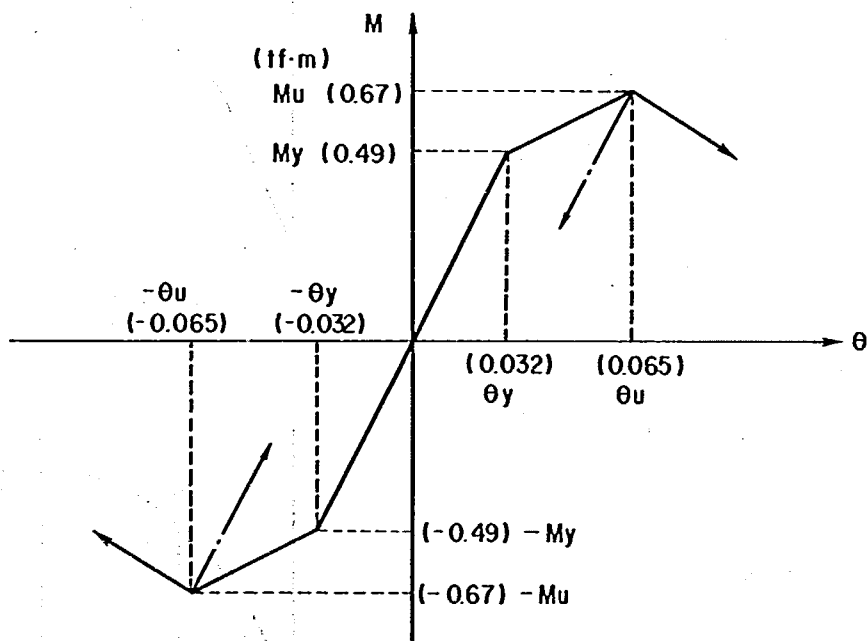


図-8.9 $M \sim \theta$ 曲線のモデル化

図-8.9に示した $M \sim \theta$ 曲線のように終局回転角 θ_u 以上となった場合のモーメントは、破壊したと考え、モーメントが小さくなる。 θ_u 以下の場合、一点鎖線で示したような履歴を繰返す。

(2) 根の $M \sim \theta$ 関係のモデル化

根の $M \sim \theta$ 関係は、静的引き出し試験の結果において得られた $P \sim \delta$ 関係を次の仮定を用いて修正することにより、モデル化した。

① 試験で得られた曲線の $P \sim \delta$ 関係は、3本の直線によって近似できるものとする。

② 静的引き出し試験の見かけ上の回転角 θ は、樹幹の弾性変形による回転角 θ_e と根の回転角 θ_p に分離でき、根の $M \sim \theta_p$ 関係は、載荷高（モデリングにおける第1要素の長さ）にかかわらず保持されるものとする。

③ 試験値の $P \sim \delta$ 曲線の $M \sim \theta$ 関係への置換。試験で得られた $P \sim \delta$ 関係は、当初の段階から非線形性が表われる関係となっているが、これを3つの直線によって近似するための2つの変曲点（ P_1, δ_1 ）、（ P_2, δ_2 ）を次の基準によって選定する。

（ P_1, δ_1 ）：当初の漸増関係段階で、非線形性が強く現われはじめる点

（ P_2, δ_2 ）：ピーク値

この関係で求めた直線の $P \sim \delta$ 関係は、次の式によって、 $M \sim \theta$ 関係に置換される。

$$M = P \cdot h$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{\delta}{h}$$

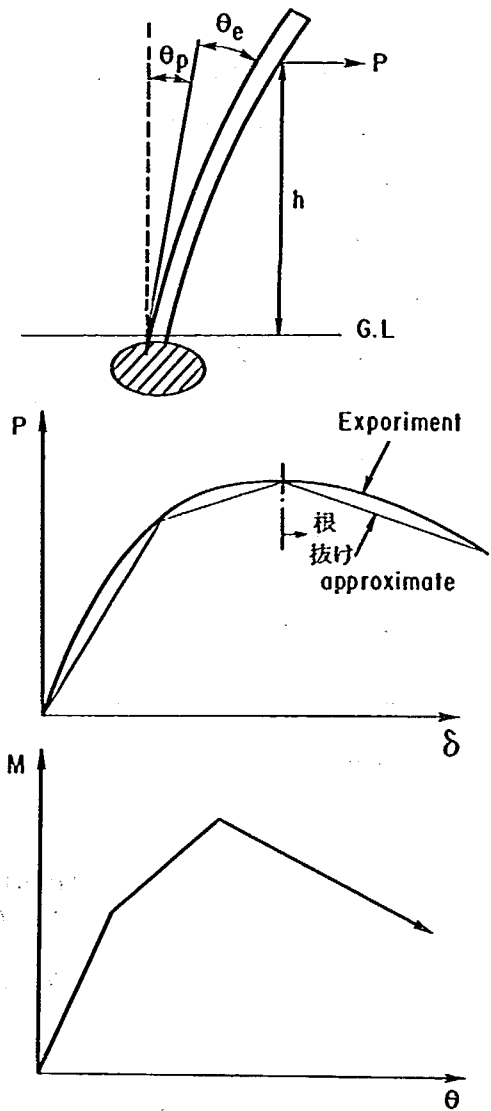


図-8.10 $P \sim \delta, M \sim \theta$ 曲線による立木の破壊形態の判定

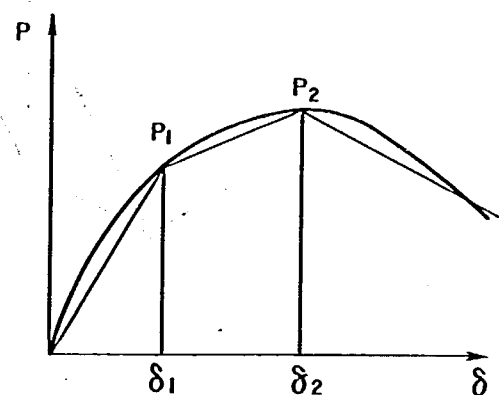


図-8.11

(2) $M \sim \theta$ 関係から $M \sim \theta^p$ 関係への補正

(1)で行なった直線近似による $M \sim \theta$ 関係に対し、試験での荷重条件による片持ちりの弾性たわみ δ_e から求めた。 $M \sim \theta_e$ 関係を求める。

$$\delta_e = \frac{PL^3}{3EI} = \frac{ML^2}{3EI}$$

$$\theta_e = \tan^{-1} \frac{ML^2}{3EI}$$

EI に対しては、単純ばりの静的載試験で得られたものを用いると

$$EI = \frac{PL_1^3}{\delta_1 \cdot 48}$$

ここで、 δ_1 、 L_1 は、単純ばりの静的載試験における弾性限界たわみと、支間距離である。

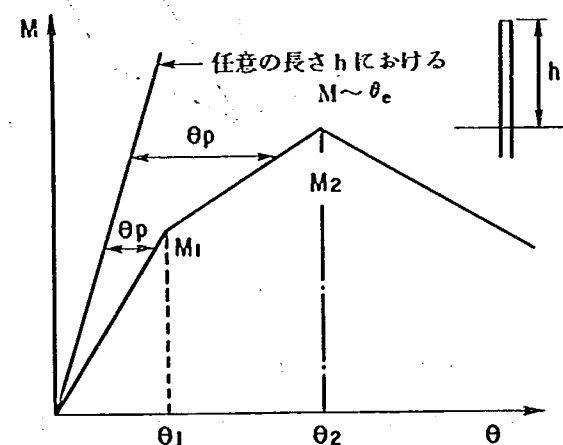
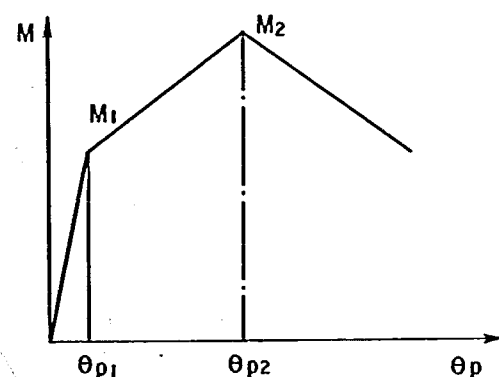
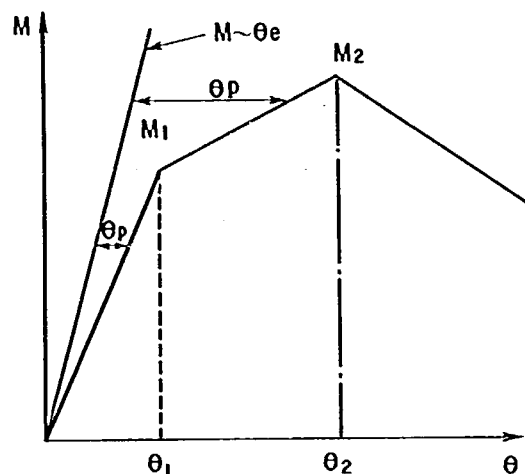
よって、計算で得られた $M \sim \theta_e$ 関係を試験で得られた $M \sim \theta$ 関係から差し引くと、根に働くモーメント M と根の子の回転角 θ_p との関係、 $M \sim \theta_p$ 曲線が得られる。

(3) 計算で使用する $M \sim \theta$ 関係への再交換

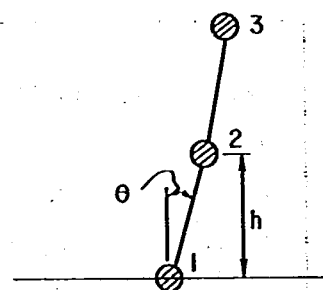
計算で用いる $M \sim \theta$ 関係は右図に示すように、地面上において、最初の質点要素 2 との相対変位から得られる θ と、質点 1 に発生するモーメント M との関係を表わしてなければならない。

ここで、質点 1～2 間の距離 h は、解析における分割要領によってそれぞれ異なるが、この h に対応する片持ちりとしての弾性変位量 δ_e 及びこの回転角 θ_e は次式によって与えられる。

$$\delta_e = \frac{Mh^2}{3EI}$$



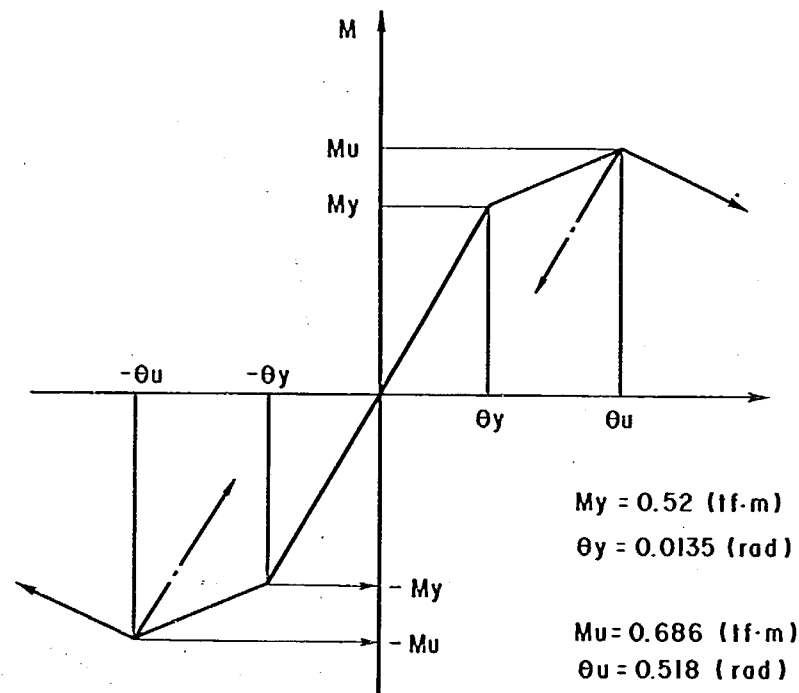
図－8.1.2 $M \sim \theta$ 曲線のモデル化



図－8.1.3 記号の説明

$$\theta_e = \tan^{-1} \frac{Mh^2}{3EI}$$

よって、これによって得られた $M \sim \theta_e$ 関係を、先に求めた $M \sim \theta_p$ 関係に加えることによって、解析に用いる $M \sim \theta$ 関係を求めるものとした。図－8.14 にモデル化した $M \sim \theta$ 曲線を示す。



図－8.14

(4) 計算に用いた入力値

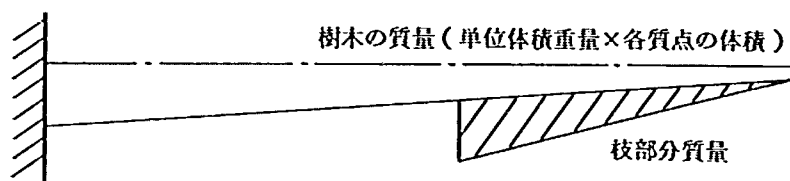
計算に用いた入力値を表－8.1 に示す。表－8.1 に示した数値は、試験条件および試験結果より求めている。

表－8.1 計算に用いた入力値

		備 考
立木の単位体積重量 ρ (kgf/cm^3)	0.78	高速載荷実験の試験体の平均値
樹 高 (m)	10.0	立木の平均樹高(仮定)
分 割 数 N	41	
局 部 バネ 定 数 k_2 (kgf/cm)	900.0	局所めり込み実験結果
減 衰 係 数 C (kg·cm/s)	3.0	推定

枝部分の重量は、試験で測定した値を用いて、これを円錐上の体積比で配分し、各質点（枝部分）に加えた。

立木の質量の分布形状の概要を図－8.15に示す。



図－8.15 立木の質量分布

表－8.2に計算ケースを示す。

表－8.2

	Cal－1	Cal－2	Cal－3
鋼球重量W (kgf)	500	500	500
			1,000
載荷高 h (m)	1.5	1.5	1.5
	1.0		
	2.0		
衝突速度V (m/s)	8.0	6.0	8.0
		8.0	
		10.0	

計算では、載荷高 h，衝突速度，鋼球重量の影響について調べた。

(5) 計算手順

本解析では、8.1.1で示した基本式を用いて、ニューマークβ法による数値計算を行った。
初期条件として、次の値を用いた。

$$y_{1,i} = 0 \quad (i = 1, N) \quad (N = 41)$$

$$\dot{y}_{1,i} = 0$$

$$y_2 = 0, \quad \dot{y}_2 = V_0$$

ここに、 $y_{1,i}$ 、 $\dot{y}_{1,i}$ 立木の i 質点の変位、および変位速度を表す。

y_2 、 $\dot{y}_2$ は鋼球の変位、変位速度を表わす。

計算手順を図－8.16に示す。

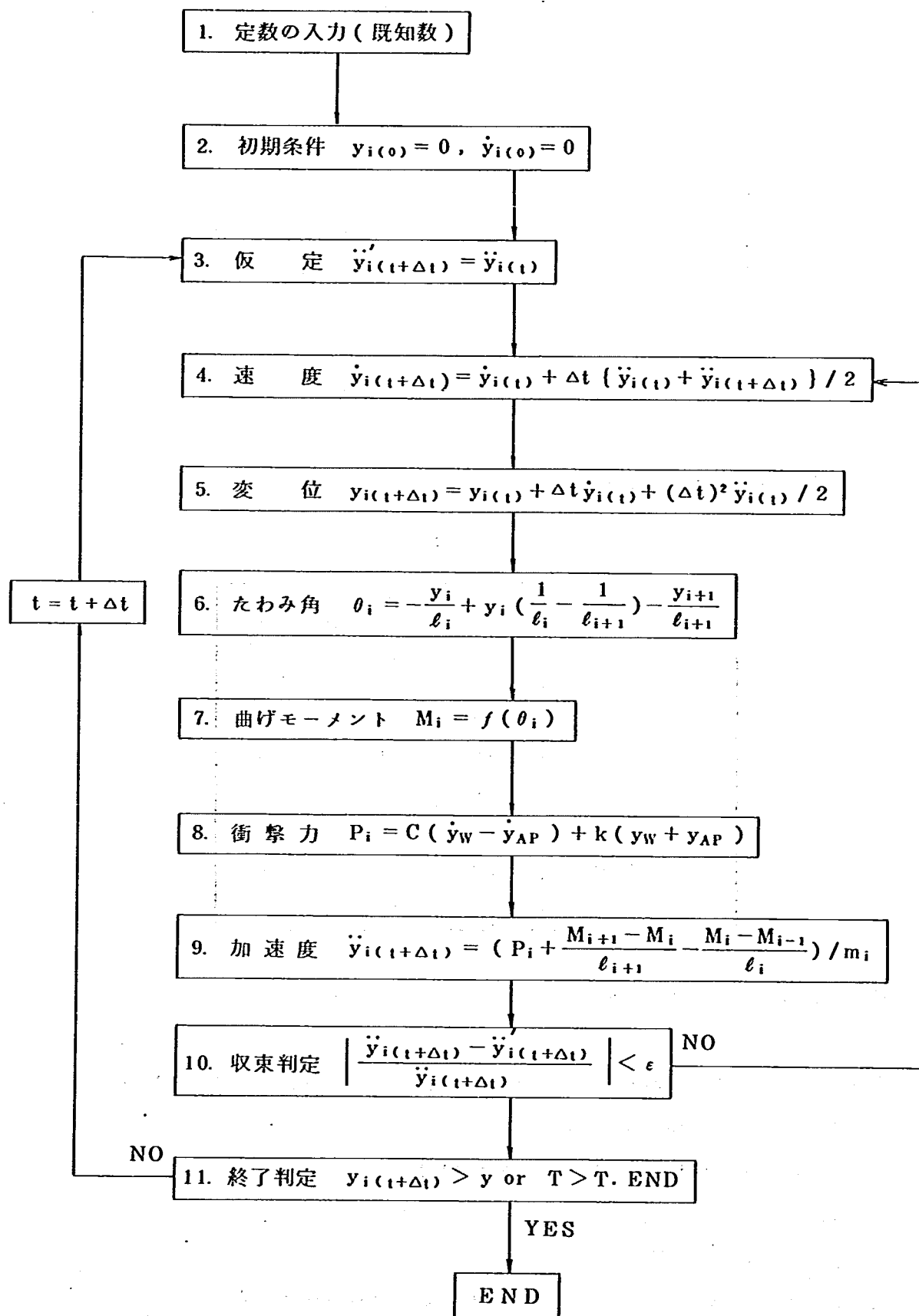


図-8.16 計算手順

8.1.3 計算結果の考察

1. 試験結果と計算結果の比較

計算ケース Cal 1-1 は、実際に行われた試験のケース 5 の条件にあわせて、入力データを算出し計算を行ったものである。

この結果から、本計算法のシュミレーション手法としての妥当性を次の各項目毎検討する。

(1) 破壊性状

本計算法で得られた結果の破壊性状は、次のようなものである。図-8.17 に示した根および幹のモーメント～時間関係より、

- a) $t = 14 \text{ msec}$ において根の有する抵抗モーメントはピークに達し、第 1 番目に破壊状態に達する。
- b) $t = 120 \text{ msec}$ 付近において、樹高 7 m 付近（枝葉のついている部分の下から約 1/4 付近）が、折損状態（最大抵抗モーメントを越えて $M = 0$ 状態となる。このことは、図-8.18 の変位応答分布線の観察により明らかである。
- c) 傾の影響と思われるが、7 m 付近の折損直後に樹高 4 m 付近が、折損状態に達する。
- d) この間衝突点は、最大抵抗モーメント付近までモーメントが達しているが、最後（計算終了）まで折損することはない。

以上の計算結果は、c) 項の 4 m 付近の折損を除き、実験結果と一致するものである。この 4 m 付近の折損するという相違点は、後述する衝突点の荷重応答の問題と合わせて、次のような原因によるものと思われる。

①は、本計算から得られる衝撃点荷重は、試験値と異なり、長時間持続する結果が得られている。②は、試験においては、樹高 7 m 付近の折損に伴い、その部分は応答系から分離することになるが、本計算では、 $M = 0$ となるもののあくまで分離した計算結果を得ることはできない等の影響があらわれたものと思われる。

(2) 衝突点の荷重応答

図-8.19 に本解析で得られた衝突点の荷重～時間応答と実験で得られた荷重～時間応答を示す。

(3) 相似点について

本計算で得られる最大荷重は、約 1.95 t は、試験で得られている 2.5 t に対し、波形等を合わせて考察すると良く一致しているものと思われる。また、最大荷重を生ずる第 1 波に続いて、やや小さな第 2 波が生ずる波形は、荷重の大きさを除き良く一致している。

(4) 相違点について

図-8.19 より計算結果は、 $t \div 100 \text{ msec}$ 付近まで荷重値は約 1.0 t 以上のところにおいて次第に減少するのに対し、試験値は同時刻においては、すでに 1.0 t 以下の値でほぼ直線的に減少している。

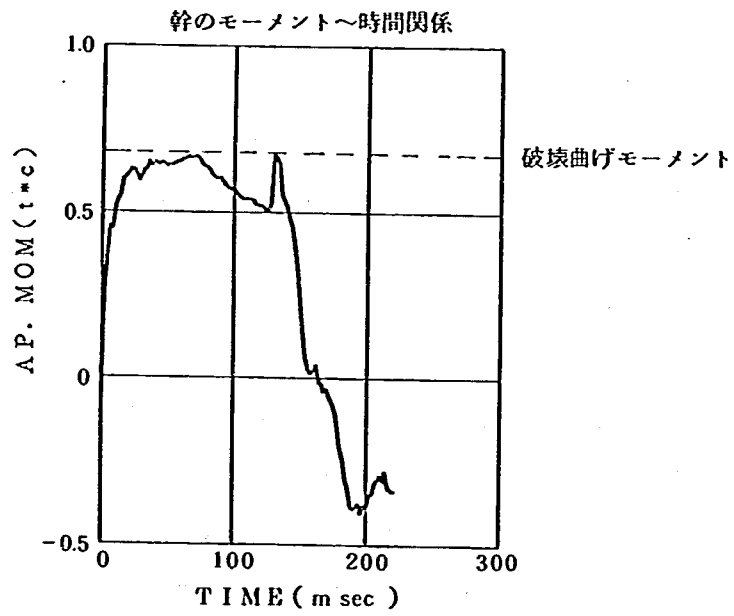


図- 8.1 7 幹のM～t

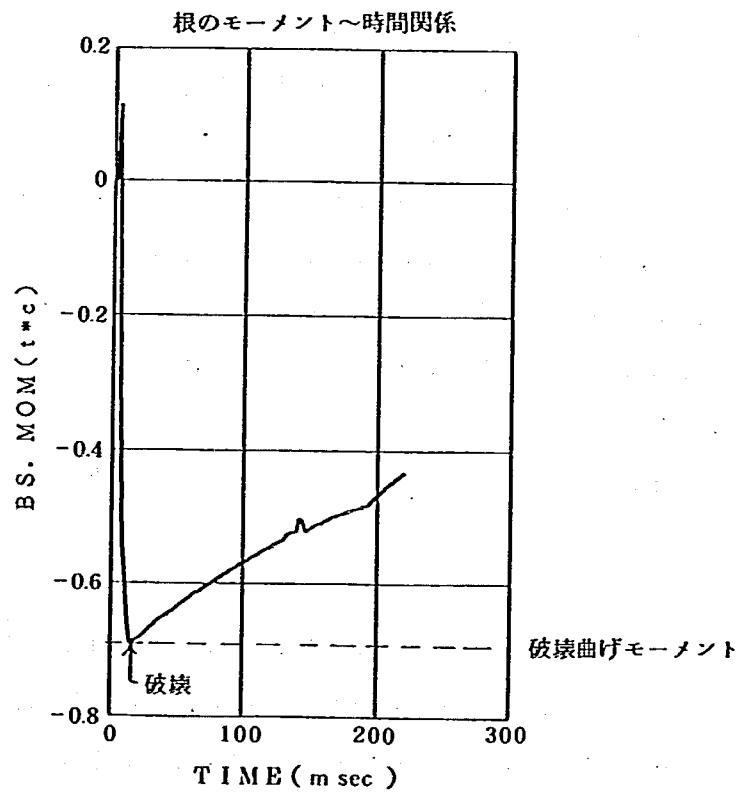


図- 8.1 8 根のM～t

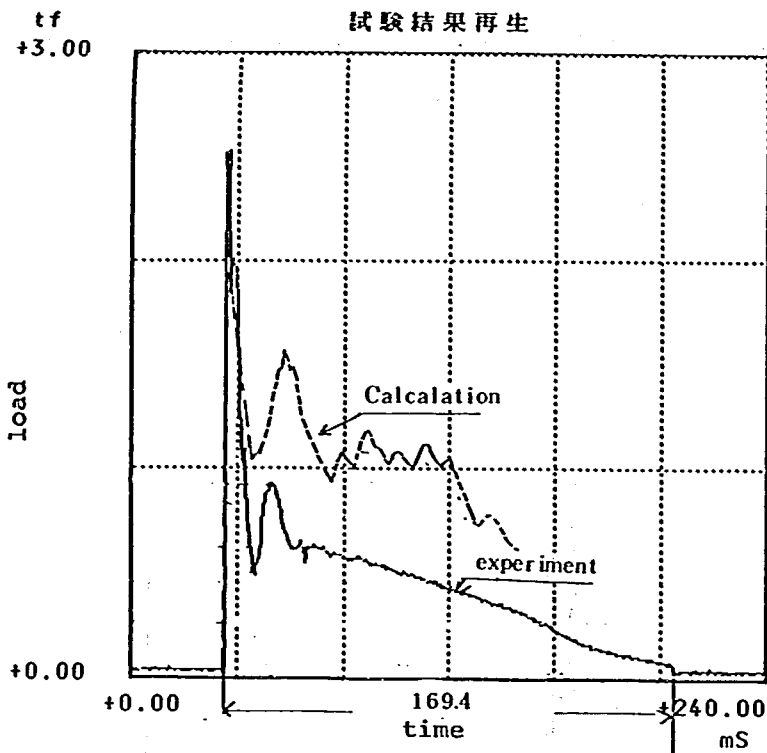


図-8.19 荷重～時間曲線

すなわち、計算値の方が、大きな荷重を得られる点に大きな相違点がある。この点については、本計算結果を得るまでに根のもつ強度の低下が樹幹部の $M \sim \theta$ 関係の変化等いろいろと試行してみたが、根本的に一致する解は得られないことが確認された。

また、この時間域における変位量を静的引き倒し試験結果にあてはめて考察すると、むしろ計算結果に相当する荷重の大きさが得られていることから考えて、試験においては、衝突直後から図-8.20に示すように、重錘の進行方向が立木の中心からそれ始める影響があらわれたものと思われる。

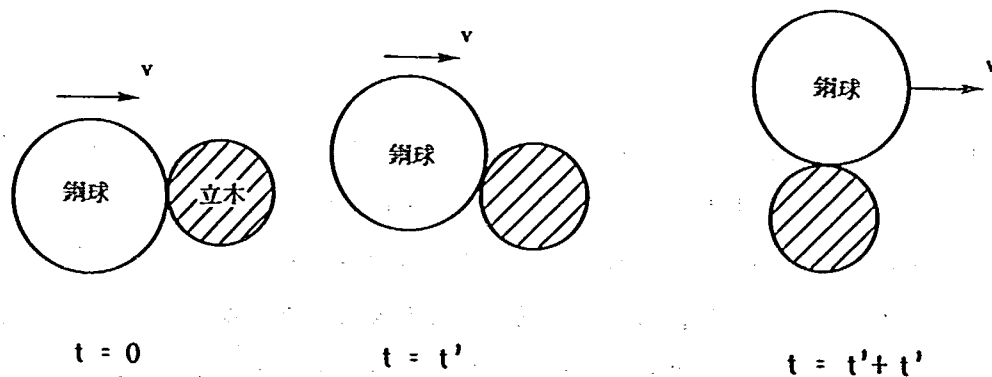


図-8.20 立木と鋼球の衝突時のスレ

なお、計算で得られた荷重応答においては、 $t = 140 \text{ msec}$ 付近で大きな第3のピーク値が発生しているが、これは、立木の高さ 7 m 付近および 4 m 付近が折損したことによる高次振動モードが発生したことの影響と思われる。

(5) 立木の衝突点変位応答

図-8.21 に試験で得られた衝突点における変位～時間関係に計算で得られた変位～時間関係をあわせて示す。

図より、2つの結果は非常に良く一致していることが分かる。

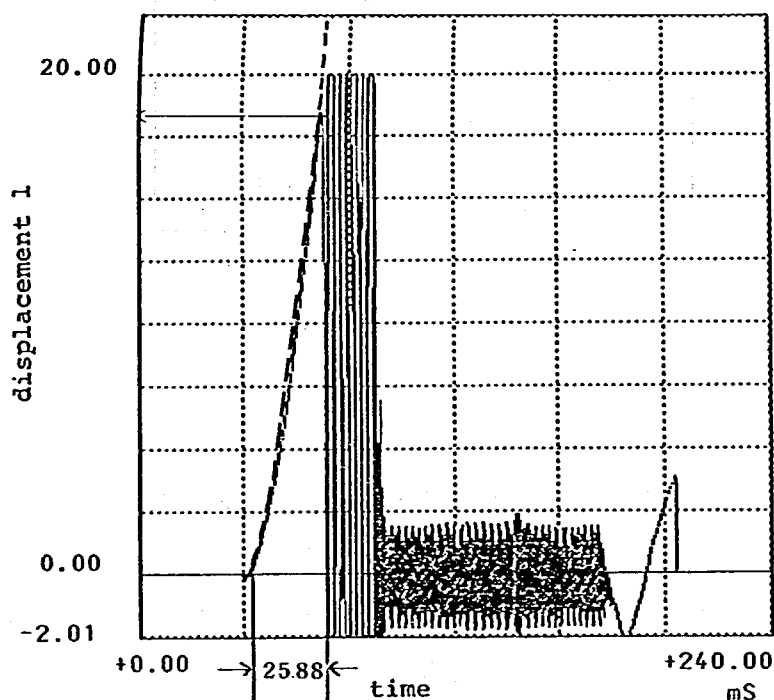


図-8.21 変位～時間曲線

(6) 計算結果のまとめ

以上の結果をふまえて、本計算結果を総合的に観察してみると、試験結果を比較的良く表わしているものと思われる。ただし、計算結果においては、銅球が立木からそれることの影響を考慮できないため、長時間にわたり、試験値より大きな衝突荷重が得られることが認められた。このことは、計算値は試験値よりも大きな吸収エネルギーを算出することを意味することになるが、2次元の面内解析を行うことの限界であり、エネルギーの相違については、他の観点からの考察および補正が必要と思われる。

8.2 試験で実施できなかった条件域での解析予測（パラメトリックスタディー）

(1) 各パラメータによる衝突点の荷重～時間応答の変化

ア. 衝突速度の影響

図-8.22 に Cal-1.1 の計算条件を基準に衝突速度 v を 6.0 m/s, 10.0 m/s に変化させた場合の荷重応答曲線の変化を示した。

衝突直後に生ずる最大荷重は、衝突速度の増大に伴い、増大することが認められる。一方、それ以降の応答は、 $v = 6.0$ m/s に対し、 $v = 8.0$ m/s の方が大きくなるものの、 $v = 10.0$ m/s においては、後述する樹幹の折損の影響により逆に小さくなっていることが認められる。

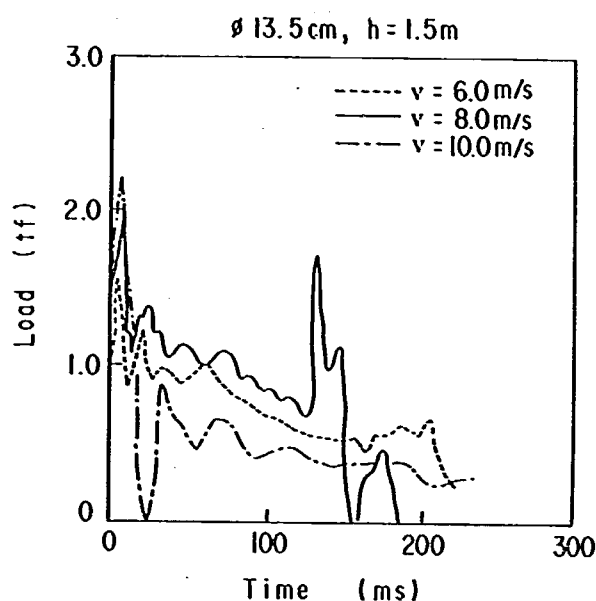


図-8.22 載荷速度による $P \sim t$ 曲線の変化

イ. 衝突点高さ h の影響

図-8.23 に Cal-1.1 の計算条件を基準に衝突点高さ h を 1.0 m, 2.0 m に変化させた場合の荷重応答曲線の変化を示した。

衝突直後の最大荷重が生ずるまでの応答域においては、衝突点 h が小さく（低く）なるにつれて、最大荷重が大きくなっている。しかし、それ以降の応答においては $h = 1.0$ m が一番小さくなっており他の2ケースが一番小さくなっており、他の2つのケースが樹幹部が折損しないのに対して、 $h = 1.0$ m のケースが衝突直後に折損することの影響が表われたものと思われる。

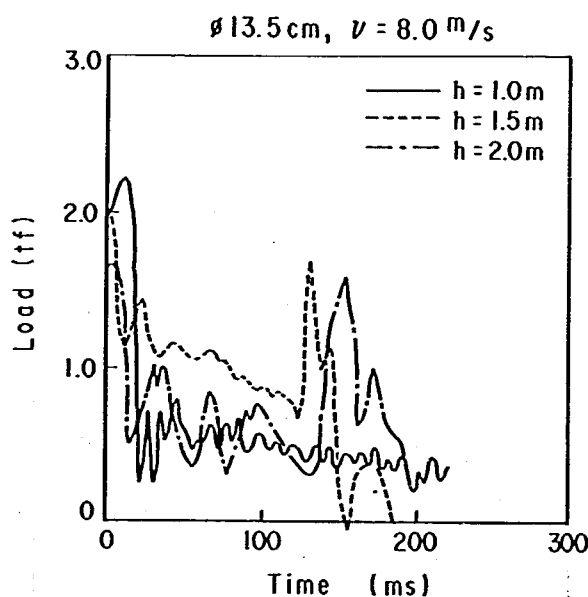


図-8.23 衝突点高さによる $P \sim t$ 曲線の変化

ウ. 鋼球重量Wの影響

図-8.24 に Cal-1.1 の計算条件を基準に鋼球重量を 1000 kgf に増加させた場合の応答を比較図示した。

鋼球重量が増加しても衝突直後のピーク値が表われる段階での応答に変化は見られないが、それ以降の応答においては $W = 1000 \text{ kg}$ の場合 $t = 50 \text{ msec}$ 付近で急激に荷重が低下している。これは、衝突点の樹幹部が折損したためである。

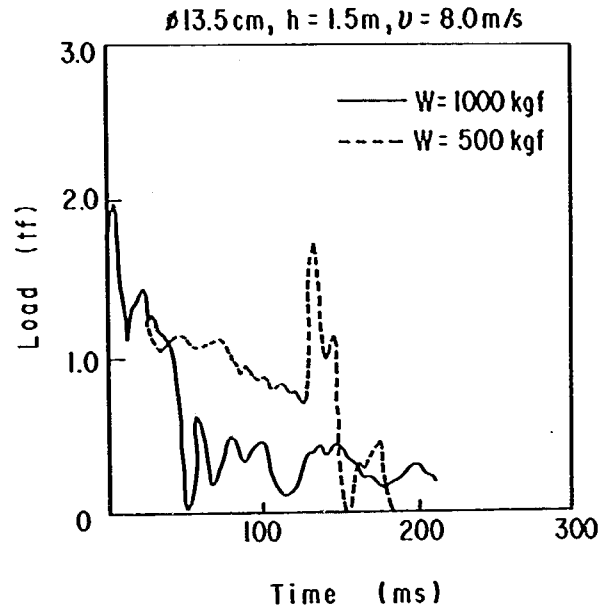


図-8.24 鋼球重量による $P \sim t$ 曲線の変化

(2) 各パラメータの変化による破壊モードの相違

表-8.3 に各パラメータの変化による破壊モードの相違を示す。計算条件を Cal-1.1 を基準に変化させてもいずれの場合も時間の長短はあるが根は降伏モーメントを越えて応答する。一方、衝突点の樹幹部は、衝突点高さが $h = 1.0 \text{ m}$ と低くなった場合および鋼球が 1000 kgf と重くなった場合、さらに载荷速度が $v = 10.0 \text{ m/s}$ と速くなった場合の 3 ケースについて折損状態に達している。

表-8.3 計算パラメータの変化による破壊モードの相違及びエネルギー吸収能

ケース	衝突点高さの影響			衝突速度の影響			衝突重量の影響	
	Cal-1-1	Cal-1-2	Cal-1-3	Cal-2-1	Cal-2-2	Cal-2-3	Cal-3-1	Cal-3-2
鋼球の重量 (kg)	500	N/C	N/C	N/C	N/C	N/C	N/C	1000
载荷高さ (m)	1.5	1.0	2.0	N/C	N/C	N/C	N/C	N/C
衝突速度 (m/s)	8.0	N/C	N/C	6.0	8.0	10.0	N/C	N/C
衝突点の折損時間	折れない	20	折れない	折れない	折れない	16	折れない	35
根の降伏時間 (Msec)	15	13	8	23	15	12	15	15
衝撃エネルギー吸収能 (tf·cm)	104	83	89	74	104	73	104	77

注) N/C : Cal-1-1に同じ

このことから、以下の2点が考察される。

a) 銅球のもつ衝突エネルギーが増大するにつれて樹幹部の折損による破壊モードが卓越してくる。また、ダクティリティーの小さい根元部に衝突する場合においても樹幹部の折損による破壊モードが卓越してくる。

b) 今回の試験においては、全てのケースにおいて根元部が浮き上る（倒壊する）ことによる破壊モードが得られたが、銅球が衝突後それることなく当り続けていれば、樹幹部が折損する破壊モードによる応答が得られる可能性があったと考えられる。このことは、巨礫の衝突に対する樹木のエネルギー吸収能を評価する上で衝突状態をどの程度まで見積ることが妥当であるかの新しい観点の評価法が必要であることを示唆していると考えられる。

(3) 各パラメータの変化と衝撃エネルギー吸収能の変化

表-8.3には、各パラメータ毎の衝撃エネルギー吸収能を示した。ここで、計算された衝撃エネルギー吸収能は、プログラムであらかじめ解析、終了を設定した $t = 220 \text{ msec}$ 又は衝突点変位 $\delta = 150 \text{ cm}$ のいずれかの条件が満足されるまでの間に衝突点に生じた荷重と変位の数値積分の値である。

条件の変化に応じて当然衝撃エネルギー吸収能は変化するが、特筆すべき点として、樹幹が折損する破壊モードにおいては、いずれの場合もエネルギー吸収能が他のケースに比べて小さくなることが挙げられる。このことは、もともと入力値として用いた $M \sim \theta$ 関係において、樹幹部の $M \sim \theta$ 関係は根の部分の $M \sim \theta$ 関係に比べダクティリティーが小さい、すなわちエネルギー吸収能が小さいことに起因するものと考えられ、銅球のもつ運動エネルギーの大小や衝突点高さなどによって変化する。破壊モードがどちらになるかによって、同じ立木であってもエネルギー吸収能に違いが生ずることを示唆しているものと考えられる。

エネルギー吸収能 E_D' とはりの耐力と δ を用いて求めた E_D を比較すると $E_D' \div 1.15 \sim 1.4 E_D$ であり E_D より大きくなっていることから、必ずしも $E_D = E_D'$ にはならないので試験で求めた E_D' は E_D そのものではないことに注意する必要がある。これは、 E_D' の中には、慣性力や減衰力により逸散されるエネルギーが含まれているためで、試験では、静的と衝撃の終局変位は等しいものではなく静的の方が大きい。このため、 $E_D' \div E_S$ となる。

⑤ 立木を半固定片持ばりにモデル化した上で、さらにこの半固定片持ばりと鋼球の衝突現象を局部変形を考慮した2質点系モデルに置き換え、計算によりほぼ $P \sim \delta$ 曲線を求めることができた。この $P \sim \delta$ 曲線から求めた E_D はほぼ試験値に等しく、半固定片持ばりの2質点系モデルではほぼ試験値を再現できることが確かめられた。 $E_D' (= \sum P \delta)$ と $E_D (= \sum Q \delta)$ を比較すると、終局変位が同一とすれば $E_D \div E_D'$ であり、はり曲げエネルギー吸収能と試験から求めたエネルギー吸収能は異なったものとなるので注意が必要である。これは、 E_D' の中には、慣性力、減衰力によって逸散されるエネルギーが含まれているためであり、ひずみ速度効果を考慮していない解析においても E_D' は衝突速度が速くなるにつれ大きくなる。試験では、衝撃試験から求めた終局変位と静的終局変位では、静的終局変位の方が大きく、 $E_D = E_S$ となっている。

⑥ 衝撃エネルギー吸収能 E_D は衝突高 h の影響をほとんど受けない。これは、衝突点の荷重 P_{max} が慣性力、減衰力のためはりの耐力 Q とはほとんど無関係に生じているためである。

次に、今後検討すべき事項について述べる。

① 本試験では、立木の破壊が根の支持力によって決まったが、根の支持力が十分強く、幹の破断によって破壊に至るケースのデータを得なければ、立木の変形モードおよび昨年度のように、立木を単純ばりにモデル化した場合のモデル化の妥当性を検討できない。したがって、根が十分強い場合の試験を行う必要がある。

② 立木の静的引倒し試験、衝撃载荷試験ともにデータ個数が少ないことおよびバラつきが大きいことから、試験個数をさらに追加してより精度の高い推定式に改良することが望まれる。

③ 本試験の場合のように根の支持力によって破壊が決まる場合、根の支持力を求めることが必要であり、地盤条件あるいは樹種と根の支持力の関係を求める必要がある。

④ 計算に用いた定数の決定にあたっては、試験結果より求めているが、単純ばり、および立木の衝撃応答試験を実施し、減衰定数 h を求め、本解析で用いた減衰定数の妥当性を検証する必要がある。

お　わ　り　に

本研究を進めるに当たって、多くの方々の協力があった。防衛大学校土木工学科石川信隆教授には、実験方法等に貴重な示唆を頂いた。農林水産省林業試験場防災部秋谷孝一部長、治山第二研究室陶山正憲室長、前橋営林局の関係各位、前橋営林局大間々営林署の皆様には現地試験のために便宜を図って頂いた。防衛大学校土木工学科香月智助手、斉藤英明研究生、八千代エンジニアリング㈱の松永繁氏、渡辺岳志氏には実験及びとりまとめを手伝って頂いた。記して謝意を表します。

立木の衝撃緩衝効果に関する
試験報告書

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2560号
昭和63年3月 (1988)
建設省土木研究所砂防部研究室 水山高久
石川芳治

要 旨

実際に生育している立木に衝撃及び静的載荷試験を実施したほか、杉の皮付き生丸太に対して土石流衝撃力試験を行い静的及び動的応答特性を調べ、立木の衝撃エネルギー吸収能を推定する実験式の提案を行ったものである。

キーワード: 土石流衝撃力, 緩衝材, 土石流緩衝樹林帯, 衝撃応答解析,
鋼製砂防施設



郵便はがき

305-□□

40円切手
をはいて
下さい。

建設省土木研究所
砂防研究室 御中

茨城県つくば市大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





立木の衝撃緩衝効果に関する試験報告書
土木研究所資料第2560号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

⑩

