

土 木 研 究 所 資 料

鋼管梁の衝撃破壊実験報告書

平成元年2月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright ©(1989)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、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

鋼管梁の衝撃破壊実験報告書

砂防研究室 室長 水山高久

研究員 栗原淳一

鈴木浩之

要 旨

鋼製のスリットダムや格子状の鋼製砂防施設は土石流を効率よく制御できると期待されているが、ダムの設計にあたって最も重要な、土石流の衝撃力とダムの衝撃抵抗力の評価の手法が確立されていない。筆者らは、過去2ヶ年に渡って、鋼製砂防施設の耐衝撃力の評価手法を確立するために、鋼製砂防施設を構成する鋼材を鋼管梁という単純な形にモデル化して、衝撃力に対する鋼管梁の限界性能（耐力、変形、エネルギー吸収能）について実験を行い検討した。一昨年度は、単純梁と片持梁に衝撃載荷実験を行って衝撃曲げエネルギー吸収能を推定する手法を提案したほか、2質点系モデルによる衝撃応答解析を行い、計算により衝撃曲げエネルギー吸収能を推定する手法を提案した。昨年度は、一昨年の補足実験を行ったほか、実際の破壊現象に近いと考えられる曲げとせん断力を与えた衝撃せん断実験を行い、片持梁の衝撃耐力、衝撃変形（応答）および衝撃エネルギー吸収能を求め、片持梁の衝撃破壊形態についても検討した。

本年度は、せん断力が卓越するような片持梁の衝撃純せん断実験、コンクリートで充填した鋼管単純梁の衝撃曲げ実験を行って、衝撃エネルギー吸収能の推定方法を提案した。また、衝撃曲げ破壊力と衝撃せん断力の組合せ応力に対する離散化モデルを検討し、数値シミュレーションによる衝撃応答および衝撃エネルギー吸収能の推定方法を提案した。

キーワード：鋼製砂防施設、土石流衝撃力、土石流、衝撃応答解析、衝撃破壊

An Experimental Study on the Impact Break-down of Steel Beams used in the Sabo Facilities

by
Takahisa MIZUYAMA
Junichi KURIHARA
Hiroyuki SUZUKI

Synopsis

Steel Sabo facilities such as slit dams and crib dams are expected to control debris flows well. The method to estimate the impact force of debris flow and their impact resistance which is necessary in design of steel Sabo facilities haven't been made clear. Authors studied about the impact loading to an element of steel facilities considering it as a simple beam and a cantilever for the past two years. The year before last, impact loading tests on simple beams and cantilevers were carried out and a method was proposed to find out the impact bending energy absorptivity. Impact responses were analyzed based on the two mass points model and the method was proposed to estimate the impact bending energy absorptivity by a computer simulation. Impact shearing tests were carried out to find out the impact resistance, deformation, energy absorptivity and their breaking modes last year.

Two kinds of tests are carried out this year. Impact shearing tests on cantilevers and the impact bending tests on simple beams filled with concrete. A discrete model expressing both the impact bending rupture force and the impact shearing force is considered and the method to estimate the impact response and impact energy absorptivity by numerical simulation is proposed.

KEY WORDS: Debris flow, Impact force, Impact response analysis, Sabo structures of steel type, Impact force Break-down testing.

は じ め に

近年、土石流を効率よく制御でき比較的短期間で簡単に施工できる、鋼製のスリットダムや格子状の砂防施設が数多く施工されている。しかしながら、ダムの設計にあたって最も重要な、土石流の衝突による衝撃力とダムの衝撃抵抗力の評価の手法は確立されていない。これまでの研究は、鋼製砂防施設全体の変形または局部変形のどちらかに着目して行われてきた。そこで筆者らは過去2ヶ年に渡って、局部変形と構造変形の両方を考慮した鋼製砂防施設の部材試験を行ってきた。昨年度までは直径の異なる中空の鋼管および管径に対して肉厚が薄い鋼管について、衝撃曲げ破壊力を受けた場合にどのような挙動を示すかを、鋼製砂防ダムを単純梁と片持梁にモデル化した試験体を用いて検討を行い、そのエネルギー吸収能を推定する手法を提案した。

本報告書は、建設省東北地方建設局新庄工事事務所より「鋼製砂防施設に関する部材試験」として依頼された課題の成果で、せん断力が卓越するような片持梁の衝撃せん断実験およびコンクリートで充填した鋼管単純梁の衝撃曲げ破壊試験を行って、衝撃エネルギー吸収能の推定方法を提案した。また、衝撃曲げ破壊力と衝撃せん断力の組合せ応力に対する離散化モデルの検討を行い、数値シミュレーションによる衝撃応答および衝撃エネルギー吸収能の推定方法を提案した。

平成元年2月

目 次

はじめに

1. 実験の目的	1
2. 実験の概要	2
2.1 実験設備	2
2.1.1 載荷装置	2
2.1.2 計測装置	5
2.2 実験の概要	6
2.2.1 片持梁の衝撃せん断実験	6
(1) 実験ケース	6
(2) 試験体	6
2.2.2 コンクリートで充填した鋼管単純梁の衝撃曲げ実験	6
(1) 実験ケース	6
(2) 試験体	8
3. 実験結果と考察	9
3.1 片持梁の衝撃せん断実験	9
3.1.1 荷重、変位と時間の関係	9
3.1.2 荷重と変位の関係	13
3.1.3 最大荷重と載荷速度の関係	14
3.1.4 終局変位	14
3.1.5 衝撃エネルギー吸収能と載荷速度の関係	15
3.1.6 試験体の破壊状況	18
3.1.7 ま と め	18
3.2 コンクリートで充填した鋼管単純梁の衝撃曲げ実験	21
3.2.1 荷重、衝突点変位と時間の関係	21
3.2.2 最大荷重、収束荷重と鋼管径および載荷速度の関係	25
3.2.3 荷重と変位の関係	29
3.2.4 終局変位量と鋼管径および載荷速度との関係	29
3.2.5 衝撃曲げエネルギー吸収能と鋼管径および載荷速度との影響	33
3.2.6 試験体の破壊状況	37

3.2.7 ま と め	41
4. 曲げと軸力およびせん断変形を考慮した骨組構造物の弾塑性解析	45
4.1 曲げとせん断変形を同時に考慮した梁構造物の剛性マトリックス	45
4.1.1 概 要	45
4.1.2 要素の力の釣合条件式	45
4.1.3 変形適合条件式	47
4.1.4 内力と内変形の関係	47
4.1.5 構造全体における剛性マトリックス	47
4.1.6 片持梁による検討	48
4.2 曲げモーメントと軸力およびせん断変形を同時に考慮した骨組構造物の弾性剛性マトリックス	49
4.2.1 概 要	49
4.2.2 変形適合条件式	50
4.2.3 力の釣合条件式	51
4.2.4 内力と内変形の関係	52
4.2.5 構造全体における剛性マトリックスと解法	52
4.2.6 数値計算法上の改良	52
4.2.7 片持梁の計算例	53
4.3 曲げと軸力およびせん断変形を同時に考慮した骨組構造物の弾塑性剛性マトリックス	54
4.3.1 概 要	54
4.3.2 力の釣合条件式	54
4.3.3 変形適合条件式	54
4.3.4 内力と弾性内変形の関係	55
4.3.5 弾性内変形と塑性乗数	55
4.3.6 降伏条件式	55
(1) M~N インタラクション	55
(2) M~S インタラクション	55
(3) N~S インタラクション	55
(4) 要素における降伏条件式	55
4.3.7 弾塑性剛性マトリックスの誘導	57
4.4 曲げと軸力およびせん断変形を同時に考慮した骨組構造物の弾塑性衝撃応答解析	58
4.4.1 概 要	58
4.4.2 動的増分解析の基本式	58
4.4.3 解析に用いる各係数等の決定法	59
(1) モデル化	59

(2) 剛性マトリックス	59
(3) 質量マトリックス	59
(4) 減衰係数マトリックス	59
(5) 局部ばね定数および局部の減衰係数	60
4.4.4 解析手順	60
4.5 先端に衝撃荷重を受ける鋼管片持梁の解析	61
4.5.1 概 要	61
4.5.2 モデル化および解析定数	62
4.5.3 載荷点荷重と時間の関係	62
4.5.4 衝突点変位と時間の関係	64
4.5.5 荷重と変位の関係	65
4.5.6 変位モードおよび降伏メカニズム	66
4.5.7 塑性変形量	66
4.5.8 衝撃エネルギー吸収能	69
4.5.9 ま と め	71
4.6 固定端近くに衝撃荷重を受ける鋼管片持梁の解析	71
4.6.1 概 要	71
4.6.2 モデル化および解析定数	71
4.6.3 載荷点荷重と時間の関係	72
4.6.4 衝突点変位と時間の関係	72
4.6.5 荷重と変位の関係	74
4.6.6 変位モードおよび降伏メカニズム	74
4.6.7 塑性変形量	76
4.6.8 衝撃エネルギー吸収能	78
4.6.9 ま と め	80
5. 結論および今後の課題	81
5.1 結 論	81
5.2 今後の課題	82

参 考 文 献

お わ り に

資 料 集

1. 実験の目的

本実験は、スリットダムや鋼管を格子状に組んだ鋼製の砂防施設に土石流が衝突する場合に、巨礫を持つエネルギーがどの様に鋼製の砂防施設に作用するかを調べ、鋼製砂防施設の耐衝撃力設計の手法を確立することを目的に実施しているものである。その基礎的段階として、鋼製砂防施設を構成する鋼材を鋼管梁という単純な形にモデル化して、衝撃力に対する鋼管梁の限界性能（耐力、変形、エネルギー吸収能）について調べることを目的として実験を行ってきた。

一昨年度は、鋼製砂防構造物に用いられている鋼管部材を取り出し、これらの部材の支持条件を考え、その支持条件を満足するようなモデルとして簡単な単純梁と片持梁を考えた。この単純梁と片持梁の2つのモデルを用いて衝撃载荷実験を行って、衝撃曲げエネルギー吸収能を推定する手法を提案した。さらに2質点系モデルを用いた衝撃応答解析を行い、計算による衝撃エネルギー吸収能の推定法を提案した。昨年度は、一昨年度の補足実験を行い、衝撃曲げエネルギー吸収能の推定方法の検討を行ったほか、実際の破壊現象に近いと考えられる曲げせん断力を与えた、衝撃せん断型実験を行い片持梁に曲げと衝撃せん断力が作用する場合の衝撃耐力、衝撃変形（応答）及び衝撃エネルギー吸収能を求め、片持梁の衝撃破壊形態についても検討した。

本年度は、片持梁の衝撃せん断実験およびコンクリートで充填した鋼管単純梁の衝撃曲げ実験を実施した。片持梁の衝撃せん断実験は、昨年度実施した衝撃曲げせん断実験では、速度が小さかったこと、実験装置の制約上固定端から20 cm離れた位置に载荷していること、固定端の条件が曲げ変形を起こし易かったこと等の理由により、純粋なせん断破壊が発生していない。そこで、本年度は固定端の条件、载荷条件などを改良し、さらに高速で载荷して純粋なせん断破壊を発生させて速度とせん断破壊が衝撃エネルギー吸収能に与える影響を検討した。コンクリートで充填した鋼管単純梁の衝撃曲げ実験は、これまで実施してきた実験は鋼管の中には何も充填せず、局部めり込みを自由に起こさせる方法で行ってきた。しかし、実際の構造物でも鋼管の中にコンクリートを充填したものが施工されていること、これまでの実験結果から载荷点等での局部めり込みが衝撃曲げエネルギー吸収能に与える影響が大きいことから、充填しない場合のエネルギー吸収能と比較する必要がある。そこで、コンクリートで充填した鋼管のエネルギー吸収能と衝撃応答特性を調べることを目的に実施した。

2. 実験の概要

2.1 実験設備

2.1.1 載荷装置

(1) 片持梁の衝撃せん断実験

載荷装置の概要を図-2.1(a), (b)に示すように試験体を固定する支点部, これを支える架台および落錘装置からなる。架台はアンカーボルト 24 本で床に固定されており, この架台上に一端固定用の支点部をボルトナットで固定する構造となっている。一端固定用の支点部は図-2.1(a)に示すように試験体の一端のコンク

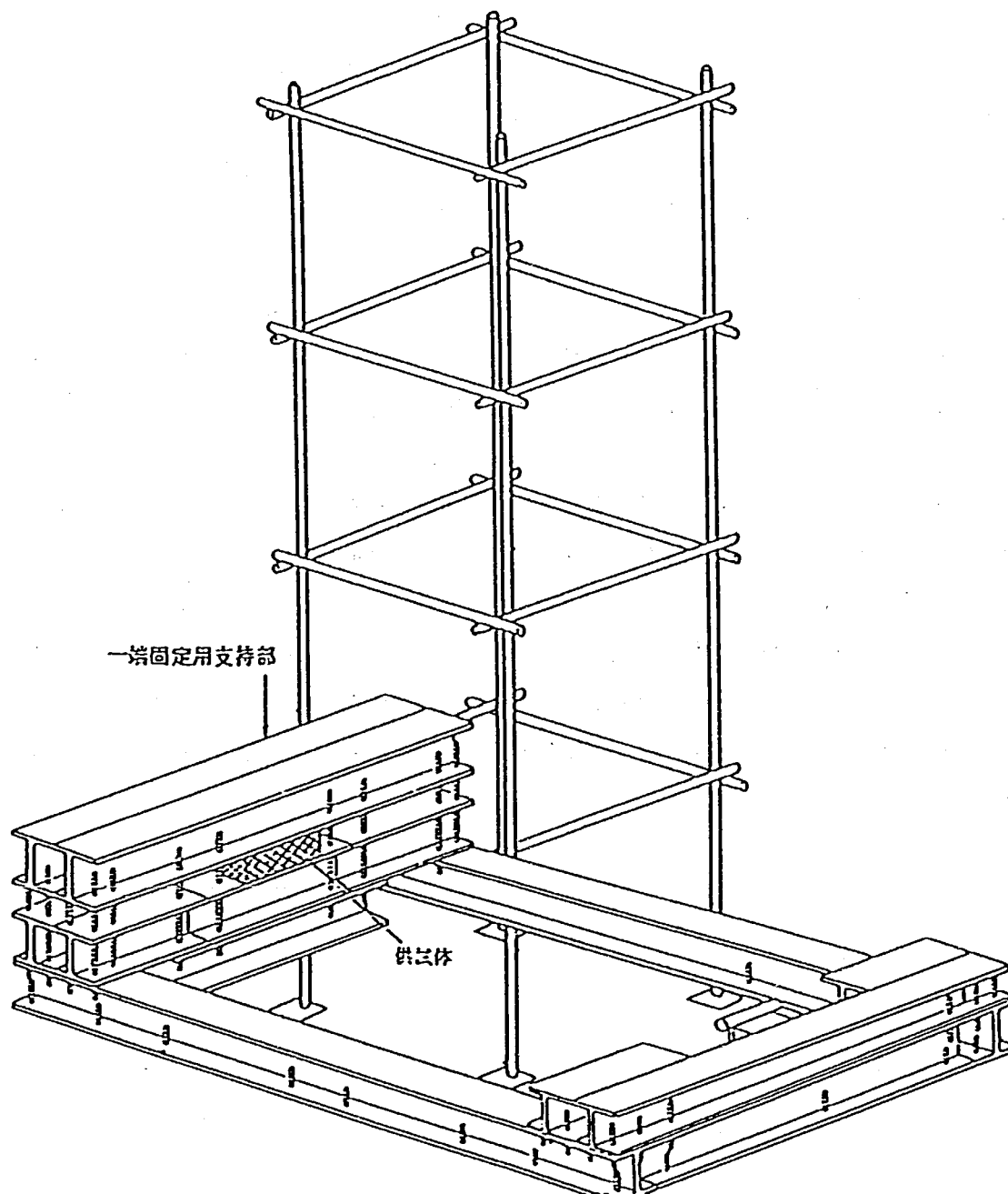


図-2.1(a) 載荷装置の概要

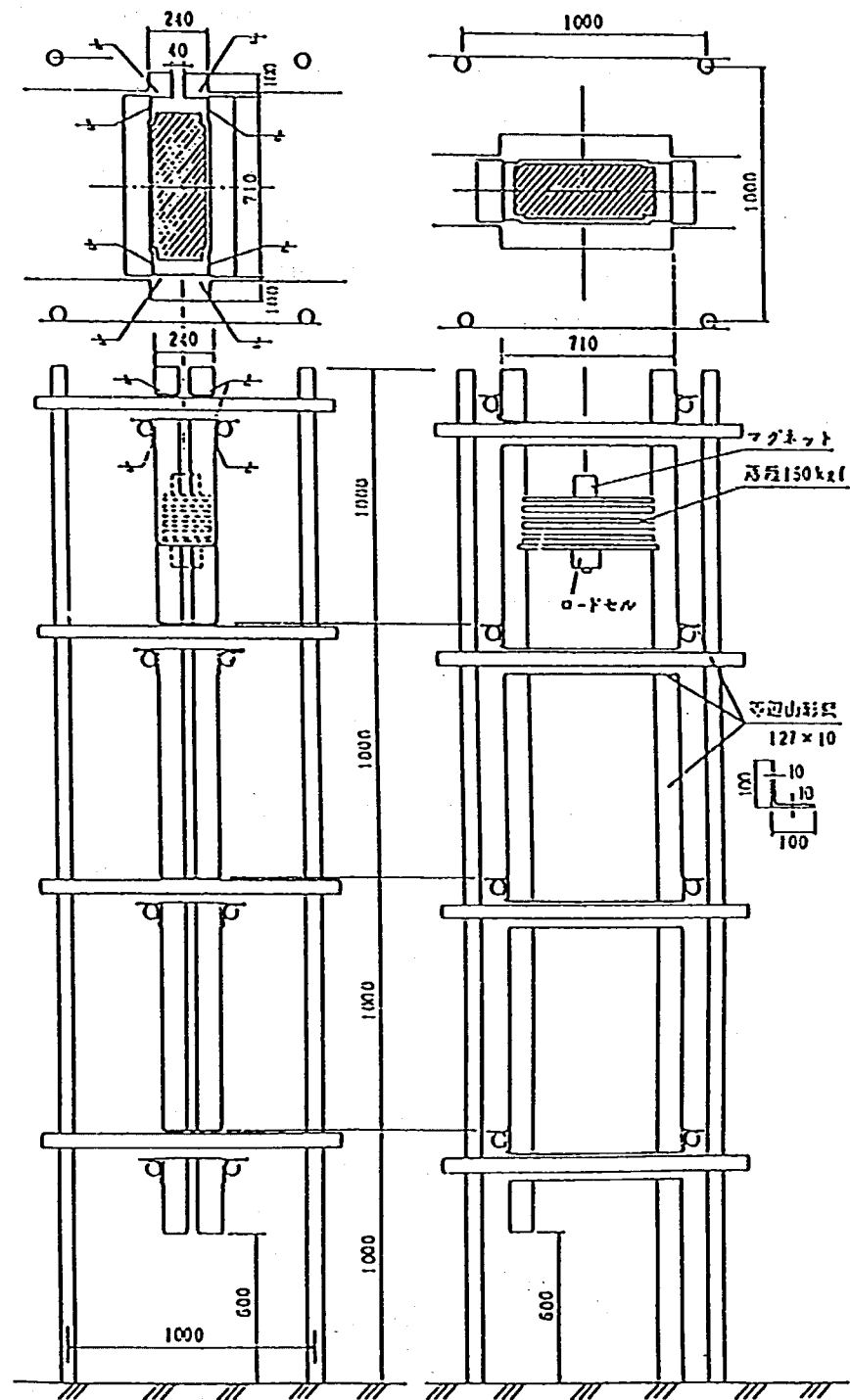


図-2.1(b) 載荷装置の概要

リットで固めた部分を上下から H 型鋼で挟み込みこれをボルトナットで固定し、固定端の条件を満足するような構造とした。落錘装置は足場パイプで $1\text{m} \times 1\text{m}$ の正方形の高さ 6m の枠組みを組み、その内部に落錘用のガイドを取り付け、重錘が自由落下する際、所望の位置に落下するようにしたものである。落錘用のガイドは、 $V=10\text{m/s}$ 以上の載荷速度が与えられる落下高さである約 6m である。巻き上げ用のウィンチに電磁石を取り付け、重錘を所望の高さまでつり上げてリモートスイッチで電磁石のスイッチを切ることによって重錘を落下させた。

また、図-2.2 に示すように梁の固定部に接続して、試験体の下部に剛な H 形鋼で支持台を作成し、梁としての応答をできないように固定した。そして図-2.3 に示すようなロードセル固定及び鋼管打撃用治具を取り付け、よりせん断破壊が起こり易い条件を作り、治具に挿入したロードセル上に重錘を衝突させた。

コンクリートで充填した鋼管単純梁の衝撃曲げ実験の载荷装置の架台および落錘装置は片持梁の衝撃せん断実験のものと同様である。支点部は架台上に一端固定用の支点部および単純支持用の支点部をボルトナットで固定する構造となっている。単純梁の支点部は、試験体の両端を上下から鋼棒で挟み込みこれを U 字ボルトで締め付けて固定し、単純支持の条件を満足するように上下方向の跳ね上がりを防止するとともに試験体の変形に伴い回転できる構造となっている。

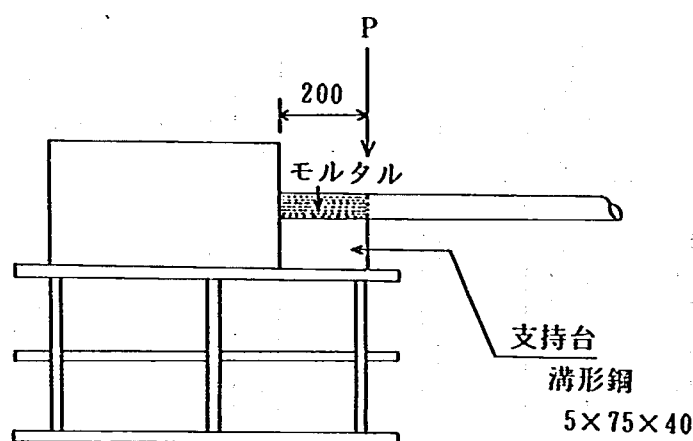


図-2.2 片持梁支持台の概要

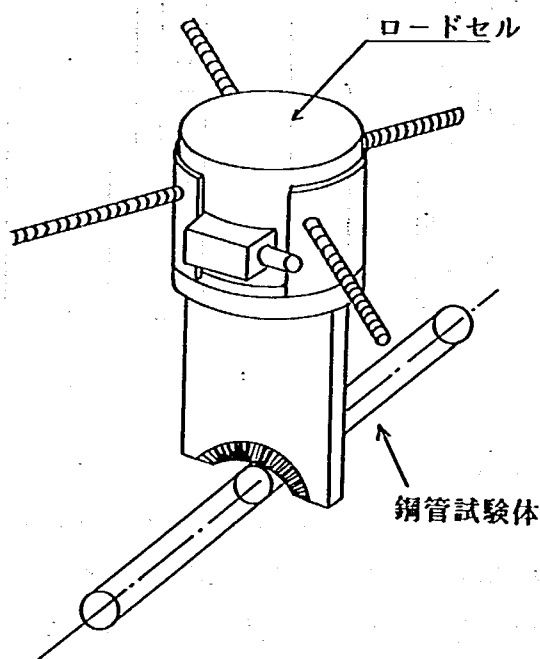


図-2.3 ロードセルの固定方法と鋼管打撃用治具

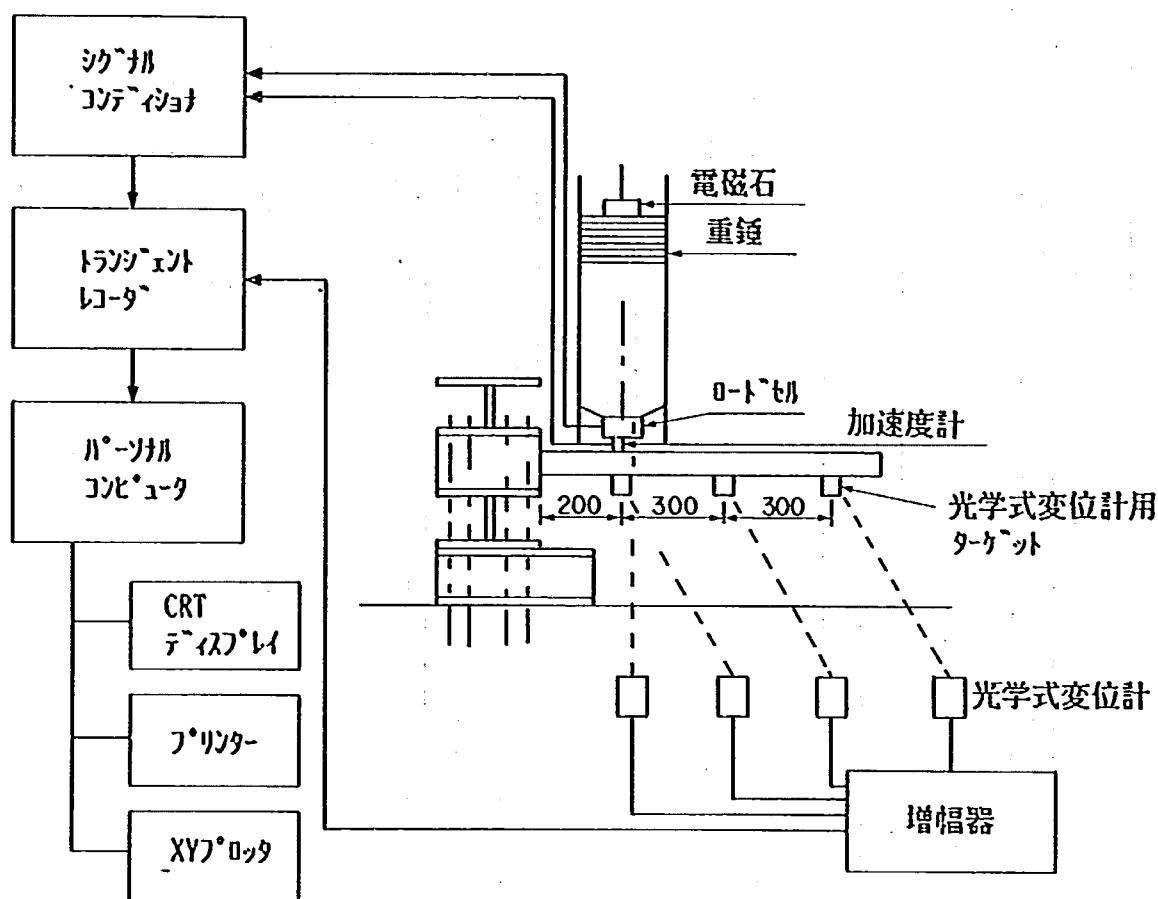


図-2.4 計測装置の概要

2.1.2 計測装置

片持梁の衝撃せん断実験における測定項目は、衝突点の衝撃荷重～時間関係、衝突点変位～時間関係、ロードセル変位～時間関係、および衝突点から 30 cm および 60 cm 自由端側の変位～時間関係である。図-2.4 に計測装置の概要を示す。計測においては、図-2.3 に示した、鋼管打撃用治具に取り付けたロードセルで衝突点の衝撃荷重を測定し、衝突点（固定端から 20 cm の位置）および衝突点から 30 cm・60 cm の位置の試験体の下側、およびロードセル固定用治具に光学式変位計用のターゲットを取り付け各点の変位を測定した。また、データサンプリング用のトリガーとして図-2.4 に示す位置に取り付けた加速度計によって測定される加速度を用いた。残留めり込み量、残留変形量は、実験後ノギスにより測定した。

コンクリートで充填した鋼管単純梁の衝撃曲げ破壊実験における測定項目は、衝突点の衝撃荷重～時間関係、衝突点変位～時間関係である。図-2.5 に計測装置の概要を示す。計測においては、図-2.5 に示すように重錘下部に取り付けたロードセルで衝突点の衝撃荷重を測定し、単純梁では衝突点（スパン中央）に光学式変位計用のターゲットを取り付け衝突点の変位を測定した。単純梁の曲げ試験の測定は、片持梁の衝撃せん断実験と同様である。残留めり込み量は実験終了後、ノギスにより測定した。

表-2.1 実験条件一覧表

CASE No.	鋼 管 径 ϕ (mm)	衝突速度 V (m/sec)	落下高さ H (m)	重錘重量 W (kgf)	測 定 項 目
1-1	48.6	7.0	2.50	150.0	1. 衝撃荷重～時間
1-2		6.5	2.16		2. 衝突点変位～時間
2-1		8.0	3.27		3. ロードセルの変位～時間
2-2		8.0	3.27		4. 支点より50cmの変位～時間
3-1		9.0	4.13		5. 支点より80cmの変位～時間
3-2		4.0	0.82		
4-1		10.0	5.10		
4-2		6.0	1.84		
合 計	7 ケース (計 8 試験体)				

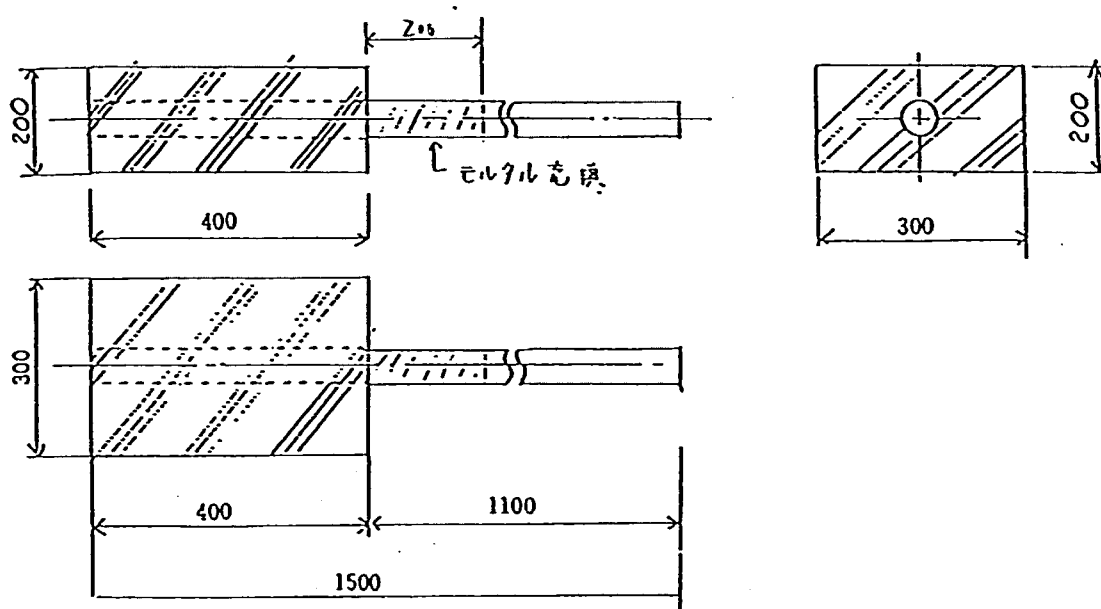


図-2.6 片持梁の衝撃せん断実験試験体の概要

表-2.2 試験体の諸元

鋼 管 径 (mm)	φ48.6
鋼 管 の 厚 さ (mm)	3.2
降 伏 点 (kgf/cm ²)	4,000
伸 び (%)	46.0
断 面 積 (cm ²)	4.56
断面二次モーメント (cm ⁴)	11.8
塑性断面係数 (cm ³)	6.6
単 位 重 量 (kg/cm ³)	3.58

表-2.3 実験条件一覧表

CASE No.	鋼 管 径 φ (mm)	衝突速度 V (m/sec)	落下高さ H (m)	重錘重量 W (kgf)	測 定 項 目
1-1	48.6	6.0	1.84	150.0	1. 衝撃荷重～時間 2. 衝突点変位～時間
1-2		8.0	3.27		
1-3		4.0	0.82		
2-1	60.5	6.0	1.84		
2-2		8.0	3.27		
2-3		4.0	0.82		
3-1	89.1	6.0	1.84		
3-2		8.0	3.27		
3-3		10.0	5.10		
合 計	9 ケース 9 試験体				

(2) 試験体

実験に用いた試験体は、鋼管内にコンクリートを封入したものである。鋼管の両端には蓋を溶接し、鋼管内に充填したコンクリートを拘束した。試験体の全長は 120 cm でスパン長は 100 cm である。試験体の諸元を表-2.4 に示す。

表-2.4 試験体の諸元

鋼管径 (mm)		48.6	60.5	89.1
肉厚 (mm)		3.2	3.2	3.2
鋼管	降伏応力 (kg/cm ²)	4,000	3,800	3,900
	断面積 (cm ²)	4.56	5.76	8.64
	断面二次モーメント (cm ⁴)	11.8	23.7	79.8
中詰材	圧縮強度 (kg/cm ²)	240	240	240
	断面積 (cm ²)	13.99	22.99	53.70
	断面二次モーメント (cm ⁴)	15.57	42.05	29.60
換算断面二次モーメント (cm ⁴)		13.65	28.71	7.1
塑性断面係数 (cm ³)		8.09	13.66	34.8

3. 実験結果と考察

3.1 片持梁の衝撃せん断実験

本年度は固定端の条件、載荷条件等を改良し、さらに高速で載荷して純粋なせん断破壊を発生させて、速度とせん断破壊が衝撃エネルギー吸収能に与える影響を検討した。

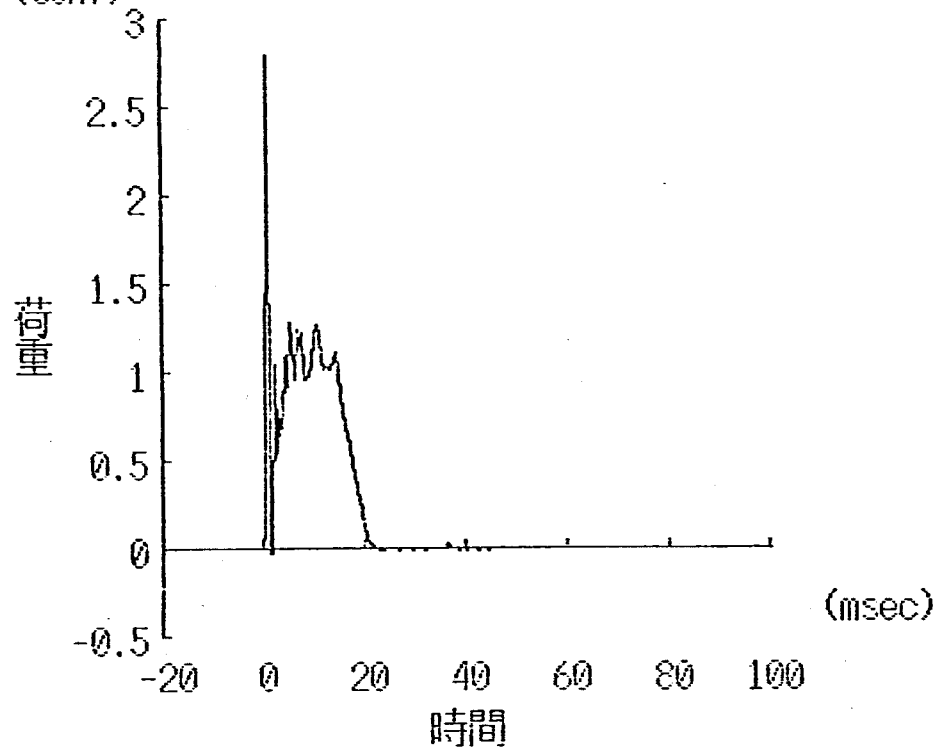
3.1.1 荷重、変位と時間の関係

実験で得られた荷重～時間曲線（以下「 $P \sim t$ 曲線」と呼ぶ）、衝突点（固定端から 20 cm の点の変位、以下「20 cm 点変位」と呼ぶ）～時間曲線（以下「 $\delta_{20} \sim t$ 曲線」と呼ぶ）、固定端から 50 cm の点の変位（以下「50 cm 点変位」と呼ぶ）～時間曲線、固定端から 80 cm の点の変位（以下「80 cm 点変位」と呼ぶ）～時間曲線（以下「 $\delta_{80} \sim t$ 曲線」と呼ぶ）、およびロードセル変位～時間曲線（以下「 $\delta_L \sim t$ 曲線」と呼ぶ）の例を図-3.1 に示す。また、表-3.1 に最大荷重 P_{max} 、荷重持続時間 T_c 、20 cm 点、ロードセル、50 cm 点、80 cm 点の変位速度 δ_{20} 、 δ_L 、 δ_{50} 、 δ_{80} を示す。これらから、以下の様な特性があることがわかる。

- ① $P \sim t$ 曲線の形状は、衝突直後にシャープな立ち上がりを示し、一度 0 付近に荷重が低下した後再び立ち上がり、一定値におちつくこともなく急激に低下している。これまでの片持梁の衝撃曲げ実験やせん断実験で見られたような、衝突直後にシャープな立ち上がりを示し、一定の荷重値におちついた後に荷重が低下する形と大きく異なっている。一般にシャープな立ち上がりの現象は、梁の慣性力および局部応答によるものであり、立ち下がり後の現象は梁の全体応答によるものであると思われる。本実験においては、衝突直後の局部応答と梁の慣性力の影響のため、曲げ実験同様にシャープな立ち上がりを示す形状となる。しかし、それ以降は梁全体としての応答をすることはなく、運動全部が局部応答で終わる。よって、梁全体としての剛性が局部的な剛性より大きい場合のように、一定の荷重値に収束することはない。また、ロードセルの最大変位量は、鋼管径と局部的な微少量の曲げ変形量との和であり、約 6~7 cm 程度とわずかである。このため、荷重の作用する時間も短くなり、このような形状になったものと考えられる。
- ② 荷重は重錘の衝突の瞬間から発生しているが、ロードセル、20 cm 点ともに変位は衝突よりやや遅れて発生している。これは、梁の慣性力の影響および測定装置の応答特性上の問題によるものと考えられる。
- ③ 最大荷重は、Case No. 4-2 を除いて衝突直後のシャープな立ち上がりの際に発生する。最大荷重が第 1 ピークで発生するのは、梁の慣性力や局部応答により生じる荷重が梁の耐力より大きいためと考えられる。なお、Case No. 4-2 で第 1 ピークで最大荷重が得られていないのは、トランジェット・レコーダのサンプリングタイムを $500 \mu\text{sec}$ としたため、0.5 msec, 1 msec, 1.5 msec と離散的にデータを収集し、その間に最大荷重は発生したが、そのデータを読み込まなかったためと考えられる。
- ④ 荷重持続時間 T_c と載荷速度との関係を図-3.2 に示す。図より、載荷速度が遅い場合は荷重持続時間はほぼ一定であるが、ある速度以上では、載荷速度が速くなるほど荷重持続時間が短くなる傾向を示すことがわかる。これは、ロードセルの最大変位可能量が実験装置の構造上ほぼ一定であるため、梁が破壊するエネルギーより大きなエネルギーを与える載荷速度では、載荷速度が速いほど荷重持続時間が短

Case No 1-2 鋼管径 $\phi 48.6$ 衝突速度 $V = 6.5\text{m/s}$

(tonf) 荷重~時間関係



(mm) □ロードセル変位~時間関係

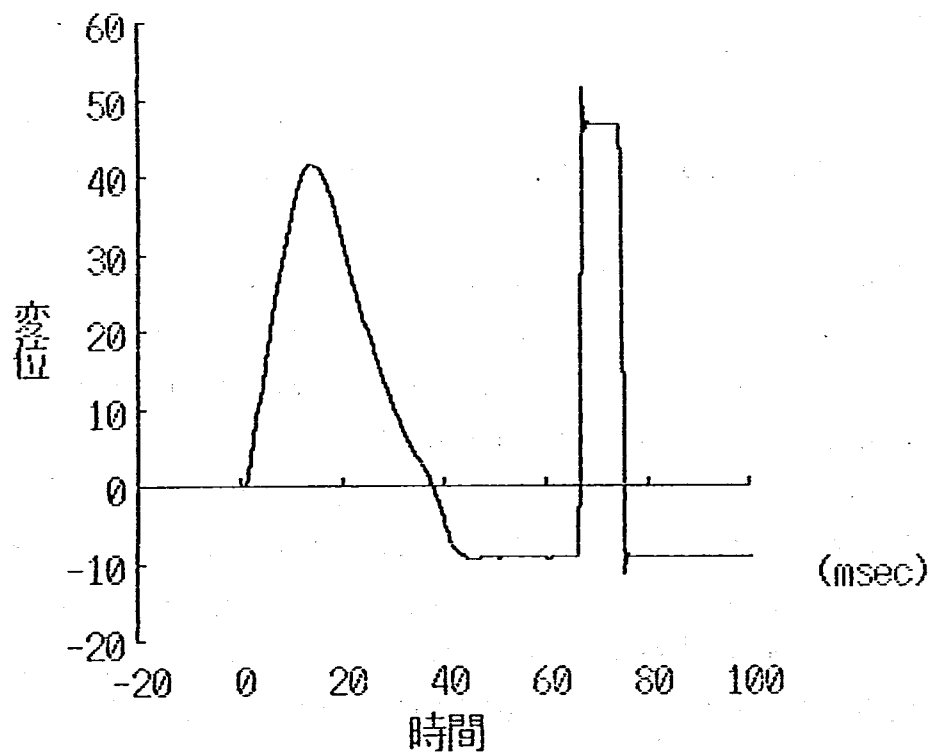


図-3.1(a) 片持梁の衝撃せん断実験の測定結果例

Case No 1-2 鋼管径 $\phi 48.6$ 衝突速度 $V = 6.5\text{m/s}$

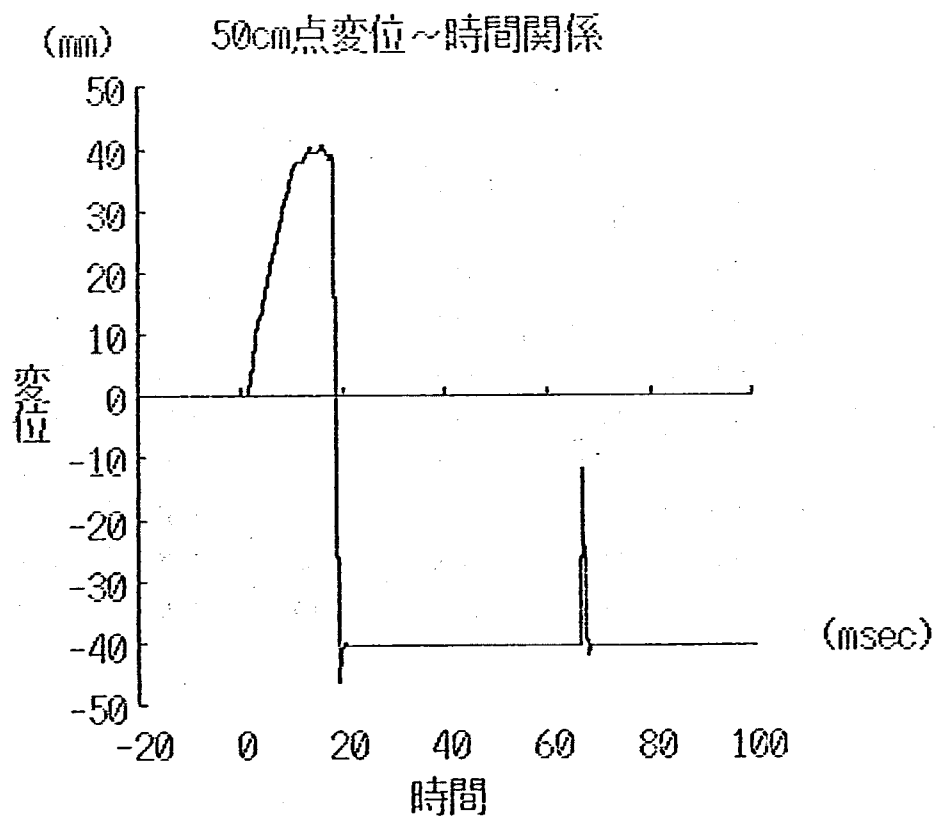
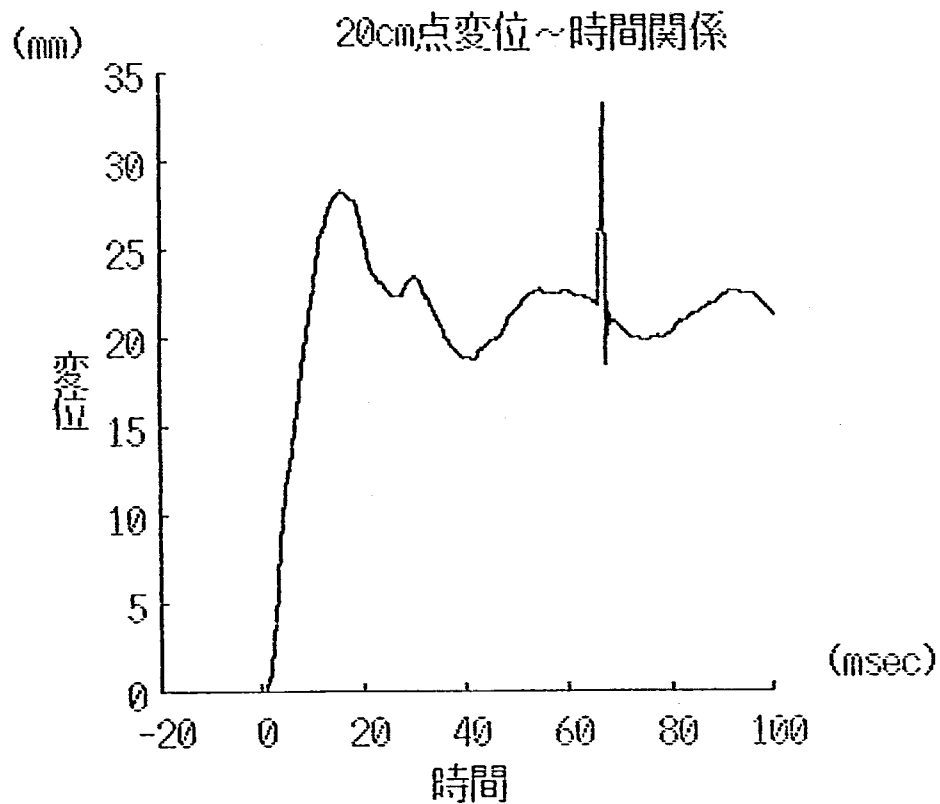


図-3.1(b) 片持梁の衝撃せん断実験の測定結果例

Case No 1-2 鋼管径 $\phi 48.6$ 衝突速度 $V = 6.5\text{m/s}$

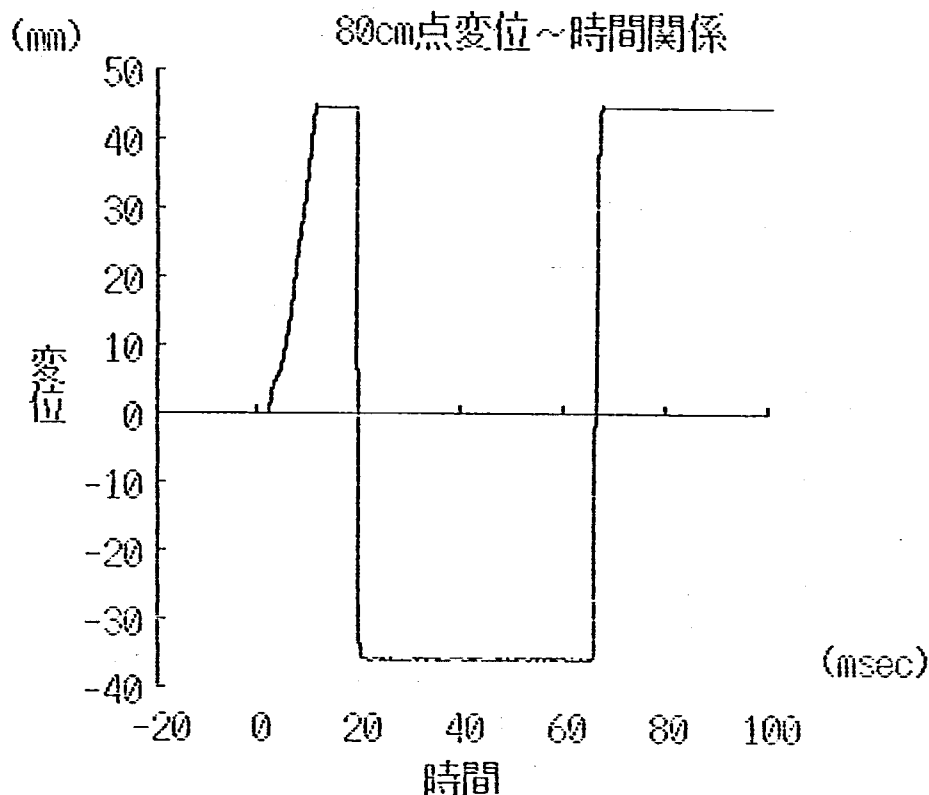


図-3.1(c) 片持梁の衝撃せん断実験の測定結果例

表-3.1 片持梁の衝撃せん断実験の実験結果

Case No	鋼管径 ϕ (mm)	衝突速度 V_0 (m/sec)	最大荷重 P_{max} (tonf)	荷重持続時間 T_c (msec)	変位速度			
					δ_{20} (m/sec)	δ_L (m/sec)	δ_{50} (m/sec)	δ_{80} (m/sec)
1-1	48.6	7.0	7.33	32.0	2.42	4.96	2.81	
1-2		6.5	14.03	22.5	2.23	3.53	4.05	4.61
2-1		8.0	17.25	27.0	3.29	5.57	2.43	
2-2		8.0	14.33	26.5	2.48	6.53	3.87	
3-1		9.0	12.45	11.0	4.27	5.38	4.33	
3-2		4.0	8.83	22.0	1.22	2.37	2.56	4.81
4-1		10.0	14.50	20.0	2.83	5.50	6.52	4.41
4-2		6.0	7.53	22.5	2.60	4.20	3.32	

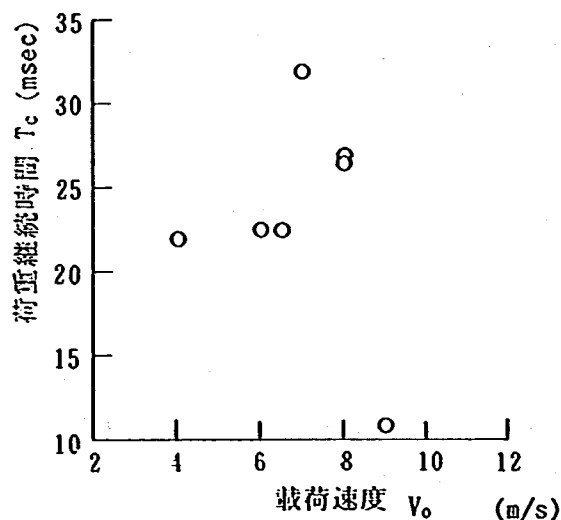


図-3.2 荷重持続時間と载荷速度の関係

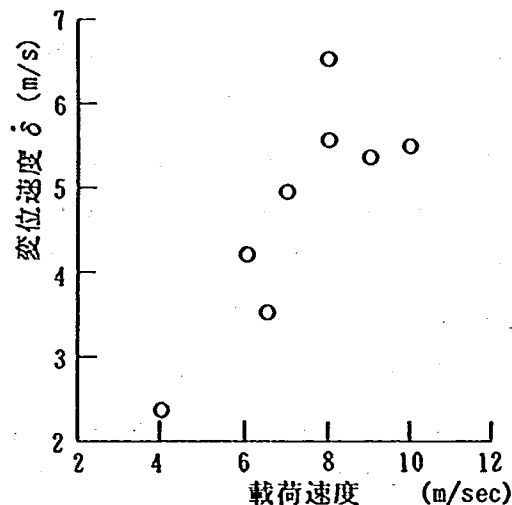


図-3.3 ロードセルの変位速度と载荷速度の関係

くなるためである。

- ⑤ 図-3.3にロードセルの変位速度と载荷速度の関係を示す。ここでいう変位速度とは、ロードセル変位の立ち上がり部分の傾きを言う。図より、変位速度は载荷速度にほぼ比例して増加することがわかる。载荷速度が速い場合は、変位速度が遅くはなるものの、最大変位量も小さくなり、また曲げ実験のように振動が生じるような実験ではないため、両者が打ち消し合い、ほぼ一定の荷重持続時間になったものと考えられる。

3.1.2 荷重と変位の関係

計測された $P \sim t$ 曲線、 $\delta_L \sim t$ 曲線、 $\delta_{20} \sim t$ 曲線から時間軸を消去して、 $P \sim \delta_L$ 曲線、 $P \sim \delta_{20}$ 曲線を作成した。 $P \sim \delta_L$ 曲線、 $P \sim \delta_{20}$ 曲線の例を図-3.4に示す。図より、以下の特性が認められる。

- ① $P \sim \delta_L$ 曲線、 $P \sim \delta_{20}$ 曲線の形状は、変位が時間にほぼ比例して単調増加しているため、ほぼ $P \sim t$ 曲線

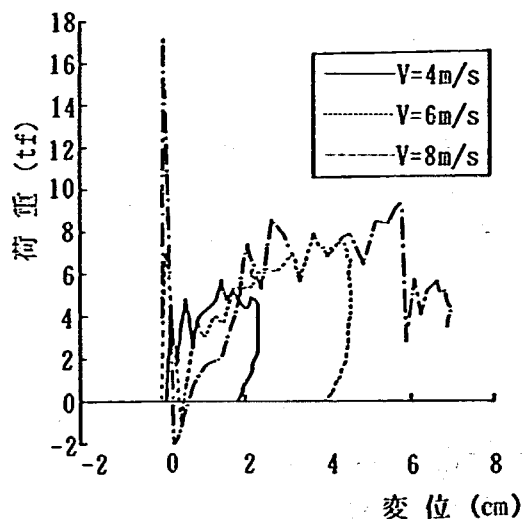


図-3.4(a) 荷重とロードセル変位の関係

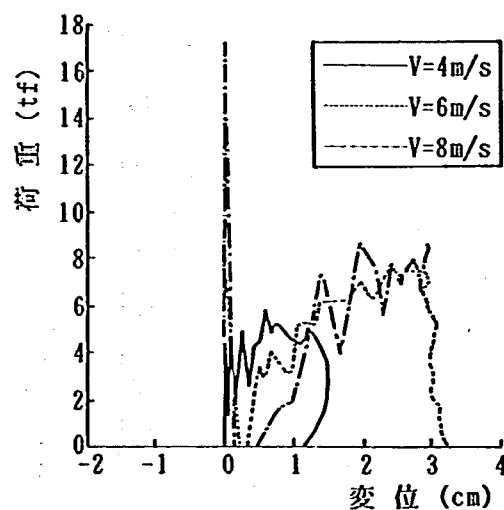


図-3.4(b) 荷重と20cm点変位の関係

の形状に等しい。

② $P \sim \delta_L$ 曲線, $P \sim \delta_{20}$ 曲線の形状は、速度が等しい場合、変位量の違いを除けば概ね一致した形状となる。これは、ロードセル変位と 20 cm 点変位の形状がほぼ一致しているためである。

③ $P \sim \delta_L$ 曲線, $P \sim \delta_{20}$ 曲線ともに、載荷速度が異なってもほぼ形状が一致していることが認められる。

以上より、 $P \sim \delta$ 曲線において荷重が概ね一定となるときの荷重値および終局変位量を知りうれば、 $P \sim \delta$ 曲線は概ね描きうると考えられる。

3.1.3 最大荷重と載荷速度の関係

最大荷重 $P_{\max}$ と載荷速度との関係を図-3.5 に示す。図より、載荷速度が速くなると、ほぼ線形的に最大荷重が大きくなる傾向を示すことがわかる。これは、前述の様に最大荷重の大きさは、衝突直後の局部応答と梁の慣性力に影響され、試験体の諸元が等しいため、載荷速度が速くなるに従い梁の慣性力が大きくなり最大荷重が大きくなったものと考えられる。

3.1.4 終局変位

$P \sim \delta$ 曲線において $P=0$ となる点の変位量を終局変位と定義した。変位が $P=0$ となるまで計測できなかった場合は、表-3.2 に示す残留変形量から推定した。20 cm 点、ロードセルの終局変位を表-3.3 に示す。また δ_{20} 、 δ_L と載荷速度との関係を図-3.6 に示す。これらの図表から以下の特性が認められる。

- ① 20 cm 点終局変位は、載荷速度が速くなるに従い大きくなる。これは、20 cm 点の終局変位量は載荷速度が速くなるに従い、打撃用治具と鋼管のせん断破壊面との間の摩擦力が大きくなること、重錘の重量が大きいためロードセルがほぼ重錘の自由落下運動に等しい運動をするためと考えられる。
- ② ロードセルの終局変位量は、載荷速度 $V=7$ m/s 以下では載荷速度が速いほど大きくなる傾向を示すが、載荷速度がある一定の値 ($V=7$ m/s) を越えるとあまり変化しなくなる。これは、 $V=7 \sim 8$ m/s 付近がせん断破壊の発生・非発生の境界で、それより遅い載荷速度においては載荷速度が速くなるほど応答する変位量が大きくなるのに対し、速い載荷速度においては梁は切断されるのみといった状態になるため、この速度以上の載荷速度においてはロードセル終局変位は増えないものと考えられる。

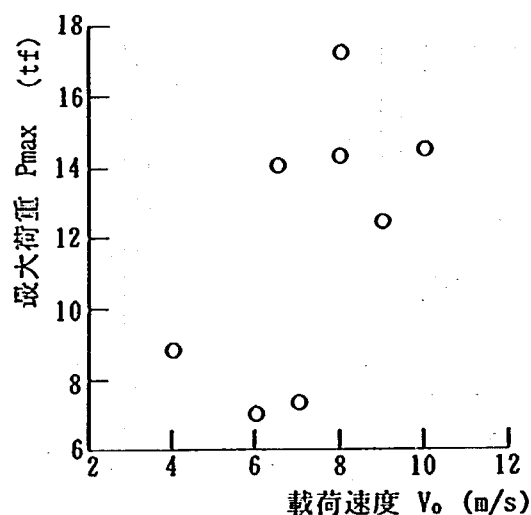


図-3.5 最大荷重と載荷速度の関係

表-3.2 残 留 変 形 量

Case No	鋼 管 径 ϕ (mm)	载荷速度 V (m/s)	重錘重量 W (kgf)	残 留 変 形 量					備 考
				a (mm)	b (mm)	c (mm)	d (mm)	e (mm)	
1-1	48.6	7.0	150	6.9	6.5	3.5	1.5	2.5	
1-2		6.5		6.3	6.4	0.9	3.3	1.9	
2-1		8.0		7.2	9.0	3.5	1.3	3.4	
2-2		8.0		7.2	7.5	3.5	1.2	2.6	
3-1		9.0		6.5					切 断
3-2		4.0		5.5	5.5	0.6	4.2	1.2	
4-1		10.0		7.0					切 断
4-2		6.0		6.0	6.5	1.5	3.4	2.5	

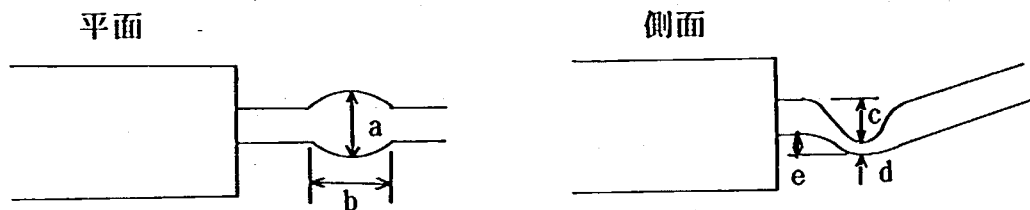


表-3.3 終 局 変 位 量

Case No	鋼 管 径 ϕ (mm)	载荷速度 V (m/s)	重錘重量 W (kgf)	終 局 変 形 量	
				δ_{20} (mm)	δ_L (mm)
1-1	48.6	7.0	150	2.5	6.0
1-2		6.5		1.9	2.8
2-1		8.0		3.4	6.9
2-2		8.0		2.7	6.2
3-1		9.0			
3-2		4.0		1.2	1.3
4-1		10.0			
4-2		6.0		2.5	4.0

注) Case No 3-1, 4-1は切断したため、データ無し

3.1.5 衝撃エネルギー吸収能と载荷速度の関係

本実験においては、実験装置の制約上荷重 P が 0 となるまでの変位を一部しか計測できなかったため、衝撃エネルギー吸収能を求めるために、データの得られなかった部分の変位を仮定した。その方法を付録-1 に示す。

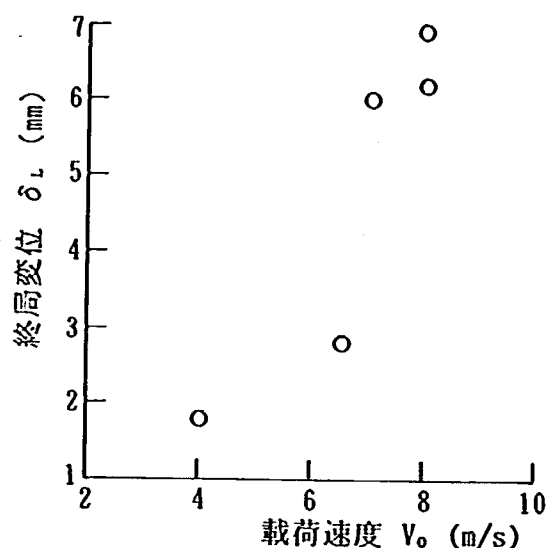
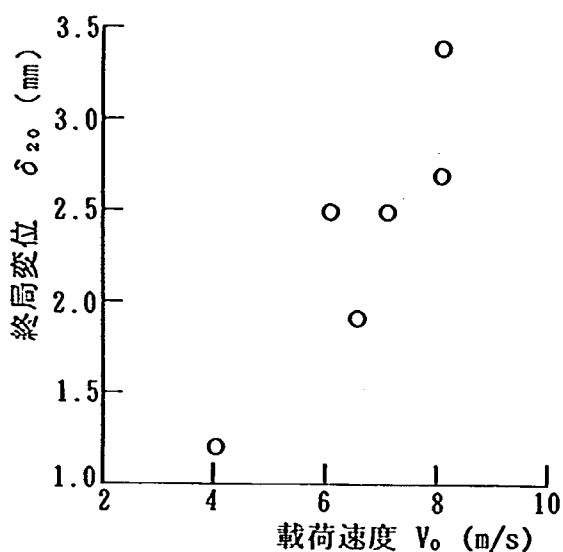


図-3.6(a) 20cm点終局変位と载荷速度の関係

図-3.6(b) ロードセル終局変位と载荷速度の関係

表-3.4 衝撃せん断荷重を受ける片持梁の衝撃エネルギー吸収能

Case No	鋼管径 ϕ (mm)	载荷速度 V (m/s)	重錘重量 W (kgf)	衝撃エネルギー吸収能		
				E_L (tonf·cm)	E_{20} (tonf·cm)	E_{Loc} (tonf·cm)
1-1	48.6	7.0	150	27.08	12.45	14.63
1-2		6.5		18.61	13.36	5.25
2-1		8.0		40.97	19.27	21.70
2-2		8.0		41.63	17.09	24.54
3-1		9.0		25.57	20.83	4.74
3-2		4.0		9.24	6.12	3.12
4-1		10.0		34.88	16.06	18.82
4-2		6.0		23.22	16.14	7.08

変位を推定して得られた 20 cm 点の衝撃エネルギー吸収能 E_{20} 、ロードセルの衝撃エネルギー吸収能 E_L およびその差 E_{Loc} を表-3.4 に示す。図-3.7 に E_{20} 、 E_L と载荷速度との関係を示す。また、図-3.8 に E_L 、 E_{Loc} と载荷速度との関係を示す。以上の図表から、以下の特性が認められる。

- ① 図-3.7 より、20 cm 点の衝撃エネルギー吸収能は载荷速度に比例して大きくなる傾向を示す。これは、载荷速度が速くなるに従い摩擦等の影響で終局変位量が大きくなるためと考えられる。しかし、その増加の傾向は载荷速度が速くなるに従い小さくなっている。20 cm 点の衝撃エネルギー吸収能は、梁の局部エネルギー吸収能を考慮しない梁の変形全体としての衝撃エネルギー吸収能を表す。よって、载荷速度が速くなるに従い重錘の運動エネルギーのより多くの割合を局部変形に消費されるため、载荷速度が速くなるにつれ衝撃曲げエネルギー吸収能の増加の割合は小さくなり、せん断エネルギー吸収能が大きくなるものと考えられる。

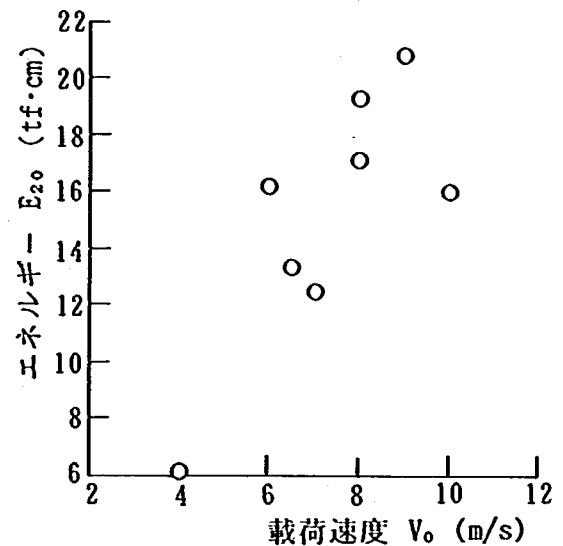
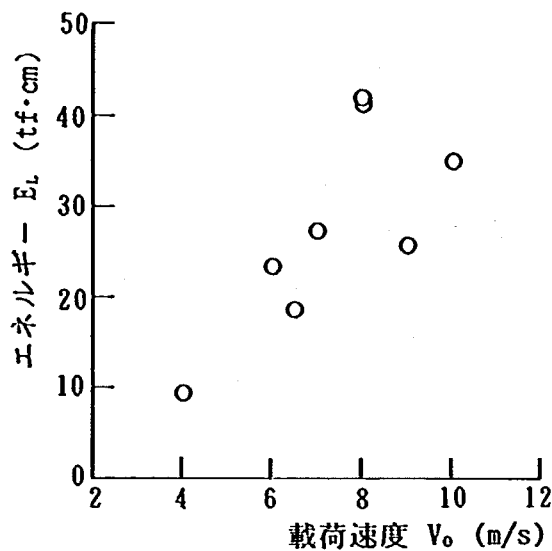


図-3.7(a) エネルギー（ロードセル）と載荷速度の関係

図-3.7 エネルギー（20cm点）と載荷速度の関係

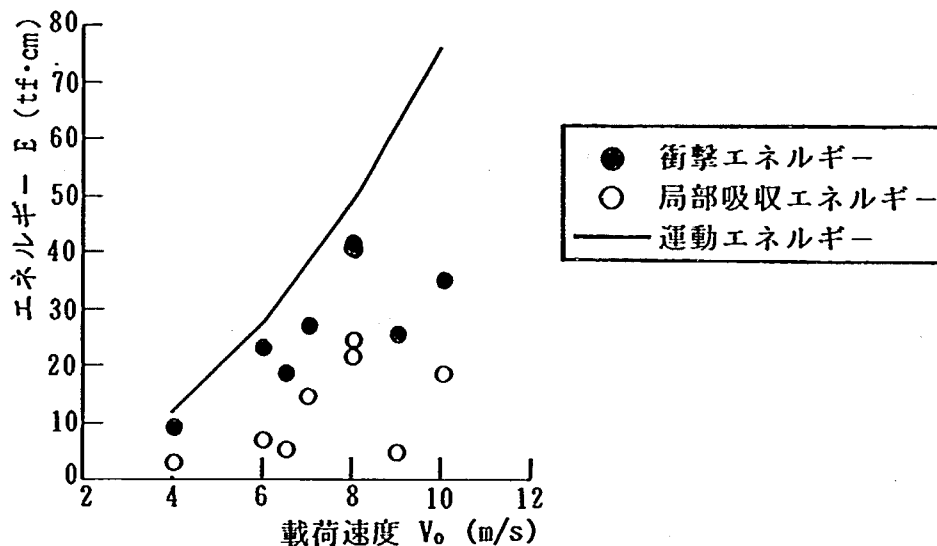


図-3.8 エネルギー吸収能と載荷速度の関係

② ロードセルの衝撃エネルギー吸収能は、ある速度までは載荷速度が速くなるほど大きくなる傾向を示すが、それより速くなるとほぼ一定となる。この速度が梁をせん断破壊する速度である。ロードセルの衝撃エネルギー吸収能は、梁の吸収した全エネルギー量に等しい。よって、梁がせん断破壊しない速度においては、エネルギーを吸収する能力があるので、衝撃エネルギー吸収能は増加する。これに対し、梁がせん断破壊する速度においては、梁の破壊のためエネルギーを吸収できない。よって、この速度(8 m/s 以上) を越えると衝撃エネルギー吸収能の増加がみられず、逆に衝撃エネルギー吸収能は低下する傾向を示している。

③ 図-3.8は E_L と E_{20} の差、逸散するエネルギー等も含む局部エネルギー吸収能と、重錘の運動エネルギーを示す。また、梁の全エネルギー吸収量、および局部エネルギー吸収能の傾向を実線で示している。

図において、運動エネルギーと全エネルギー吸収能との差が、衝突後の重錘の運動エネルギーとなる。即ち、梁がせん断破壊する速度より遅い速度においては、衝突後の重錘の運動エネルギーが小さいことから、ほぼ重錘の運動を完全に静止できると考えられる。しかし、これより速い速度 ($V=8\text{ m/s}$ 以上) においては重錘の運動を静止できず、衝突後も重錘は大きなエネルギーを持って運動すると考えられる。また、局部エネルギー吸収能も、せん断破壊する載荷速度より遅い速度 ($V=8\text{ m/s}$ 以下) においては、さらにエネルギーを吸収しうるので、増加する傾向を示すが、この速度 ($V=8\text{ m/s}$) より速い速度においてはこれ以上エネルギーを吸収できないためエネルギーの増加はみられない。この速度 ($V=8\text{ m/s}$) より遅い速度においては、載荷速度が速くなるに従いせん断破壊の傾向がより顕著になり局部変形量が大きくなるため、局部エネルギー吸収能は増加する傾向を示すと考えられる。

3.1.6 試験体の破壊状況

写真-3.1~3.6 に試験体の破壊状況を示す。写真で見えるように、せん断破壊は $V=6.5\text{ m/s}$ を境界にして発生している。せん断破壊が発生しないケースでは、載荷点に局部めり込みによる残留変形は残るものの梁の全体形状にはほとんど変化がない。せん断破壊が発生する $V=7.0\text{ m/s}$ 以上の試験体を見ると、 $V=8.0\text{ m/s}$ 以上になると鋼管が完全に切断されている。鋼管は $V=7.0\text{ m/s}$ 以上の速度では鋼管径の半分以上が切断されており、梁としての強度はほとんど残っていない。しかし、完全に切断されるまでには、衝撃によって切断された以外の部分（梁の下端側）が破断されるまで抵抗するために、梁の耐力とは別にこの様な限界値が表れたものと考えられる。写真-3.6 に示す切断された断面の形状が、上端側が衝撃力によるせん断、下端側が引張り力による破断となっていることから分る。鋼管を支持しているコンクリートの部分にはヒビ割れ、欠損等は発生していない。また、せん断破壊の条件を満足するために、固定端から 20 cm まで支持台を挿入して実験を行っているため、固定端には曲げ力、せん断力が作用しないため、片持梁の根元部分のコンクリートの破壊は発生していない。

3.1.7 ま と め

本章で得られた成果を要約すると、以下のようになる。

- ① $P\sim\delta_{20}$ 曲線、 $P\sim\delta_L$ 曲線の形状は、載荷速度が一定であれば極めて等しい形状となる。また、載荷速度が異なっても試験体が同じであれば、 $P\sim\delta$ 曲線はほぼ等しい形状を示す。
- ② 20 cm 点の終局変位量は、載荷速度が速いほど大きくなる傾向を示す。これは、載荷速度が速くなるほど鋼管打撃用治具とせん断破壊面との間の摩擦力が大きくなるためと考えられる。これに対し、ロードセルの終局変位は、 $V=8\text{ m/s}$ より遅い載荷速度においては速度が速くなるほど大きくなるものの、これを越すとあまり変化がない。これは、 $V=8\text{ m/s}$ でこの試験体はせん断破壊状態に達し、これ以上変形できないためと考えられる。
- ③ 載荷速度が速くなるほど、せん断破壊の影響が大きくなる。よって、局部変形量が大きくなり局部エネルギー吸収能も大きくなる。しかし、せん断破壊するエネルギーより大きなエネルギーを与えても、局部エネルギー吸収能は増加しない。これは、せん断破壊状態に達した以降はそれ以上エネルギーを吸収しえないためである。
- ④ 梁の吸収する全エネルギー量は、せん断破壊する速度 ($V=8\text{ m/s}$) より遅い載荷速度においては速度

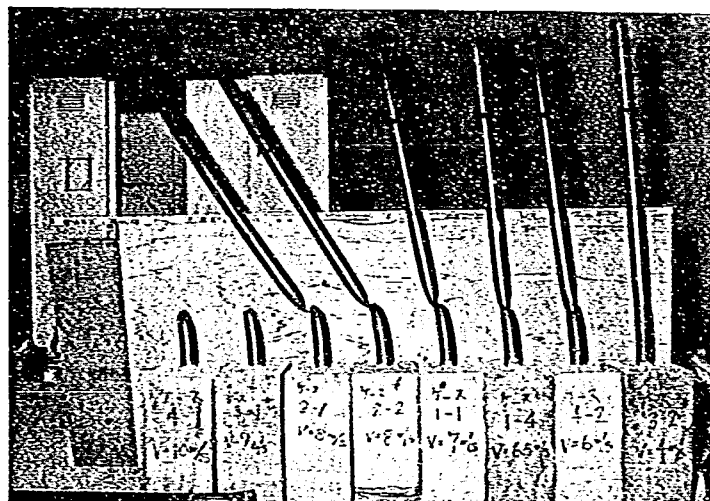


写真-3.1 片持梁試験体の破壊状況

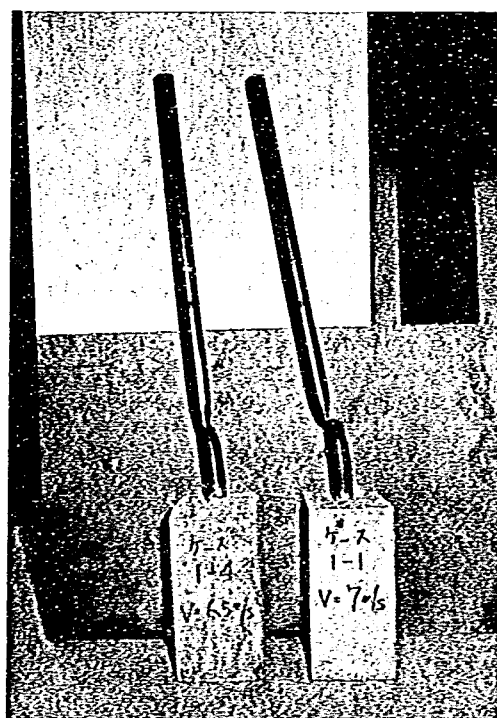


写真-3.2 せん断破壊が発生する限界付近での鋼管の破壊状況

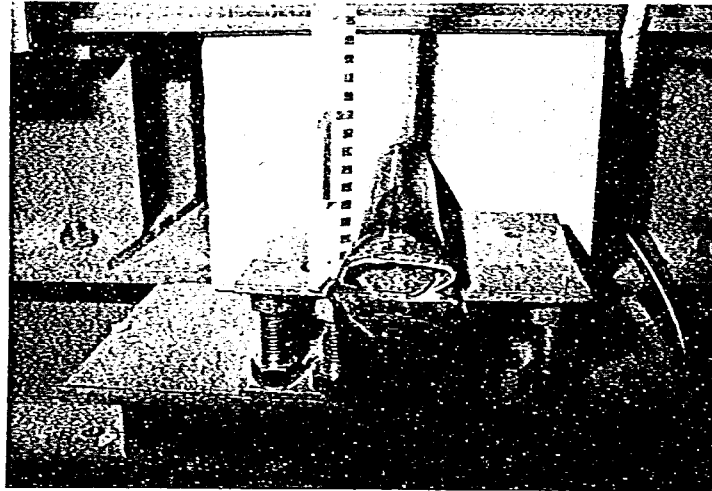


写真-3.3 鋼管の破壊状況 ($V=7\text{m/s}$, $\phi 48.6$)

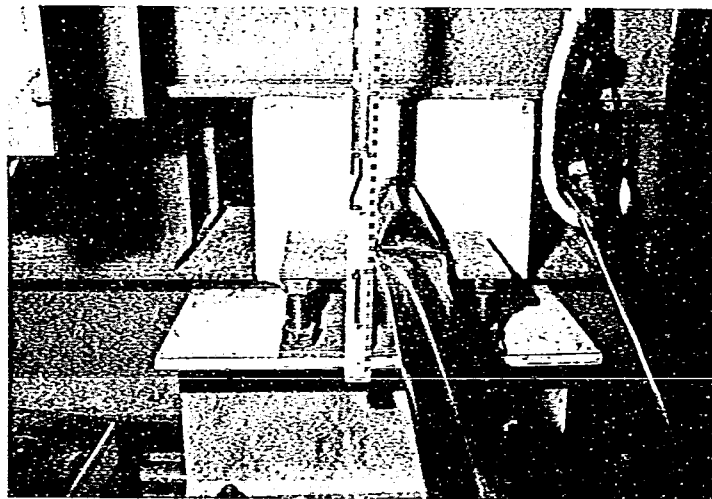


写真-3.4 鋼管の破壊状況 ($V=6.5\text{m/s}$, $\phi 48.6$)

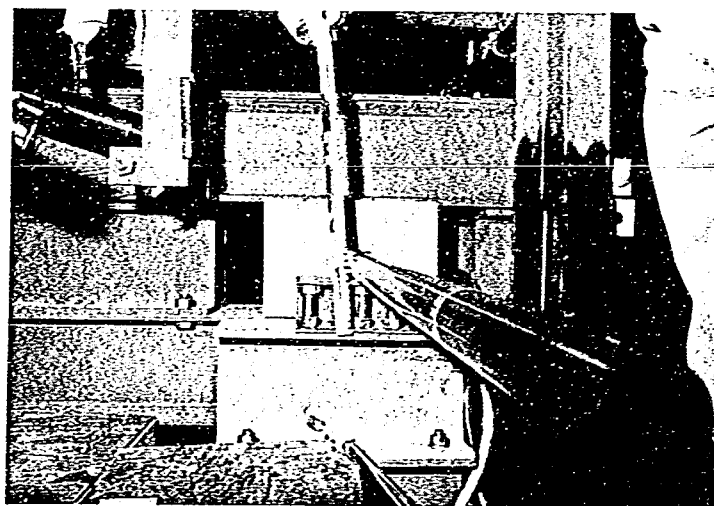


写真-3.5 鋼管の変形状況 ($V=4\text{m/s}$, $\phi 48.6$)

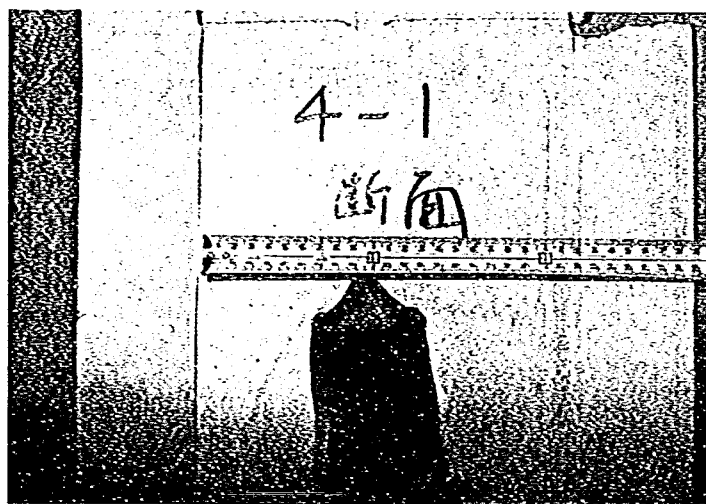


写真-3.6 載荷点付近の鋼管の破断状況 ($V=10\text{m/s}$, $\phi 48.6$)

が速くなるほど大きくなる傾向を示すが、それより速い載荷速度においては変化しない。これは、本実験においては局部エネルギー吸収能が梁の全エネルギー量に寄与する割合が大きく、梁が破壊するより速い速度で載荷してもこれ以上局部的にエネルギーを吸収しえなくなるため、全エネルギー量も増加しないものと考えられる。よって、梁のせん断耐力と終局変位量を知りうれば、梁の衝撃せん断エネルギー吸収能を推測できるものと考えられる。

3.2 コンクリートで充填した鋼管単純梁の衝撃曲げ実験

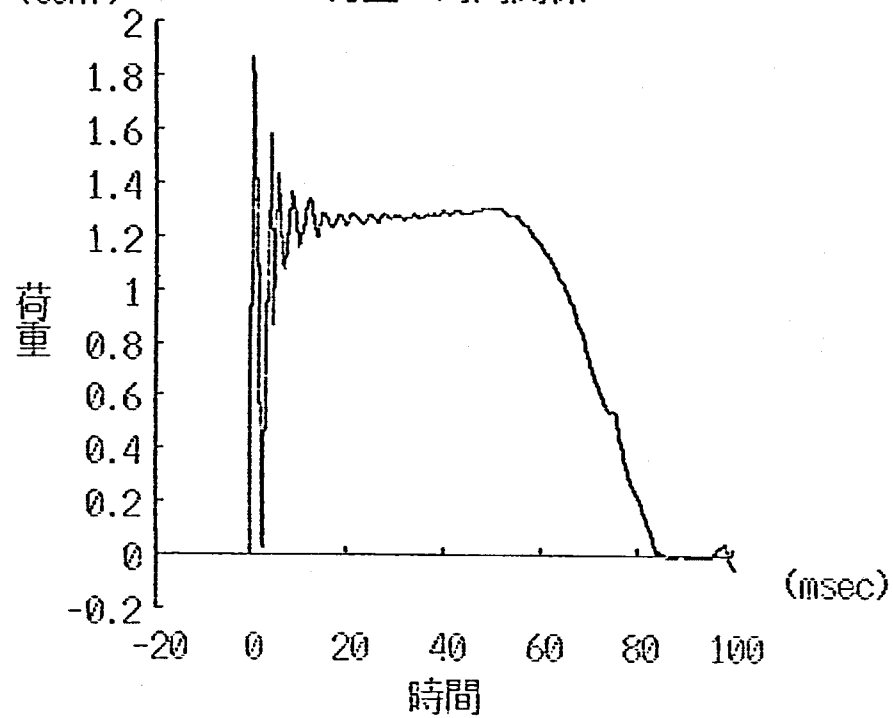
3.2.1 荷重、衝突点変位と時間の関係

計測された荷重～時間曲線（以下 $P\sim t$ 曲線と呼ぶ）、衝突点変位～時間曲線（以下 $\delta\sim t$ 曲線と呼ぶ）の例を図-3.9 に示す。表-3.3 に最大荷重 $P_{\max}$ 、最大荷重に達するまでの時間 T_0 、衝突点の変位速度および実験条件をまとめて示した。図-3.9 より、以下の特性が認められる。

- ① 荷重は重錘の衝突直後から発生するが、載荷点の変位は局部応答および慣性力によりやや遅れて発生する。 $P\sim t$ 曲線の形状は、重錘の衝突直後シャープな立ち上がりを示し、一度大きく荷重値が低下した後再び立ち上がり、微振動を繰り返しながら一定値に収束し急激に低下している。コンクリートを充填しない鋼管¹⁾（以下「中空管」という）については、 $\phi 48.6$ 、 $\phi 60.5$ の場合は 0 付近まで荷重値が低下するのに対し、 $\phi 89.1$ 、 $\phi 101.6$ の場合は荷重値の低下がわずかであり、その差は明瞭であった。しかし、コンクリートを充填した鋼管（以下「中詰管」という）は、 $\phi 89.1$ の場合も荷重値の減少は著しく、全ての鋼管径に対し $P\sim t$ 曲線は概ね等しい形状となっている。
- ② 全 9 ケースの内、3 ケース（Case No. 2-3, 3-1, 3-2）を除いては、すべて光学式変位計の測定可能な範囲を越えることにより、全変形量に対するデータが得られなかった。しかし、データの得られた 3 ケースについては、重錘の運動エネルギーが梁の最大エネルギー吸収量より小さいため、梁の復元力が残り変位が復元している。中空管に比較的速い載荷速度で重錘を衝突させた場合、荷重が 0 になった後も載荷点変位が増加していたが、そのような傾向はみられなかった（変形も 0 に戻っていた）。また、デー

Case No 1-3 鋼管径 $\phi 48.6$ 衝突速度 $V = 4\text{m/s}$

(tonf) 荷重~時間関係



(mm) 中央点変位~時間関係

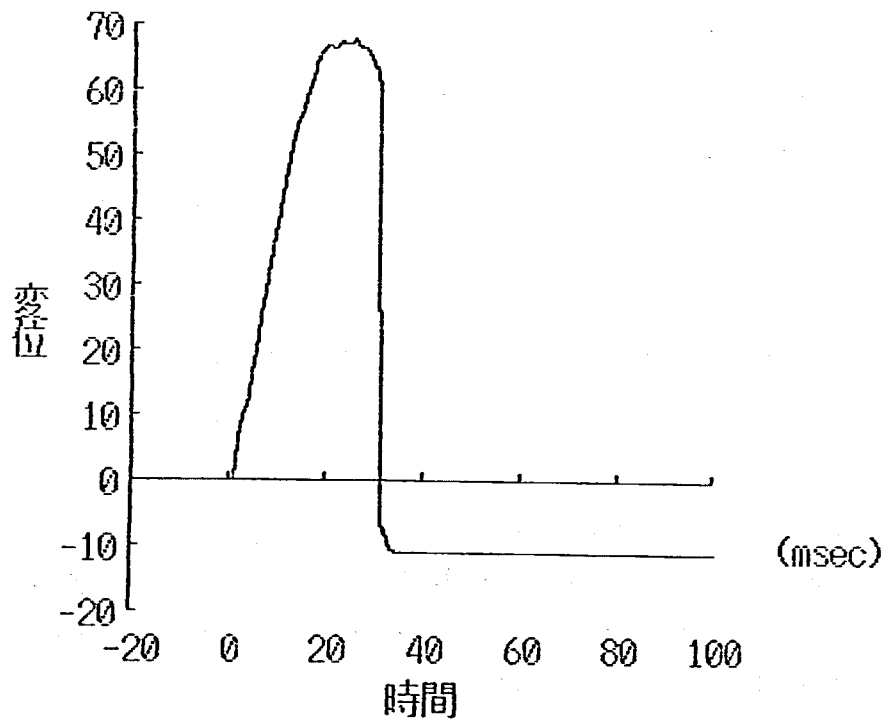


図-3.9(a) コンクリートで充填した鋼管単純梁の衝撃曲げ実験の測定結果例

Case No 2-3 鋼管径 $\phi 60.5$ 衝突速度 $V = 4\text{m/s}$

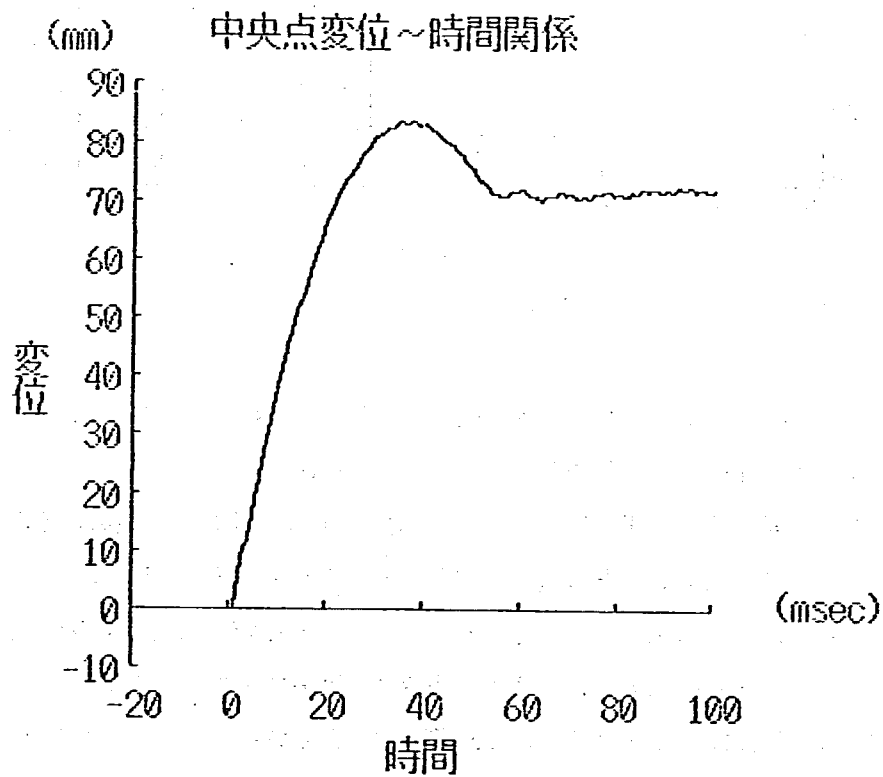
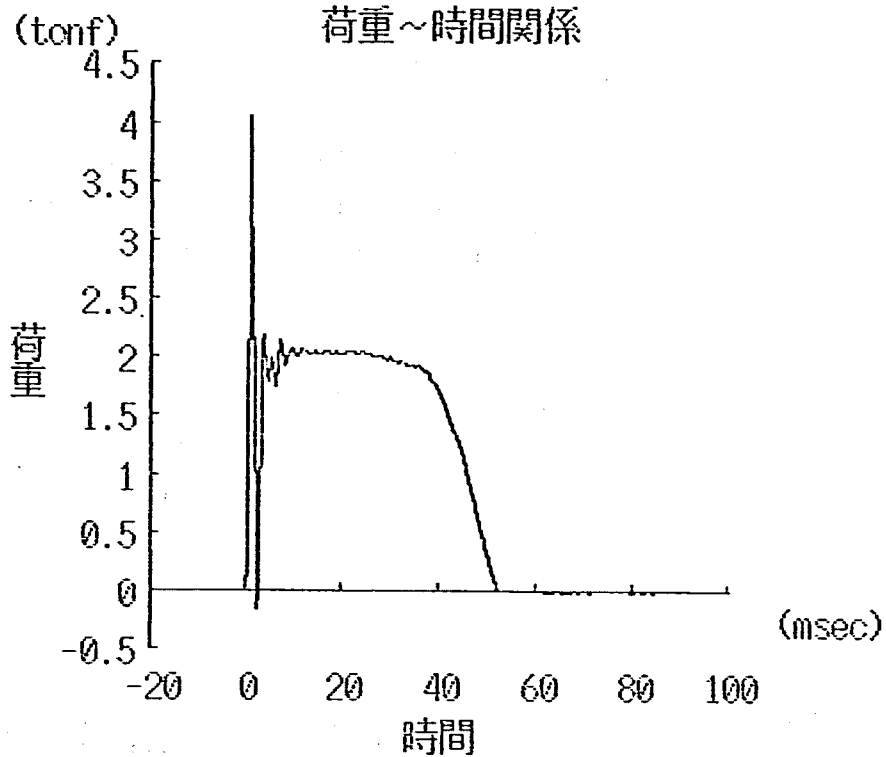
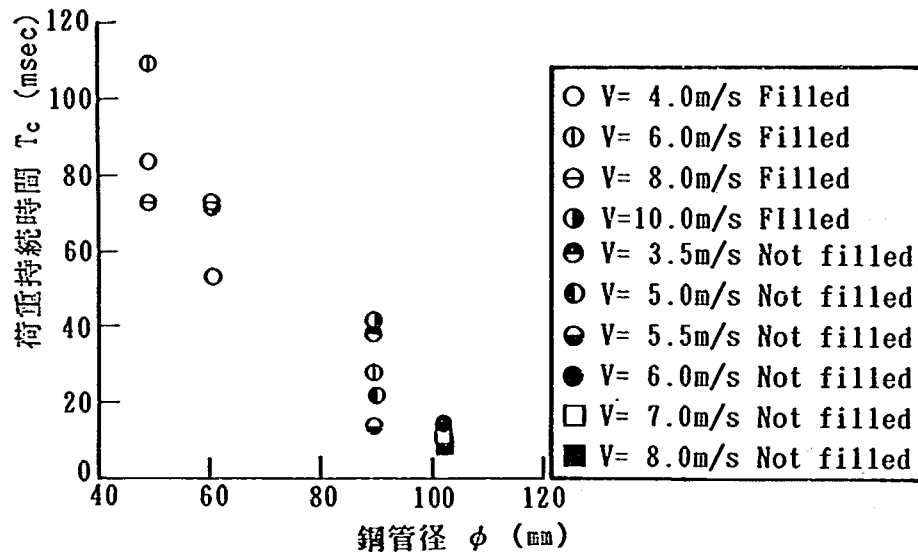


図-3.9(b) コンクリートで充填した鋼管単純梁の衝撃曲げ実験の測定結果例

表—3.5 コンクリートで充填した鋼管単純梁の衝撃曲げ実験結果

Case No	鋼管径 ϕ (mm)	衝突速度 v (m/s)	重錘重量 W (kgf)	最大荷重 P_{max} (tonf)	最大荷重発生時間 T_p (ms)	収束荷重 P_c (tonf)	荷重持続時間 T_c (msec)	変位速度 k (m/sec)
1—1	48.6	6	150	2.10	1.0	1.35	109.5	5.16
1—2		8		3.78	1.0	1.35	73.0	6.43
1—3		4		1.85	0.5	1.29	83.5	3.87
2—1	60.5	6		3.04	1.0	1.97	72.5	4.06
2—2		8		5.96	1.0	2.25	72.5	7.12
2—3		4		4.05	1.0	2.03	52.5	3.62
3—1	89.1	6		10.26	1.0	5.18	27.5	4.06
3—2		8		7.14	1.5	4.25	42.0	5.32
3—3		10		12.23	1.0	4.78	41.5	6.38



図—3.10 荷重持続時間と鋼管径の関係

タの得られなかった6ケースについても鋼管が破断するといったものはみられず、全てのケースにおいて変位は復元した（すなわち弾性応答をした）ものと考えられる。

- ③ 図—3.9 より最大荷重到達時間 T_p は、鋼管径や載荷速度によらずほぼ一定の値 ($T_0=0.5$ ms) を示している。今回の実験においては、計測装置の設定条件としてトランジェントレコーダのサンプリングタイムを 0.5 ms としたため、 0.5 ms おきの荷重値、変位量を読み込んでおり、 0.5 ms よりこまかい時間における現象は検証できない。しかし、いずれの場合にも第1ピーク値で最大荷重に達しており、中空管で鋼管径が大きい場合にみられるような、第2、第3ピークで最大荷重が発生する現象はみられていない。中空管においては、鋼管径が大きくなるにつれ、 T_0 はやや大きくなる傾向を示している。これは、鋼管径が大きくなると梁全体としての曲げ剛性は大きくなるが局所的な剛性は逆に小さくなるためと思

われる。すなわち、 $P \sim t$ 曲線における第1ピーク波での荷重は局部応答によるものであるため、鋼管径の増大にともない局部的剛性が低下し荷重値も低下するものと考えられる。これに対し、中詰管では局部的な剛性が大きくなるため、第1ピーク波での荷重は大きくなり、最大荷重が発生しているものと考えられる。

④ 荷重持続時間($P \sim t$ 曲線において、荷重が発生してから荷重が0になるまでの時間) T_c と鋼管径の関係を図-3.10に示す。図より、 T_c は中空管の場合と同様に鋼管径が大きくなるに従い短くなる傾向を示している。中空管の場合、鋼管径の増大にともない梁の耐力は増大するものの局部破壊が生じ、梁としての全体破壊ではなくなるので T_c も短くなると考えられる。これに対し、中詰管の場合にはこのような局部破壊はみられていない。鋼管径の増大に伴い T_c が減少する理由として、次の2点が考えられる。

- a. 鋼管径が大きくなるほど局部的な剛性が低下する。実験後の衝突点の状況を見ると鋼管径の大きな場合はロードセルの肩部のきずと思われる跡が残っていることから、橋かけ状態¹⁾が生じ荷重が0となるのが速くなったものと考えられる。
- b. 本実験においては、鋼管径が大きくなるほど剛性が大きくなり、局部破壊は生じていない。よって、梁全体として応答するため梁としての剛性が大きいほど変形量が小さくなり、応答時間が短くなったものと考えられる。

図-3.11に荷重持続時間 T_c と載荷速度の関係を示す。図より、中空管の場合は T_c は載荷速度が速くなるに従い短くなる傾向を示しているが、中詰管の場合はむしろ載荷速度が速くなるに従い T_c は長くなる傾向を示している。例えば $\phi 89.1$, $V=6 \text{ m/s}$ の場合で約1.5倍になっている。これは、中詰管の場合は局部破壊が生じず全体応答しているため、載荷速度が速くなるほど終局変位量が大きくなり、応答時間が長くなるものと考えられる。

3.2.2 最大荷重、収束荷重と鋼管径および載荷速度の関係

(1) 鋼管径が最大荷重におよぼす影響

図-3.12に最大荷重と鋼管径の関係を示す。図より、最大荷重は鋼管径の増大とともに大きくなる傾向を

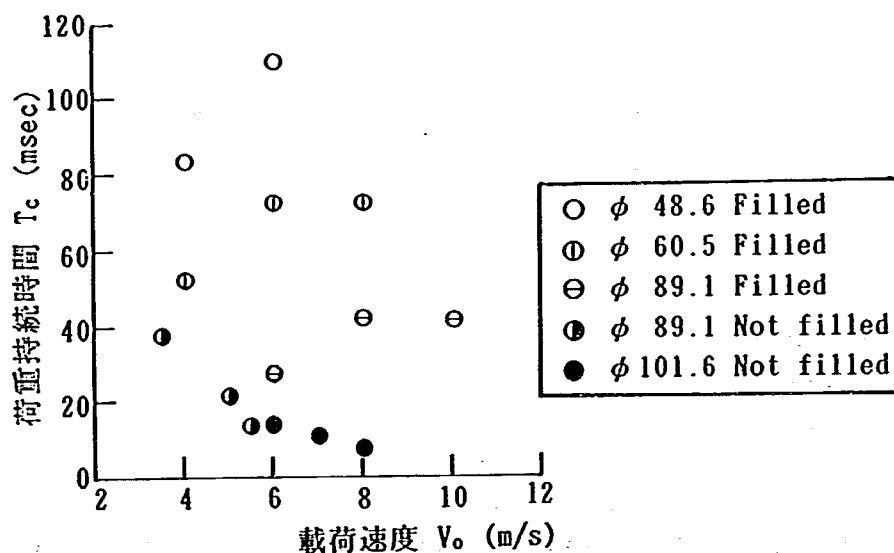


図-3.11 荷重持続時間と載荷速度の関係

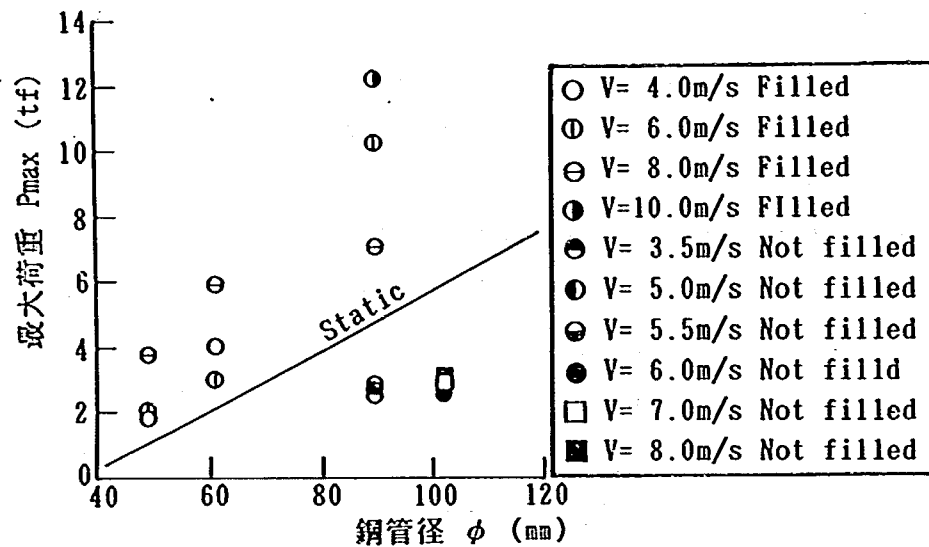


図-3.12 最大荷重と鋼管径の関係

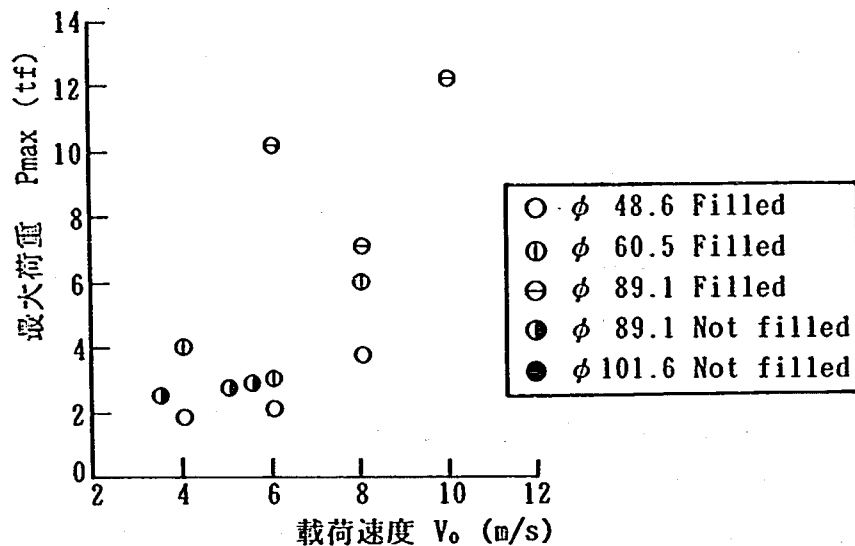


図-3.13 最大荷重と載荷速度の関係

示す。これは、鋼管径の増大にともない梁の曲げ剛性が大きくなるためと考えられる。図に、鋼管径の諸元より次式を用いて求めた静的最大荷重を直線で示した。

$$P_{smax} = 4 \cdot \sigma_u \cdot Z_p / \ell$$

ここに、

σ_u : 鋼管の降伏応力

Z_p : 塑性断面係数

ℓ : スパン長

である。

最大荷重の増加の傾向は、静的最大荷重の増加の傾向にほぼ等しいことがわかる。本実験では、最大荷重はすべて第1ピークで発生しているので、慣性力の影響なども含まれているが、中詰管の場合は局部的な応

答より全体的な応答に支配される部分が多く、両者の増加の傾向がほぼ等しくなったものと考えられる。

(2) 载荷速度が最大荷重におよぼす影響

図-3.13 に最大荷重と载荷速度の関係を示す。図より、中詰管の場合は载荷速度が大きくなるに従い最大荷重が大きくなる傾向を示し、中空管のように载荷速度がある一定の速度を越えると小さくなるような傾向はみられない。これは、中空管の場合は载荷速度が速くなるに従い局部めり込み量が大きくなり、衝突点の断面係数が小さくなって梁の耐力が小さくなるためと破壊形態が全体破壊から局部破壊に変化するためである。これに対し、中詰管の場合は局部めり込み量が小さく衝突点の断面係数にあまり変化がないので梁の耐力に変化がなく、载荷速度の増加にともない最大荷重も大きくなる傾向を示している。しかし、载荷速度がさらに大きくなった場合は、中空管の場合と同様に最大荷重が小さくなるものと思われる。これについては、さらに高速での衝突実験を行い検証する必要がある。

(3) 鋼管径が収束荷重におよぼす影響

収束荷重 P_c を、 $P-t$ 曲線において荷重の大きな振動が消え、ほぼ一定になったときの値と定義する。図-3.14 に収束荷重と鋼管径との関係を示す。あわせて、静的最大荷重を直線で示す。中詰管の場合、与えたエネルギーが梁の吸収可能なエネルギー以内におさまったため、梁は破壊することがなかった。よって、梁は復元力を有しており、慣性力などによる大きな振動を除けば、梁の持つ復元力特性に基づき荷重を吸収し $P=0$ へと荷重を収束させているものと考えられる。

(4) 载荷速度が収束荷重におよぼす影響

図-3.15 に収束荷重と载荷速度の関係を示す。図より、本実験においては収束荷重は载荷速度によらず、梁の持つ一定の耐荷力に収束していることがわかる。また鋼管径の増大にともない耐荷力は急激に増加している。 $V=6\text{ m/s}$ の場合 $\phi 48.6$ では $P_c=0.5tf$ 、 $\phi 60.5$ では $P_c=2tf$ で $\phi 48.6$ の約4倍となり、さらに $\phi 89.1$ では $P_c=5tf$ で $\phi 48.6$ の約10倍の耐荷力となっている。

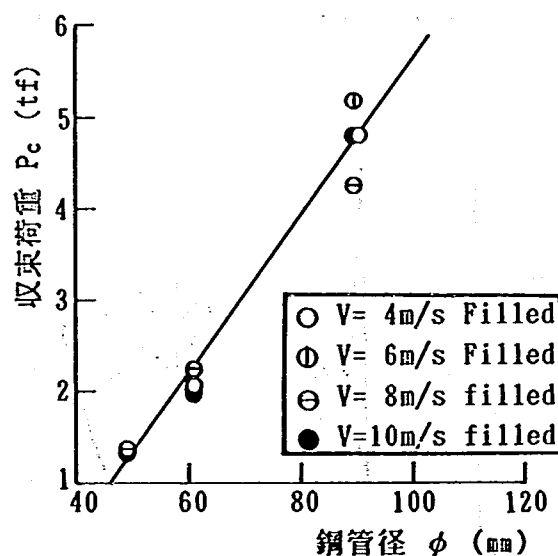


図-3.14 収束荷重と鋼管径の関係

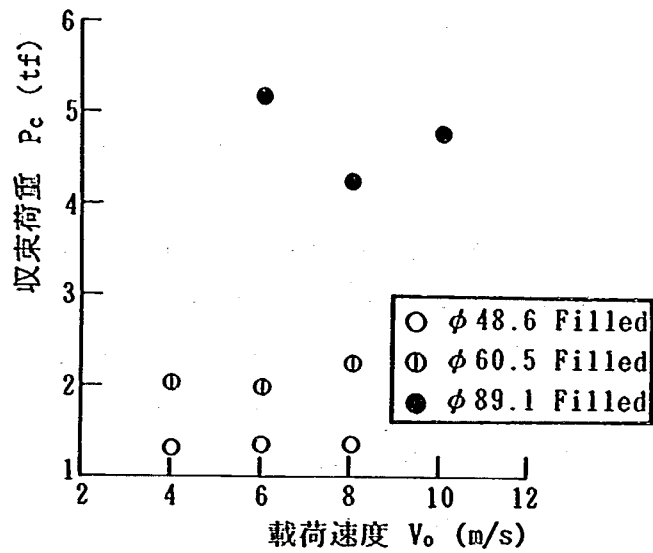


図-3.15 収束荷重と載荷速度の関係

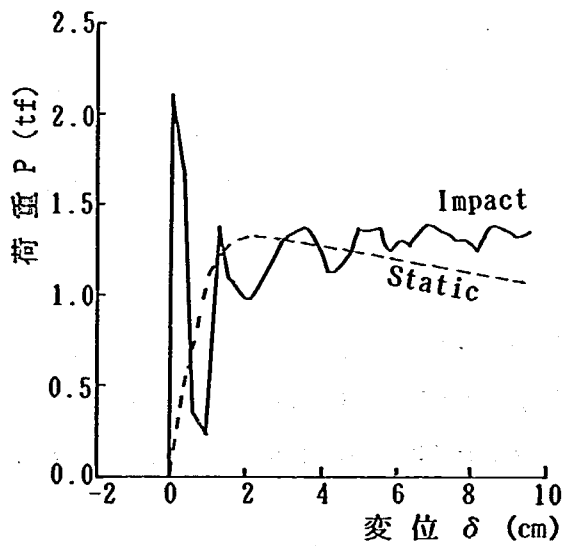


図-3.16(a) 荷重と中央変位の関係
(Case No. 1-1, $\phi 48.6$, $V=6\text{m/s}$)

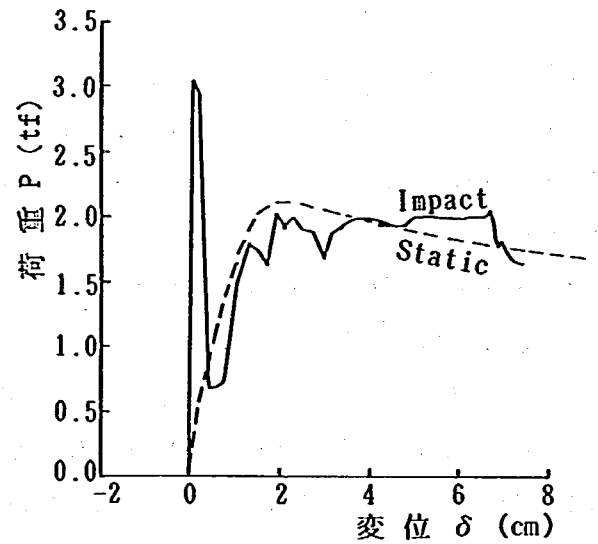


図-3.16(b) 荷重と中央点変位の関係
(Case No. 2-1, $\phi 60.5$, $V=6\text{m/s}$)

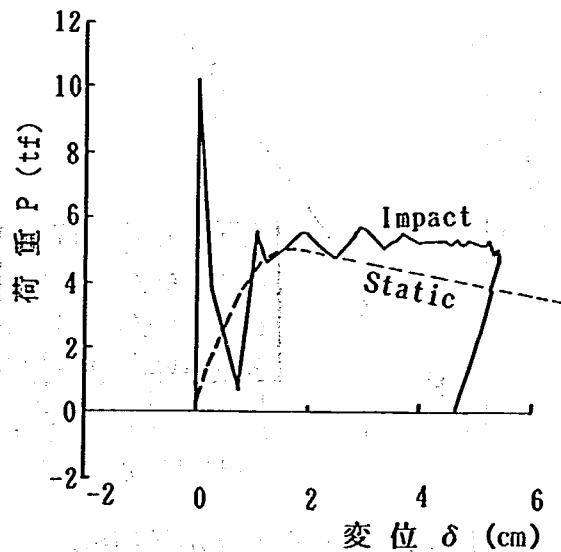


図-3.16(c) 荷重と中央点変位の関係 (Case No. 3-1, $\phi 89.1$, $V=6\text{m/s}$)

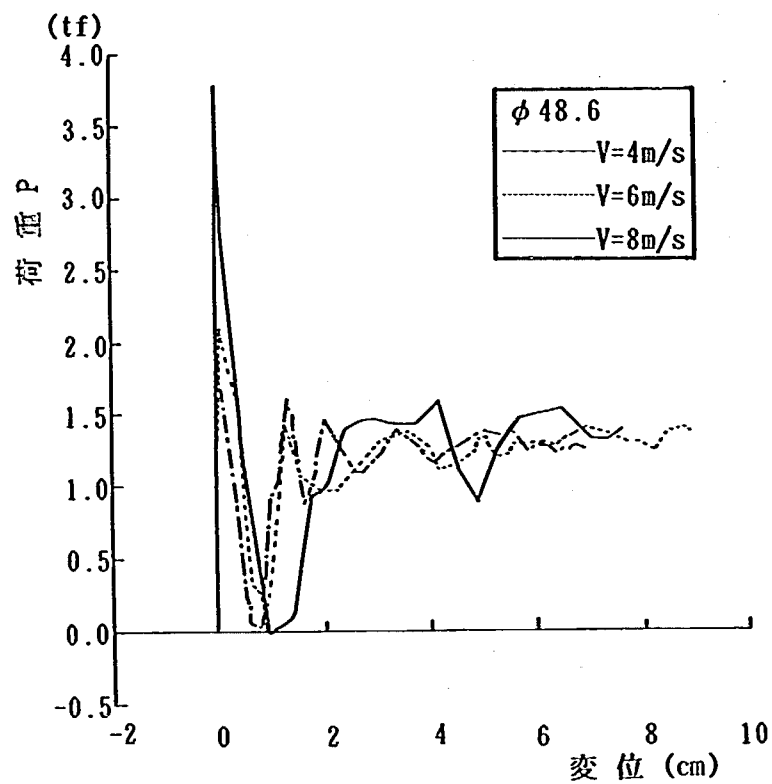
3.2.3 荷重と変位との関係

計測された $P \sim t$ 曲線および $\delta \sim t$ 曲線から時間軸を消去して、図-3.16 に示すような荷重～変位曲線(以下 $P \sim \delta$ 曲線と呼ぶ)を作成した。なお、変位のデータの得られた部分のみを示し、得られなかった部分については消去した。図-3.16 より、以下の特性が認められる。

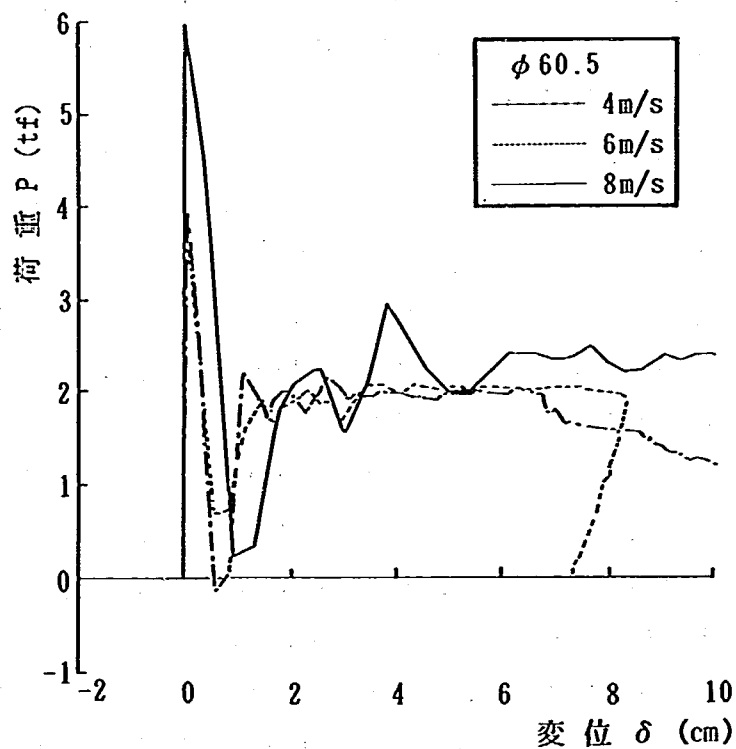
- ① $P \sim \delta$ 曲線の形状は、中空管の場合と同様に梁の変形が時間にほぼ比例して増大しているため、 $P \sim t$ 曲線の形状とほぼ等しくなっている。また、図に静的実験の $P \sim \delta$ 曲線を合せて示してあるが、衝撃実験の $P \sim \delta$ 曲線は静的実験の $P \sim \delta$ 曲線に比べて荷重の立ち上がりが急激であり、最大荷重が大きくなっている。これは、慣性力と局部応答により荷重に振動が含まれるためである。
- ② 荷重の立ち上がり部分のような大きな振動が含まれた部分を除けば、衝撃実験の $P \sim \delta$ 曲線は静的実験の $P \sim \delta$ 曲線によく一致している。しかし、一般的に衝撃実験の $P \sim \delta$ 曲線の方がわずかではあるが荷重が大きき値を示している。これは、衝撃実験の場合はひずみ速度効果により梁の耐力が大きくなったためと考えられる。静的実験の $P \sim \delta$ 曲線と比較すると、中詰管の場合は局部応答に対し全体応答が支配的であるためよく一致しているが、中空管の場合は衝突点付近に局部変形が生じ局部破壊となるため異なった形状になっている。
- ③ 中空管の場合、 $P \sim \delta$ 曲線は鋼管径により異なった形状となっている。これは、鋼管径が小さい場合は、衝突点付近での局部変形がほとんど発生せず梁の全体変形として破壊するが、鋼管径の大きい場合は、衝突点付近に局部変形を生じ局部破壊となるためと考えられる。これに対し、中詰管の場合は衝突点付近の局部変形がほとんど発生せず梁全体で応答しているため、荷重値・変形量は変化するが、 $P \sim \delta$ 曲線の形状は変化しないものと考えられる。
- ④ $P \sim \delta$ の曲線の載荷速度による違いを図-3.17 に示す。図より、載荷速度が速くなるに従い、第1ピーク後の荷重値が著しく低下する点の変位量および荷重値がほぼ一定の値におちつく点の変位量が大きくなる傾向を示す。第1ピーク後の荷重値が著しく低下する点の変位量の違いは、第1ピークの最大荷重値の違いによるもので、最大荷重値からの減少の傾向(傾き)がほぼ等しいため最大荷重値が大きくなる載荷速度が速いケースほど変位量が大きくなるものと考えられる。荷重値がほぼ一定の値におちつく点の変位量は、載荷速度が速くなるほど荷重の振動が大きくなることによるものと考えられる。しかし中詰管の場合、中空管の場合のように載荷速度により破壊形態が全体破壊から局部破壊へと変化するようなことはないため、載荷速度が異なっても $P \sim \delta$ 曲線の形状にほとんど変化がみられない。

3.2.4 終局変位量と鋼管径および載荷速度との関係

図-3.16 に示した $P \sim \delta$ 曲線において、荷重 $P=0$ となる点の変位を終局変位と定義した。しかし、終局変位が得られたものは3ケースであった。実験後に梁の残留変形量を測定したが、その測定位置を図-3.18 に示す。また、データの得られた3ケースについて、 $P \sim \delta$ 曲線から得られた終局変位量と実験後に測定した残留変形量とを比較した結果を表-3.6 に示す。表より、両者はよい一致を示していることがわかる。よってデータの得られなかった6ケースについては、実験後に測定した残留変形量をもって終局変位量とした。終局変位と鋼管径との関係を図-3.19 に、終局変位と載荷速度との関係を図-3.20 に示す。



図—3.17(a) 載荷速度が荷重と中央点変位に与える影響 ($\phi 48.6$)



図—3.17(b) 載荷速度が荷重と中央点変位に与える影響 ($\phi 60.5$)

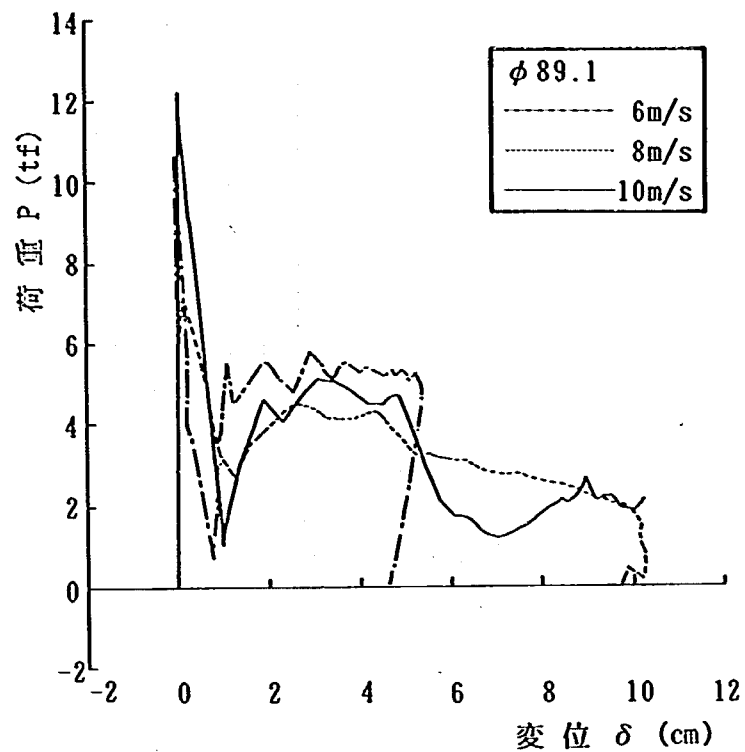


図-3.17(c) 载荷速度が荷重と中央点変位に与える影響(φ89.1)

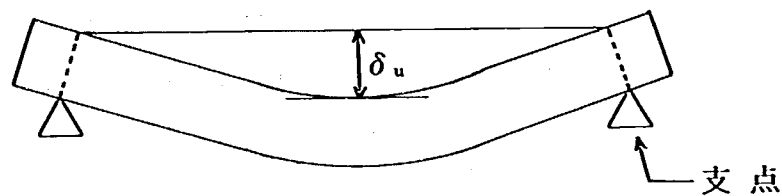


図-3.18 終局変位の測定位置 (cm)

表-3.6 終局変位量の比較

Case No	P~δ 曲線から 得た終局変位量 δ _{ue} (cm)	実験後測定した 終局変形量 δ _{um} (cm)
2-3	7.2	7.2
3-1	4.5	4.3
3-2	9.5	9.3

(1) 鋼管径が終局変位におよぼす影響

図-3.19 より, 鋼管径が大きくなるに従い終局変位は小さくなる傾向を示す。これは, 鋼管径の増大に伴う梁の剛性が大きくなるためである。また, 弾性限界変位 δ_e は次式で求めることができる²⁾。

$$\delta_e = \frac{\sigma_u Z_p}{12EI} \ell^2$$

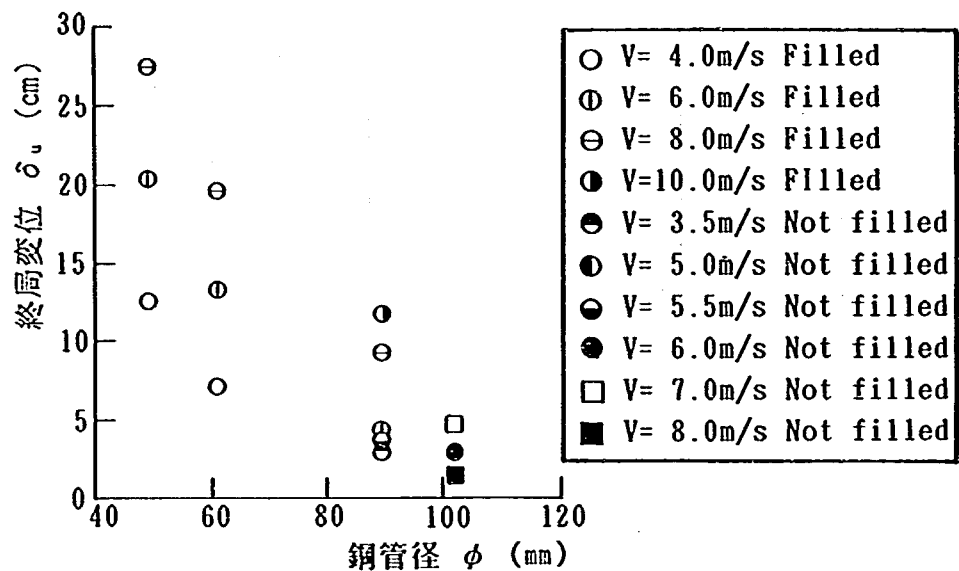


図-3.19 終局変位と鋼管径の関係

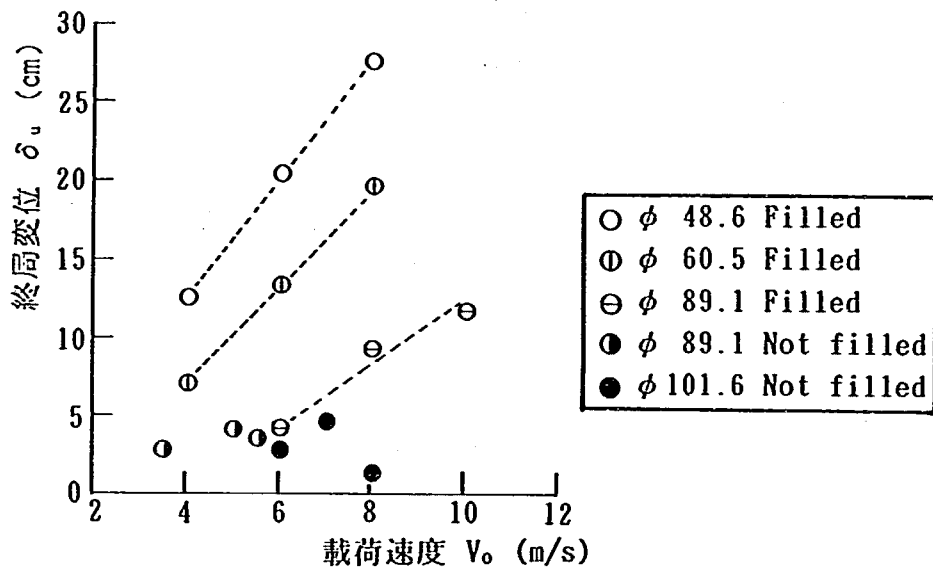


図-3.20 終局変位と載荷速度の関係

また、梁の靱性率を μ とすれば、終局変位 δ_u は次式で求められる²⁾。

$$\delta_u = \mu \frac{\sigma_u Z_p}{12EI} \ell^2$$

ここに、

σ_u : 鋼管の降伏応力

Z_p : 塑性断面係数

I : 換算断面 2 次モーメント

ℓ : スパン長

E : 鋼材の弾性係数

である。

上式において、 μ 以外の既知量を代入し、任意に $\mu=20$ を与え計算した結果を図-3.21 に示す。図より $\phi 48.6 \sim \phi 60.5$ では傾向は一致しているが、 $\phi 60.5 \sim \phi 89.1$ では若干その傾向が異なる。これは、 $\phi 48.6$ 、 $\phi 60.5$ に比べ $\phi 89.1$ は局部変形量が大きく、重錘により与えられたエネルギー量のうち、全体応答に寄与する割合が小さくなり、終局変形量が小さくなったものと考えられる。中空管の静的実験結果からも、鋼管径が大きくなるに従い载荷点の局部めり込みが生じるため、靱性率 μ が小さくなることが認められている。同様のことが中詰管の場合にもいえるものと考えられる。

(2) 载荷速度が終局変位におよぼす影響

図-3.20 より、終局変位量は载荷速度に比例して大きくなる傾向を示す。中空管で鋼管径が小さい場合は载荷速度が速くなるに従い終局変位はやや大きくなる傾向を示す。鋼管径が大きい場合は载荷速度が速くなるに従い終局変位はやや小さくなる傾向を示す。これは、鋼管径が大きい場合は载荷速度が速くなるに従い局部めり込み量が大きくなり、破壊形態が全体破壊から局部破壊へと変化するため終局変位は小さくなると考えられる。これに対し、今回の実験の場合は局部めり込み量が小さいため、破壊形態の変化はみられず、終局変位は载荷速度が速くなるに従い大きくなっている。(1)節においては $\phi 89.1$ では局部変形量の割合が大きいと述べたが、 $\phi 48.6$ 、 $\phi 60.5$ と比べると大きいものの、鋼管梁一般として小さいと考えられる。

3.2.5 衝撃曲げエネルギー吸収能と鋼管径および载荷速度との関係

衝撃曲げエネルギー吸収能 E_D を、図-3.16 に示した $P \sim \delta$ 曲線において終局変位に至るまでの外力仕事量と定義した。しかし、実験においては光学式変位計の制約上全 9 ケース中 3 ケースしか終局変位に至るまでの変位過程のデータを得られなかった。そこで、データの得られた 3 ケースからデータの得られなかった 6 ケースのデータの無い部分を推定してエネルギー吸収能を推定した。その推定方法を付録-2 に示す。推定したデータを含め、求めた衝撃曲げエネルギー吸収能 E_D を表-3.4 に示す。表-3.4 に外力として与えた重錘の運動エネルギー U をあわせて示す。図-3.22 に衝撃曲げエネルギー吸収能と鋼管径の関係を示す。図-3.23 には衝撃曲げエネルギー吸収能と载荷速度との関係を示す。

(1) 鋼管径が衝撃曲げエネルギー吸収能におよぼす影響

① 表-3.4 で重錘の運動エネルギーより衝撃エネルギー吸収能の方が大きい場合がみられる。この理由として次の点があげられる。

a. 重錘および梁の慣性力の影響などにより、実際の梁と重錘との間の荷重より荷重が過大に評価されている。

b. 重錘の運動エネルギーとは、重錘が梁に衝突する際の速度から求めたものであり、実際は梁が終局変位を与えるまで重錘は梁とともに運動する。よって、終局変位に対応するポテンシャルエネルギー量についても考慮しなければならず、これと運動エネルギーとの和が重錘のもつエネルギーとなる。

衝撃エネルギー吸収能は、この総和より小さくなり、運動エネルギーより大きな値にもなりうる。

なお、ケース 1-1, 1-3 については、変位を仮定したため衝撃エネルギー吸収能が重錘の運動エネルギーよりも大きくなったものと思われる。本考察においては、変形していない状態の梁に与えられる運動エネルギーを考慮し、終局状態に至るまでの重錘のポテンシャルエネルギーなどは考慮しないこととする。

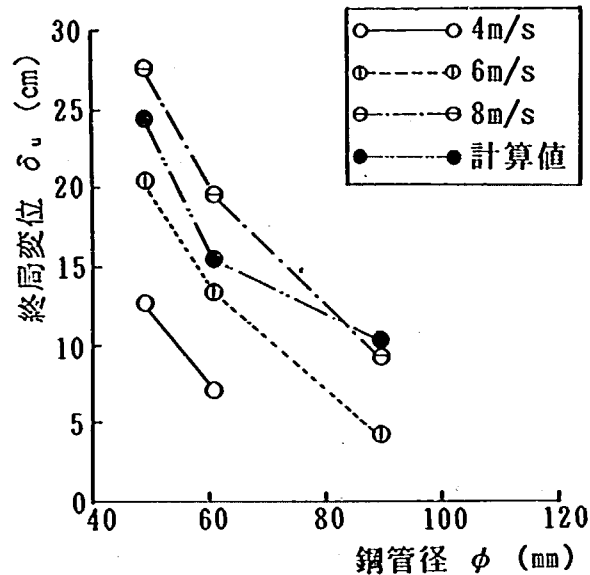


図-3.21 終局変位と鋼管径の関係

表-3.7 コンクリートで充填した鋼管単純梁の衝撃曲げエネルギー吸収能

Case No	鋼管径 ϕ (mm)	衝突速度 V_0 (m/s)	重錘重量 W (kgf)	スパン長 ℓ (cm)	衝撃曲げ吸収 エネルギー E_p (tonf·cm)	重錘の運動 エネルギー U (tonf·cm)
1-1	48.6	6	150	100	29.87	27.6
1-2		8			31.09	49.0
1-3		4			16.53	12.2
2-1	60.5	6			22.05	27.6
2-2		8			44.16	49.0
2-3		4			15.06	12.2
3-1	89.1	6			24.76	27.6
3-2		8			34.54	49.0
3-3		10			37.23	76.5

② 図-3.22 より、データにばらつきがあるものの、衝撃曲げエネルギー吸収能は鋼管径の増大にともない大きくなる傾向を示す。中空管の場合も同じ様な傾向がみられたがその割合は小さかった。これは、鋼管径が大きくなるに従い荷重点に局部めり込みが生じ、荷重点付近の断面係数が低下するため梁の耐力および変形量が小さくなり、鋼管径の増大に比べ衝撃曲げエネルギー吸収能の増加割合が小さくなったものと考えられる。これに対し中詰管の場合は、局部めり込み量が小さいため梁の耐力および変形量が減少することなく、鋼管径の増大にともない衝撃曲げエネルギー吸収能が大きくなる。図中に、計算により得た P_s と δ_u との積を任意倍 (15 倍) した値を直線で示した。データのばらつきがかなり大きいですが、ほぼ同様の傾向を示していると考えられる。

③ 衝撃曲げエネルギー吸収能は、8 m/s より速い速度で荷重しても、ほぼ等しい値を示している。この傾向は中空管の場合にもみられる。しかし、中空管の場合には、この速度を越えた荷重速度で荷重すると

局部破壊となり、衝撃曲げエネルギー吸収能が小さくなる。本実験においては、このような局部破壊が生じなかったため衝撃曲げエネルギー吸収能が小さくなることはなかった。中詰管の場合は局部破壊は発生しにくいことおよび破壊に至るまでは衝撃エネルギー吸収能が増大することから、中空管の場合に比べて比較的高速な載荷速度まで衝撃曲げエネルギー吸収能が増大するものと考えられる。

(2) 載荷速度が衝撃曲げエネルギー吸収能におよぼす影響

図-3.23 より、衝撃曲げエネルギー吸収能は載荷速度が速くなるに従い大きくなる傾向を示す。中空管の場合にも鋼管径が小さい場合には同様の傾向がある。しかし、鋼管径が大きくなるに従い、ある速度より速い載荷速度においては衝撃曲げエネルギー吸収能は小さくなる傾向を示す。これは、載荷速度が速くなるに従い局部めり込み量が大きくなり、破壊形態が全体破壊から局部破壊に移行するためと考えられる。中詰管の場合は、局部的な剛性が大きいいため局部めり込み量が小さく、載荷速度が速くなるに従い衝撃曲げエネルギー

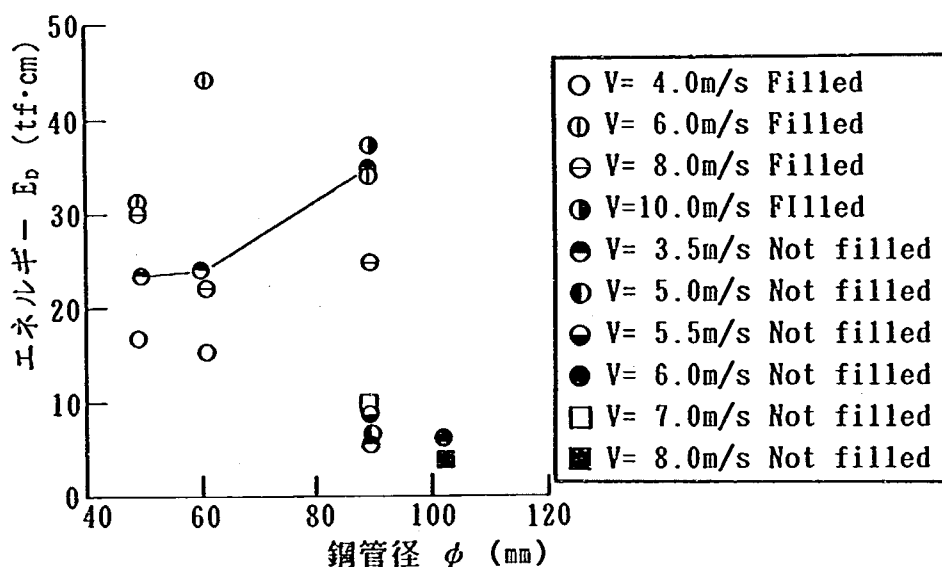


図-3.22 衝撃曲げエネルギー吸収能と鋼管径の関係

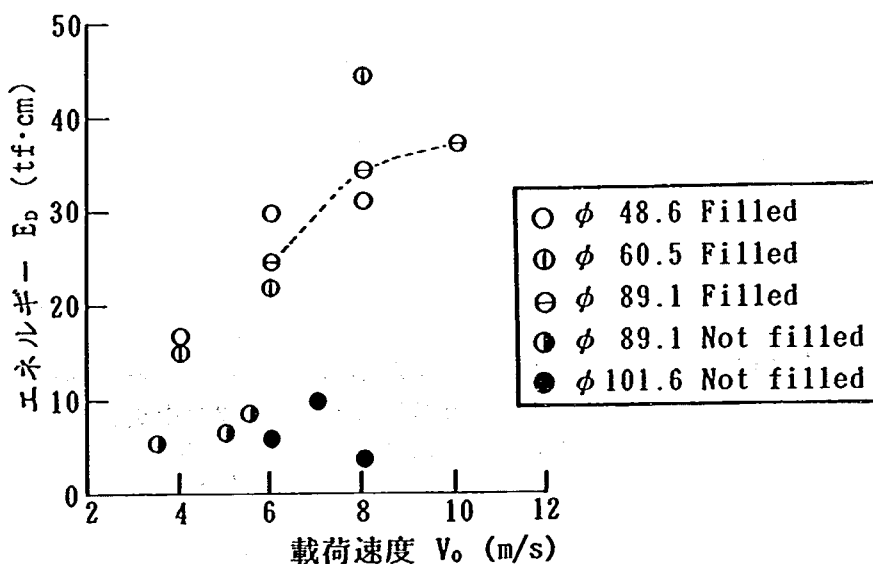


図-3.23 衝撃曲げエネルギー吸収能と載荷速度の関係

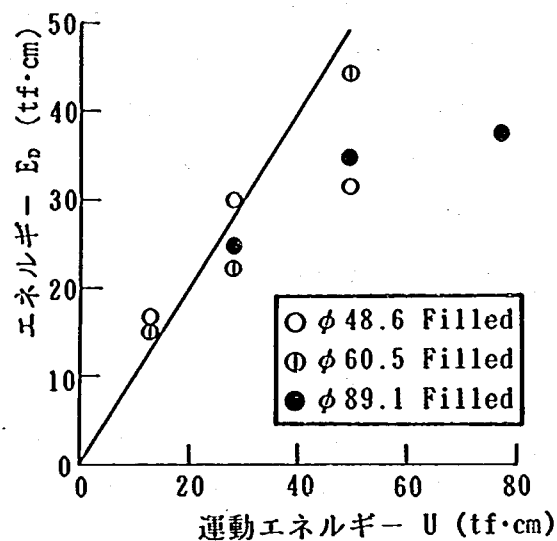
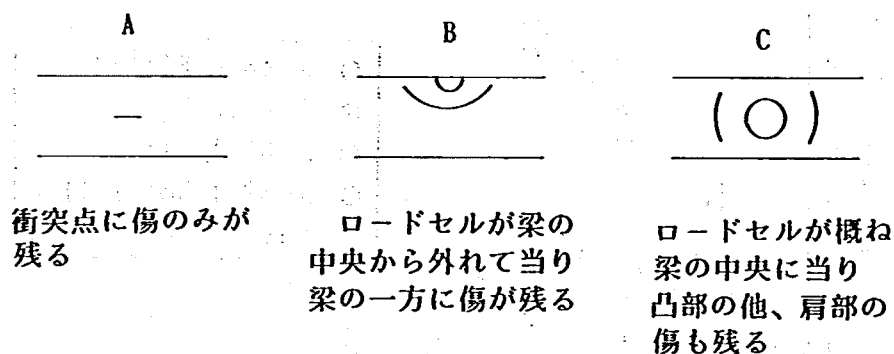


図-3.24 衝撃曲げエネルギー吸収能と重錘の運動エネルギーの関係

表-3.8 残留変形量

Case No	鋼管径 ϕ (mm)	衝突速度 V (m/sec)	重錘重量 W (kg)	終局変位量 a (cm)	終局偏平量 b (mm)	局部めり込み量 c (mm)	破壊状況
1-1	48.6	6	150	20.4	49.5	0	A
1-2		8		27.5	49.0	2	B
1-3		4		12.5	49.0	0	A
2-1	60.5	6		13.3	63.1	5	B
2-2		8		19.6	61.3	5	C
2-3		4		7.1	61.1	0	A
3-1	89.1	6		4.2	89.6	2	C
3-2		8		9.2	91.8	10	C
3-3		10		11.7	89.0	6	B



に衝撃曲げエネルギー吸収能と重錘の運動エネルギーの関係を示す。図より、運動エネルギーの小さい範囲では梁の衝撃曲げエネルギー吸収能は重錘の運動エネルギーとほぼ等しい値を示している。しかし、運動エネルギーが大きくなるに従い衝撃エネルギー吸収能は小さくなる傾向を示している。これは、中詰管の場合は局部めり込み量は小さいものの、载荷速度が速くなるに従い多少局部めり込み量が大きくなり、局部的な応答によるエネルギー損失が大きくなるためと考えられる。表-3.8に実験体の残留変形量を示す。これより、载荷速度の増大にともないめり込み量が大きくなる傾向を示していることがわかる。しかしその絶対値は小さく、また荷重～局部めり込み量関係における剛性は荷重～梁の変位量関係の剛性に比べきわめて大きい。よって、破壊が局部的に発生することではなく、中空管の場合と異なり、本実験においては概ね重錘の運動エネルギーと衝撃エネルギー吸収能は等しいと考えられる。

3.2.6 試験体の破壊形態

写真-3.7～3.10に試験体の破壊状況を示す。写真-3.10は比較のため中空管の試験体の状況¹⁾を示す。また、写真-3.11～3.15は試験後の中詰材（モルタル）の状況を示す。中詰管の破壊状況は、先に述べたように残留変位はあるものの、変形形態は弾塑性変形と考えられることから、中空管の様な载荷点の座屈（写真-3.10参照）は発生していない。また、局部めり込みはほとんど発生しないため、载荷点の鋼管径に変化がない。ただし、写真-3.16, 3.17で見るとように载荷点のごく近傍を見るとロードセルの受感体が接触した痕跡が残っているほか、鋼管が曲ったことによって鋼管の上縁側（圧縮側）に褶曲が発生している。写真-3.11～3.15に示す中詰材の状況を見ると、どの鋼管径、载荷速度においても、鋼管の半分から下側にヒビ割れが発生しており、鋼管の半分より上側に達しているものがないことから、コンクリートの上半分は圧縮側に働き、これが梁の曲げ耐力の向上に大きな役割を示しているものと考えられる。また、いずれの鋼管径においても、载荷速度が大きく残留変形が大きいものほどヒビ割れの数が多い。写真-3.15に示す圧縮側の状況を見ると、鋼管の褶曲に伴ってコンクリートも変形している。変形した部分の強度は、変形していない部分と同程度の強度を有している。

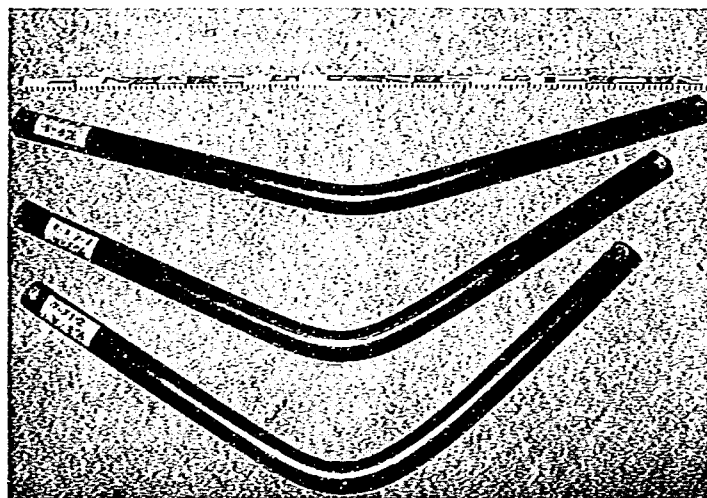


写真-3.7 コンクリートを充填した鋼管の実験後の状況 (φ48.6)

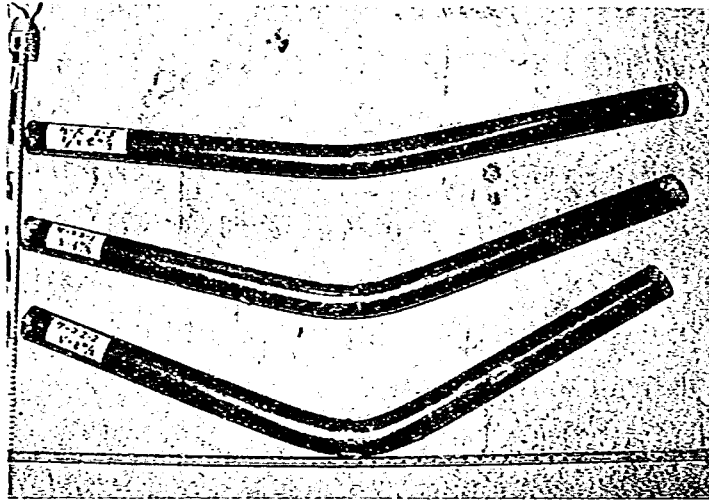


写真-3.8 コンクリートを充填した鋼管の実験後の状況 (φ60.5)



写真-3.9 コンクリートを充填した鋼管の実験後の状況 (φ89.1)

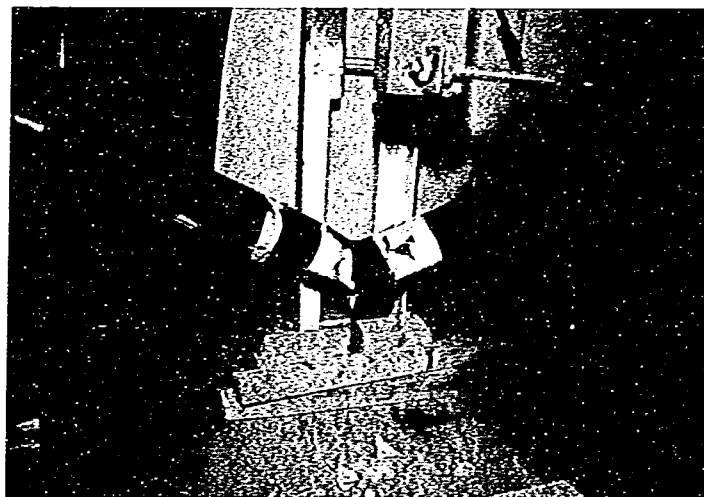


写真-3.10 中空管の場合の載荷点での座屈状況 (V=6m/s, φ89.1)

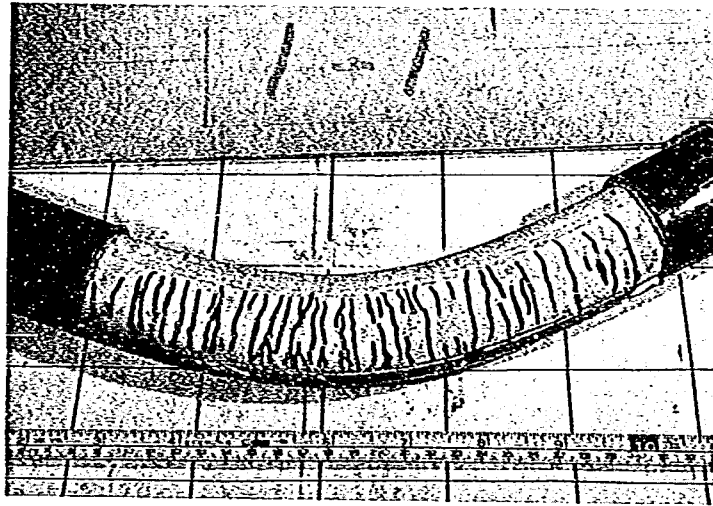


写真-3.11 中詰材の破壊状況 (Case No. 1-1, $\phi 48.6$)

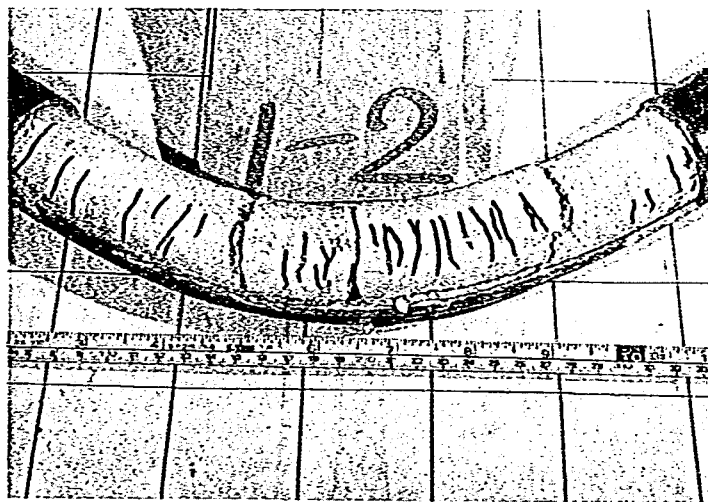


写真-3.12 中詰材の破壊状況 (Case No. 1-2, $\phi 48.6$)

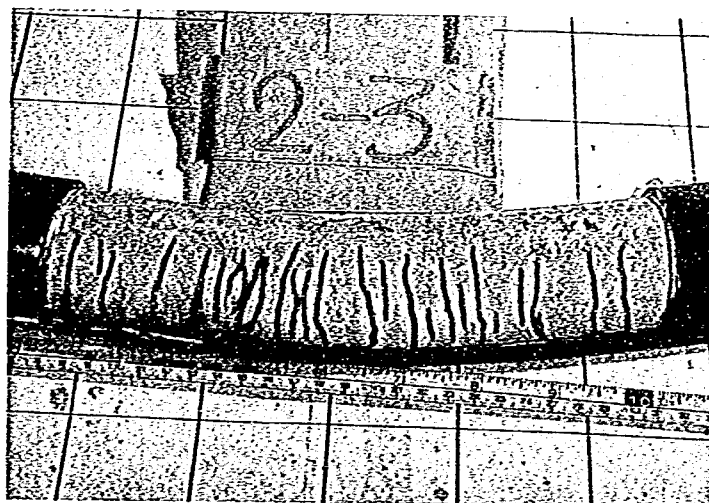


写真-3.13 中詰材の破壊状況 (Case No. 2-3, $\phi 60.5$)

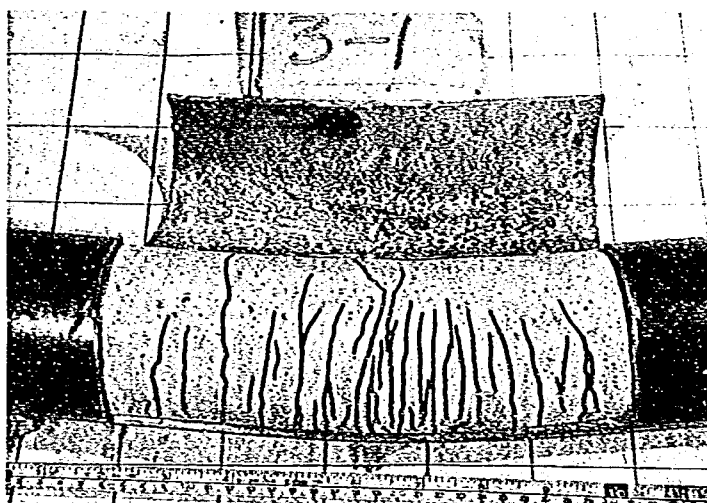


写真-3.14 中詰材の破壊状況 (Case No. 3-1, $\phi 89.1$)

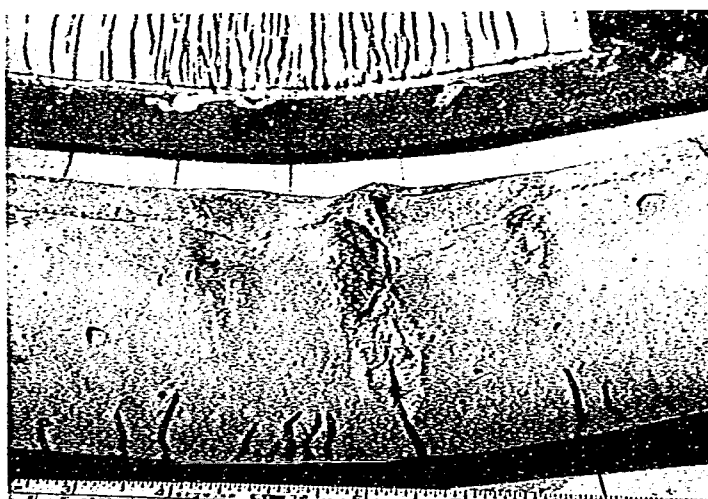


写真-3.15 中詰材の変形状況 (Case No. 3-2, $\phi 89.1$)

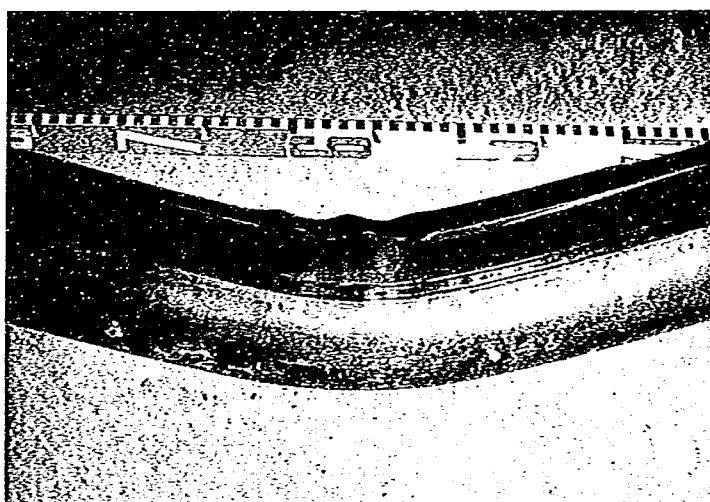


写真-3.16 載荷点付近に発生した銅管の変形 (Case No. 3-2, $\phi 89.1$)

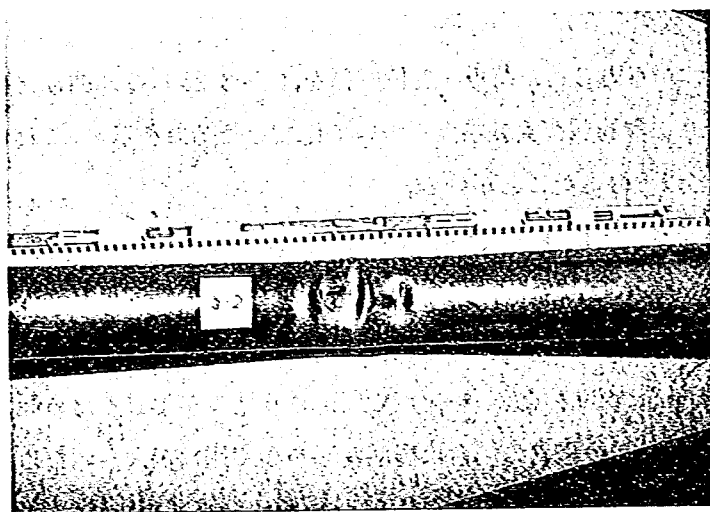


写真-3.17 荷点付近に残ったロードセルによる傷跡(Case No.3-2, $\phi 89.1$)

3.2.7 ま と め

本実験で得られた成果を要約すると、以下のようになる。

- (1) $P \sim t$ 曲線の形状は、重錘の衝突直後シャープな立ち上がりを示し、一度大きく荷重が低下したのち再び荷重が立ち上がり、微振動を繰り返しながら収束し、急激に低下する。中空管の場合のような鋼管径による形状の相違はみられない。
- (2) $P \sim \delta$ 曲線は、立ち上りを除けば静的実験の $P \sim \delta$ 曲線とよく一致する。中空管の場合、鋼管径が大きくなると局部応答が卓越し、その形状が異なるが、中詰管の場合、局部変形量が小さいため梁が全体で応答し両者が一致するものと考えられる。また、中空管の場合は鋼管径・荷重速度により $P \sim \delta$ 曲線の形状が異なるが、中詰管の場合は概ね等しい形状となった。
- (3) 終局変位は荷重速度が速くなるに従い大きくなる傾向を示す。中空管の場合、鋼管径が大きい場合は荷重速度が速くなるに従い終局変位がやや小さくなる傾向を示す。これは、破壊形態が全体破壊から局部破壊へと変化するためである。中詰管の場合は局部破壊が生じなかったため、荷重速度が速くなるに従い終局変位が大きくなる傾向を示す。
- (4) 衝撃曲げエネルギー吸収能は、鋼管径の増大にともない大きくなる傾向を示す。中空管の場合も同じ傾向を示すが、鋼管径が大きくなると局部めり込み量が大きくなり、荷点付近の耐力および変形量が小さくなるため、その増加割合は小さい。しかし、中詰管の場合は、局部めり込み量が小さいため耐力などの低下がほとんどなく、中空管の場合より大きな割合で増加している。
- (5) 中詰管の場合でも、鋼管径が大きく局部的な剛性が小さくなると局部変形エネルギーの影響が大きくなり、衝撃曲げエネルギー吸収能のみで衝撃エネルギー吸収能を評価すると過小評価することになる。しかし、中空管の場合のように局部変形エネルギーは小さくなく、本実験の範囲内においては重錘の運動エネルギーと梁の衝撃曲げエネルギー吸収能とは概ね等しい。よって、局部的な剛性を高めて局部変形量を小さくすることにより、衝撃エネルギー吸収能は衝撃曲げエネルギー吸収能をもって評価しうると考えられる。

(6) コンクリート充填の効果

図-3.25 に静的実験から得られた荷重～変位関係を、図-3.26 に衝撃曲げ実験から得られた荷重～変位関係を示す。表-3.9 に静的載荷実験結果について比較した結果を示す。これらの図表からコンクリートの充填効果について以下の様なことが分る。

① 最大荷重

表-3.9 より、最大荷重は中詰管の方が大きな値を示し、その傾向は鋼管径の増大とともに顕著になることがわかる。特に $\phi 60.5$ と $\phi 89.1$ の場合は、中詰管の最大荷重は中空管の約 2 倍となっている。これは、中空管の $\phi 60.5$ 、 $\phi 89.1$ では、載荷点で局部めり込みが生じるため最大荷重は小さくなるものと思われる。これに対し、中詰管の場合は局部変形がなく剛性が大きいため、大きな強度が得られるものと考えられる。

② 終局変位 (延性)

表-3.9 において、終局変位は中詰管の方が大きな値を示しているが、これは最大荷重に達したのち、最大荷重の 80% まで低下したときの変位量を終局変位と定義しているためである。図-3.25 の荷重～変位曲線をみると中空管の場合、最大荷重に達した後、荷重が減少する軟化型となっているが、鋼管は切断されずにいつまでも変形が継続している。一方、中詰管の場合は塑性域に達した後、荷重が上昇する硬化型となっているが、載荷をさらに続けていくと、ある変位量で突然鋼管に亀裂が生じ、荷重が低下する現象を示す。これらの現象から判断して、延性は終局変位の定義によって異なるが、最終的な鋼管の亀裂を破壊と定義すると、中詰管の方が中空管より延性が小さいものと判断される。

③ 局 部 変 形

中空管の方が載荷点において局部的な変形が生じやすく、局部座屈が発生しやすい。これは、実験後の試験体が完全に座屈していることから推察できる。これに対し、中詰管の場合は局部的なめり込み量が小さく、実験後の試験体の載荷部分を見てもわずかに載荷治具の跡が残っているのみである。よって、中詰管の方が局部めり込みに対してははるかに強い。

④ 静的エネルギー吸収能

表-3.9 において、静的エネルギー吸収能は終局変位までの仕事量と定義しているため、梁が完全に破壊 (破断) するまでの仕事量をとった場合、中空管のエネルギー吸収能は表の値より大きな値を示すものと考えられる。しかし、終局変位量を先に述べたように定義した場合、中詰管の場合は中空管の 4～6 倍大きな値を示している。また、破断するまでの仕事量を限界エネルギー吸収能とした場合でも、中空管のエネルギー吸収能は表に示す値より大きくなるが、全般的には中詰管の方が耐力増加が極端に大きいためエネルギー吸収能は大きいと思われる。

⑤ 衝撃エネルギー吸収能

図-3.26 の衝撃実験による荷重～変位曲線をみると、いずれの鋼管径においても中詰管の方が中空管の場合よりも、衝撃エネルギー吸収能は全般的に大きい。

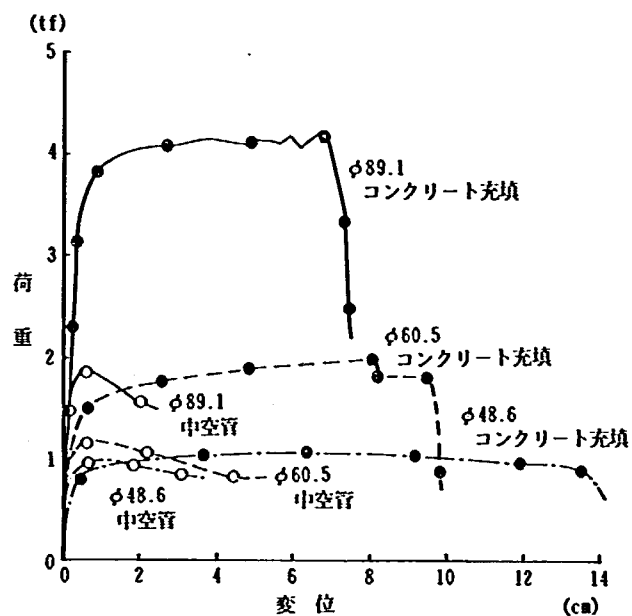


図-3.25 静的実験による荷重と変位の関係

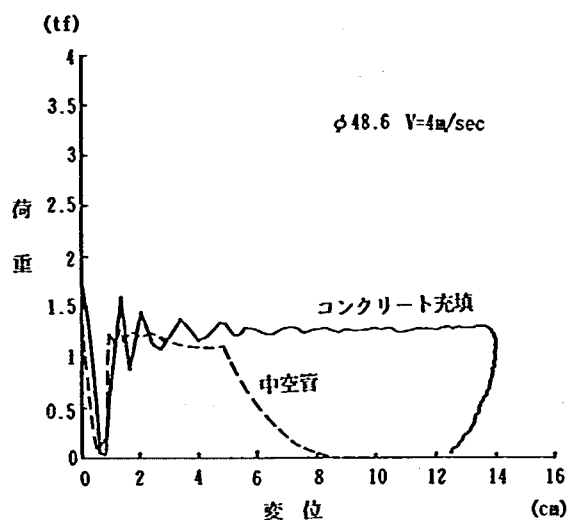


図-3.26(a) 衝撃実験による荷重と変位の関係

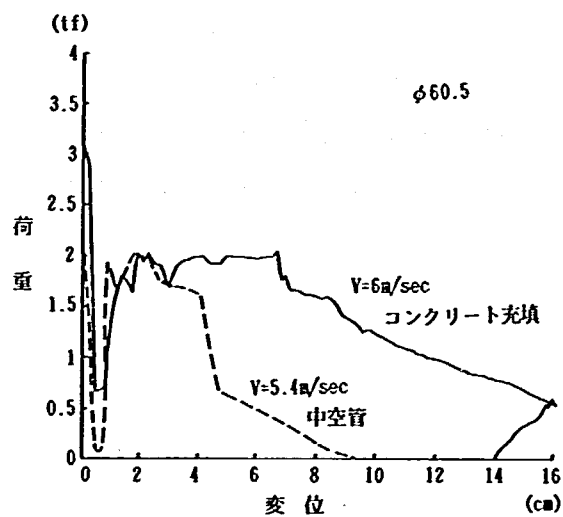


図-3.26(b) 衝撃実験による荷重と変位の関係

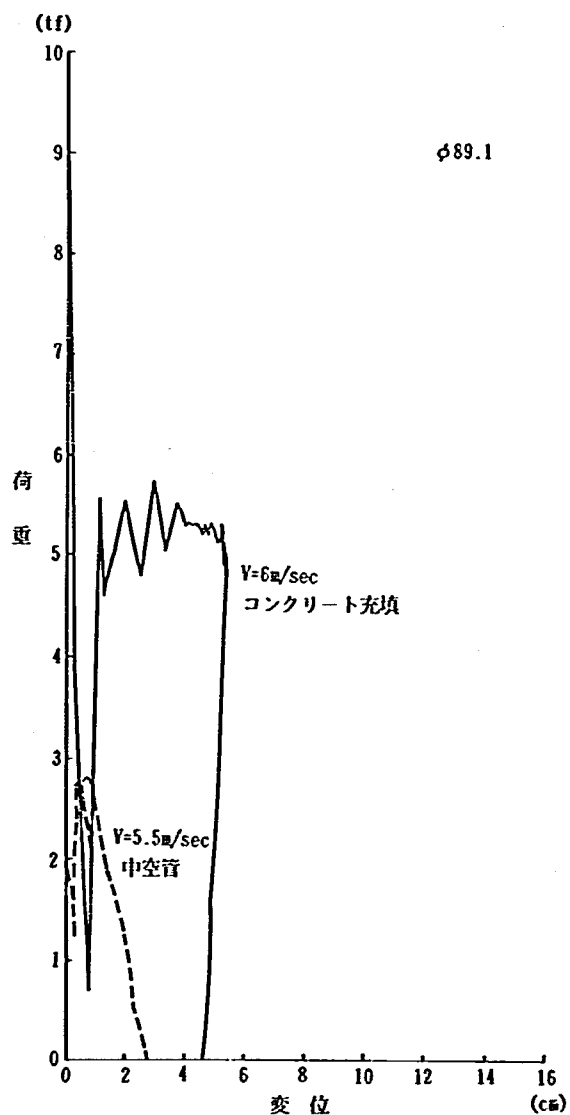


図-3.26(c) 衝撃実験による荷重と変位の関係

表-3.9 静的載荷実験結果の比較

鋼管径 断面形状	$\phi 48.6$		$\phi 60.5$		$\phi 89.1$	
	中空	コンクリート 充填	中空	コンクリート 充填	中空	コンクリート 充填
最大荷重 (tonf)	1.03	1.08	1.17	1.98	1.96	4.14
終局変位 (cm)	10.0	32.7	9.0	23.6	6.5	16.9
吸収エネルギー (tonf・cm)	8.24	32.07	9.71	41.88	10.19	65.97

⑥ 総合検討

以上、項目ごとに中空管と中詰管について比較してきたが、総合的に判断して、耐衝撃構造物に用いる鋼管には、コンクリートを充填した方がよいと思われる。その理由は、衝撃荷重を与えた場合、静的載荷と異なり最も問題となるのが局部変形である。中空管に衝撃荷重を与えた場合、局部的なめり込みによる局部破壊が生じ、鋼管が梁全体としてもつ耐力より小さな耐力しか示さない場合があった。コンクリートを充填した場合の衝撃実験においては、 $\phi 89.1$ の場合、衝突点にロードセルの凸部の傷が明瞭に残りへこみが生じたのに対し、静的実験においては凸部の傷が若干残ったのみでありへこみは生じていない。以上の現象と図-3.25 および図-3.26 の荷重～変位曲線から判断して、梁は荷重を局部的に受けるよりも全体で受けた方が耐力が大きいため、載荷点における局部的な剛性を高めて、局部破壊を生じさせないようにすべきであると考えられる。よって、コンクリートを充填した方が局部変形に強く、耐衝撃性能が高いと判断される。また、コンクリートを充填しない場合も肉厚を厚くして、局部破壊が生じないようにすべきであると思われる。しかし、未だ局部破壊については不明な点が多く、今後、肉厚を変えて実験を行うなど、さらに局部破壊のメカニズムについての研究を行うべきと思われる。

以上のことから部材にコンクリートを充填した方が、耐衝撃性能を高めることにつながるものと思われる。この点についても、さらに研究を行い検討すべきである。以上、経済性を検討からはずして、中空の鋼管とコンクリートを充填した鋼管との比較を行い、コンクリートを充填した方が好ましいという結論を導いた。しかし、鋼管径 $\phi 48.5$ 、 $\phi 60.5$ 、 $\phi 89.1$ で肉厚 $t 3.2 \text{ mm}$ の場合についてのみの検討であり、これより鋼管径を大きくした場合、あるいは肉厚を厚くした場合など、今後さらに研究を進めて、解明していく必要があるものと考えられる。

4. 曲げと軸力および純せん断変形を考慮した骨組構造物の弾塑性衝撃応答解析

4.1 曲げと純せん断変形を同時に考慮した梁構造の剛性マトリックス

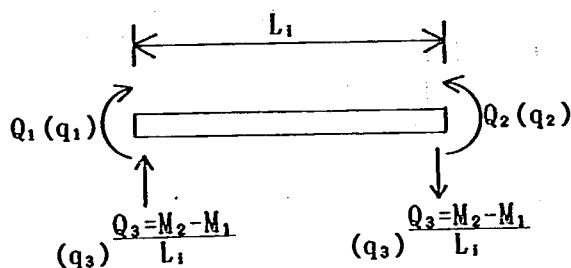
4.1.1 概 要

梁構造物において、曲げと純せん断変形を同時に考慮する場合には、両方の変形による節点変位が梁軸方向に直角に生起するため、この二つを分離して考慮できる剛性マトリックスを作る手法を開発する必要がある。そこで、本節ではまず片持梁を例にして曲げと純せん断変形を同時に考慮した剛性マトリックスの作成法を提案し、その妥当性について検討するものである。

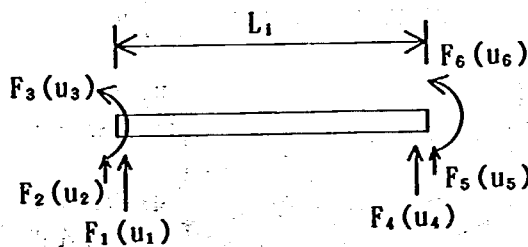
4.1.2 要素の力の釣合条件式

要素における内力 (Q_i) と内変形 (q_i) を図-4.1(a) のようにとる。すなわち、 i 要素においては、 Q_1 : 要素の左端モーメント、 Q_2 : 要素の右端モーメント、 Q_3 : 要素のせん断力、 q_1 : 要素の左端回転角から部材回転角を差し引いた純回転角、 q_2 : 要素の右端純回転角、 q_3 : 要素両端の軸直角方向への相対変位量のうちせん断力のみによって生じる純せん断変形量である。図-4.2 に内力と内変形の関係を示す。またその要素に働く外力 (F_i) と外変位 (u_i) を図-4.1(b) のようにとる。すなわち、ある節点においては、 F_1 : 節点に働く軸直角方向の外力、 F_2 : 節点に働く軸直角方向のダミー外力、 F_3 : 節点に働くモーメント、 u_1 : 節点の軸直角方向への要素の全ての変形量による変位置、 u_2 : 節点の軸直角方向への要素のせん断変形量のみによって生ずる変位置、 u_3 : 節点の回転角であり、左端から右端の順番に連番で助番号をつけている。

ここで、せん断変形を考慮することによって $F_2(u_2)$ を導入する意義について説明する。せん断力は (4.1) 式のように曲げモーメントの関数となっており、独立して存在することの出来ない内力である。



(a) 要素に働く内力 Q と内変形 q



(b) 要素に働く外力 F と外変形 u

図-4.1 要素の内力と外力および内変形と外変位

$$S = (M_2 - M_1) / L_1 \dots\dots\dots (4.1)$$

(4.4) 式を一般式として次式のように表わす。

$$\mathbf{c}^T \mathbf{Q} = \mathbf{F} \quad \dots\dots\dots (4.5)$$

よって、要素における釣合マトリックス $\mathbf{c}^T$ が次式のように得られることになる。

$$\mathbf{c}_1^T = \begin{vmatrix} -1/L_1 & 1/L_1 & 0 \\ 1/L_1 & -1/L_1 & 1 \\ -1 & 0 & 0 \\ 1/L_1 & -1/L_1 & 0 \\ -1/L_1 & 1/L_1 & -1 \\ 0 & 1 & 0 \end{vmatrix} \quad \dots\dots\dots (4.6)$$

4.1.3 変形適合条件式

(4.4) 式に反傾定理を適用すると、変形適合条件式は次式のようになる。

$$\begin{vmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} -1/L_1 & 1/L_1 & -1 & 1/L_1 & -1/L_1 & 0 \\ 1/L_1 & -1/L_1 & 0 & -1/L_1 & 1/L_1 & 1 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & -1 & 0 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ u_6 \end{vmatrix} \quad \dots\dots\dots (4.7)$$

(4.5) 式と同様に、これを一般的に次式によって表わす。

$$\mathbf{q} = \mathbf{c} \mathbf{u} \quad \dots\dots\dots (4.8)$$

すなわち、要素における変形適合マトリックス $\mathbf{c}_1$ が次式のように表わされる。

$$\mathbf{c}_1 = \begin{vmatrix} -1/L_1 & 1/L_1 & -1 & 1/L_1 & -1/L_1 & 0 \\ 1/L_1 & -1/L_1 & 0 & -1/L_1 & 1/L_1 & 1 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & -1 & 0 \end{vmatrix} \quad \dots\dots\dots (4.9)$$

4.1.4 内力と内変形の関係

内力 $\mathbf{Q}$ と内変形 $\mathbf{q}$ の関係を剛性マトリックス $\mathbf{k}$ を用いて次式のように表わす。

$$\mathbf{Q} = \mathbf{k} \mathbf{q} \quad \dots\dots\dots (4.10)$$

ここで、要素の $\mathbf{k}_1$ マトリックスは梁理論と単純せん断変形の組合せにより次式のように表わされる。

$$\mathbf{k}_1 = \begin{vmatrix} \frac{4E_1 I_1}{L_1} & \frac{-2E_1 I_1}{L_1} & 0 \\ \frac{-2E_1 I_1}{L_1} & \frac{4E_1 I_1}{L_1} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{G_1 A_1}{L_1} \end{vmatrix} \quad \dots\dots\dots (4.11)$$

ここで、 E : ヤング係数, I : 断面 2 次モーメント,

G : せん断剛性係数 ($=E/(2(1+\nu))$), A : 断面積である。

4.1.5 構造全体における剛性マトリックス $\mathbf{K}$

構造全体において、力の釣合条件式、変形適合条件および内力と内変形の関係が、(4.5), (4.8), (4.10) 式のように表わされるものとする、3つの式の連立解が次式のように得られる。

$$\mathbf{c}^T \mathbf{k} \mathbf{c} \mathbf{u} = \mathbf{F} \dots\dots\dots (4.12)$$

上式は、3つの条件式を同時に満たすことを表わしているのので、上式を $\mathbf{u}$ について解くことによって、曲げモーメントと純せん断変形を同時に考慮した骨組構造物の解が得られる。すなわち、

$$\mathbf{u} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{F} \dots\dots\dots (4.13)$$

ただし、

$$\mathbf{K} = \mathbf{c}^T \mathbf{k} \mathbf{c} \dots\dots\dots (4.14)$$

以下求められた $\mathbf{u}$ を順番に(4.8)式、(4.10)式に代入することによって $\mathbf{q}$ 、 $\mathbf{Q}$ を得ることができる。

4.1.6 片持ち梁による検討

剛性マトリックス $\mathbf{K}$ の妥当性を検証するために、図-4.3に示す片持梁を一要素で解く場合について検討する。まず、力の釣合条件式は要素の左端が固定されることによって左端節点の外変位が生じないことを考慮すると次式のようにになる。

$$\begin{vmatrix} -P \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} -1/L & 1/L & 0 \\ 1/L & -1/L & 1 \\ -1 & 0 & 0 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} M_1 \\ M_2 \\ S \end{vmatrix} \dots\dots\dots (4.15)$$

同様に、変形適合条件式が次式のように得られる。

$$\begin{vmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1/L & -1/L & 0 \\ -1/L & 1/L & 1 \\ 0 & -1 & 0 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{vmatrix} \dots\dots\dots (4.16)$$

さらに、内力と内変形の関係は次式のように得られる。

$$\begin{vmatrix} M_1 \\ M_2 \\ S \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \frac{4EI}{L} & \frac{-2EI}{L} & 0 \\ \frac{-2EI}{L} & \frac{4EI}{L} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{GA}{L} \end{vmatrix} \begin{vmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \end{vmatrix} \dots\dots\dots (4.17)$$

式(4.14)によって、構造全体の剛性マトリックス $\mathbf{K}$ を求めると次式が得られる。

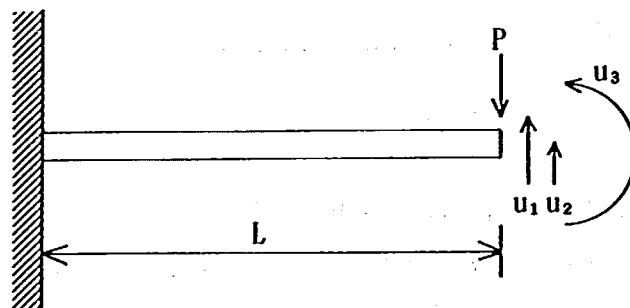


図-4.3 片持梁に作用する変位および回転角

$$K = \begin{vmatrix} \frac{12EI}{L^3} & \frac{-12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} \\ \frac{-12EI}{L^3} & \frac{12EI}{L^3} + \frac{GA}{L} & \frac{6EI}{L^2} \\ \frac{-6EI}{L^2} & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EL}{L} \end{vmatrix} \dots\dots\dots (4.18)$$

行列式の値を求めると、

$$\det |K| = \frac{GA}{L} \cdot \frac{12E^2I^2}{L^4} \dots\dots\dots (4.19)$$

よって、剛性マトリックスの逆マトリックスは次式のように得られる。

$$K^{-1} = \frac{L^3}{EI \cdot GA} \begin{vmatrix} \frac{EI}{L^2} + \frac{GA}{3} & \frac{EI}{L^2} & \frac{GA}{2L} \\ \frac{EI}{L^2} & \frac{EI}{L^2} & 0 \\ \frac{GA}{2L} & 0 & \frac{GA}{L^2} \end{vmatrix} \dots\dots\dots (4.20)$$

これを用いて、外変位 u を求めると以下の値がもとまる。

① 梁端部の沈下量 u_1

$$u_1 = L \cdot (-P) / (G \cdot A) + L^3 \cdot (-P) / (3 \cdot E \cdot I) \dots\dots\dots (4.21)$$

② 梁端部の純せん断変形による沈下量 u_2

$$u_2 = L \cdot (-P) / (G \cdot A) \dots\dots\dots (4.22)$$

③ 梁端部の回転角 u_3

$$u_3 = L^2 \cdot (-P) / (2 \cdot E \cdot I) \dots\dots\dots (4.23)$$

一方、通常の片持ち梁の厳密解³⁾は、次式によって与えられる。

$$\begin{aligned} u_1 &= L^3 \cdot (-P) / (3 \cdot E \cdot I) \\ u_3 &= L^2 \cdot (-P) / (2 \cdot E \cdot I) \end{aligned} \dots\dots\dots (4.24)$$

(4.24) 式と (4.21) ～ (4.23) 式の解を比較すると、本法による解は曲げモーメントによる沈下量にせん断変形による沈下量を加えられた解が得られていることがわかる。すなわち、本法による剛性マトリックスの作成方法の妥当性が確かめられた。

4.2 曲げモーメントと軸力および純せん断変形を同時に考慮した骨組構造物の弾性剛性マトリックス

4.2.1 概 要

前節では梁構造物において曲げモーメントに加えて、純せん断変形を考慮する場合の解析法について検討した。その結果、外変位の中に純せん断変形に対応する変位を、また外力の中にダミー外力を導入して解くことによって解析が可能になることが明らかになった。そこで本節は前節で得られた手法を拡張して平面骨組構造物において、曲げモーメントと軸力および純せん断変形を同時に考慮した弾性解析法について提案し、その解析法の妥当性について検討するものである。

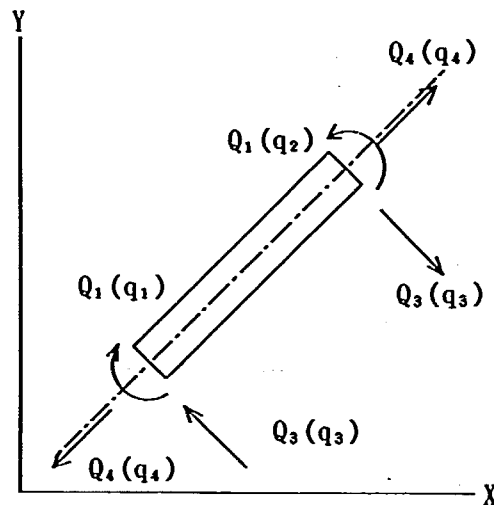
4.2.2 変形適合条件式

要素における内力 Q と内変形 q および外変位 u と外力 F を図-4.4のようにおくと、構造全体における変形適合条件式が次式のように表わされる。

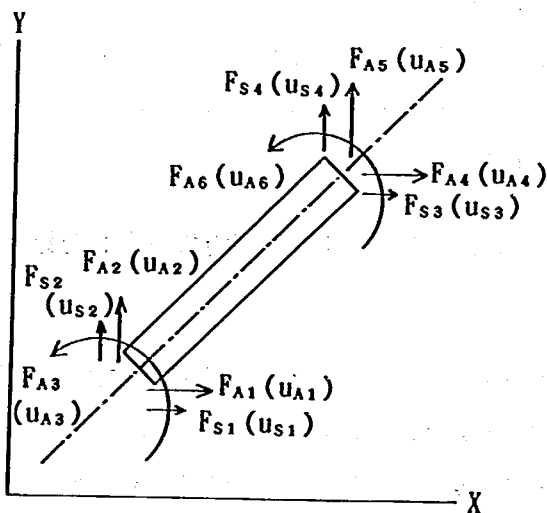
$$|q| = |C_A C_S| \begin{Bmatrix} u_A \\ u_S \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (4.25)$$

ここで、 q :内変形ベクトルである。

i要素のベクトル q_i の中には、図-4.4に示すように q_1 :要素の左端回転角から部材回転角を差し引いた純回転角、 q_2 :要素の右端回転角から部材回転角を差し引いた純回転角、 q_3 :要素両端の軸直角方向への相対変位量のうちせん断力のみによって生じる純せん断変形量、 q_4 :軸力による変形量がベクトル要素として存在する。また、 u_A :節点の全ての変形量によって生じる変位ベクトル、 u_S :純せん断変形によって生じる外変位



(a) 内力 Q と内変形 q



(b) 外力 F と外変形 u

図-4.4 要素モデル

ベクトルである。さらに、 $\mathbf{C}_A$, $\mathbf{C}_S$ はそれぞれ $\mathbf{U}_A$, $\mathbf{U}_S$ と内変形とを関係付ける変形適合マトリックスであり、例えば N 個の節点を持つ構造物において k 番目と i 番目の節点に両節点を持つ i 要素の場合では、次式のようなマトリックス要素によって (4.25) 式が表わされる。

$$\mathbf{Q}_i = \begin{bmatrix} \mathbf{Q}_i^T, \mathbf{C}_{ALI}, \mathbf{C}_{ARI}, \mathbf{Q}_i, \mathbf{Q}_i^T, \mathbf{C}_{SLI}, \mathbf{C}_{SRI} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{U}_A \\ \mathbf{U}_S \end{bmatrix} \dots\dots\dots (4.26)$$

ただし、添字 L および R は要素の左端および右端に対応する添字であり、さらに $\mathbf{C}_{ALI}$, $\mathbf{C}_{ARI}$, $\mathbf{C}_{SLI}$, $\mathbf{C}_{SRI}$ は次のようなマトリックス要素を持つ。

$$\mathbf{C}_{ALI} = \begin{bmatrix} \frac{\sin \theta_i}{L_i} & \frac{-\cos \theta_i}{L_i} & -1 \\ \frac{-\sin \theta_i}{L_i} & \frac{\cos \theta_i}{L_i} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ -\cos \theta_i & -\sin \theta_i & 0 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (4.27)$$

$$\mathbf{C}_{ARI} = \begin{bmatrix} \frac{-\sin \theta_i}{L_i} & \frac{\cos \theta_i}{L_i} & 0 \\ \frac{\sin \theta_i}{L_i} & \frac{-\cos \theta_i}{L_i} & 1 \\ 0 & 0 & 0 \\ \cos \theta_i & \sin \theta_i & 0 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (4.28)$$

$$\mathbf{C}_{SLI} = \begin{bmatrix} \frac{-\sin \theta_i}{L_i} & \frac{\cos \theta_i}{L_i} \\ \frac{\sin \theta_i}{L_i} & \frac{-\cos \theta_i}{L_i} \\ -\sin \theta_i & \cos \theta_i \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (4.29)$$

$$\mathbf{C}_{SRI} = \begin{bmatrix} \frac{\sin \theta_i}{L_i} & \frac{-\cos \theta_i}{L_i} \\ \frac{-\sin \theta_i}{L_i} & \frac{\cos \theta_i}{L_i} \\ \sin \theta_i & -\cos \theta_i \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (4.30)$$

ただし、 L_i : 要素長, θ_i : 部材の全体座標となす角度である。

4.2.3 力の釣合条件式

式 (4.25) に反傾定理を適用すると、構造全体における力の釣合条件式は次式のように表わされる。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{C}_A^T \\ \mathbf{C}_S^T \end{bmatrix} \mathbf{Q} = \begin{bmatrix} \mathbf{F}_A \\ \mathbf{F}_S \end{bmatrix} \dots\dots\dots (4.31)$$

ここで、 $\mathbf{C}_A^T$: 内力 $\mathbf{Q}$ と外力 $\mathbf{F}_A$ とを関係付ける釣合マトリックス、 $\mathbf{C}_S^T$: 内力 $\mathbf{Q}$ とダミーの外力 $\mathbf{F}_S$ とを関係付ける釣合マトリックス、 $\mathbf{Q}$: 内力ベクトル、 $\mathbf{F}_A$: 外力ベクトル、 $\mathbf{F}_S$: ダミー外力ベクトルであり、前節にお

ける F_2 と同様に常に $\mathbf{0}$ となる。すなわち、外力による仕事 U は次式によって与えられる。

$$U = \mathbf{F}_A^T \cdot \mathbf{u}_A + \mathbf{F}_S^T \cdot \mathbf{u}_S = \mathbf{F}_A^T \cdot \mathbf{u}_A \quad \dots\dots\dots (4.32)$$

4.2.4 内力と内変形の関係

内力 Q と内変形 q は、剛性マトリックス $\mathbf{k}$ によって次式のように関係付けられる。

$$Q = \mathbf{k}q \quad \dots\dots\dots (4.33)$$

ここで、 $\mathbf{k}$ は要素ごとの剛性マトリックス $\mathbf{k}_i$ のバンドマトリックスであり、 $\mathbf{k}_i$ は次式のような要素を持つ。

$$\mathbf{k}_i = \begin{bmatrix} \frac{4E_i I_i}{L_i} & \frac{-2E_i I_i}{L_i} & 0 & 0 \\ \frac{-2E_i I_i}{L_i} & \frac{4E_i I_i}{L_i} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{G_i A_i}{L_i} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{E_i A_i}{L_i} \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots (4.34)$$

ここで、 E : ヤング係数、 I : 断面2次モーメント、 L : 要素長、

G : セン断剛性係数、 A : 断面積である。

4.2.5 構造全体における剛性マトリックス $\mathbf{K}$ と解法

(4.25)、(4.31)、(4.33) 式を連立して解くと、次式が得られる。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{F}_A \\ \mathbf{F}_S \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{c}_A^T \mathbf{k} \mathbf{c}_A \\ \mathbf{c}_S^T \mathbf{k} \mathbf{c}_A \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{c}_A^T \mathbf{k} \mathbf{c}_S \\ \mathbf{c}_S^T \mathbf{k} \mathbf{c}_S \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_A \\ \mathbf{u}_S \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots (4.35)$$

(4.35) 式は連立解であるので、直接これを解くこともできるが、一節点の変位の中に $\mathbf{u}_S$ を含むことは同一方向に重複して変位が生じることになり、この剛性マトリックスの形のまま後述する運動方程式へ導入することができない。そこで $\mathbf{u}_A$ のみの方程式へと変換する。(4.35) 式の下段の方程式において (4.32) 式で述べたように $\mathbf{F}_S$ は常に $\mathbf{0}$ である。よって次式が得られる。

$$\mathbf{u}_S = -[\mathbf{c}_S^T \mathbf{k} \mathbf{c}_S]^{-1} [\mathbf{c}_S^T \mathbf{k} \mathbf{c}_A] \mathbf{u}_A \quad \dots\dots\dots (4.36)$$

上式を (4.35) 式の上段の式に代入すると次式が得られる。

$$\mathbf{K} \mathbf{u}_A = \mathbf{F}_A \quad \dots\dots\dots (4.37)$$

ただし、 $\mathbf{K}$ は構造全体の剛性マトリックスであり、以下の式によって表わされる。

$$\mathbf{K} = [\mathbf{c}_A^T \mathbf{k} \mathbf{c}_A] - [\mathbf{c}_A^T \mathbf{k} \mathbf{c}_S] [\mathbf{c}_S^T \mathbf{k} \mathbf{c}_S]^{-1} [\mathbf{c}_S^T \mathbf{k} \mathbf{c}_A] \quad \dots\dots\dots (4.38)$$

よって、曲げモーメントと軸力および純せん断変形を同時に考慮した骨組構造物の解析式は、(4.38) 式を用いて次式のように得られる。

$$\mathbf{u}_A = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{F}_A \quad \dots\dots\dots (4.39)$$

以下得られた $\mathbf{u}_A$ を (4.36)、(4.25)、(4.33) 式に逐次代入することによって $\mathbf{u}_S$ 、 $\mathbf{q}$ 、 Q が求められる。

4.2.6 数値計算法上の改良

(4.38) 式において、正常に数値計算が行われるためには $[\mathbf{c}_S^T \mathbf{k} \mathbf{c}_S]$ の逆マトリックスが存在しなければならない。そこで、この $[\mathbf{c}_S^T \mathbf{k} \mathbf{c}_S]$ マトリックスの構造解析上の意義について考察する。(4.35) 式においてこの $[\mathbf{c}_S^T \mathbf{k} \mathbf{c}_S]$ に関与する項だけで式を作ってみると次式が得られる。

$$[c_s^T k c_s] u_s = F_s \dots\dots\dots (4.40)$$

上式は、純せん断変形パネのみによって作られる構造物の解析基本式を表わしている。ところで、N 節点、m 要素からなる構造物の場合、式においては m 個の内力（内変形）と $2 \times N$ 個の外力（外変位）をもつ構造物を解くことになり、自由度が大きすぎるためほとんどの構造物では $[c_s^T k c_s]$ には逆マトリックスが存在しなくなる。そこで、本法においては $[c_s^T k c_s]$ の逆マトリックスを求める際に、 c_s に代えて次のような変形適合マトリックス c_{sv} および釣合マトリックス c_{sv}^T を用いる。つまり、 c_s を作成する際に (4.29), (4.30) 式に代えて次式を用いるものである。

$$c_{svLi} = \begin{bmatrix} \frac{-\sin \theta_i}{L_i} & \frac{\cos \theta_i}{L_i} \\ \frac{\sin \theta_i}{L_i} & \frac{-\cos \theta_i}{L_i} \\ -\sin \theta_i & \cos \theta_i \\ \frac{-\cos \theta_i}{100} & \frac{-\sin \theta_i}{100} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (4.41)$$

$$c_{svRi} = \begin{bmatrix} \frac{\sin \theta_i}{L_i} & \frac{-\cos \theta_i}{L_i} \\ \frac{-\sin \theta_i}{L_i} & \frac{\cos \theta_i}{L_i} \\ \sin \theta_i & -\cos \theta_i \\ \frac{\cos \theta_i}{100} & \frac{\sin \theta_i}{100} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (4.42)$$

すなわち、上式では純せん断変形パネに加えて実際の軸力パネの 1/10,000 の力を発揮する仮定の軸力パネを導入することになる。上式を用いることによって、N 節点、m 要素からなる構造物の場合には、 $2 \times m$ 個の内力（内変形）と $2 \times N$ 個の外力（外変位）をもつ構造物を解くことになり、安定して逆マトリックスが得られることになる。

よって、(4.38) 式に代えて次式を使用するものとした。

$$K = [c_A^T k c_A] - [c_A^T k c_s][c_{sv}^T k c_{sv}]^{-1}[c_{sv}^T k c_{Av}] \dots\dots\dots (4.43)$$

4.2.7 片持梁の計算例

誘導した剛性マトリックスの妥当性を検証するための一例として、川井ら⁹⁾の行った片持梁の計算例と比較してみる。川井らは剛体パネモデルによって、純せん断変形を考慮した梁構造の離散化解析法を提案した上で、厳密解に対する検討を行っている。そこで、本法で矩形断面の高さ $H=8$ cm、幅 $B=1$ cm の条件で長さ L を変化させて計算した結果を川井らの解と比較して図-4.6 に示す。図より、片持ち梁においては、梁の高さ～長さ比 (L/H) が小さくなるにつれて、純せん断変形を考慮しない場合の解よりも純せん断変形を考慮した解が相対的に大きくなる。また、本法の解は川井らの厳密解⁹⁾にはあまり一致しないが、Timoshenko の解とはよく一致することが分る。これは、川井らの解においては断面内における応力分布からの曲げモーメントとせん断力の相互作用の影響が考慮されているのに対し、本法ではこの影響が考慮されていないためと考えられる。しかしながら、Timoshenko の解との一致の程度等から見ると本法は充分精度良く純せん断変形の影響を表わしているものと考えられる。

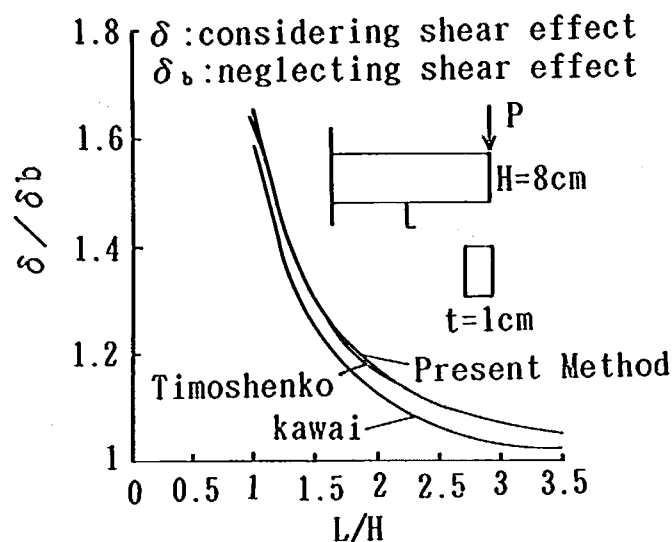


図-4.5 片持梁の計算結果比較

4.3 曲げと軸力および純せん断変形を同時に考慮した骨組構造物の弾塑性剛性マトリックス

4.3.1 概要

前節までにおいては、曲げと軸力および純せん断変形を同時に考慮した骨組構造物の静的弾性解析を行うための剛性マトリックスの誘導を行った。本節では、これを弾塑性応答まで拡張して曲げと軸力および純せん断変形を同時に考慮した骨組構造物の弾塑性増分解析用の剛性マトリックスの作成方法について誘導する。

4.3.2 力の釣合条件式

力の釣合条件は弾性、弾塑性を通じて同じように成立するので、前節で誘導された条件に基づき、力の釣合条件式は次式で表わされる。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{C}_A^T \\ \mathbf{C}_S^T \end{bmatrix} |\mathbf{Q}| = \begin{bmatrix} \mathbf{F}_A \\ \mathbf{F}_S \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots (4.44)$$

4.3.3 変形適合条件式

変形適合条件についても、弾性、弾塑性を通じて同じように成立するので前節で誘導された条件に基づき、変形適合条件式は次式で表わされる。

$$|\mathbf{q}| = \begin{bmatrix} \mathbf{C}_A & \mathbf{C}_S \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_A \\ \mathbf{u}_S \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots (4.45)$$

ただし、上式には次の条件式が付加される。

$$\mathbf{q} = \mathbf{q}^e + \mathbf{q}^p \quad \dots\dots\dots (4.46)$$

(4.47) 式は、構造物の要素に生ずる内変形 $\mathbf{q}$ が、弾性内変形 $\mathbf{q}^e$ と塑性内変形 $\mathbf{q}^p$ との和によって表わされることを意味する。

4.3.4 内力と弾性内変形の関係

前節では、内変形の全てを弾性変形と仮定したうえで、内変形 $\mathbf{q}$ と内力 $\mathbf{Q}$ が剛性マトリックス $\mathbf{k}$ によって関係づけられたものとした。弾塑性解析においては、弾性内変形 $\mathbf{q}^e$ のみが内力と線形関係にあるものとする仮定に基づき、前節で求められた内変形と内力の関係を弾性内変形に置き換えることによって、そのまま適用することができる。すなわち、弾性内変形 $\mathbf{q}^e$ と内力 $\mathbf{Q}$ との関係は前節の剛性マトリックス $\mathbf{k}$ を使って次式によって表わされる。

$$\mathbf{Q} = \mathbf{k} \mathbf{q}^e \dots\dots\dots (4.47)$$

4.3.5 塑性内変形と塑性乗数

(4.46) 式における塑性内変形 $\mathbf{q}^p$ は、次のような式によって求められる。

$$\mathbf{q}^p = \mathbf{N} \lambda \dots\dots\dots (4.48)$$

ここに、 $\mathbf{N}$: 降伏条件式の法線ベクトル、 λ : 塑性乗数ベクトルである。

ここで、(4.48) 式には次の条件式が付加されている。

$$\begin{aligned} \text{if, } \phi_1 < 0, \lambda_1 &= 0 \dots\dots\dots (4.49) \\ \text{if, } \phi_1 = 0, \lambda_1 &\geq 0 \end{aligned}$$

(4.49) 式は塑性流れ条件式と呼ばれるもので、降伏状態に達しない要素は塑性変形を生じず、降伏状態に達した要素は塑性変形が生じることを許容することを意味している。

4.3.6 降伏条件式

(1) M~N インタラクション

一般的に、パイプ断面の M~N インタラクションは次の式で与えられる⁶⁾。

$$(M/M_p) - \cos[\pi/2 \cdot N/N_p] = 0 \dots\dots\dots (4.50)$$

ただし、 M_p : 断面の全塑性モーメント、 N_p : 断面の降伏軸力である。

本研究においては、この非線形関数を安全側において線形近似して図-4.6 に示す線形化降伏関数を使用するものとした⁷⁾。

(2) M~S インタラクション

鋼構造物の断面における M~S インタラクションについては、断面形状の影響等をいかに扱うかは明確ではないが、Wen の行った研究⁸⁾ を参考にして非線形の降伏関数が次式で与えられるものとした。

$$\left(\frac{M}{M_p}\right)^2 + \left(\frac{S}{S_p}\right)^2 - 1 = 0 \dots\dots\dots (4.51)$$

さらに、上式を図-4.7 に示す線形近似して使用するものとした。

(3) N~S インタラクション

軸力とせん断力との間には、インタラクションがないものとした。

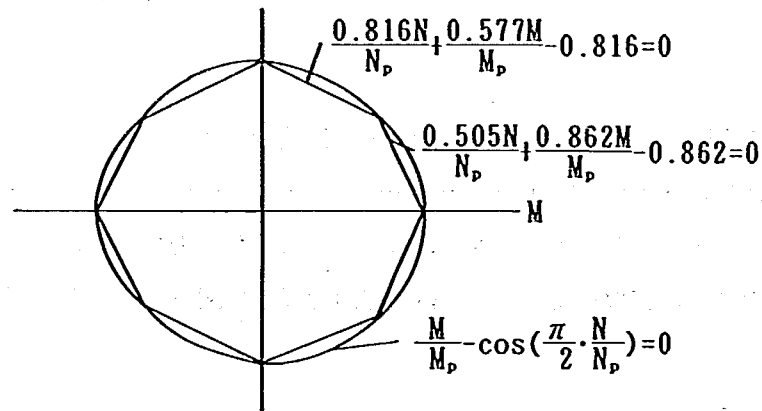
以上、M~N~S を総合線形化した降伏条件式の概要を図-4.8 に示す。

(4) 要素における降伏条件式

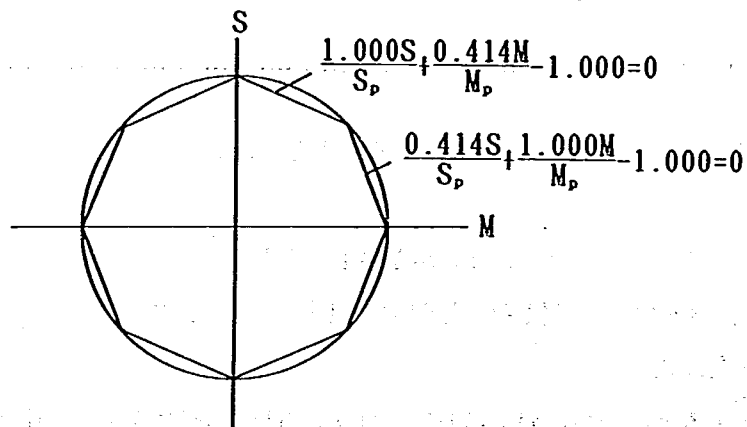
以上の各条件を統合化すると、一つの要素においては次の 32 個の降伏関数 ϕ が作られる。

$$\phi_1 = 0.505(N/N_p) + 0.862(M_1/M_p) - 0.862 \leq 0$$

$$\begin{aligned}
\phi_2 &= 0.816(N/N_P) + 0.577(M_1/M_P) - 0.816 \leq 0 \\
\phi_3 &= 0.505(N/N_P) - 0.862(M_1/M_P) - 0.862 \leq 0 \\
\phi_4 &= 0.816(N/N_P) - 0.577(M_1/M_P) - 0.816 \leq 0 \\
\phi_5 &= -0.505(N/N_P) + 0.862(M_1/M_P) - 0.862 \leq 0 \\
\phi_6 &= -0.816(N/N_P) + 0.577(M_1/M_P) - 0.816 \leq 0 \\
\phi_7 &= -0.505(N/N_P) - 0.862(M_1/M_P) - 0.862 \leq 0 \\
\phi_8 &= -0.816(N/N_P) - 0.577(M_1/M_P) - 0.816 \leq 0 \\
\phi_9 &= 1.000(S/S_P) + 0.414(M_1/M_P) - 1.000 \leq 0 \\
\phi_{10} &= 0.414(S/S_P) + 1.000(M_1/M_P) - 1.000 \leq 0 \\
\phi_{11} &= 1.000(S/S_P) - 0.414(M_1/M_P) - 1.000 \leq 0 \\
\phi_{12} &= 0.414(S/S_P) - 1.000(M_1/M_P) - 1.000 \leq 0 \\
\phi_{13} &= -1.000(S/S_P) + 0.414(M_1/M_P) - 1.000 \leq 0 \\
\phi_{14} &= -0.414(S/S_P) + 1.000(M_1/M_P) - 1.000 \leq 0 \\
\phi_{15} &= -1.000(S/S_P) - 0.414(M_1/M_P) - 1.000 \leq 0 \\
\phi_{16} &= -0.414(S/S_P) - 1.000(M_1/M_P) - 1.000 \leq 0 \dots\dots\dots (4.52)
\end{aligned}$$



图—4.6 M~N降伏条件式



图—4.7 M~S降伏条件式

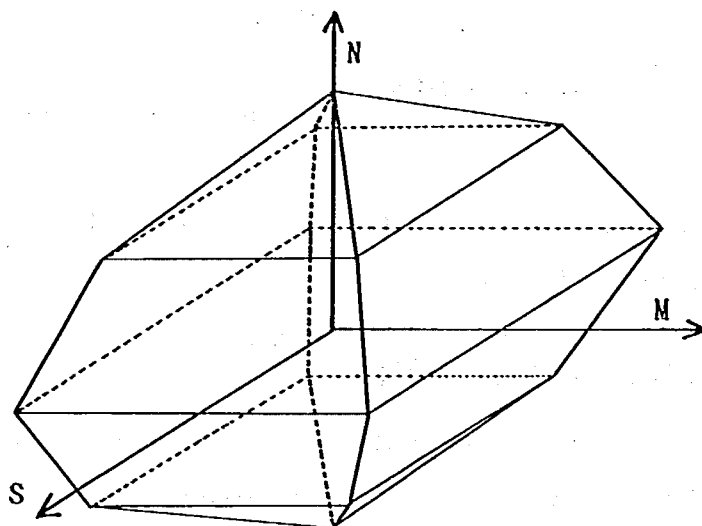


図-4.8 M~N~S線形化降伏条件式

ϕ_{17} から ϕ_{32} は上式において左端モーメント M_1 にかえて右端モーメント M_2 を代入することによって作られる。これを一般的に次式のように表わす。

$$\phi_i = \mathbf{N}_i^T \mathbf{Q} - R_i \leq 0 \quad (4.53)$$

ここで, $\mathbf{N}_i$: (4.48) 式で示した法線ベクトル, R : 塑性容量である。

$\mathbf{N}_i$ のベクトル要素は (4.52) 式を内力ベクトルで微分した微係数によって作られる。

$$\mathbf{N}_i = \left[\frac{\partial \phi_i}{\partial Q_{11}}, \frac{\partial \phi_i}{\partial Q_{12}}, \frac{\partial \phi_i}{\partial Q_{13}}, \dots, \frac{\partial \phi_i}{\partial Q_{N4}} \right] \quad (4.54)$$

4.3.7 弾塑性剛性マトリックスの誘導

求められた基本条件式 (4.44) ~ (4.48) 式を連立して解くと, 次式が得られる。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{c}_A^T \mathbf{k} \mathbf{c}_A & \mathbf{c}_A^T \mathbf{k} \mathbf{c}_S & \mathbf{c}_A^T \mathbf{k} \mathbf{N} \\ \mathbf{c}_S^T \mathbf{k} \mathbf{c}_A & \mathbf{c}_S^T \mathbf{k} \mathbf{c}_S & \mathbf{c}_S^T \mathbf{k} \mathbf{N} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_A \\ \mathbf{u}_S \\ \lambda \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{F}_A \\ \mathbf{F}_S \end{bmatrix} \quad (4.55)$$

上式において, (4.49) 式の条件により $\phi_i < 0$ に対応する $\lambda_i = 0$ なる λ が含まれている。しかしながら, この λ_i は (4.55) 式の計算には何ら影響を及ぼさない。そこであらためて (4.55) 式における λ は, $\phi_i = 0$ に対応する $\lambda_i \leq 0$ のみによって構成されているものとする。一方 (4.55) 式は, 各ベクトルの増分間においても同様に成立する。すなわち次式のように増分間における式が得られる。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{c}_A^T \mathbf{k} \mathbf{c}_A & \mathbf{c}_A^T \mathbf{k} \mathbf{c}_S & \mathbf{c}_A^T \mathbf{k} \mathbf{N} \\ \mathbf{c}_S^T \mathbf{k} \mathbf{c}_A & \mathbf{c}_S^T \mathbf{k} \mathbf{c}_S & \mathbf{c}_S^T \mathbf{k} \mathbf{N} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \mathbf{u}_A \\ \Delta \mathbf{u}_S \\ \Delta \lambda \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta \mathbf{F}_A \\ \Delta \mathbf{F}_S \end{bmatrix} \quad (4.56)$$

ここで, Δ は増分を表す。

上式は, 条件式の数に比べて未知数の数が多いためこのまま解くことはできない。ところで, 上式における λ_i に対応する ϕ_i はすでに $\phi_i = 0$ となっているため, (4.56) 式の増分間において $\Delta \phi_i$ は 0 でなければなら

ない。そこで、この条件に各基本条件式を代入すると次式が得られる。

$$\Delta\phi=0 \text{ なら, } |N^T k e_A| |N^T k e_s| |N^T k N| \left| \frac{\Delta u_A}{\Delta \lambda} \right| = 0 \dots\dots\dots (4.57)$$

(4.56) 式において $\Delta F_s=0$ であることから、(4.56) 式の下段の式と (4.57) 式を連立して解くと Δu_s , $\Delta \lambda$ が Δu_A によって表わされる次式が得られる。

$$\left| \frac{\Delta u_s}{\Delta \lambda} \right| = - \left| \frac{e_s^T k e_s}{N^T k e_s} \right| \left| \frac{e_s^T k N}{N^T k N} \right|^{-1} \left| \frac{e_s^T k e_A}{N^T k e_A} \right| |\Delta u_A| \dots\dots\dots (4.58)$$

よって、上式を (4.56) 式の上段の式に代入すると弾塑性増分解析における曲げと軸力および純せん断変形を同時に考慮した剛性マトリックス K による変位法の解析基本式が得られる。すなわち、

$$K \Delta u_A = \Delta F_A \dots\dots\dots (4.59)$$

ただし、

$$K = e_A^T k e_A - |e_A^T k e_s| |e_A^T k N| K_N^{-1} \left| \frac{e_s^T k e_A}{N^T k e_A} \right|$$

$$K_N = \left| \frac{e_s^T k e_s}{N^T k e_s} \right| \left| \frac{e_s^T k N}{N^T k N} \right| \dots\dots\dots (4.60)$$

4.4 曲げと軸力および純せん断変形を同時に考慮した骨組構造物の弾塑性衝撃応答解析

4.4.1 概 要

前節までに、曲げと軸力および純せん断変形を同時に考慮した骨組構造物の静的弾塑性解析のための剛性マトリックスを誘導した。本節では、この剛性マトリックスを使用して行う衝撃応答解析手法を誘導する。弾塑性応答する構造物の解析においては、応答時刻歴ごとに剛性マトリックスが変化するため、全変形理論に基づく動的解析手法を使用することができない。そこで本節では、まずはじめに動的増分解析の基本式を誘導した後、続いて前節で誘導した剛性マトリックスを使用した衝撃応答解析法について述べる。

4.4.2 動的増分解析の基本式

一般的に、マトリックス構造解析の運動方程式を次式のように表わす。

$$m \ddot{u} + D \dot{u} + K u = F \dots\dots\dots (4.61)$$

ここで、 m : 質量マトリックス、 D : 減衰係数マトリックス、

K : 剛性マトリックスであり、 $(\cdot)$ は時間に関する微分を表わす。

上式を、線形加速度法⁹⁾の仮定に基づき時間に関する差分近似を行うと、時刻 $t + \Delta t$ における速度と変位は次式のように与えられる⁹⁾。

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \Delta t \dot{u}(t) + [(\Delta t)^2/3] \ddot{u}(t) + [(\Delta t)^2/6] \ddot{u}(t + \Delta t) \dots\dots\dots (4.62)$$

$$\dot{u}(t + \Delta t) = \dot{u}(t) + (\Delta t/2) [\ddot{u}(t) + \ddot{u}(t + \Delta t)] \dots\dots\dots (4.63)$$

さらに、(4.61) 式は時刻 $t + \Delta t$ においても成立することを考慮して、(4.61) ~ (4.62) 式の連立解を求めると、次式が得られる。

$$m\ddot{u}(t+\Delta t)+D\{\dot{u}(t)+(\Delta t/2)[\ddot{u}(t)+\ddot{u}(t+\Delta t)]\}+K\{u(t)+\Delta t\dot{u}(t) \\ +[(\Delta t)^2/3]\ddot{u}(t)+[(\Delta t)^2/6]\ddot{u}(t+\Delta t)\}=F(t+\Delta t) \dots\dots\dots (4.64)$$

上式は、連立解を得る方程式の形となっているが時刻歴に応じて変化する剛性マトリックスをそのまま使用することはできない。そこで、上式を過去の応答歴から計算できる項と次の増分時刻 Δt に発生する項とに分離して計算するため次式のような減衰力 $F_c(t)$ と復原力 $F_k(t)$ を設ける。

$$F_c(t)=D\dot{u}(t) \dots\dots\dots (4.65)$$

$$F_k(t)=\sum_{i=1}^N K \Delta u(t) \dots\dots\dots (4.66)$$

$$K \Delta u(t)=K\{u(t)-u(t-\Delta t)\} \dots\dots\dots (4.67)$$

ここで、 $\sum_{i=1}^N$ は、各時間増分ごとの累積の時刻 t に至るまでの値を示す。

よって、(4.65)、(4.66) を (4.64) 式に代入し整理すると、動的増分解析の基本式が得られる。

$$\{m+(\Delta t/2)D+[(\Delta t)^2/6]K\}\ddot{u}(t+\Delta t) \\ =F(t+\Delta t)-F_c(t)-F_k(t)-D(\Delta t/2)\dot{u}(t) \\ -K\{\Delta t\dot{u}(t)+[(\Delta t)^2/3]\ddot{u}(t)\} \dots\dots\dots (4.68)$$

上式によって、時刻 t の構造物の状態から得られる剛性マトリックス K を用いて増分時間 Δt 間ではなく、あくまでも $t+\Delta t$ における運動方程式の釣合を解くことができる。また、上式はウィルソンの θ 法¹⁰⁾へ拡張することができ、 θ 法の基本式は、

$$\{m+(\Delta t/2)D+[(\Delta t)^2/6]K\}\ddot{u}(t+\theta \Delta t) \\ =F(t+\theta \Delta t)-F_c(t)-F_k(t)-D(\Delta t/2)\dot{u}(t) \\ -K\{\Delta t\dot{u}(t)+[(\Delta t)^2/3]\ddot{u}(t)\} \dots\dots\dots (4.69)$$

$$\ddot{u}(t+\theta \Delta t)=\frac{(\theta-1)\ddot{u}(t)+\ddot{u}(t+\theta \Delta t)}{\theta} \dots\dots\dots (4.70)$$

ただし、 $\theta=1.00 \sim 1.50$ である。

4.4.3 解析に用いる各係数等の決定法

(1) モデル化

解析にあたって、実構造物は曲げと軸力と純せん断変形を考慮した復原力を有する骨組要素に離散化して考えるものとする。例えば、図—4.9(a)に示すような片持梁の場合には、図—4.9(b)のようにモデル化し、さらに衝突物との間には衝突間の荷重応答を表わすバネとダッシュポットを挿入する。

(2) 剛性マトリックス K

(4.69) 式における剛性マトリックス K には、3 節で最終的に求めた剛性マトリックス K をそのまま代入して用いる。すなわち、時刻 t における構造物の降伏状態に応じて弾塑性応答の剛性マトリックス K を逐次作成しその K を用いるものである。

(3) 質量マトリックス m

質量マトリックスは、各節点に接合する要素の質量および慣性モーメントの $1/2$ を集中させてつくる集中質量マトリックス法を用いた。

(4) 減衰係数マトリックス D

減衰係数マトリックスは、Rayleigh 減衰の式¹¹⁾を用いると次式によって求められる。

$$D = \alpha m + \beta K \quad \dots\dots\dots (4.70)$$

ここで、 α および β は 1.0 以下の係数であり、実験値に合うように決定される。

本研究においては、実験的に自由振動の状態が得られている場合には、その値に一致するように係数を決定した。

(5) 局部バネ定数および局部の減衰係数

局部のバネ定数 k_1 については不明な点が多いが、実験的に求められる場合には局部めり込み実験で求めた剛性係数を用いるものとした。また局部のバネ係数 C_1 については既往の研究¹²⁾をもとに基準値を決め実験と一致するようにした。

4.4.4 解析手順

以上の解析基本式に基づく、曲げと軸力および純せん断変形を同時に考慮した骨組構造物の解析手順は以下ようになる。

- ① 構造物に衝突物が接触した瞬間の状態のデータを初期値として与える。すなわち、衝突物の速度を衝突速度 V_0 にする。
- ② 衝突物の変位 u_w および速度 $\dot{u}_w$ 、さらに衝突点の節点の変位 u_P 、速度 $\dot{u}_P$ を使って次式により衝突荷重 P を求める。

$$P = K_1(u_w - u_P) + C_1(\dot{u}_w - \dot{u}_P) \quad \dots\dots\dots (4.71)$$

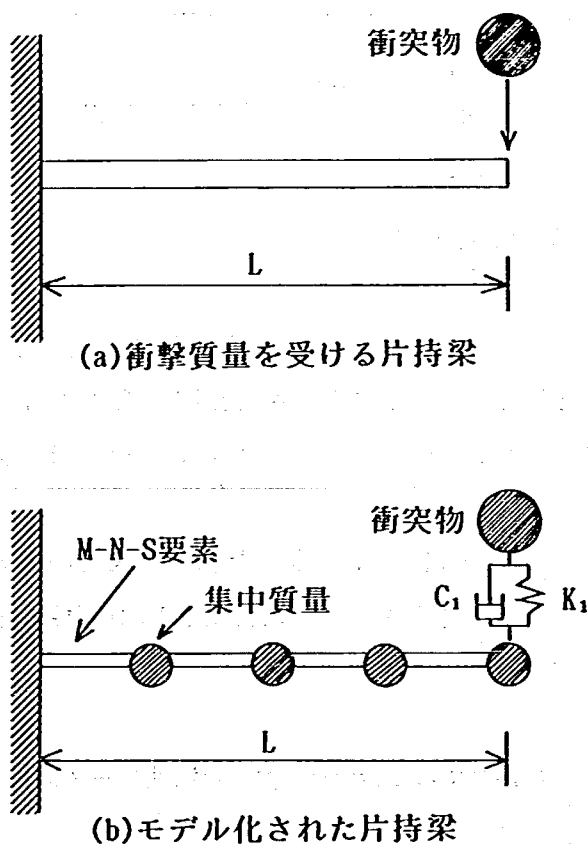


図-4.9 構造物のモデル化

ただし, if $u_w - u_p < 0$, $P = 0$

- ③ 求めた P を構造物の受ける荷重として $F(t + \theta \Delta t)$ ベクトルの中に入れる。
- ④ 現在の変形および内力状態から降伏判定を行ったうえで、弾塑性剛性マトリックス K を作る。
- ⑤ Wilson の θ 法によって、 $t + \Delta t$ の状態を解く。
- ⑥ Δt 時間に吸収されたエネルギー ΔE を次式によって求め、累積吸収エネルギー E に加える。

$$\Delta E = P(u_w(t + \Delta t) - u_w(t))$$

$$E = E + \Delta E \quad \dots\dots\dots (4.72)$$

- ⑦ 終了条件に達するまで、②～⑥をくりかえす。

以上の解析手順を図-4.10 に示す。

4.5 先端に衝撃荷重を受ける鋼管片持梁の解析

4.5.1 概 要

提案する解析法の適用性を検討するための第一歩として、本節では先端に衝撃荷重を受ける鋼管片持梁の応答を 62 年度に行った実験と同じ条件で解析する。すなわち、 $\phi = 48.6\text{mm}$ 、長さ 110 cm の鋼管片持梁を 6 要素に分割離散化モデル化した上で、先端 90 cm の部位に重量 150 kgf の重錘が自由落下によって衝突する

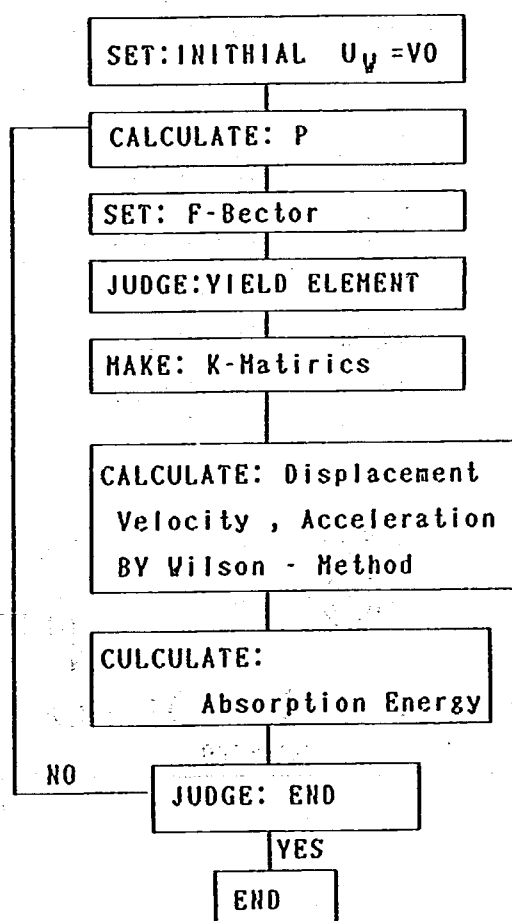


図-4.10 解析手順の概要

場合の応答について、実験と同様に荷重～時間、変位～時間関係について解析しその比較を行うとともに、実験では得られなかった降伏の生起状況等について考察するものである。

4.5.2 モデル化および解析定数

計算例1として、重錘が衝突速度 $V_0=4.0\text{m/s}$ で衝突する場合について解析を行う。解析にあたって、鋼管片持梁を図-4.11 に示すように6要素に離散モデル化した上で、表-4.1 に示す入力定数を用いて解析を行った。ここで、降伏応力 σ_y は実験によって得られた値であり、また局部バネ定数については、斉藤ら¹²⁾の研究において使用されたものをそのまま用いた。Reyliegh の減衰係数 α , β については、この鋼管の自由振動における減衰に適合するように決定した。また、降伏せん断力 S_p については、降伏せん断応力 τ_y は降伏応力 σ_y と次式による関係が成り立つものとして求めた。

$$\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3} \quad \dots\dots\dots (4.73)$$

4.5.3 载荷点荷重～時間関係

解析で得られた荷重～時間関係を図-4.12 に示す。また図中には実験値もあわせて示す。これらより以下のことが考察される。

表-4.1 解 析 定 数

定 数 名	定 数	定 数 名	定 数
鋼 管 径 ϕ	48.6mm	局部変形バネ係数 k	5,774kgf/cm
肉 厚 t	3.2mm	局部変形減衰定数 c	0.405kgf・sec/cm
降 伏 応 力 σ_y	3,600kgf/cm ²	全塑性モーメント $M_p = Z_d \sigma_y$	23,800kgf・cm
断 面 積 A	4.56cm ²	降 伏 軸 力 $N_p = A \sigma_y$	16,400kgf
断面二次モーメント I	11.8cm ⁴	降伏せん断力 $S_p = N_p / 1.73$	9,490kgf
塑性断面係数 Z_d	6.6cm ³	θ 法の定数 θ	1.4
単 位 重 量 W	3.58kgf/m	時間増分 Δt	0.00002sec
減衰係数定数 α	0.0	減衰係数定数 β	0.0014

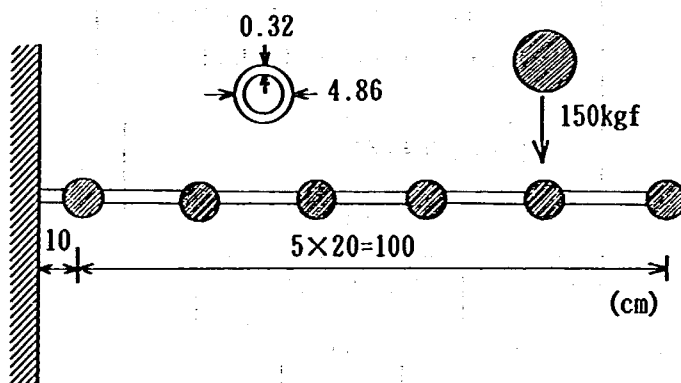
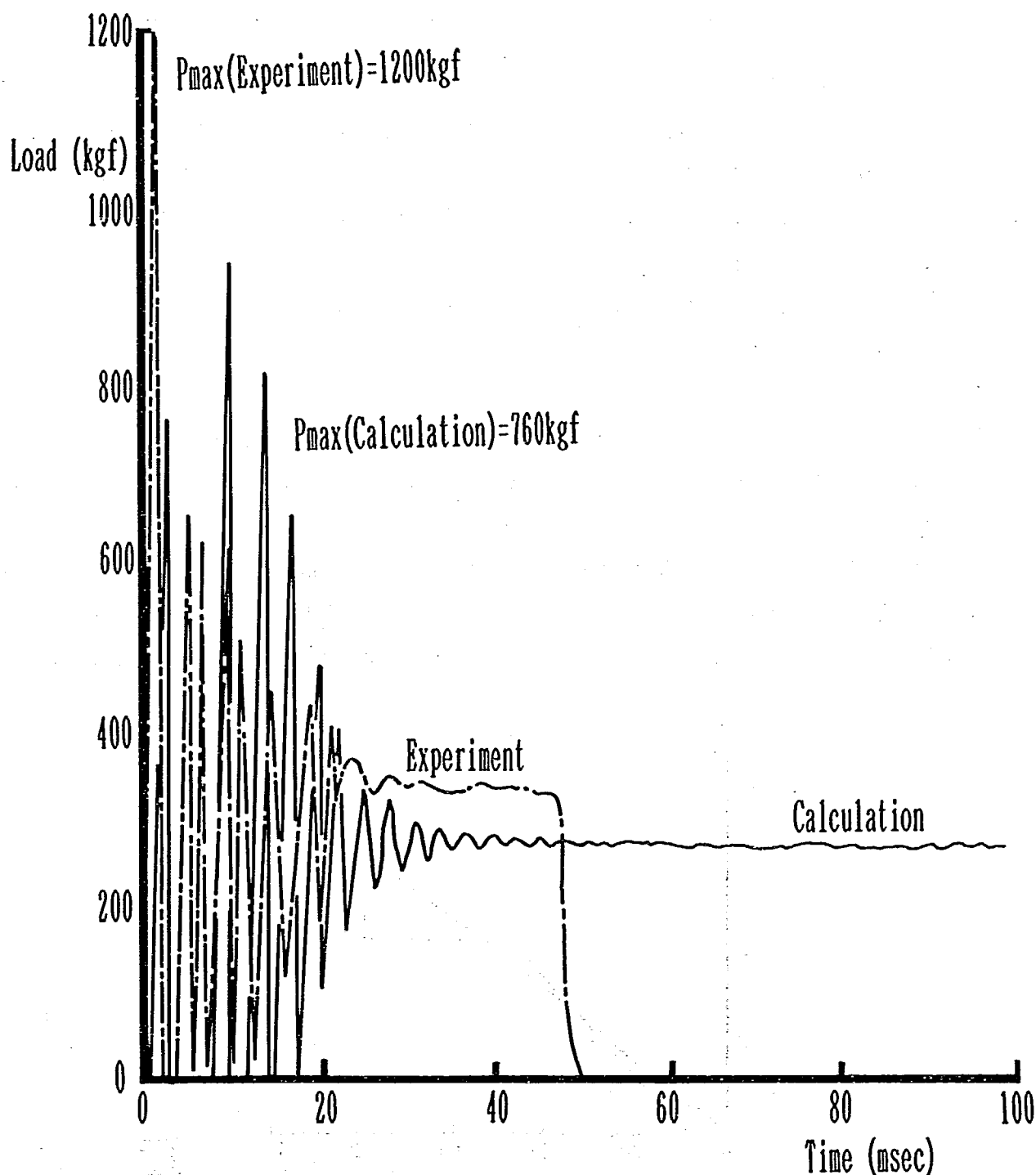


図-4.11 先端に衝撃荷重を受ける片持梁のモデル化

- ① 解析の結果は部分的な相違点はあるが、全体的な応答形状は非常に良く一致している。
- ② 衝突直後の応答域において、最大荷重は解析値の方が小さくなっており、また振動周波数も解析値の方がやや大きいなどの相違点があるが、約 20 msec あたりまでにこの過渡振動がおさまる点やその荷重の低減の仕方などは良く一致している。また後で考察する吸収エネルギーにおいてもこの過渡振動域におけるエネルギー吸収量はこの後に生じるエネルギー吸収量に比べ小さいこと、および実験においてこの応答領域にお



図—4.12 荷重と時間の関係

いて顕著な破壊などが発生しなかったことなどから考えるとこの領域においても充分シュミレートしているものと思われる。

③ 20 msec 以後の過渡振動後の応答では、実験も解析も一定荷重に収束しており、定性的に良く一致している。しかしながら実験値ではこの部分の荷重値が約 350 kgf であるのに対して、解析値は 260 kgf と小さな値を示している。この解析で得られた値 P_{sol} については静的に片持梁固定端の塑性モーメント M_p と釣り合う次式のものと一致している。

$$P_{sol} = \frac{M_p (=23,800)}{L (=90)} \dots\dots\dots (4.74)$$

すなわち、解析においては断面レベルにおいて完全弾塑性応答の仮定を用いているのに対し、実験においては降伏以後も塑性モーメントが増加する変形硬化型の弾塑性応答をしているためにこの相違点が生じているものと考えられる。しかしながら、本解析法は実験によって求めた塑性モーメントを用いずにあくまで計算値を用いていることや、この相違が設計段階においては安全側にあることなどから考えると充分にシュミレートしているものと考えられる。

④ 実験においては 50 msec を過ぎたあたりで荷重が 0 となっているのに対し計算は 100 msec においても荷重が持続している。これは実験においては重錘がはずれたためと思われる。

4.5.4 衝突点変位～時間関係

解析値および実験値の衝突点変位～時間関係を図-4.13 に示す。この図から以下のことが考察される。

- ① 解析で得られた衝突点変位～時間関係は衝突直後においては、やや振動的な応答を示すが全体的には速度 4.0 m/s の等速度の変位に近い線形的な応答を示している。
- ② 一方、実験で得られた変位～時間関係は衝突直後は変位が現れず、10 msec 付近から急激に変位が大きくなりその速度は 4.0 m/s を越えている。これは、実験においては衝突直後に鋼管断面がつぶれるように応答する局部応答があり、その後この変形が弾性的に回復するためと考えられる。また、50 msec 付近

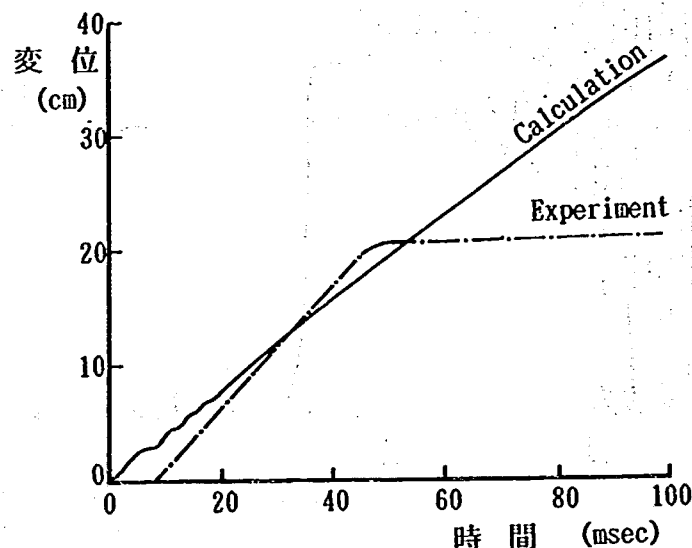


図-4.13 衝突点変位と時間の関係

で変位増分がなくなっているが、これは荷重応答と同様に重錘がはずれたためである。

- ③ これらのことから解析においては、局部の応答を正確にシミュレートすることはできないが、その影響を除けば良く実験を表わすことができるものと思われる。

4.5.5 荷重～変位関係

図-4.14に荷重～変位関係を、解析値および実験値を比較して図示す。前述の荷重～時間応答および衝突点変位～時間関係で考察した事項による相違点があるものの、全体的には良く実験値をシミュレートしていることが分る。図-4.15に重錘の衝突速度を 10.0 m/s にした場合の解析結果を示す。これより、衝突速度が速

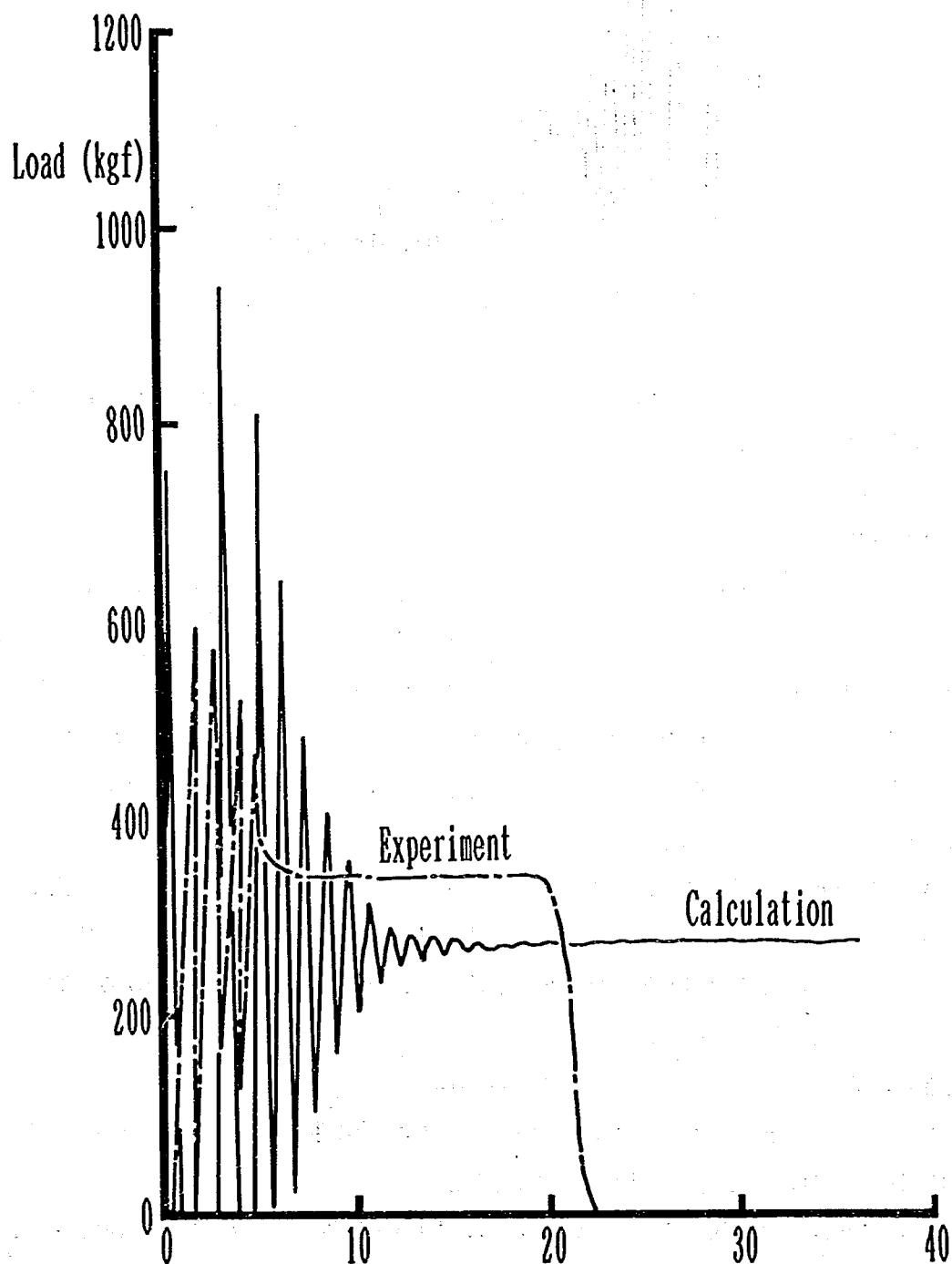


図-4.14 荷重と衝突点変位の関係 ($V_0=4.0\text{m/s}$)

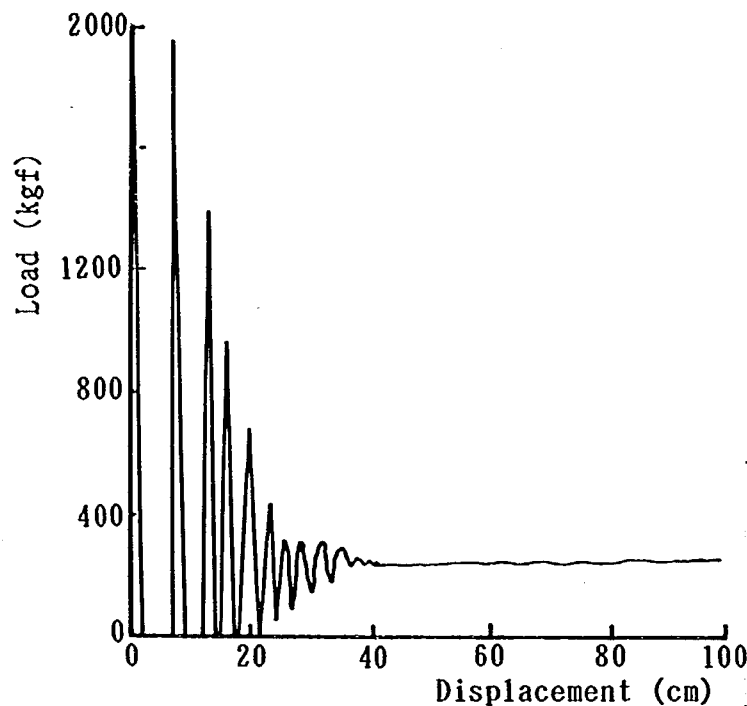


図-4.15 荷重と衝突点変位の関係 ($V_0=10.0\text{m/s}$)

くなると衝突直後の荷重が大きくなり 2,000 kgf もの大きさに達することが分る。また、これ以降の過渡振動域は時間的に長くなり収束が終了するのは 40msec 付近となっている。しかしながら、収束値は $V_0=4.0\text{m/s}$ の場合と同じ 260 kgf となっている。

4.5.6 変位モードおよび降伏メカニズム

図-4.16 に衝突速度 $V_0=4.0\text{m/s}$ の時間推移にともなう片持梁の変位モードおよび降伏メカニズムの生起状況を示す。また図-4.17 には、衝突速度 $V_0=10.0\text{m/s}$ の場合を示す。これらより以下のことが分る。

- ① 全体的な変位のモードは、片持梁の一次振動モードの形でほぼ時間に比例するように増加している。
- ② $V_0=4.0\text{m/s}$ の場合には降伏点は、まず固定端に生じ以下順番に先端方向へ降伏域が広がっている。なおこの時の降伏条件を見てみると曲げモーメントとせん断力のインタラクションによって降伏しているが、曲げモーメントが非常に卓越したものとなっている。
- ③ 一方、 $V_0=10.0\text{m/s}$ の場合には、降伏点はまず固定端の隣の第一節点に生じ、続いて固定端に降伏点生じている。また、 $t=100\text{msec}$ の変位の状態を観察すると、第一節点で折れるように変形していることが分る。これより、衝突速度が大きくなると、塑性ヒンジのできる場所が固定端から衝突点へ近づいてくる傾向があることが推察される。

4.5.7 塑性変形量

図-4.18 に衝突速度 4.0 m/s の解析における第一要素の固定端に生じる純せん断変形 q_s ～時間関係を、図-4.19 には同じ点における回転内変形 q_m ～時間関係を示す。

これらより、 $t=14\text{msec}$ に降伏すると、この要素には塑性せん断変形および塑性回転角が生じ、急激に全変形量が増加することが分る。また全変形量に占める塑性変形量の割合は、純せん断変形および回転変形とも非常に大きいことが分る。

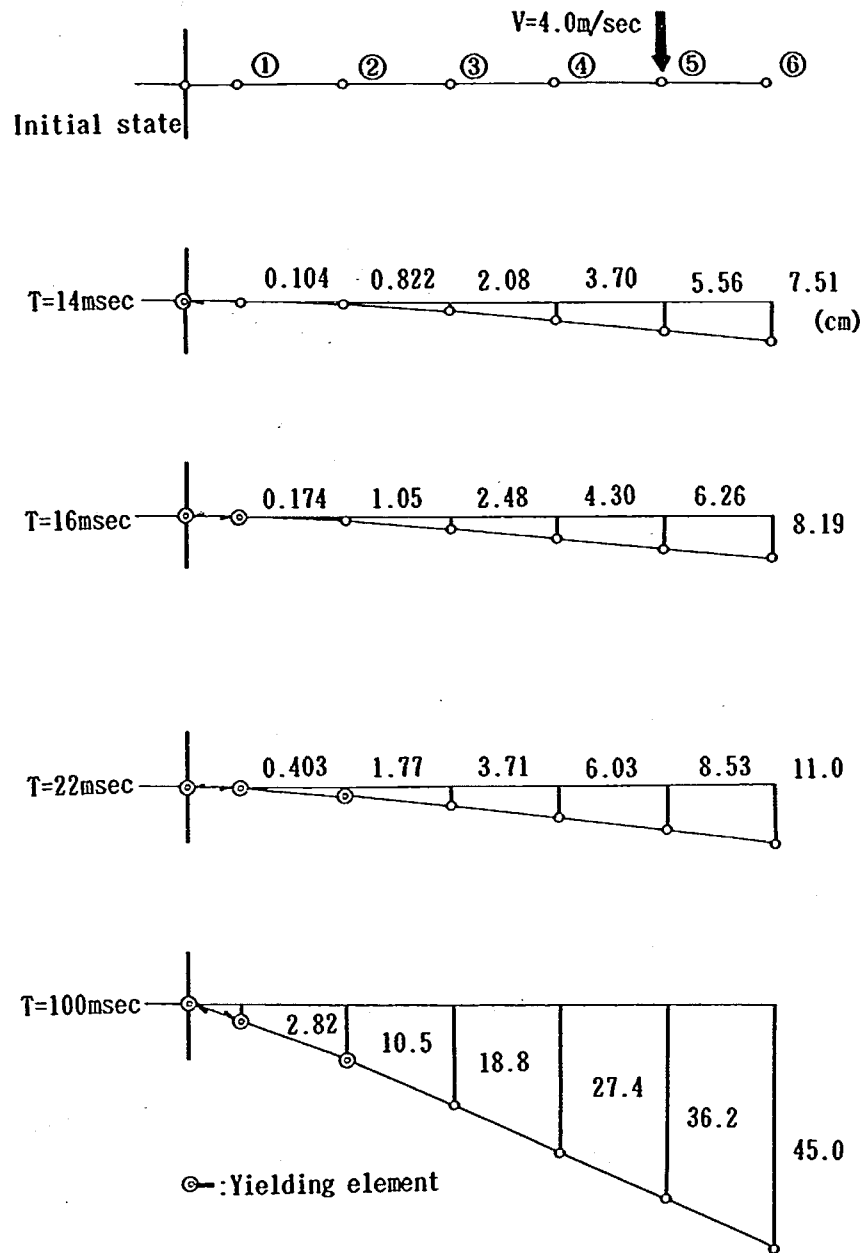


図-4.16 変位モードおよび降伏メカニズム ($V_0=4.0\text{m/s}$)

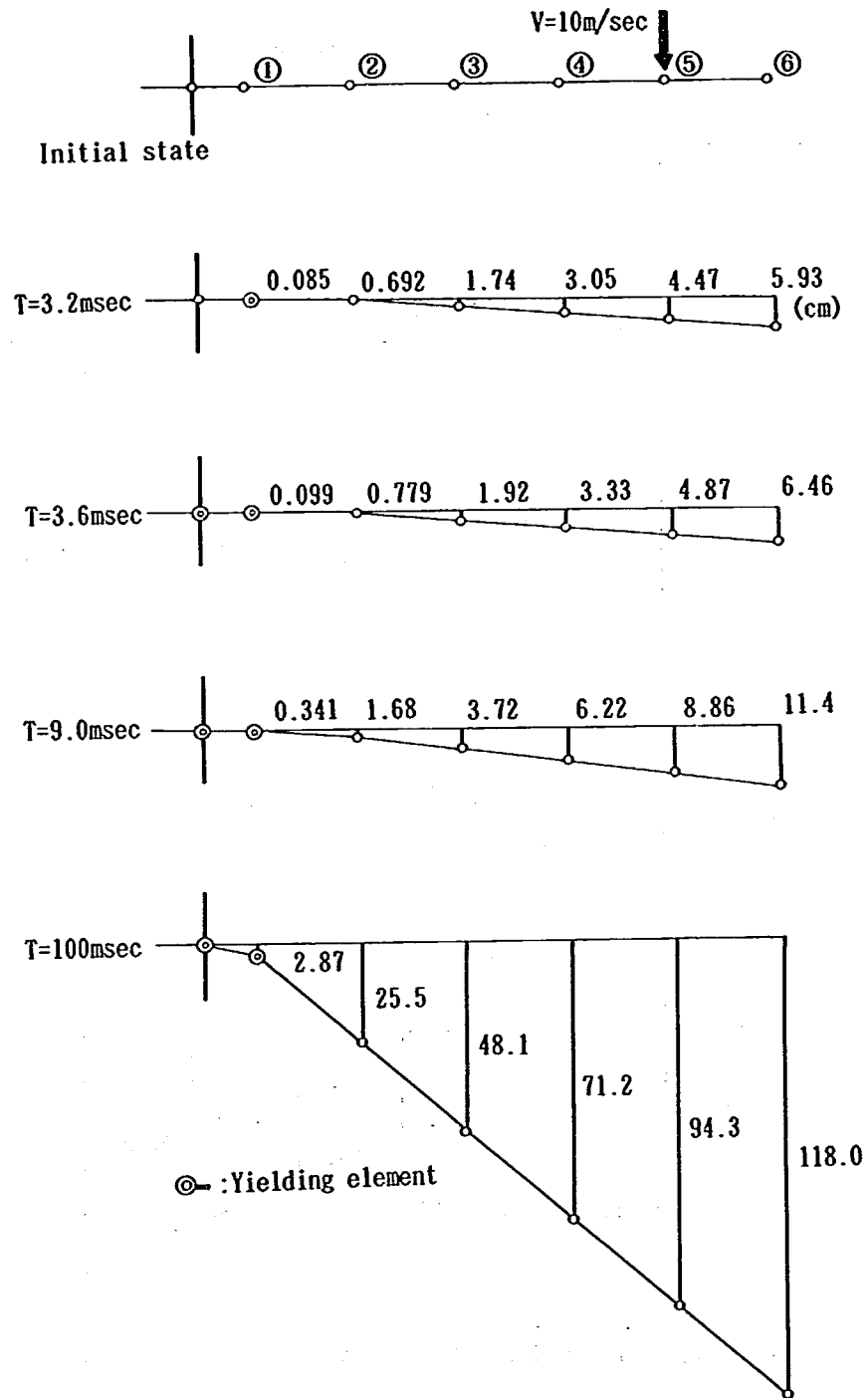


図-4.17 変位モードおよび降伏メカニズム ($V_0=10.0\text{m/s}$)

ところで、現段階においては塑性変形量と断面の破壊基準との関係が明確でないため破壊をシミュレートすることはできないが、破壊基準を明確に求めることができれば、本解析法を用いることにより定量的にこの部位の破壊限度を表わすことができるものと思われる。

4.5.8 衝撃吸収エネルギー

図-4.20 に衝突速度 $V_0=4.0\text{m/s}$ における衝撃吸収エネルギー～時間関係を示す。また図中には、固定端に衝突直後から塑性ヒンジが生じたものとして、さらに変形は完全剛塑性変形によって応答するものと仮定した場合の静的吸収エネルギーをあわせて示した。ここで、完全剛塑性応答時の吸収エネルギー E_{ps} は次式によって求められる。

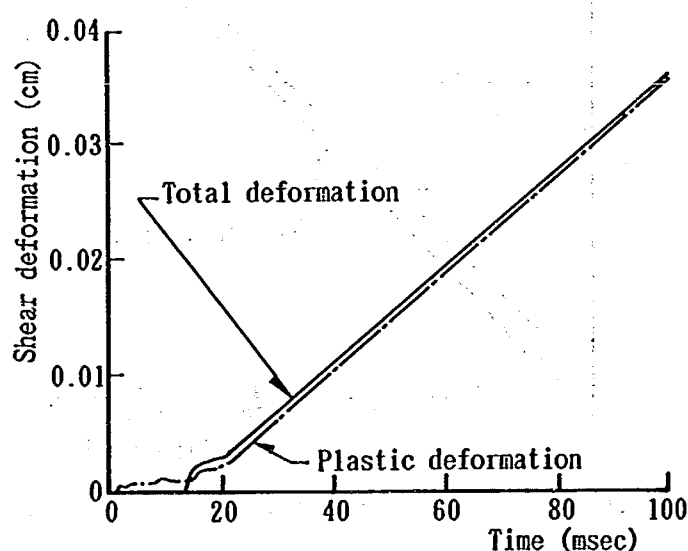


図-4.18 純せん断変形（第一要素左端）と時間の関係

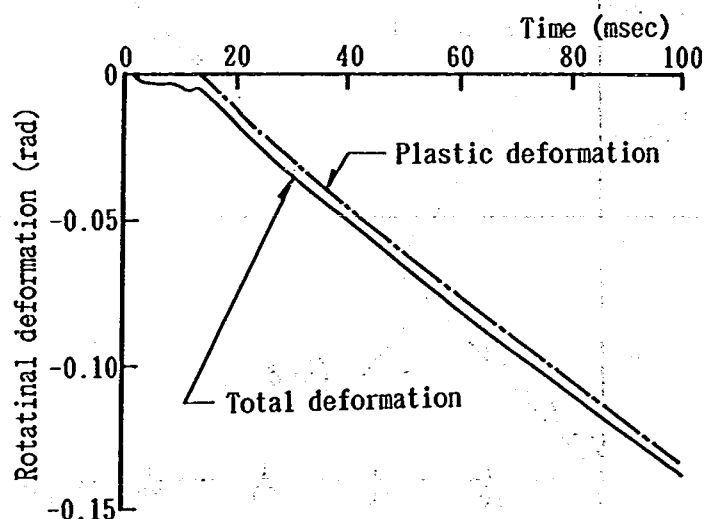


図-4.19 回転変形（第一要素左端）と時間の関係

$$E_{ps} = \frac{M_p}{L} \delta \quad \dots\dots\dots (4.75)$$

ここで、 M_p : 固定端の全塑性モーメント、 L : 固定端から衝突点までの距離、
 δ : 衝突点の変位量である。

図-4.21 には同様に衝突速度 $V_0=10.0\text{m/s}$ の場合について衝撃吸収エネルギー～時間関係を示す。これより、以下のことが考察される。

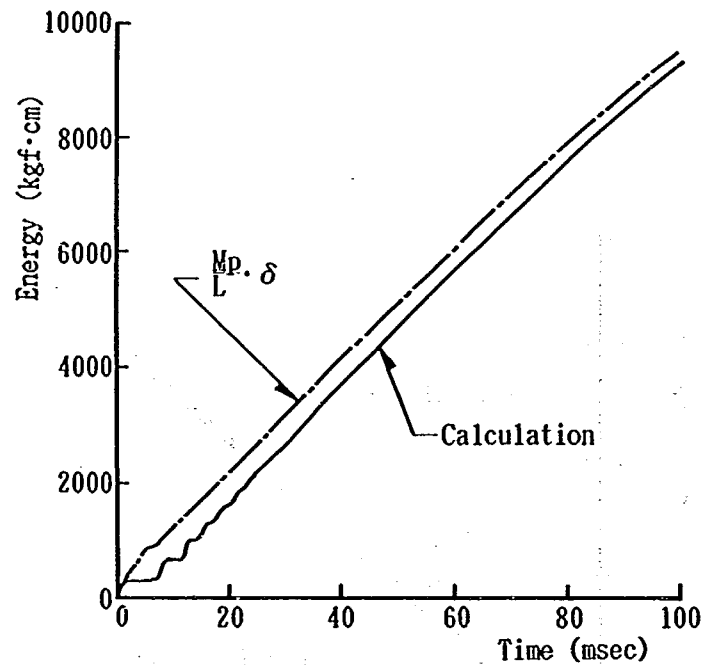


図-4.20 エネルギー吸収量と時間の関係 ($V_0=4.0\text{m/s}$)

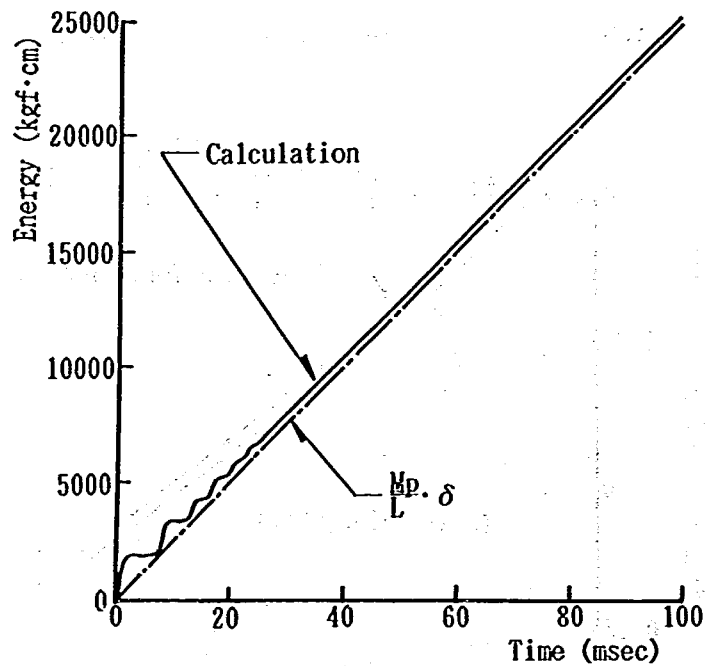


図-4.21 エネルギー吸収量と時間の関係 ($V_0=10.0\text{m/s}$)

- ① 衝突速度にかかわらず、吸収エネルギーは時間にほぼ比例するように増加する。
- ② 衝突速度 4.0 m/s の場合には、(4.75)式による吸収エネルギーは解析値の吸収エネルギーよりも大きな値となるが、その差は実験において荷重が 0 となる $t=50\text{msec}$ 付近で約 10%、 $t=100\text{msec}$ (衝突点変位 36 cm) では約 3% となり、変位が大きくなるにつれて比較的良く推定できる。
- ③ 衝突速度 10.0 m/s の場合には、(4.75) 式による吸収エネルギーは解析値よりも小さな値となる、これは図-4.17 で考察したように、実際の塑性ヒンジ点が衝突点に近づくため L が小さくなるためと思われる。しかしながら、(4.75)式の推定式は安全側において非常に良く解析値を推定していることが分る。

4.5.9 ま と め

以上提案する解析法を用いて、先端に衝撃荷重を受ける鋼管片持梁の解析を行ったがその結果をまとめると以下ようになる。

- ① 本解析法は、実験値よりも小さな荷重応答が得られるが全般的には良く実験をシミュレートできることが認められた。
- ② 衝突速度が大きくなると、鋼管に生じる降伏点（塑性ヒンジ）が固定端から衝突点に近づく傾向があることが認められた。
- ③ 本解析法によると、各部位における塑性回転角および塑性純せん断変形量が得られる。今後鋼管の塑性変形量と破壊基準との関係が明確になれば、その基準値に対して衝撃吸収エネルギーを算定することが可能となった。
- ④ (4.75) 式による衝撃吸収エネルギーの推定は、変形量が大きくなるほど、また衝突速度が大きくなるほど良く一致することが認められた。これより、衝突点の変形量の限界値があらかじめ与えられる場合には、(4.75) 式の推定式が使用できるものと考えられる。

4.6 固定端近くに衝撃荷重を受ける鋼管片持梁の解析

4.6.1 概 要

本節では、前節に続いて本解析法の適用性を検討するために本年度の実験条件である固定端近くに衝撃荷重を受ける鋼管片持梁の応答を解析する。すなわち、 $\phi=48.6\text{mm}$ 、長さ 110 cm の鋼管片持梁を 6 要素に分割離散化したモデルを用いて、固定端から 25 cm の部位に重量 150 kgf の重錘が自由落下によって衝突する場合の応答を解析するものである。

4.6.2 モデル化および解析定数

解析にあたって、鋼管片持梁を図-4.22 に示すような 6 要素の離散化モデルとする。解析に用いた定数は前節と同じものを用いた。ただし、実験において固定端から 20 cm の部分を下から支持したことを解析上において表わす手法として、固定端から 20 cm の要素は他の要素の 10 倍の剛性と、20 倍の降伏容量を持つものとしてモデル化した。さらに局部バネ係数については、前節までの解析と異なり非常に大きな荷重と変形が発生する応答となるので、62 年度の鋼管に対する静的局部変形実験（ロードセルのめり込み実験）の結果を参考にして、図-4.23 に示すようなバイリニア型の弾塑性バネに簡易モデル化して用いた。図-4.23 には実験値の柔な方のモデル化である Idealize 1 と剛な方のモデル化である Idealize 2 を示しているが、この 2 つ

について解析値を検討したところ、Idealize 2の方が実験値と良く一致するので、以降の解析結果等については idealize 2 を用いた解析結果を示す。

4.6.3 载荷点荷重～時間関係

衝突速度 $V_0=6.0\text{m/s}$ における解析結果と実験値との比較を図-4.24 に示す。これより、解析結果は実験における衝突直後の急激に発生する荷重応答を表わすことはできないが、全体的には良く実験と一致していることが分る。実験値は、15 msec 付近から荷重が低下し始めるが、この時間までに吸収したエネルギーが重錘の運動エネルギーとつり合わないことから、重錘がはずれたものと考えられる。

4.6.4 衝突点における変位～時間関係

図-4.25 に解析で得られた①重錘の変位、②鋼管の衝突点における変位、③①と②の差、④実験で得られた重錘の変位の時間応答を示す。これより以下のことが考察される。

① 重錘の変位量は実験で得られたものよりも若干大きな値を示すが、その応答曲線の形や最大値に達す

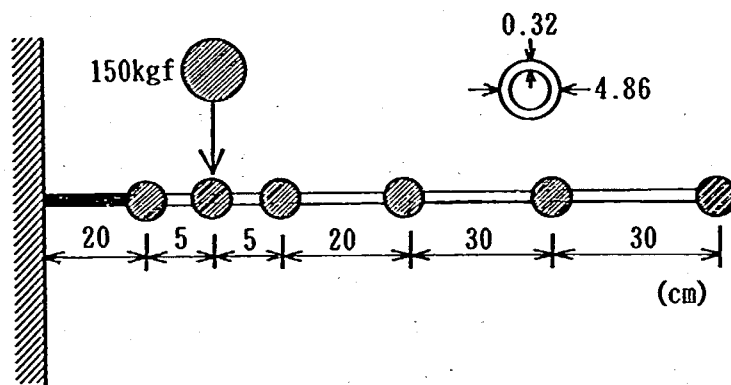


図-4.22 固定端付近に衝撃荷重を受ける片持梁のモデル化

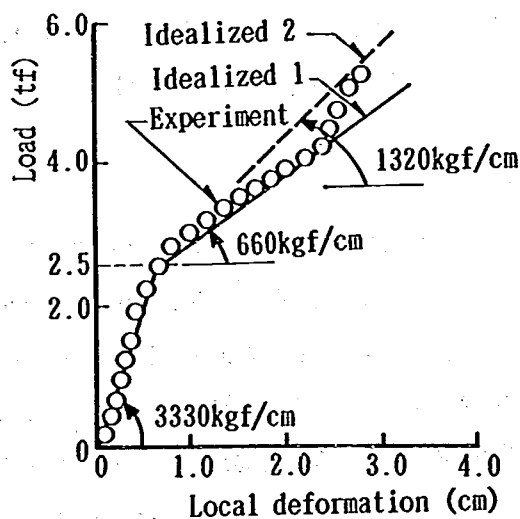


図-4.23 弾塑性局部バネ（局部荷重 F_2 と局部めり込み量の関係）

る時間などは良く一致している。

- ② 解析値における鋼管の変位は、重錘の変位に対してその応答が遅れるため、重錘の変位との差は非常に大きなものとなる。すなわち、この差は重錘が鋼管の衝突点に局部的に押し込まれる量に相当することから、この部位に非常に大きな局部変形が発生することを表わしているものと考えられる。
- ③ 前述の鋼管の変位が遅れる現象については、実験においてもロードセルの変位と鋼管下部の変位に差が生ずる現象として観察されることであるが解析結果ほどではない。これは、解析においては、鋼管はあくまでも断面変形は生じずに平面保持の仮定に基づく断面力を保ちながら変形するのに対して、実験

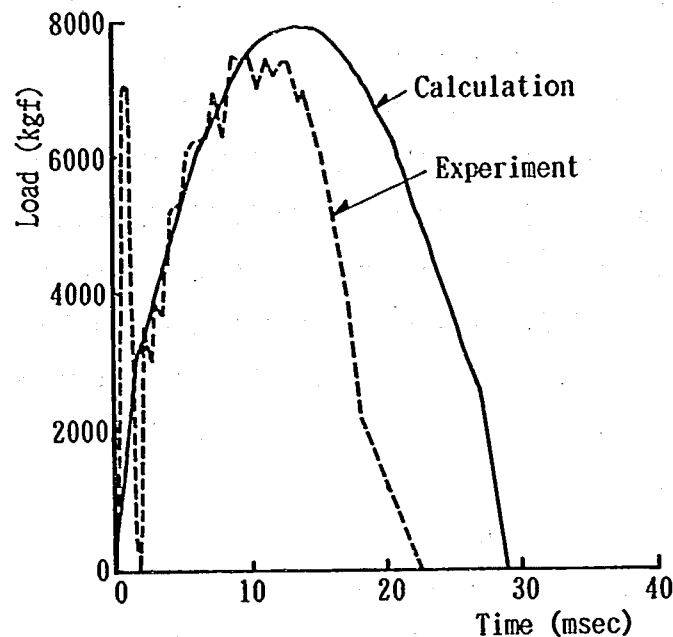


図-4.24 荷重と時間の関係

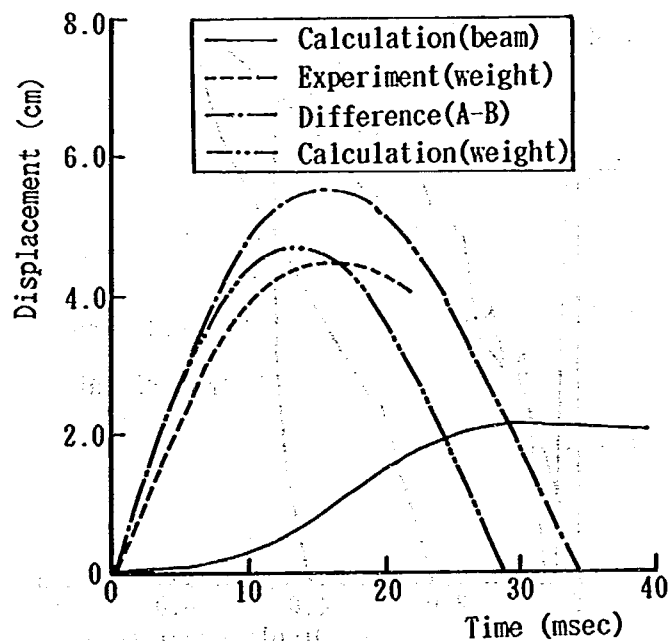


図-4.25 変位と時間の関係

では断面が変形するためと考えられる。

4.6.5 荷重～変位関係

図-4.26 に解析と実験結果における、重錘の変位～荷重関係を示す。これより本解析法は、前述のように衝突直後に発生する急激な荷重の増加応答はうまく表わすことはできないが全体的には良く実験値と一致していることが分る。

ここで、解析値における荷重～変位関係は図-4.23 に示した局部バネの弾塑性応答関係と非常に似ていることが分る。これは変位～時間関係で考察したように、鋼管の応答が重錘の変位に対して著しく遅れるため重錘の変位量と局部めり込み量がほぼ等しくなるためである。なお、この傾向は衝突速度を変化させても変わらないことも確認された。すなわち、前節で解析した鋼管先端に衝突荷重を受ける鋼管片持梁の応答では、衝突後鋼管が曲げ変形やせん断変形することにより敏感に離反する応答が得られるため、荷重～変位関係と局部バネの応答とは大きな相関性が得られないが、固定端近くに衝突荷重を受ける場合には衝突後曲げ変形やせん断変形によってもその変位量は小さくなるため（固定端に近い）鋼管が敏感に離反応答する自由度が小さくなる。よってその衝撃応答は局部めり込みの影響が極度に卓越してくることを表わしているものと思われる。なお、解析値において荷重が最大値に達した後に荷重が低減する領域の応答が実験値と異なるが、これは局部バネの荷重低減時の応答を増加時の応答と全く同じものとしたために生じたものである、しかしこの領域においてはすでに最大吸収エネルギーを越えた段階であるので後の吸収エネルギーの考察等に直接影響を及ぼすものではない。

4.6.6 変位モードおよび降伏メカニズム

図-4.27 に衝突速度 $V_0=6.0\text{m/s}$ の時間推移にともなう片持梁の変位モードおよび降伏メカニズムを示す。また、図-4.28 には、衝突速度 $V_0=10.0\text{m/s}$ の場合のものを示す。これらより以下のことが分る。

- ① 全体的な変位の応答は、片持梁の一次振動モードの形でほぼ時間に比例するように増加している。

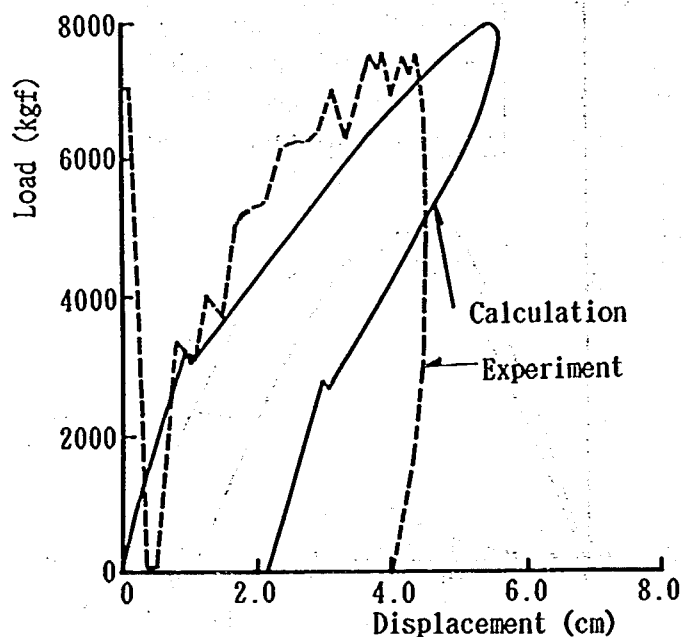


図-4.26 荷重と変位の関係

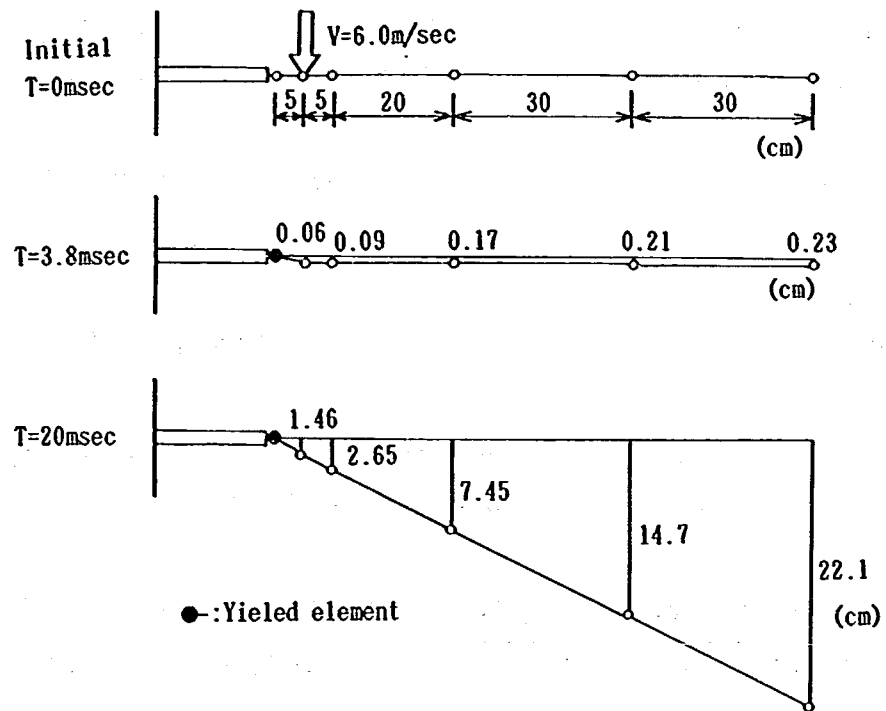


図-4.27 変位モードおよび降伏メカニズム ($V_0=6.0\text{m/s}$)

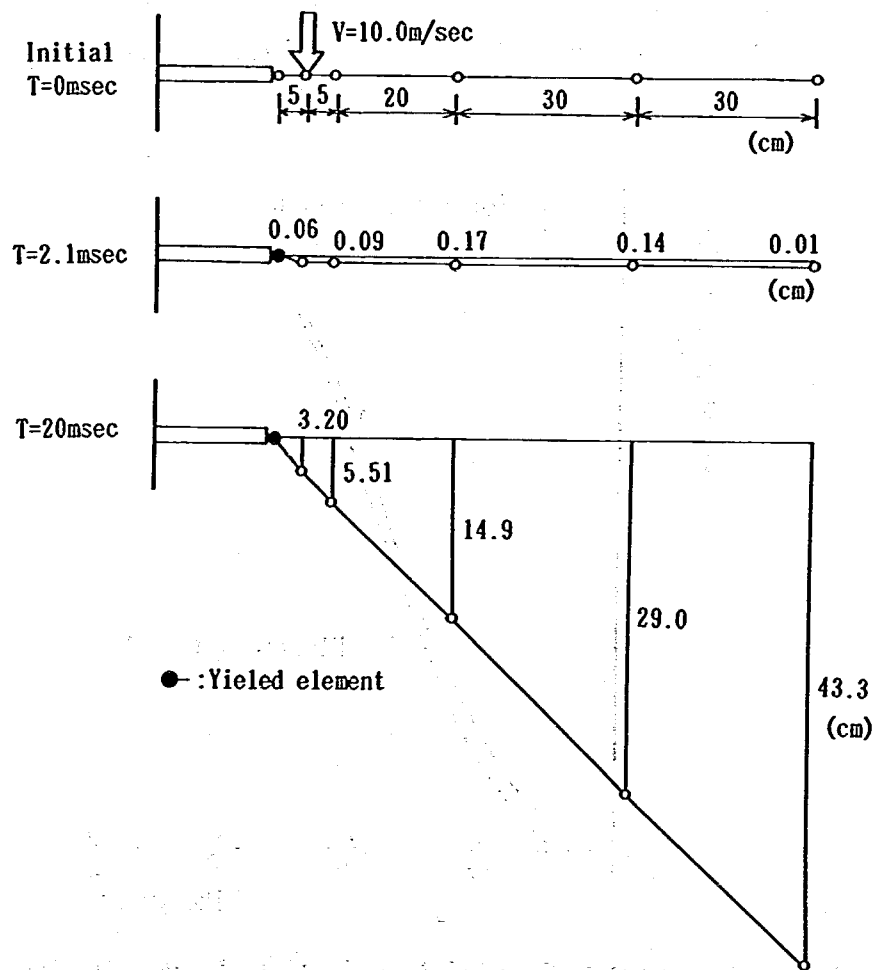


図-4.28 変位モードおよび降伏メカニズム ($V_0=10.0\text{m/s}$)

- ② $V_0=6.0\text{m/s}$ の場合も $V_0=10.0\text{m/s}$ の場合も第1要素（解析では第2要素であるが第1要素はダミー的に使用しているので第1とする）の固定端側に、衝突直後に降伏点が発生し、その後降伏メカニズムの変化は見られない。
- ③ 衝突速度が速くなることの影響は、全ての現象が速くなっていることの他には顕著な相違点は見られない。

4.6.7 塑性変形量

図-4.29 に第1要素の固定端側に生ずる純せん断変形 q_s ～時間関係を、図-4.30 には同じ点における回転内変形 q_m ～時間関係を示す。

さらに、図-4.31, 32 には前節の解析結果の中から銅管先端に同じ衝突速度 $V_0=6.0\text{m/s}$ で重錘が衝突する場合の固定端に生ずる純せん断変形および回転内変形と時間の関係を示す。これらより以下のことが考察される。

- ① 要素が降伏に達すると、塑性せん断変形および塑性回転角が生じ、急激に変形が増加する。この際、塑性変形量が全変形量に占める割合は非常に大きく、せん断変形、回転変形とも全変形量のほとんどを塑性変形が占めている。
- ② 銅管の先端に衝撃荷重を受ける場合と塑性変形量を比較すると $t=30\text{msec}$ で純せん断変形量は約30倍、塑性回転角は約7倍に達している。このことは前節で述べたように塑性変形量に対して破壊基準があるならば、固定端近くに衝突荷重を受ける場合の方が速く固定端が破壊に至ることを定量的に表わしている。

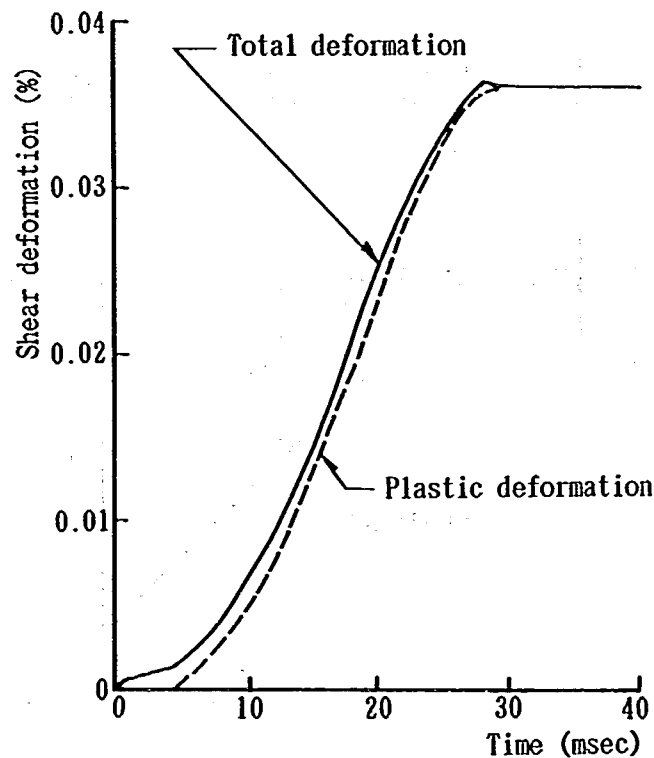


図-4.29 固定端付近に衝撃荷重を受ける場合の純せん断変形（第一要素左端）と時間の関係 ($V_0=6.0\text{m/s}$)

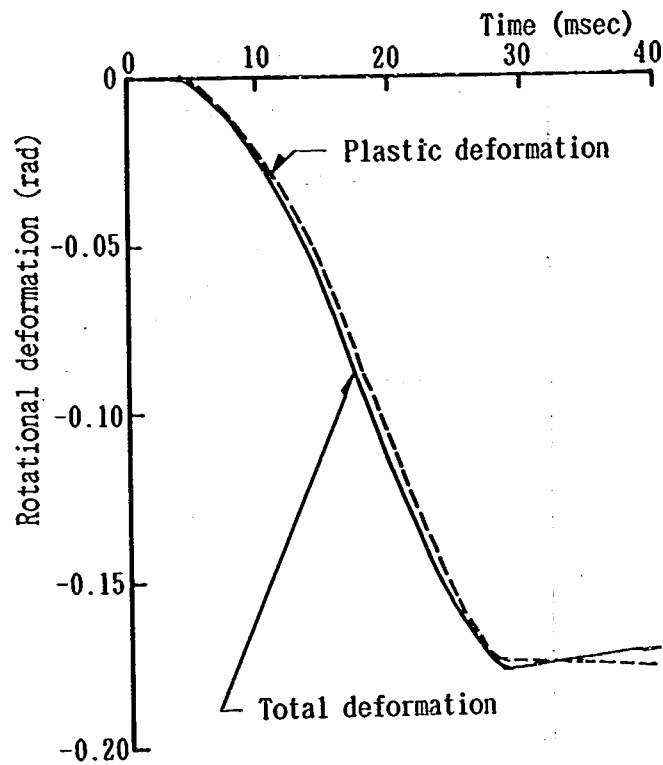


図-4.30 固定端付近に衝撃荷重を受ける場合の回転変形（第一要素左端）と時間の関係 ($V_0=10.0\text{m/s}$)

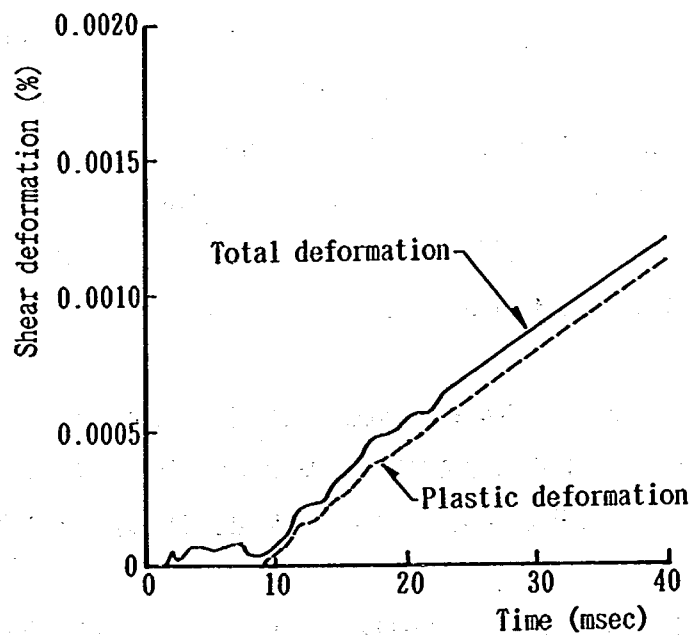
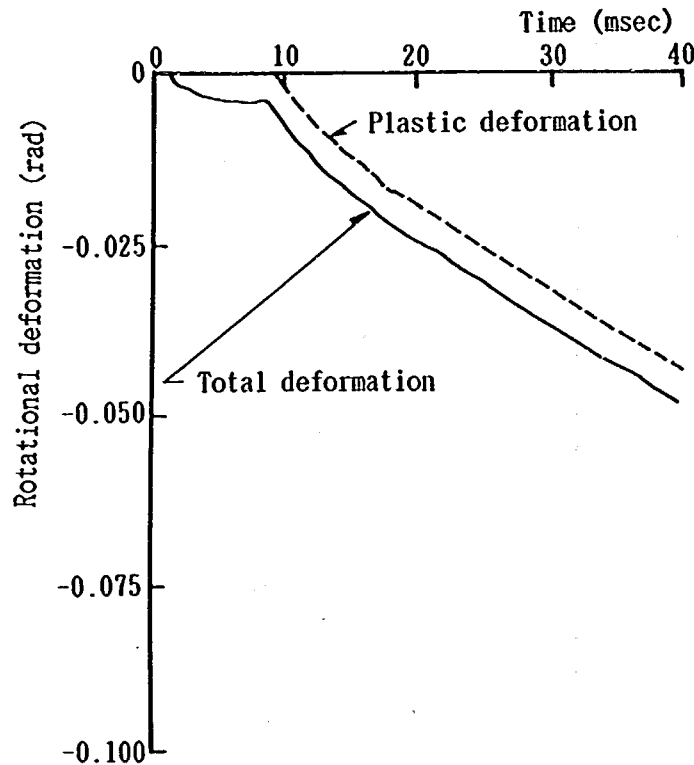


図-4.31 先端に衝撃荷重を受ける場合の純せん断変形（第一要素左端）と時間の関係 ($V_0=6.0\text{m/s}$)



図—4.32 先端に衝撃荷重を受ける場合の回転変形（第一要素左端）と時間の関係 ($V_0=10.0\text{m/s}$)

4.6.8 衝撃エネルギー吸収能

図—4.33 に衝突速度 $V_0=6.0\text{m/s}$ の場合における衝撃エネルギー吸収能～変位関係を示す。ここで、エネルギー吸収能は重錘の変位量と衝撃荷重によって積算したものである。これより、エネルギー吸収能は変位の増加にともなって単調に増加することが分る。なおこの曲線の最大値は変位が最大に達する点の値であり、重錘が衝突前に保有していた運動エネルギーと一致する。ところで、4.6.4 節で述べたように本解析結果によると衝突点でのめり込みに相当する重錘と鋼管の大きな変位差が生ずる。そこでこの量が鋼管径の① 80%に相当する 4.0 cm、② 100%に相当する 4.8 cm に達した時点で鋼管が破壊するものと仮定してそれまでに吸収されるエネルギーを算定した。

図—4.34 に衝突速度と得られた衝撃エネルギー吸収能と载荷速度の関係を示す。また、図中には実験結果の値および重錘の衝突前の運動エネルギー、さらに図—4.23 で仮定した局部バネの荷重～変形関係において変形が 4.0 cm および 4.8 cm までに吸収されるエネルギーを併記している。これらより、以下のことが考察される。

- ① 実験結果では衝突速度 $V_0=8.0\text{m/s}$ 以下における衝撃エネルギー吸収能は若干小さな値となるが、ほぼ運動エネルギーと等しくなる。すなわち破壊限界である $V_0=8.0\text{m/s}$ までは運動エネルギーを完全に吸収する能力があることを示している。しかし破壊の生じた $V_0=10.0\text{m/s}$ ではそのエネルギー吸収能は $V_0=8.0\text{m/s}$ のものよりも小さく、当然のことながら運動エネルギーよりも小さくなっている。
- ② 重錘と鋼管の変位の差が 4.8 cm に達すると破壊に至るものとするエネルギー吸収能は衝突速度 V_0 。

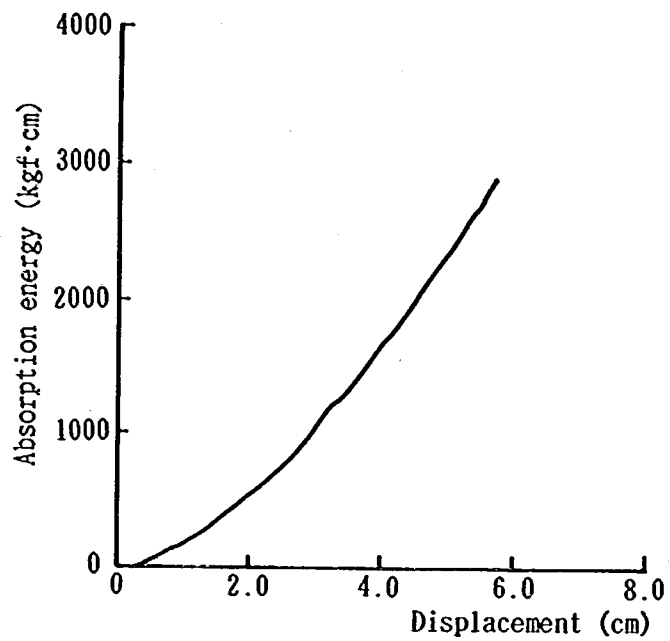


図-4.33 エネルギー吸収量と時間の関係

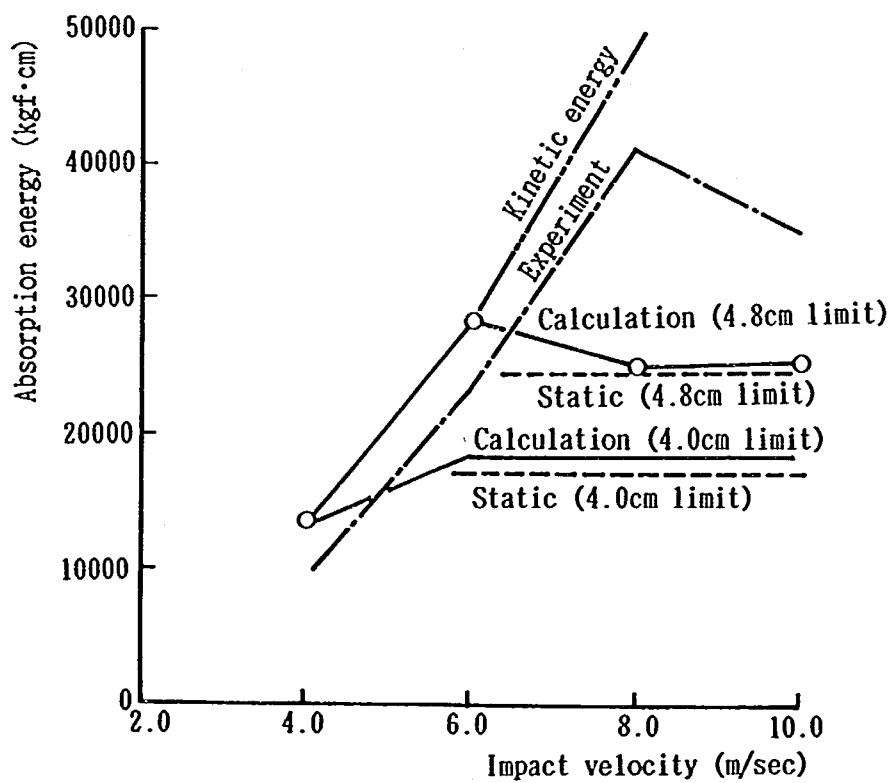


図-4.34 エネルギー吸収能と载荷速度の関係

=6.0m/s までは、運動エネルギーと完全に一致するが、衝突速度 $V_0=8.0\text{m/s}$ 以上では破壊基準が有効になるため運動エネルギーよりも小さなエネルギー吸収能となることが分る。ここで着目すべき点としては、破壊基準が有効となった $V_0=8.0\text{m/s}$ 時のエネルギー吸収能は破壊基準が有効となる以前の $V_0=6.0\text{m/s}$ に対しての実験と同様に小さなものとなっている。これは、局部のエネルギー吸収能は構造全体のエネルギー吸収能に対して小さなものであり、衝突荷重が速くなるとこの局部の応答が構造全体に広がる時間がないままに破壊に達するためと考えられる。

- ③ 破壊基準量を 4.0 cm とした場合と 4.8 cm とした場合のいずれの場合においても、破壊基準が有効となった場合のエネルギー吸収能は、局部パネの静的弾塑性応答において同じ変形量の破壊基準を用いた場合のエネルギー吸収能とほぼ一致する。
- ④ 以上のことから、局部の弾塑性応答を正確に求めたうえで、本解析手法を用いることによって、正確な吸収エネルギーを求めることができるものと思われる。

4.6.9 ま と め

以上提案する解析法を用いて、固定端近くに衝撃荷重を受ける鋼管片持梁の解析を行ったがその結果をまとめると以下ようになる。

- ① 本解析法を用いることによって、適切な局部パネの応答をえられれば鋼管の材料定数と断面諸元を用いることにより実験結果を良くシミュレートできる。
- ② 固定端に生ずる塑性変形量は、先端に衝撃荷重を受ける場合の十数倍に達することが分かった。
- ③ 固定端近くに衝撃荷重を受ける鋼管片持梁の応答においては局部の応答が極端に卓越し、そのエネルギー吸収能は局部のエネルギー吸収能と衝突速度の関係によって決められるものであることが確認された。
- ④ 以上のことから、固定端近くに衝撃荷重を受ける鋼管片持梁の衝撃エネルギー吸収能の評価においては、局部の荷重～変形関係および破壊限界を正確に求めることが重要であることが確認された。

5. 結論および今後の課題

5.1 結 論

5.1.1 片持梁の衝撃せん断実験

梁の吸収する全エネルギー量は、せん断破壊状態に達する速度 ($V=8\text{ m/s}$) より遅い载荷速度においては速度が速くなるほど大きくなる傾向を示すが、それより速い载荷速度においては変化しない。これは、本実験においては局部エネルギー吸収能が梁の全エネルギー量に寄与する割合が大きく、梁が破壊するより速い速度で载荷してもこれ以上局部的にエネルギーを吸収しえなくなるため、全エネルギー量も増加しないものと考えられる。よって、梁のせん断耐力と終局変位量を知りうれば、梁の衝撃せん断エネルギー吸収能を推測できるものと考えられる。

5.1.2 コンクリートで充填した鋼管単純梁の衝撃曲げ実験

衝撃曲げエネルギー吸収能は、鋼管径の増大にともない大きくなる傾向を示す。コンクリートを充填しない場合も同じ傾向を示すが、鋼管径が大きくなるに従い局部めり込み量が大きくなり载荷点付近の耐力および変形量が小さくなるため、その割合は小さい。しかし、コンクリートを充填した場合は、局部めり込み量が小さいため耐力の低下がほとんどなく、コンクリートを充填しない場合より大きな割合で増加している。ただし、コンクリートを充填した場合でも、鋼管径が大きく局部的な剛性が小さくなると局部変形エネルギーの影響が大きくなり、衝撃曲げエネルギー吸収能のみで衝撃エネルギー吸収能を評価すると過小評価することになる。しかし、コンクリートを充填しない場合のように局部変形エネルギーは小さくなく、本実験の範囲内においては重錘の運動エネルギーと梁の衝撃曲げエネルギー吸収能とは概ね等しい。よって、局部的な剛性を高めて局部変形量を小さくすることにより、衝撃エネルギー吸収能は衝撃曲げエネルギー吸収能をもって評価しうると考えられる。

5.1.3 先端に衝撃荷重を受ける鋼管片持梁の解析

- (1) 本解析法は、実験値よりも小さな荷重応答が得られるが全般的には良く実験をシミュレートでき、突速度が大きくなると、鋼管に生ずる降伏点（塑性シンジ）が固定端から衝突点に近づく傾向があることが認められた。本解析法により、各部位における塑性回転角および塑性純せん断変形量が得られる。今後鋼管の塑性変形量と破壊基準との関係が明確になれば、その基準値に対して衝撃エネルギー吸収能を算定することが可能となった。
- (2) 式(4.81)による衝撃エネルギー吸収能の推定は、変形量が大きくなるほど、また衝撃速度が大きくなるほど良く一致する。これより、衝突点の変形量の限界値があらかじめ与えられる場合には、式(4.81)の推定が使用できるものと考えられる。

$$E_{ps} = \frac{M_p}{L} \delta \quad \dots\dots\dots (4.81)$$

ここで、

M_p : 固定端の全塑性モーメント、

- L : 固定端から衝突点までの距離,
 δ : 衝突点の変位量,
 E_{ps} : 衝撃エネルギー吸収能

である。

5.1.4 固定端近くに衝撃荷重を受ける鋼管片持梁の解析

本解析法を用いることによって、適切な局部バネの応答がえられれば通常の鋼管の材料定数と断面諸元を用いることにより実験結果を良くシミュレートできる。このことから、固定端近くに衝撃荷重を受ける鋼管片持梁の衝撃エネルギー吸収能の評価においては、局部の荷重～変形関係および破壊限界を正確に求めることが重要であることが確認された。

5.2 今後の課題

本実験はこれまで、鋼製砂防施設の部材の一部および全体を簡単な単純梁と片持梁にモデル化して実験を行い、そのエネルギー吸収能を推定する手法を検討してきた。しかし、実際の構造物に土石流による衝撃荷重が作用する場合の構造物の応答を解明するには、以下の検討が必要である。

- (1) 軸力、せん断力と曲げ力および引張り力が複合的に作用する場合の構造物としての衝撃応答とエネルギー吸収能の検討
- (2) 衝撃荷重を受けた場合の構造物の破壊クライテリアの検討
- (3) 鋼製砂防構造物の破壊の定義

さらに、鋼製砂防構造物の対衝撃設計の手法を確立するためには、本報告書で示したような、数値解析による鋼製砂防構造物の応答シミュレーション手法の精度をさらに高め、計算により衝撃エネルギー吸収能および衝撃応答を求める手法を確立する必要がある。

参考文献

- 1) 水山高久, 石川芳治, 鈴木浩之: 鋼製砂防施設部材の衝撃応答実験報告書, 土木研究所資料第 2600 号, 1988.2
- 2) 近藤泰夫, 安宅 勝, 伊藤富雄, 神田一雄: 構造力学 (改訂 3 版), 国民科学社, pp. 127-149
- 3) 土木学会: 構造力学公式集, p. 142, 昭和 49.11
- 4) 川井忠彦, 陳鈕: せん断変形を考慮した梁の一離散化解析, 生産研究, 第 30 巻 5 号, pp. 165-168, 1978. 5
- 5) 川井忠彦, 藤谷義信: 梁理論の精密化に関する二, 三の試み(その 4), 生産研究, 第 25 巻 11 号, pp. 479-490, 1973
- 11
- 6) 日本建築学会: 鋼構造塑性設計指針, p. 51, 昭和 50.11
- 7) 佐藤敏志, 香月 智, 石川信隆: 強制地盤変位を受ける平面埋設管路の弾塑性解析, 土木学会論文集, pp. 217-220, 1989. 10
- 8) Robert K, Wen, M: A.S.C.E & Nurel Beylerian Elastic-Plastic Response of Timoshenko Beams, Journal of Structural Division, A.S.C.E, pp. 131-146, 1967. 1
- 9) 戸川隼人: 有限要素法による振動解析, p. 34, サイエンス社

- 10) 戸川隼人：有限要素法による振動解析, pp. 28-58, サイエンス社
- 11) K.J. Bathe, E.L. Wilson：有限要素法の数値計算, pp. 378-384, 科学技術出版社
- 12) 斎藤英明, 大野友則, 石川信隆, 水山高久：鋼管片持はりの衝撃吸収エネルギーに関する基礎的研究, 土木学会
論文集, 第 386 号/I-8, 1987.10

お わ り に

本研究を進めるにあたり、多くの方々の御協力があった。防衛大学校土木工学科石川信隆教授には、実験方法や解析方法等実験の全般に渡り親切な御指導、貴重なご助言を頂いた。防衛大学校土木工学科大野友則講師、同香月智助手には実験および解析に御協力頂いた。防衛大学校構造力学研究室高橋芳彦研究員、同理工学研究科星川辰雄氏、八千代エンジニアリング(株)松永繁氏、渡辺岳志氏には、実験およびとりまとめを手伝って頂いた。ここに記して、謝意を表します。

資料集

資 料 - 1

全ケースの

荷重～時間曲線

ロードセル変位～時間曲線

20 cm 点変位～時間曲線

50 cm 点変位～時間曲線

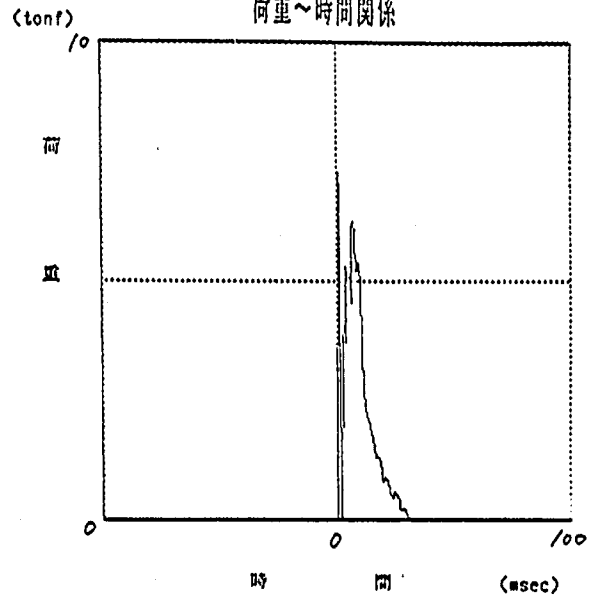
80 cm 点変位～時間曲線

Case No / - /

実験条件: 鋼管径 ϕ 48.6

衝突速度 $V = 7.0$ m/s

荷重～時間関係

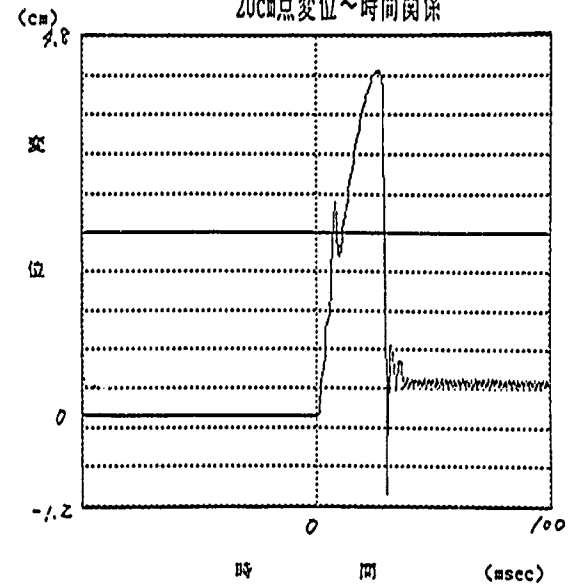


Case No / - /

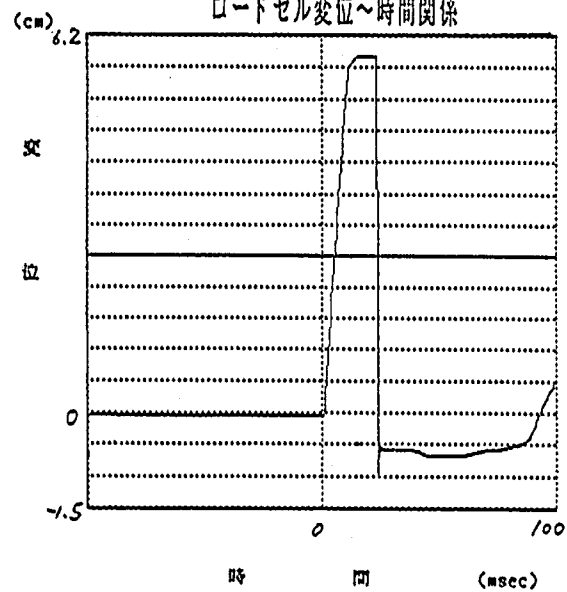
実験条件: 鋼管径 ϕ 48.6

衝突速度 $V = 7.0$ m/s

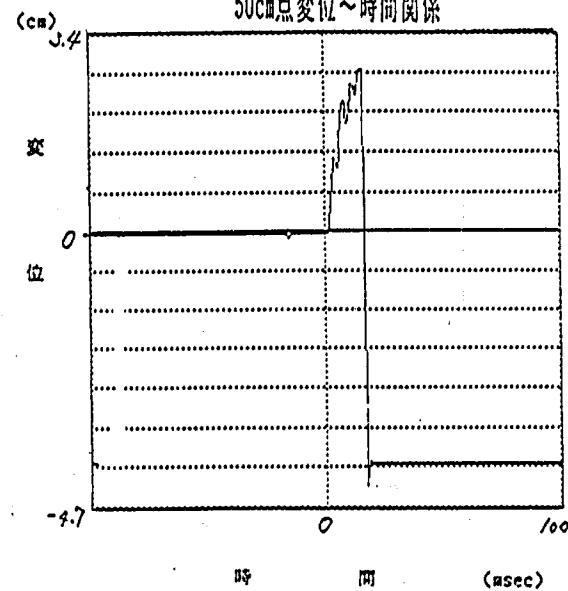
20cm点変位～時間関係



ロードセル変位～時間関係



50cm点変位～時間関係

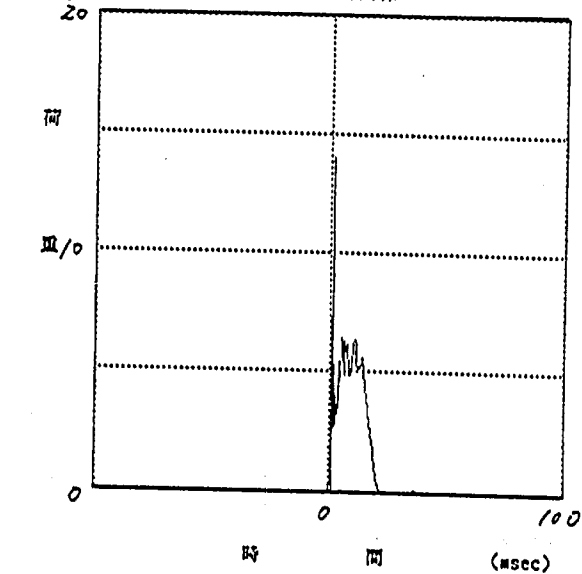


Case No / - 2

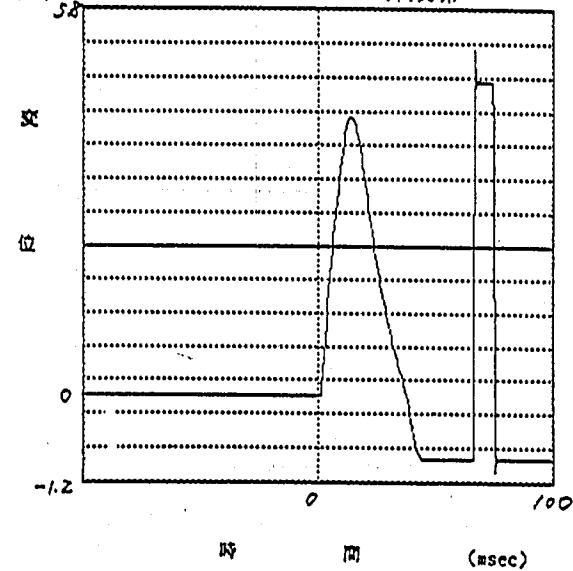
実験条件: 鋼管径 $\phi 48.6$

衝突速度 $V = 6.5 \text{ m/s}$

荷重～時間関係



ロードセル変位～時間関係

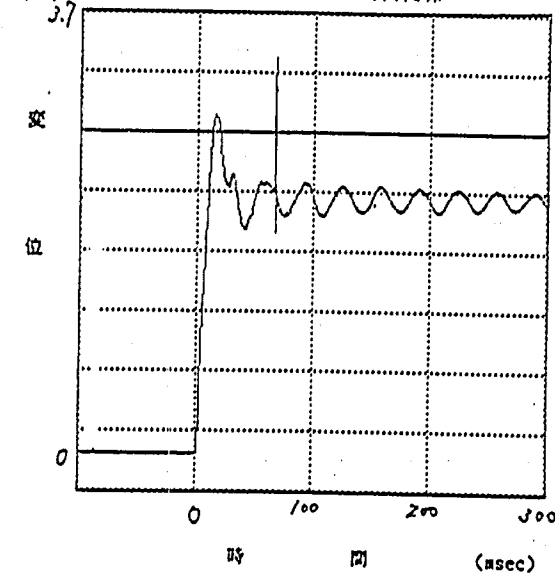


Case No / - 2

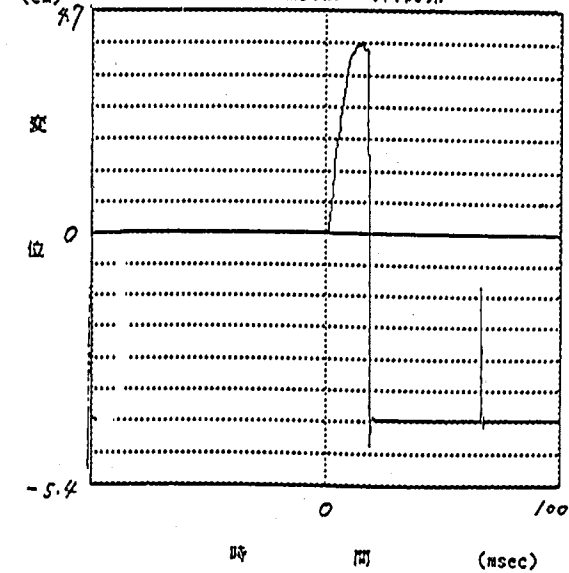
実験条件: 鋼管径 $\phi 48.6$

衝突速度 $V = 6.5 \text{ m/s}$

20cm点変位～時間関係



50cm点変位～時間関係

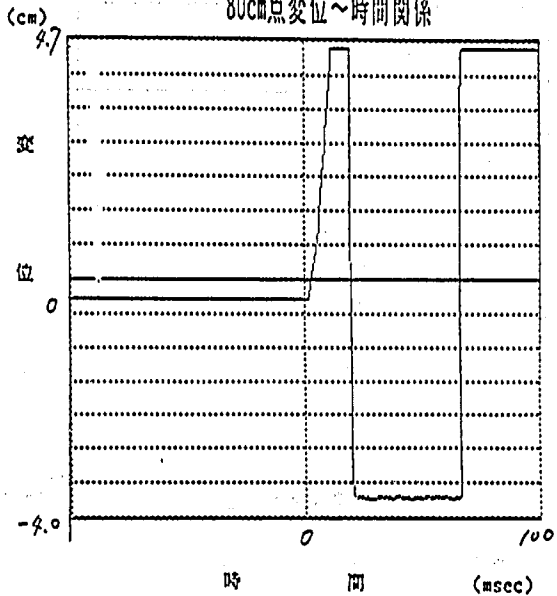


Case No 1 - 2

実験条件: 鋼管径 ϕ 48.6

衝突速度 $V = 6.5$ m/s

80cm点変位~時間関係

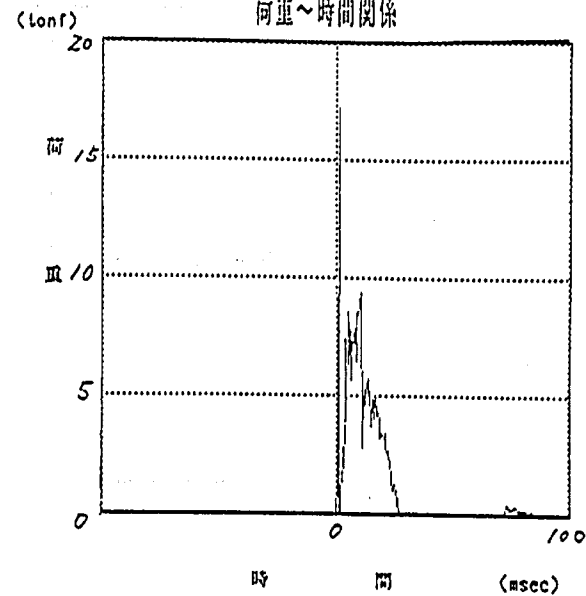


Case No 2 - 1

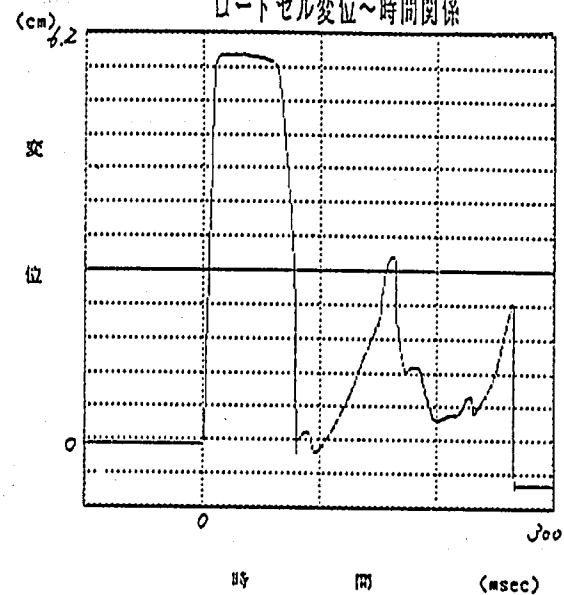
実験条件: 鋼管径 ϕ 48.6

衝突速度 $V = 8.0$ m/s

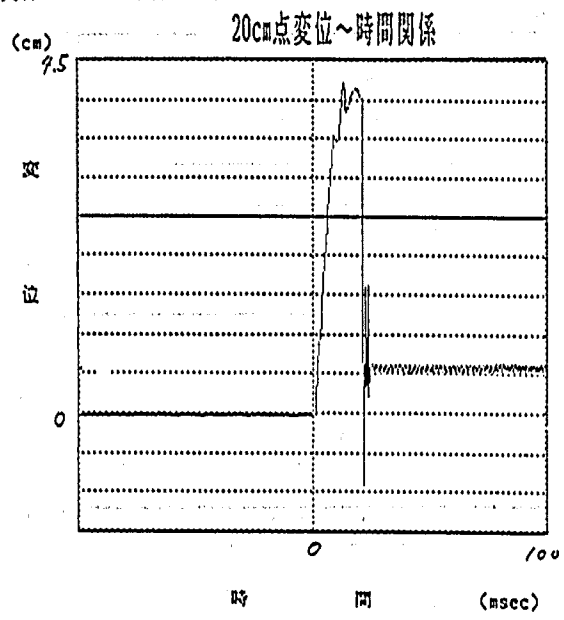
荷重~時間関係



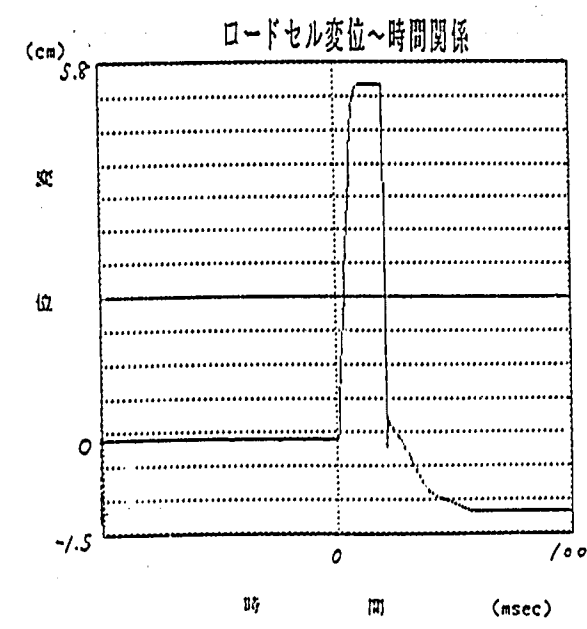
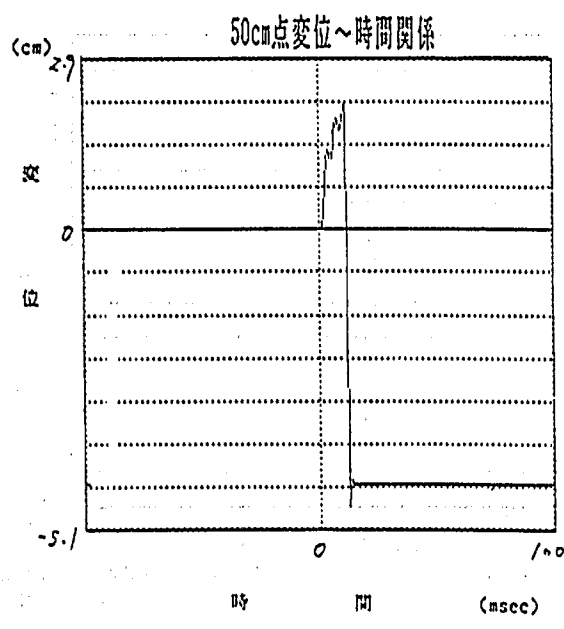
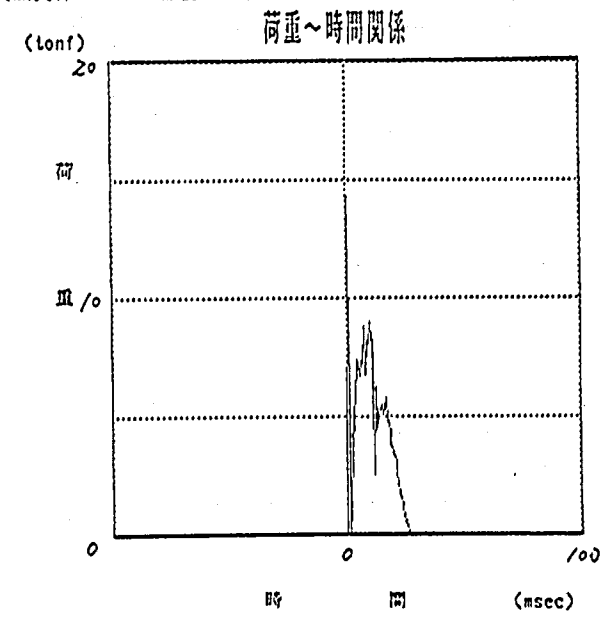
ロードセル変位~時間関係



Case No 1-1 鋼管径 $\phi 48.6$ 衝突速度 $V = 8.0 \text{ m/s}$



Case No 2-2 鋼管径 $\phi 48.6$ 衝突速度 $V = 8.0 \text{ m/s}$

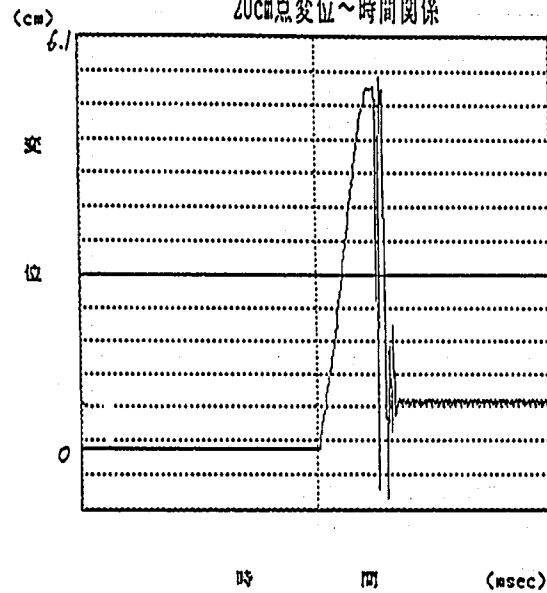


Case No 2-2

実験条件: 鋼管径 $\phi 48.6$

衝突速度 $V = 2.0 \text{ m/s}$

20cm点変位~時間関係

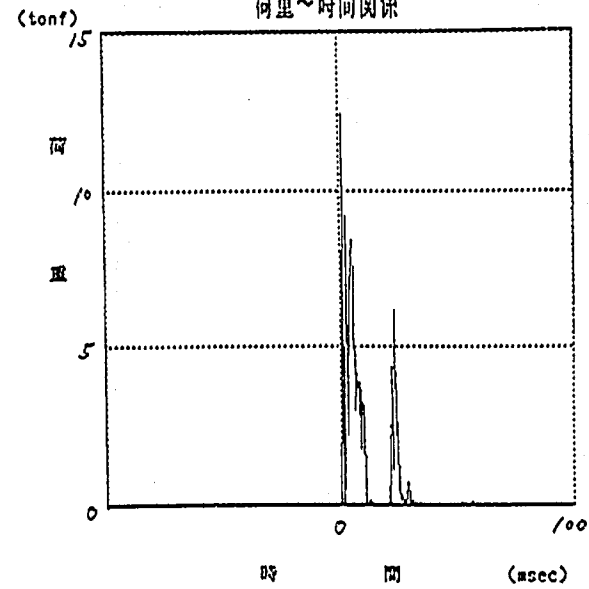


Case No 3-1

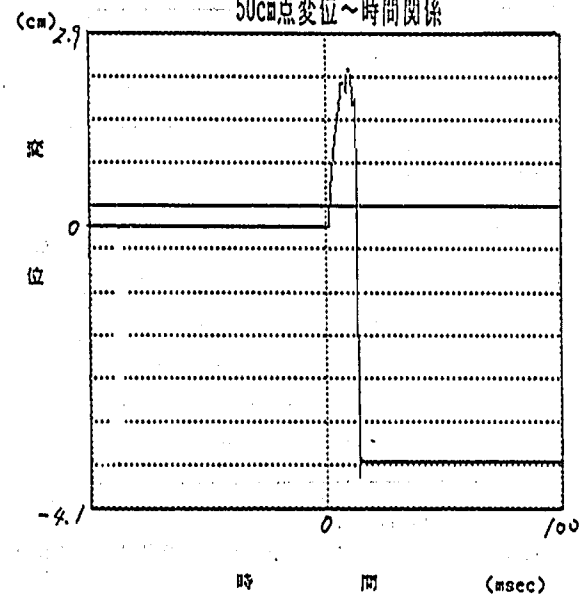
実験条件: 鋼管径 $\phi 48.6$

衝突速度 $V = 2.0 \text{ m/s}$

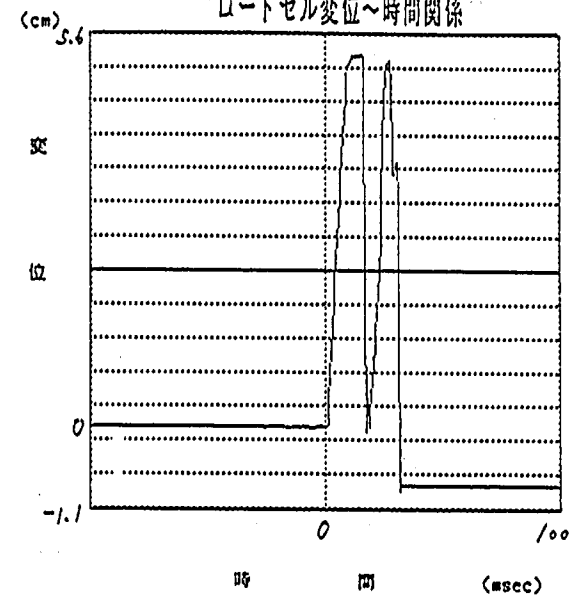
荷重~時間関係



50cm点変位~時間関係



ロードセル変位~時間関係

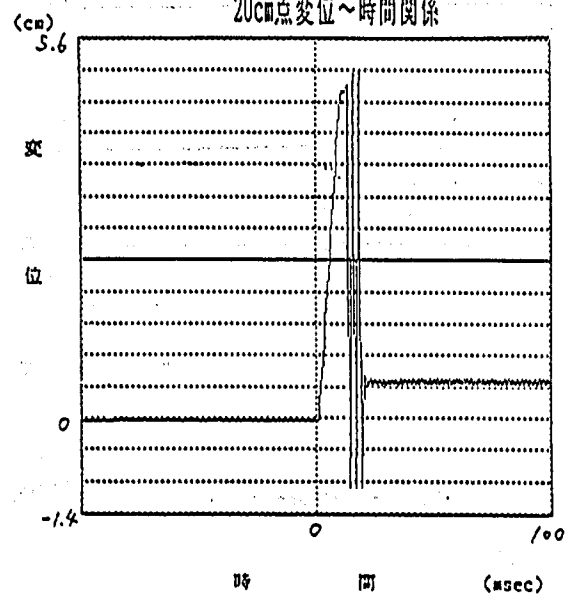


Case No 3 - /

実験条件: 鋼管径 $\phi 48.6$

衝突速度 $V = 2.0 \text{ m/s}$

20cm点変位~時間関係

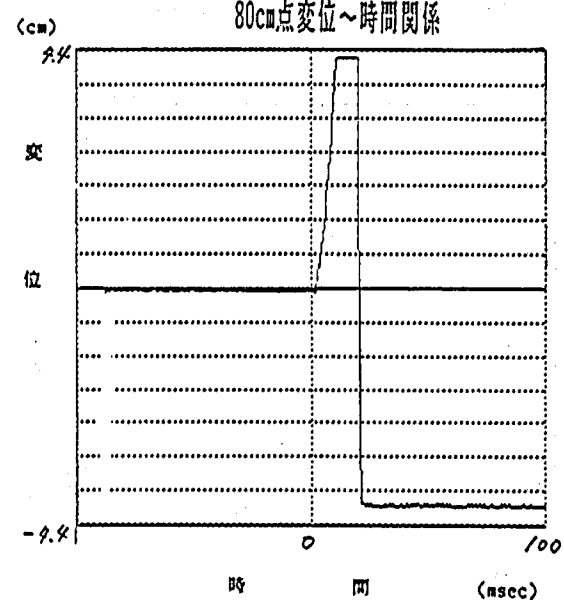


Case No 3 - /

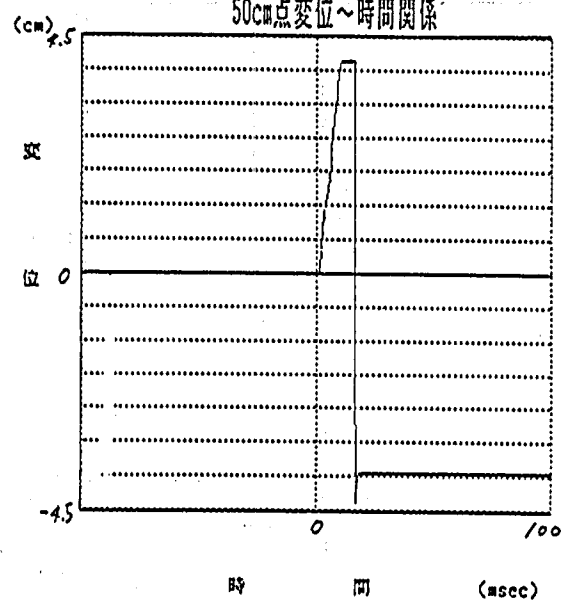
実験条件: 鋼管径 $\phi 48.6$

衝突速度 $V = 2.0 \text{ m/s}$

80cm点変位~時間関係



50cm点変位~時間関係



Case No 3-2

実験条件:

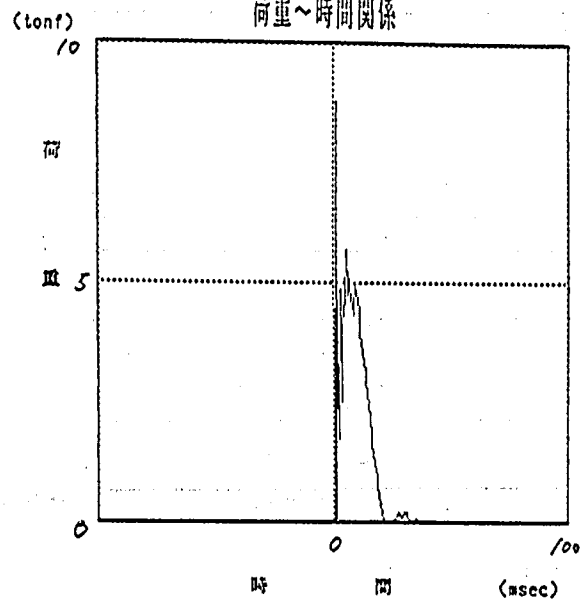
鋼管径

$\phi 48.6$

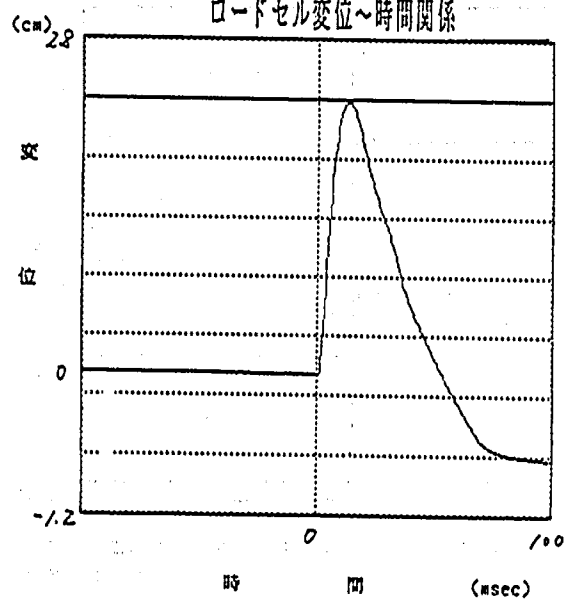
衝突速度

$V = 4.0 \text{ m/s}$

荷重~時間関係



ロードセル変位~時間関係



Case No 3-2

実験条件:

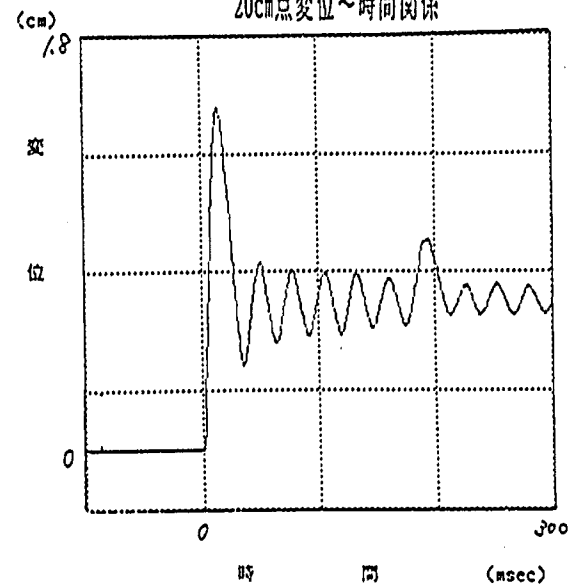
鋼管径

$\phi 48.6$

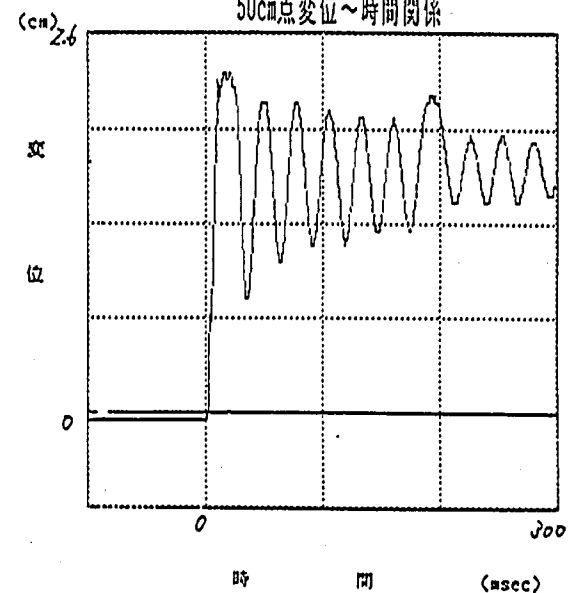
衝突速度

$V = 4.0 \text{ m/s}$

20cm点変位~時間関係



50cm点変位~時間関係



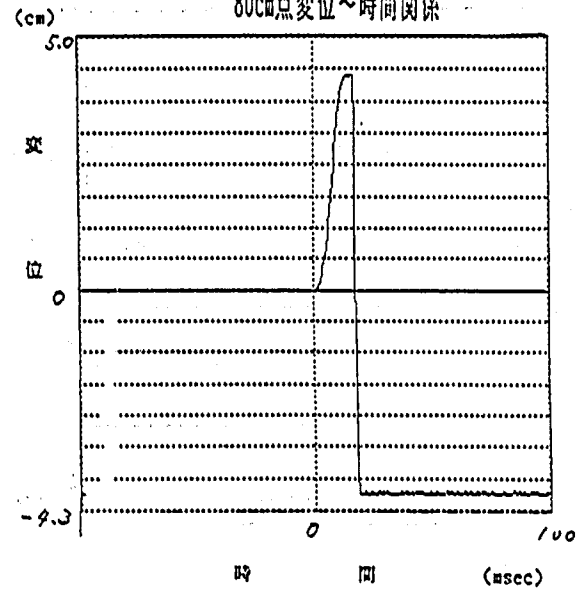
Case No 5-2

実験条件: 鋼管径 $\phi 48.6$

衝突速度

$V = 4.0 \text{ m/s}$

80cm点変位~時間関係



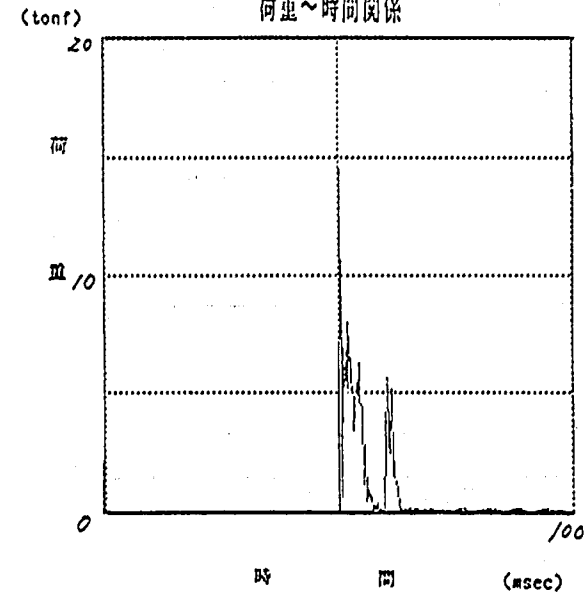
Case No 4-1

実験条件: 鋼管径 $\phi 48.6$

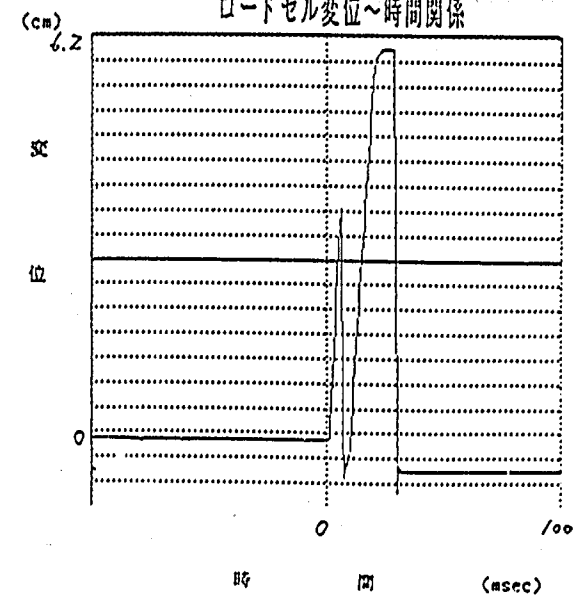
衝突速度

$V = 10.0 \text{ m/s}$

荷重~時間関係



ロードセル変位~時間関係

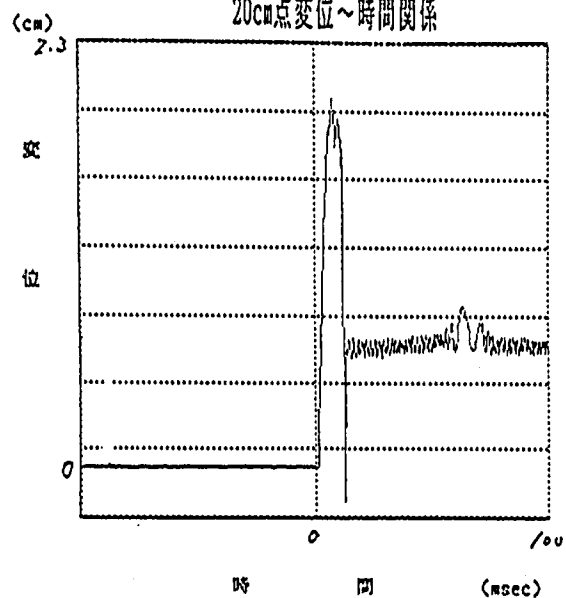


Case No 4 - 1

実験条件: 鋼管径 $\phi 48.6$

衝突速度 $V = 10.0 \text{ m/s}$

20cm点変位~時間関係

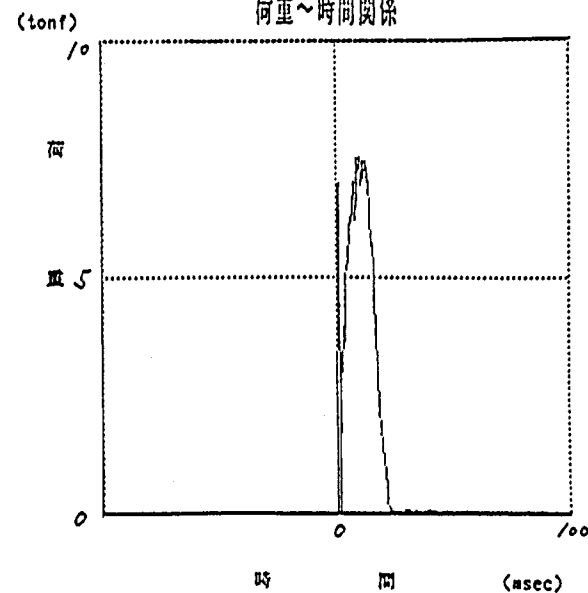


Case No 4 - 2

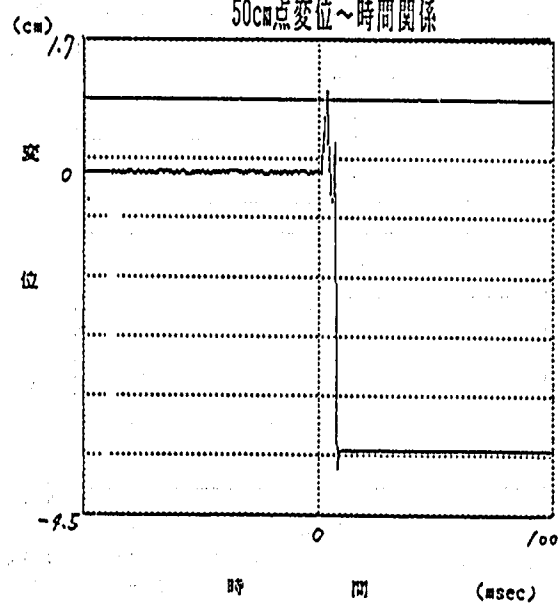
実験条件: 鋼管径 $\phi 48.6$

衝突速度 $V = 6.0 \text{ m/s}$

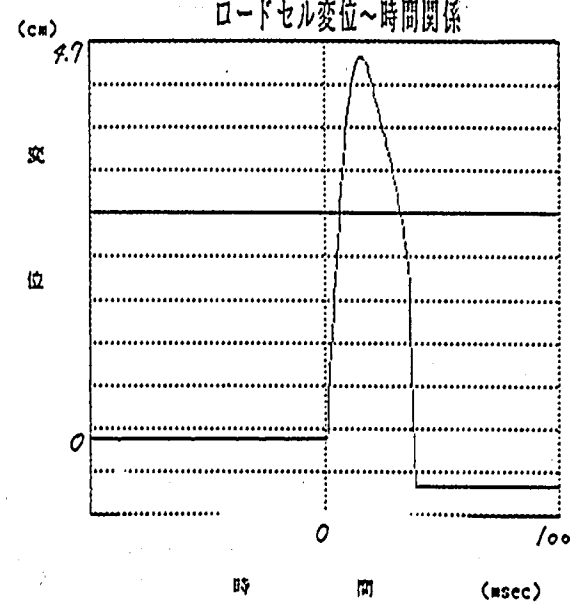
荷重~時間関係



50cm点変位~時間関係



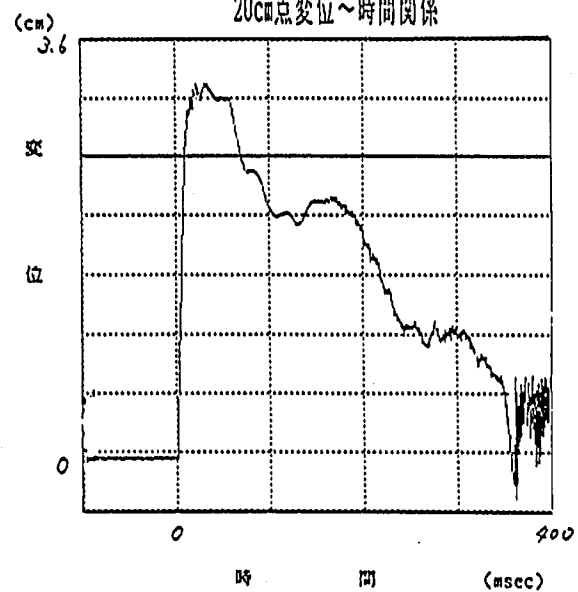
ロードセル変位~時間関係



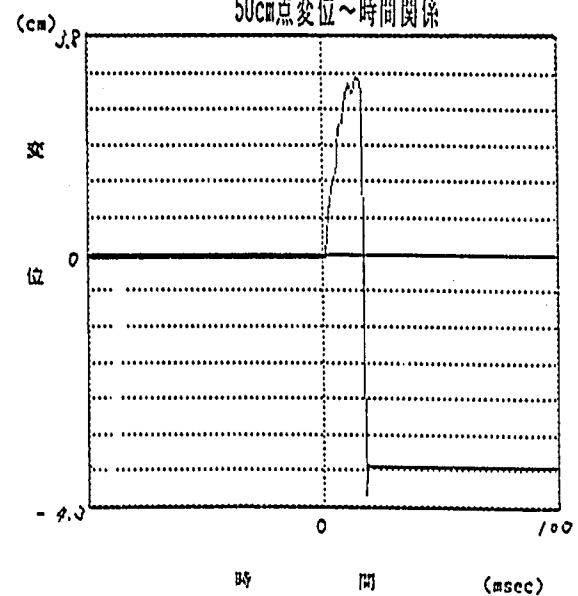
Case No 4-2

実験条件: 鋼管径 ϕ 48.6 衝突速度 $V = 6.0$ m/s

20cm点変位~時間関係



50cm点変位~時間関係



資 料 - 2

片持梁の衝撃せん断実験

データの得られなかった部分の推定方法

データの得られなかった部分の推定方法について

片持梁の衝撃せん断実験において、全8ケースのうち、Case No. 1-2, 3-2, 4-2の3ケースを除いては20 cm 点変位及びロードセル変位が荷重Pの作用する全時間のうち、最初の1部しかデータを得られなかった。これは光学式変位計の制約によるもののほか、衝突後変位計用ターゲットが鋼管から離れてしまったことに起因するものである。

衝撃せん断エネルギー吸収能を算定するにあたり、荷重の作用全時間にわたる変位が既知でなければならない。よって、以下に述べる方法により、20 cm 点およびロードセルの変位を推定した。

まず、用いた仮定について示す。

- 1) 20 cm 点およびロードセル点とも、荷重 $P=0$ となった時に終局変形状態となる。よって、残留変形量から、 $P=0$ となった時間における20 cm 点、ロードセルの変位量を知りうる。
- 2) データの得られなかった部分においては、等加速度運動となる。即ち、変位は2次曲線的に変化する。
- 3) 20 cm 点においては、実験後ターゲットがはずれている。他のデータの得られたケースにおいては、20 cm 点の最大変位が約20 mm 程度である。よって、データの得られなかったケースにおいても約20 mm まで変位する間においてはターゲットがついたままの状態となっている。即ち、20 cm 点のデータの信頼区間は変位が20 mm になるまでの範囲内である。
- 4) データの得られた区間においては、等速度運動である。即ち、変位は線型的に増加する。
- 5) 鋼管が切断されたケースにおいては、Pの作用する全時間にわたり、ロードセル、梁ともに等速度運動である。

以上の仮定をもとに、次に示す方法で変位を推定した。

1) 鋼管が切断されない場合

20 cm 点変位、ロードセル変位ともに、データの得られた(信頼される)区間において、最小自乗法により1次式に近似する。

$$\delta = v_a \cdot t + \delta_0 \dots\dots\dots (1)$$

次に、データの得られた区間における最大時間 t_{bm} における変位量 δ_{bm} をグラフから読みとる。

そして、データの得られなかった区間における変位を、次式より推定する。

$$\delta = v_a(t - t_{bm}) + \delta_{bm} \dots\dots\dots (2)$$

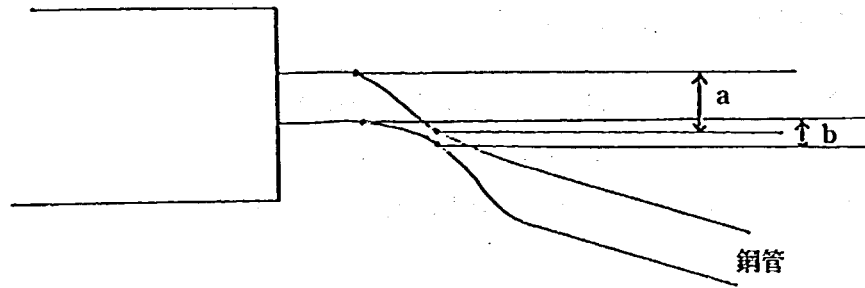
2) 鋼管が切断された場合

20 cm 点変位、ロードセル変位ともに、データの得られた(信頼される)区間において、最小自乗法により、1次式に近似する。

$$\delta = v_a \cdot t + \delta_0$$

次にデータの得られた区間における最大時間 t_{bm} における変位量 δ_{bm} をグラフから読みとる。

また、 $P \sim t$ 曲線のグラフから、 $P=0$ となる時間 t_n を知る。そして残留変形量から終局変位 δ_u を求める。残留変形量から終局変位を求める方法を図-1に示す。



a : 局部めり込み量 (測定データ)

b : 局部変位量 (")

$$\delta_{20,u} = b$$

$$\delta_{L,u} = a + b$$

$\delta_{20,u}$: 20cm点終局変位

$\delta_{L,u}$: ロードセル終局変位

図一 1 残留変形量から終局変位の推定方法

以上より、求める2次曲線

$$\delta = at^2 + bt + c$$

は、次の3つの条件を満たす。

(i) $t = t_{bm}$ において、 $\delta = \delta_{bm}$

(ii) $t = t_u$ において、 $\delta = \delta_u$

(iii) $t = t_{bm}$ における傾き $\delta'_t = t_{bm}$ は、 $\delta'_t = t_{bm} = v$

これから、曲線の係数 a, b, c を定める。

資 料 - 3

単純梁の衝撃曲げ実験

データの得られなかった部分の推定方法

変位～時間関係の推定方法

コンクリートを充填した単純梁の衝撃曲げ実験において、全9ケースのうち、6ケースにおいて $\delta \sim t$ 関係が、光学式変位計の測定可能な範囲を超えることにより、全変形量に対するデータが得られなかった。実験で得られた衝撃エネルギー吸収能を計算するためには、このデータが必要なため、以下の要領によって、これを推定した。

1. 前提条件

データの得られた3ケース (Case No.2-3, 3-1, 3-2) の $\delta \sim t$ 関係を見ると、変位は、当初線型的に増加していることがわかる。これは、データの得られなかった6ケースの $\delta \sim t$ 関係についても、同じことがいえる。さて、データの得られた3ケースについて、線型の限界時間 t_l と荷重持続時間 T_c とを比較した結果を表-1に示す。これより、全応答時間における線型的応答時間の割合は概ね一定であると予想でき、その値は約0.26であると仮定する。次に、線型の限界点から、荷重 $P=0$ となる時間までの間について、実験結果を最小自乗法で近似したところ極めて良い一致を得ることができた。

以上より、本近似手法を用いるにあたり、 $\delta \sim t$ 関係は以下のような条件を満たすと仮定する。

- (1) 変位は、荷重持続時間 T_c の26%の時間までは、線型的に増加する。
- (2) 線型性のある限界時間 $t_l (=0.26T_c)$ 以降 T_c までの間、変位は、2次曲線的に変化する。

2. 近似手法

- (1) $t_l = 0.26T_c$ となる時間を求める。またその時の変位も求める。この際、 $0.26T_c$ となる時間までの変位がとれていない場合、データのある区間から求めた変位速度を用い、次式により $t=0 \sim 0.26T_c$ 間の変位量を求める。

$$y_c = \dot{\delta}_c \cdot t \quad (0 \leq t \leq 0.26T_c)$$

- (2) $P=0$ となった時間における変位量は、終局変位量に等しいので、 $t=T_c$ における y_u を知る。
- (3) $0.26T_c \leq t \leq T$ における2次曲線の式

$$y = at^2 + bt + c$$

の係数 a , b , c を定める。これは、以下に示す3つの式を連立させて解いて求める。

- i) この曲線は $t=0.26T_c$ の時、(1)で求めた $y_l=0.26T_c$ を通る。

$$y_l = 0.26T_c = a \cdot (0.26T_c)^2 + b \cdot 0.26T_c + c$$

- ii) 同じく、 $t=T_c$ の時、 y_u を通る。

$$y_u = a \cdot T_c^2 + b \cdot T_c + c$$

- iii) この曲線の $t=0.26T_c$ における接線の傾きは、変位速度 $\dot{\delta}_c$ に等しい。

$$\dot{\delta}_c = 2a \cdot (0.26T_c) + b$$

3. 実験結果との比較

本手法をデータの得られたケースに適用し、それを比較した結果を付図-1に示す。

これより、本近似手法は、実際の現象を概ね表していると判断し、データの得られなかったケースに適用して、 $\delta \sim t$ 関係を推定する。

中央点変位～時間関係

Case No. 2-3

ϕ 60.5

$V=4\text{m/s}$

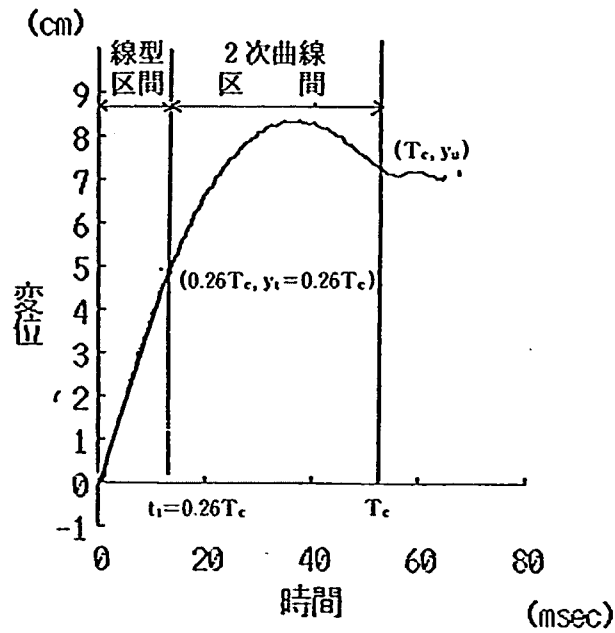


図-1 近似手法

表-1 T_c に対する t_1 の比率

Case No.	$t_1(\text{msec})$	$T_c(\text{msec})$	t_1/T_c
2-3	13.5	52.5	0.257
3-1	7.0	27.5	0.255
3-2	11.0	42.0	0.262
平均			0.258

鋼管梁の衝撃破壊実験報告書

I S S N 0386-5878

土研資料 第2739号

平成元年2月 (1989)

水山 高久, 栗原 淳一
鈴木 浩之

要 旨 鋼管片持梁の衝撃せん断実験とコンクリートを充填した鋼管単純梁の衝撃曲げ実験を行い動的応答特性を調べ土石流対策施設設計のための検討を行った。

キーワード：鋼製砂防施設, 土石流衝撃力, 土石流, 衝撃応答解析, 衝撃破壊

郵便はがき

郵便切手をはって下さ

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
砂防部砂防研究室 御中

No. _____

No. _____

土研資料第2739号

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2739号
鋼管梁の衝撃破壊実験報告書 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印