

1. 1 本研究の背景と目的

道路橋示方書では新潟地震における昭和大橋の被害を教訓として、上部構造が橋脚または橋台から逸脱、落下しないための落橋防止構造・装置を設置するように定めている。しかし、細部構造についての規定がないために、各道路公団・公社ごとに設計方法が異なっているといった指摘もある。さらに、設置以後、高架橋の多い都市部において大地震が発生せず、明らかに落橋防止構造・装置が効いて落橋を免れたといった実際的な効果については確認する事が出来なかった。¹⁾ 一方、落橋防止構造・装置に関する研究においては、落橋防止装置の連結板（以下、耐震連結板）そのものについての静的あるいは動的な、実験的あるいは解析的な研究がなされているものの、連結板に作用させるべき外力(衝撃力)についての検討は不足している。また、衝撃問題として扱った例は少ない。^{2),3)}

更に兵庫県南部地震では、都市部の高架橋などの橋梁構造物に甚大な被害が生じ、様々な形態での橋桁の落下が見られ、貴重な資料が数多く得られることとなった。それらの事例の分析から、耐震連結板の本来の機能からすると、塑性変形まで考慮した最大強度と吸収エネルギーに基づいた設計をする方が合理的であると考えられるようになっていく。そこで、本研究では特に耐震連結板に焦点を絞り、耐荷力および吸収エネルギーの観点から効果的な連結板の形状について解析的に検討を行っていく。

1. 2 衝撃問題の背景

土木構造物の中には、その用途や環境によって車両や船舶あるいは航空機の衝突など、また、落石や土石流などの衝撃的外力を受ける場合がある。このような衝撃的な外力を受ける部材や構造物の挙動の中には、静的な挙動と大きく異なる現象が見られる。⁴⁾

記憶に新しいところでは、兵庫県南部地震(1995)がある。被害を受けた構造物の中には、かつて国内において経験をしたことが無いような破壊モード、例えば阪神高速 3 号神戸線の鋼製橋脚中間部における局部座屈や湾岸線西宮大橋に見られる橋脚基部の側方流動による側径間の落下などを示したものがあつた。これは落橋防止構造が施されていたものの、あまりの落下衝撃で桁と橋台との固定部分が破壊してしまったものである。さらに、この兵庫県南部地震では都市直下型の断層地震における鉛直振動の衝撃性が構造物に与える影響について議論を呼んだ。また、北海道古平町豊平トンネルで発生した岩石の崩落被災(1996)では、数千トンに及ぶ巨大な岩石の落下荷重がトンネル覆工を破壊、貫通した。⁵⁾

従来、土木構造分野における衝撃問題は、「剛体」の衝突問題などが主であり、それ以外の構造系に関しては良く分からないとして避けてきた部分がある。実際、その現象はきわめて短時間に生じることから観測しづらく、また必然的に材料非線形・幾何学的非線形問題さらには破壊挙動を含むので、解析的に扱いづらい問題である。¹⁾

構造物に外力が加わると、構造部材に伸縮を生じ、一部分が降伏することによって外力によるエネルギーを吸収するが、その破断位置によっては構造物に致命的な影響を及ぼすことになる。巨大地震のような希にしか起こり得ない事象については、構造物の特定の部材を故意に破壊してエネルギーを吸収し、構造物全体の必要最低限の安全性は保つという考え方がある。このような設計手法を確立するためには、衝撃挙動さらには破壊現象について詳細に知る必要がある。また、構造部材に衝撃力が作用した場合の応答や破壊挙動については、材料のひずみ速度による特性値の変化など、未だ解明されていない点が数多くあるが、数値解析によるシミュレーションによりこのような構造部材の挙動に関して調査することは、非常に有意義なことであり、実用的であると考えられる。

2. 兵庫県南部地震における落橋防止システムの被災状況

2.1 震災前後の落橋防止構造・装置について

落橋防止システムとしては、桁かかり長、落橋防止構造、変位制限構造および段差防止構造を考え、落橋防止のための相当の備えはしていた。当時の道路橋示方書による落橋防止システムは、規定される桁かかり長さと同落橋防止装置のいずれかが設置されれば良いとされているが、被災地域においては両者を有する場合も多かった。^{6),7)}

2.2 震災における落橋防止構造・装置の被災状況

平成7年に発生した兵庫県南部地震は、落橋防止構造・装置を設置するきっかけとなった新潟地震以上に、落橋防止に関する貴重な教訓を与えてくれた。本節では兵庫県南部地震における、落橋防止構造・装置の被害調査とそれを通して明らかとなった落橋防止構造・装置の耐震効果や今後の検討課題について述べる。

先の大震災では補強板を除く考えられるあらゆる損傷の形態が見られた。

上沓が下沓より逸脱するなど支承の被災度が大きい場合にも落橋を免れ落橋防止装置が機能したと考えられるケースは非常に多く、さらに、落橋防止装置の破壊後に桁かかり長さによって落橋を免れた事例も多くあった。⁸⁾

落橋防止装置の損傷については、特に、鋼板を用いた落橋防止装置の破損が顕著であった。これは、橋軸方向への上部構造の移動によるウェブや連結板、ピン等の破断、上部構造間の衝突に伴う損傷といった形で生じる。今回のような巨大地震では、可動支承部の移動制限装置は初期の時点で破壊され、次に橋脚が健全であれば落橋防止装置に水平・垂直力または曲げモーメントが加わる。この時の作用力が耐力を上回れば連結板が破断・落橋防止装置のピンが破断・溶接による定着部が破断・ウェブが引き千切られたりする事が分かった。さらに、橋脚との相対変位が大きくなりこれが桁かかり長さを超えるようになると桁が落下する(Photo・3.1, 3.2, 3.3, 3.4, 3.5, 3.6)。また、橋軸直角方向への移動に伴う損傷事例もあり、構造的に改良すべき課題を有している。⁶⁾

Photo 7 は橋脚の破壊が直接落橋に結びついた例であるが、桁間がそれほど広がらなくても落橋に至る被災例も見られた。すなわち Fig.2.1 に示すような、(a) 固有周期の異なる上部工が隣接する場合、固有周期がほとんど同じであっても桁の横変位が累積する場合、斜橋や曲線橋のように平面的に複雑な動きをする場合などで隣接桁の相対的な動きにより片方の桁が橋脚天端から押し出されて落橋に至るモード、(b)特に高橋脚における橋脚の傾斜による落橋モード、(c)地盤の液状化や則方流動による橋脚の移動に基づく落橋モード、(d)斜橋や曲線橋における橋桁に剛体的な横移動や回転移動などがある事が分かった。

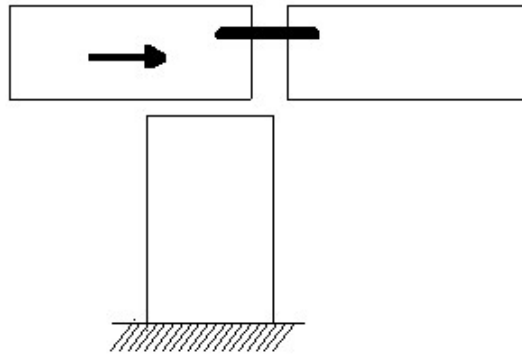
兵庫県南部地震の損傷事例において、最も多く見られたタイプは、2本のピンと連結板とで隣接桁をつなぐタイプ Fig.2.2 (c) である。このタイプは、どのような桁の動きに対しても連結板に引張力が主として作用することが期待できることや、桁の上下動を拘束することによる予想外の力が、橋脚に作用することを防ぐことが出来るという点で、多のタイプに比べて優れていると考えられていた。ただし、今回の震災で観察された落橋のメカニズムには予想外のものもあり、結果的に、このタイプの耐震連結装置が最も多く破壊された。⁹⁾

現在の耐震連結装置の設計では、各部分とも、地震時における静的な強度の応力照査を行っており、連結板、ピン、補強板、および主桁腹板のどの部分をもっとも弱点にするかという思想をとっていない。そのため、今回の大地震における耐震連結装置の損傷に関しては様々な事例が発生したものと考えられる。

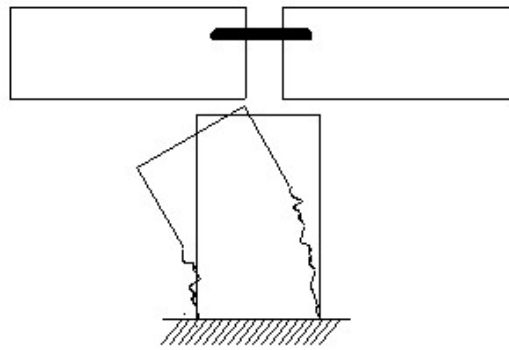
また、ピンの破壊に関しては、衝撃的な荷重が作用したことが原因ではないかと考えられている。加えてピンや主桁腹板が、連結板に先行して破壊したことにより、連結板が持つ本来の変形性能が発揮されないまま、連結装置が各個衝撃的に順次個別に破壊されたと考えられる。その一方で、連結板が大きく塑性変形した事例も見られたが、破断に至ったものは希であった。

耐震連結装置が破壊を免れたために、落橋に至らなかったと思われる事例もあり、連結装置が健全でありさえすれば、落橋を防止するうえでかなりの効果が期待できると思われる。

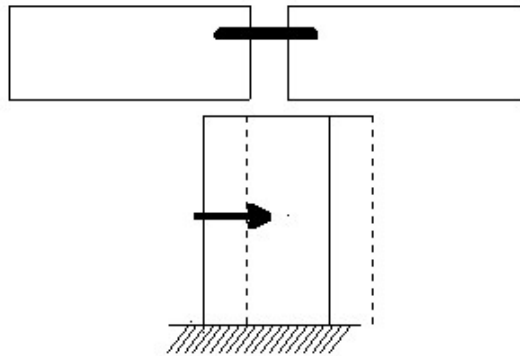
(a) 押し出し(異種桁・異種構造形式の隣接部)



(b) 橋脚の傾斜



(c) 則方流動による橋脚の移動



(d) 橋桁の剛体的回転移動(斜橋、曲線橋)

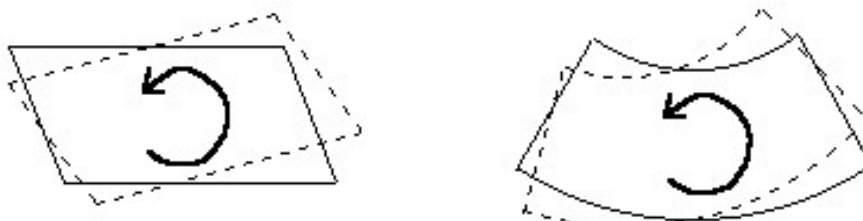
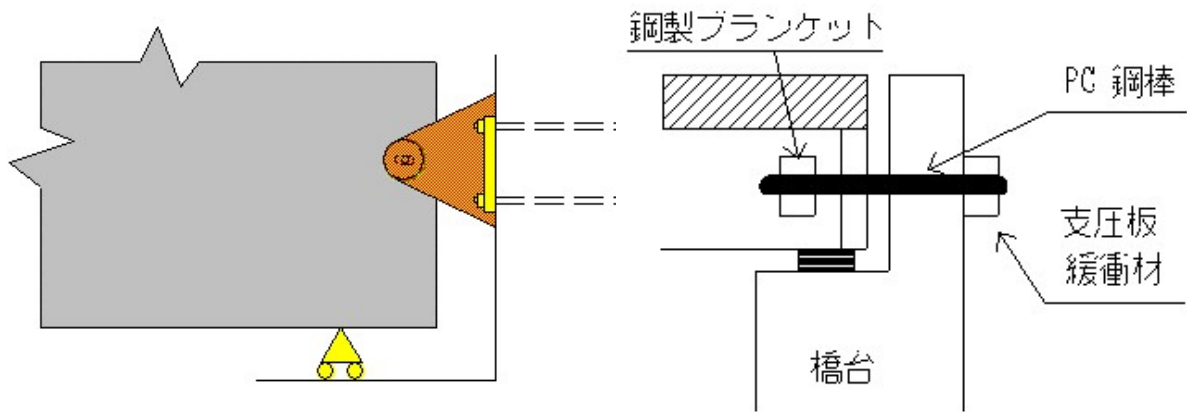
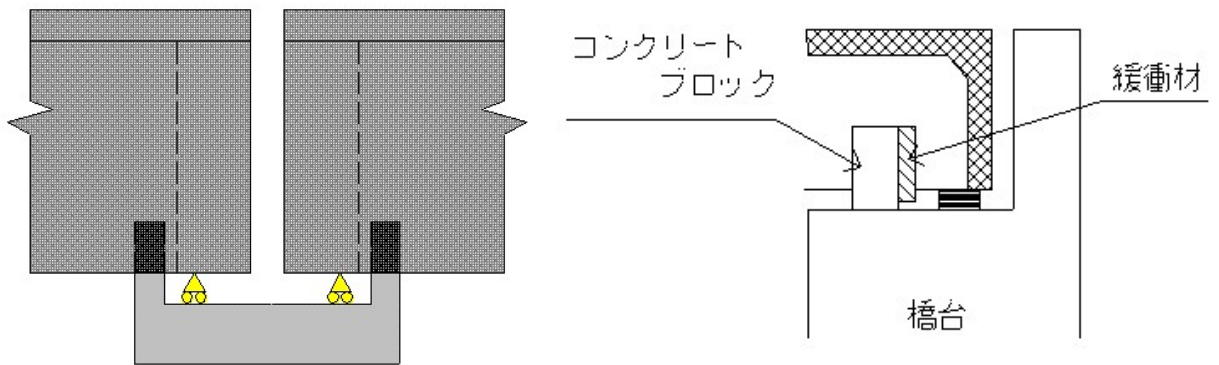


Fig. 2.1 兵庫県南部地震で見られた落橋モード¹⁾

(a) 桁と下部構造を連結する構造



(b) 桁または下部構造に突起を設ける構造



(c) 2連の桁を相互に結合する構造

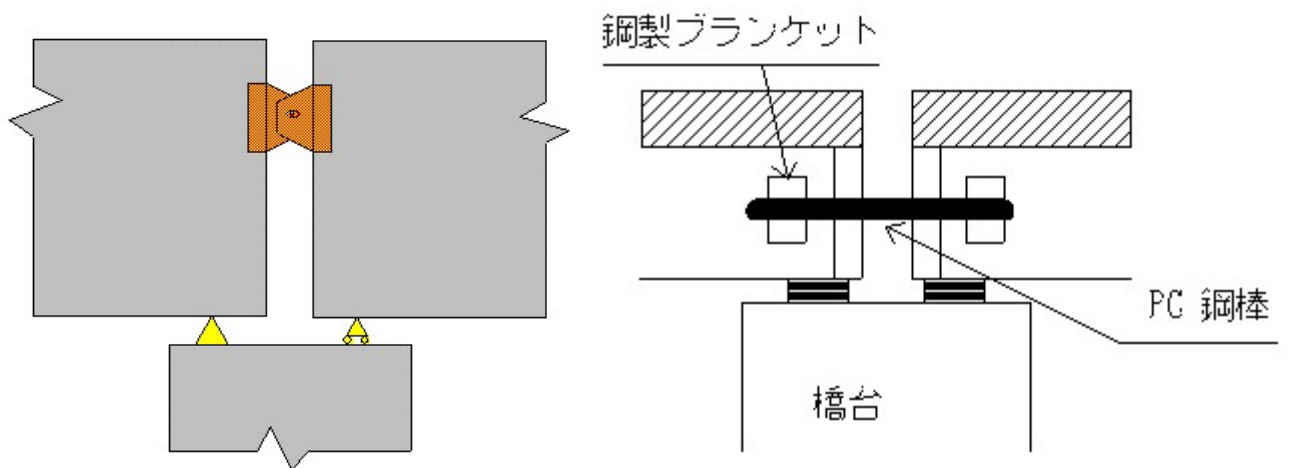


Fig. 2.2 落橋防止装置の基本構造 7)

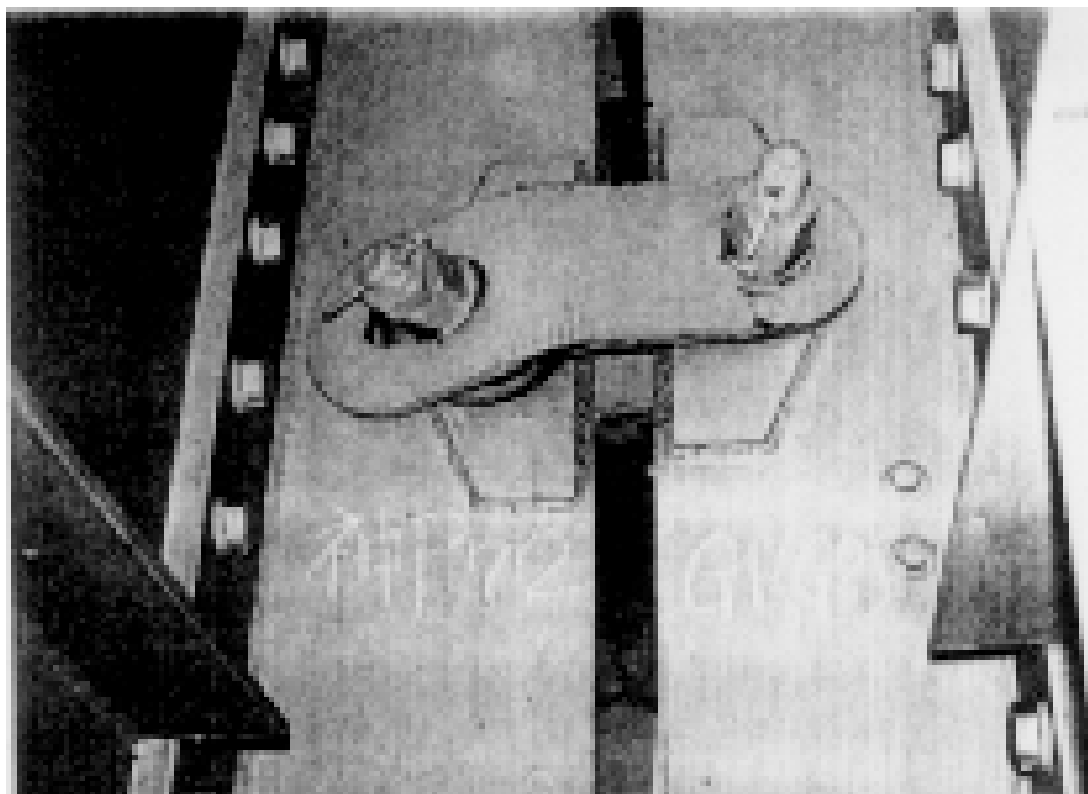


Photo 1 耐震連結装置の被害例とその効果

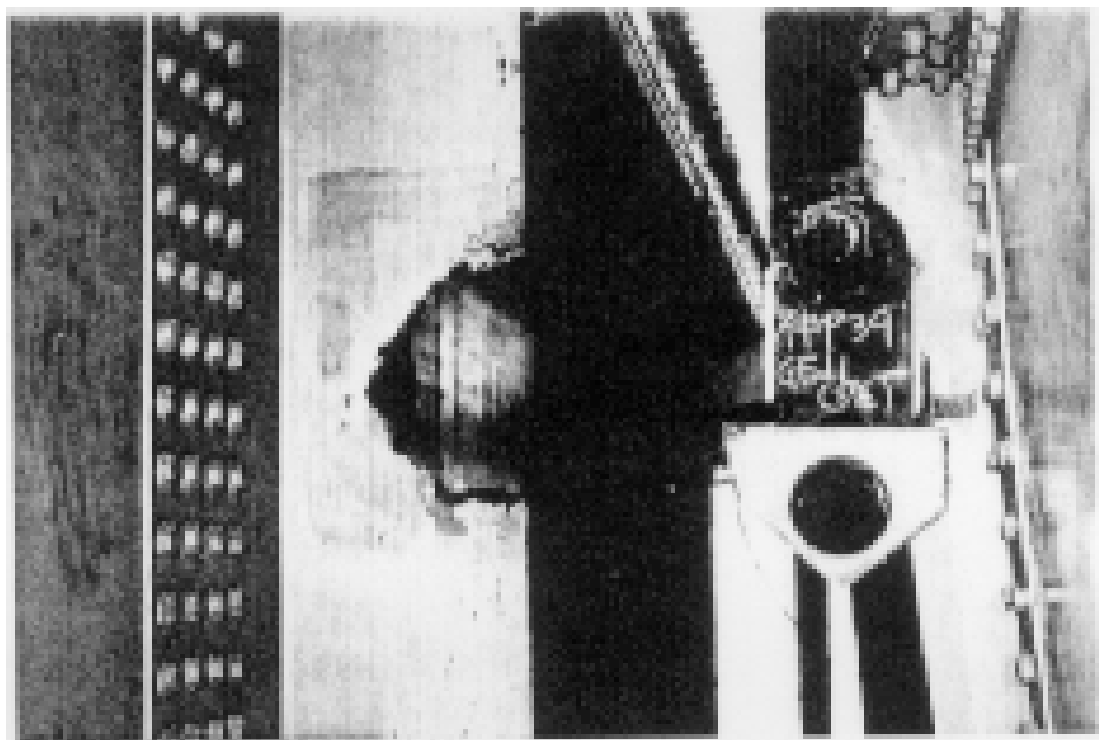


Photo 2 耐震連結装置の被害例とその効果

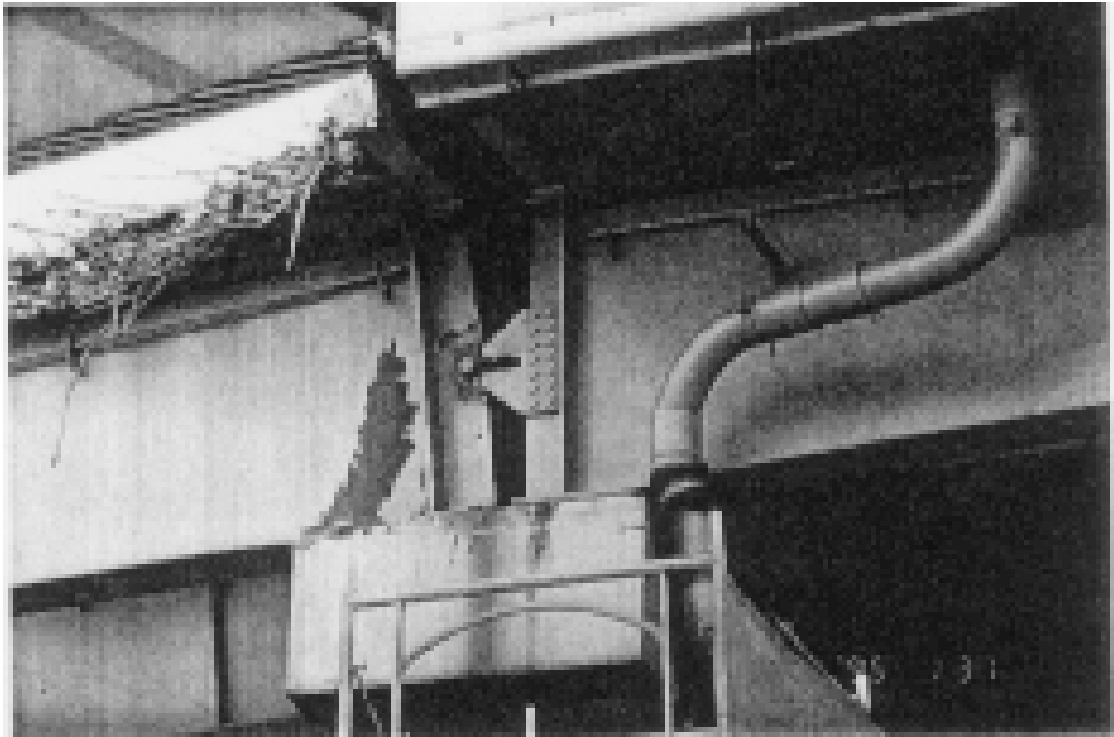


Photo 3 耐震連結装置の被害例と効果



Photo 4 耐震連結装置の被害例と効果



Photo 5 耐震連結装置の被害例とその効果

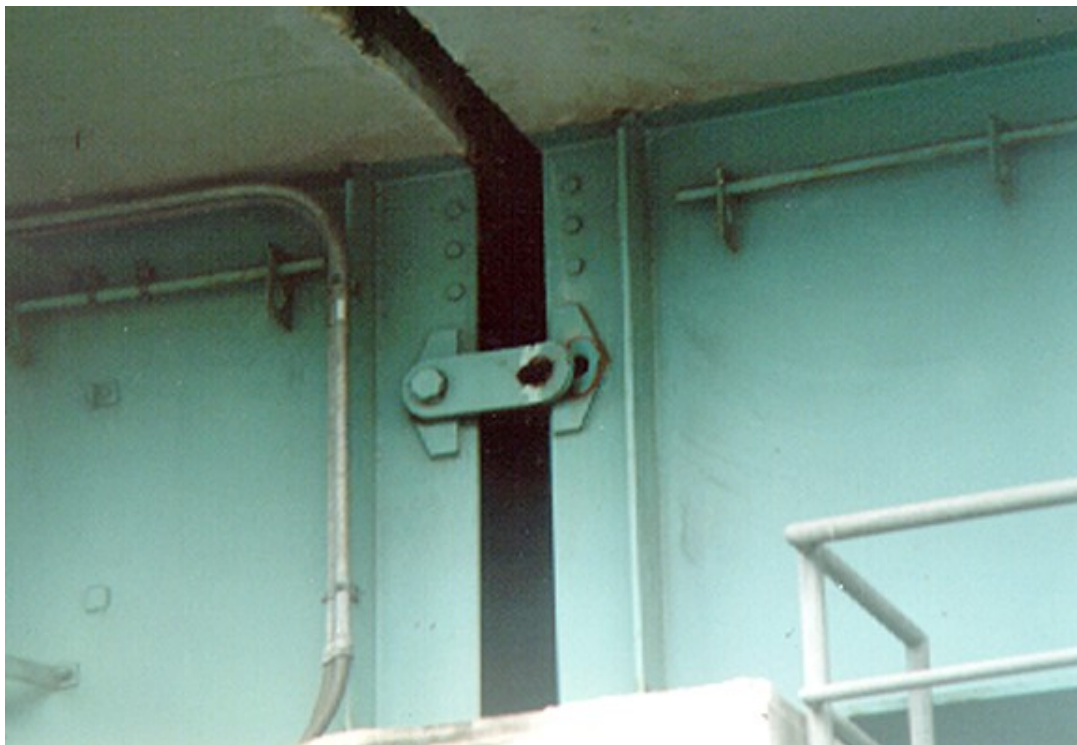


Photo 6 耐震連結装置の被害例とその効果



Photo 7 耐震連結装置の被害例（落橋；異種桁、曲線橋）



Photo 8 耐震連結装置の被害例（落橋；西宮港大橋、
橋脚規模と形式の異なる橋桁）

3. 耐衝撃設計法の現状 4)

3. 1 概説

鋼・コンクリート構造物の耐衝撃設計法を確立するためには、まず作用衝撃力の特性・発生頻度を明らかにする必要がある。また、これらの衝撃作用によって構造部材に現れる限界状態を従来行なわれてきた実験結果を参照して明らかにするとともに静的荷重下におけるそれと対比させて区別しておくことが重要である。

現行の設計示方書(あるいは設計指針)における鋼・コンクリート部材に対する耐衝撃設計は、衝撃荷重を静的な荷重に置き換え、許容応力度法により行なうのが基本的な方法となっている。しかしながら、実際に設計を行なう場合、衝撃荷重をどのような方法で静的な荷重に置き換えるかについての具体的な方法は確立されていない。更に、根本的な問題として、上記の方法では貫通や裏面剥離といった静的な載荷の場合には起こり得ない衝撃現象に特有の破壊モードに対する検討は全く行なうことは出来ない。このような背景から、耐衝撃設計を実用的なものとするために研究が盛んになってきており、その成果の一部は徐々に設計指針の中に組み込まれてきている。

3. 2 衝撃荷重の設定

現行の設計示方書における耐衝撃設計の基本的な考え方は、衝撃荷重を静的な荷重に置き換えて許容応力度法により設計するというものである。例えば、落石覆工を設計する方法については、落石による衝撃荷重が必要となるが、日本道路協会編「落石対策便覧」にはその設定法についての詳細な説明が加えられている。国内の他の示方書においても衝撃荷重の設定法についての具体的な記述はほとんど見られない。わずかに、「道路橋示方書・同解説 I 共通編」において、自動車や流木が橋脚柱に衝突する場合の衝撃荷重の評価についての記述がなされているのみである。

この理由としては、衝撃荷重を静的な荷重に置き換える方法が不明なことの他に、衝撃現象自体が希な現象とみなされていることや、衝撃荷重を他の主た

る荷重に対してどのように組み入れていけば良いかが不明なことも挙げられる。一方、国外の示方書においては、原子力発電所関連施設への航空機の衝突に対する検討を行なう場合に、航空機の衝突荷重を荷重～時間曲線で与えている例がある。原子力発電所関連施設の場合のように、局部破壊のみならず構造物の全体的な破壊が問題となる場合には、衝突応答解析を行なう必要性から衝撃荷重～時間曲線が必要となるためである。

3 .3 材料特性の設定

鋼・コンクリート部材の耐衝撃設計を行なう場合、強度や弾性係数などの材料物性に対して、ひずみ速度の影響を考慮する必要がある。一般に、鋼材の降伏応力や引張強度、コンクリートの強度や弾性係数は、ひずみ速度が大きくなるにつれて増加する傾向があることは知られている。したがって、通常的设计において静的試験の結果を用いれば、安全側の設計となることが分かる。ただし、耐衝撃設計の場合のように衝撃荷重の影響を厳密に考慮する必要がある場合には、その影響を定量的に把握することが重要となる。しかしながら、現行の示方書においてその具体的な取り扱い方法を示したものは少ない。

3 .4 全体破壊と局部破壊に対する評価と設計手法

ここでは、RC 構造物を例に衝撃荷重下で現れる破壊モード(限界状態)、「全体破壊」、「局部破壊」に対する評価と設計手法について述べる。

衝撃荷重下で現れる破壊モードは、衝撃体の種類、衝突速度などの種々の条件により異なるが、衝突体が被衝突体に衝突した直後衝突位置近傍にきわめて短時間に発生する「局部破壊」と、局部破壊よりやや遅れて起こる構造物のより広い範囲を巻き込んだ動的な破壊現象の「全体破壊」とに大別できる。

局部破壊の具体的な現象としては、貫入、裏面剥離、貫通および表面破壊が挙げられる。全体破壊については、衝撃現象に特有のものではなく、曲げやせん断に基づくものであり、むしろ静的な破壊モードに近いということが出来る。

局部破壊に対する耐衝撃設計を行なう場合、想定される衝突体に対して被衝突体の破壊をどの破壊モード（貫入、裏面剥離など）にとどめるかを決定することが基本となる。この過程では既往の局部破壊に対する評価式が用いられるこ

とが多い。局部破壊に対する評価手法の研究は従来より盛んに行なわれてきており、多くの評価式が提案されている。しかしそれらの大部分は実験式であるために、適用範囲には制限が設けられており、設計に際してはそれぞれの評価式の適用範囲に十分注意することが必要である。

一方「局部破壊」とは対照的に、「全体破壊」に関する具体的な取り扱い方法は示されていない。これは、全体破壊が局部破壊のようなドラマチックな現象ではなく、必ずしも構造物に対して危機的な破壊モードとは認識されずらいということが挙げられる。しかし、実際的な衝撃現象を考えた場合、重量物の落下といった低速の衝突体による衝撃現象の方が頻繁に起こり得ると考えられる。また、構造物の機能面から見た場合、たとえ大きな破壊が生じていなくても危機的な状態となる場合がある。例えば、遮蔽性の要求される構造物の場合は、断面を貫通するひび割れが発生しない様にしなければならない。

このようなことから、耐衝撃設計を行なう上では、局部破壊のみならず全体破壊に対する検討を行うことも重要となってくると考える。

4. 地震以前後の落橋防止装置の設計と研究について

ここで扱う道路橋示方書は平成 8 年 12 月改定以前のものであり、また公団・公社の各設計基準の制定された年は参考文献の括弧内に示している。

4.1 設計について

4.1.1 落橋防止システム

地震時における橋梁の橋脚または橋台からの落下を防ぐために、従来は、桁かかり長さの確保、②可動支承の移動制限装置、③耐震連結装置で橋桁、あるいは橋桁と下部構造とを連結する、ということを道路橋示方書では規定していた。

しかし、兵庫県南部地震において落橋防止構造に様々な被害を受け、その結果緊急交通への支障を生じた経験から、各構成要素の役割を明確にして、桁掛かり長、落橋防止構造、変位制限構造、段差防止構造からなる落橋防止システムへと再整理された。⁹⁾ 落橋防止システムを構成する各要素が備えなければならない機能は次の通りである。

(1) 桁掛かり長

下部構造や支障が破壊し、上下部構造に予期しない大きな相対変位が生じた場合にも、落橋を防止する。

(2) 落橋防止構造

桁掛かり長と同様に、下部構造や支障が破壊し上下部構造間に桁掛かり長を超えるような変位が生じないようにする。

更に落橋防止構造の規定として

(1)落橋防止構造は、原則として次に示す構造とする

- 1) 桁と下部構造を連結する構造
- 2) 桁または下部構造に突起を設ける構造
- 3) 2連の桁を相互に連結する構造

(2)落橋防止構造は、回転や移動などの支承の機能を損なわない構造にしなければならない。

(3)落橋防止構造は、橋軸直角方向への移動にも追随し、衝撃的な地震力

を緩和できる構造としなければならない。

(4)落橋防止構造は、支承部の維持管理を考慮した構造としなければならない。

(3) 変位制限構造

タイプAの支承と補完し合って地震時慣性力に抵抗する事を目的としたもので、支承が損傷した場合に上下部構造の相対変位が大きくなるようにするための構造である。ジョイントプロテクターの機能を兼ねることもできる。

(*)ここでいうタイプAは支承部単独で等価水平震度に相当する慣性力に抵抗できるもの、タイプBは橋台の拘束により桁に大きな振動が生じにくい場合や支承部の構造上やむを得ない場合に、落橋防止システムと補完し合ってこの慣性力に抵抗できる構造

(4) 段差防止構造

支承高が大きい鋼製支承などが破損した場合に、路上に車両の通行が困難となる段差が発生するのを防止する

以上のように、構造部材や地盤の破壊に伴う予期できない構造系の破壊が生じて、上部構造の落下を防止できるように、落橋防止システムを設けなければならないとなっている。⁷⁾

4.1.2 設計荷重

設計荷重、すなわち水平力に関しては、平成2年以前の道路橋示方書では、死荷重による鉛直反力と水平力との合成応力について述べられておらず、許容応力度に対する割り増しについては言及していなかった。さらに、衝撃により動的応答倍率に関してはまったく検討されておらず、これらが各公団・公社の仕様に差異を生じさせていた原因であるとされていた。⁹⁾

しかし、平成8年道路橋示方書では、設計で想定しきれない地盤の破壊や特殊な構造上の破壊に対するフェイルセーフ機能として、死荷重反力の1.5倍に相当する水平力を設計地震力として規定し、耐力を算出する際地震時に対する割り増し1.5を考慮した許容応力度から算出してよいとされている。

$$H_F=1.5 \cdot R_d$$

また、平成9年設計要領 第二集において、桁間連結装置は次式によって求められる水平力によって設計するよう示されている。さらに、水平力は $0.6R_d$ 以上あることを原則としている。¹⁰⁾

$$H_r = 2.0 * K_h * R_d * r$$

K_h : 設計水平震度

r : 割り増し係数

4.1.3 変位制御構造

平成7年の道路橋示方書復旧仕様から新たに橋軸直角方向に関しての規定がされている。平成8年道路橋示方書における内容は以下の通りである。

橋軸直角方向には、タイプAの支承を用いる場合は変位制限構造を設けなければならない。また、タイプBの支承を用いる場合は、端支点及びかけ違い部では(I)の規定に、連続桁中間支点では(II)の規定に該当する橋において、橋軸直角方向に変位制限構造を設けなければならない。

(*)ここで(I)の規定とは、式(1)を満たす斜角の小さい斜橋、(II)の規定とは式(2)を満たす曲線橋である。

$$\sin 2\theta / 2 > b / L \tag{1}$$

$$\frac{115}{\phi} \frac{1 - \cos \phi}{1 + \cos \phi} > b / L \tag{2}$$

L : 一連の上部構造の長さ(m)

b : 上部構造の全幅員(m)

θ : 斜角(度) ϕ : 交角(度)

4.1.4 段差防止構造

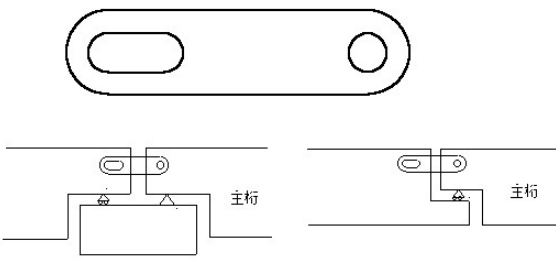
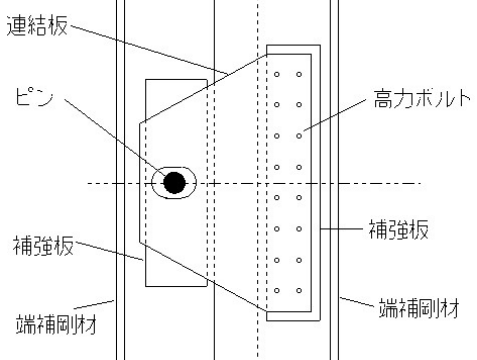
落橋防止システムの一つとして段差防止構造が付け加えられた。これは、大震災の発生後において住民の緊急避難や緊急車両の通行をできる限り可能とするために橋が被害を受けた場合にも路面に発生する段差を極力押さえることは防災上重要であることから、支承高が大きい支承を用いる場合には設けることが望ましいとされている。構造的には、予備のゴム支承を設けたり、コンクリー

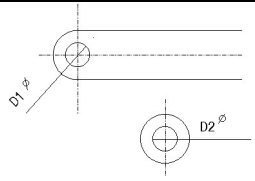
ト構造による台座を設けたりするものがある。一般に、被災後の路面の沈下量が 5~10cm 程度以下であれば、地震直後の緊急車両の通行に致命的な影響を与えないといわれている。なお、段差防止構造は上部構造を支えることができればよいという考えから、水平方向に設計地震力を考慮はなされていない。

以上のように兵庫県南部地震における被害をきっかけに道路橋示方書等の見直しがなされ、桁かかり長を十分にとることを基本とした落橋防止システムの設計が推奨されつつある。本来、兵庫県南部地震のような大地震に対して、落橋防止システム中の一つの構造により橋桁の落下事故を防ぐことは非常に困難であると考えられる。

さらに、耐震連結板の設計法は、ピンと連結板の接触によって生ずる応力をリングの接触モデルを用いて算定し (Timoshenko の弾性理論におけるアイバーの応力集中係数に基づくもの)、弾性変形の範囲内で照査するものである。これには力学モデルの妥当性、適用範囲が必ずしも明確にされていない上に、地震力に抵抗するという耐震連結板の本来の機能を考えると、弾性変形にとどまらず、塑性変形をも考慮した終局強度をより重視すべきという点で、十分に合理的ではないという問題点がある。¹¹⁾

次項から首都高速道路公団(首都高)、名古屋高速道路公社(名古屋高)、福岡北九州高速道路公社(福岡高)、阪神高速道路公団(阪神高)の細部設計仕様のうち、設計荷重、許容応力度の割り増し、連結板と補強版との隙間・孔径・使用材、ピン・連結板の応力算定要領などについて比較したもの示し、Table4.1.1に阪神高速道路公団の設計荷重の算出式に使われる割り増し係数を示す(文献7),10),12),13),14))。また、平成8年道路橋示方書に示されている落橋防止システムの基本的な考え方を Fig.4.1.1 に、さらに、落橋防止システムに関する大まかな規定の推移を Table4.1.2 に示す。⁶⁾

	<p style="text-align: center;">TYPE-1</p> 	<p style="text-align: center;">TYPE-2</p> 
<p>首都高</p>	<p>橋軸方向に $2.0 \cdot K_h \cdot R_d$</p>	<p>鉛直方向に R_d(死荷重反力)、水平方向に $2.0 \cdot K_h \cdot R_d$ 鉛直線となす角 θ によって連結材に作用する荷重は異なるが、一時的には $\theta \approx 45^\circ$ と考え、$\sqrt{2} \cdot R_d$ で設計して良い。</p>
<p>名古屋高速</p>	<p>逸脱に対して余裕がある場合($S_{EO} \geq \sigma + S_E$)は TYPE-1 を使用する</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 設計水平力 $H = (k_h \cdot W) / n$ 	<p>逸脱に対して余裕が無い場合($S_{EO} < \sigma + S_E$)は TYPE-2 を使用する</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 設計水平力 $H = (k_h \cdot W) / n$ ● 設計鉛直力 $V = \sum R_d / n$ <p>設計水平震度 k_h は、1連の上部構造を支える下部構造のうち、最大の値を用いる。設計水平力 H は各落橋防止装置に対して均等に作用するものとし、落橋防止装置により連結されてた2連の上部構造のうち、大きい方の値を用いる。なお、設計水平力 H と設計鉛直力 V は同時に作用すると考えなくて良い。</p>
<p>福岡高速</p>	<p>両タイプについて、連結装置の設計は原則として水平力を対象として設計する $H = (k_h \cdot W) / n$</p>	
<p>阪神高速</p>	<p>桁間連結装置の設計は原則として水平力を対象として行う。設計に用いる水平力の大きさは下記による</p> $H_R = \gamma \cdot k_h \cdot W$ <p>γ は表 A に示す条件に応じ、γ 値を最大 4.0 まで採用する事が出来る。</p>	
<p>記号</p>	<p>H : 設計水平力 K_h : 設計水平震度 n : 桁連結装置数 R_d : 死荷重反力で相互に連結する 2 連の桁のうち大きい値 $\sum R_d$: 1 支承当たりの死荷重反力の合計 S_E : 示方書の規定桁かかり長 S_{EO} : 桁かかり長 V : 設計鉛直力 W : 一連の上部構造の全死荷重 (左右の桁の大きい方)</p>	

	2.許容応力の割増し	3.設計移動量 (mm)	4.各部材の最小寸法(mm)	5.連結板と補強板の隙 (mm)	6.連結板と補強板の孔径 単位 : (mm)
略図					
首都高	水平力 : 1.0 鉛直力 : 1.0	$2 * \Delta l + d + 10$ Δl : 計算上の伸縮量 d : ピンの直径	連結板厚 : 25	e=10	連結板 : $D 1 = d + 10$ 補強板 : $D 2 = d + 0.5$ d : ピンの直径
名古屋高速	水平力 : 1.7 鉛直力 : 1.0	支承の移動量 + 30(mm)	ピンの直径 : 56 連結板厚 : 25 補強板 : 22	e=10	連結板 : $D 1 = d + 10$ 補強板 : $D 2 < 1.02d$ d : ピンの直径
福岡高速	鋼材 : 1.7 コンクリート : 1.5	支承の移動量以上	基準なし	e=10	連結板 : $D 1 = d + 10$ 補強板 : $D 2 = d + 0.5$ d : ピンの直径
阪神高速	鋼材 : 1.7 コンクリート : 1.5	支承の移動量 + 10(mm)	基準なし	基準なし	基準なし

	7.使用材料	8.ピンの設計	9.連結板の設計	10.補強板の設計
略図				
首都高速	SS400 S35C(ピンが太くなる場合)	(1)曲げ応力度 $\sigma = \frac{Pl_2}{2Z}$ (2)せん断応力度 $\tau = \frac{P}{2A}$ (3)合成応力度 $\left(\frac{\sigma}{\sigma_2}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_2}\right)^2 \leq 1.2$	TYPE-1 b/a=1 の場合 X断面 $\sigma / \left(\frac{P}{2 \cdot a \cdot t}\right) = 1.44$ Y断面 $\sigma / \left(\frac{P}{2 \cdot a \cdot t}\right) = 3.85$ TYPE-2 b/a=3 の場合 X断面 $\sigma / \left(\frac{P}{2 \cdot a \cdot t}\right) = 0.17$ X断面 $\sigma / \left(\frac{P}{2 \cdot a \cdot t}\right) = 1.567$ 支圧応力度 (A点) $\sigma = \frac{K_h \times R_d}{1.285 \times \frac{d}{2} \times t}$ t:支圧長 (連結板の板厚)	(1)曲げ応力度 X断面: $\sigma = 1.44 \frac{P}{2ct}$ $P = \begin{cases} 2 \times k_h \times R_d \cdots \cdots (a) \\ R_d \cdots \cdots (b) \end{cases}$ (a)TYPE-1 の場合 (b)TYPE-2 の場合 b:補強板前面の幅 t:補強板の合計板厚 (2)すみ肉溶接脚長 t ≥ 9mm S ≤ 8mm b ≤ 20t
名古屋高速	ピン : S35CN, S45CN 連結板 : SS400, SM490Y A, SM570	(1)曲げ応力度 $\sigma = \frac{Pl_1}{AZ}$ (2)せん断応力度 $\tau = \frac{P}{2A}$ (3)支圧応力度 1)連結板に対して $\sigma_b = 2.68 \times \frac{P}{2dt_1}$ 2)補強板に対して $\sigma_b = 1.56 \times \frac{P}{dt_2}$	(1)曲げ引張り応力度 * X断面(TYPE-1) $\sigma = 1.44 \times \frac{P}{4at_1}$ (TYPE-2) $\sigma = 1.44 \times \frac{H}{4at_1}$ Y断面(TYPE-1) $\sigma = 3.85 \times \frac{P}{4at_1}$ (TYPE-2) なし (2)支圧応力度 (TYPE-1) $\sigma = 2.68 \times \frac{P}{2dt_1}$ (TYPE-2) $\sigma = 2.68 \times \frac{H}{2dt_1}$	(1)曲げ応力度 X断面: $\sigma = 1.44 \times \frac{P}{2at_2}$ ただし、a/b=2 (2)せん断応力度 $\tau = \frac{P}{2(a-b)t_2}$ (3)支圧応力度 $\sigma_b = 1.56 \times \frac{P}{dt_2}$ (4)すみ肉溶接脚長 7mm ≤ S ≤ 8mm
福岡高速	基準無し	首都高と同じ	TYPE-1 (1)曲げ引張り応力度 X断面: $\sigma = 1.44 \times \frac{P}{4b_1t_1}$ Y断面: $\sigma = 3.85 \times \frac{P}{4b_2t_1}$ (3)支圧応力度(A点) $\sigma_b = \frac{p}{1.285dt_1}$ TYPE-2: 基準無し	(1)曲げ応力度 x断面: $\sigma = 1.44 \times \frac{P}{2ct_2}$ (2)支圧応力度 $\sigma_b = \frac{2P}{1.285dt_2}$ (3)すみ肉溶接脚長 6mm ≤ S ≤ 8mm
阪神高	基準無し	基準無し	基準無し	基準無し

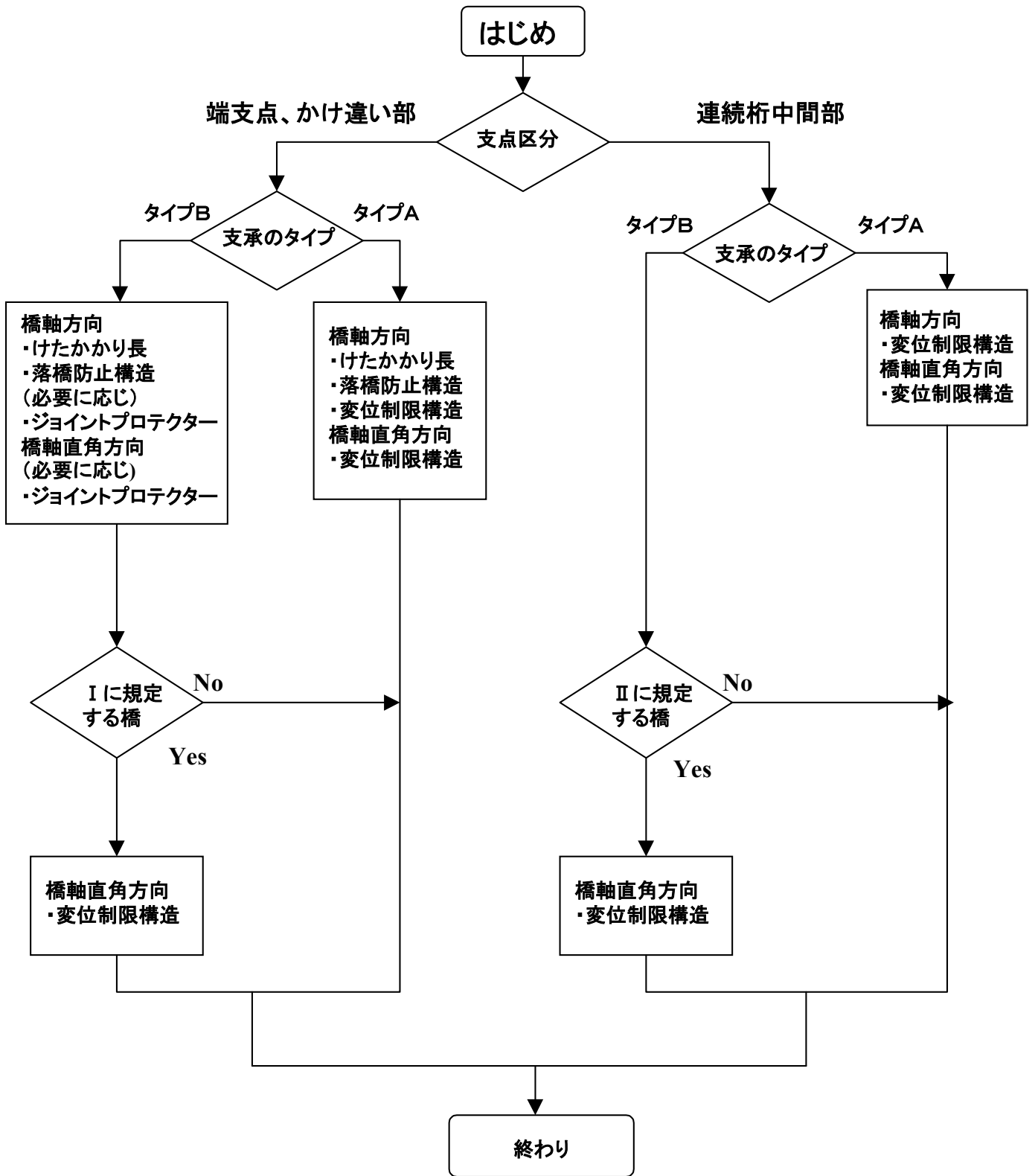


Fig.4.1.1 落橋防止システムの基本的な考え 7)

Table 4.1.1 設計荷重の算出式に使われる割り増し係数¹³⁾

γ	適用対象の構造条件
1.0	$SE \geq SE_0 + 2\delta$ でゴム支承を用いるPC橋
1.5	$SE \geq SE_0 + 2\delta$ の鋼桁および鋼支承を用いるPC橋
2.0	$SE_0 \geq SE \geq SE_0 + 2\delta$ でゴム支承を用いるPC橋
	$SE_0 \geq SE \geq SE_0 + 2\delta$ の鋼桁
右の条件に対しては条件に応じ、 γ 値を最大4.0まで採用することが出来る	<ul style="list-style-type: none"> 橋脚高が25mmをこえる橋脚上の鋼桁 鉄道・主要幹線道路等の主要施設と交差あるいは併設され、落橋により大きな二次災害を生ずる恐れのある箇所の橋脚上 地盤が特に軟弱あるいは液状化する恐れのある箇所の橋脚上 その他著しい曲線橋、斜橋のように動的挙動の複雑な橋

Table 4.1.2 落橋防止システムに関する大まかな規定の推移⁶⁾

		H 2道路橋示方書		H 7復旧使用		H 8道路橋示方書				
		落橋防止構造		落橋防止構造		落橋防止システム				
落橋防止システム	橋軸方向	桁端から下部構造(頂部縁端までの桁の長さ等 $S_E = 70 + 0.5L$	い ず れ か 一 方 必 要	桁端から下部構造(頂部縁端までの桁の長さ等 両側支間の大きい方をとる	要	桁掛り長 支間長Lのほか、地盤の緩み、橋脚の変形、液状化・流動化の影響、斜角、曲線橋交角を考慮			要	
		落橋防止装置		落橋防止装置(衝撃が生じにくい構造、橋軸直角方向への自由度および損傷しない配慮)	複 数 要	落橋防止構造(上部構造の落下を防止する)	支 承	タイプA	要: 両端橋台で上部50cm以下(I種地盤)および20cm以下(II, III種地盤)は不要	
		可動支承の移動制限装置	要	可動支承の移動制限装置	要	変位制限構造(上下部構造の相対変位を抑制する)	支 承	タイプA	要	
								タイプB	不要	
	直角方向	規定なし		予備支承	落橋防止装置の設置等の検討が望ましい(復旧使用の参考資料)斜橋、曲線橋、ゲルバーかけ違い部、横梁の無い単柱橋脚の橋		ジョイントプロテクター; 変位制限構造との兼用可 段差防止構造; B種の橋で背の高い鋼製支承を使用時 変位制限構造を設ける 斜橋、曲線橋、下部構造の頂部幅の狭い橋、1支承線上の支承数の少ない橋、地盤流動化により橋脚が橋軸直角方向に移動する可能性のある橋			

4.2 研究について

従来の落橋防止構造に関する研究は必ずしも多くない。しかも、大部分が耐震連結板に関するものである。すなわち、弾性応力評価法の合理化に関するもの、耐荷力やエネルギー吸収性能に関する実験・解析、衝撃荷重下の連結板の強度に関する実験と解析などである。これらの一連の研究において、連結板の塑性変形によるエネルギー吸収性能を考慮した設計の必要性が指摘されている。

静的とみなせる外荷重については文献 15) 16) にそれぞれ詳細な実験および数値解析が与えられ、連結板の強度・破壊特性に与える影響因子について論じられている。内容は以下の通りである。

文献 15)では、弾性域での引張実験を行い“最大引張り応力の発生位置が、現行の各設計基準における応力照査位置と異なる”“ピン径が小さくなると発生する最大引張応力は大きくなる傾向にある”等の点に関して確認を行っている。

また、破断実験では終局状態に着目した設計法を提案する上で連結板に関して必要な情報という事で、破断位置及び変形状態の確認、破断に至るまでの P - δ 曲線の測定を行っている。

その結果、前者の実験について”最大引張応力の発生する位置は、従来の応力照査点ではなく、別の点において発生する”、”その時の最大荷重は平均して約 10 倍程あり、現行設計法による値に対してかなり安全側の結果になっている”。また、”ピン径が小さくなると最大引張応力が大きくなる”という結論を出している。

後者の実験については、”連結板の最大引張強度は、供試体の形状によらず連結板のピン孔内縁から外縁の距離によりほぼ一定となる”、”破断は、ほとんどの供試体で弾性解析¹¹⁾で検討した最大引張応力が発生すると考えられる位置 Fig.4.2.1 あたりから発生している”という結果が出ている。

これらをまとめると、連結板の形状、板厚、材質と最大荷重との関係について、静的引張実験から言える事は、

- ピン孔内縁から外縁までの軸方向距離を一定にした場合、連結板の形状を変えても際立った差は生じない。特に矩形タイプの連結板において軸直角方向を幅広にしても、幅を大きくする効果は非常に小さい。
- 最大強度は b の値、板厚に直接関係し、比例して変化する。
- 内孔が円、長孔であるかは破断には影響を及ぼしてはいない。

●ピン孔径に比べてピン径を小さくしていくと、連結板の最大強度と吸収エネルギーは低下していく。

●伸びおよび吸収エネルギーは、現在良く使われている形状よりも、長方形、アイバーの方が優れている。

といった考察がされている。

しかし、連結板が想定している荷重は主として地震によってもたらされるものであり、それによる連結板の変形は必然的にある程度大きな速度を伴うものである。静的な解析結果¹⁶⁾からも容易に予想されるように、ピンの移動速度といった指標で捉えた変形速度が比較的小さいものであったとしても、実際には変形はかなり部分的に起こっており、そこでは大きな変形速度で塑性変形が生じていると考えられる。しかも通常の構造用鋼材が常温においてさえ無視し得ないひずみ速度依存性を有している。

そういったことから、連結板の塑性変形も許した強度特性を論ずるうえで変形速度が及ぼす影響を明らかにしておく必要がある。しかしながら、その点については不明な点が多い。

高速引張時における連結板の耐荷力特性について静的場合とあわせて比較した実験・解析(文献17),18),19),20),21))の考察を以下にまとめる。

橋全体を含んだシミュレーション解析¹⁹⁾により、連結部材の落下の衝突による衝撃力は全自重の1.3倍強(片端反力 R_d の2.7倍)程度になることが分かっている。すなわち、現行設計法の一つである、 $\sqrt{2R_d}$ 反力に対して許容応力度に基づく設計法を用いた場合、この衝撃力は部材降伏レベルにほぼ合致するということになる。また、ここでは落橋防止装置の合理的な設計法として、エネルギーによる方法、または衝撃係数による方法が考えられている。エネルギーによる方法とは、橋桁の落下開始から、連結板が利き始める直前までの運動エネルギーを概算する簡易算定式が長嶋らにより提案され、この運動エネルギーと歪エネルギーがバランスしなければならないことから、連結部材の要請吸収エネルギー量が定められこれに基づいて断面または形状設計をすることが出来るというものである。

連結板そのものに注目した研究成果(文献17),18),19),21))からは次のような考察がされている。

まず、2m/sec程度の引張速度でも、やはり速度の影響は無視できない。連結板の最大強度は静的のものと同程度以上であり、少なくとも低下することはなく、

したがって静的実験での値は安全側を与えることになる。吸収エネルギー（最大荷重時までの評価）に関しても最大強度と同じ傾向を示す。これは連結板の形状によらないとされている。また、形状により多少の増減があるものの、最大荷重時の伸びについては引張速度に対する明確な依存性は確認できず、ほぼ静的実験での値に等しいとして扱っている。さらに、破断形状は引張速度によらないという考察もされている。²¹⁾

以上のことから、引張速度が 2m/sec 程度までの実験・解析については、最大強度・エネルギー吸収量で増加傾向が見られるものの、伸び・破断形状については引張速度の影響は見られない。

また、より合理的な連結板の形状に関する検討²⁷⁾のなかで、既設の多くの鋼道路橋に取り入れられている、従来の鋼板による桁連結装置をできるだけ活用しながら、高い補強法について提案するために、スリット型の連結板(Fig.4.2.2)が提案されている。これは、衝撃吸収性能や変形能を期待すると同時にスリット部の長さによって変位制限装置の役割も兼ねることを期待したものである。さらにここでは、低降伏点鋼の適用について検討されており、Fig.4.2.2 に示す形状に関しては板厚を増加させるか、使用する連結板の枚数を増やすことでメリットがあるとしている。

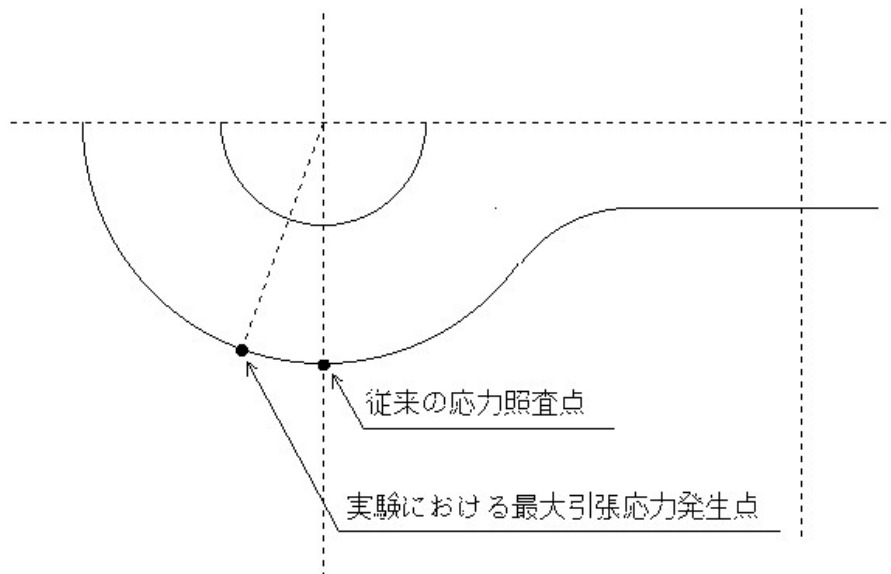


Fig.4.2.1 応力照査点と実際の最大引張応力発生点の違い

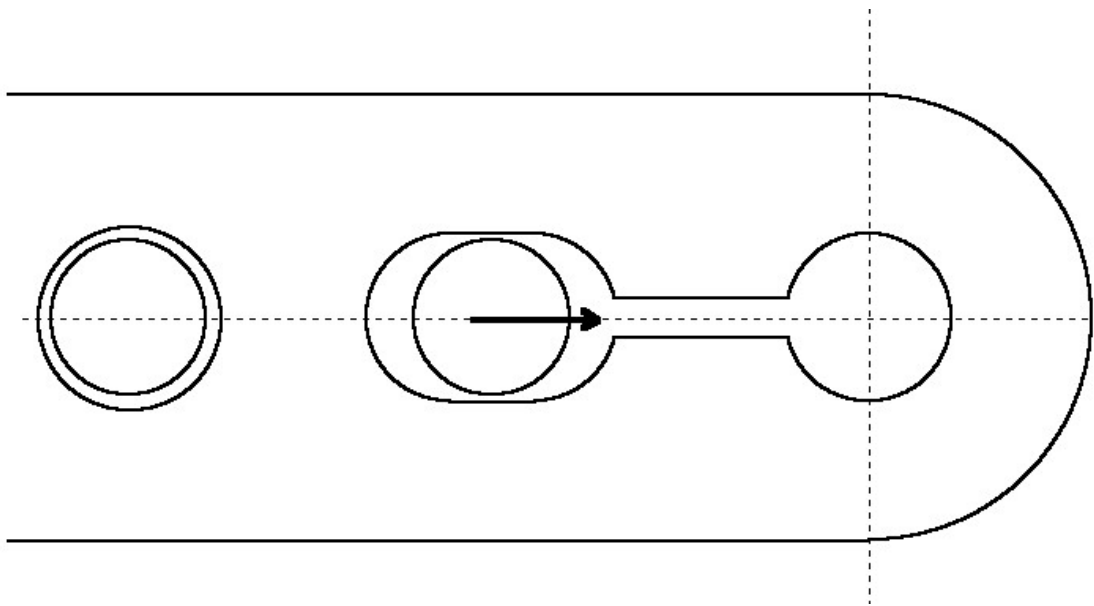


Fig.4.2.2 スリット型耐震連結板

5. 鋼材の力学特性に及ぼすひずみ速度の影響

鋼材の力学特性としては、応力とひずみ、降伏応力と引張強さ、弾性係数などがあり、ひずみ速度や応力速度などの動的効果がこれらに及ぼす影響を知る必要がある。ここに、鋼材の力学特性の時間依存性や破壊基準について、既往の研究の概要を述べる。

速度効果によて材料特性が変化するのは、材料の結晶の転位の急増および転位速度の応力依存性によるものと考えられている。また降伏応力と引張強さの増加の原因としてはひずみ速度の他にも、その時点での加速度、負荷速度およびひずみ速度の上昇割合などの影響が加わると考えられている。

一般に、金属が衝撃荷重を受けると、塑性変形に要する応力はひずみ速度の増大とともに上昇する。数種類の鋼について、広範囲なひずみ速度に対して動的降伏応力と静的降伏応力の差をまとめた結果が Fig.5.1 のように報告されている。高速になると急激にその差が大きくなり、材料の変形抵抗と不可抵抗は増加する。例えば、低炭素鋼に対して、引張強度を変化させた場合の降伏応力と引張強さの関係が Fig.5.2 のように与えられている。いずれも変形速度の増加にともなってほぼ直線的に増加しているが、その程度は降伏応力の方が大きい。したがって、ひずみ速度は引張強さよりも降伏応力の方に大きく影響するといえる。⁴⁾

Fig.5.3 より、降伏応力はひずみ速度の上昇とともに増大しているが、降伏応力までの弾性係数はひずみ速度に無関係に一定となっている。また、弾性域での応力はひずみ速度の大きさに応じて増大している。

高橋²⁴⁾らによって強度特性の他に、ひずみ硬化域での特性や破断ひずみの大きさに及ぼすひずみ速度の影響が調べられている。これは、静的力学特性に対する動的な力学特性の変化（変化率で表している）について検討しているもので、下記の①②③のようにまとめる事が出来、各変化率を与える式は Table5.1 のようにまとめられる。加えて、Fig.5.4 の(a),(b),(c),(d)に動的载荷に対する上降伏点、下降伏点、引張強度、破断ひずみを静的载荷に対する変化率として求め、ひずみ速度との関係で表されたものを示す。

①上降伏点の変化 は鋼種の違いによる影響はほとんど無く、ひずみ速度の影響はほぼ同一である。

②下降伏点変化率($df_{y,u}/sf_{y,u}$) はひずみ速度の対数値に対して線形的に増加する。

③引張強度変化率($df_{y,l}/sf_{y,l}$) および破断ひずみ変化率($d\varepsilon_{su}/s\varepsilon_{su}$) は、ひずみ速度の対数値の増加に伴って線形的に増加する。

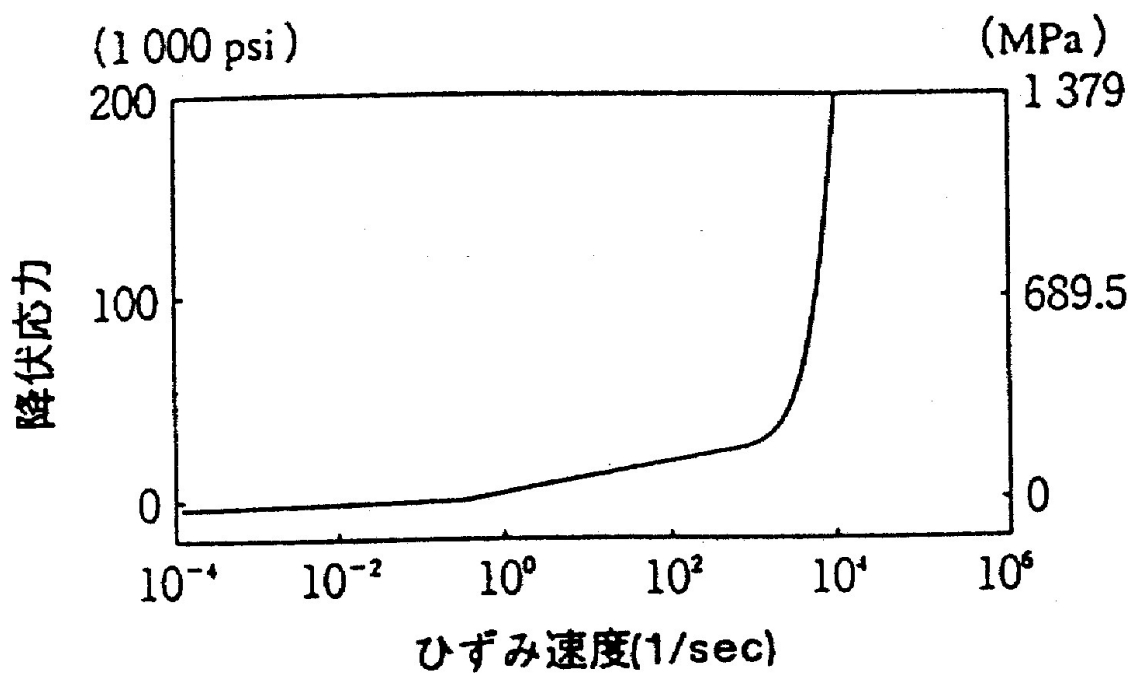


Fig.5.1 炭素鋼の動的降伏応力と静的降伏応力の差のひずみ速度による影響 4)

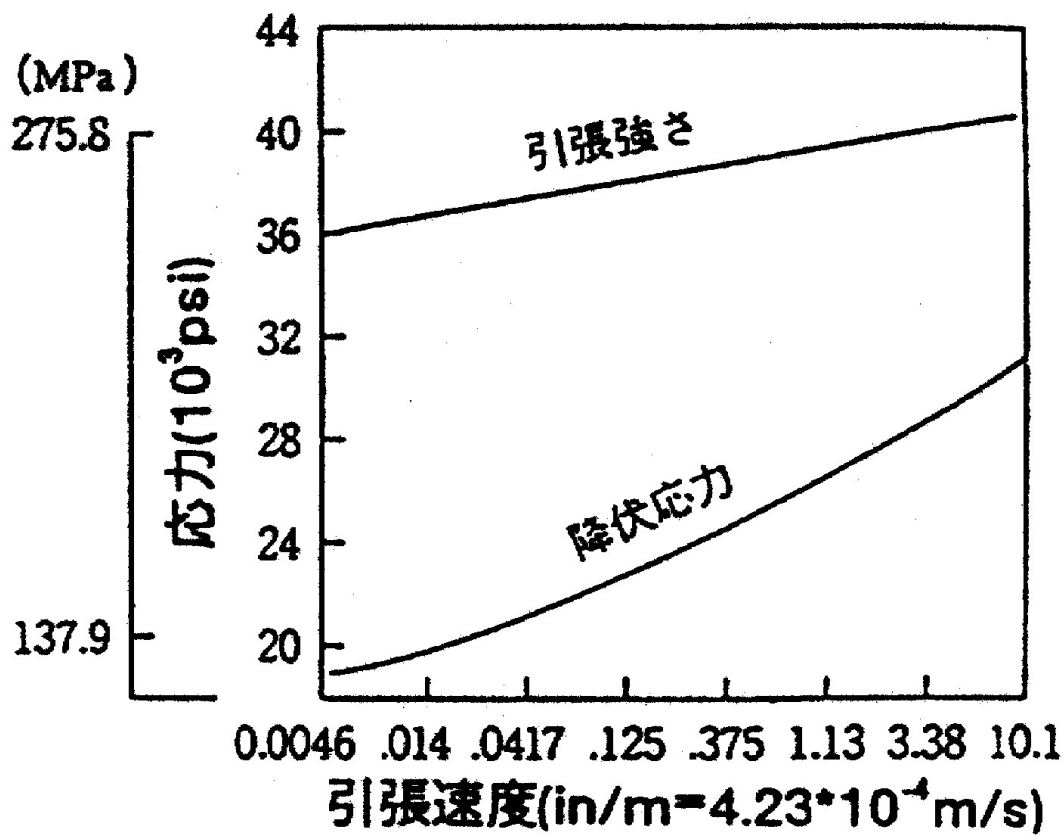


Fig.5.2 低炭素鋼の応力～ひずみ関係の引張速度による変化 4)

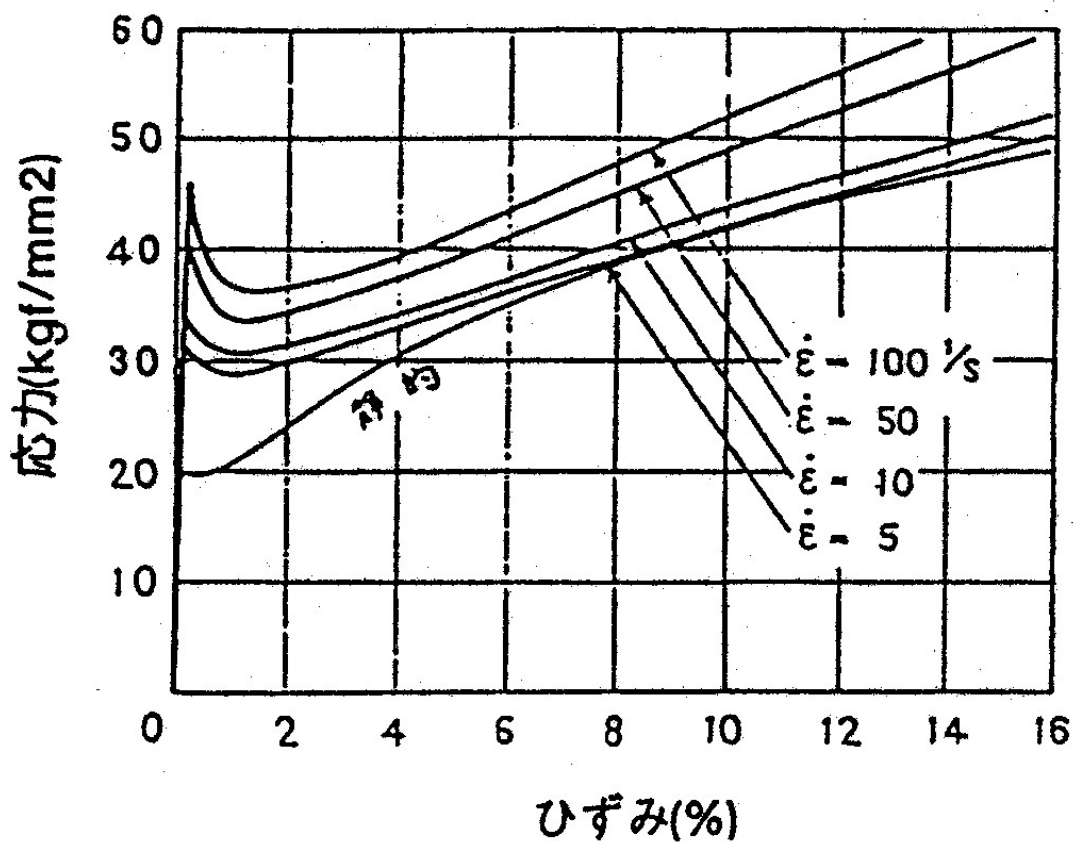
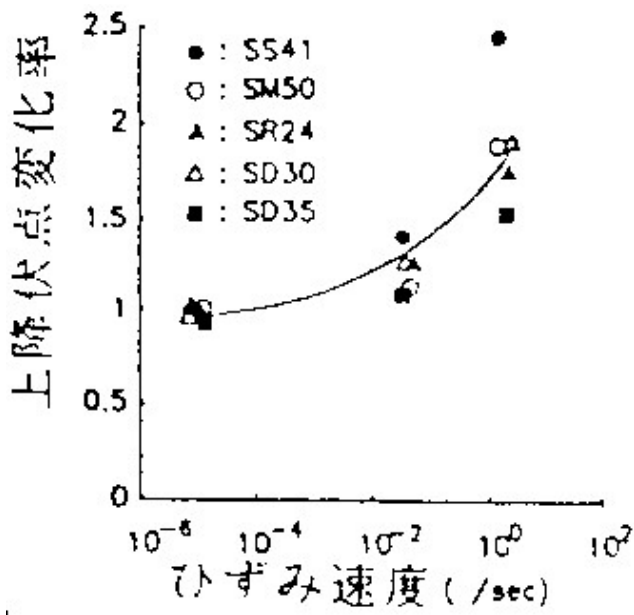


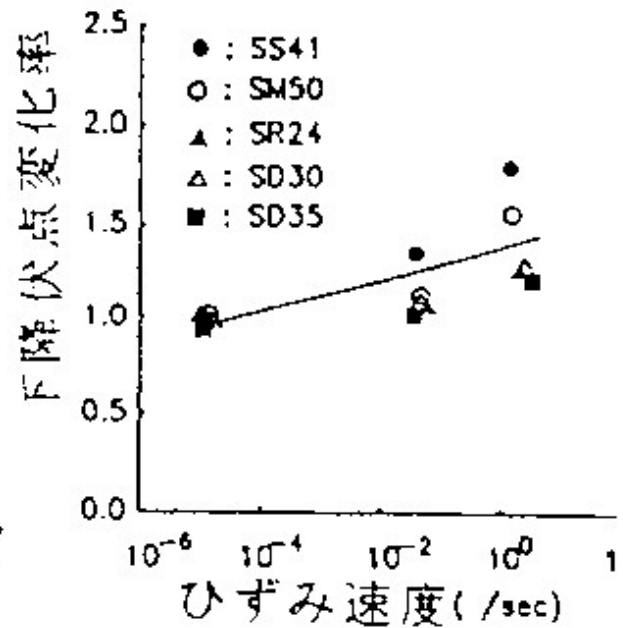
Fig.5.3 軟鋼の一定ひずみ速度における応力～ひずみ関係 4)

Table 5.1 鋼材の材料特性に及ぼすひずみ速度の影響 24)

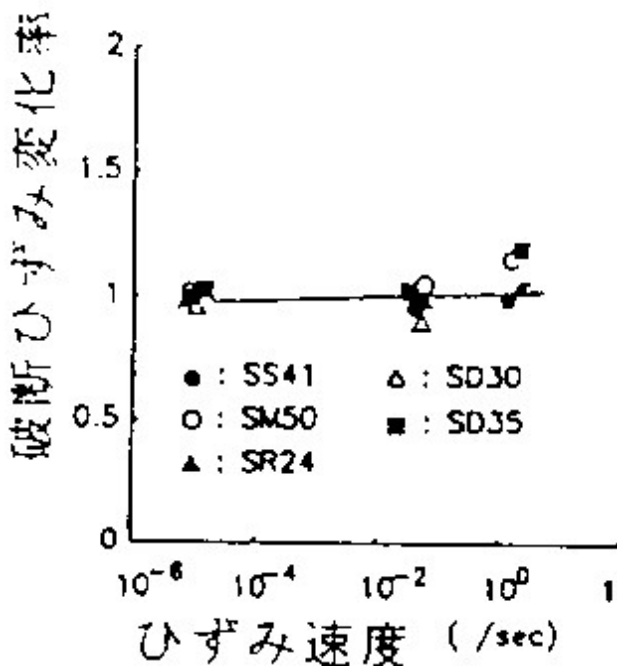
	変化率	係数
上降伏点	$d f_{y,u} / f_{y,u} = 10^m + c_1$	$m = a_1 \cdot \log \dot{\epsilon} + b_1, a_1 = 0.3796, b_1 = -0.279, c_1 = 0.993$
下降伏点	$d f_{y,l} / f_{y,l} = a_2 + b_2 \cdot \log \dot{\epsilon}$	$a_2 = 1.202, b_2 = 0.040$
引張強度	$d f_{su} / f_{su} = a_3 + b_3 \cdot \log \dot{\epsilon}$	$a_3 = 1.172, b_3 = 0.037$
破壊ひずみ	$d \epsilon_{su} / \epsilon_{su} = a_4 + b_4 \cdot \log \dot{\epsilon}$	$a_4 = 1.044, b_4 = 0.013$



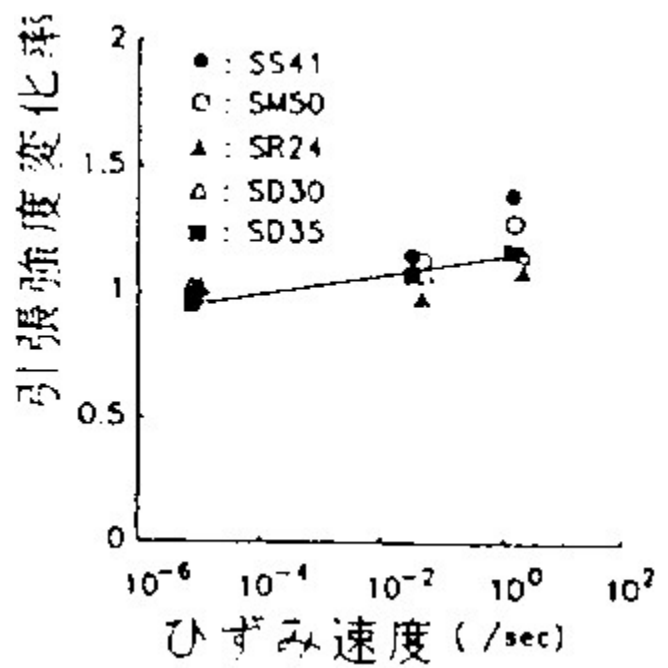
(a) 上昇伏点



(b) 下降伏点



(c) 破断ひずみ



(d) 引張強度

Fig.5.4 降伏点等に及ぼすひずみ速度の影響²¹⁾

6 耐震連結板の衝撃応答解析

前章までで述べたように、先の兵庫県南部地震では都市部の高架橋などの橋梁構造物に甚大な被害が生じ、様々な形態での橋桁の落下が見られると共に、耐震連結板の破壊も多数に上り貴重な資料が数多く得られることとなった。耐震連結板の種類には、その構造や形状の違いによって幾つかあるが、いずれも桁が落下するような被害が生じた場合、とても大きく衝撃的な荷重が加わる。
25)

兵庫県南部地震のように、供用期間内で発生する可能性の小さい巨大な荷重に対しては、局部的な損傷は許容してこの部分でエネルギーを吸収し、構造物全体の安全性を保持する「損傷許容設計法」と言う考え方がある。構造物に対してこのような設計法を確立するためには、構造物の破壊挙動を解明するための適切な解析方法が必要となる。⁵⁾

例えば小畑らによる”高速引張時の落橋防止連結板の強度特性”¹⁸⁾などでは、ひずみ速度を考慮した解析モデルを用いて耐震連結板の強度特性について検討しているが、破壊挙動に関する検討は行なっていない。一方、長嶋らは、高橋らの提案する実験式に従ってひずみ速度による材料定数の変化などを考慮し、現在一般的に使用されている形状の耐震連結板に関して弾塑性破壊挙動解析を行なっている^{8),17),20)}。

この章では、まず現在一般的に使用されている形状の耐震連結板と、報告されている幾つかの実験研究の中で提案されている形状のものにおいて、その形状による耐荷特性、エネルギー吸収量等について検討する。

6. 1 解析モデルと解析に必要な材料定数について

6. 1. 1 解析モデル

衝撃応答解析には、最も単純な破壊要素 (Isotropic elastic-plastic with failure²⁵⁾) を用いた。この要素は、破壊基準として、以下の二つを設定している。

① 有効塑性ひずみが最大塑性ひずみを超える場合

$$\varepsilon_{eff}^P > \varepsilon_{max}^P$$

$$\text{ただし、 } \varepsilon_{eff}^P = \int_0^t \left(\frac{2}{3} \dot{\varepsilon}_{ij}^P \dot{\varepsilon}_{ij}^P \right)^{1/2} dt$$

ε_{eff}^P :有効塑性ひずみ、 ε_{max}^P :最大塑性ひずみ、 $\dot{\varepsilon}_{ij}^P$:塑性ひずみ速度

② 圧縮応力が最大圧縮応力を上回る場合

$$p^{n+1} < p_{min}$$

$$\text{ただし、 } p^{n+1} = k \left(\frac{l}{V^{n+1}} - 1 \right) p^{n+1} \text{ : } n+1 \text{ ステップの圧縮応力}$$

p_{min} :最大圧縮応力、 K :体積弾性係数、 V^{n+1} ステップの体積

①または②に該当した要素は次の計算ステップから解析上削除されることとする。そのため部材の亀裂の進展状況を明確にすることが出来る。²⁶⁾

時間積分は中心差分による陽解法で行われる。時間増分は媒体中を伝播する応力波が任意の要素中を通過する時間よりも小さくならないという条件 (クーラン条件) から決まり、プログラム内で計算され、ステップ毎に更新される。モデルを構成する各要素を応力波が通過する時間のうち最小の Δt_c は、

$$\Delta t_c = l_{min}/c$$

l_{min} : 各要素の代表長さのうちの最小値

C : 要素中を伝播する応力波速度

したがって、クーラン条件を満足する時間増分は、

$$\Delta t = \alpha \cdot \Delta t_c \quad 0 < \alpha < 1$$

となる。ここでは α は 0.9 を用いた。またソリッド要素の場合、応力波速度 c

は次式で求められる。

$$c = [(K + 4G/3) / \rho]^{1/2}$$

ここで、 K ：体積弾性率、 G ：せん断弾性率、 ρ ：質量密度である。²⁷⁾

6.1.2 衝撃応答解析における材料定数の検討

主な材料定数としては降伏応力、降伏後弾性係数、破壊ひずみ(Table6.1)でありこれらについては文献 15)において引張試験を行なった結果を参考に定めることとした。入力する荷重～ひずみ曲線は、これらの数値を用い、バイリニアでモデル化(Fig.6.1)し破壊要素を用いて有限要素法による弾塑性解析を行なう。

汎用の衝撃応答解析コードを用いるにあたり同様の解析コードにおいて、破壊が発生する要素の大きさを変化させ、その影響について文献 5)で触れられており、軸方向に長い要素を用いた時ほど破壊するまでの伸びが大きくなることが報告されている。これは実験では破壊面近傍のみが破壊ひずみに達しているのに対して、解析では、要素は軸方向に長さを持つために要素のひずみが破壊ひずみに達しにくくなるためであると考えられる。また、降伏後弾性係数、破壊ひずみを大きくした場合は破壊時の伸び、応力ともに大きくなることも確認されている。⁵⁾

6.1.3 载荷速度の影響を考慮した材料定数

第 5 章でも触れたように、ひずみ速度効果によって軟鋼における材料特性が変化することは一般的に知られている。そこで、本研究における衝撃応答解析についても载荷速度による材料定数の変化を考慮する。これについては文献 24)において提案されている静的力学特性に対する動的な力学特性の変化率(Table5.1)を用いることとする。

まず、降伏応力に関しては、静的载荷のときの降伏応力を σ_{ys} 、動的载荷のとき σ_{yd} とすると、それら二つの比 Δf_y は

$$\Delta f_y = \frac{\sigma_{yd}}{\sigma_{ys}} = 1.202 + 0.040 \cdot \log \dot{\epsilon} \quad (6.1)$$

また、引張強度については、

$$\Delta f_u = \frac{\sigma_{ud}}{\sigma_{us}} = 1.172 + 0.037 \cdot \log \dot{\epsilon} \quad (6.2)$$

で与えられる。さらに、破断ひずみに関してもスケーリングを行なう。

$$\Delta \epsilon_u = \frac{\epsilon_{ud}}{\epsilon_{us}} = 1.044 + 0.013 \cdot \log \dot{\epsilon} \quad (6.3)$$

また、連結ピン側面と連結板のピン孔側面にスライド面を設定し摩擦を考慮する。このような摩擦についての詳しい考察に関しては文献 16)においてなされている。本研究での解析においては、スライド面に対して、次の式で示される速度によって指数関数的に変化する摩擦を考慮する。Fig.6.2

$$\mu = \mu_d + (\mu_s - \mu_d) \cdot e^{-c \cdot |V_{rel}|} \quad (6.4)$$

ただし、 μ_d : 動摩擦係数、 μ_s : 静摩擦係数、 C : 入力係数、 V_{rel} : 相対速度である。ここでは、 $\mu = 0.1 \sim 0.2$ を与えている。この値は文献 16)より、一般的な値よりも低めを与えているが、本解析ではピンが破壊することの無いように変形がほとんど無いと仮定していることによる。実際の現象では、ピンが少し変形することから接触部での変位が生じると考えられることから、摩擦による拘束は見かけ上小さくなり、やや低めの値を使うことが適当と思われるためである。

6. 2 解析条件

6.2.1 解析対象モデル

Fig.6.3 に解析対象モデルを示す。なお、連結板の座標軸は Fig.6.4 のように定義した。これらの解析対象モデルは、現在一般的に使われている形状と既往の実験あるいは数値解析において示されている改良型形状において耐荷力特性、エネルギー吸収量等について比較、検討するためのものである。すなわち、①弾性域での最大引張応力の発生位置が、現在の応力照査位置と異なること。②最大引張強度の測定。③破断位置および変形状態の確認。④破断に至るまでの荷重～変位曲線の測定。以上の4点について検討する。

解析対象モデルの寸法については、文献 5)において同様の目的で弾性域での引張実験および破断実験が行われており、そこでの寸法を参考として決定した。

Type-1 は、現在一般的に使われている耐震連結板で、内孔 R1、内孔の直線部の長さ L1 は桁長が 150mm 程度の 3 径間連続鋼箱桁橋で使用されている耐震連結板の形状が参考にされている。また、ピン孔径(2 R₁)とピン径(2 R₃)との比の値は、クリアランスを実橋で用いられている 5mm としたため、ピン径として φ90、R1/R2≒1.11 とした。

Type-2 は、現設計式の力学モデルであるアイバー型の耐震連結板である。

材料定数については 6.1.2、6.1.3 に記したような方法で定めた。ひずみ速度効果については一度解析を行ない、その結果得られた平均的なひずみ速度を最終的な解析に用いることによって考慮することにした。必要とされる材料定数を Table6.2 に示す。

6.2.2 諸条件

境界条件として、片方のピンは完全固定とし他方のピンは Y 軸方向に関して変位をしないよう固定した。載荷条件としては、文献 1)において行われた橋脚—上部構造物連成系の非線形時刻歴応答解析の結果を参考に、ピンに強制変位を与えるものとする。得られている結果から、橋脚高さが 20m の鋼製橋脚橋における上部構造の最大応答速度は、139cm/sec～222cm/sec であることから、もし橋桁が逆位相で運動する場合にはこの 2 倍程度の速度を見込んだ設計が必要

である。したがって、本研究では 500cm/sec の速度を想定し、強制変位として与えるものとする。また、耐震連結板の強度は、ピン、連結板、固定部の強度によって決定されるが、吸収エネルギーは連結板の塑性変形によるものが大きいので、ピンは連結板より先に破壊することの無いように設計することを前提とする。

6.3 解析結果と考察

まず、Fig.6.5 に Type-1、Type-2、それぞれの変形の様子を示す。同図より、報告されている耐震連結板の破断実験^{15),28)}における破断位置、変形形状に対して解析結果は精度良く再現されていると言える。Fig.6.8 に荷重～変位関係を示す。最大荷重、伸びに関しては実験値の 80～90%の値を得ている。最大荷重に関しては、TYPE-1、TYPE-2 の各タイプに大きな差は見られないが、伸びに関しては TYPE-2 が優れている。これは、TYPE-1 では連結板の中央部の断面積がピンより外側の部分の断面積より大きいため、変形が主にピンより外側の部分のみで起こるが、TYPE-2 では変形が連結板全体で起こるためだと考えられる。なお、TYPE-2 の変位、吸収エネルギーの値はピン間距離による補正をしている。さらに、通常変形能は破断時までの変形を意味するが、ここでは最大荷重を得た時の変位を指すものとする。

次に、Fig.6.6 に最大耐荷力が得られた時刻における、各タイプの相当応力分布図を示す。文献 15)で既に指摘されていることではあるが、最大引張応力の発生位置は、従来各機関の設計基準に見られる応力照査位置とは異なる点で発生していることが、衝撃的な荷重を受ける場合にも言えることが確認できた。

以上のことから、地震時に想定を超える地震力や変位、変形が橋に生じた場合、耐震連結板をフェイルセーフ機構として機能的に働かせるためには、吸収エネルギーの大きい TYPE-2 のようなアイバータイプの耐震連結板が適当だと思われる。

Table6.1 材料特性 (ひずみ速度考慮せず)

鋼材SS400材の物性値	重力単位系		SI単位系	
質量密度 $R_0 = \rho / g$	8.01×10^{-10}	$kg \cdot s^2 / mm^4$	7.85×10^{-6}	kg/mm
単位重量	7.85×10^{-6}	kg / mm^3	7.85	$kg / mm^2 \cdot sec^2$
弾性係数	2.05×10^4	kg / mm^2	2.01×10^5	N / mm^2
ポアソン比	0.303	-	0.303	-
せん断弾性係数 $G = E / 2 \times (1 + \nu)$	7.88×10^3	kg / mm^2	7.72×10^4	N / mm^2
降伏応力	2.94×10^1	kg / mm^2	2.88×10^2	N / mm^2
降伏後弾性係数	4.71×10^1	kg / mm^2	4.92×10^2	N / mm^2
破壊ひずみ	0.322	-	0.322	-
破壊圧力	-4.45×10^2	N / mm^2	-4.36×10^2	N / mm^2
体積弾性係数 $K = E \nu / (3 \times (1 - 2 \times \nu))$	1.73×10^4	kg / mm^2	1.70×10^5	N / mm^2

Table6.2 材料特性 (ひずみ速度考慮)

鋼材SS400材の物性値(ひずみ速度を考慮)	重力単位系		SI単位系	
質量密度 $R_0 = \rho / g$	8.01×10^{-10}	$kg \cdot s^2 / mm^4$	7.85×10^{-6}	kg/mm
単位重量	7.85×10^{-6}	kg / mm^3	7.85	$kg / mm^2 \cdot sec^2$
弾性係数	2.05×10^4	kg / mm^2	2.01×10^5	N / mm^2
ポアソン比	0.303	-	0.303	-
せん断弾性係数 $G = E / 2 \times (1 + \nu)$	7.88×10^3	kg / mm^2	7.72×10^4	N / mm^2
降伏応力	3.63×10^1	kg / mm^2	3.56×10^2	N / mm^2
降伏後弾性係数	5.62×10^1	kg / mm^2	5.51×10^2	N / mm^2
破壊ひずみ	0.322	-	0.322	-
破壊圧力	-5.43×10^2	N / mm^2	-5.32×10^2	N / mm^2
体積弾性係数 $K = E \nu / (3 \times (1 - 2 \times \nu))$	1.73×10^4	kg / mm^2	1.70×10^5	N / mm^2

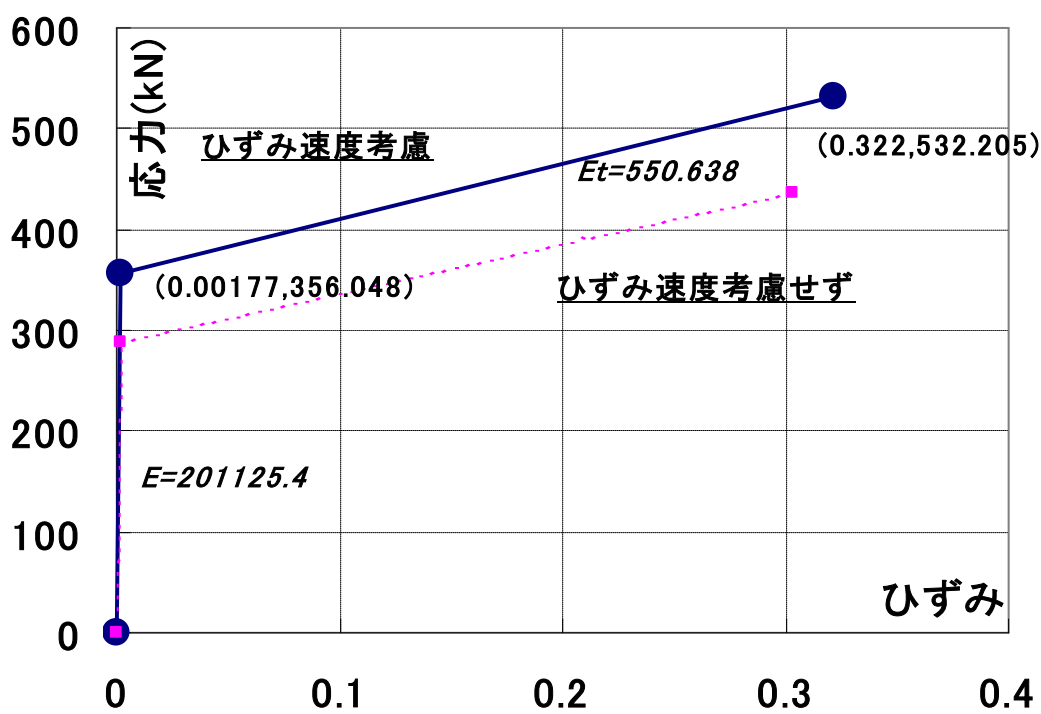


Fig.6.1 入力する応力～ひずみ曲線

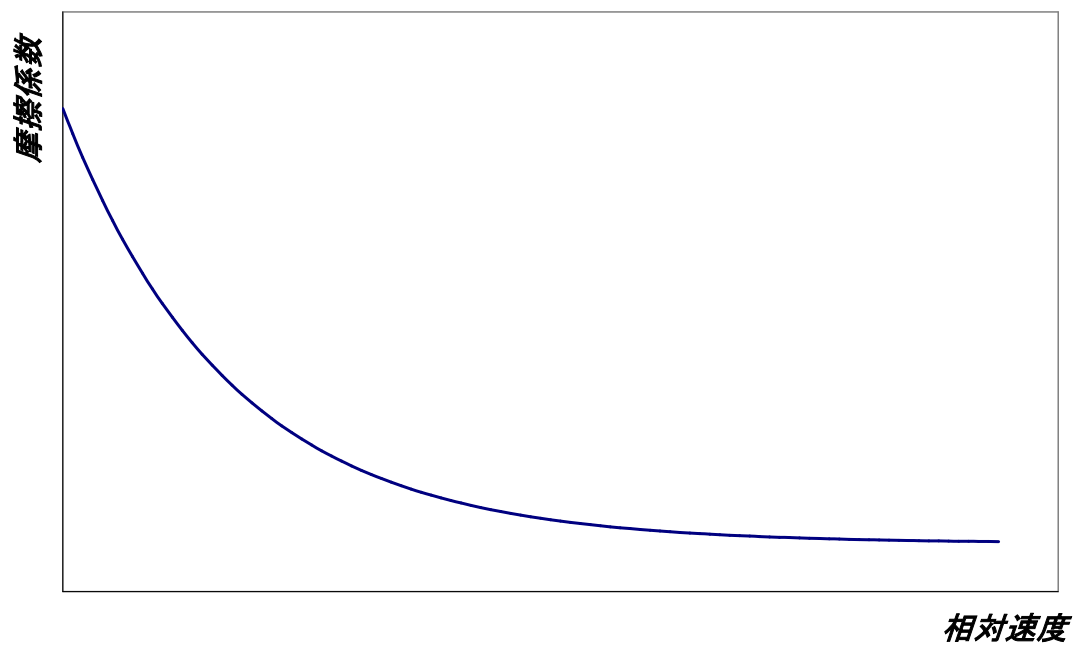
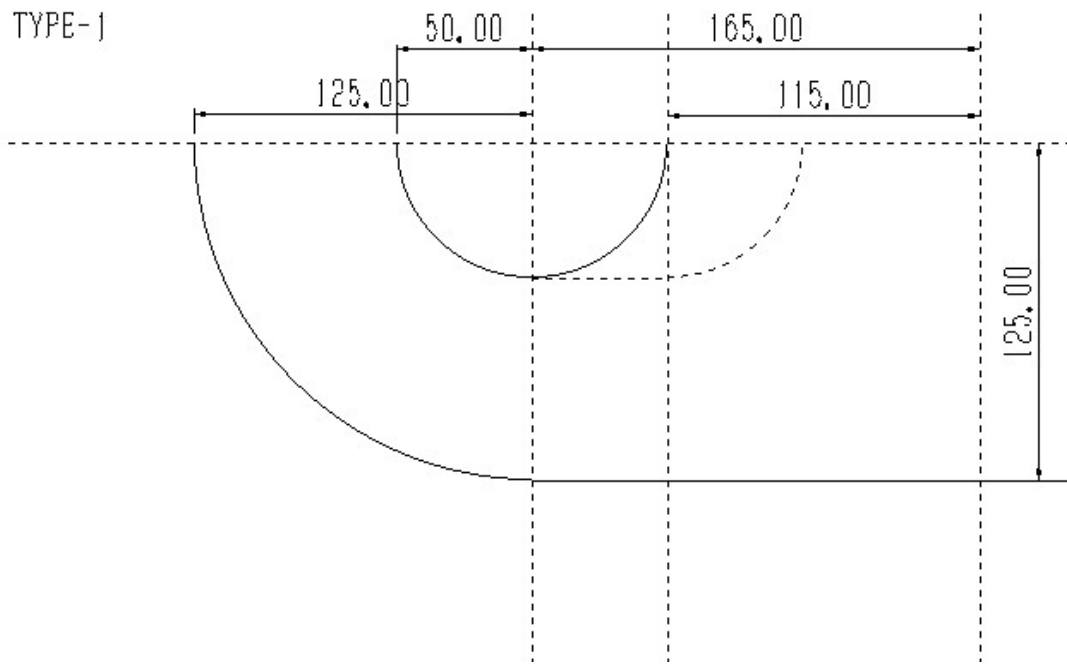
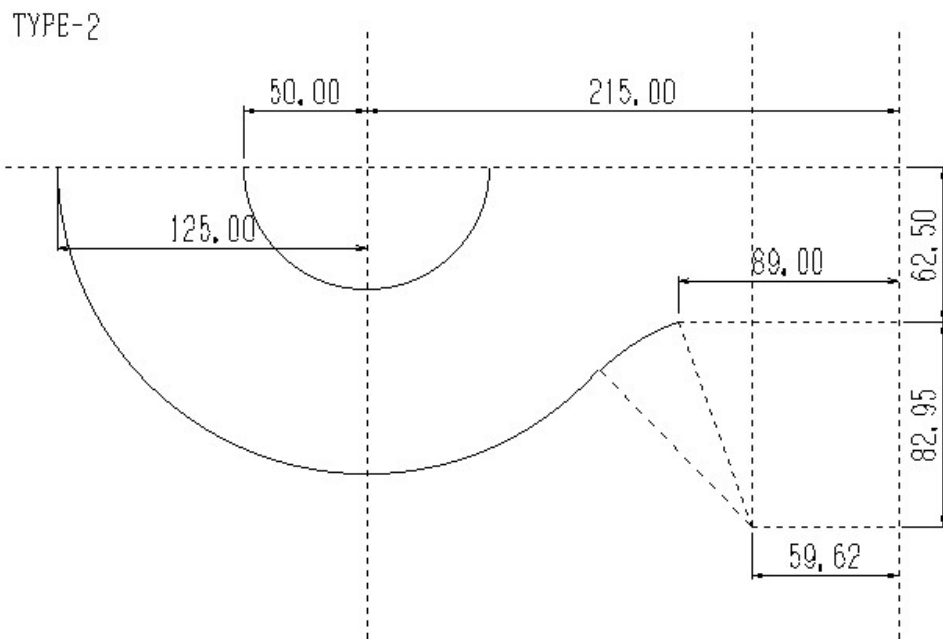


Fig.6.2 静摩擦係数から動摩擦係数への接続²⁷⁾



(a) TYPE-1



(b) TYPE-2

Fig.6.3 解析モデル

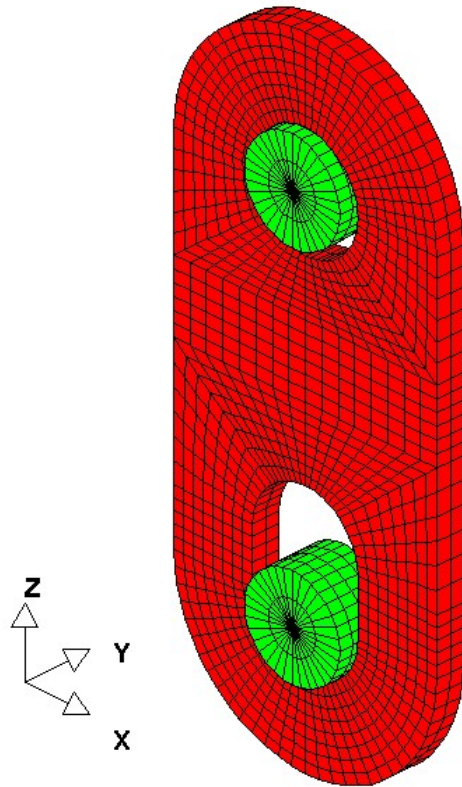


Fig.6.4 連結板の座標軸

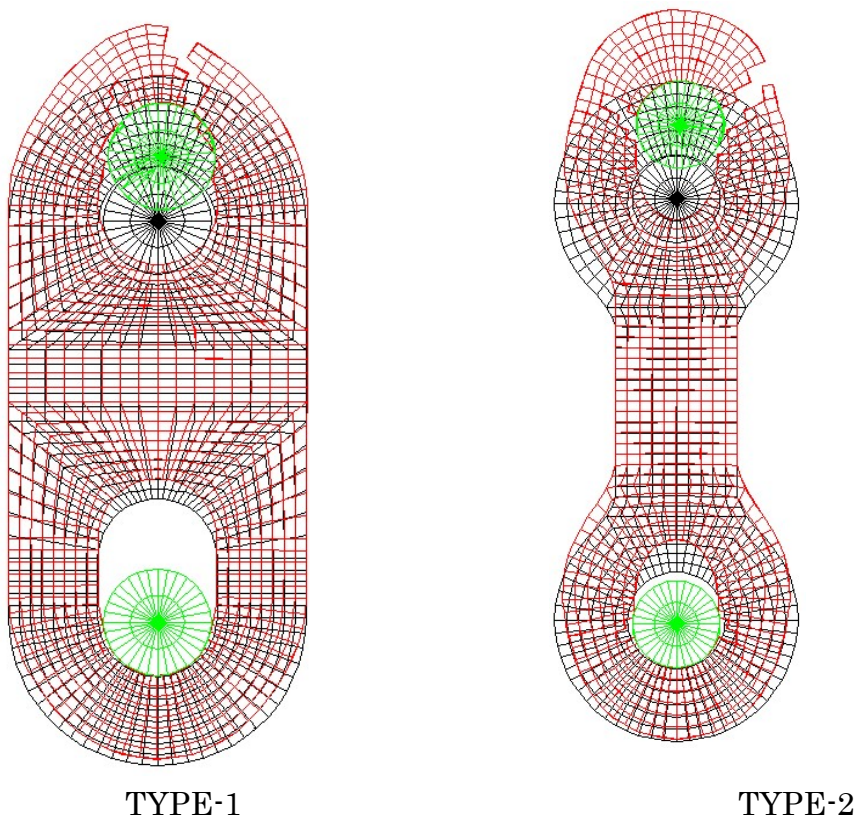


Fig.6.5 各タイプの変形の様子

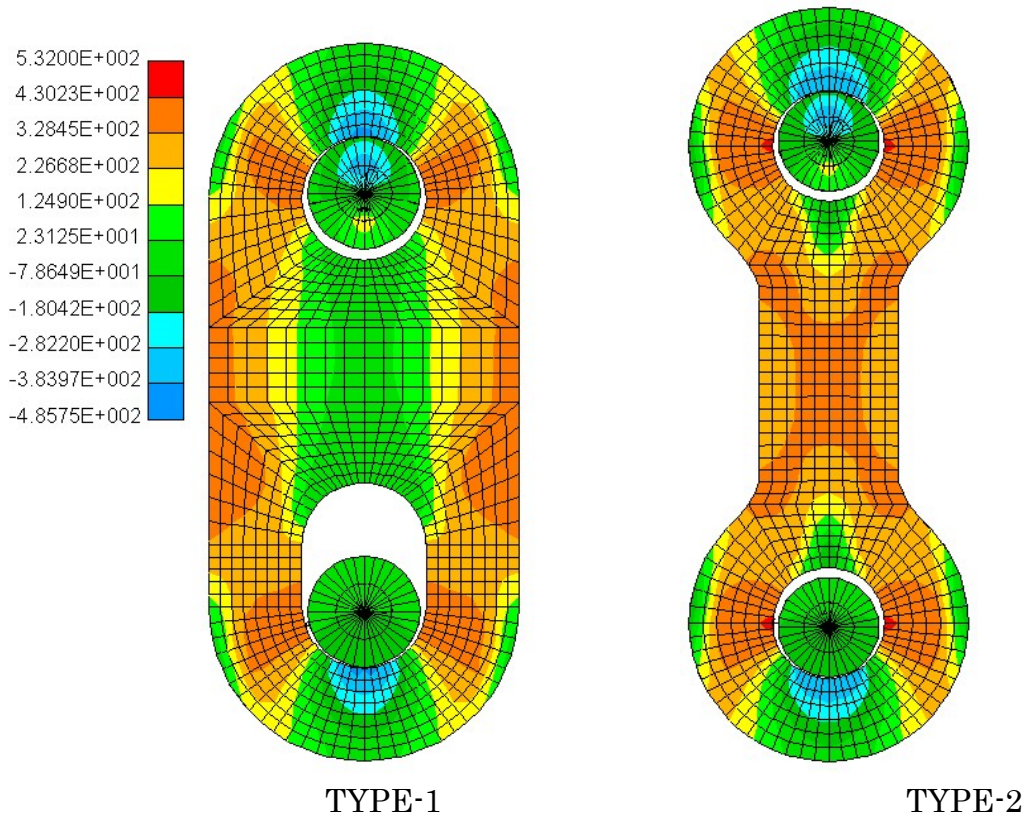


Fig.6.6 各タイプの相当応力分布

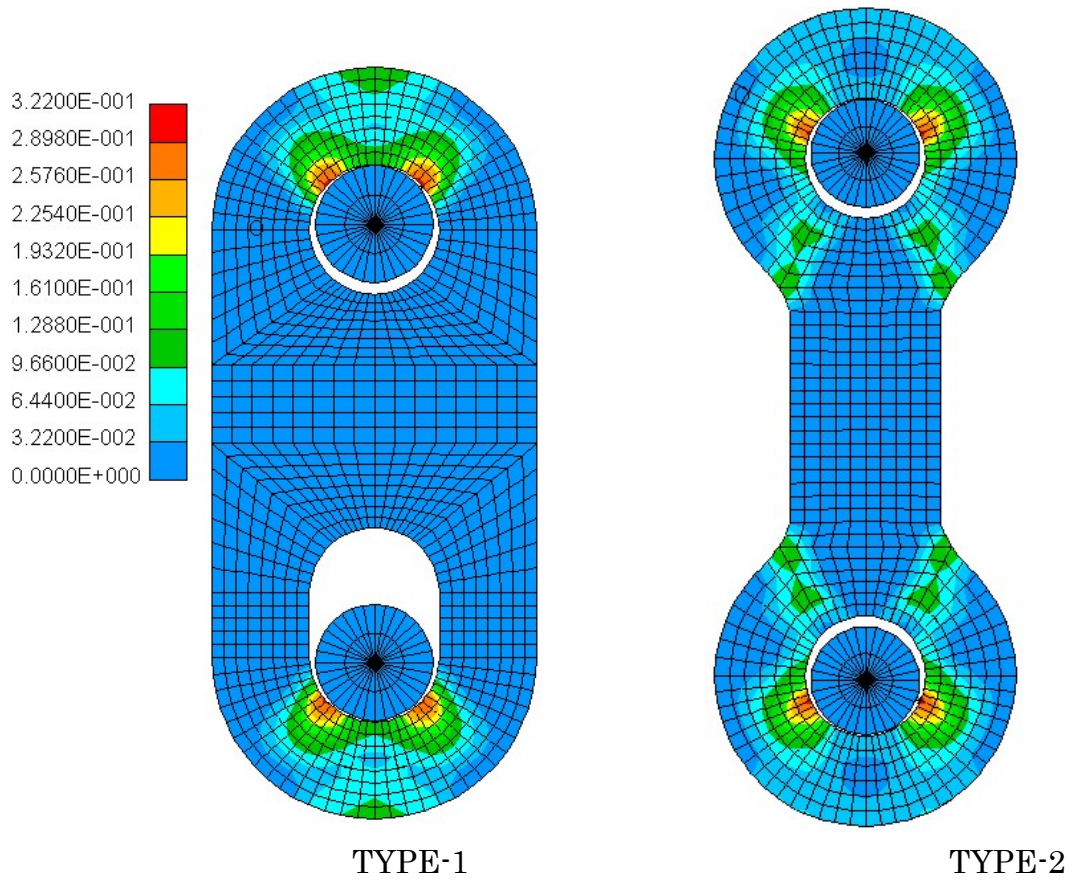


Fig.6.7 各タイプの相当塑性ひずみ分布

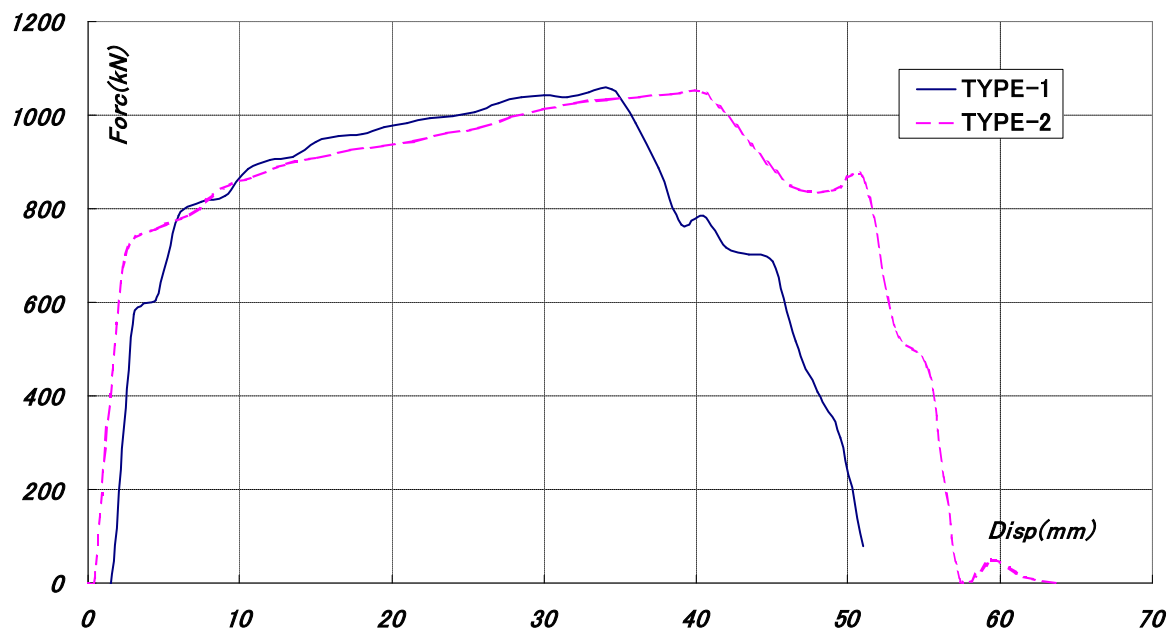


Fig.6.8 荷重～変位関係

	TYPE-1	TYPE-2
最大荷重(kN)	1054.4	1048.1
最大変位(mm)	34.5	40.5
エネルギー吸収量(kN*mm)	3.32×10^4	4.32×10^4

Table 6.1 各タイプのエネルギー吸収量等

7 アイバー型耐震連結板の衝撃応答解析

前章で検討した結果から、現在一般的に使用されている形状の耐震連結板に比べ、アイバー型の耐震連結板の方が耐荷特性、エネルギー吸収量等について優れていると言う結論に達した。「損傷許容設計法」という考え方で設計を行なうと、耐震連結板で” どれだけ沢山のエネルギーを吸収できるか” が重要なことになる。そこで、この章ではアイバー型の耐震連結板に焦点を絞り、効果的な連結板の形状について解析的に検討を行なっていく。

なお、解析モデルおよび材料定数などは、6章で用いたものを使用する。

7.1 解析対象モデル

Fig.7.1、Fig7.2、Fig7.3、Fig.7.4 に解析対象モデルを示す。これらの解析対象は、現在各機関における設計式の力学モデルになっているアイバー型の耐震連結板である。また、文献 15)においてアイバー型の耐震連結板に関して破断実験がされており、その結果との対応を見るために、Fig.7.1(e)に同形のものを用意した。なお、連結板にはピンを通すための内孔の形状には長孔と円の二種類があるが、このどちらか一方から必ず破断するというのではなく、” 内孔の形状は破断とは直接関係ない” と言われている 15),26)。そこで、形状のバランスを取るために両方の内孔を円とした。

現在までに報告されている実験・解析研究成果 15),26)より、” 破断強度は各種連結板の形状に関係なく連結板の外径、すなわち内円中心から外側までの最短距離と、内径の差により、ほぼ一定となる”、” 最大強度は連結板の厚さに比例する” ということが確認されている。しかし、アイバーの形状を決定するパラメータについての検討はされておらず、そこで、ここではアイバー型耐震連結板の中央部等の寸法により耐荷力、エネルギー吸収性能にどのような影響があるかを検証することを目的とする。

7.2 要素数の影響

ここでは、要素数が最大荷重、変位ならびにエネルギー吸収量にどのような影響を及ぼすかについて TYPE-B をモデルとして検討した。

解析結果として、2256~17024 要素の荷重変位関係 Fig.7.5、破壊様式 Fig.7.6、を示す。

Fig.7.5 から要素数を変化させても荷重変位関係には影響が無いと言える。一方 Fig.7.6 に示すように、最も要素の多いモデルにおいて破壊様式が異なる結果となった。しかし後述するが TYPE-B においては連結板中央部、ピン孔内周のどちらからでも破壊しうる形状であるため、このような結果も妥当なものだと考える。

7.3 解析結果と考察

まず、Fig.7.7 に各タイプの荷重～変位関係を合わせて示す。なお、グラフ中で用いているパラメータは Fig.7.8 に示す。この荷重～変位関係から、縦軸の値で1を基準に、これを上回れば連結板中央部で降伏に至り、下回れば連結板中央部では降伏に至っていないことになる。荷重そのものを見れば(Table7.1)、中央部の幅が広くなるにしたがって(TYPE-A→TYPE-C) 多少だが大きくなる傾向が見られるが、相対的に見ると連結板中央部が細くなるにしたがって、そこで受け持つ荷重は大きくなる事が分かる。 Fig.7.9

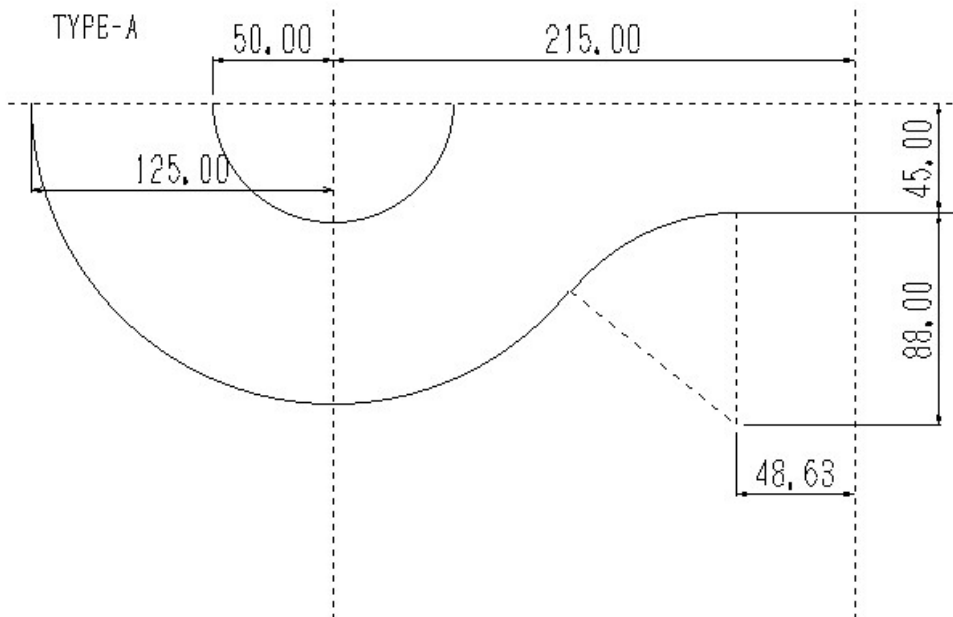
次に、Fig.7.10～Fig.7.14 に各タイプの変形、破壊形態の違いを示す。破壊形態は二つに分けられ、TYPE-A～TYPE-B では連結板中央部、TYPE-BC,TYPE-C においてはピン孔内周での破壊が見られる。ここで、破壊の判定は応力、ひずみの双方でされているが、TYPE-A～TYPE-C いずれのモデルにおいても破壊ひずみに至ったことにより連結板に亀裂が生じている。この現象をさらに詳しく見るために、Fig.7.15 にピン孔内周(Fig.7.8 中の(A)点)と連結板中央部(Fig.7.8 中の(B)点)における相当塑性ひずみの増加の様子を示す。TYPE-A、TYPE-AB では、A 点での相当塑性ひずみは緩やかに増加しているものの、B 点における相当塑性ひずみの急激な増加が生じた時点で勾配は緩やかになり、最終的には B

点において破壊ひずみに達すると言う結果になった。TYPE-B においてもその傾向は見られるが、破壊直前での A 点、B 点の値はほぼ同じ値を示し、どちらから破壊してもおかしくない微妙な形状であると言える。TYPE-BC では、上記 3つのタイプで見られた A 点での値が、B 点での値を逆転する様子は見られない。さらに、TYPE-C では B 点での相当塑性ひずみは生じていない。Fig.7.16

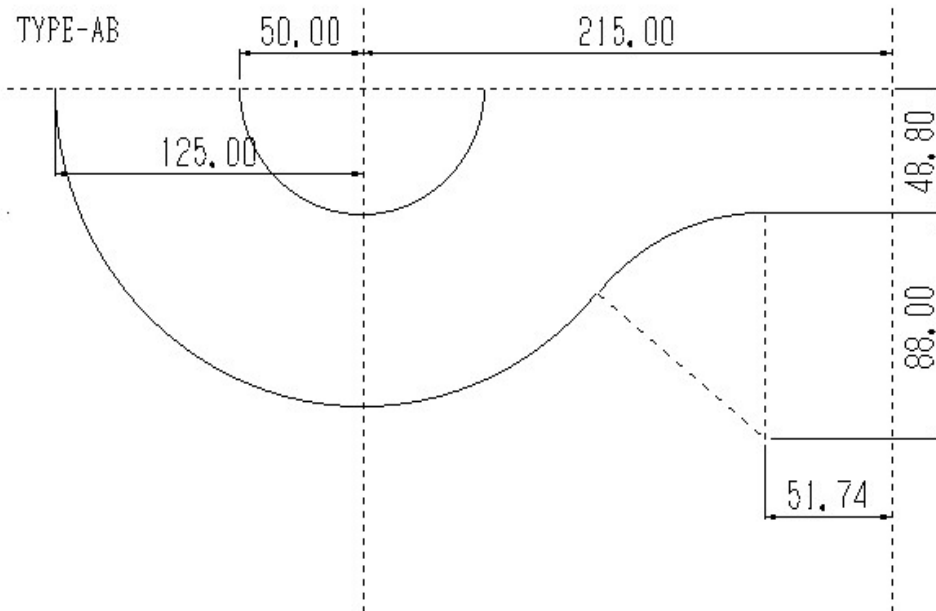
Fig.7.17 にエネルギー吸収量の時刻歴を示す。同図からは、TYPE-B において最もエネルギー吸収量が多いことが分かる。

以上のことから、ここで得られた 2 種類の破壊形態のどちらであるかということは、耐荷特性、エネルギー吸収性能に対して大きく影響を及ぼすものではない。しかし、2つの破壊形態が混在するような、すなわちピン孔内周、連結板中央部双方でバランス良くエネルギーを吸収できる TYPE-B が最も優れた形状であると考えられる。

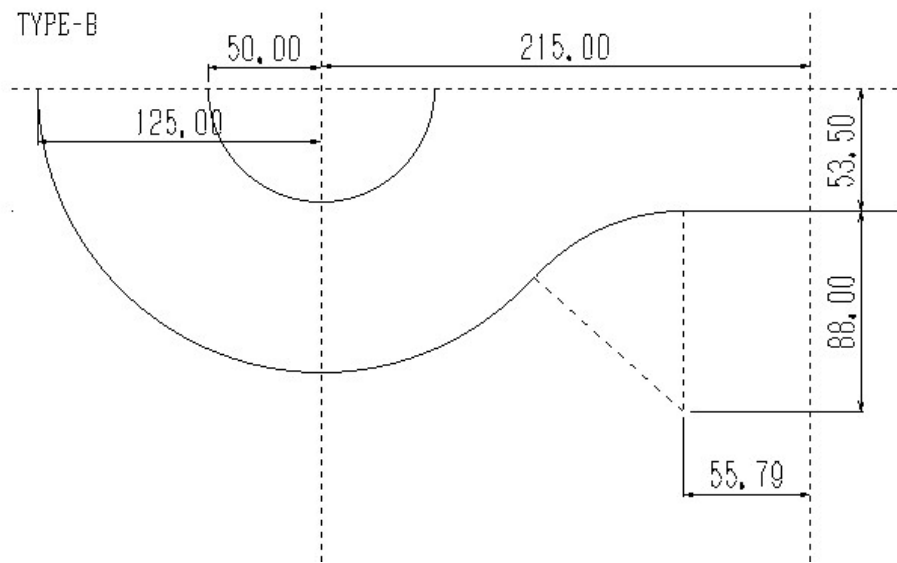
Fig.7.18 には、応力集中係数と $(R_3 - R_1)/B$ の関係を示す。同図からは、本研究で用いたモデルにおいて、相対的にアイバーの頭が小さいと応力集中が発生し、その結果、早く破壊に至ることが分かった。さらに、Fig.7.19 に耐荷力と $(R_3 - R_1)/B$ の関係を示す。ここからも、 $(R_3 - R_1)/B$ の値が小さくなるにしたがって、耐荷力が低下していることが見て取れる。また、 $(R_3 - R_1)/B = 0.7$ 付近を境界としてそれ以上では連結板中央部での破壊、それ以下ではピン孔内周において破壊し、急激に耐荷力が低下する。なお、Fig.7.19 には、 R_1 を変化させたもの、およびピン間距離を変化させた解析対象の結果も含まれており、 R_1 と L による耐荷力、破壊様式への影響はないと考える。Fig.7.20 のエネルギー吸収量と $(R_3 - R_1)/B$ の関係においても、 $(R_3 - R_1)/B = 0.7$ 付近のものにおいて、より大きなエネルギー吸収量が得られている。



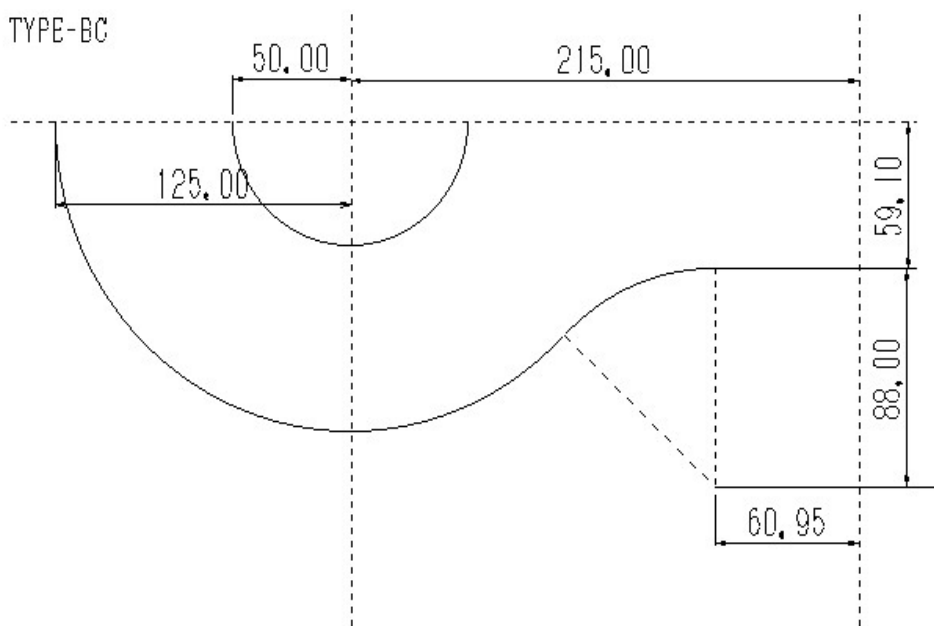
(a) TYPE-A



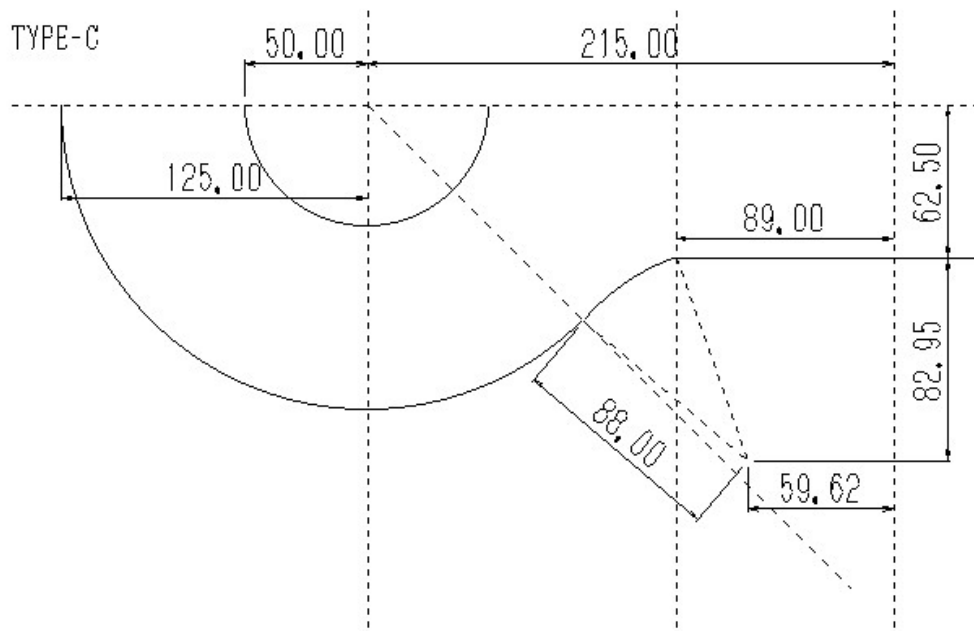
(b) TYPE-AB



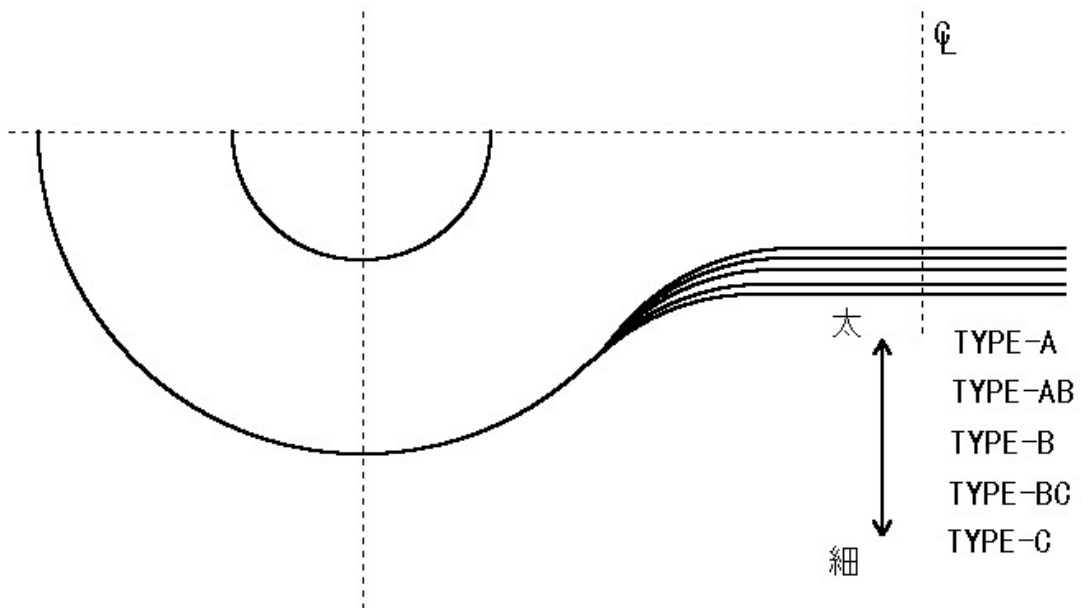
(c) TYPE-B



(d) TYPE-BC



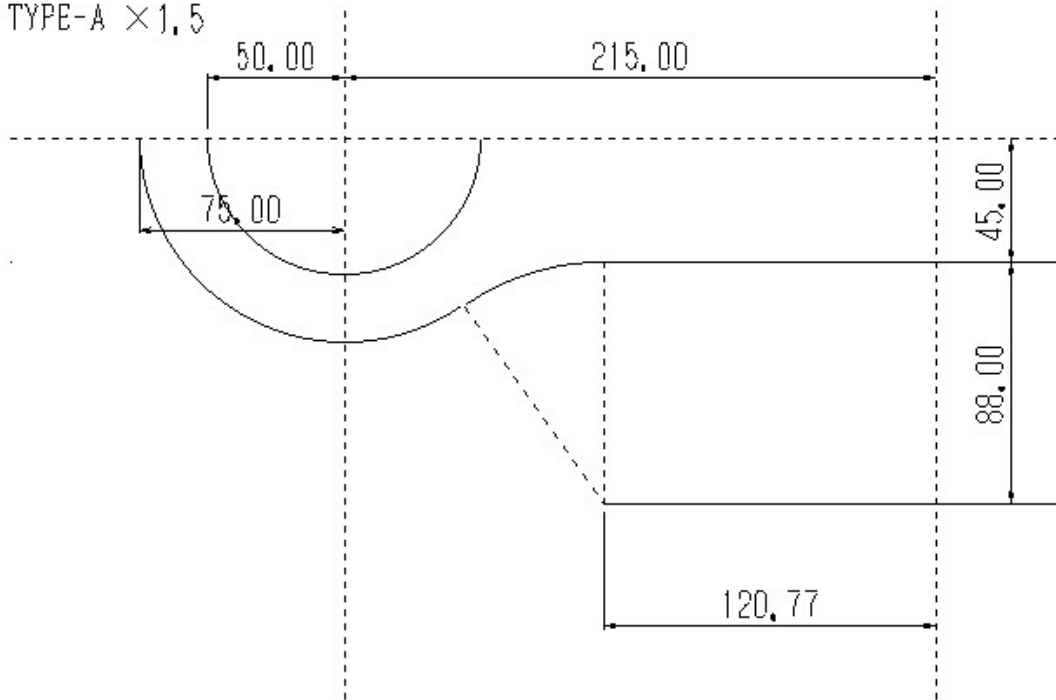
(e) TYPE-C



(f)

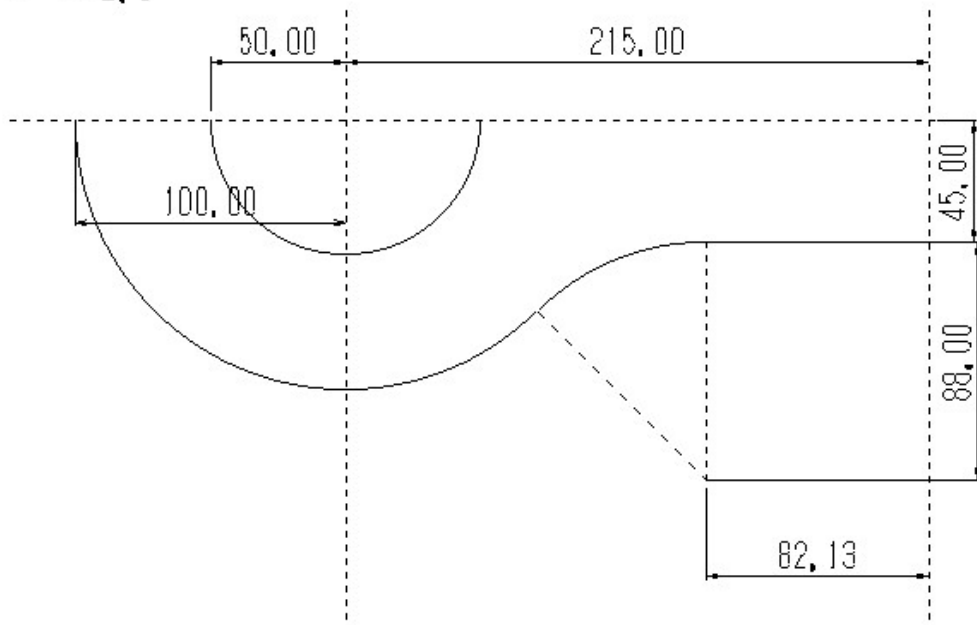
Fig.7.1 解析対象モデル

TYPE-A $\times 1.5$



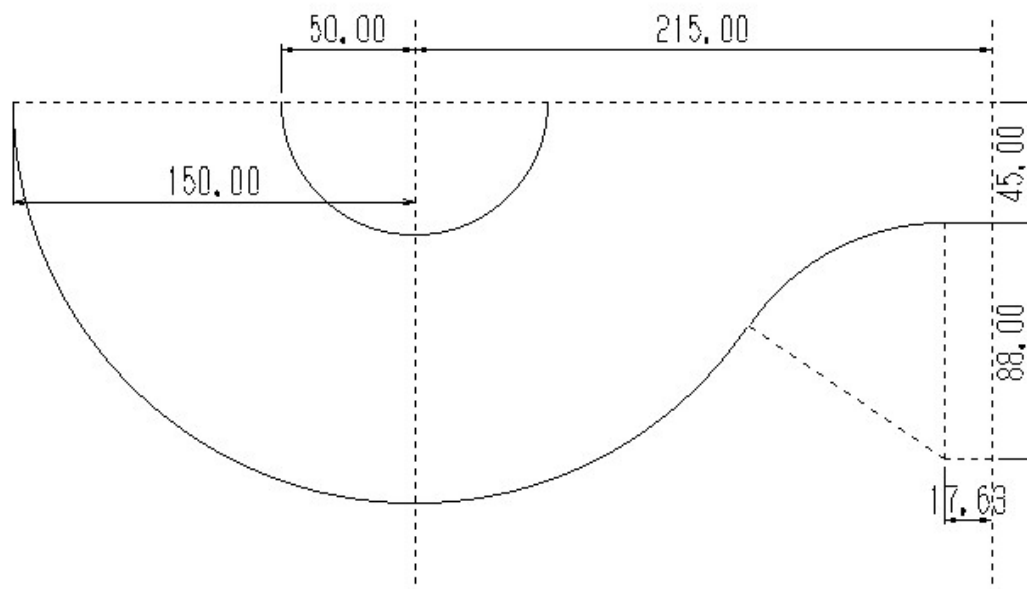
(a) $R3/R1=1.5$

TYPE-A $\times 2.0$



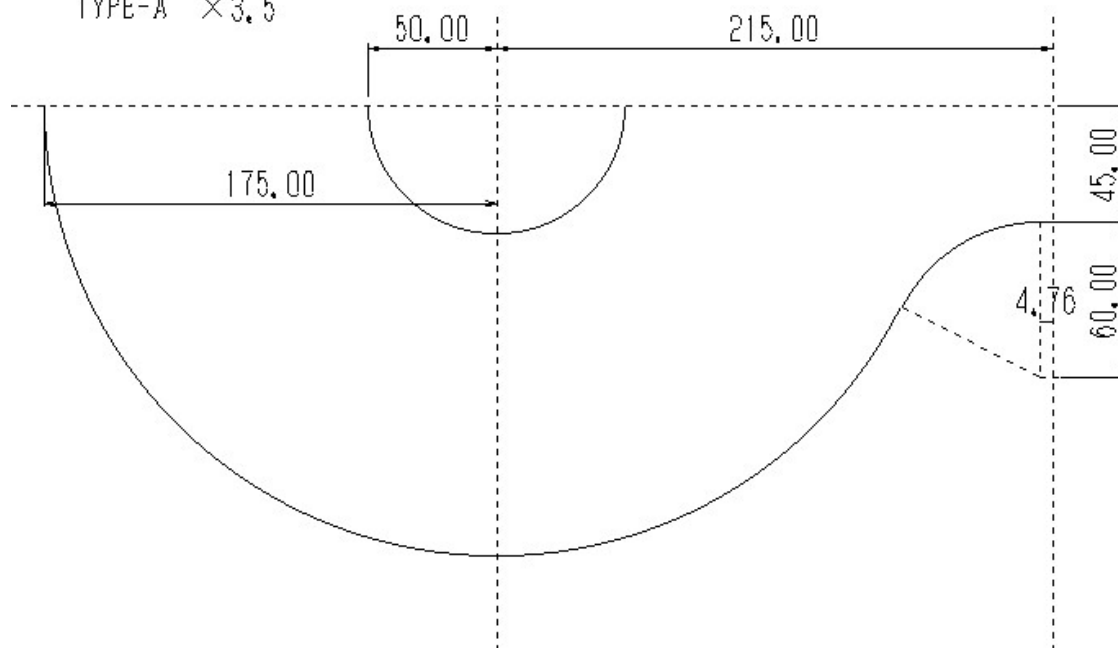
(b) $R3/R1=2.0$

TYPE-A × 3.0



(c) $R3/R1=2.5$

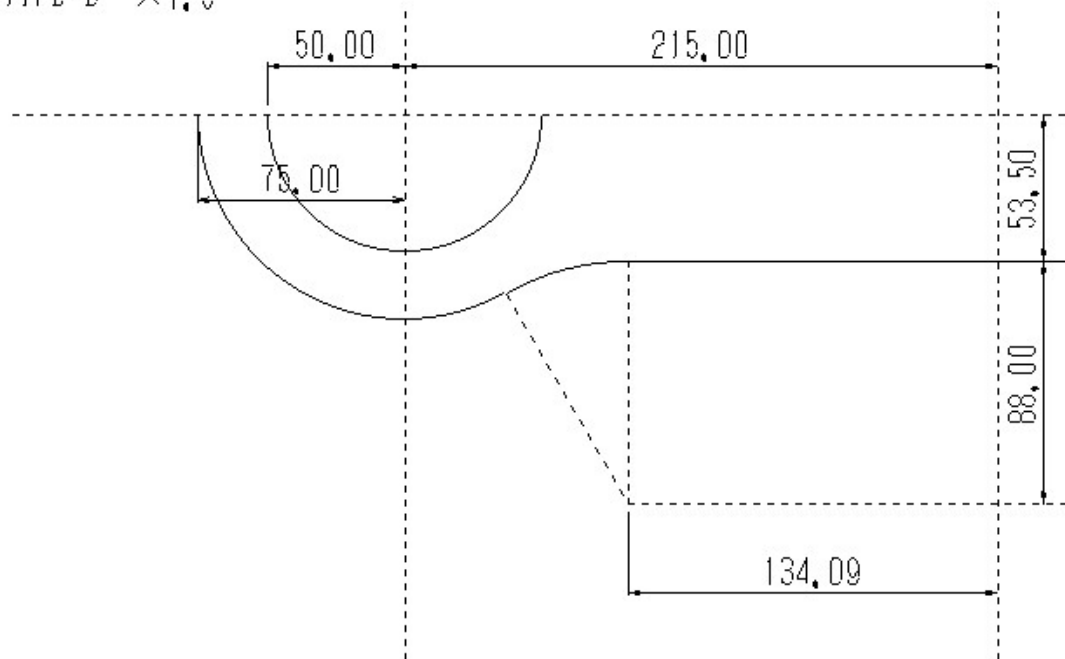
TYPE-A × 3.5



(d) $R3/R1=3.0$

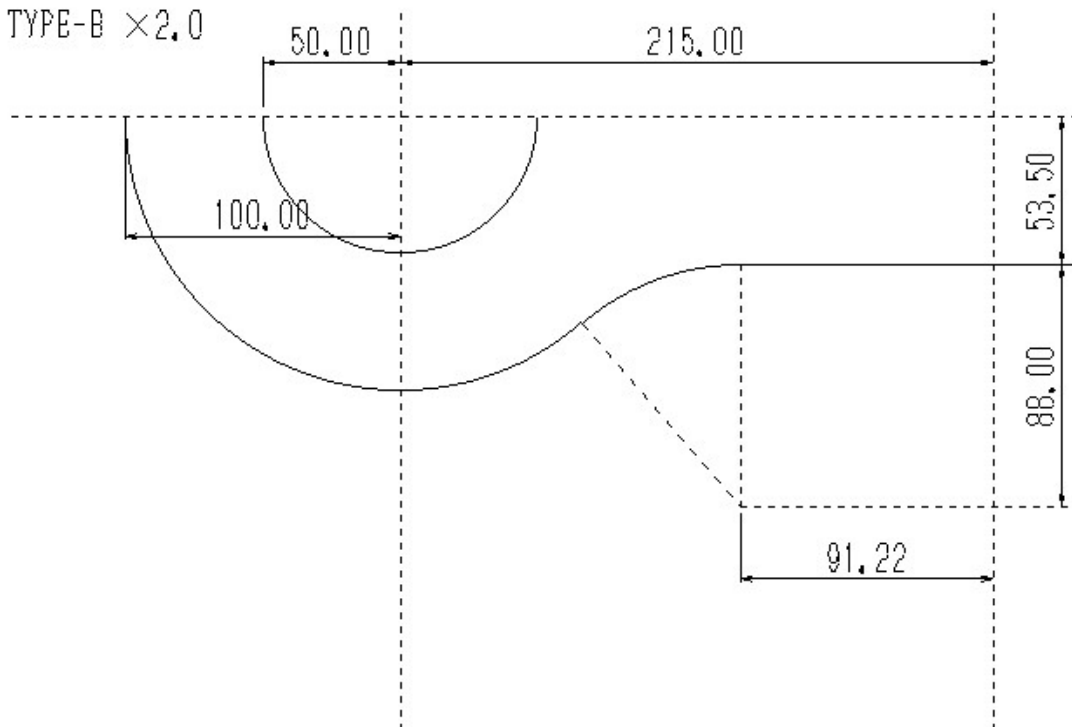
Fig.7.2 TYPE-A について $R3/R1$ の比を変化させた解析対象

TYPE-B $\times 1.5$

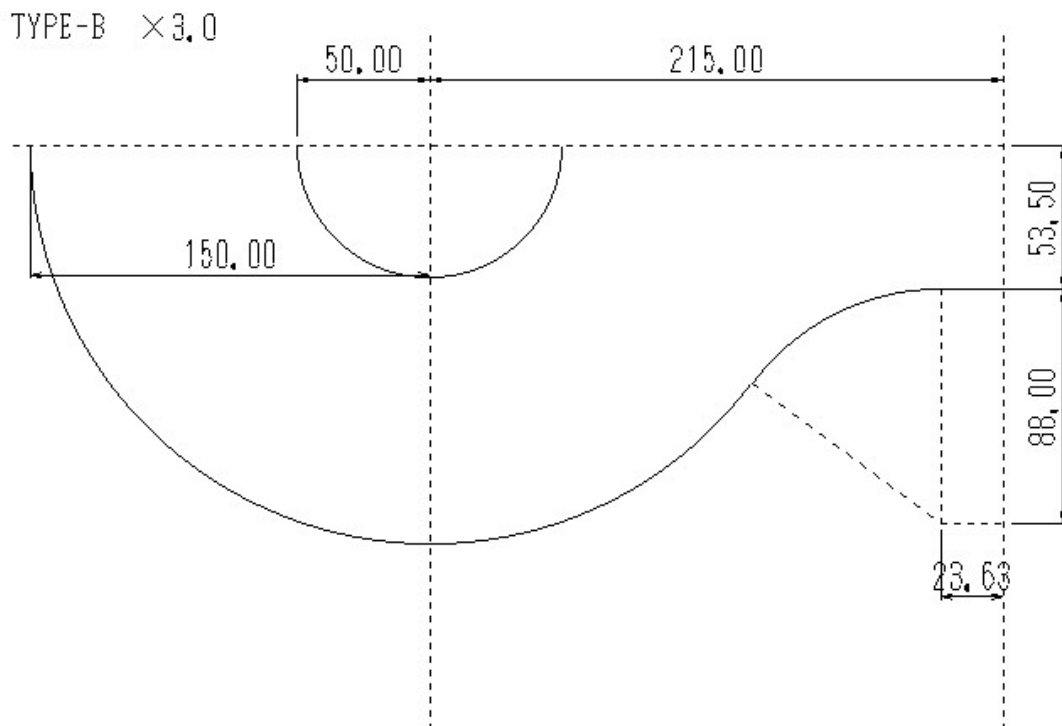


(a) $R3/R1=1.5$

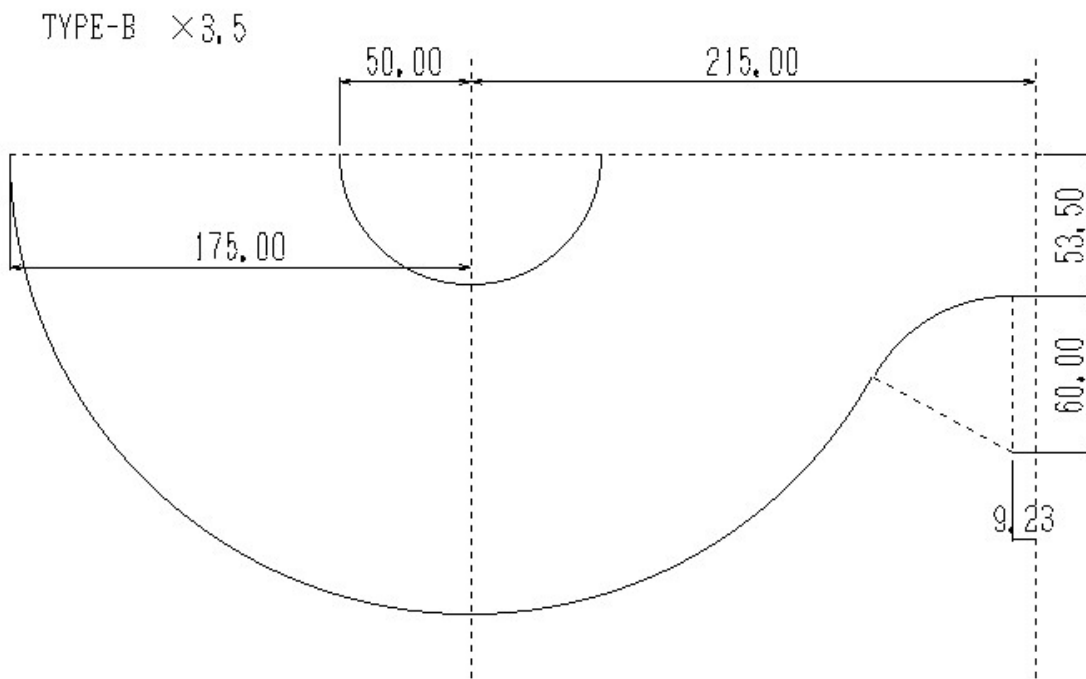
TYPE-B $\times 2.0$



(b) $R3/R1=2.0$

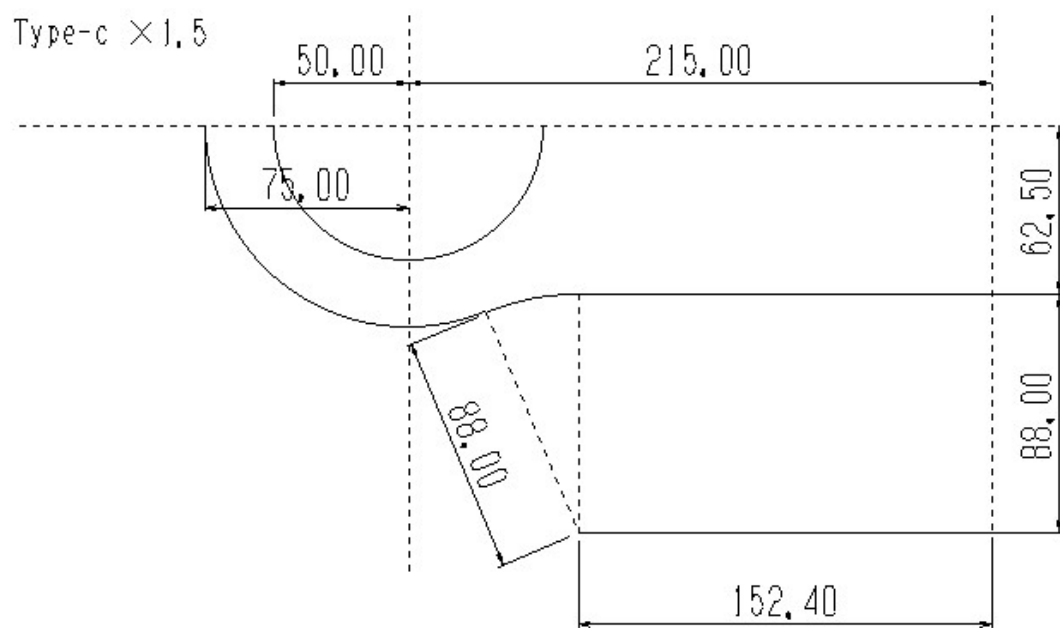


(c) $R3/R1=3.0$

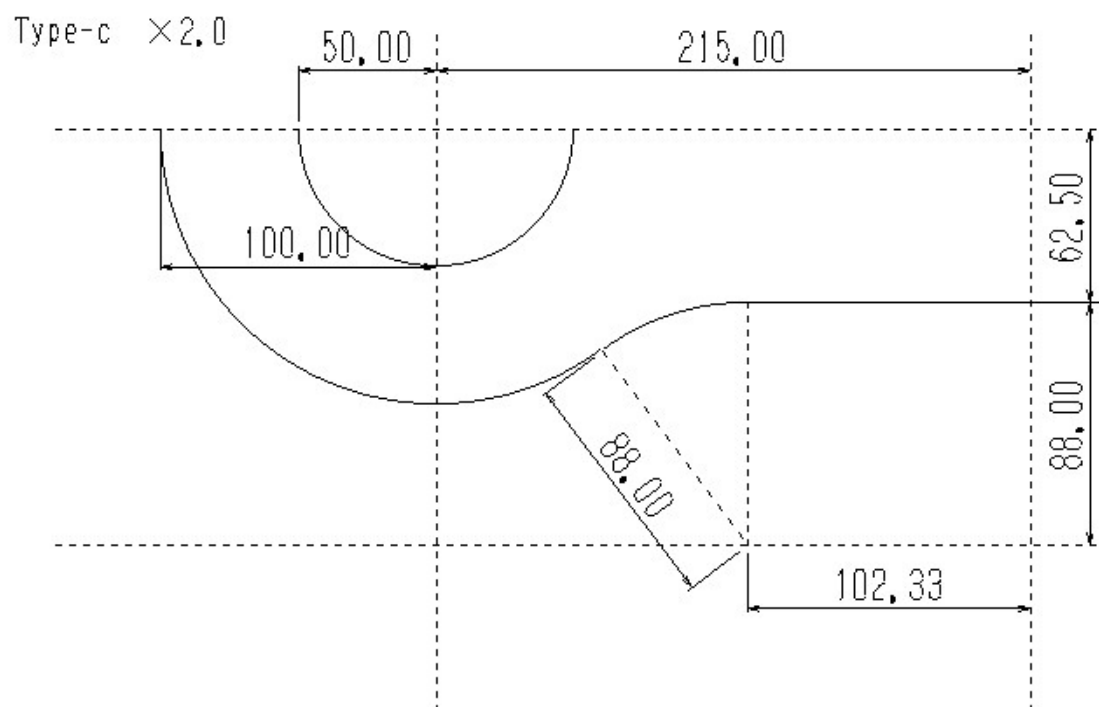


(d) $R3/R1=3.5$

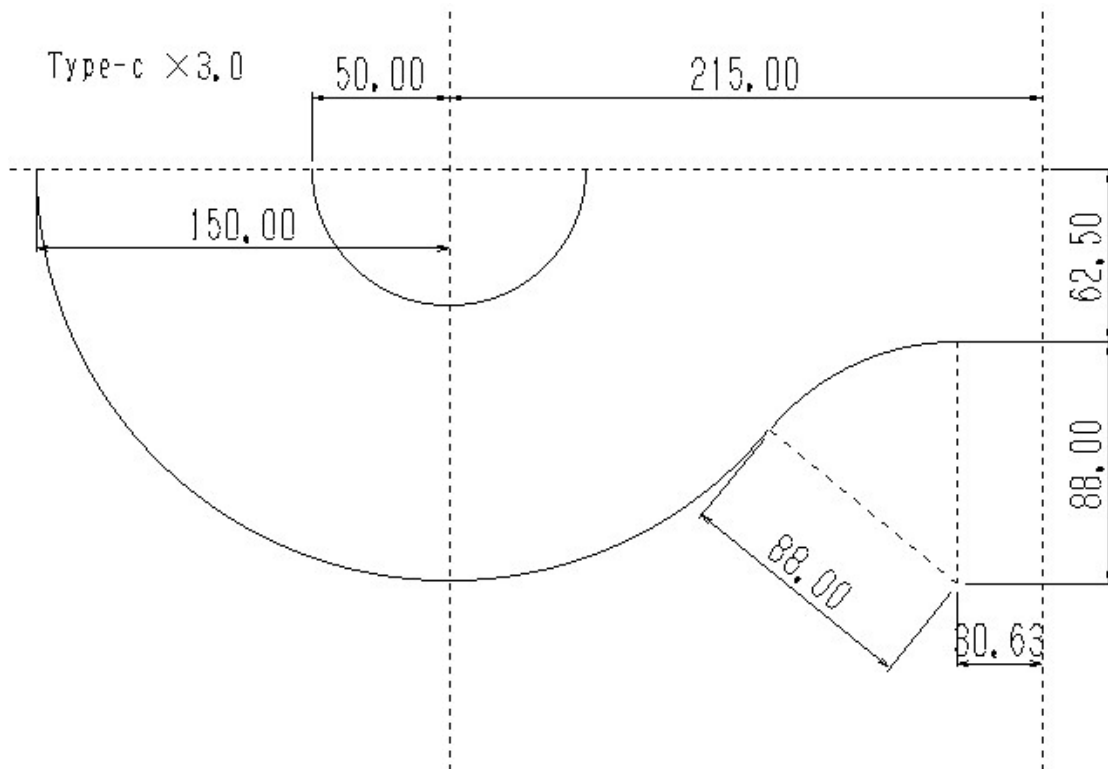
Fig.7.3 TYPE-A について $R3/R1$ の比を変化させた解析対象



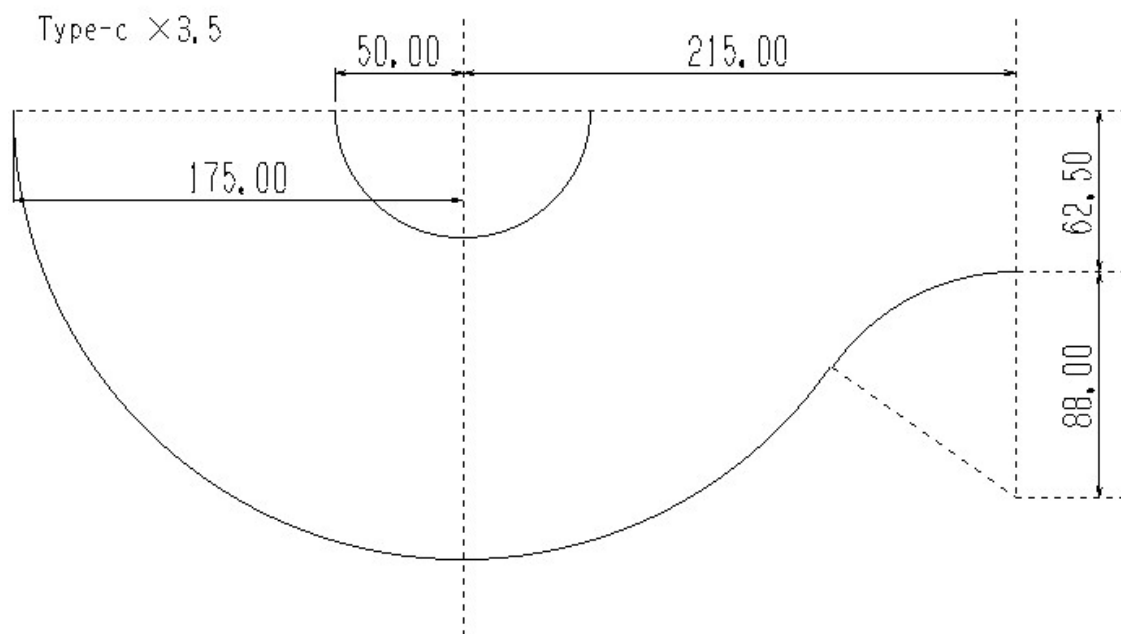
(a) $R3/R1=1.5$



(b) $R3/R1=2.0$



(c) $R3/R1=3.0$



(d) $R3/R1=3.5$

Fig.7.4 TYPE-A について $R3/R1$ の比を変化させた解析対象

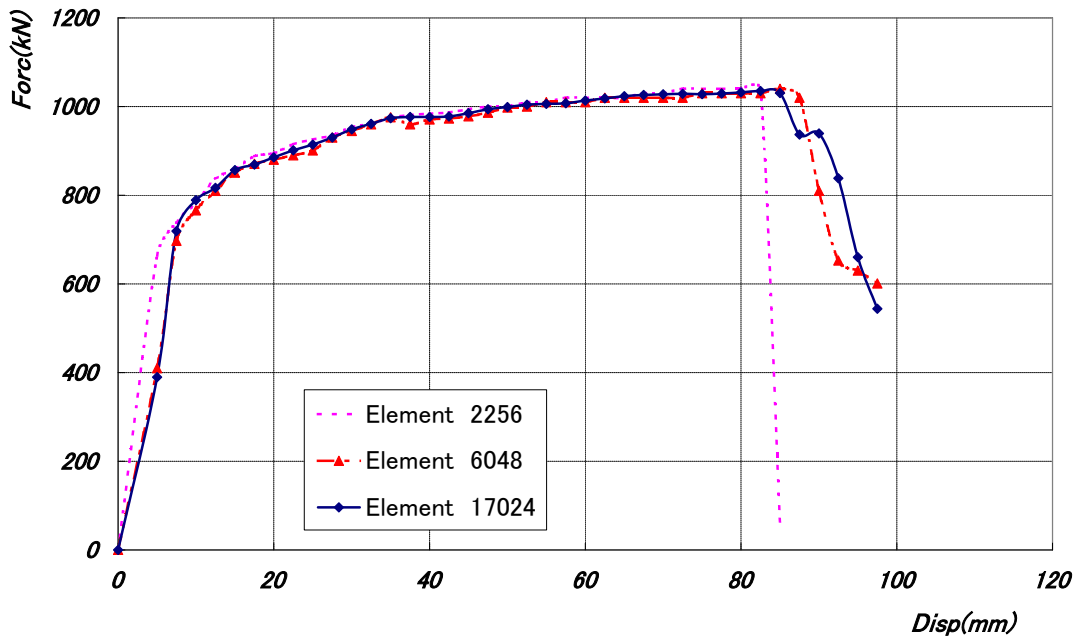
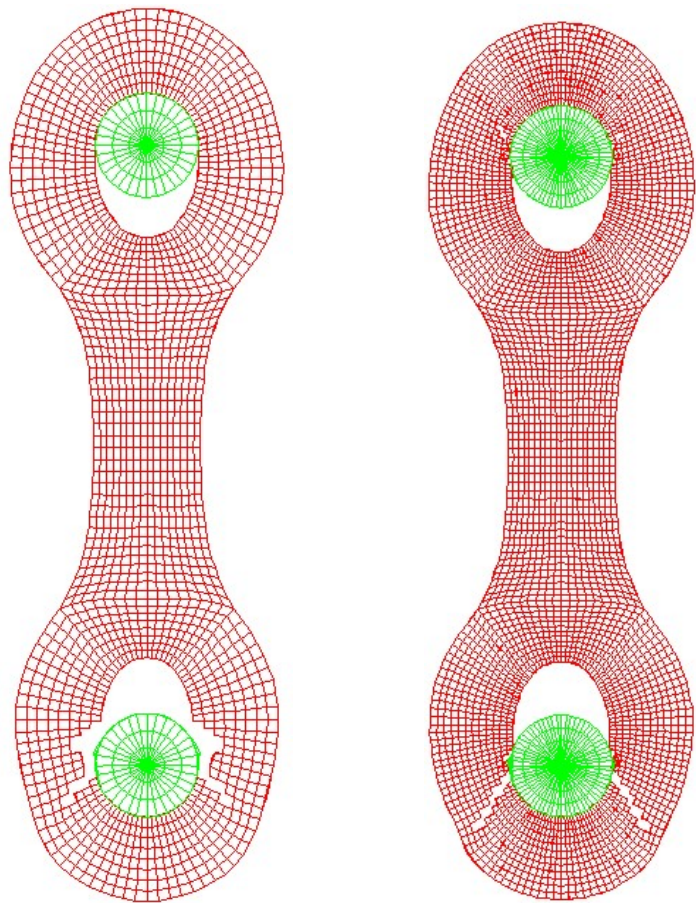


Fig.7.5 荷重変位関係



2256 要素

6048 要素

17024 要素

Fig.7.7 破壊様式

Table.7.1 各タイプのエネルギー吸収量

	TYPE-A	TYPE-AB	TYPE-B	TYPE-BC	TYPE-C
最大荷重(kN)	878.4	956.6	1040.3	1046.0	1048.0
最大変位(mm)	52.7	66.5	80.3	50.0	52.8
エネルギー吸収量(kN*mm)	4.28×10^7	5.79×10^7	8.31×10^7	5.37×10^7	5.62×10^7

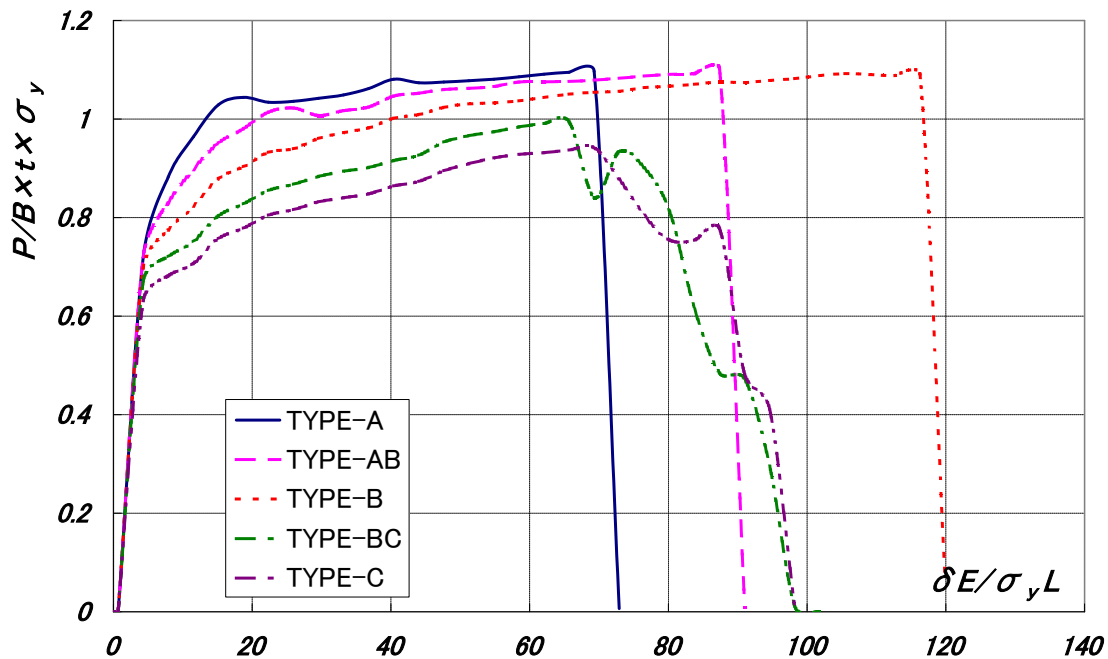


Fig.7.7 荷重～変位関係

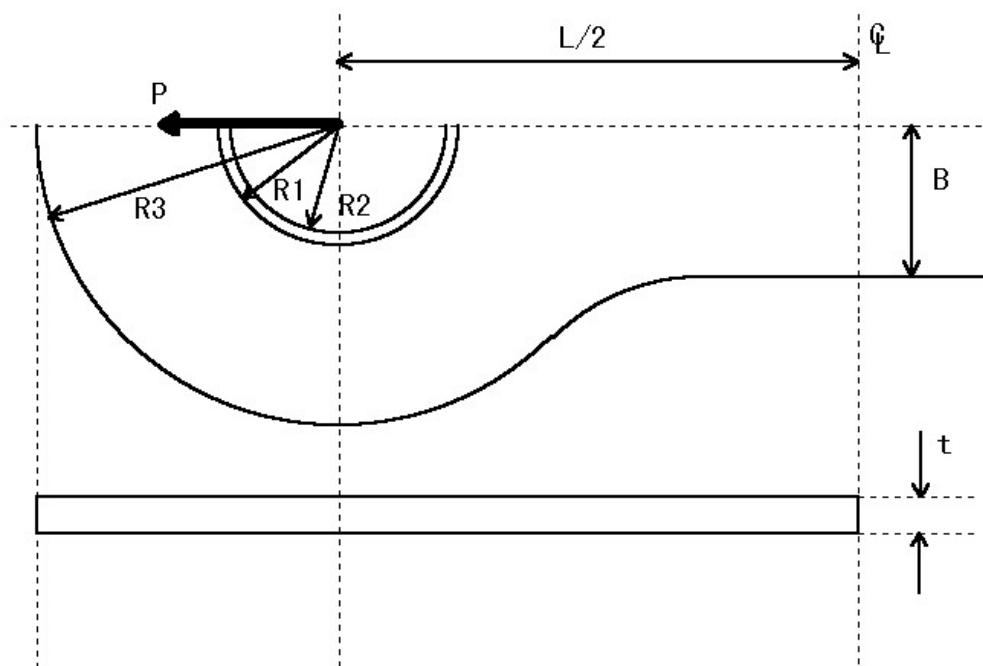
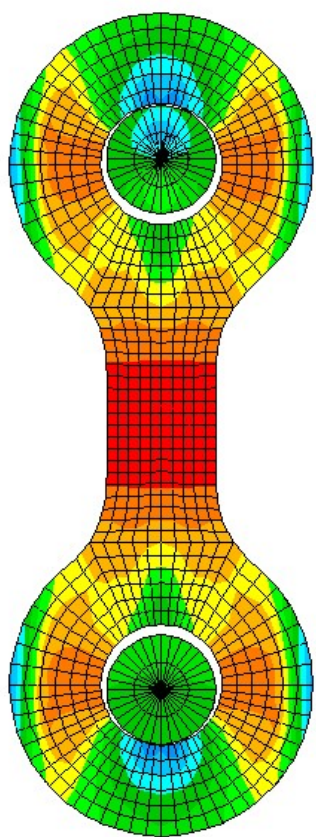
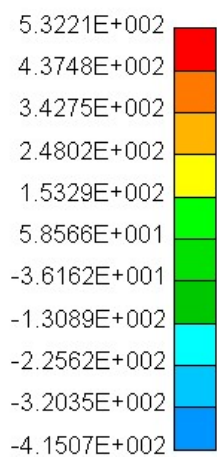
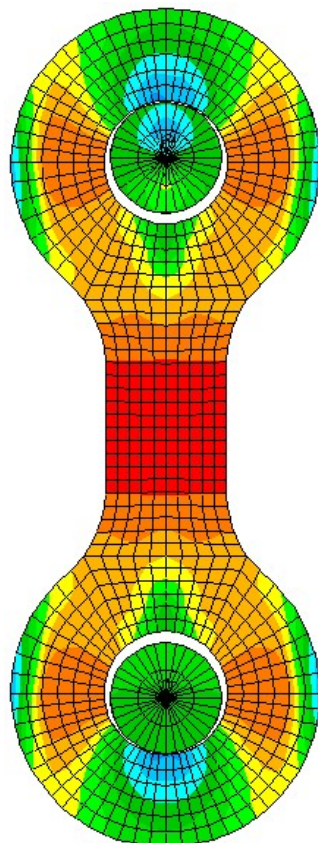


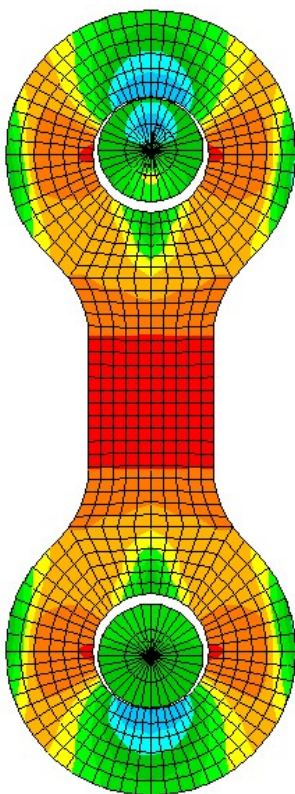
Fig.7.8 グラフ中で用いられるパラメータ



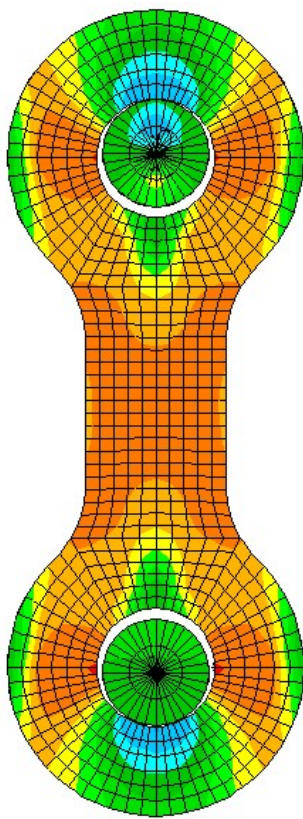
TYPE-A



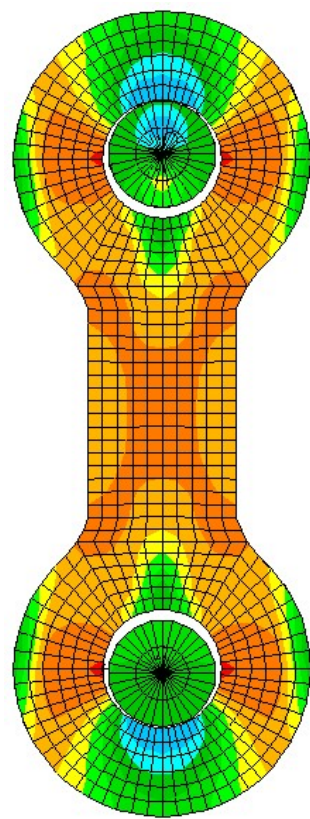
TYPE-AB



TYPE-B

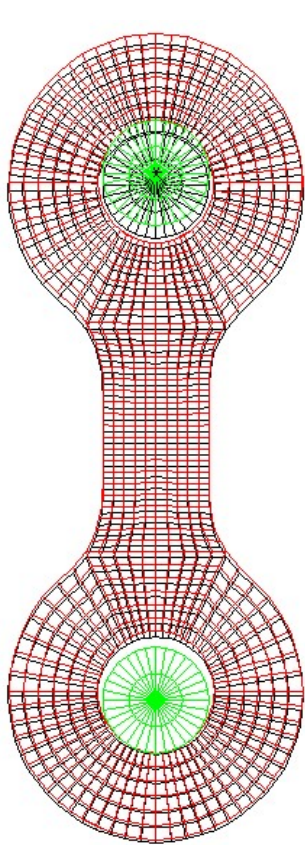


TYPE-BC

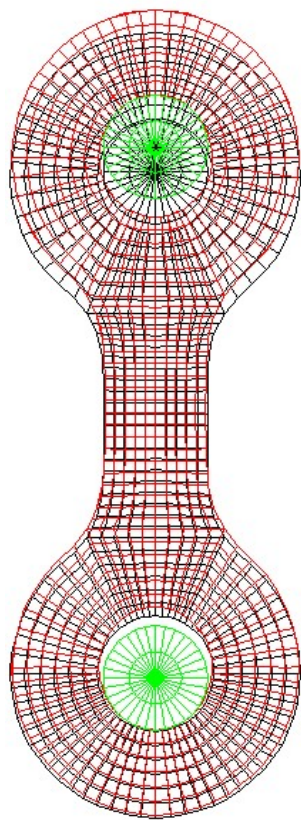


TYPE-C

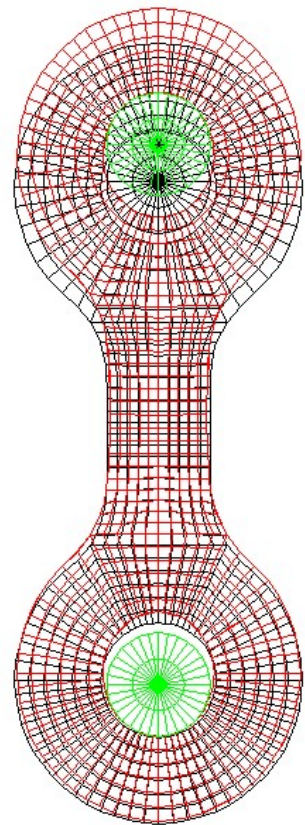
Fig.7.9 各タイプの破壊直前の相当応力分布



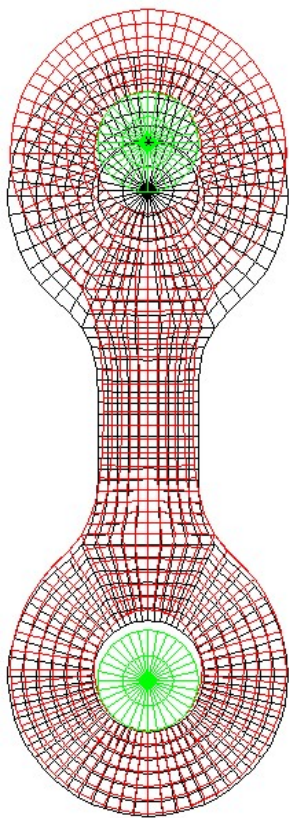
0.002(sec)



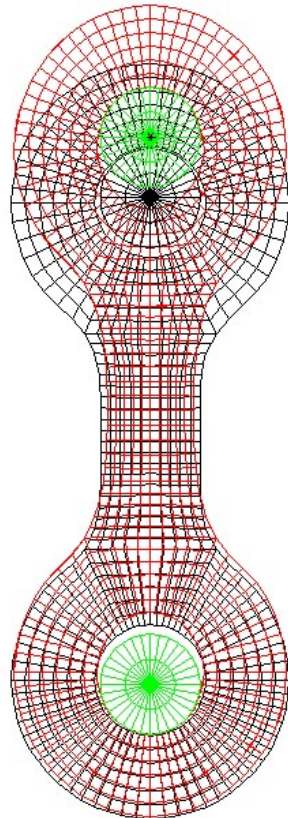
0.004(sec)



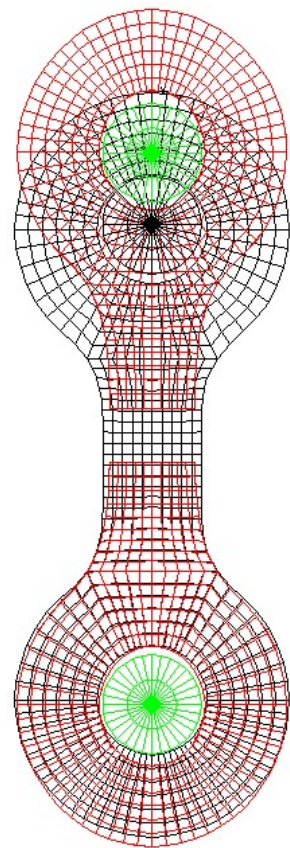
0.006(sec)



0.008(sec)

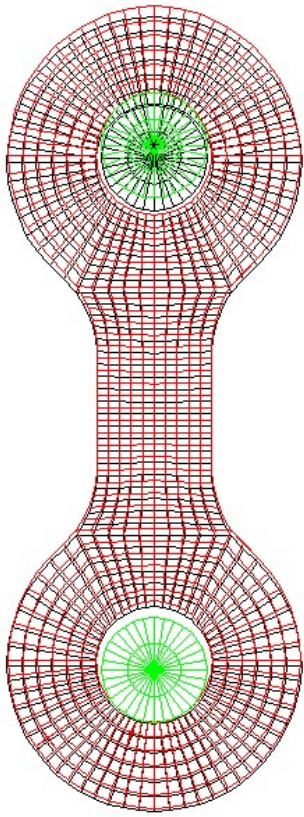


0.010(sec)

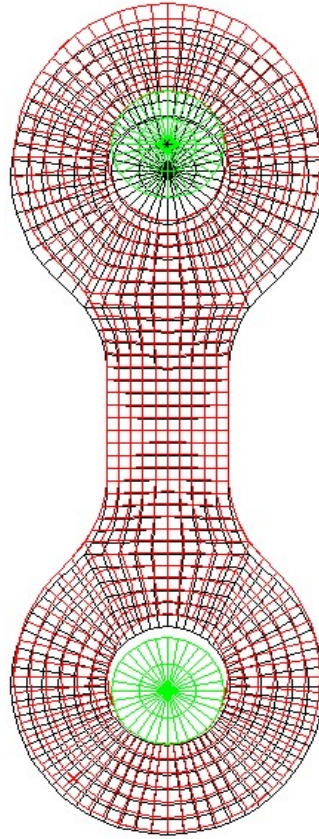


0.012(sec)

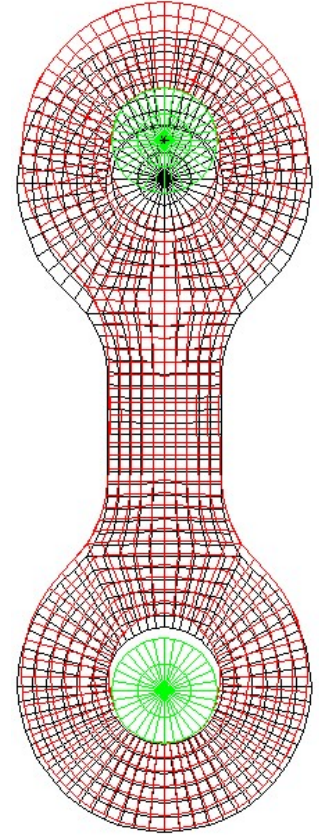
Fig.7.10 TYPE-A の変形の様子



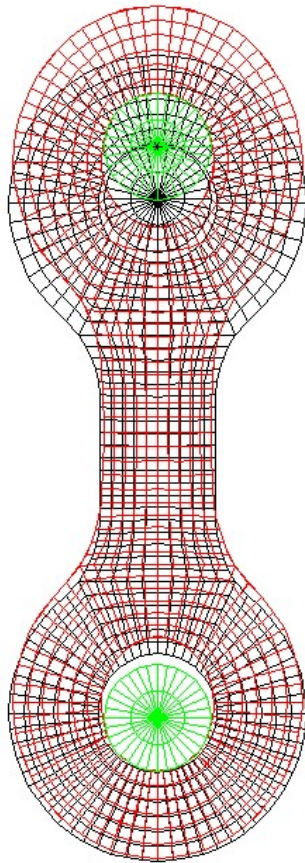
0.002(sec)



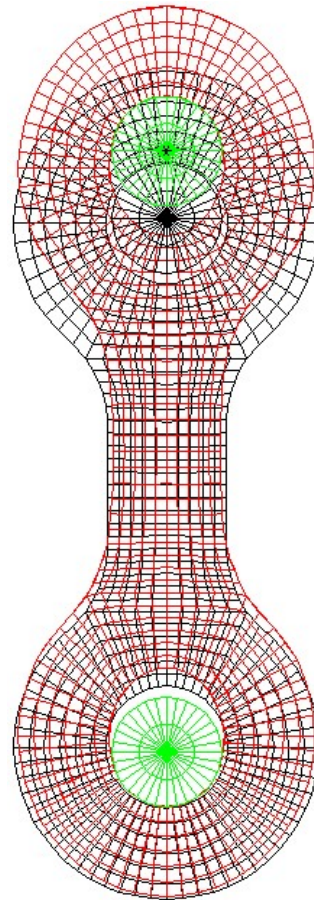
0.004(sec)



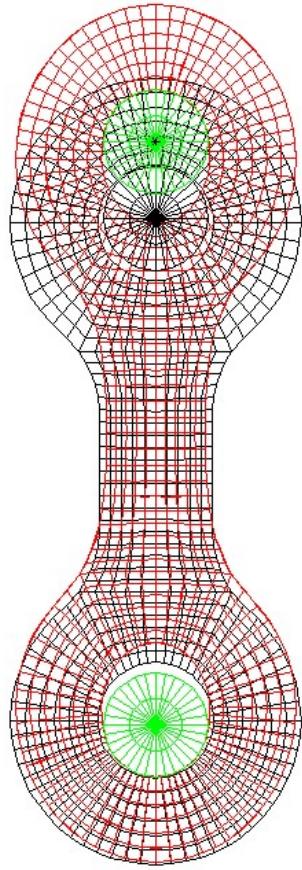
0.006(sec)



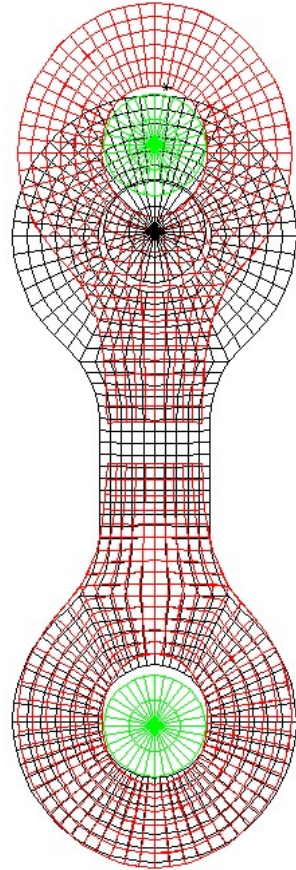
0.008(sec)



0.010(sec)

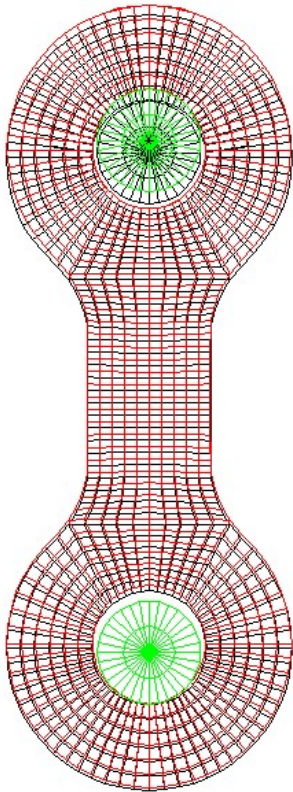


0.012(sec)

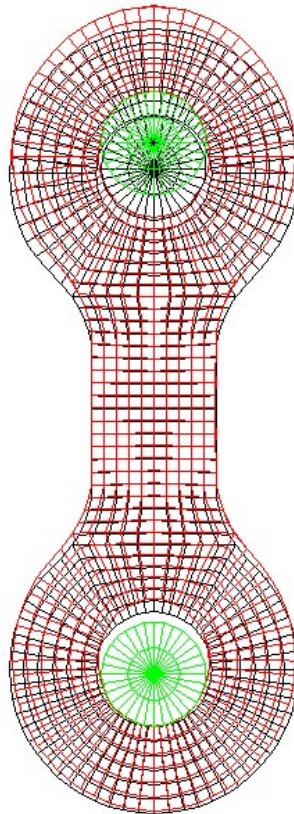


0.014(sec)

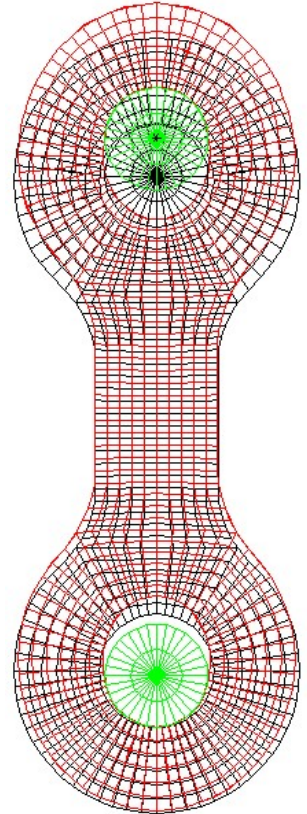
Fig.7.11 TYPE-AB の変形の様子



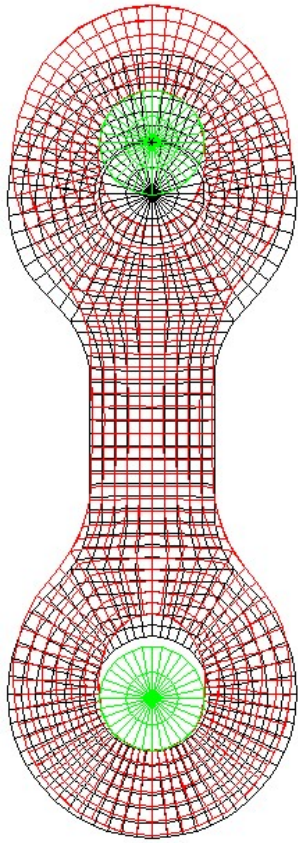
0.002(sec)



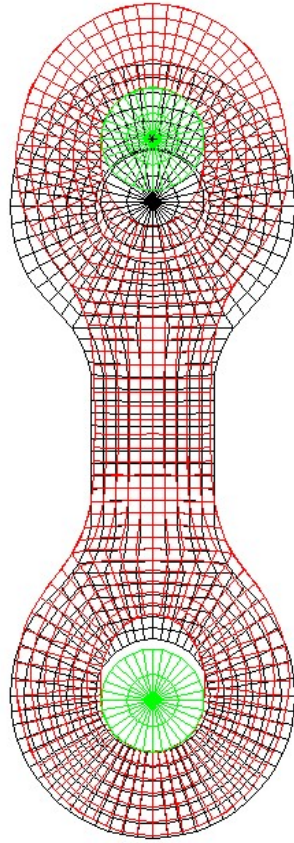
0.004(sec)



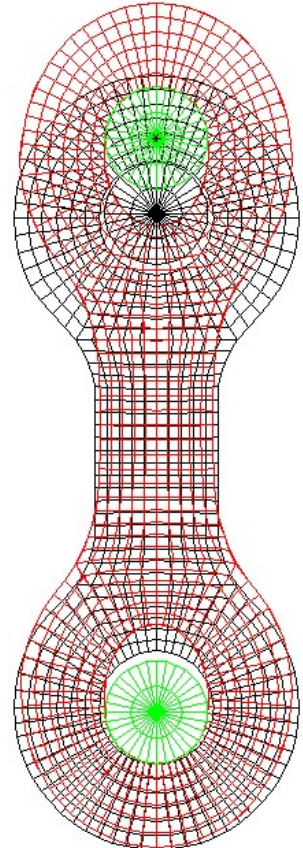
0.006(sec)



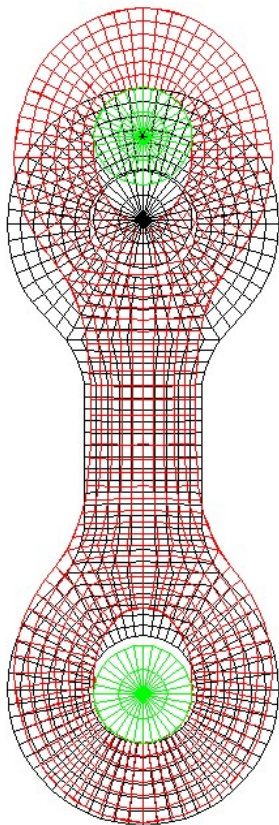
0.008(sec)



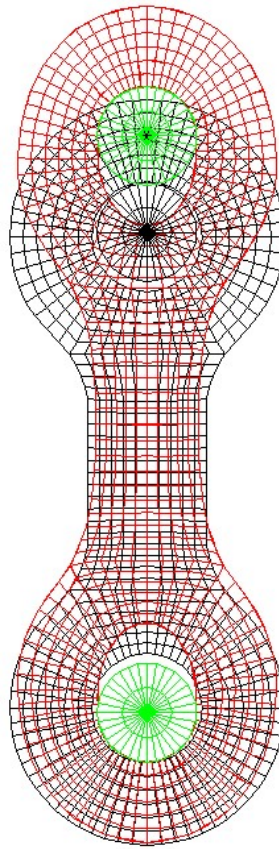
0.010(sec)



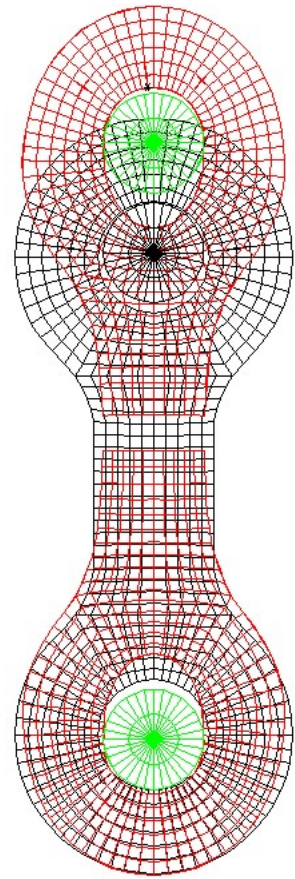
0.012(sec)



0.014(sec)

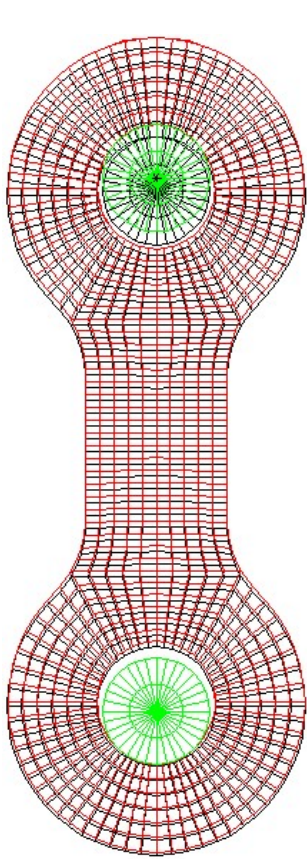


0.016(sec)

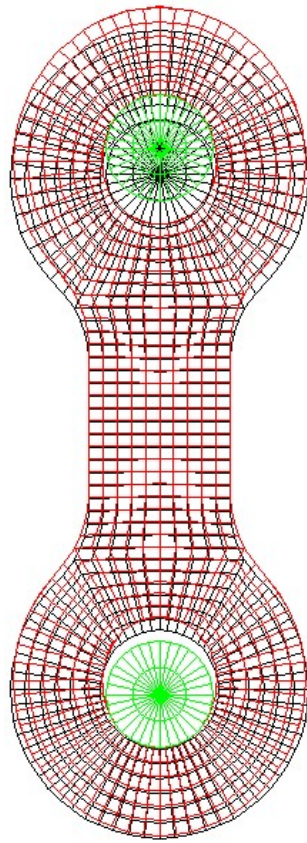


0.018(sec)

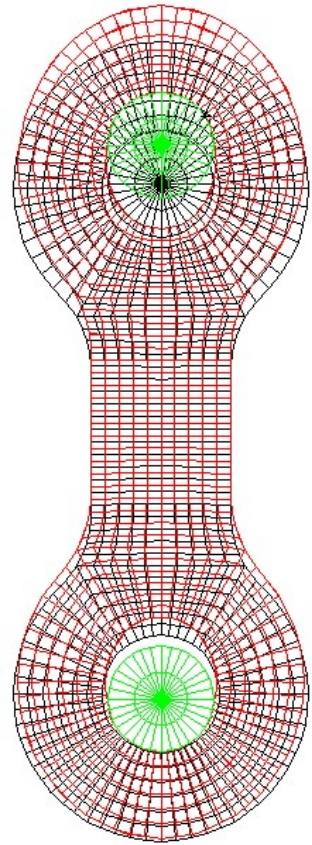
Fig.7.12 TYPE-B の変形の様子



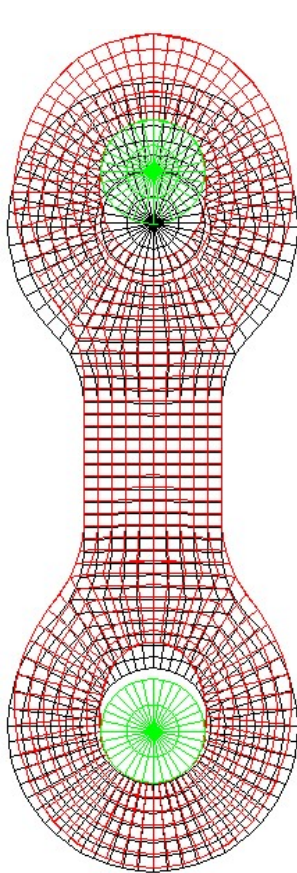
0.002(sec)



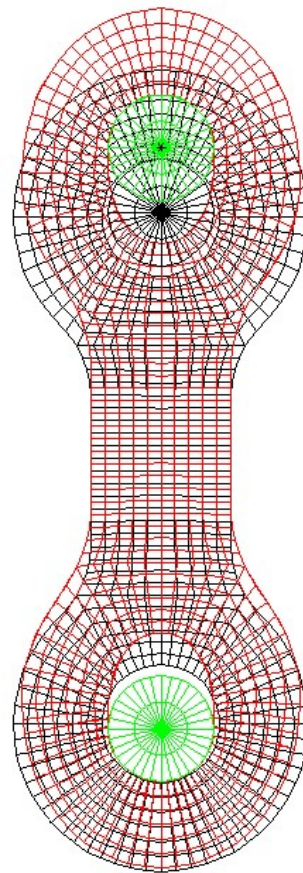
0.004(sec)



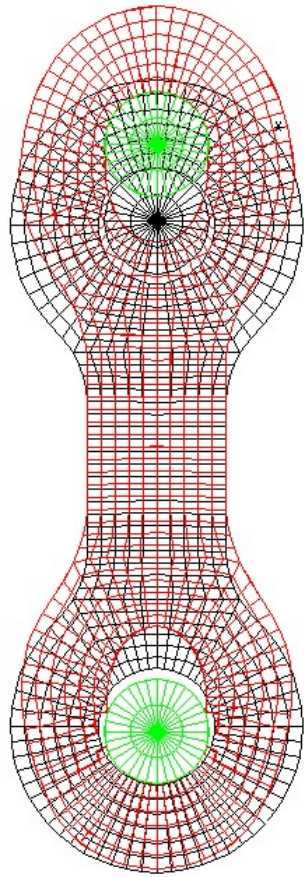
0.006(sec)



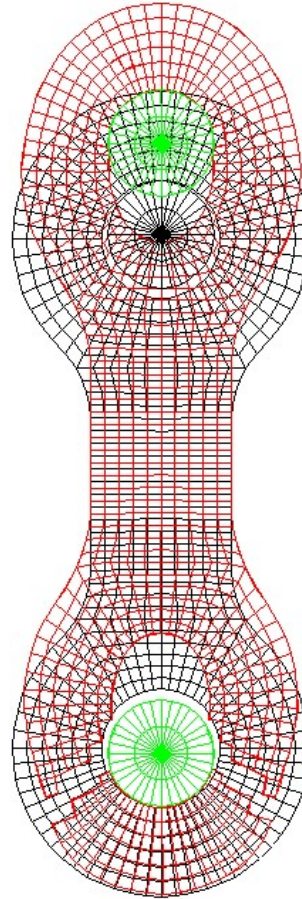
0.008(sec)



0.010(sec)

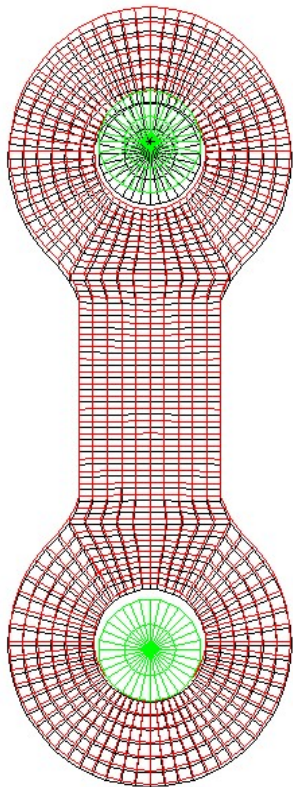


0.012(sec)

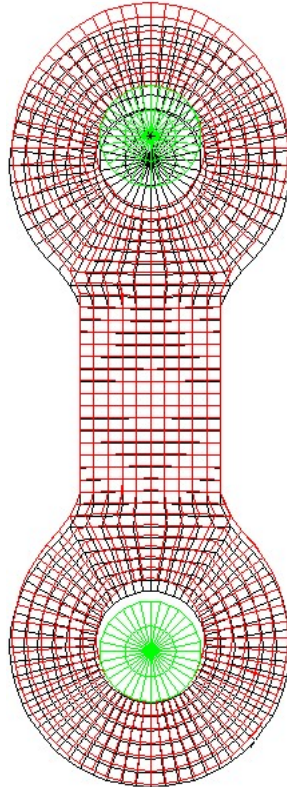


0.014(sec)

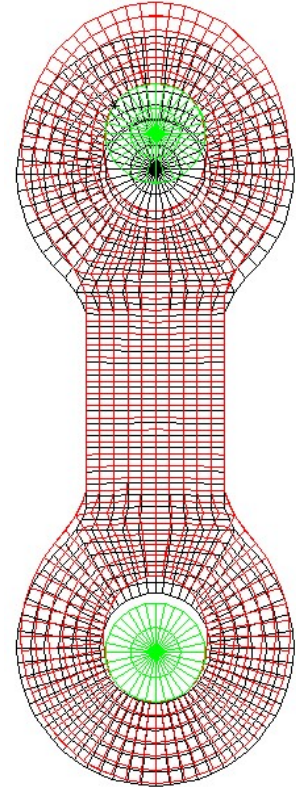
Fig.7.13 TYPE-BC の変形の様子



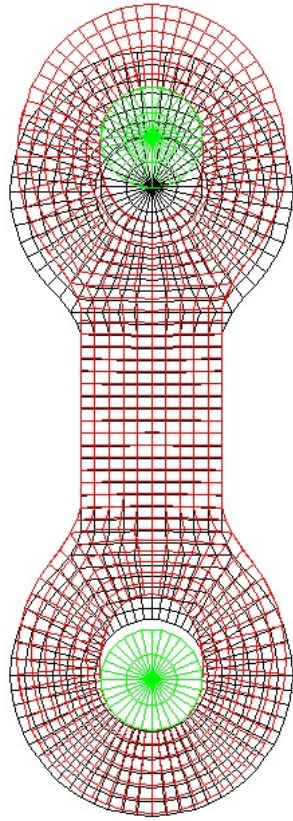
0.002(sec)



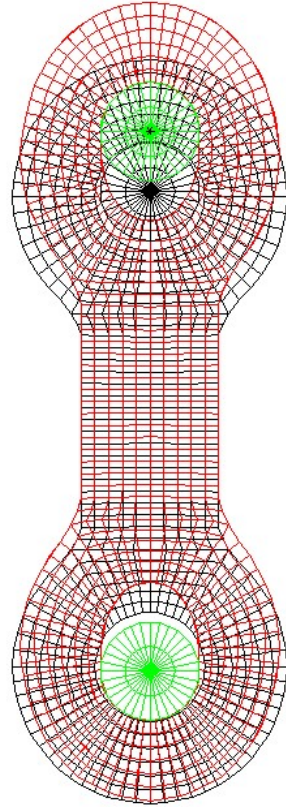
0.004(sec)



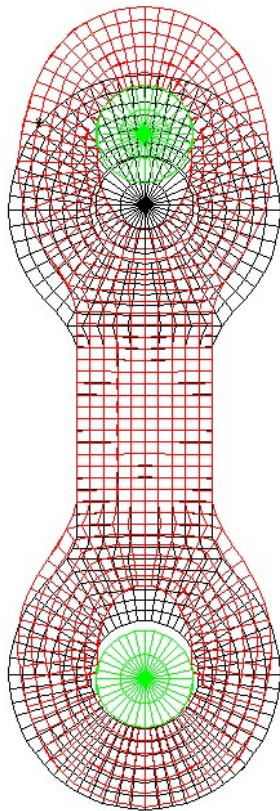
0.006(sec)



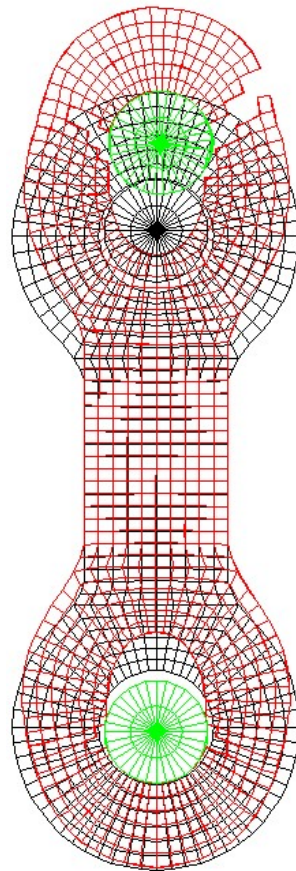
0.010(sec)



0.012(sec)

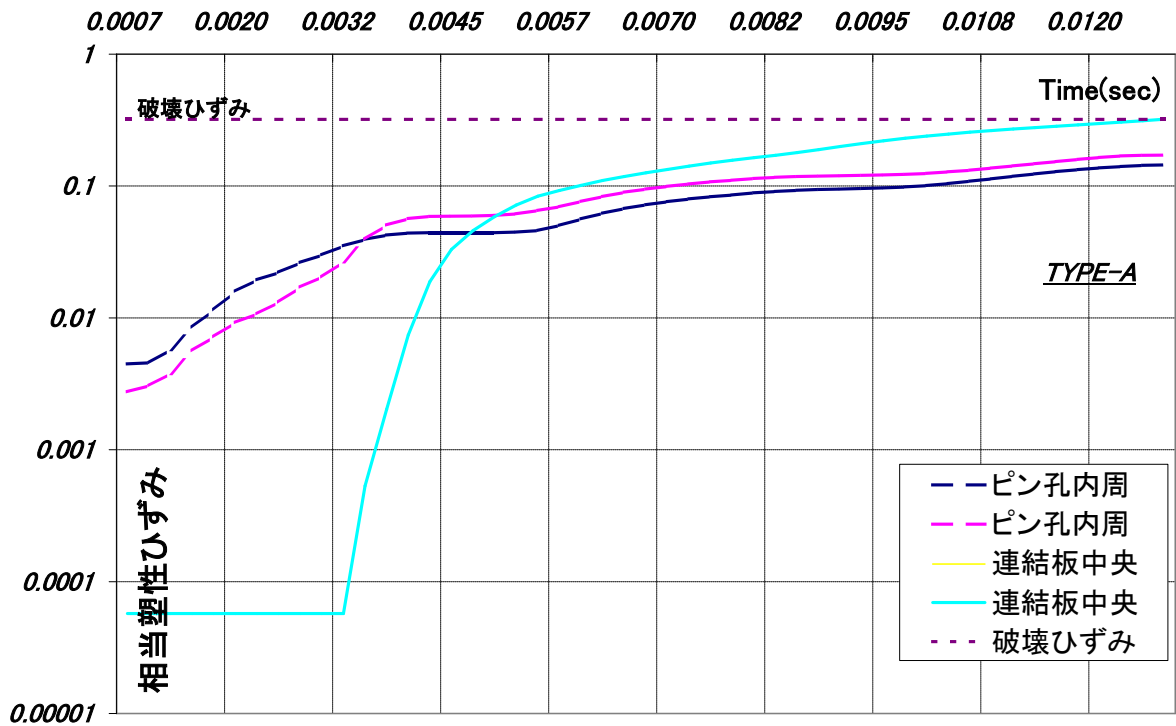


0.014(sec)

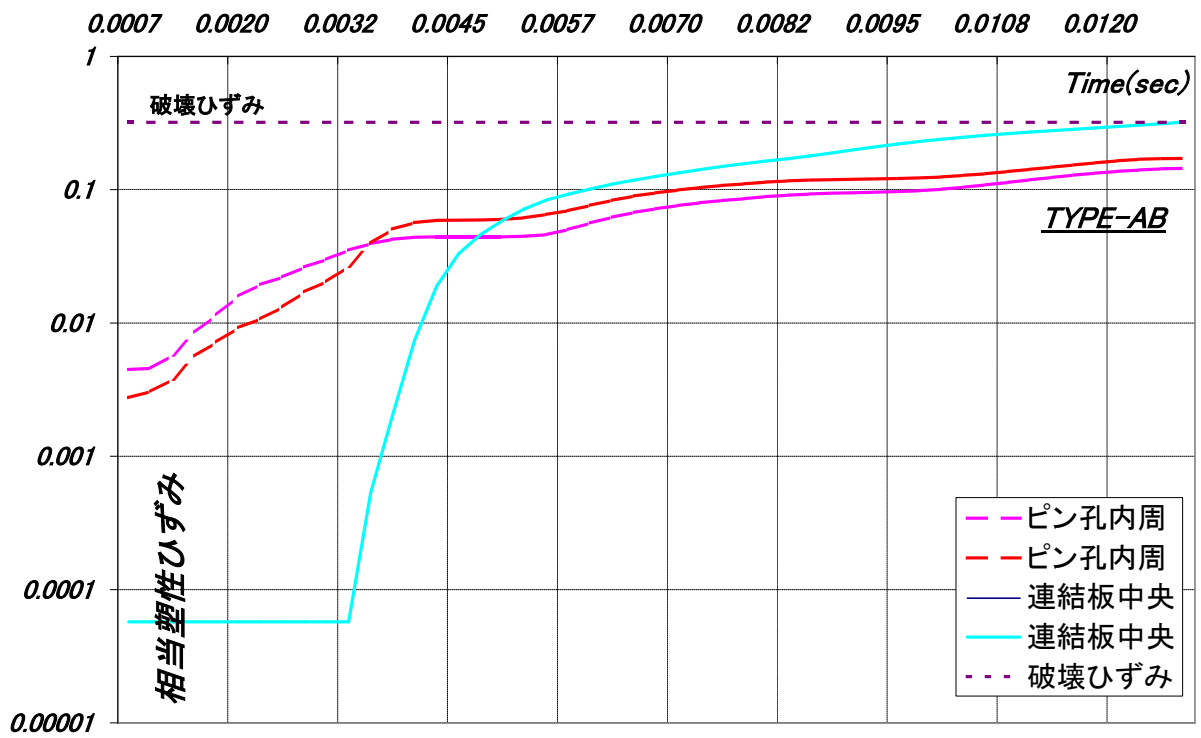


0.016(sec)

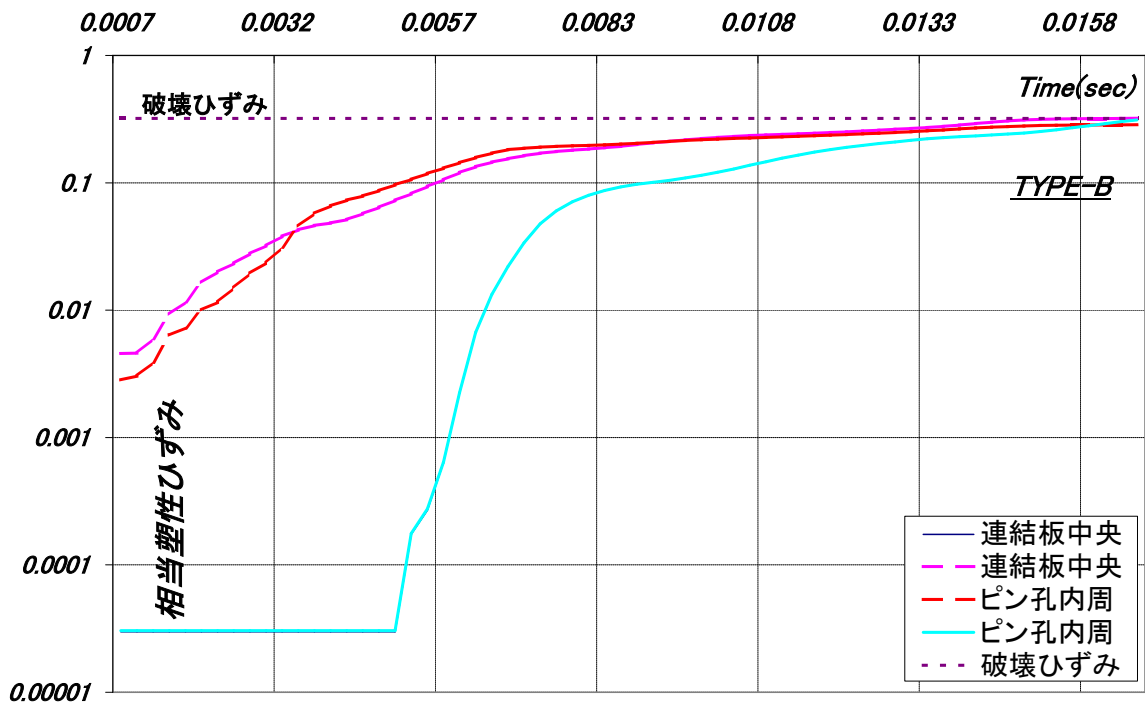
Fig.7.14 TYPE-C の変形の様子



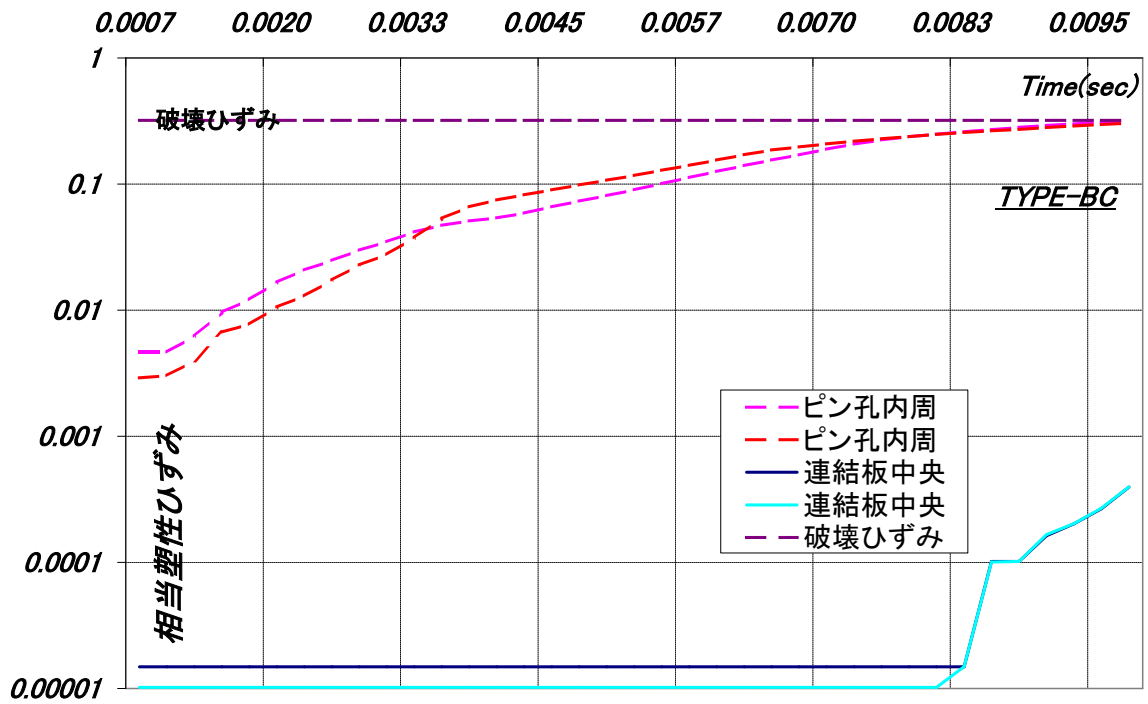
(a) TYPE-A



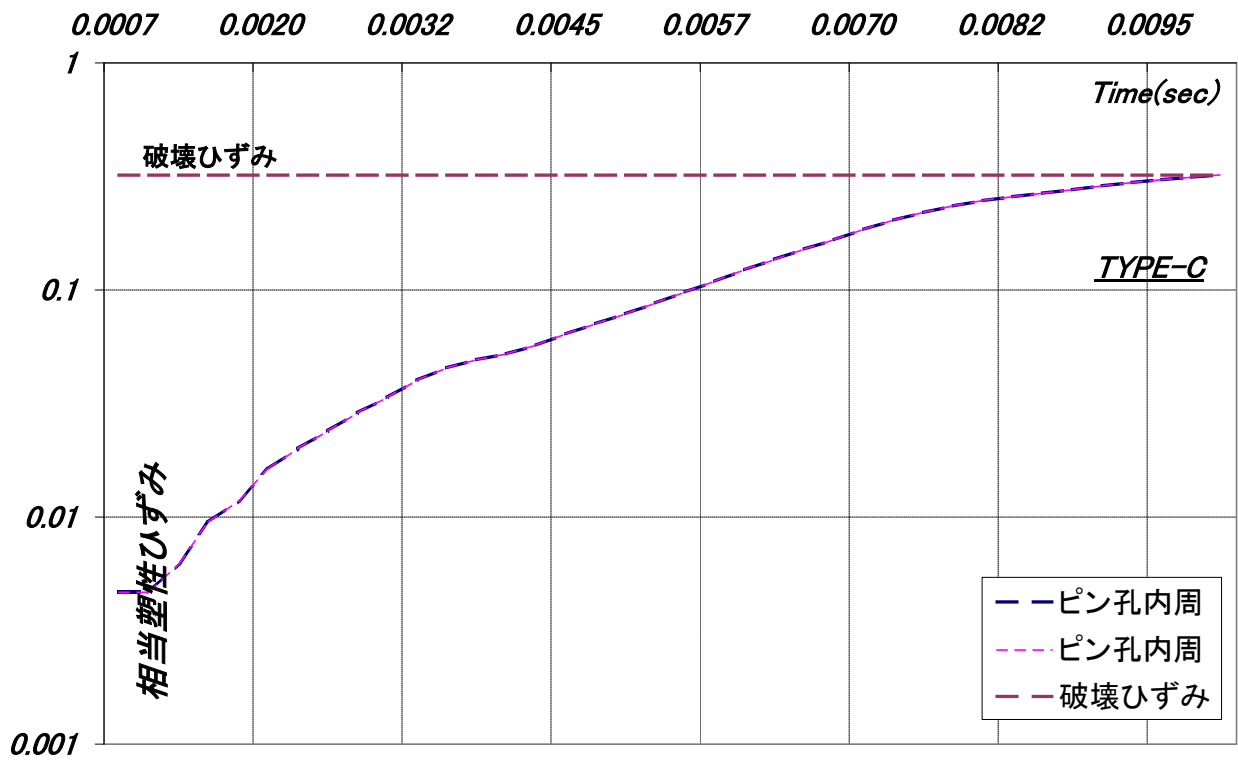
(b) TYPE-AB



(c) TYPE-B



(d) TYPE-BC



(e) TYPE-C

Fig.7.15 相当塑性ひずみの変化の様子

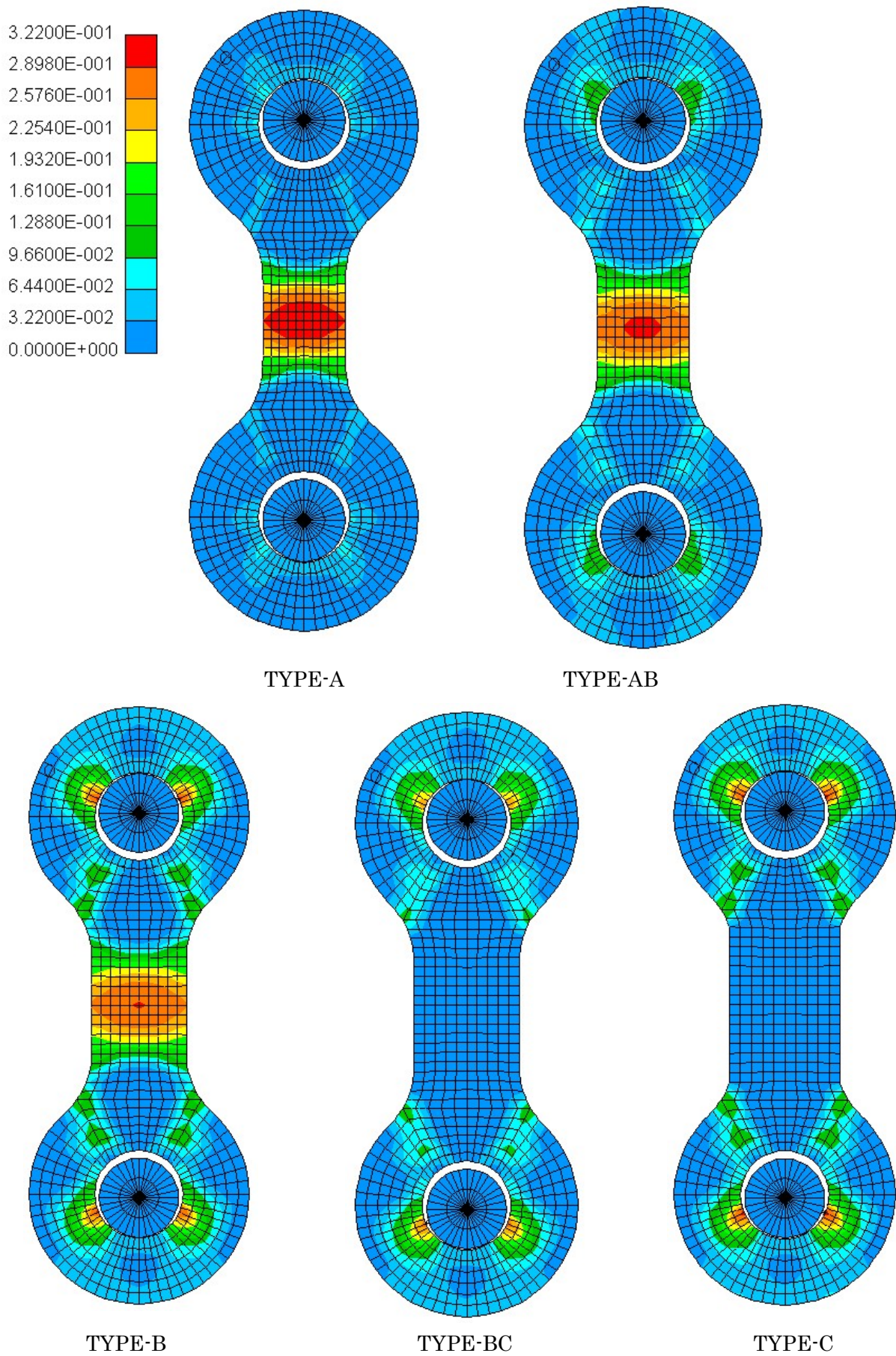


Fig.7.16 各タイプの破壊直前の相当塑性ひずみ分布

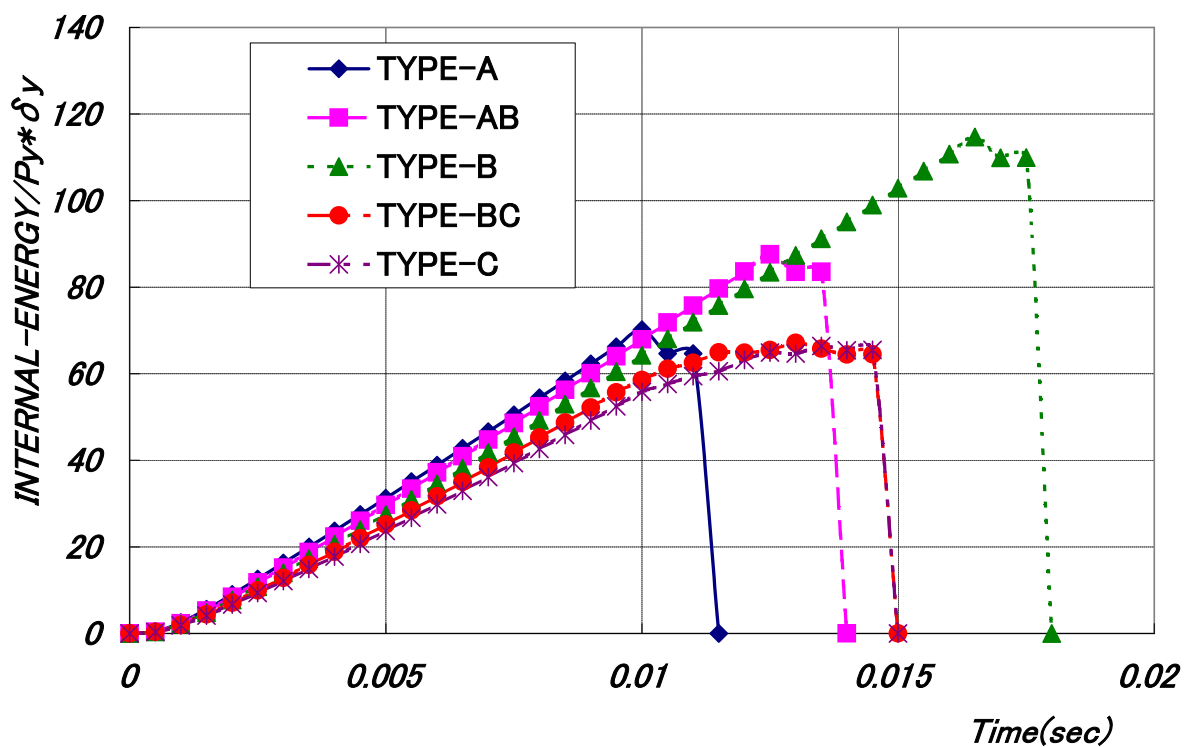


Fig.7.17 吸収エネルギー量の変化の様子

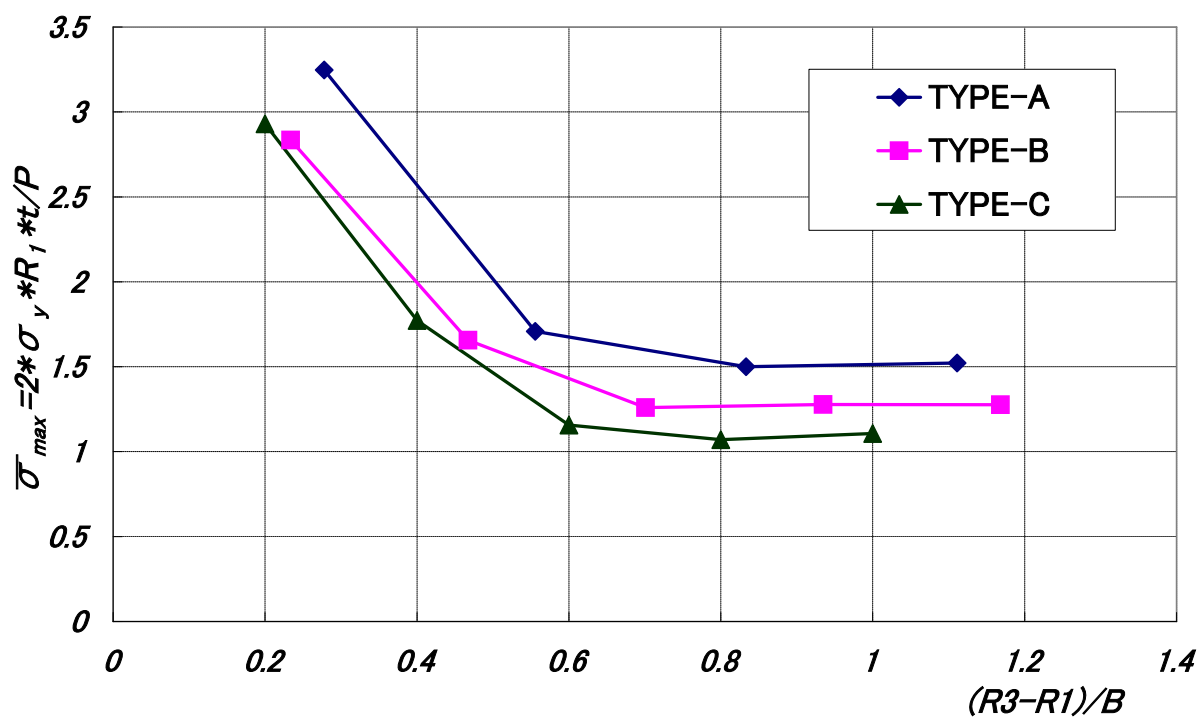


Fig.7.18 (R3-R1)/Bによる最大引張応力の変化

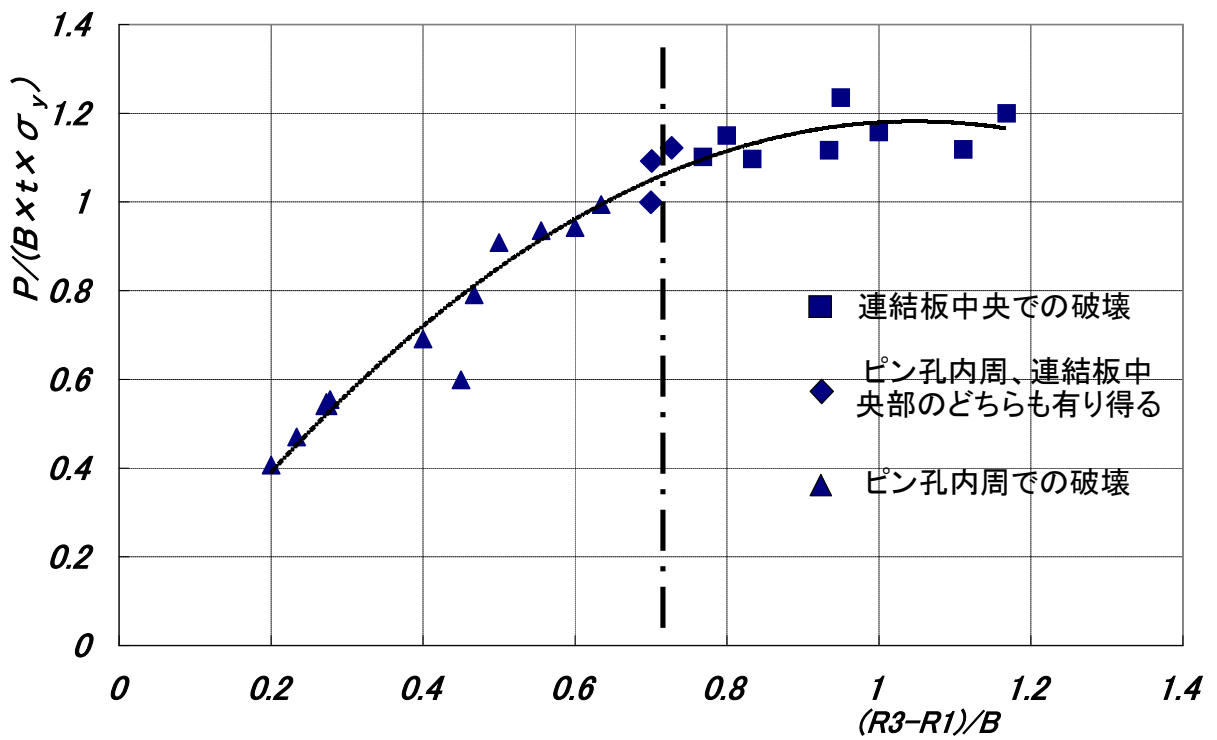


Fig.7.19 $(R3-R1)/B$ と耐荷力の関係

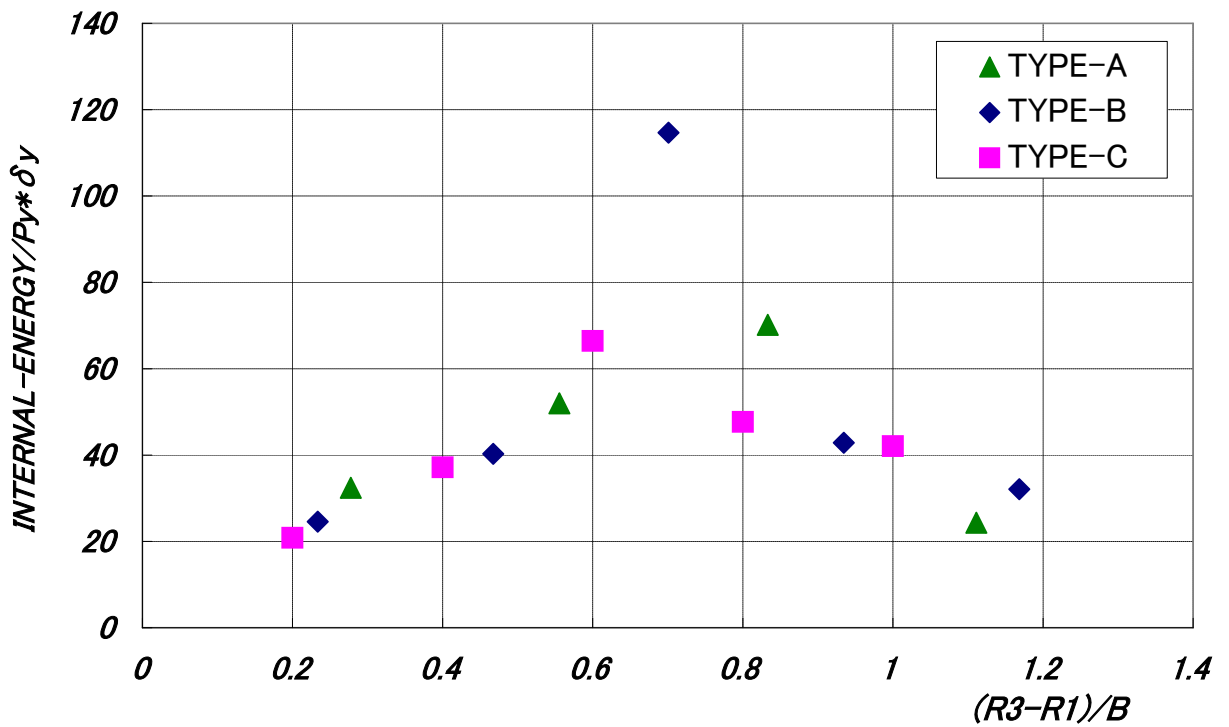


Fig.7.20 $(R3-R1)/B$ とエネルギー吸収量との関係

8 結論

本研究により分かった耐震連結板の衝撃的な荷重に対する特徴的な事項は次のようにまとめることが出来る。

- (1) ここで用いたような衝撃破壊挙動解析を行なうことによって、衝撃破壊実験における破断位置、破断形状を再現することが出来る。
- (2) 静的実験で既に指摘されていることであるが、最大引張応力の発生位置は、従来各機関の設計基準に見られる応力照査位置とは異なる点で発生していることが確認できた。
- (3) 現在一般的に使用されている耐震連結板の形状(TYPE-1)よりも、今回解析対象モデルとして用意したアイバー型の耐震連結板の方がエネルギー吸収性能に優れ、耐荷力特性については同等の値が得られる。
- (4) アイバー型の耐震連結板について、連結板中央部が広くなるにしたがって、多少だが最大荷重が大きくなる傾向が見られるが、相対的に見ると連結板中央部が太くなるにしたがってそこで受け持つ荷重は小さくなることが分かった。
- (5) Fig.7.18、Fig.7.19、Fig.7.20 に示すように、多少の幅を持つが $(R_3 - R_1) / B = 0.7$ を境に応力集中係数、耐荷力、エネルギー吸収量に影響を及ぼす。それらの結果より、最も望ましい $(R_3 - R_1) / B$ は、0.7 前後であると考ええる。また、 R_1 、 L による耐荷力、破壊様式への影響はないと考える。また、この $(R_3 - R_1) / B = 0.7$ という値は道路橋示方書に規定されているアイバーの最小断面が、耐震連結板においては、ほぼ最適な形状を与えることを裏付けている。
- (6) アイバー型の耐震連結板について、耐荷力特性、エネルギー吸収性能両面からピン孔内周と連結板中央部双方での破壊形態が混在するような形状が好ましい。ここでは、TYPE-B がもっとも好ましい形状となる。

また、兵庫県南部地震における被災状況、既往の研究成果の調査等から、落橋防止対策は各構造部材の強度を高めるとともに変形性能も高め、橋全体としての地震時の挙動を視野に含めながら実施していくところが望ましい。しかし、現段階では落橋防止装置等、地震の影響が大きい構成要素の動的挙動そのものが必ずしも明らかではないために、強震時にそれらの相互作用を考慮して橋梁全体を総合的に判断することは難しい。したがって、本研究のように、それぞれの構成要素の挙動を解明していくことは意義のあることであると考ええる。

A-1 衝撃理論

A-1-1 概説

衝撃を受ける構造物の力学的挙動は複雑であり、その破壊挙動は構造物の種類、構成する材料特性に密接に関連している。特に土木構造物に関しては、鋼・コンクリートからなる複合構造であるために問題を一層複雑にしている。

ここでは、衝撃現象、すなわち応力伝播現象の基本的な理解のために、等方均質体からなる弾性体に注目して、衝撃理論について勉強する。

A-1-2 弾性波動（一次元(棒)の弾性波動) 棒の一次元波動方程式

断面一様な細い棒の中を伝播する応力波を考える。棒の長さ方向に沿って x 軸を取り、 x 軸に垂直な断面内では一様に分布する軸応力のみが作用するものとする。Fig.A-1-1 に示す長さ dx の微小要素の力の釣り合いより、運動方程式は、（ただし σ を棒の軸応力、 u を棒の任意点の x 方向変位、 ρ_0 を密度、 A を断面積）

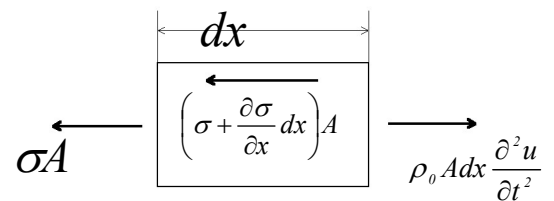


Fig A-1-1 棒の微小要素

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} = \rho_0 \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (\text{A-1-1})$$

微小要素の定義式と Hooke の法則により

$\varepsilon = \frac{\partial u}{\partial x}$ 、 $\sigma = E \frac{\partial u}{\partial x}$ であるから、Eq(A-1-1)は、

$$c_0^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}、c_0^2 = \frac{E}{\rho_0} \quad (\text{A-1-2})$$

となる。以上において E は縦弾性係数、 C_0 は細い弾性棒中の縦波の伝播速度であり、Eq(A-1-2)は一次元の波動方程式と呼ぶ。双曲型の偏微分方程式であるのでその解は、2つの任意関数、 f_1 、 f_2 を用いて、

$$u = f_1(x - c_0 t) + f_2(x + c_0 t) \quad (\text{A-1-3})$$

関数 f_1 は $f_1(x - c_0 t) = f_1[(x + c_0 \tau) - c_0(t + \tau)]$ と表されるから、時刻 t の x 点における f_1 の値と、時刻 $t + \tau$ の $x + c_0 \tau$ の点における f_1 の値が等しい事を示している。これは、 f_1 は x の正の方向に波形を変えることなく速度 c_0 で伝播する前進波、 f_2 は x の負の方向に速度 c_0 で伝播する後進波に対応する。ここで、粒子速度 v と歪 ε は Eq(A-1-3)の f_1 を、 t

または x で偏微分して、

$$v = \frac{\partial f_1}{\partial t} = -c_0 f_1'(x - c_0 t),$$

$$\varepsilon = \frac{\partial f_1}{\partial x} = f_1'(x - c_0 t) \quad (\text{A-1-4})$$

となる。(ここで、 f_1' は f_1 の引数による偏微分を意味する。これより、歪および応力と粒子速度の間には次の関係が成り立つ。

$$\varepsilon = -\frac{v}{c_0} \quad , \quad \sigma = -\rho_0 c_0 v \quad (\text{A-1-5})$$

A-1-3 弾性体の波動理論

弾性体の運動方程式については、Fig.A-1-2 に示すような力が、直角座標系における弾性体の微小六面体要素に働くとき、座標 (x, y, z) 方向の変位をそれぞれ u, v, w とすれば、等方均質な弾性体の応力—変位式は次のように与えられる。

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \lambda e + 2G u_{,x} \quad , \quad \sigma_y = \lambda e + 2G v_{,y} \quad , \quad \sigma_z = \lambda e + 2G w_{,z} \quad , \\ \tau_{yz} &= G(w_{,y} + v_{,z}) \quad , \quad \tau_{zx} = G(u_{,z} + w_{,x}) \quad , \quad \tau_{xy} = G(v_{,x} + u_{,y}) \end{aligned} \quad (\text{A-1-6})$$

ここに、 $e(=u_{,x} + v_{,y} + w_{,z})$ は体積歪、 $\lambda [=2G\mu/(1-2\mu)]$ はラメの定数、 $G [=E/2(1+\mu)]$ はせん断弾性係数 (横弾性係数)、 E はヤング係数 (縦弾性係数)、 μ はポアソン比である。なおカンマオペレーターは、例えば $(,)_{,x} = \partial(\)/\partial x$ を意味する。

微小要素の応力のつり合式に式(A-1-6)を代入すれば変位で表した運動方程式が得られる。

$$G\nabla^2 U + (\lambda + G)\text{grad} \cdot \text{div} U + F = \rho \ddot{U} \quad (\text{A-1-7})$$

ここに、 $U(u, v, w)$ は変位ベクトル、 $\nabla^2 (= \partial^2/\partial x^2 + \partial^2/\partial y^2 + \partial^2/\partial z^2)$ はラプラシアン、 $F(F_x, F_y, F_z)$ は体積力 (物体力) ベクトル、 ρ は物体の密度であり、ドット($\dot{\ })$ は時間に関する偏微分を表す。⁴⁾

A-2 考慮すべき衝撃荷重（鋼・コンクリート部材）

A-2-1 概説

衝突によって発生する衝撃現象は、一般に『物体の衝突あるいは爆発により短時間内にエネルギーの授受が行われ、慣性力あるいは応力波が構造物の破壊挙動に重大な影響を及ぼすのみならず、各材料には歪あるいは応力速度効果が起り、構造物の挙動をより複雑にする現象』と言われている。

衝突事故が予想される落石覆工・砂防構造物・橋の高欄及びガードフェンスなどの鋼・コンクリート構造物の設計では、衝撃荷重を考慮する必要がある。このような場合、衝撃による動的効果として動的倍率を用いて静的荷重に置換した荷重を設計衝撃荷重とする事が多い。しかし、このような手法は、時間的に変動する応力の最大値など一面的な効果のみに着目したものであり、衝撃荷重作用初期における高次振動成分の卓越、応力波の発生などによる破壊モードの変化あるいは裏面剥離など衝撃問題特有の現象に適切に対処できるものではない。さらに、衝撃作用に対する材料の挙動は、歪速度や応力速度の増大によって、強度の増大や破壊の条件が静的荷重の作用に対する挙動と異なってくる。

4)

A-2-2 衝撃力特性と関連用語

一般に、鋼・コンクリート構造物に作用する衝撃力特性評価するために、Fig.A-2-1 に示すように、1)最大衝撃力、2)衝撃作用時間、3)衝撃力立ち上がり時間（最大衝撃力に達するまでの時間）、4)衝撃力初期の立ち上がり勾配、5)衝撃力波形、6)力積などが用いられる。細かい用語に関しては以下に示す。

【衝撃】 impact,impulsive,shock,blast[類語：衝突、衝撃作用、衝撃現象、爆発] 物体の衝突、打撃あるいは爆発により、短時間内に構造物へのエネルギーの伝播が行われる現象の一般的な総称。

【衝撃の区分】 type of impact

従来、衝撃力の継続時間や立ち上がり速度を比較してハードな衝撃、ソフトな

衝撃と区別していたが、最近では衝突体の変形を伴わない衝撃をハードな衝撃と称し、その逆をソフトな衝撃と呼んでいる。又、ハードな衝撃において被衝突体の破壊や変形を伴う衝撃を“Soft to Hard”と言う場合もある。

【衝撃荷重】 impact force, impact load [衝撃力、衝突荷重] 衝突や爆発によって発生する作用時間が極めて短い荷重または力。

【衝突の大きさ】 magnitude of impact

衝突体に生じる最大加速度の大きさで、その数値は重力加速度(9.8m/cm²)の倍数であらわす。

【衝撃面積】 impulse [力積]

撃力 $F(t)$ が作用する時衝撃の大きさの数学的定義は、 $s = \int F(t)dt$ の式であらわされるような衝撃力-時間曲線で囲まれる面積で示される。又、衝撃力の最大値を、 $a = F(t)_{max}$ で表し、これら 2 つの大きさから衝撃時間を $b = S/a$ で表す場合もある。

【衝撃破壊】 crash, impact failure

鉄筋コンクリート構造物に生じる破壊モードは、表面破壊、貫入、貫通、裏面剥離などの局部破壊と全体破壊に分類される。局部破壊は衝突体のもつエネルギーが、衝突部近傍のコンクリートによって吸収されるために発生する。全体破壊は、衝突体の衝突速度が比較的遅く衝突時間が長い時に衝突体のエネルギーが構造物全体によって吸収されるため、構造物全体として応答する事により生じる。

【局部破壊】 local damage, local failure

衝突体のもつエネルギーが、衝突部近傍のコンクリートによって吸収されるために生じる。現象と

しては、表面破壊、貫入、貫通および裏面剥離がある。

【バリスティック限界】 ballistic limit

衝突体に対して被衝突体が遮蔽物として役立つかどうかの判定に用いられ、この状態を示す時の衝突速度(臨界速度)はバリスティック限界と呼ばれる。

【裏面剥離】 scabbing

衝突体の衝突面と反対側の被衝突体材料が飛散する現象であり、衝突面に多大の損傷が無くとも、この飛散による衝突体の衝突を考慮する必要がある。裏面剥離は、衝突による応力波の反射によって発生する引張力が原因と考えられるすなわち、引張応力が材料の破壊強度を超えた時に、材料の一部が飛び散る。

【裏面剥離限界】 scabbing limit

衝突体に対して衝突体裏面に円状のひび割れや亀裂が生じるが、被衝突体の一部は飛散しない。この現象が生じる時の被衝突体の部材厚が裏面剥離限界厚である。

【ひずみ速度】 strain rate, straining rate

載荷によってひずみが増加する時、単位時間当りのひずみの増分(1/sec)。

【速度効果】 rate effect

載荷速度の大きさによって、材料の応力—ひずみ関係、強度などが変化する現象を説明するのにこの用語が使用される。また、応力増加速度あるいはひずみ速度効果ともいわれる。

【塑性衝撃変形】 plastic deformation for impact

梁に対して衝突体が高速で横方向に衝突する時、梁の局部損傷でなく、梁全体にわたる塑性変形挙動を言う。与えられるエネルギーが大きく曲げ塑性変形量が大きい場合には、塑性ヒンジ理論が用いられる。

【衝撃応答】 impact response

衝撃に対する応答は、同一の衝撃荷重でも衝撃を受ける物体の剛性、質量の大きさによってその物体に発生する応力の大きさ、継続時間、変形の大きさ、破壊等が異なる。応力の大きさに最も影響を与えるのは衝突速度である。衝突応答の波形およびその衝撃継続時間に影響を与えるのは、衝突体の大きさ、剛性等の関係である。衝撃に対する構造物の応答は二つからなり、一つは載荷直後に発生する「応力波の伝播による応答」であり、一つはその後しばらく継続する「弾塑性応答」である。

A-2-3 衝撃現象の分類と特徴

土木分野に関わらず、対象となる衝撃現象は、「自然的」なものと「人為的」な物に大別される。発生すれば甚大な被害を及ぼすと考えられる衝撃外乱は、一般に対象となる構造物の供用期間または耐用年数間での発生確率は非常に小さく、設計に考慮されない事が多い。しかしながら、社会的に重要な構造物の場合はたとえ発生頻度が小さくても万が一の状況を考慮した構造物の健全性についての社会的関心が高まっている。

衝撃外乱を受ける構造物や部材の挙動は、載荷速度のオーダーの相違によって顕著に異なる。すなわち、衝撃荷重を受ける部材は載荷速度に応じた変形速度で変形する。したがって、衝撃問題としては準静的とみなせる低い変形速度から、隕石の衝突の様な超高速の変形速度まで広範囲が対象となる。載荷速度はひずみ速度の他にも応力場や破壊条件にも影響を及ぼすため、静的な荷重を受ける問題と比較して衝撃問題は複雑であり、その解決は容易ではない。衝撃問題を検討する資料として、TableA-2-2 にその特性を示した。衝撃外乱が生じる代表的な事象を基準として、外乱の載荷速度とそれに対応して被衝撃体の構成材料に生じるひずみ速度が関連づけられている。⁴⁾

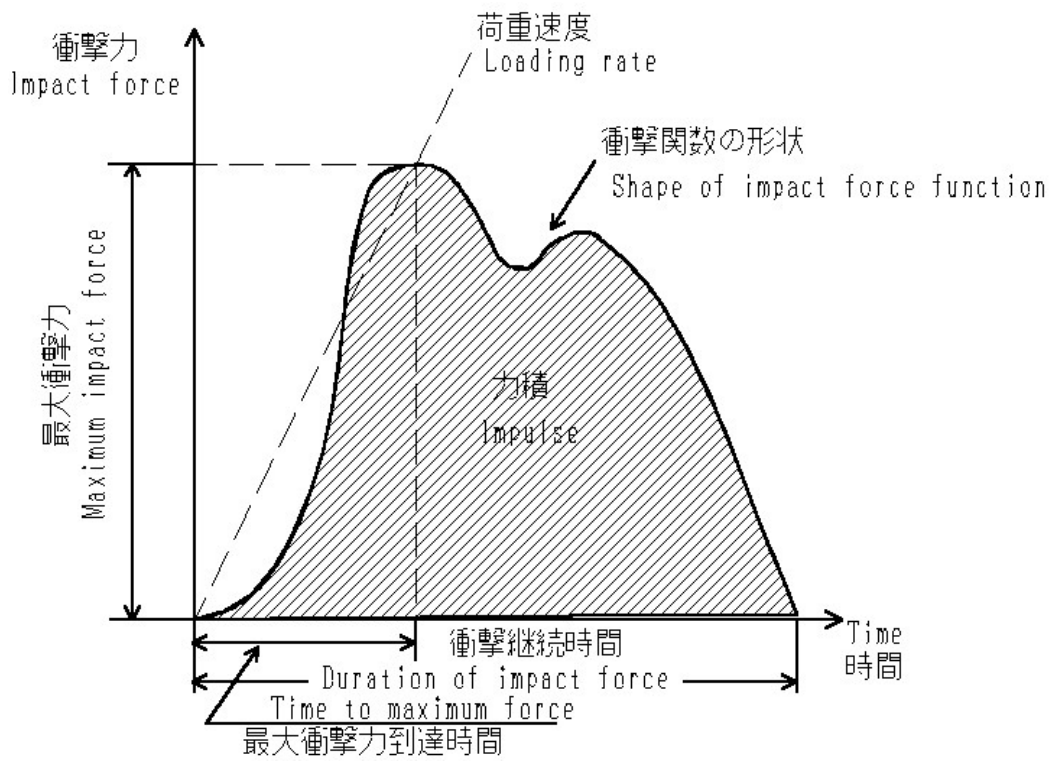


Fig. A-2-1 衝撃力特性 ④

TableA-2-1 衝撃問題の分類⁴⁾

	衝撃外乱 (衝突体)	対象構造物 (被衝突体)		衝撃の 種類	衝突体		被衝突体 柔／剛	発生頻度
					柔／剛	速度のオーダー		
自 然 的	土石流	砂防ダム		繰返し	柔	10^1 m/s	剛	大
	落石、流木、雪崩	覆道、トンネル 道路、橋脚	緩衝材あり	繰返し	剛	10^1 m/s	柔	大
			緩衝材無し	繰返し	剛	10^1 m/s	剛	大
	波浪、氷塊	防波堤、港湾施設、海岸・海洋構造物		繰返し	柔	10^0 m/s	剛	中
	地振動	建物		繰返し		10^0 m/s	柔／剛	中
	竜巻	構造物		単一		10^1 m/s	柔／剛	小
人 為 的	危険物の爆発	工場、倉庫建物		単一	柔	10^3 m/s	柔／剛	小
	重量物の落下	工場、倉庫の床		単一	剛	10^0 m/s	剛	中
	車両の衝突	車両、道路橋橋脚、高欄		単一	柔	10^1 m/s	柔	大
	船舶の衝突	船舶、橋脚、海岸・海洋構造物		単一	柔	10^0 m/s	柔／剛	中
	航空機の墜落	原子力関連施設ほか重要構造物		単一	柔	10^2 m/s	剛	極小
	タービンミサイルの衝突	原子炉建屋		単一	剛	10^2 m/s	剛	極小
	キャスクの落下	道路		単一	剛	10^0 m/s	剛	小

TableA-2-2 衝撃問題の特性 4)

荷重・衝突速度(m/s)	0 ————— 10 ⁻⁰ ————— 10 ² ————— 10 ³ ————— 10 ⁵																
関連事象	<p>波浪・地振動</p> <p>船舶の衝突</p> <p>キャスク・重量物の落下</p> <p>土石流・落石</p> <p>車両の衝突・タービンミサイルの衝突</p> <p>航空機の墜落</p> <p>車両の速度</p> <p>航空機(ジェット機)の速度</p> <p>軽飛行機(の速度)</p> <p>小爆弾、砲弾の速度</p> <p>隕石の速度</p> <p>爆薬の速度</p> <p>危険物の爆発 (油、LNC、火薬、ガス)</p>																
ひずみ速度 (1/sec)	10 ⁻⁸	10 ⁻⁷	10 ⁻⁶	10 ⁻⁵	10 ⁻⁴	10 ⁻³	10 ⁻²	10 ⁻¹	10 ⁰	10 ¹	10 ²	10 ³	10 ⁴	10 ⁵	10 ⁶	10 ⁷	10 ⁸
試験法	静的実験				標準的実験				高速载荷実験				衝突・衝撃実験				
	クープ・静的				準静的				中間ひずみ歪速度				高ひずみ速度				
	一定荷重・一定応力 载荷試験機				油圧・ギヤ式高速载荷試験機				○エアガン方式 ○回転円盤方式 ○火薬推進方式 ○重錘落下方式 ○バネ、振子式 衝撃試験機				爆発による衝撃		○ガスガン、爆発により 発射される衝撃 ○レールガン		
動的効果	クープ速度				一定ひずみ速度				試験体の機械的共振				弾塑性波の伝播				
	慣性力無視								慣性力の影響大								
	等温的								断熱的								

A-3 解析手法

A-3-1 解析手法の分類

一般に衝撃問題の数値解析法では時間に対する積分と空間座標に対する積分の両方を用いて行われる。空間座標に関する積分には、静的問題と同様に有限要素法、差分法、境界要素法等が利用され、これに時間座標に関する積分として差分法、積分変換法などが併用される。また、固有モードの重ねあわせを利用したモード法も利用される。さらに、波動問題のように基礎式が双曲型偏微分方程式となる場合には、空間座標と時間座標とを特性関係で表せるので特性曲線法も利用できる^{4),32)}

《積分変換法》

積分変換法は、ラプラス変換を含む一種の演算子法であり、それは主として時間場に適用されるが、積分変換法は時間場のみならず、空間場にも適用する事が出来る。積分変換は核関数と呼ばれる特定の関数 $K(x,s)$ を定めておいて、与えられた関数 $f(x)$ を次の積分により $f^*(s)$ に変換する事を意味する。

$$f^*(s) = \int_a^b K(x,s) f(x) dx$$

《モード法》

モード法とは、構造物の固有振動数の重ね合わせにより構造系の動的応答を求める方法である。固有振動数は数学的には固有値に対応する固有のモード関数であり、この固有モードは直行性を有する事から、これを用いた級数を一般化フーリエ級数と呼ぶ事がある。この方法のメリットは種々な方法に比べて計算時間が格段に少ないという事であるが、一般には線形問題にしか適用できないという欠点を持っている。しかし、連続系、離散系を問わずに解析できるという強みも有している。

《差分法》

差分法は微分方程式の数値解法の一つであり、その基本原理は未知数の微分係数を差分商で置き換える事により、微分方程式や偏微分方程式を解析領域内に取られた多数の格子点で離散化（近似化）し、格子点における未知量よりなる連立一次方程式の計算に帰着させる事にある。この時、数値解の精度、安定性、収束性の観点から、離散化に際して

- 1.境界形状を正確に取り扱う事
- 2.物理量が大きく変化する領域に格子点を集中する事
- 3.解析領域全体にわたって格子点をなめらかに配置させる事

といった条件を満たす必要があり、この事から直交座標格子、円筒座標格子など解析領域の幾何形状にそった座標格子が適用される。しかしながら、一般の複雑な形状に対しては、座標格子が境界と一致しないために、内外挿により境界条件を近似する方法がとられ、そのために数値誤差を生じるという問題がある。

《境界要素法》

境界要素法は古典的な積分方程式と有限要素法とを結合させた手法である。その基本原理は、対象とする微分方程式をグリーンの公式や相反定理を用いて境界積分方程式に変換するものであるが最近では、より一般的な重みつき残差の表現式に基づく方法が用いられている。

線形問題においては対象領域の境界のみを要素分解すればよいため、対象とする問題の次元を一つ減じる事が出来るので、差分法、有限要素法と比較して入力データの作成、計算時間を提言する事が出来る。また、無限遠における境界条件を考慮しなければいけない問題に対しては、差分法、有限要素法に比べ、その取り扱いが容易である。したがって、弾性接触問題のように基礎微分方程式が線形であるが、境界条件が非線形で表される問題には有利となる。

《有限要素法》

構造解析のさまざまな問題ばかりでなく、ポテンシャル流れ、Navier-Stokes 方程式で支配される粘性流れなどの問題も対象と出来る幅広い手法である。その基本原理は、問題の変分的定式化であり、各種の変分原理を用いて定式化されているが、最近では重みつき残作法を利用した定式化が行われている。

有限要素法は解析対象領域を有限な数の要素に分割し、支配方程式を変分原理に基づいて変形し、これにより解析対象領域についての総節点についての未知節点力、未知節点変位に関する連立一次方程式あるいは固有値問題の計算に帰着させる事にある。

A-3-2 時間積分の分類

時間積分法には、①時間に関して解析的に積分する方法、②時間に関して積分変換された運動方程式の変換解を数値的に逆変換する方法、③時間微分を差分近似する方法、などがありこれらのうち解析的に積分する方法は基本的な問題に限られる。積分変換する方法は定式化が簡潔で、使いやすい方法が多く提案され線形動弾性・線形動粘弾性問題の解析には便利であるが、その適用は運動方程式が線形微分方程式で表される場合に

限られる。これに対して、差分法に基づく方法は、解析に必要な時間間隔を細かい刻みに分割し、時間刻み幅ずつ時刻を進めながら応答を求めていく方法である。この方法は長い計算時間を要するので、問題によってはモード解析法の方が効率よく解析できる場合もある。しかし、数値安定のために時間刻みに注意を払う必要があるが、非線形微分方程式にも適用する事が出来、汎用性の点ではこれに代わる手法はない。4)

A-3-2-(a)陽的解法

*Euler*法、中央差分法、動的緩和法、*Runge-Kutta*法などが属する陽的解法は、時間増分を Δt として時刻 $t + \Delta t$ の解が時刻 t における解を用いて表示（陽表示）される手法である。ここでは、本研究において使用している衝撃破壊挙動解析コード (*LS-Dyna3D*)において用いられている中央差分法について説明する。

時刻 $t + \Delta t$ における状態を表す厳密な式は、時刻 t における変位、速度を用いて次式で与えられる。

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \int_t^{t+\Delta t} \dot{u}(t) dt \quad (\text{A-3-1})$$

速度、加速度は中央差分を用いて次のように近似される。

$$\begin{aligned} \dot{u}(t) &= \frac{u(t + \Delta t) - u(t - \Delta t)}{2\Delta t} \\ \ddot{u}(t) &= \frac{u(t + \Delta t) - 2u(t) + u(t - \Delta t)}{\Delta t^2} \end{aligned} \quad (\text{A-3-2})$$

いま、時刻 $t + \Delta t$ の変位解を求めるために $m\ddot{u} + k\dot{u} + cu = f$ を時刻 t で考える。

$$m\ddot{u}(t) + k\dot{u}(t) + cu(t) = f(t) \quad (\text{A-3-3})$$

Eq(A-3-2)に Eq(A-3-3)を代入すれば次の結果を得る。

$$u(t + \Delta t) = \left[\frac{m}{\Delta t^2} + \frac{c}{2\Delta t} \right]^{-1} \left\{ f(t) - \left[k - \frac{2m}{\Delta t^2} \right] u(t) - \left[\frac{2m}{\Delta t^2} - \frac{c}{2\Delta t} \right] \dot{u}(t - \Delta t) \right\} \quad (\text{A-3-4})$$

この式から $u(t + \Delta t)$ が求められる。この解法は、時刻 t での平衡条件に基づいていて、時刻 $t + \Delta t$ の変位 $u(t + \Delta t)$ が時刻 t 以前の既に求められた値によって計算することが出来る。このような解法を、陽的解法と呼ぶ。

ここで、時間増分を十分に小さくとると中心差分法は良好な結果をもたらすが、時刻 t から $t + \Delta t$ までの間に u の値を一定として計算しているので、 Δt を小さくとらないと大きな誤差が生じる。それを改良するには、テイラー展開の項数をさらに高次の項まで取る方法、積分をシンプソン公式あるいはニュートン・コーツの積分公式を利用して精度良く近似する方法などがある。

A-3-2(b)陰的解法

Newmark の β 法、*Wilson* の θ 法、*Houbolt* 法などが属する陰的解法は時刻 $t+\Delta t$ の解が時刻 $t+\Delta t$ における解のみで表示できない手法である。ここでは一般的に用いられている *Newmark* の β 法について説明する。

時刻 $t+\Delta t$ での変位および速度を次のように仮定する

$$u(t+\Delta t)=u(t)+\Delta t\dot{u}(t)+\frac{\Delta t^2}{2}\ddot{u}(t)+\beta(\Delta t)^2[\ddot{u}(t+\Delta t)-\ddot{u}(t)] \quad (\text{A-3-5})$$

$$\dot{u}(t+\Delta t)=\dot{u}(t)+\frac{\Delta t}{2}[\ddot{u}(t+\Delta t)+\ddot{u}(t)] \quad (\text{A-3-6})$$

通常パラメータ β は、 $0\leq\beta\leq 1/2$ の範囲で用いられる。 $\beta=1/6$ の場合、式(A-3-5)は時刻 t から時刻 $t+\Delta t$ までの間、加速度が直線的に変化した事に相当する。次に式(A-3-5)、(A-3-6)の右边に時刻 $t+\Delta t$ における加速度を含んでいるので、運動方程式を使用してそれを知る事にする。すなわち運動方程式を

$$m\ddot{u}(t+\Delta t)+c\dot{u}(t+\Delta t)+ku(t+\Delta t)=f(t+\Delta t) \quad (\text{A-3-7})$$

と、表すことが出来る場合、式(7.7)を $u(t+\Delta t)$ 、 $\dot{u}(t+\Delta t)$ 、 $\ddot{u}(t+\Delta t)$ の連立方程式として解けば良い。

中央差分方では変位を計算する際には速度を一定として取り扱い、速度の計算の際には加速度を一定として取り扱っていたのに対して、*Newmark* の β 法では、変位を計算する際に速度を 2 次式、速度の計算をする際には加速度を 1 次式の形で取り扱っているため精度の点でかなり有利になる。^{4),32)}