

博 士 論 文

司部座屈と隅角部のせん断変形を考慮した鋼製橋脚の
はり要素による複合非線形解析に関する研究

2002年8月

小 澤 一 誠

名古屋工業大学博士論文

乙第187号(論文提出による)

平成14年12月25日授与

博士論文

局部座屈と隅角部のせん断変形を考慮した鋼製橋脚の
はり要素による複合非線形解析に関する研究

2002年 9月

小澤一誠

目 次

	頁
第1章 序論 -----	1
1. 1 鋼製橋脚の設計法の現状	
1. 1. 1 鋼製橋脚の普及と兵庫県南部地震による耐震設計法の見直し	
1. 1. 2 鋼製橋脚の耐震設計法の現状	
1. 2 鋼製橋脚の耐震解析法の現状	
1. 2. 1 鋼製橋脚の耐震解析法の推移	
1. 2. 2 シェル要素を用いた FEM 解析法の現状	
1. 2. 3 はり要素を用いた FEM 解析法の現状	
1. 3 本研究の目的と内容	
第2章 はり要素を用いた複合非線形解析 -----	16
2. 1 概要	
2. 2 座標系	
2. 3 物理量の成分	
2. 4 座標変換	
2. 5 節点変位関係と節点変位増分関係の集計	
2. 6 節点力の変換	
2. 7 増分形の要素剛性方程式	
2. 8 変位モードおよび要素のひずみマトリックス	
2. 9 要素の剛性マトリックス	
2. 10 数値計算法 (Return Mapping)	
第3章 圧縮補剛板の局部座屈挙動を考慮したはり要素による 鋼製橋脚の複合非線形解析 -----	30
3. 1 概要	
3. 2 軟化型構成則を用いたはり要素による解析の問題点	
3. 3 骨組解析に用いる軟化型構成則の誘導 (予測モデル)	
3. 3. 1 圧縮フランジに用いる軟化型の構成則	
3. 3. 2 骨組解析のウップ圧縮部分に用いる構成則	
3. 3. 3 せん断変形の影響	
3. 4 局所化区間長の同定に用いた変形状態	
3. 5 座屈要素の導入	
3. 6 局部座屈を考慮した単柱式鋼製橋脚の Pushover 解析	

第4章 隅角部のせん断変形を考慮したはり要素による ラーメン橋脚の複合非線形解析	64
4.1 概要	
4.2 隅角部を剛域とした骨組要素によるラーメン橋脚の Pushover 解析	
4.3 はり要素による隅角部のモデル化	
4.4 隅角部のせん断変形を考慮したはり要素による ラーメン橋脚の Pushover 解析	
第5章 局部座屈挙動を考慮したはり要素による 複合非線形解析の耐震設計への適用	78
5.1 Pushover解析と時刻歴応答解析を組み合わせた耐震設計法	
5.2 局部座屈挙動を考慮したはり要素による 複合非線形解析の耐震設計への適用	
5.2.1 局部座屈とラーメン隅角部のせん断変形を考慮した はり要素による複合非線形解析	
5.2.2 動的解析による耐震性能2及び耐震性能3の照査	
第6章 結論	83
6.1 本研究で得られた主な結果	
6.2 今後の課題	

第1章 序論

1. 1 鋼製橋脚の設計法の現状

1. 1. 1 鋼製橋脚の普及と兵庫県南部地震による耐震設計法の見直し

一般の橋梁の下部構造としての橋脚の構造形式は、経済性、維持管理、立地条件、環境への影響等を考慮して決定されるが、特に経済性、維持管理の面から、当初はコンクリート橋脚が多く用いられていた。しかし、1960年代から始まった都市高速道路の高架橋建設に伴い、橋脚の設置位置から橋脚の断面寸法が制約を受けるケースや、T型橋脚やラーメン橋脚でその張出長や径間長が長くなるケースが増加し始め、奥村・石沢らによる簡易で応用性に優れた鋼製ラーメン橋脚隅角部の設計方法¹⁾の提案とも相俟って、鋼製橋脚が積極的に採用され始め、1900年代の半ばまでに都市高速道路の下部構造として数多くの橋脚が建設された。その設計法は、主に箱桁の設計理論をベースとし、死荷重、活荷重、風荷重、地震荷重、温度荷重等の荷重を弾性理論の範囲で静的に載荷し、それらの組み合わせを考慮したもので、殆どが上部工と切り離して鋼製橋脚単独の構造物として設計されていた。

1995年1月17日に起こった兵庫県南部地震は、M7.2という規模であったが震源地が建設中の明石海峡大橋の中央径間付近から大都市神戸のほぼ直下を走る断層で発生した地震であった。震度は7を記録し、断層に沿って神戸市に多大の被害をもたらした。明石海峡大橋はメインケーブルとハンガーロープが架設された段階での被災であったため、神戸側と淡路島側で鋼製主塔間の相互のずれが水平方向へ1m以上あったにも関わらず大きな被害を免れ、間接的に鋼製の橋脚の耐震性能の高さを証明する形となった。後に同大橋は、補剛桁の長さを長く製作し直し、計画路面を高目に設定し直すという簡易な修正のみで完成に至った。一方、都市高速道路は阪神高速道路公団の古いコンクリート橋脚の崩壊を中心に、特に建設位置が高い高架橋が大きな被害をこうむり、それまで想定されていた以上の大きな水平力の載荷を裏付ける結果となった。鋼製橋脚も2基が崩壊し、全体的な破壊が起きなかった他の鋼製橋脚の中にも、柱の座屈を伴う変形や隅角部の亀裂あるいは梁のせん断座屈等が発見され、耐震設計に関するそれまでの設計、製作法に対する大規模な見直しが必要となった。また、神戸海洋気象台、JR西日本鷹取駅、東神戸大橋に設置された地震計にはそれぞれ異なる地盤種別に対応してその時の地震波形が記録され、その後の耐震設計に大きな役割を果たすこととなった。

鋼製橋脚に関する主な耐震設計の見直し項目としては、

- ① それまでの頻度の高い中規模地震やプレート境界型の遠距離の大規模地震に加え内陸直下、型の地震を考慮する必要がある。
- ② 鋼製橋脚崩壊の一因ともなった、「対象とする構造物を単独で設計する。」という考え方で設計するのではなく、全体の構造系システムとして捉え設計する必要がある。

- ③耐荷力だけでなく塑性変形による吸収エネルギーを確保できる構造を採用する必要がある。
- ④箱型鋼製橋脚本体を構成するためのカド溶接は塑性変形が進展した後も割れによるぜい性的な破壊を防ぎ箱断面を保持できる必要がある。
- ⑤それまで一般的に用いられていた鋼製支承が数多く破損し、その耐震性に疑問が投げかけられ、ゴム支承の採用が促された。
- ⑥アンカー一部の設計についても橋脚の終局水平耐力との関係から見直しが必要となった。

等である。この結果、現在の高架橋では構造系全体の耐震システムを考慮して形式選定が行われるようになり、多径間連続桁や上下部の剛結構造が採用され始めると共に、旧橋の改良工事ではゴム支承への交換と共に単純桁の連続化が計られるようになって来ている。この他にもジョイントプロテクター、落橋防止装置、橋脚天端幅、伸縮装置、等全てを構造系全体の耐震システムとして捉えるという概念が導入されてきている。

一方鋼製橋脚自体の設計については、それまでの弾性理論に基づく耐荷力中心の設計法に変わって、塑性変形による吸収エネルギーの大きさの確保に注目が集まり、兵庫県南部地震で得られた異なる地盤の強震波形を用いた動的解析や Pushover 解析により大きな塑性変形能力を解析により求める必要性が発生した。

1. 1. 2 鋼製橋脚の耐震設計法の現状

(1) 地震動の種類、橋種、耐震性能の照査の基本的な考え方

道路橋示方書²⁾において、橋の耐震設計に考慮すべき設計地震動は、(a) 橋の供用期間中に発生する確率が高い「レベル1」地震動。(b) 橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ「レベル2」地震動。の2段階があり、「レベル2」地震動には、①プレート境界型の大規模な地震を想定した「タイプ1」地震動。②内陸直下型地震を想定した「タイプ2」地震動。の2種類がある。また、橋の重要度に応じて、標準的な「A種の橋」と特に重要度が高い「B種の橋」とがある。橋の耐震性能の考え方は、「耐震性能1」は地震によって橋としての健全性を損なわない性能であり、「耐震性能2」は地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能であり、「耐震性能3」は地震による損傷が橋として致命的とならない性能である。また、レベル1地震動に対しては、A種の橋、B種の橋ともに「耐震性能1」を確保する。レベル2地震動に対しては、A種の橋は「耐震性能3」を、B種の橋は「耐震性能2」を確保する。

耐震性能1に対する橋脚の限界状態は、地震によって発生する応力度が弾性域を超えない範囲、すなわち、許容応力度以下とする。したがって、耐震性能1に対する橋脚の限界状態は、許容応力度の割増し係数1.5を乗じた許容応力度に達した状態とする。

耐震性能2、耐震性能3に対する限界状態は、橋の構造特性に応じて塑性化を考慮する部材を適切に組み合わせ、その組み合わせに応じて各部材の限界状態を設定する。

表 1.1 耐震設計に考慮する地震動の種類

	内 容		
レベル1地震動	発生確率が高いが強度が小		
レベル2地震動	発生確率が低いが強度が大	タイプ1地震動	プレート境界型
		タイプ2地震動	内陸直下型

表 1.2 耐震設計における耐震性能の考え方

	要 求 性 能
耐震性能1	健全性を損なわない（弾性域）
耐震性能2	損傷が限定的，速やかな機能回復
耐震性能3	損傷が致命的とならない性能

表 1.3 地震時の要求性能

	A種の橋（普通の橋）	B種の橋（重要な橋）
レベル1地振動	耐震性能1	
レベル2地振動	耐震性能3	耐震性能2

鋼製橋脚の場合，塑性化を考慮する部材として，確実にエネルギー吸収を図ることができ損傷の発見が容易でありかつ速やかに修復を行うことが可能な部材として一般に鋼製橋脚の柱を選定する。

橋の耐震性能の照査方法としては，大きく分けて静的照査法と動的照査法の2つがある。静的照査法は，レベル1地震動に対し，地震時の挙動が静的解析モデルにより表現でき，かつ1次の振動モードが卓越した構造系であること。レベル2地震動に対し，構造系が単純で1次振動モードが卓越し，主たる塑性化の生じる部位が明確になっており，エネルギー一定則が適用できること。の2条件を満足する場合に適用する。一方，動的照査法は，地震時の挙動が複雑な橋や，レベル2地震動に対して鋼製橋脚に塑性化を考慮する場合のように，塑性化を考慮する構造部材の非線形履歴特性に基づくエネルギー一定則の適用性が十分検討されていない場合について適用する。

（2）動的照査法による耐震性能の照査

動的照査法により耐震性能の照査を行う場合の留意点は次の3項目である。

- ①解析モデルで想定した箇所以外に塑性化が生じていないこと。
- ②当該部材に塑性化が生じることにより橋全体系が不安定にならないこと。

③塑性化を考慮してはならない部材に塑性化が生じていないこと。

動的解析の方法としては、応答スペクトル法と、時刻歴応答解析法があり、時刻歴応答解析法には、モード解析法、直接積分法及び複素応答法等がある。

動的解析に用いる強震記録としては次の条件を満たすものを用いる。

①架橋地点とよく似た地形や地盤条件の地点で観測された強震記録。

②振幅の調整量をできるだけ小さなものとするために、振幅調整しようとする記録のスペクトル特性が目標とする加速度応答スペクトルに近似した特性を有する強震記録。

タイプⅡの地震動を設定するための振幅調整をする際には、平成7年兵庫県南部地震で得られた強震記録の中から、たとえば、Ⅰ種地盤においては神戸海洋気象台の記録、Ⅱ種地盤においてはJR西日本鷹取駅の記録、Ⅲ種地盤においては東神戸大橋周辺地盤の記録を用いる。

なお、時刻歴応答解析法を用いて部材の塑性化を考慮した耐震性能2又は耐震性能3の照査を行う場合には、入力する地震動として3波形程度の地震動に対して動的解析を行い、その結果求められる応答値を平均し、その平均値を照査に用いる応答値として扱う。ただし、耐震性能1の照査においては、入力する地震動は1波形とする。

(3) 動的解析の解析モデル及び解析方法

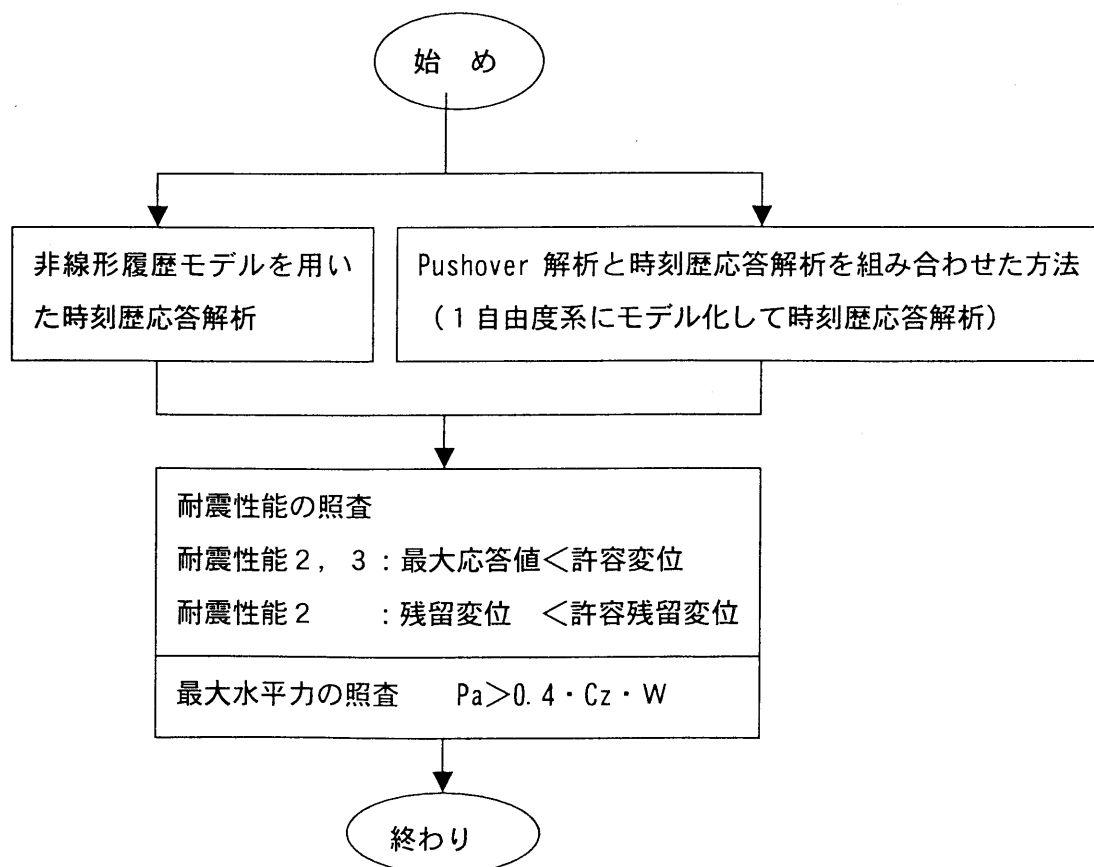


図 1.1 鋼製橋脚の耐震設計の流れ

動的解析の解析モデル及び解析方法については次の方法等から適切な方法を選択する。

- ①非線形履歴モデルを用いた時刻歴応答解析法
- ②Pushover 解析と時刻歴応答解析法を組合せた方法^{3) 4)}

なお、動的解析では、可能な限り橋全体系をモデル化した解析を行うことが望ましいが、解析規模が大きくなる場合には、実務上困難となる場合もある。したがって、構造物の固有周期が概ね同一で、水平耐力等が概ね等しい場合等、適切な設計振動単位に分割が可能な場合は、分割した設計振動単位毎にモデル化を行う。

1) 非線形履歴モデルを用いた時刻歴応答解析法

非線形性を考慮した動的解析の非線形履歴モデルの代表的なものとしては、部材の水平力と水平変位の関係を定義するもの、断面の曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係（以下「 $M - \phi$ 関係」という。）を定義するもの、材料の応力度-ひずみの関係を定義するもの等があるが、道路橋示方書では $M - \phi$ 関係を用いる方法を主な方法として採用しており、その設定法について述べる。

(a) コンクリートを充填しない鋼製橋脚の場合

- ①鋼材の応力度-ひずみ曲線を二次勾配 $E/100$ のバイリニア型とする。
- ②鋼製橋脚の断面形状に応じて、許容変位に対応する許容ひずみ ε_a を求める。ただし、SM570 以上の高張力鋼で構成される鋼製橋脚に対して、許容ひずみ ε_a を使って $M - \phi$ 関係を設定すると、許容変位を過大に評価し危険側となる可能性があるため、SM570 以上の高張力鋼を用いる場合には許容ひずみの値を別途検討する。
- ③ ①の応力度-ひずみ曲線を利用し、平面保持の仮定が成立するものとし、軸力の影響を考慮して、圧縮縁及び引張縁の鋼材の板厚中心位置におけるひずみが、それぞれ初めて降伏ひずみ ε_y に達する時の曲率と曲げモーメント(ϕ_{yc}, M_{yc})及び(ϕ_{yt}, M_{yt})、圧縮縁の鋼材の板厚中心位置におけるひずみが初めて②で求めた許容ひずみ ε_a に達する時の曲率と曲げモーメント(ϕ_a, M_a)を算出し、その3点を結んだトリリニア型の $M - \phi$ 関係として 図 1.2 を設定する。なお、上部構造等の死荷重が偏心している鋼製橋脚では、その偏心モーメントの影響を考慮して $M - \phi$ 関係を設定する。

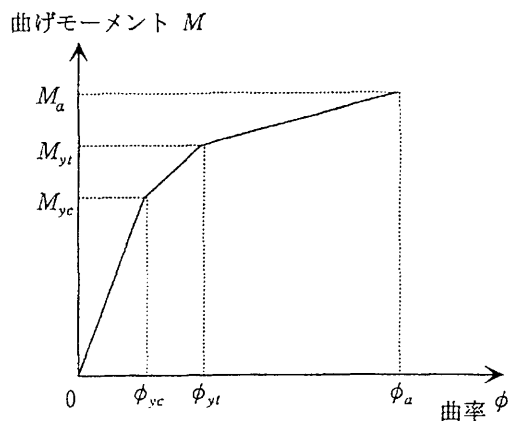


図 1.2 塑性化を考慮するコンクリートを充填しない鋼断面の $M - \phi$ 関係 (文献 2) による)

(b)コンクリートを充填した鋼製橋脚の場合

- ①鋼材の応力度－ひずみ曲線を二次勾配 $E/100$ のバイリニア型、コンクリートの応力－ひずみ曲線を **図 1.3** に示すものとする。
- ②鋼製橋脚の断面形状に応じて、許容変位に対応する許容ひずみ ε_a を求める。ただし、コンクリートを充填しない鋼製橋脚と同様に、SM570 以上の高張力鋼で構成される鋼製橋脚に対して前述の許容ひずみ ε_a を使って $M - \phi$ 関係を設定すると、許容変位を過大に評価し危険側となる可能性があることから、SM570 以上の高張力鋼を用いる場合には許容ひずみの値を別途検討する。
- ③ ①の応力度－ひずみ曲線を利用し、平面保持の仮定が成立するものとし、軸力の影響を考慮して、圧縮縁及び引張縁の鋼材の板厚中心位置におけるひずみが、それぞれ初めて降伏ひずみ ε_y に達する時の曲率と曲げモーメント (ϕ_{yc}, M_{yc}) 及び (ϕ_{yt}, M_{yt}) のうちいずれか小さい方の曲率と曲げモーメントを (ϕ_y, M_y) とし、さらに圧縮縁の鋼材の板厚中心位置におけるひずみが初めて②で求めた許容ひずみ ε_a に達する時の曲率と曲げモーメント (ϕ_a, M_a) を算出し、その2点を結んだバイリニア型の $M - \phi$ 関係として **図 1.4** を設定する。なお、コンクリートの引張応力は無視し、上部構造等の死荷重が偏心している鋼製橋脚では、その偏心モーメントの影響を考慮して $M - \phi$ 関係を設定する。

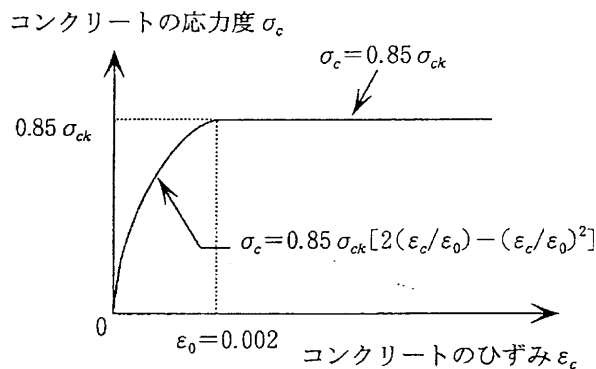


図 1.3 コンクリートの応力度－ひずみ曲線
(文献 2)による)

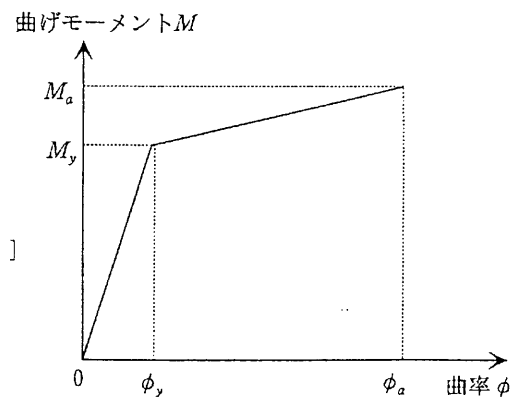


図 1.4 塑性化を考慮するコンクリートを充填した断面の $M - \phi$ 関係(文献 2)による)

また、非線形履歴モデルの設定に関する注意事項を以下に述べる。**図 1.2**、**図 1.4** に示した $M -$

ϕ 関係を骨格曲線とする非線形履歴モデルの硬化則は、移動硬化型とする。ここで述べた手法に基づいて $M - \phi$ 関係等の非線形履歴モデルを設定する場合は、非線形履歴モデルの設定の根拠となる作用軸力及び対象とする断面形状等の適用範囲に注意するとともに、必ず後述する構造細目に従う。鋼製橋脚の非線形履歴モデルをここで述べた手順により設定する場合には、残留変位の照査において橋脚の降伏変位 δ_y としては、コンクリートを充填しない鋼製橋脚では (ϕ_{y1}, M_{y1}) に対応する降伏変位を、コンクリートを充填した鋼製橋脚では (ϕ_y, M_y) に対応する降伏変位を用いる。また、橋脚の最小必要耐力の照査における地震時保有水平耐力 P_a ならびに橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度の算出における基礎が支持する橋脚の終局水平耐力 P_u としては、いずれも、許容変位時の曲げモーメント M_a を橋脚基部から上部構造重心位置までの高さ h で除した値 (M_a/h) を用いる。ただし、偏心モーメントを受ける場合、橋脚基礎には安全側の水平力を用いるという配慮から、偏心モーメントの影響を考慮しないで M_a を算出する。

門型の鋼製ラーメン橋脚の面内方向に対しては、柱部に生じる変動軸力が適用範囲にある場合には、ここで述べた $M - \phi$ 関係の算定手法を鋼製ラーメン橋脚の柱部に適用して面内方向に対する非線形履歴モデルを作成する。ただし、この場合、動的解析の結果、柱部の 2 力以上の断面において曲げモーメントと曲率の応答値が (ϕ_a, M_a) に達する場合には、設定した非線形履歴モデルの適用性について別途検討する。また、鋼製ラーメン橋脚のはら部に (a) に示した $M - \phi$ 関係を適用する場合にも別途検討する。

以上(a) (b)のようにして構築した非線形履歴モデルを用いて時刻歴応答解析を行い応答値を得る。

2) Pushover 解析と時刻歴応答解析を組み合わせた方法

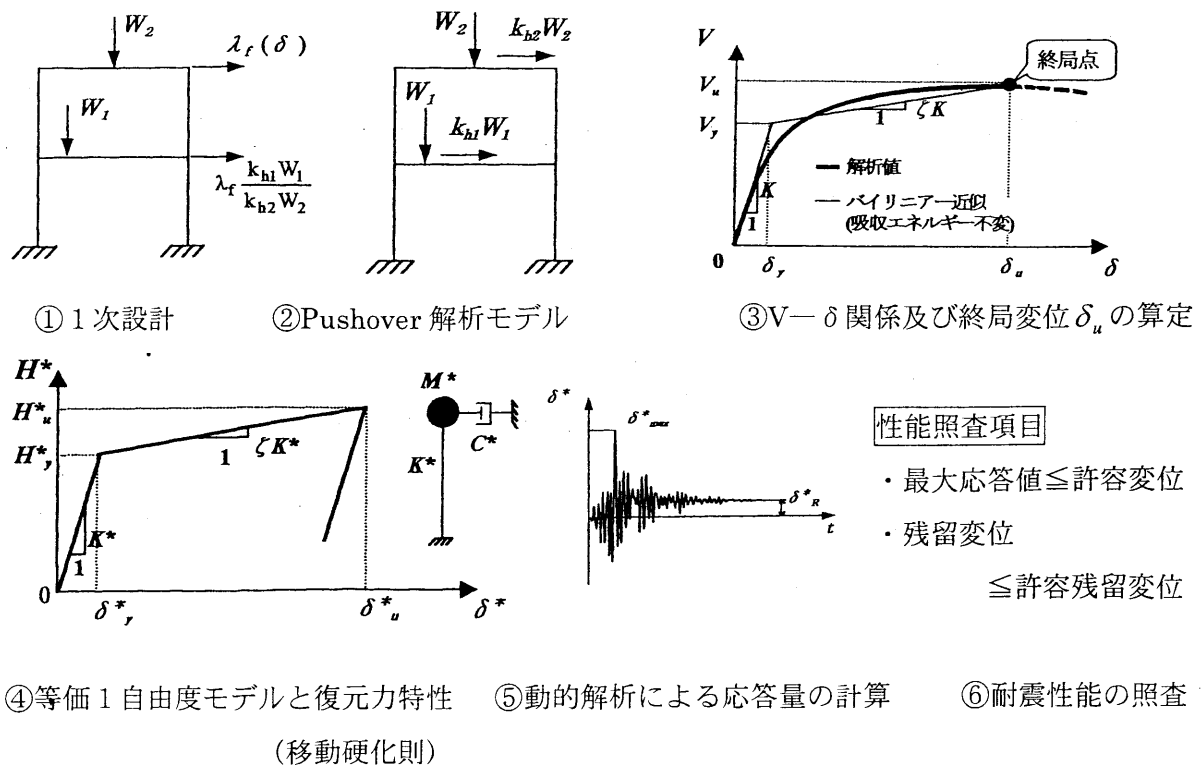


図 1.5 Pushover 解析と時刻歴応答解析を組み合わせた方法 (文献 3)による)

動的解析のうちの1つの方法として 図 1.5 に示すように、多自由度系である橋全体系の荷重と変形の関係を局部座屈とラーメン隅角部のせん断変形を考慮した Pushover 解析により求め、それに合致する非線形履歴特性を有する1自由度系にモデル化して時刻歴応答解析法により応答を求める。この手法は1自由度系にモデル化することを前提とするため、多くの鋼製橋脚のように、地震応答に主たる影響を及ぼすモードが1つの卓越するモードとなる場合に適用が限定される。また、この方法は Pushover 解析においてすでに $P-\delta$ 効果が含まれており、1自由度の時刻歴応答解析は微小変位理論によればよい¹⁰⁾。

(4) 動的照査法による照査

- ①耐震性能 2 の照査は、動的解析により算出される鋼製橋脚の最大応答値が許容値以下となるとともに、動的解析により算出される上部構造の慣性力の作用位置における最大応答変位を用いて算出される残留変位が許容残留変位以下となるように行う。
- ②耐震性能 3 の照査は、動的解析により算出される鋼製橋脚の最大応答値が許容値以下となるように行う。
- ③動的解析に用いるモデルについては、できる限り実際の橋の条件を再現することが理想であるが、例えば支承部の摩擦の影響や変位の増大に伴う $P-\delta$ 効果等、実際には全てをモデル化に考慮できない場合もある。このような点に配慮し、橋全体としての耐震性を確実に確保することに留意するために、橋全体としての水平耐力が過度に小さくなっていないことや変形が過度に大きくなっていないこと等に配慮する。静的照査法においては、設計水平震度の下限値等を設定している。したがって、このような耐震性の確保に対する配慮を、動的照査法による耐震性能の照査にも反映させるために、動的照査法によって耐震性能を照査した橋に対して、橋脚の最大水平力が等価重量に地域別補正係数を乗じた値の 40%以上を満足しているかどうかを照査する。
- ④許容残留変位は、原則として橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さの 1/100 とする。
- ⑤耐震性能 2 又は耐震性能 3 の照査を行う場合の許容変位は繰返しの影響を考慮した载荷実験データに基づくことが原則であるが、鋼製橋脚の弾塑性挙動を適切に表現できる解析による場合には、その解析結果に基づいて許容変位等の鋼製橋脚の弾塑性挙動を表す諸数値を定める。

(5) 部材のモデル化

- ①鉄筋コンクリート部材の非線形履歴特性は、曲げ破壊型、曲げ損傷からせん断破壊移行型又はせん断破壊型のいずれであるかを十分に検討しておく必要がある。
- ②基礎の変形の影響は、一般に基礎の抵抗を表わすバネにより線形でモデル化する。
- ③支承に免震支承を用いる場合は、支承の力学的特性が橋全体系の地震時挙動に及ぼす影響が大きいため、支承の非線形性を適切にモデル化して解析を行う。
- ④減衰定数は、部材の粘性抵抗により生じる粘性減衰、部材の塑性的性質から生じる履歴減衰、

振動エネルギーの地下逸散減衰等からなり、橋の構造特性によって変化する。

(6) 構造細目

鋼製橋脚の内部に適切にコンクリートを充填することにより、鋼製橋脚の耐力及び変形性能等を向上させることができる。この場合、コンクリートは低強度のコンクリート(基準強度 18N/mm²程度)を使用する。コンクリートの充填高さは、充填コンクリート直上における鋼断面の降伏水平耐力又は局部座屈を考慮した水平耐力が橋脚基部の水平耐力を上回るように設定する。また、レベル 2 地震動に対して、ぜい性的な破壊を防ぎ、じん性の向上を図れる構造とする観点から、コンクリートを充填した鋼製橋脚のレベル 1 地震動に対する耐震性能 1 の照査を行う場合には、以下に留意する。

- ①レベル 1 地震動に対する耐震性能 1 の照査においては、一般に充填コンクリートの効果を無視した鋼製橋脚として設計する。
- ②柱の中間高さで板厚を変化させると、水平力を受けた場合に板厚変化位置において局部座屈が生じやすくなる。板厚の変化による経済的効果が著しくない場合には、等断面として設計した方がコンクリートの充填高さを低くでき、有利となる場合もあり、設計に当たってはこれに配慮する。

コンクリートを充填しない鋼製橋脚では、じん性の乏しいぜい性的な破壊に至るので、次のようなぜい性的な破壊を防ぐための構造細目を採用する。

(a) 矩形断面橋脚

- ①角部にコーナプレート等を当てて補強した構造(角補強構造)。{実務上殆ど用いられない。}
- ②角部を円弧状とし角溶接をなくした構造。{景観対策の場合以外は、殆ど用いられない。}
- ③角部の溶接部を全断面溶込みグループ溶接又は K 開先による部分溶込みグループ溶接 (ルートフェイスは 2mm 程度) とし、さらに板厚方向の機械的性質が保証された鋼材を使用した構造。{最も良く用いられる構造である。}

(b) 円形断面橋脚

- ①橋脚本体の周りに、母材板厚の 1/2 程度の隙間をあけて鋼板を巻立てた構造。{実務上殆ど用いられない。}
- ②鋼管を縦リブで補強した構造。{大型の鋼管の場合に用いられる。}
- ③鋼管の径厚比(板厚に対する半径の比率)を制限した構造。{小型の鋼管の場合に用いられる。}

また、じん性を向上させるための構造細目として次に述べる構造を採用する。矩形断面については、補剛板の幅厚比を小さくするとともに補剛材の剛性を高めることにより、じん性の向上が期待できることも確認されている。なお、矩形断面橋脚の基部に車両の衝突時の変形防止を目的とした中埋めコンクリートを充填する場合、角割れを防ぐ構造細目をコンクリート充填部分にも重なるように採用する等、ぜい性的な破壊を防ぐための対策を施す。一方、円形断面橋脚については、径厚比を制限した構造として所定の径厚比パラメータを有する場合には、ぜい性的破壊を防ぐことができる。

(7) アンカー部の照査

アンカー部は、鋼製橋脚の水平耐力と同等以上の耐力を有するように設計する。ここで、橋脚基部にコンクリートを充填する場合にはその影響を考慮して鋼製橋脚の耐力を算出する。

アンカー部の構造のレベル 1 地震動に対する照査法として、(a)アンカーボルトとアンカーフレームで圧縮力及び引張力に抵抗させる方式(杭方式)と、(b)圧縮力に対してはベースプレート下面のフーチングコンクリートで、引張力に対してはアンカーボルト及びアンカーフレームで抵抗させる方式(鉄筋コンクリート方式)の 2 つの方法がある。レベル 2 地震動に対する耐震性能 2 又は耐震性能 3 の照査を行う場合、これらの構造に対するアンカー部の水平耐力については、ベースプレート下面のフーチングのコンクリート断面に対し周囲のアンカーボルトを鉄筋に置き換えた鉄筋コンクリート断面として算出する。アンカー部の水平耐力は、アンカーボルトの降伏時の耐力もしくはコンクリートの圧縮ひずみが 0.002 に達した時の耐力のうち、いずれか小さい方の値とする。また、アンカーボルトについては、(a)で設計する場合には複鉄筋、(b)で設計する場合には単鉄筋にモデル化する。なお、アンカー部の耐力との比較を行う鋼製橋脚の水平耐力は、鋼製橋脚の非線形履歴モデルとして、 $M-\phi$ 関係を用いる場合、許容変位時の橋脚基部の曲げモーメント M_a を橋脚基部から上部構造の慣性力作用位置までの高さ h で除した値 (M_a/h) とする。

1. 2 鋼製橋脚の耐震解析法の現状

1. 2. 1 鋼製橋脚の耐震解析法の推移

耐震設計に関する考え方が整備されていなかった 1971 年以前の鋼製橋脚の耐震設計は主に震度法により行われ、解析法も立体のはり要素を用いた微小変位理論により解析されていた。1972 年以後は東海大地震の危険性が叫ばれるようになり、計算機や解析ソフトの普及もあって大規模な構造物や特殊な構造物については、加速度応答スペクトルを用いたモード解析法による動的解析が用いられるようになり、静的解析で設計された部材に対して動的解析による照査を行って安全性を確認するようになったが、これらは専ら弾性範囲内の解析による照査であった。

前述したように、1995 年 1 月 17 日に起こった兵庫県南部地震は、鋼製橋脚にも被害をもたらした。2 基の鋼製橋脚が崩壊し、全体的な破壊が起きなかった鋼製橋脚の中にも柱の塑性座屈を伴う変形や隅角部の亀裂あるいは梁のせん断座屈等が見られた。これにより、鋼製橋脚の耐震設計に関するそれまでの設計法に対し大幅な見直しの必要性が生じ、それに伴って解析法についても新たな研究の必要性が多々生じた。

設計解析に関する主な見直し項目としては①それまでの頻度の高い中規模地震やプレート境界型の遠距離の大規模地震に加え内陸直下型の地震を考慮する必要があることが認識されたが、この地震によりその強震記録が新たに整備され、その強震記録を利用して弾塑性の動的解析を行い内陸直下型の地震に対する耐震性の評価が可能となった。②耐荷力だけでなくダクティリティすなわち塑性変形による吸収エネルギーを確保できる構造を採用する必要性があり、座屈後の大きな変位に至るまでの挙動を解析により追跡する必要性が生じた。等である。したがって、兵庫県南

部地震で新たに得られた強震記録と骨格曲線等を基に求めた非線形履歴モデルを使って時刻歴応答解析を行い最大応答値や残留変形を計算すると共に、特にそれまでの耐荷力中心の設計法に変わってダクティリティすなわち塑性変形による吸収エネルギーの大きさの確保に注目が集まり、補剛材の剛性確保と共にエネルギー一定則に基づく Pushover 解析等により大きな塑性変形の状態を解析する必要性が発生した。また、箱型断面のフランジやウェブに用いられる圧縮補剛板には弾性座屈や塑性座屈を考慮しなければならないが、シェル要素などを用いた全体 FEM 解析によればそれらの局部座屈を比較的正しく評価でき、実験結果とも比較的良く整合する。しかし、シェル要素などを用いた全体 FEM 解析は、Pushover 解析でさえも個々の実務設計に適用することは現実には困難であり、実務設計では一般にはり要素を用いて対応せざるを得ないのが実情である。一方、はり要素を用いた解析では局部座屈を正しく評価して塑性領域まで精度良く解析することができない。これは、はり要素を用いる場合の塑性ヒンジ、すなわち、はり要素の構成則として劣化型構成則を用いる場合の取り扱いや、ラーメン隅角部のせん断変形の取り扱い方などについて正しく研究されていなかったことが主要因であろう。

1. 2. 2 シェル要素を用いた FEM 解析法の現状

薄肉構造である鋼製橋脚をシェル要素を用いてモデル化することは最も自然な考え方といえるが、1985 年頃までは FEM 解析は、高価な汎用ソフトを外国から導入して行われ、骨組み解析に比べ節点数が極めて多くデータ作成や計算に多大な時間や手間を要することなどから、極めて高価であり、それが用いられるのは一般には局部的なモデルを対象とした静的解析に限られていた。しかし、1990 年代に入るとハードウェアの格段の進歩により計算スピードも速くなり、データ作成用のプログラムや任意のサブルーチンを組み込むことができる機能なども開発されると共に、静的並びに動的解析においても弾塑性、材料非線形、幾何学的非線形などの高度な挙動を解析できる多くの汎用プログラムが開発されその使用性も格段に良好になってきている。

しかし、一方では汎用プログラムが世界各国で開発されたこともあり弾塑性非線形解析など高度な解析を行った場合の解析結果が、実験結果とどの程度一致するのかが疑問が持たれていた。兵庫県南部地震後の多くの研究の中で、文献 5) には各種のプログラムと実験結果が Pushover 解析のベンチマークテストとして比較されている。結果は 図 1.6 に示すように比較されたどのプログラムも、塑性部分に入った大きなひずみの区間まで比較的良い一致を示している。従って Pushover 解析においても実物大などの大型模型実験に依らなくても要素分割が適切に行われればシェル要素などを用いた全体 FEM 解析を行って実験結果に代えることができることが明らかとなった。また、繰返し荷重に対しても、多くの研究がなされている。文献 6) には、構造用鋼材が繰返し荷重を受けた場合の降伏棚の減少、弾性域の変化、硬化係数の変化などの挙動を少ないパラメータで与えることができるように工夫され、多軸応力下での繰返し塑性における複雑な変化を、降伏曲面、不連続曲面、境界曲面の 3 曲面モデルを用いて表し、土木研究所で行われた実験結果と比較して、図 1.7 に示すように数多くの繰返しに対しても良好な一致を示している。

しかし、ハードウェアの進歩した現在においても実務設計の各々の橋脚にシェル要素などを用いた全体 FEM 解析を適用することは、インプットデータの作成、照査、解析の信頼性、計算時間などの面から実用的ではなく、はり要素を用いた簡易的な解析に依存せねばならない状態である。

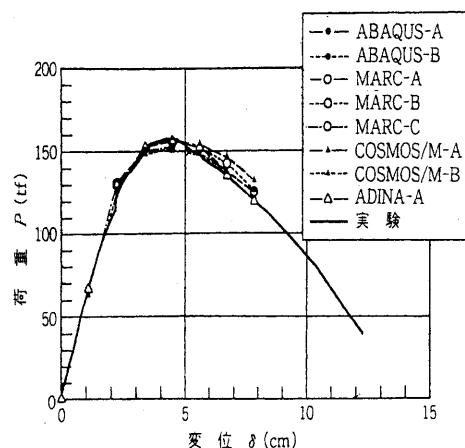


図 1.6 実験との比較 (Pushover 解析)
(文献 5)による)

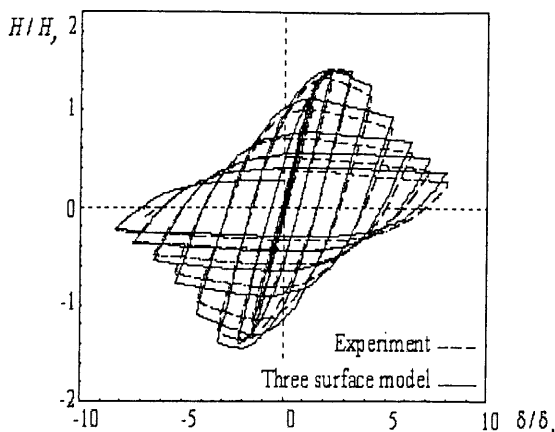


図 1.7 実験との比較 (繰返し解析)

1. 2. 3 はり要素を用いた FEM 解析法の現状

兵庫県南部地震以前には、震度法や弾性範囲内の地震時動的解析で、局部座屈を考慮できないはり要素を用いた解析モデルを用いた解析が行われていた。兵庫県南部地震後は実用性の面から弾塑性非線形解析にもはり要素を用いた解析を適用するため、材料非線形と幾何学的非線形、更には局部座屈を考慮した手法も提案されている。すなわち、一定長の部材や補剛板パネルの挙動を板・シェル要素を用いて別途解析して、局部座屈の影響を含んだ断面力-変位の関係を求め、幅厚比などの補剛板支配パラメータのような関数として定義したものをはり要素の応力-ひずみ関係として導入する方法である。このようにすると、板・シェル要素を用いずとも局部座屈による強度劣化を考慮した近似的な解析が可能になることが実験や鋼製橋脚全体を板・シェル要素で離散化した解析結果との比較により明らかにされている。

宇佐美らは文献 7) で局部座屈を考慮できる (M- Φ 法) を提案している。これは、断面力と断面変形の関係として、一定軸力の下で曲率を漸増して得られるモーメント M と曲率 Φ との関係を別途シェル要素を用いた弾塑性解析により求める。次に得られた関数を陽な関数で近似し、近似式の接線勾配として評価される接線曲げ剛性 EI_t をはり要素を用いた弾性有限変位解析に導入し、局部座屈の影響を考慮する方法である。ただしこの方法では変動軸力の影響が考慮できないので、単柱以外の構造物への適用は困難である。

崎元らは文献 8) で (M-N- Φ 法) を提案しており、変動軸力の影響が考慮できない宇佐美らの (M- Φ 法) の欠点を補う方法を示している。これは一定曲率 Φ の下で軸ひずみを漸増して得られる軸力 N と平均ひずみ ϵ との関係 (N- Φ - ϵ 関係) と、一定軸力 N の下で曲率を漸増して得られるモーメント M と曲率 Φ との関係 (M-N- Φ 関係) をシェル要素を用いた弾塑性解析により求める。次に得られた関数を陽な関数で近似し、近似式の接線勾配として評価される接線

曲げ剛性 EI_1 をはり要素を用いた弾性有限変位解析に導入し、局部座屈の影響を考慮する方法である。この局部座屈を近似的に考慮したはり要素による解析は単調荷のみならず静的繰返し解析や時刻歴応答解析にも適用されている⁵⁾。しかしながら、非常に大胆なモデル化である上、鋼製橋脚の実験と比較されているケースも少なく、あらゆるケースに対して十分な精度を有しているか否か明らかでない。さらに、大きな問題として、軟化型の構成則を用いた場合には軟化領域において解の有限要素分割に対する依存性の問題が生じるが、これについては明確な形で述べられておらず、すべての場合に妥当な解が得られるという保証がない。

一方、応力-ひずみ関係を構成則として用いる方法の研究も行われており、磯江らは文献9)で局部座屈を考慮し板の座屈の変形モードとして常に幅方向半波を仮定し、単調荷時の挙動をベースに、3次元の繰返し荷時の弾塑性挙動を扱うことの出来るはり要素の研究を行い、FEM解析と最大耐力までの一致を確認しているが、軟化域では一致していないとしている。また、小玉らは、文献10)で圧縮補剛板に関してダイヤフラム間隔で平均応力-平均ひずみの関係を求め、それをはり要素の構成則として用いてPushover解析を行い、FEM解析と最大耐力付近まで良く一致するとしているが、劣化域では良好な結果は得られていない。これらの研究についても、有限要素分割に対する依存性の問題については考慮されておらず、劣化域の挙動については妥当な解が得られるとは考えられない。

これとは別に、野中らは文献11)でファイバーモデルの耐震設計への適用を行っている。これは、部材を構成する全ての板要素の構成則を任意に設定することができ、部材細部の具体的な情報をはり要素の諸定数として評価でき内容はシェル要素を用いた全体FEM解析に近い優れた方法であり、材料非線形、2軸曲げおよび軸力変動を考慮でき、動的解析への適用も可能であるが、局部座屈を考慮することができない。またこれらの計算は断面の積分に時間を要するため、上述した(M- Φ 法)や(M-N- Φ 法)に比べると計算時間が長い。

現行の鋼製橋脚の実務設計では、便宜的に局部座屈を無視した骨組要素による弾塑性有限変位解析で、水平荷重-水平変位関係と補剛板パネルの平均ひずみを計算し、このひずみが、補剛板パネル単体に対する板・シェルモデルによる解析で別途決めた限界ひずみに到達したときを限界状態と定義する手法が用いられている^{1,2)}。このような便宜的な方法では局部座屈変形が大きく進展した場合や局部座屈による変形の局所化が複数箇所が発生するような場合には解析の精度が低下する恐れがある。

以上から、従来のはり要素を用いた解析では精度良く解析できなかった局部座屈の影響を精度良く評価できる解析法の研究が求められている。

一方、はり要素を用いた解析を行うに当たって、T型鋼製橋脚やラーメン型鋼製橋脚には隅角部が存在するが、これまでは大きな剛性すなわち剛域を持つ要素として評価され解析されていた。しかし、隅角部はせん断変形が卓越することが知られており、弾塑性解析においては大きなひずみの領域までを対象としているため、隅角部が大きなひずみの領域まで剛域であるという保証は

ない。酒造らは文献 1 2) で、隅角部を一様せん断を仮定した上で、隅角部腹板の中央に節点を設け、その節点の直交する 2 方向の変位と剛体回転角およびせん断変形角の 4 自由度を仮定し、隅角部に接続するはり柱の節点力・変位ベクトルと中央節点の節点力・変位ベクトルとを関係付けることにより定式化を行っている。しかしこの方法は隅角部固有の要素を用いているため、商用ソフトを用いる実務設計では適用が困難である。実務設計ではり要素を用いた弾塑性解析を行うに当たり、隅角部の適切な評価法の研究も求められている。

1. 3 本研究の目的と内容

本研究の目的は、鋼製橋脚の Pushover 解析における局部座屈挙動をはり理論の枠内で精度良く解析するための軟化型の構成則を提示するとともに、軟化型の構成則を有限要素解析で用いる場合の問題点を解決すること、並びに、弾塑性解析においてラーメン隅角部のせん断変形をはり要素により評価することであり、一貫してはり要素を用いて局部座屈とラーメン隅角部のせん断変形を考慮した高精度の弾塑性有限変位解析を行うことである。

まず、鋼製橋脚に局部座屈を生じた後の補剛板パネルは座屈モードの局所化現象^{1 4), 1 5)}の影響から、局所化領域以外のかかなり広い範囲で剛体的な挙動を示すため、通常の手法で求める圧縮補剛板の平均応力ー平均ひずみ関係を構成則として使用すると、期待する程の解析精度が得られないことを明らかにする。そして、それを改良する方法として座屈モードの局所化個所に着目した圧縮補剛板の応力ーひずみ関係を利用する方法を示す。すなわち、累積塑性ひずみが 100%程度まで大きい場合にも適用可能な文献 1 5) の 3 節点シェル要素による弾塑性有限要素プログラムにより、実際に用いられている圧縮補剛板の多くのパラメータの組合せ 36 パターンの代表的な鋼製橋脚補剛板パネルに対し板・シェル要素による解析を行う。この結果を基に、圧縮補剛板内の座屈モードの局所化個所を評価し剛体変位を除去する方法で任意の圧縮補剛板に適用可能な高精度の構成則を誘導する。

つぎに、局部座屈を考慮した軟化型の構成則を導入して計算する場合、ある要素が先に軟化するとこの要素に軟化ヒンジが形成され変形が集中する。この結果、数値解が軟化要素の長さに依存するという問題が起こるが、このような部分に対して補剛板パネルの諸元によりその要素長が一意的に決定される座屈要素を導入することで問題を回避する方法を示す。

更に、ラーメン橋脚隅角部の弾塑性域のせん断変形を考慮できる隅角部のモデルを提案し、一貫してはりモデルにより複合非線形解析を行ってその精度が極めて良好であることを示す。

本論文は、6 章より構成される。

第 1 章では、「序論」について述べる。第一に「鋼製橋脚の設計法の現状」について、第二に「鋼製橋脚の耐震解析法の現状」について述べる。

第 2 章では、「はり要素を用いた複合非線形解析」について述べる。第一に「はり要素による幾何学的非線形解析」すなわち「移動座標系を用いた剛体変位除去の手法」について、第二に「材

料非線形性（塑性領域理論）」について述べる。

第3章では、「圧縮補剛板の局部座屈挙動を考慮したはり要素による鋼製橋脚の複合非線形解析」について述べる。その内容は、①概要、②軟化型構成則を用いたはり要素による解析の問題点、③骨組解析に用いる軟化型構成則の誘導（予測モデル）、④局所化区間長の同定に用いた変形状態、⑤座屈要素の導入、⑥局部座屈を考慮した単柱式鋼製橋脚のPushover解析、である。

第4章では、「隅角部のせん断変形を考慮したはり要素によるラーメン橋脚の複合非線形解析」について述べる。その内容は、①概要、②はり要素による隅角部のモデル化、③隅角部のせん断変形を考慮したはり要素によるラーメン橋脚のPushover解析、である。

第5章では、「局部座屈挙動を考慮したはり要素による複合非線形解析の耐震設計への適用」について述べる。その内容は、①Pushover解析と時刻歴応答解析を組み合わせた耐震設計法、②局部座屈挙動を考慮したはり要素による複合非線形解析の耐震設計への適用、である。

第6章では、「結論」として、①本研究で得られた主な結果、②今後の課題、について述べる。

第2章 はり要素を用いた複合非線形解析

2.1 概要

一般に弾塑性座屈解析については、局所的な大変形挙動を伴うために高精度の弾塑性有限変位解析を実施する必要がある。本論文では実施する幾何学的非線形解析は、微小ひずみの範囲で、極端な大変形挙動も正確に扱えるように、2次元面内の有限回転を正確に考慮した剛体変位除去の手法を用いる。また、局所移動座標系においてははり要素を用いるので、これらの要素の各節点は並進2自由度と回転1自由度の計3自由度を持っている。ここでは、剛体変位除去の手法の定式化を示す。

2.2 座標系

固定座標、部材座標、移動座標の各座標系を次のように設定する。

- a. (X, Y, Z) : 固定座標.
- b. (x, y, z) : 最初の部材配置によって定義された部材座標.
- c. $(\bar{x}, \bar{y}, \bar{z})$: 変形後の部材配置によって定義された移動座標.

2.3 物理量の成分

節点力、節点変位の大座標、部材座標、移動座標の成分を次のように設定する。

(1) 節点力

- (a) 大座標の成分: ${}^i\{F^G\} = \{F_{x1}^G, F_{z1}^G, M_{y1}^G, F_{x2}^G, F_{z2}^G, M_{y2}^G\}$
- (b) 部材座標の成分: ${}^i\{F\} = \{F_{x1}, F_{z1}, M_{y1}, F_{x2}, F_{z2}, M_{y2}\}$
- (c) 移動座標の成分: ${}^i\{\bar{F}\} = \{\bar{F}_{x1}, \bar{F}_{z1}, \bar{M}_{y1}, \bar{F}_{x2}, \bar{F}_{z2}, \bar{M}_{y2}\}$

(2) 節点変位

- (a) 大座標 (X, Y, Z) の成分
 (U_i, W_i) は直交直線座標系 (X, Y, Z) における並進変位成分、 Θ はオイラー角である。
- (b) 部材座標 (x, y, z) の成分
 (u_i, w_i) は直交直線座標系 (x, y, z) における並進変位成分、 θ はオイラー角である。
- (c) 移動座標 $(\bar{x}, \bar{y}, \bar{z})$ の成分
局所移動座標系 $(\bar{x}, \bar{y}, \bar{z})$ における独立の変位成分は $(\bar{u}_i, \bar{w}_i, \bar{\theta}_i)$ $i=1, 2$

局所移動座標系を用いることにより節点回転から剛体回転が除去される。したがって残りの回

転成分は微小量となる。この残りの回転成分は局所移動座標系 $(\bar{x}, \bar{y}, \bar{z})$ まわりの微小回転角 $\bar{\theta}_i$ によって定義される。従って、この回転角はベクトル量として扱うことができる。

2. 4 座標変換

移動座標は次のように定義される¹⁶⁾。

- (a) 移動座標系の原点は変形した部材の節点 1 に一致する。
- (b) 剛体回転を除去した節点 1 の \bar{y} 軸まわりの微小回転角 $\bar{\theta}_1$ は 0 とする。

オイラー変換マトリックス $[R_i]$ は次のようになる。

$$[R_i] = \begin{bmatrix} \cos \theta_i & -\sin \theta_i \\ \sin \theta_i & \cos \theta_i \end{bmatrix} \quad (2.4.1)$$

回転変位成分の変換関係は

$$\begin{bmatrix} 1 & -\sin \bar{\theta}_i \\ \sin \bar{\theta}_i & 1 \end{bmatrix} = [R_i] [R_1]^T \quad i = 2 \quad (2.4.2)$$

式(2.4.1)を式(2.4.2)に代入すると

$$\sin \bar{\theta}_2 = \sin \theta_2 \cos \theta_1 - \cos \theta_2 \sin \theta_1 \quad (2.4.3)$$

式(2.4.1) から

$$[\Delta R_i] = \begin{bmatrix} -\sin \theta_i & -\cos \theta_i \\ \cos \theta_i & -\sin \theta_i \end{bmatrix} \Delta \theta_i \quad (2.4.4)$$

式(2.4.3) から

$$\begin{aligned} \Delta \bar{\theta}_2 &= [(-\sin \theta_2 \sin \theta_1 - \cos \theta_2 \cos \theta_1) \Delta \theta_1 + (\cos \theta_2 \cos \theta_1 + \sin \theta_2 \sin \theta_1) \Delta \theta_2] / \cos \bar{\theta}_2 \\ &= TR(\Delta \theta_2 - \Delta \theta_1) \end{aligned} \quad (2.4.5)$$

ここに

$$TR = (\cos\theta_2 \cos\theta_1 + \sin\theta_2 \sin\theta_1) / \cos\bar{\theta}_2 \quad (2.4.6)$$

移動座標系の原点が変形した部材の節点 1 に一致することから,

$$(\bar{u}_1, \bar{w}_1, \bar{\theta}_1) \equiv 0 \quad (2.4.7)$$

式(2.4.3)によって与えられた関係から, 並進変位成分の変換関係は

$$\begin{Bmatrix} \bar{u}_2 \\ \bar{w}_2 + l \end{Bmatrix} = [R_1] \begin{Bmatrix} u_2 - u_1 \\ w_2 - w_1 + l \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} (u_2 - u_1) \cos\theta_1 - (w_2 - w_1 + l) \sin\theta_1 \\ (u_2 - u_1) \sin\theta_1 + (w_2 - w_1 + l) \cos\theta_1 \end{Bmatrix} \quad (2.4.8)$$

ここに l は無応力長とする.

式(2.4.8)増分関係は次のように得られる.

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} \Delta\bar{u}_2 \\ \Delta\bar{w}_2 + l \end{Bmatrix} &= \begin{Bmatrix} -(u_2 - u_1) \sin\theta_1 - (w_2 - w_1 + l) \cos\theta_1 \\ (u_2 - u_1) \cos\theta_1 - (w_2 - w_1 + l) \sin\theta_1 \end{Bmatrix} \Delta\theta_1 + [R_1] \begin{Bmatrix} \Delta(u_2 - u_1) \\ \Delta(w_2 - w_1) \end{Bmatrix} \\ &= [TD] \Delta\theta_1 + [R_1] \begin{Bmatrix} \Delta u_2 - \Delta u_1 \\ \Delta w_2 - \Delta w_1 \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (2.4.9)$$

2. 5 節点変位関係と節点変位増分関係の集計

節点変位の変換関係, 節点変位増分の変換関係, 節点変位変更行列の増分関係は次のとおり.

(1) 節点変位の変換関係

$$\sin\bar{\theta}_2 = \sin\theta_2 \cos\theta_1 - \cos\theta_2 \sin\theta_1 \quad (2.5.1)$$

$$\begin{Bmatrix} \bar{u}_2 \\ \bar{w}_2 \end{Bmatrix} = [R_1] \begin{Bmatrix} u_2 - u_1 \\ w_2 - w_1 + l \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} 0 \\ l \end{Bmatrix} \quad (2.5.2)$$

(2) 節点変位増分の変換関係

$$\begin{Bmatrix} \Delta \bar{u}_2 \\ \Delta \bar{w}_2 \\ \Delta \bar{\theta}_2 \end{Bmatrix} = [R] \begin{Bmatrix} \Delta u_1 \\ \Delta w_1 \\ \Delta \theta_1 \\ \Delta u_2 \\ \Delta w_2 \\ \Delta \theta_2 \end{Bmatrix} \quad (2.5.3)$$

ここに節点変位変更行列 $[R]$ は

$$[R] = \begin{bmatrix} -[R_1]_{2 \times 2} & [TD]_{2 \times 1} & [R_1]_{2 \times 2} & [0]_{2 \times 1} \\ 0 & -TR & 0 & TR \end{bmatrix}_{3 \times 6} \quad (2.5.4)$$

(3) 節点変位変更行列 $[R]$ の増分関係

ここでは、接線剛性マトリックスを計算するために必要な節点変位変換行列 $[R]$ の増分 $[\Delta R]$ を求める。

式(2.5.4)に示した $[R]$ の増分 $[\Delta R]$ を求めるためには、 $[R]$ の各部分行列の増分を求めることが必要である。すなわち、式(2.4.4)に示した $[R_1]$ 、 $[TD]$ 、 TR の増分を計算すればよい。

(a). $[R_1]$ の増分は式(2-3-4)によって求められる。

(b). $[TD]$ について、以下のように求められる。

式(2.4.9)から

$$\Delta [TD]_{2 \times 1} = \begin{Bmatrix} -(u_2 - u_1) \cos \theta_1 + (w_2 - w_1 + l) \sin \theta_1 \\ -(u_2 - u_1) \sin \theta_1 - (w_2 - w_1 + l) \cos \theta_1 \end{Bmatrix} \Delta \theta_1 + \begin{Bmatrix} -\sin \theta_1 & -\cos \theta_1 \\ \cos \theta_1 & -\sin \theta_1 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_2 - \Delta u_1 \\ \Delta w_2 - \Delta w_1 \end{Bmatrix} \quad (2.5.5)$$

(c). TR について、以下のように求められる。

式(2.4.6)から

$$\begin{aligned} \Delta TR \cos \bar{\theta}_2 - TR \sin \bar{\theta}_2 \Delta \bar{\theta}_2 \\ = (-\cos \theta_2 \sin \theta_1 + \sin \theta_2 \cos \theta_1) \Delta \theta_1 + (-\sin \theta_2 \cos \theta_1 + \cos \theta_2 \sin \theta_1) \Delta \theta_2 \end{aligned} \quad (2.5.6)$$

したがって

$$\Delta TR = [-\sin \bar{\theta}_2 (\Delta \theta_2 - \Delta \theta_1) + TR^2 \sin \bar{\theta}_2 (\Delta \theta_2 - \Delta \theta_1)] / \cos \bar{\theta}_2 \quad (2.5.7)$$

2. 6 節点力の変換

仮想仕事の原理から次式が成立する.

$$\{ \bar{\mathbf{F}} \} \{ \Delta \bar{\delta} \} = \{ \mathbf{F} \}^T \{ \Delta \delta \} \quad (2.6.1)$$

ここで

$$\{ \Delta \bar{\delta} \} = \{ \Delta \bar{u}_2, \Delta \bar{w}_2, \Delta \bar{\theta}_2 \}^T$$

$$\{ \Delta \delta \} = \{ \Delta u_1, \Delta w_1, \Delta \theta_1, \Delta u_2, \Delta w_2, \Delta \theta_2 \}^T$$

$$\{ \bar{\mathbf{F}} \} = \{ \bar{F}_{x2}, \bar{F}_{z2}, \bar{M}_2 \}^T$$

$$\{ \mathbf{F} \} = \{ \bar{F}_{x1}, \bar{F}_{z1}, \bar{M}_1, \bar{F}_{x2}, \bar{F}_{z2}, \bar{M}_2 \}^T$$

式(2.5.3)を式(2.6.1)に代入して次式を得る.

$$\{ \bar{\mathbf{F}} \}^T [R] \{ \Delta \delta \} = \{ \mathbf{F} \}^T \{ \Delta \delta \} \quad (2.6.2)$$

$\{ \Delta \delta \}$ が任意であることを考慮すると次の節点力成分間の変換関係が得られる.

$$\{F\} = [R]^T \{\bar{F}\} \quad (2.6.3)$$

2. 7 増分形の要素剛性方程式

局所移動座標系 $(\bar{x}, \bar{y}, \bar{z})$ を用いることにより節点回転から剛体回転が除去される。したがって残りの回転成分は微小量となり、微小変位理論による剛性方程式がこの座標系に対して適用できる。従って

$$\{\Delta \bar{F}\} = [\bar{K}] \{\Delta \bar{\delta}\} \quad (2.7.1)$$

ここに、移動座標系での弾塑性剛性マトリックス $[\bar{K}]$ は次の 2. 9 で求める。

式(2.6.3), (2.7.1)より次式が得られる。

$$\{\Delta \bar{F}\} = [\bar{K}] [R] \{\Delta \delta\} \quad (2.7.2)$$

次に、直交直線座標系 (x, y, z) での増分形の剛性方程式を誘導する。このために、まず式(2.7.2)を増分すると

$$\{\Delta F\} = [R]^T \{\Delta \bar{F}\} + [\Delta R]^T \{\bar{F}\} \quad (2.7.3)$$

$[\Delta R]^T \{\bar{F}\}$ は増分形の並進ならび回転変位の変換式を考慮すると次のような形にまとめることができる。

$$[\Delta R]^T \{\bar{F}\} = [K_{Gr}] \{\Delta \delta\} \quad (2.7.4)$$

$[K_{Gr}]$ はいわゆる幾何剛性行列に対応している。式(2.7.2), (2.7.4)を式(2.7.3)に代入すると、最終的に、複合非線形はり要素の増分形剛性方程式は以下のようなになる。

$$\{\Delta F\} = \left[[K_{Mt}] + [K_{Gr}] \right] \{\Delta \delta\} \quad (2.7.5)$$

ここに

$$[K_{Mt}] = [R]^T [\bar{K}] [R] \quad (2.7.6)$$

ここに, $[K_i] = [K_{Mt}] + [K_{Gt}]$ は材料非線形, および幾何学的非線形を考慮した, 平面内での接線剛性マトリックスである.

ここに, 幾何剛性行列に対応しているマトリックス $[K_{Gt}]$ について述べる.

まず, 式(2.5.4)を式(2.7.5)の左辺に代入すると

$$[\Delta R]^T \{\bar{F}\} = \Delta \begin{bmatrix} -[R_1]^T & 0 \\ [TD] & -TR \\ [R_1]^T & 0 \\ [0] & TR \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\bar{F}_2\} \\ \{\bar{M}_2\} \end{Bmatrix} \quad (2.7.7)$$

ここに

$$\{\bar{F}_2\} = \begin{Bmatrix} \bar{F}_{x2} \\ \bar{F}_{z2} \end{Bmatrix} \quad (2.7.8)$$

(a) $\Delta[R_1]^T \{\bar{F}_2\}$ について

式(2.3.4)より

$$[\Delta R_1]^T \{\bar{F}_2\} = \begin{bmatrix} -\sin\theta_1 & \cos\theta_1 \\ -\cos\theta_1 & -\sin\theta_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{F}_{x2} \\ \bar{F}_{z2} \end{Bmatrix} \Delta\theta_1 = [R1F]_{2 \times 1} \Delta\theta_1 \quad (2.7.9)$$

従って, 次式を得る.

$$\Delta[R1]^T \{\bar{F}_2\} = [KGT1]_{2 \times 6} \{\Delta\delta\} \quad (2.7.10)$$

ここに

$$[KGT1] = \begin{bmatrix} [0]_{2 \times 2} & [R1F]_{2 \times 1} & [0]_{2 \times 2} & [0]_{2 \times 1} \end{bmatrix}_{2 \times 6} \quad (2.7.11)$$

(b) $\Delta[TD]^T \{\bar{F}_2\}$ について

式(2.5.5)より

$$\Delta[TD]^T \{\bar{F}_2\} = \begin{Bmatrix} -(u_2 - u_1) \cos \theta_1 + (w_2 - w_1 + l) \sin \theta_1 \\ -(u_2 - u_1) \sin \theta_1 - (w_2 - w_1 + l) \cos \theta_1 \end{Bmatrix}^T \begin{Bmatrix} \bar{F}_{x2} \\ \bar{F}_{z2} \end{Bmatrix} \Delta \theta_1 + \begin{Bmatrix} \Delta u_2 - \Delta u_1 & \Delta w_2 - \Delta w_1 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} -\sin \theta_1 & \cos \theta_1 \\ -\cos \theta_1 & -\sin \theta_1 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{F}_{x2} \\ \bar{F}_{z2} \end{Bmatrix} \quad (2.7.12)$$

式(2.7.12)は次のように表せる.

$$\Delta[TD]^T \{\bar{F}_2\} = TDF \Delta \theta_1 + TUF1 (\Delta u_2 - \Delta u_1) + TUF2 (\Delta w_2 - \Delta w_1) \quad (2.7.13)$$

それで, 次式を得る.

$$\Delta[TD]^T \{\bar{F}_2\} = [KGT2]_{1 \times 6} \{\Delta \delta\} \quad (2.7.14)$$

ここに

$$[KGT2] = [-TUF1 \quad -TUF2 \quad TDF \quad TUF1 \quad TUF2 \quad 0]_{1 \times 6} \quad (2.7.15)$$

(c) $\Delta TR \cdot \bar{M}_2$ について

式(2.7.13)より

$$\begin{aligned} \Delta TR \cdot \bar{M}_2 &= (\sin \bar{\theta}_2 - TR^2 \sin \bar{\theta}_2) \bar{M}_2 \Delta \theta_1 / \cos \bar{\theta}_2 - \\ &\quad (\sin \bar{\theta}_2 - TR^2 \sin \bar{\theta}_2) \bar{M}_2 \Delta \theta_2 / \cos \bar{\theta}_2 \\ &= -TRM \Delta \theta_1 + TRM \Delta \theta_2 \end{aligned} \quad (2.7.16)$$

従って, 次式を得る.

$$\Delta TR \cdot \bar{M}_2 = [KGT3]_{1 \times 6} \{\Delta \delta\} \quad (2.7.17)$$

ここに

$$TRM = (TR^2 - 1) \sin \bar{\theta}_2 / \cos \bar{\theta}_2 \quad (2.7.18)$$

$$[KGT3] = [0 \quad 0 \quad -TRM \quad 0 \quad 0 \quad TRM]_{1 \times 6} \quad (2.7.19)$$

最後に、幾何剛性行列に対応している $[K_{Gi}]$ は以下のようになる。

$$[\Delta R]^T \{\bar{F}\} = [K_{Gi}] \{\Delta \delta\} \quad (2.7.20)$$

ここに

$$[K_{Gi}] = \begin{bmatrix} -[KGT1] \\ [KGT2] - [KGT3] \\ [KGT1] \\ [KGT3] \end{bmatrix}_{6 \times 6} \quad (2.7.21)$$

2. 8 変位モードおよび要素のひずみマトリックス

局所移動座標系において梁要素の各節点は並進 2 自由度と回転 1 自由度の計 3 自由度を持つが、前章に定義した局所移動座標系では節点 1 の並進成分と回転成分はともに固定されており、節点変位成分は次のようになる

$$\{\bar{\delta}_2\} = (\bar{u}_2, \bar{w}_2, \bar{\theta}_{y2}) \quad (2.8.1)$$

ここでは、要素軸方向変位は 1 次式、軸方向に直交する方向の変位は 3 次式で表すと次式のようになる。

$$\bar{u} = a_1 z + a_2 z^2 + a_3 z^3 \quad (2.8.2)$$

$$\bar{w} = z \bar{w}_2 / l$$

近似的に局部座屈を考慮できる簡易解析法の平均応力-平均ひずみ関係を用いる場合、せん断変形を無視できる。従って、回転成分は

$$\bar{\theta}_y = \frac{\partial \bar{u}}{\partial z} \quad (2.8.3)$$

式(2.8.2) を式(2.8.3)に代入し、節点 1 の変位成分は 0 であることを考えて

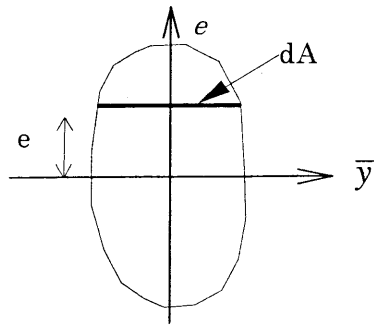


図 2.1 断面

$$\begin{aligned}
 \bar{u}_2 &= a_1 l + a_2 l^2 + a_3 l^3 \\
 \bar{\theta}_{y1} &= a_1 + 2a_2 l + 3a_3 l^2 = 0 \\
 \bar{\theta}_{y2} &= a_1 + 2a_2 l + 3a_3 l^2
 \end{aligned} \tag{2.8.4}$$

係数 a_1, a_2, a_3 は以下のように表せる.

$$\begin{aligned}
 a_1 &= 0 \\
 a_2 &= +3\bar{u}_2 / l^2 - \bar{\theta}_{y2} / l \\
 a_3 &= -2\bar{u}_2 / l^3 + \bar{\theta}_{y2} / l^2
 \end{aligned} \tag{2.8.5}$$

そして、定義した節点変位モードは

$$\begin{aligned}
 \bar{w} &= z \bar{w}_2 / l \\
 \bar{u} &= (3\bar{u}_2 / l^2 - \bar{\theta}_{y2} / l) z^2 + (-2\bar{u}_2 / l^3 + \bar{\theta}_{y2} / l^2) z^3 \\
 \bar{\theta}_y &= \frac{\partial \bar{u}}{\partial z} = 2(3\bar{u}_2 / l^2 - \bar{\theta}_{y2} / l) z + 3(-2\bar{u}_2 / l^3 + \bar{\theta}_{y2} / l^2) z^2
 \end{aligned} \tag{2.8.6}$$

定義した節点変位モードを微分することにより、次式が得られる.

$$\varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} - e \frac{\partial \bar{\theta}_y}{\partial z} = [B_\varepsilon] \begin{Bmatrix} \bar{\delta}_2 \end{Bmatrix} \tag{2.8.7}$$

ここに、 e は微小面積 dA と \bar{y} 軸の距離 (図 2.1) .

要素のひずみマトリックスは

$$[B] = \begin{bmatrix} \left(-\frac{6}{l^2} + \frac{12z}{l^3}\right)e & \frac{1}{l} & \left(\frac{2}{l} - \frac{6z}{l^2}\right)e \end{bmatrix} \quad (2.8.8)$$

2. 9 要素の剛性マトリックス

平面はり要素の 1 次元応力状態下の弾塑性剛性を E^{ep} で表わせば、要素の剛性マトリックスは次のように表せる.

$$[\bar{K}] = \iint [B]^T E^{ep} [B] dA dz \quad (2.9.1)$$

なお、弾性応力状態の場合、 E^{ep} は

$$E^{ep} = E = const. \quad (2.9.2)$$

更に弾性の場合、

$$\begin{aligned} [\bar{K}] &= \iint E^{ep} \begin{bmatrix} \left(-\frac{6}{l^2} + \frac{12z}{l^3}\right)e \\ \frac{1}{l} \\ \left(\frac{2}{l} - \frac{6z}{l^2}\right)e \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \left(-\frac{6}{l^2} + \frac{12z}{l^3}\right)e & \frac{1}{l} & \left(\frac{2}{l} - \frac{6z}{l^2}\right)e \end{bmatrix} dz dA \\ &= \frac{E}{l^6} \int_A \int_0^l \begin{bmatrix} (12z - 6l)^2 e^2 & (12z - 6l) l^2 e & (12z - 6l) (-6zl + 2l^2) e^2 \\ & l^4 & (-6zl + 2l^2) l^2 e \\ sym. & & (-6zl + 2l^2)^2 e^2 \end{bmatrix} dz) dA \end{aligned} \quad (2.9.3)$$

$$= \frac{E}{l^6} \int_A \begin{bmatrix} 12l^3 e^2 & 0 & -6l^4 e^2 \\ & l^5 & 0 \\ sym. & & 4l^5 e^2 \end{bmatrix} dA$$

$$= \begin{bmatrix} \frac{12EI}{l^3} & 0 & -\frac{6EI}{l^2} \\ & \frac{EA}{l} & 0 \\ sym. & & \frac{4EI}{l} \end{bmatrix}$$

ここに

$$A = \sum \Delta A_i \quad I = \sum e^2 \Delta A_i$$

弾塑性の場合、要素の長さ、断面を単純に分割し、数値積分することにより要素の剛性マトリックスが求められる。なお、数値積分の計算精度が確保できるように、要素の長さ方向に5点の Gauss 積分点を設け、また断面を単純に50以上に分割し、要素剛性マトリックスを求める。

2. 10 数値計算法 (Return Mapping)

増分計算を行う場合、 $\sigma + \Delta\sigma = f(\varepsilon + \Delta\varepsilon)$ とならなければならないが、数値計算では増分後にはこの式は一致していない。そこで増分後の解が前述の式を満足し降伏曲線上にあるように塑性ひずみ ε^p を修正しなければならない。これはいわゆる Return Mapping と呼ばれる手法である。

変位増分と荷重増分を同時に与えたときの数値計算手順を示す。変位制御の部分については任意の自由度 u_m の増分 Δu_m を与えると、剛性行列 $[K_{ij}]$ の Δu_m に対応する行列の要素 K_{mm} を $M (= 10^{200})$ に変換し、また、 Δu_m に対応する荷重項 F_m も $M \cdot \Delta u_m$ に変換する。そして剛性方程式を Skyline 法¹⁷⁾ を用いて解を求める。

次に、Return Mapping の数値計算手順を以下に示す。

- ① 現在の応力を σ ，式(2.3.1)から E^{ep} を計算し，式(2.4.1)より剛性マトリックスを作成する。
- ② 荷重増分と変位増分を与え，まず節点変位増分を計算する。この節点変位増分を用いて要素内分割微小面積でのひずみを求め，次式より応力増分を計算する。

$$\Delta\sigma = E^{ep} \Delta\varepsilon \tag{2.10.1}$$

- ③ 降伏曲面をチェックする。

もし $f(\sigma, \alpha) < f^2$ から $f(\sigma + \Delta\sigma, \alpha) > f^2$ へ移行した場合，弾性応答の比率 ρ を下式から求める。

$$f(\sigma + \rho\Delta\sigma, \alpha) = f^2 \tag{2.10.2}$$

弾塑性構成方程式は次式により与える.

$$[E^{ep}] = \rho[E^e] + (1-\rho)[E^{ep}] \quad (2.10.3)$$

②に戻り $[E]$ を修正して, 精度の良いひずみ増分 $\Delta\varepsilon_i$ を求めるため, ②~③について2, 3回の繰り返し計算を行う.

④ $\Delta\sigma$ が求められ, もし $f(\sigma + \Delta\sigma, \alpha) < f^2$ ならば完全弾性状態増分となり, ⑥に移る.

また, もし $f(\sigma + \Delta\sigma, \alpha) \geq f^2$ ならば⑤に移る.

⑤ 式(2.2.18), (2.2.22)により相当塑性ひずみ増分は

$$\Delta\bar{\varepsilon}^p = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_k} E_{kl}^e}{h_l + h_k + \frac{\partial f}{\partial \sigma_k} E_{kl}^e \frac{\partial f}{\partial \sigma_l}} \Delta\varepsilon_l = g_1(\Delta\hat{Q}) \quad (2.10.4a)$$

ここに

$$\hat{Q} = \{\bar{\varepsilon}^p, \sigma, \alpha, f, \beta, F\}, \Delta\hat{Q} = \{\Delta\bar{\varepsilon}^p, \Delta\sigma, \Delta\alpha, \Delta f, \Delta\beta, \Delta F\} \quad (2.10.5a, b)$$

式(2.2.19)により応力増分は

$$\Delta\sigma_i = E_{ij}^e (\Delta\varepsilon_j - \Delta\varepsilon_j^p) = E_{ij}^e (\Delta\varepsilon_j - \Delta\bar{\varepsilon}^p \frac{\partial f}{\partial \sigma_j}) = g_2(\Delta\hat{Q}) \quad (2.10.4b)$$

式(2.2.16)により降伏曲面の中心の移動量増分は

$$\Delta\alpha_i = \frac{h_k}{f} (\sigma_i - \alpha_i) \Delta\bar{\varepsilon}^p = g_3(\Delta\hat{Q}) \quad (2.10.4c)$$

式(2.2.10)により降伏曲面の半径増分は

$$\Delta f = h_l \Delta\bar{\varepsilon}^p = g_4(\Delta\hat{Q}) \quad (2.10.4d)$$

式(2.2.35) により境界曲面の中心の移動量増分は

$$\Delta\beta_i = \Delta\alpha_i - M\mu_i = g_5(\Delta\hat{Q}) \quad (2.10.4e)$$

式(2.2.23) により降伏曲面の半径増分は

$$\Delta F = H_f \Delta\bar{\varepsilon}^p = g_6(\Delta\hat{Q}) \quad (2.10.4f)$$

式(2.6.4)に示した 12 個の方程式すべてについて、最大 5 回の繰り返し計算をおこない、 $\Delta\varepsilon_i$ に整合する $\Delta\hat{Q}$ を計算する。

$$\textcircled{6} \quad \hat{Q} + \Delta\hat{Q} \rightarrow \hat{Q} \quad (2.10.6)$$

上式により更新する。

⑦ 次式より反力計算をおこなう。

$$\{R\} = \int [B]\{\sigma\}dV \quad (2.10.7)$$

また、残差力の計算もおこなう。

⑧ $\frac{\text{残差力}}{\text{最大反力}} < \text{収束条件}$ のとき、次の増分計算をおこなう。

$\frac{\text{残差力}}{\text{最大反力}} > \text{収束条件}$ のとき、①に戻り、Newton-Raphson 法により繰り返し計算する。

ここで、収束条件としては例えば 10^{-3} を用いる。

第3章 圧縮補剛板の局部座屈挙動を考慮したはり要素による鋼製橋脚の複合非線形解析

3.1 概要

鋼製橋脚の保有水平耐力法による設計や履歴モデルの骨格曲線の決定では、水平地震力を単調載荷したときの水平荷重－水平変位関係をいわゆる Pushover 解析により算定することが必要である。この場合、圧縮補剛板要素の局部座屈が関与するので、厳密に扱うには、板・シェル要素を用いた弾塑性有限変位解析によらなければならない。しかしながら、板・シェル要素を用いた解析ではデータ入力が複雑である上、計算に時間がかかるため、現状では必ずしも実務設計に適した方法ではない。現行の鋼製橋脚の実務設計では、便宜的に局部座屈を無視した骨組要素による弾塑性有限変位解析で、水平荷重－水平変位関係と補剛板パネルの平均ひずみを計算し、このひずみが、補剛板パネル単体に対する板・シェルモデルによる解析で別途決めた限界ひずみに到達したときを限界状態と定義する手法が用いられている¹⁾²⁾。このような便宜的な方法では局部座屈変形が大きく進展した場合や局部座屈による変形の局所化が複数箇所が発生するような場合には、解析の精度が低下する恐れがある。

このような問題を解決するために、局部座屈を考慮した軟化型の平均応力－平均ひずみ関係をはり要素の構成則として用いる手法も提案されている⁸⁾¹⁸⁾。すなわち、一定長の部材や補剛板パネルの挙動を板・シェル要素を用いて別途解析して、局部座屈の影響を含んだ平均応力－平均ひずみ関係を求め、幅厚比などの補剛板支配パラメータのような関数として定義したものをはり要素の応力－ひずみ関係として導入する方法である。このようにすると、板・シェル要素を用いなくても局部座屈による強度劣化を考慮した近似的な解析が可能になることが、実験や鋼製橋脚全体を板・シェル要素で離散化した解析結果との比較により明らかにされている。上記の局部座屈を近似的に考慮したはり要素による解析は、単調載荷のみならず静的繰返し解析や時刻歴応答解析にも適用されている¹⁸⁾。しかしながら、非常に大胆なモデル化である上、鋼製橋脚の実験と比較されているケースも少なく、あらゆるケースに対して十分な精度を有しているか否か明らかでない。さらに、大きな問題として、軟化型の構成則を用いた場合には軟化領域において解の有限要素分割に対する依存性の問題が生じるが、これについては明確な形で述べられておらず、すべての場合に妥当な解が得られるという保証がない。

本章では、鋼製橋脚の局部座屈挙動をはり理論の枠内で精度良く解析するための軟化型の構成則を提示するとともに、軟化型の構成則を有限要素解析で用いる場合の問題点を解決することを目的としている。

まず、鋼製橋脚に局部座屈を生じた後の補剛板パネルは座屈モードの局所化現象¹⁴⁾¹⁵⁾の影響から、局所化領域以外のかかなり広い範囲で剛体的な挙動を示すため、通常の手法で求める圧縮補剛板の平均応力－平均ひずみ関係を構成則として使用すると期待する程の解析精度が得られないことを明らかにした。そして、それを改良する方法として座屈モードの局所化個所に着目した圧

縮補剛板の応力-ひずみ関係を利用する方法を示す。すなわち、累積塑性ひずみが 100%程度まで大きい場合にも適用可能な文献 15) の 3 節点シェル要素による弾塑性有限要素プログラムにより、3.2.1 に示す実際に用いられる圧縮補剛板の支配パラメータの組み合わせ全 36 パターンの代表的な鋼製橋脚補剛板パネルに対し板・シェル要素による解析を行う。この結果を基に、圧縮補剛板内の座屈モードの局所化個所を評価し剛体変位を除去する方法で任意の圧縮補剛板に適用可能な高精度の構成則を誘導する。

つぎに、局部座屈を考慮した軟化型の構成則を導入して計算する場合、ある要素が先に軟化するとこの要素に軟化ヒンジが形成され変形が集中する。この結果、数値解が軟化要素の長さに依存するという問題が起こるが、このような部分に対して補剛板パネルの諸元によりその要素長が一意的に決定される座屈要素を導入することで問題を回避する方法を示す。

3.2 軟化型構成則を用いたはり要素による解析の問題点

はり要素による骨組解析に補剛板パネルの局部座屈を考慮した軟化型の構成則を導入する場合、ある要素が先に軟化すると塑性変形がこの 1 要素に集中するため、計算結果がこの要素の長さの影響を受ける。例えば、軟化型の応力-ひずみ関係を構成則としたはり要素を用いて一様断面の単柱式鋼製橋脚の地震時保有水平耐力を算定する場合、最下部の一つの有限要素が軟化により大きく塑性変形し、保有水平耐力が決まる。さらに要素分割数を増加すると、最下部の一要素に塑性変形が集中した塑性ヒンジ状態となり、橋脚の地震時保有水平耐力が過小に評価されることになる。

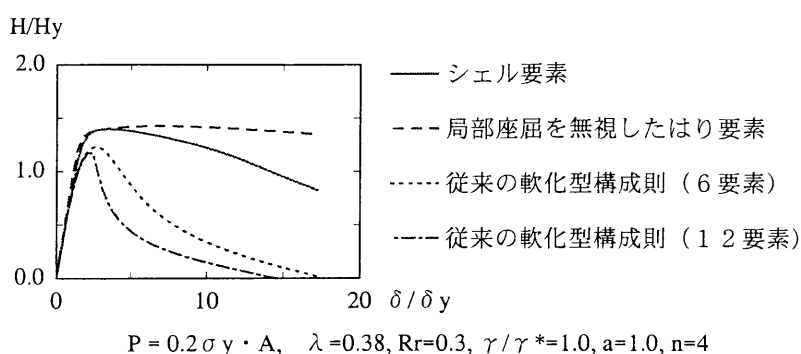


図 3.1 局部座屈を考慮した従来の構成則を用いた骨組解析と全体 F E M 解析との比較

この一例として、図 3.1 に全断面降伏軸力の 20% の鉛直軸力が作用する場合の単柱式鋼製橋脚について、橋脚頂部の水平変位を単調に増加した場合の解析結果として、頂部水平力と水平変位の関係を示す。解析は、はり要素による骨組モデルの圧縮部に 1 端固定 1 端単純支持の補剛板パネルの後述する式 (3.3.9) (3.3.10) で与えられる平均応力、平均ひずみによる、軟化型の一般

的な平均応力－平均ひずみ関係を用いた解析で、全体を6分割した場合と12分割した場合、さらに比較のための最も精度の良い結果が得られる板・シェル要素を用いた全体FEM解析の場合、はり要素に材料の一軸応力－ひずみ関係を用い局部座屈を無視した解析の場合から成り立っている。この図に示すように従来の軟化型の平均応力－平均ひずみ関係をはり要素の構成則として用いると良好な結果が得られず、基部の有限要素に塑性変形が集中し、板・シェルモデルに較べると最大耐力が低下するとともに、最大耐力到達後の荷重減少が大きい。この傾向は有限要素分割を細かくすればするほど顕著になる。

この理由としては、ある要素が軟化し、作用応力が低下すると、隣接の要素ではこの作用応力の低下により除荷が生じ、弾性域に留まる。その結果、塑性変形はますます軟化した要素に集中し荷重の低下が大きくなるからである。また、これにより要素間でのひずみの不連続性も非常に大きくなる。

したがって、軟化型の構成則を用いた有限要素解析で正しい解析結果を得るには、軟化する要素の長さを事前に評価し、これに従って離散化することが必要となる。コンクリート橋脚では軟化する要素長を実験的に求め、塑性ヒンジ長^{1,4)}と呼んで解析に考慮されている。この考え方は道示・耐震設計編²⁾の「9.3 コンクリート橋脚の保耐法による設計」にも反映されている。道示においては鋼製橋脚に対してもコンクリート充填の場合は、圧縮側鋼材に軟化型の構成則を用い鉄筋コンクリート橋脚に準じて解析して良い旨の記述があるが、コンクリート充填の鋼製橋脚の軟化挙動はコンクリートを充填しない鋼製橋脚とも異なるがコンクリート橋脚とも異なるので、コンクリート橋脚から求めた塑性ヒンジ長を準用することの妥当性については疑問がある。

軟化型の構成則による鋼製橋脚の解析では、局部座屈による変形の特徴を考慮して、軟化する要素の長さを決定することが重要である。鋼製橋脚は薄板補剛板パネルより構成されているため座屈モードの局所化が起り易く、この限られた部分に塑性変形が集中する。このため、圧縮補剛板パネルに対し局所的に塑性変形が集中する長さの評価を行う。この部分について本論文では一要素で離散化する。この長さは、コンクリート脚の塑性ヒンジ長に相当するものであるが、本論文では有限要素解析における軟化型の構成則を用いる要素の長さに対応していることと座屈モードの局所化により軟化が生ずることから、座屈要素長と呼ぶ。この詳細については 3.4, 3.5 に示す。

3. 3 骨組解析に用いる軟化型構成則の誘導（予測モデル）

3. 3. 1 圧縮フランジに用いる軟化型の構成則

(1) 圧縮補剛板の解析モデル

座屈モードの局所化個所に着目した圧縮補剛板の応力-ひずみの関係を求めるための解析モデルとしては、**図 3.2**に示すように2径間の補剛板を対象とし、圧縮補剛板の弾塑性挙動を支配する4つのパラメータを圧縮補剛板の支配パラメータとする。4つの支配パラメータは以下の通りである。

- 1) 補剛材間板パネルの幅厚比パラメータ R_r ;

$$R_r = \frac{b}{n t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\sigma_y}{4\pi^2 E}} \quad (3.3.1)$$

- 2) 補剛板パネルのアスペクト比 α ;

$$\alpha = a/b \quad (3.3.2)$$

- 3) 補剛材間板パネル数 n ;

- 4) 補剛材の無次元化剛比 γ/γ^*

$$\gamma = \frac{EI_l}{bD} \quad (3.3.3)$$

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} \quad (3.3.4)$$

$$I_l = \frac{h_r^3 t_r}{3} \quad (3.3.5)$$

ここに、 t は補剛板の板厚、 h_r 、 t_r はリブの高さ及び板厚である。 E 、 ν 、 σ_y はそれぞれ材料の

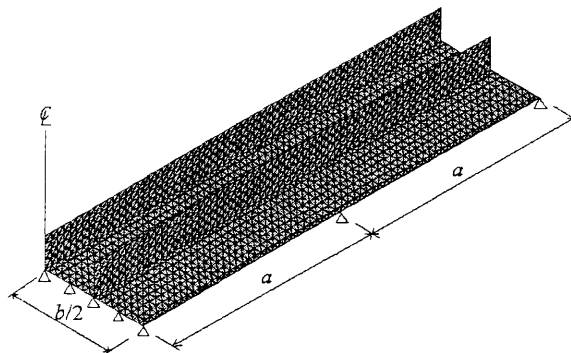


図 3.2 2径間圧縮補剛板モデル ($\alpha=1.0$, $n=4$)

ヤング係数，ポアソン比，降伏応力を示す．

表 3.1 支配パラメータの範囲 ($b'=b/n=500$ mm)

支配パラメータ	支配パラメータの範囲
R_r	0.3~0.5
γ/γ^*	1.0~5.0
α	0.5~1.0
n	4~6

γ^* は圧縮補剛板と補剛材間パネルの弾性座屈応力が等しくなる縦補剛材の剛比である．

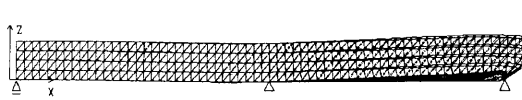
$$\begin{aligned} \gamma^* &= 4\alpha^2 n(1+n\delta_l) - \frac{(\alpha^2+1)^2}{n} & (\alpha \leq \alpha_0) \\ &= \frac{1}{n} \left[\left\{ 2n^2(1+n\delta_l) - 1 \right\}^2 - 1 \right] & (\alpha > \alpha_0) \end{aligned} \quad (3.3.6)$$

$$\alpha_0 = \sqrt[4]{1+n\gamma} \quad (3.3.7)$$

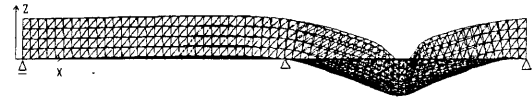
$$\delta_l = \frac{h_r t_r}{bt} \quad (3.3.8)$$

縦リブ間隔 $b' = b/n$ については，実際に建設される鋼製橋脚では b' は 400 mm から 500 mm が殆どであり， b' をその中でも最も多く使用される 500 mm と仮定する．また，縦リブ断面のアスペクト比 h_r/t_r は，通常の補剛板の設計に使用されている標準的な値として $h_r/t_r = 9$ に固定されている．

この4つの支配パラメータの範囲は実際に使用されている補剛板を参考に表 3.1 のように設定する．これらのパラメータの値に対応して，解析モデルを記号で $\{H(10R_r) (\gamma/\gamma^*) \alpha n\}$ と表現する．例えば，図 3.2 のモデルは H3114 と表され， $R_r=0.3$ ， $\gamma/\gamma^*=1.0$ ， $\alpha=1.0$ ， $n=4$ であることを示す．

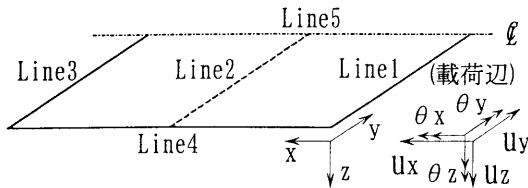


(a) 両端単純支持及び一端固定他端単純支持モデル



(b) 完全回転固定モデル

図 3.3 モデル H3114 の変形図



Line1	$U_z = \theta_x = \theta_y = \theta_z = 0,$
Line2	$U_z = \theta_x = \theta_y = \theta_z = 0$
Line3	$U_x = U_z = \theta_x = \theta_y = \theta_z = 0$
Line4	$U_z = \theta_y = \theta_z = 0$
Line5	$U_y = \theta_x = \theta_z = 0$

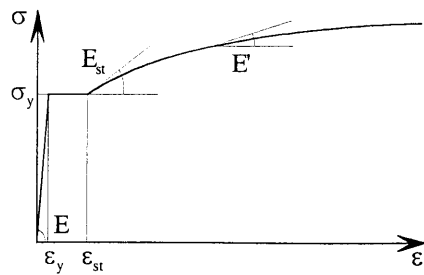
図 3.4 完全回転固定モデルと境界条件

(2) 境界条件

文献4)においては、圧縮補剛板における一端固定他端端単純支持と両端単純支持モデルの平均応力ー平均ひずみの関係を示したが、この場合の座屈モードは図 3.3(a) に示すように単純支持端に局所化が生ずるモードとなっていた。しかしながら、実際の鋼製橋脚では座屈モードの局所化は解析や実験結果から橋脚の固定端に現れることが解っている。したがって、これに類似した座屈モードを得るために、圧縮補剛板の応力ーひずみ関係を求める解析モデルとしては、ダイヤフラムの位置で回転成分を全て拘束した図 3.4 に示す完全回転固定モデルを採用する。これにより図 3.3(b)に示すように実際の箱断面に発生する局部座屈モードに類似した変形モードが得られる。

(3) 初期不整

座屈モードの局所化を考慮した圧縮補剛板パネルの構成則を得るためには、厳密には分岐解析により解析して求める必要があるが、ここでは簡単のため、幾何的な初期不整は文献15)で提示した初期たわみの量を十分小さく採ることで「近似的に分岐解析を行う方法」を用いる。また、図 1.6⁵⁾で実験とシェル要素によるFEM解析の比較を行い、シェル要素によるFEM解析で実験に代えることができることが示されているが、この比較で用いられているシェル要素によるFEM解析でも応力上の初期不整にあたる残留応力は考慮されていない。従って、残留応力は考慮しない。



$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = \frac{1}{\xi} \cdot \frac{E_{st}}{E} \left\{ 1 - e^{-\xi(\varepsilon/\varepsilon_y - \varepsilon_{st}/\varepsilon_y)} \right\} + 1 \quad (\varepsilon_{st} \leq \varepsilon)$$

鋼材	ξ	E/E_{st}	$\varepsilon_{st} / \varepsilon_y$
SM570	0.02	100	3

図 3.5 材料構成則

(4) 材料構成則

現状において鋼製橋脚に最も多く用いられる鋼材として SM570 材を対象に解析を行う。圧縮補剛板の解析に使用した材料構成則を図 3.5 に示す。但し、図中 σ は公称応力を示す。

(5) 軟化型構成則のひずみの定義

圧縮補剛板の応力-ひずみ関係のモデル化は、これまで一般に圧縮補剛板パネルの平均応力-平均ひずみ関係を対象としたものであり、平均ひずみ、平均応力は、以下のように定義される。

$$\bar{\varepsilon} = \Delta u / (2a) \quad (3.3.9)$$

$$\bar{\sigma} = P / A \quad (3.3.10)$$

ここに Δu は変位、 $2a$ は 2 径間圧縮補剛板の長さ、 P は作用力（変位制御の場合は反力）、 A は断面積である。

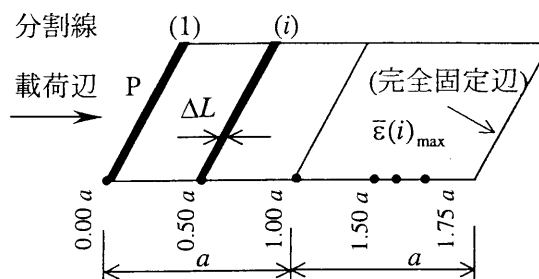
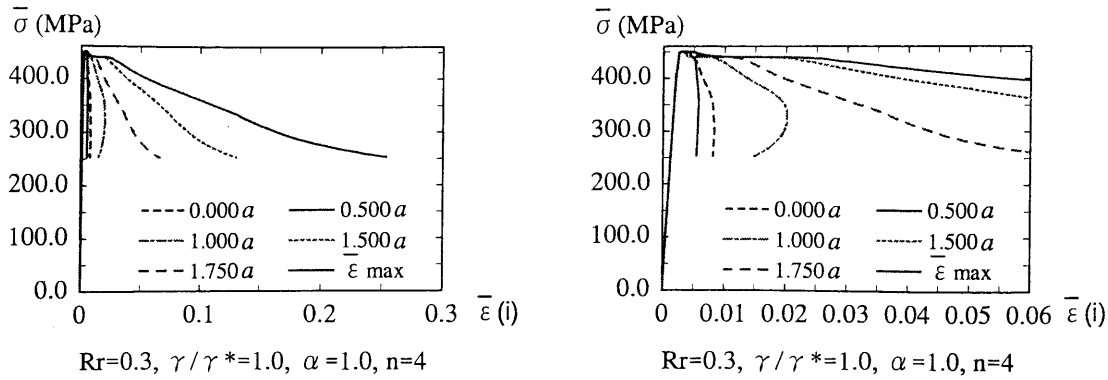


図 3.6 圧縮補剛板のひずみの取り方

はり要素の圧縮部分に補剛板パネルの軟化型の平均応力-平均ひずみ関係をそのまま骨組解析モデルに組み込んで解析を行うと、3.2 で述べたように実際の後座屈挙動とはかなり異なったものとなる。板・シェル要素を用いた圧縮補剛板の解析結果を注意深く検討すると、局部座屈により座屈モードの局所化が起こり、この局所化が生じた部分のみに変形が集中し、他の部分については変形がほとんどない剛体変位が主として起こっていることがわかる。つまり、 $\bar{\varepsilon} = \Delta u / (2a)$ は圧縮補剛板の平均ひずみではあるが、座屈モードの局所化により変形が集中する範囲の平均ひずみを評価することには適していない。



(a) $\bar{\varepsilon}(i)$ を 0.30 まで表示した場合

(b) $\bar{\varepsilon}(i)$ を 0.06 まで表示した場合

図 3.7 補剛板各部の応力-ひずみ関係

ここでは、軟化型の構成則を次のように決める。局部座屈区間の微小要素は軸方向の変形だけでなく面外方向への変形を含め並進、回転、ならびに弾塑性変形を生ずるが、はり要素による骨組解析で用いるのは軸方向ひずみのみである。したがって、図 3.6 に示すように補剛板を一様の板・シェル要素で離散化したときの要素分割線 i 列目 ($1 < i < n$) の要素群において、 i 列目の全要素の左側節点変位の平均値を $u_i(i)$ 、右側節点変位の平均値を $u_{i+1}(i)$ とすると、この i 列目の要素群での平均軸方向ひずみは以下のようなになる。

$$\bar{\varepsilon}(i) = (u_i(i) - u_{i+1}(i)) / \Delta L \quad (3.3.11)$$

ここに、 ΔL は i 列目の要素群の長さである。

図 3.7 (a), (b) に 2 径間の補剛板の左端から $0.00a$, $0.50a$, $1.00a$, $1.50a$, $1.75a$ および $\bar{\varepsilon} = \bar{\varepsilon}(i)_{\max}$ の個所における応力-ひずみ関係の例を示す。図 3.7 (a) は $\bar{\varepsilon}(i)$ を 0.3 まで、図 3.7 (b) は重複部が解りやすいように 0.06 までを示す。この図から、座屈モードの局所化が生じた部分 ($\bar{\varepsilon} = \bar{\varepsilon}(i)_{\max}$ となる近傍) を除く第 1 径間と第 2 径間の大部分は主として剛体変位が起こっている。また、各点の応力-ひずみ関係は除荷が起こる点までは、 $\bar{\varepsilon} = \bar{\varepsilon}(i)_{\max}$ 位置の応力-ひずみ関係とほぼ一致している。

したがって、はり要素による骨組解析で使用する構成則については、ひずみは式(3.3.12)のように各要素分割線 i 列目における $\bar{\varepsilon}(i)$ の中の最大値を用い、応力は一般に使用される式 $\bar{\sigma} = P/A$ を用いることとする。

$$\bar{\varepsilon} = \bar{\varepsilon}(i)_{\max} \quad (3.3.12)$$

このように、平均応力-最大ひずみ関係を表す図中では、一般の平均ひずみと区別するため、最大平均ひずみ ($\bar{\varepsilon} = \bar{\varepsilon}(i)_{\max}$) を表す $\bar{\varepsilon}_m$ を用いる。

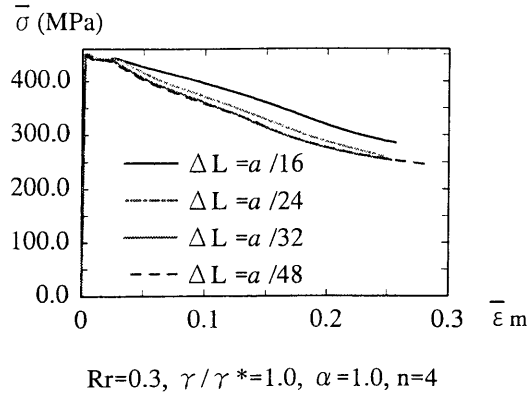


図 3.8 要素分割と平均応力-最大ひずみ関係

(6) 要素分割数に関する考察

圧縮補剛板の応力-ひずみ関係に用いるひずみは $\bar{\varepsilon}(i) = (u_i(i) - u_{i+1}(i)) / \Delta L$ で計算するため、シェル要素の分割数あるいは ΔL の大きさをどの様に設定すれば良いかについての考察を行う。

図 3.8 には本論文で新たに定義した圧縮補剛板の応力-ひずみ関係を示す。この 図 3.8 にはモデル H3114 について圧縮補剛板を長さ方向に 1 径間当たり 16, 24, 32, 48 等分した時の 4 ケースについて応力-ひずみ関係を示している。これらの図から圧縮補剛板を長さ方向に 32 分割すれば、応力-ひずみ関係は収束していると認められる。他のケースについてもほぼ同様の結果が得られたため、本解析では要素の大きさに左右されない要素分割数として 1 径間当たり 32 とし、これを用いて応力-最大ひずみ関係 $\bar{\sigma} - \bar{\varepsilon}_{\max}$ を計算する。

(7) 予測モデル

基準点における応力の予測式として文献 3) と同様に 表 3.1 に示す 4 つの支配パラメータを組合せた以下の予測式を用いる。

$$\begin{aligned}
 \sigma(j) = & a_1 Rr^2 (\gamma/\gamma^*)^2 \alpha \cdot n + a_2 Rr^2 (\gamma/\gamma^*)^2 \alpha + a_3 Rr^2 (\gamma/\gamma^*)^2 n + a_4 Rr^2 (\gamma/\gamma^*)^2 \\
 & + a_5 Rr^2 (\gamma/\gamma^*) \alpha \cdot n + a_6 Rr^2 (\gamma/\gamma^*) \alpha + a_7 Rr^2 (\gamma/\gamma^*) n + a_8 Rr^2 (\gamma/\gamma^*) \\
 & + a_9 Rr^2 \alpha \cdot n + a_{10} Rr^2 \alpha + a_{11} Rr^2 n + a_{12} Rr^2 \\
 & + a_{13} Rr (\gamma/\gamma^*)^2 \alpha \cdot n + a_{14} Rr (\gamma/\gamma^*)^2 \alpha + a_{15} Rr (\gamma/\gamma^*)^2 n + a_{16} Rr (\gamma/\gamma^*)^2 \\
 & + a_{17} Rr (\gamma/\gamma^*) \alpha \cdot n + a_{18} Rr (\gamma/\gamma^*) \alpha + a_{19} Rr (\gamma/\gamma^*) n + a_{20} Rr (\gamma/\gamma^*) \\
 & + a_{21} Rr \cdot \alpha \cdot n + a_{22} Rr \alpha + a_{23} Rr \cdot n + a_{24} Rr \\
 & + a_{25} (\gamma/\gamma^*)^2 \alpha \cdot n + a_{26} (\gamma/\gamma^*)^2 \alpha + a_{27} (\gamma/\gamma^*)^2 n + a_{28} (\gamma/\gamma^*)^2 \\
 & + a_{29} (\gamma/\gamma^*) \alpha \cdot n + a_{30} (\gamma/\gamma^*) \alpha + a_{31} (\gamma/\gamma^*) n + a_{32} (\gamma/\gamma^*) \\
 & + a_{33} \alpha \cdot n + a_{34} \alpha + a_{35} n + a_{36} \\
 = & \sum_{i=1}^{36} a_{ji} f_i(R, \alpha, \gamma/\gamma^*, n) \quad (j=1 \sim 100)
 \end{aligned} \tag{3.3.13}$$

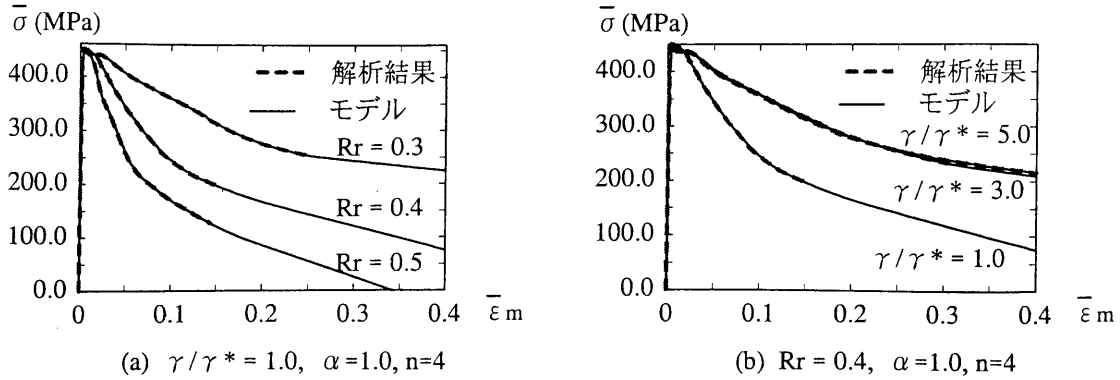


図 3.9 応力-ひずみ関係の解析結果と予測モデル

この予測式の36個の未定定数を決定するため、支配パラメータを変化させた全36パターンの2径間連続補剛板を解析し、36本の圧縮補剛板の応力-ひずみ関係 $\bar{\sigma}-\bar{\epsilon}_{\max}$ を求める。2径間連続補剛板の構造諸元を各無次元化物理量ごとに表 3.2 に示す。応力基準点は、本解析では、ひずみ40%までを100等分し、それら100個の基準点を式3-13 の予測モデルで決定する。

式3-13 について、100個の基準点ごとに未定定数 $a_i (i=1\sim 36)$ (全部で3600個) が決定できるので、式3-13 によって任意の支配パラメータに対する応力-ひずみ関係が決定できる。

以上の方法によれば、図 3.9 に示すように全36パターンの解析結果を殆ど誤差無しに近似できる。なお、変位制御の量が少ない場合のように、両端固定の圧縮補剛板モデルの解析を40%のひずみまで行わない場合でも図 3.9 のように、得られた最大ひずみから40%までの区間を得られた最大ひずみを含む最後の3点で2次曲線により予測して用いる。

表 3.2 各支配パラメータの組み合わせと構造緒元

Rr	γ/γ^*	α	n	hr/tr	a (mm)	b (mm)	t (mm)	tr (mm)	hr (mm)	A (mm ²)
0.3	1.0	0.5	4	9	1000	2000	41.0	21.9	197.5	95049.2
			6	9	1500	3000	41.0	27.9	251.4	158173.
		1.0	4	9	2000	2000	41.0	32.9	296.4	111342.
			6	9	3000	3000	41.0	42.7	384.1	205057.
	3.0	0.5	4	9	1000	2000	41.0	28.9	259.9	104564.
			6	9	1500	3000	41.0	36.8	330.8	183866.
		1.0	4	9	2000	2000	41.0	43.3	390.1	132784.
			6	9	3000	3000	41.0	56.2	505.6	265073.
	5.0	0.5	4	9	1000	2000	41.0	32.8	295.3	111117.
			6	9	1500	3000	41.0	41.8	375.7	201557.
		1.0	4	9	2000	2000	41.0	49.3	443.3	147548.
			6	9	3000	3000	41.0	63.8	574.4	306394.
0.4	1.0	0.5	4	9	1000	2000	30.8	17.6	158.0	69863.5
			6	9	1500	3000	30.8	22.3	200.5	114644.
		1.0	4	9	2000	2000	30.8	26.2	235.7	80053.5
			6	9	3000	3000	30.8	33.7	303.6	143507.
	3.0	0.5	4	9	1000	2000	30.8	23.1	208.0	75959.2
			6	9	1500	3000	30.8	29.3	263.9	130997.
		1.0	4	9	2000	2000	30.8	34.5	310.2	93607.7
			6	9	3000	3000	30.8	44.4	399.5	180986.
	5.0	0.5	4	9	1000	2000	30.8	26.3	236.3	80155.4
			6	9	1500	3000	30.8	33.3	299.8	142255.
		1.0	4	9	2000	2000	30.8	39.2	352.4	102940.
			6	9	3000	3000	30.8	50.4	454.0	206791.
0.5	1.0	0.5	4	9	1000	2000	24.6	14.8	133.0	55130.5
			6	9	1500	3000	24.6	18.7	168.4	89606.3
		1.0	4	9	2000	2000	24.6	21.9	197.5	62233.9
			6	9	3000	3000	24.6	28.2	253.4	109504.
	3.0	0.5	4	9	1000	2000	24.6	19.5	175.1	59450.5
			6	9	1500	3000	24.6	24.6	221.7	101145.
		1.0	4	9	2000	2000	24.6	28.9	259.9	71752.6
			6	9	3000	3000	24.6	37.0	333.4	135606.
	5.0	0.5	4	9	1000	2000	24.6	22.1	199.0	62424.2
			6	9	1500	3000	24.6	28.0	251.9	109089.
		1.0	4	9	2000	2000	24.6	32.8	295.4	78307.8
			6	9	3000	3000	24.6	42.1	378.8	153580.

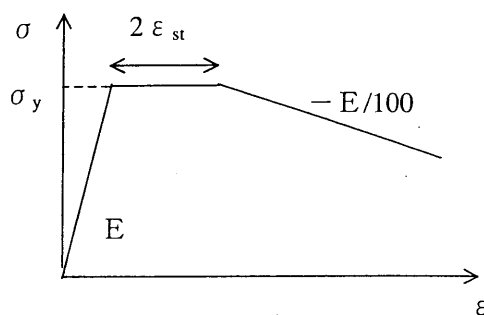


図 3.10 ウェブでの構成則

3. 3. 2 骨組解析のウェブ圧縮部分に用いる構成則

はり要素を用いて鋼製橋脚の地震時保有水平耐力を計算する場合、橋脚断面の縦リブを含むフランジの応力状態は 3. 3. 1 (1) で用いた 2 径間連続補剛板モデルの応力状態に近いと考えられる。一方、ウェブの応力状態は応力勾配を持ち塑性域ではフランジとの応力の受け渡しや境界条件の変化も考えられ簡単なモデル設定は困難である。そのため、ウェブについては板・シェル要素を用いた鋼製橋脚の全体 FEM 解析結果と良く一致し、しかも簡単な構成則を試行錯誤的に決定する。

このような検討の結果、ここで用いるウェブの構成則は図 3.10 に示すように補剛板の 4 つの支配パラメータとは無関係に定めることができることが判明した。なお、 ϵ_{st} は材料構成則での塑性棚の長さである。

3. 3. 3 せん断変形の影響

ここではせん断変形を無視した Bernolli-Euler はり要素を用いるため、水平荷重-水平変位の関係に与えるせん断変形の影響などについては近似的に扱う。

微小変位理論のチモシェンコ梁における弾性域での曲げ変形に対するせん断変形の増加率 η は式(3.3.14)で表される。ここに、 κ は断面に作用する中立軸上のせん断応力を平均せん断応力で除した値であり箱断面についてはほぼ一定値となる。橋脚断面の材質を SM570 材とすれば、 σ_y も一定値である。鋼製橋脚においては (A/A_w) もほぼ一定とみなせば、せん断変形の影響は λ の二乗に反比例する。

$$\eta = 12\kappa \sigma_y A / (\pi^2 G A_w) / \lambda^2 \doteq K / \lambda^2 \quad (3.3.14)$$

これより、せん断変形の影響は柱の高さが低いほど顕著に表れるので骨組解析に当っては柱の細長比 λ に応じてヤング係数を以下のように補正することで対応する。

$$\begin{aligned} E &= 0.9E_0 & \lambda &\geq 0.4 \\ E &= (0.5 + \lambda)E_0 & \lambda &< 0.4 \end{aligned} \quad (3.3.15)$$

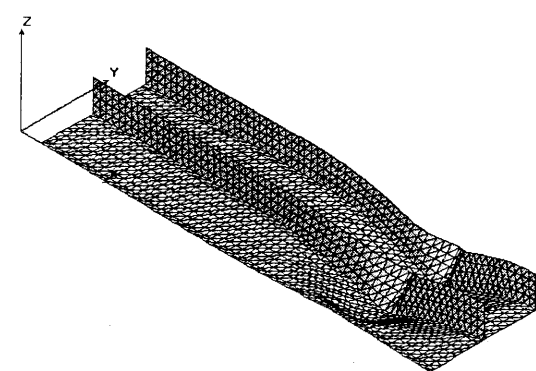
ここに、 E_0 は材料のヤング係数を示す。

3. 4 局所化区間長の同定に用いた変形状態

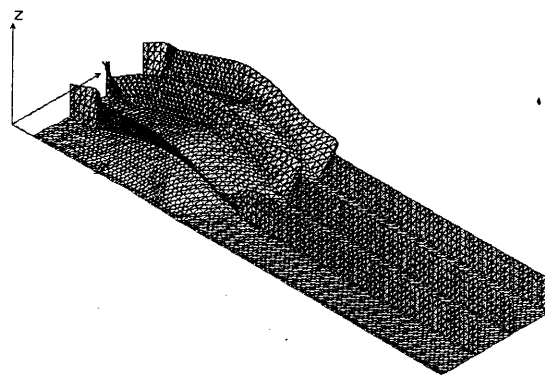
補剛板に圧縮力が働くと補剛板のある部分が局部座屈変形，すなわち，座屈モードの局所化による軟化現象を示す．ここでは，軟化型の応力・ひずみ関係を同定するのに用いた異なる支配パラメータを持つ 36 種類の 2 径間連続補剛板の変形状態を示す．（表 3.3 参照）

表 3.3 座屈モードの局所化による軟化現象による変形図のパラメータ

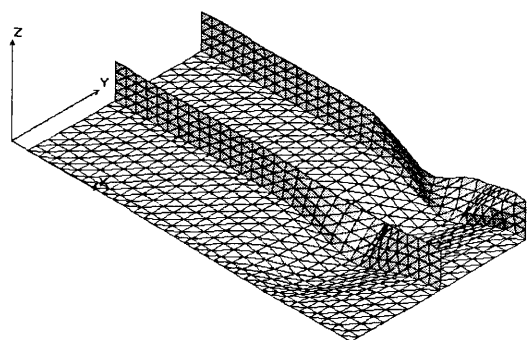
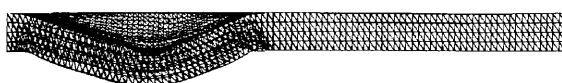
	図番	Rr	γ/γ^*	α	n		図番	Rr	γ/γ^*	α	n
図 3.11	(1)	0.3	1.0	1.0	4	図 3.17	(25)	0.5	1.0	1.0	4
	(2)	0.3	1.0	1.0	6		(26)	0.5	1.0	1.0	6
	(3)	0.3	1.0	0.5	4		(27)	0.5	1.0	0.5	4
	(4)	0.3	1.0	0.5	6		(28)	0.5	1.0	0.5	6
図 3.12	(5)	0.3	3.0	1.0	4	図 3.18	(29)	0.5	3.0	1.0	4
	(6)	0.3	3.0	1.0	6		(30)	0.5	3.0	1.0	6
	(7)	0.3	3.0	0.5	4		(31)	0.5	3.0	0.5	4
	(8)	0.3	3.0	0.5	6		(32)	0.5	3.0	0.5	6
図 3.13	(9)	0.3	5.0	1.0	4	図 3.19	(33)	0.5	5.0	1.0	4
	(10)	0.3	5.0	1.0	6		(34)	0.5	5.0	1.0	6
	(11)	0.3	5.0	0.5	4		(35)	0.5	5.0	0.5	4
	(12)	0.3	5.0	0.5	6		(36)	0.5	5.0	0.5	6
3.14	(13)	0.4	1.0	1.0	4						
	(14)	0.4	1.0	1.0	6						
	(15)	0.4	1.0	0.5	4						
	(16)	0.4	1.0	0.5	6						
図 3.15	(17)	0.4	3.0	1.0	4						
	(18)	0.4	3.0	1.0	6						
	(19)	0.4	3.0	0.5	4						
	(20)	0.4	3.0	0.5	6						
図 3.16	(21)	0.4	5.0	1.0	4						
	(22)	0.4	5.0	1.0	6						
	(23)	0.4	5.0	0.5	4						
	(24)	0.4	5.0	0.5	6						



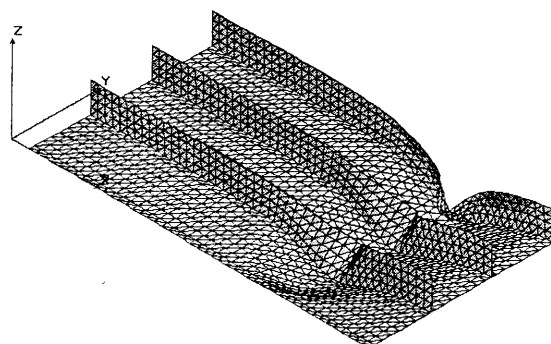
(1) H3114



(2) H3116



(3) H3154



(4) H3156

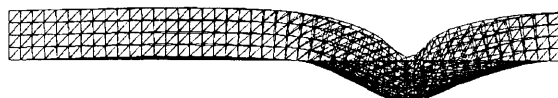
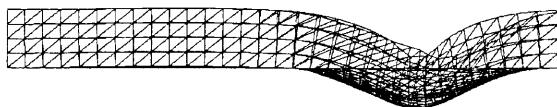
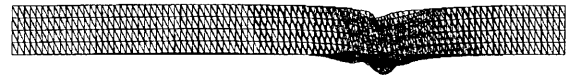
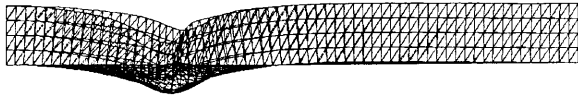
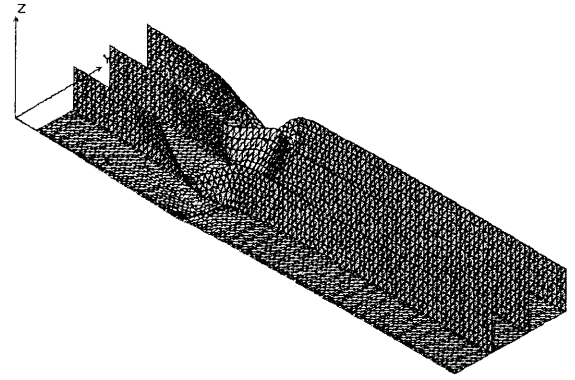
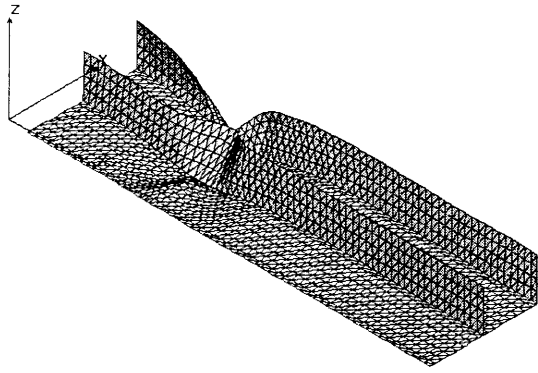
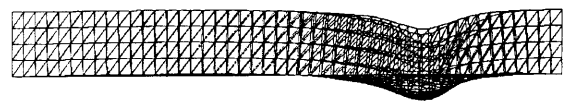
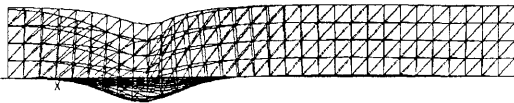
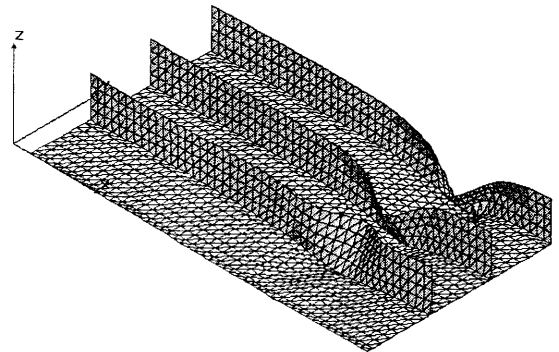
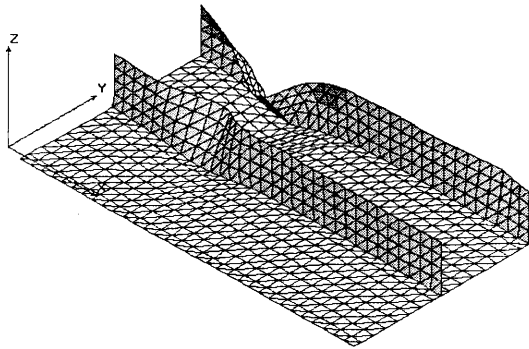


图 3.11 $Rr = 0.3, \gamma/\gamma^* = 1.0$



(5) H3314

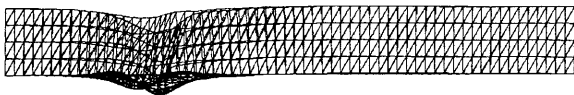
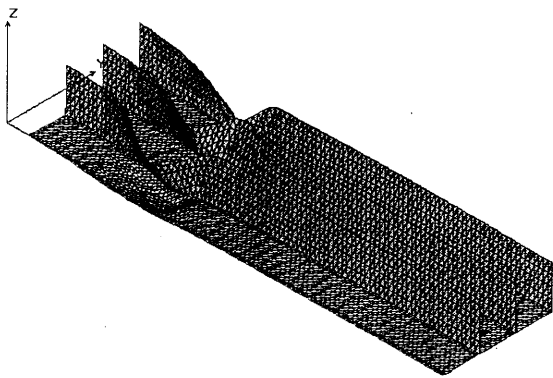
(6) H3316



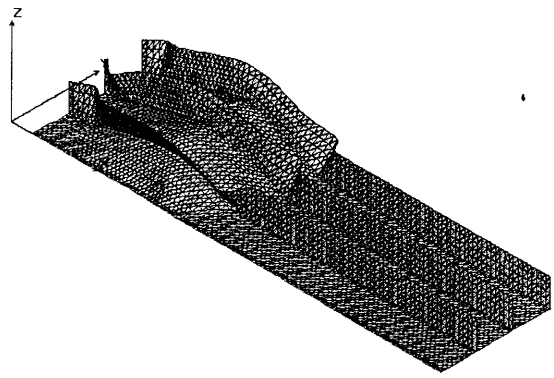
(7) H3354

(8) H3356

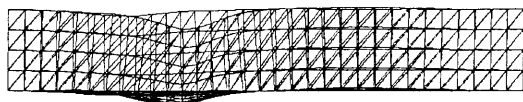
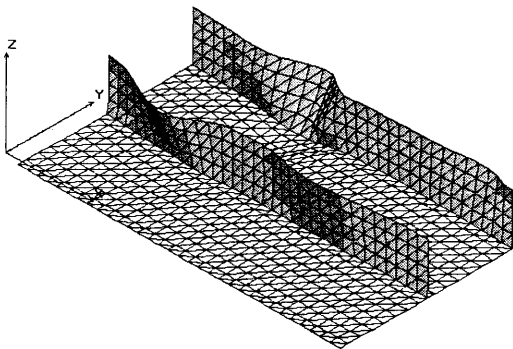
图 3.12 $Rr = 0.3, \gamma/\gamma^* = 3.0$



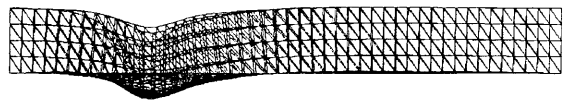
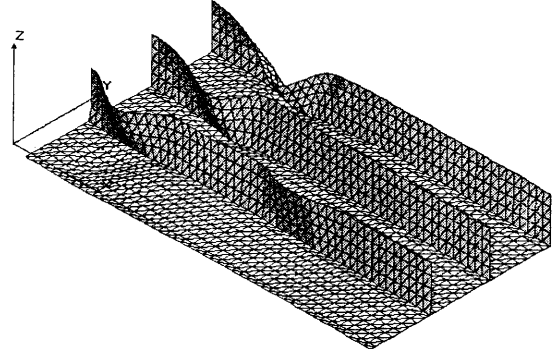
(9) H3514



(10) H3516

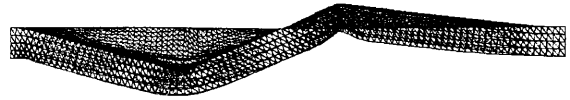
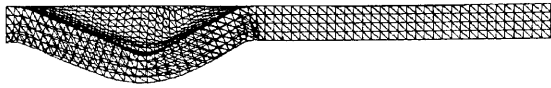
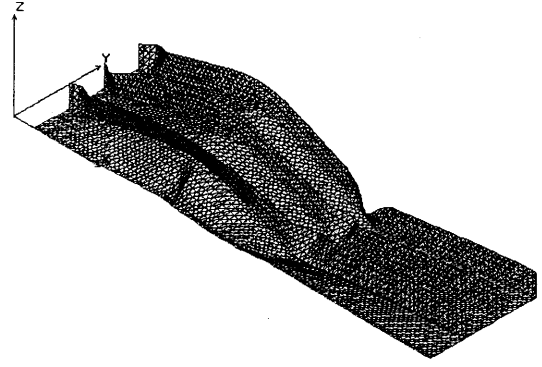
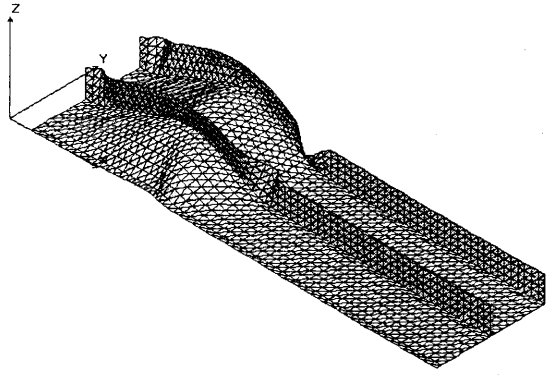


(11) H3554



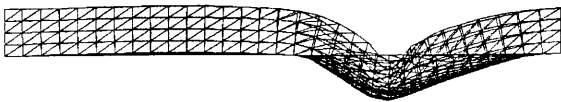
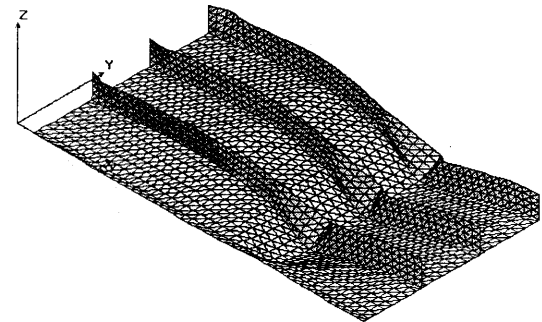
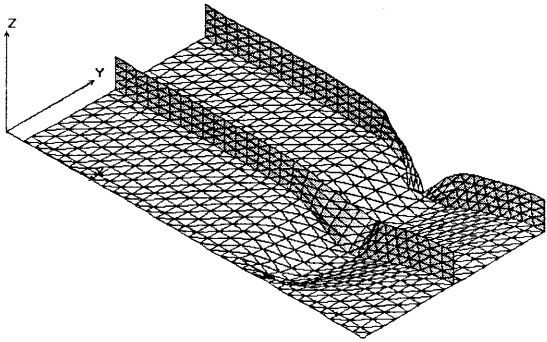
(12) H3556

图 3.13 $Rr = 0.3, \gamma/\gamma^* = 5.0$



(13) H4114

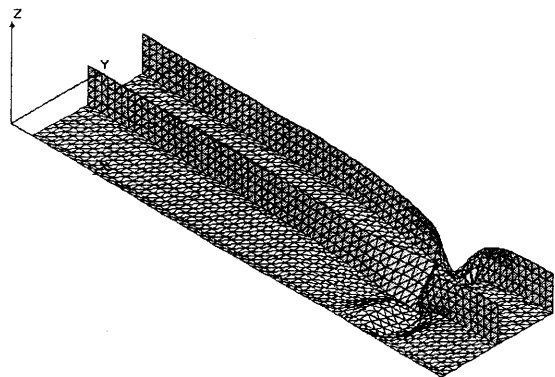
(14) H4116



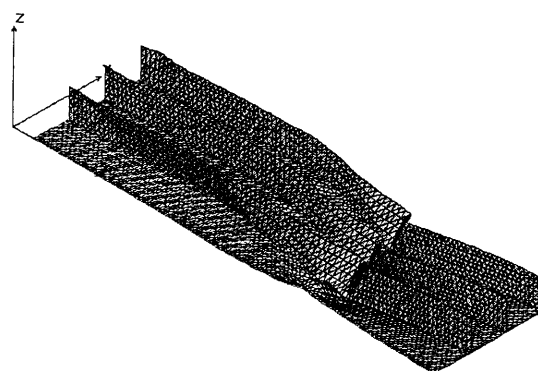
(15) H4154

(16) H4156

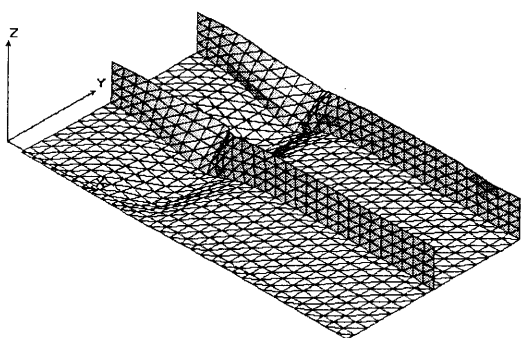
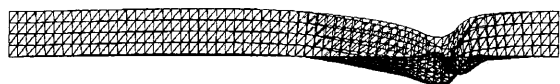
图 3.14 $Rr = 0.4, \gamma/\gamma^* = 1.0$



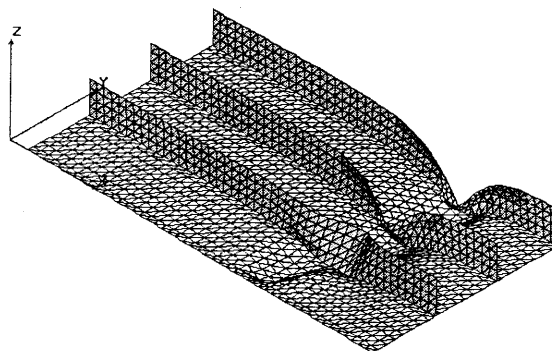
(17) H4314



(18) H4316



(19) H4354



(20) H4356

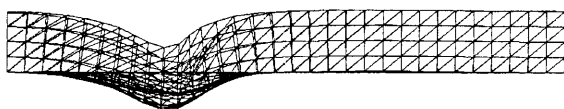
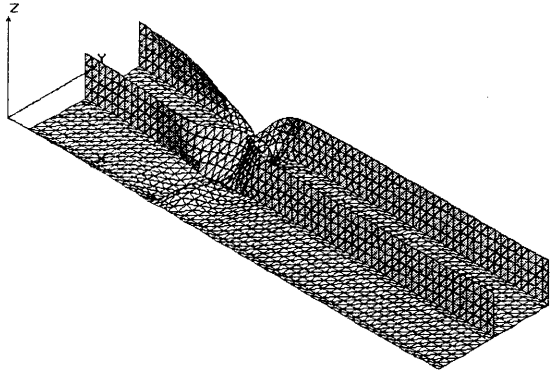
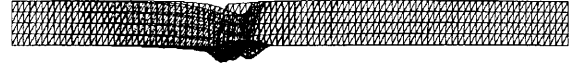
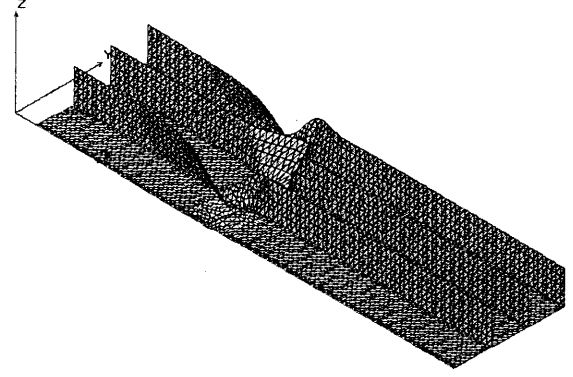


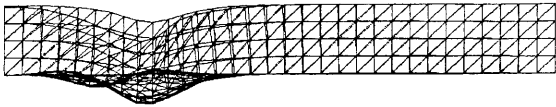
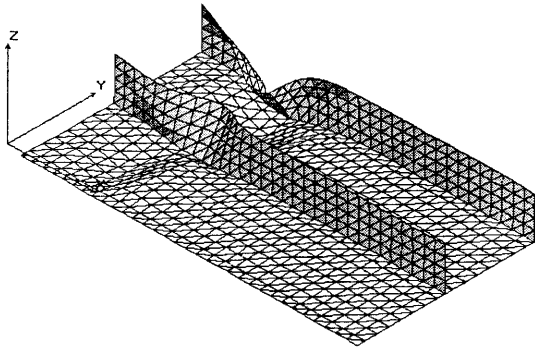
图 3.15 $Rr = 0.4, \gamma/\gamma^* = 3.0$



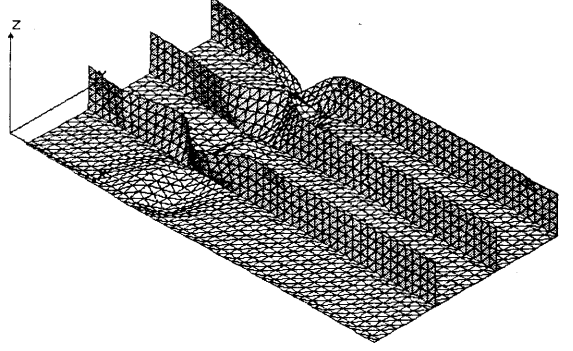
(21) H4514



(22) H4516

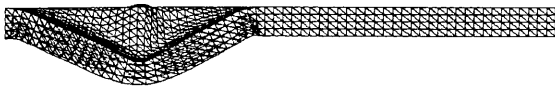
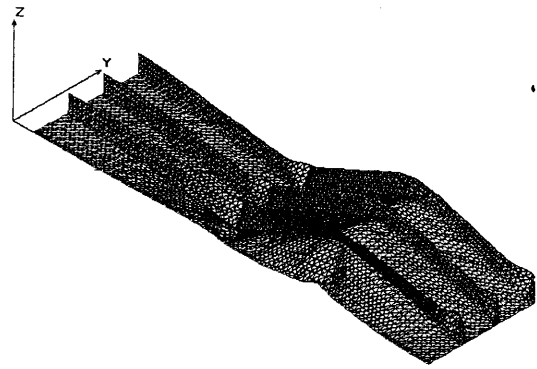
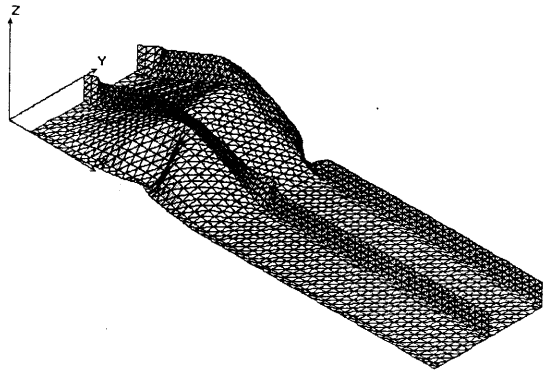


(23) H4554



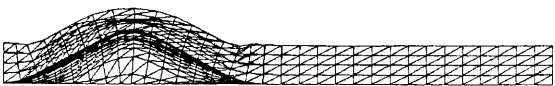
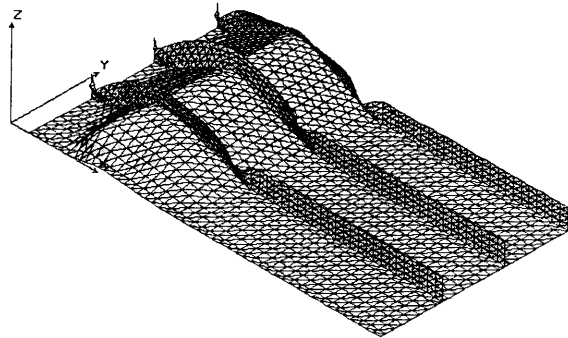
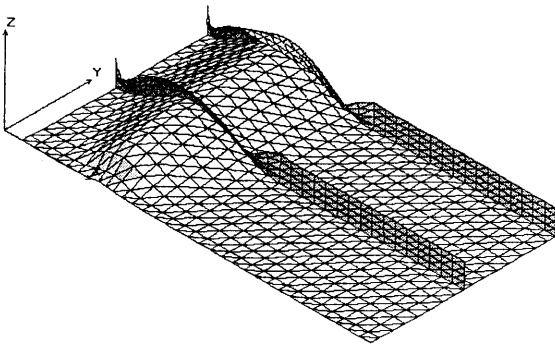
(24) H4556

图 3.16 $Rr = 0.4, \gamma/\gamma^* = 5.0$



(25) H5114

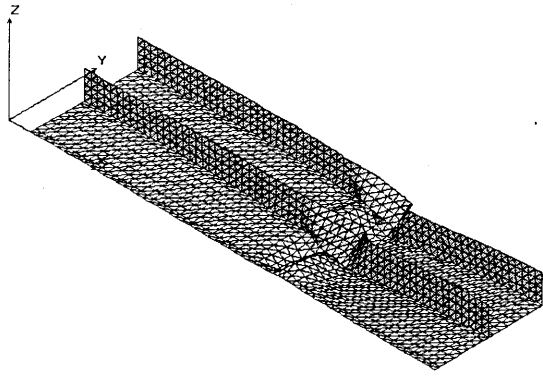
(26) H5116



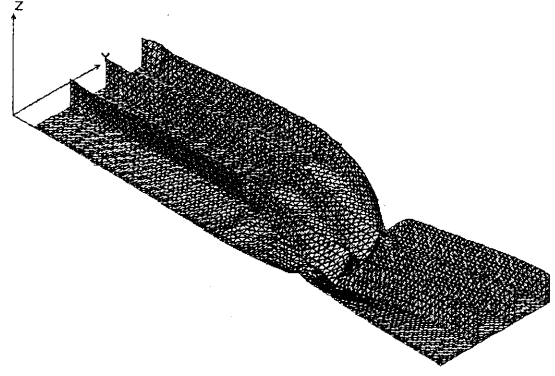
(27) H5154

(28) H5156

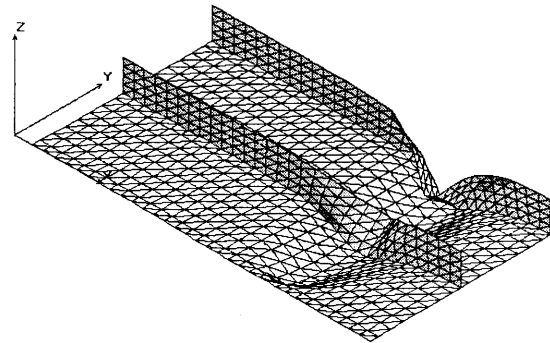
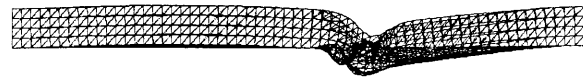
☒ 3.17 $Rr = 0.5, \gamma/\gamma^* = 1.0$



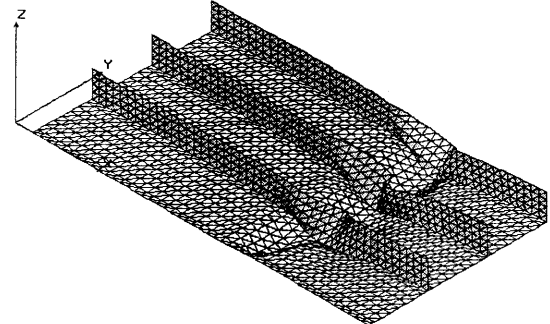
(29) H5314



(30) H5316



(31) H5354



(32) H5356

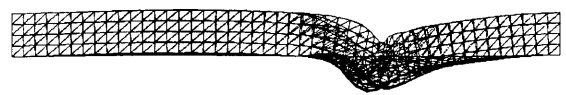
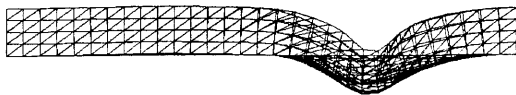
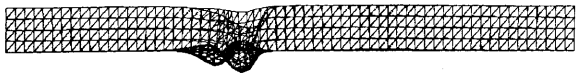
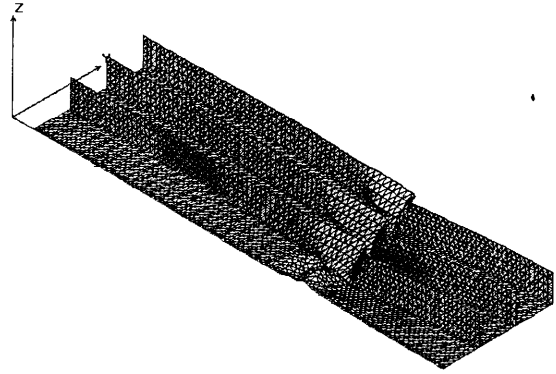
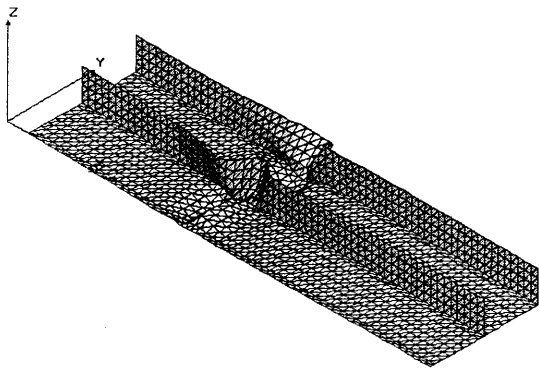
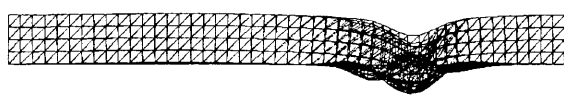
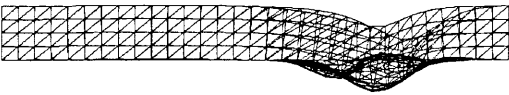
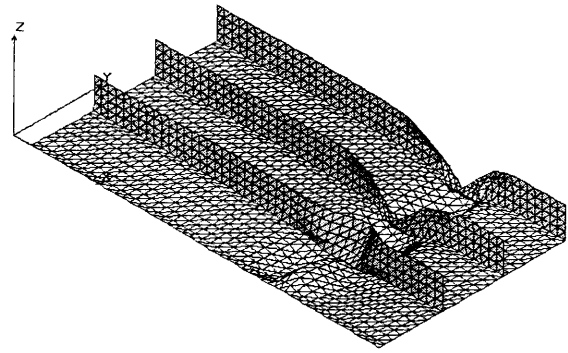
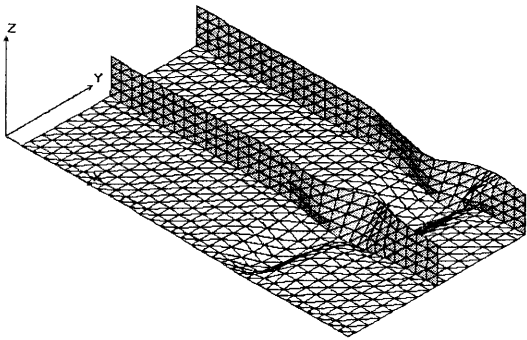


图 3.18 $Rr = 0.5, \gamma/\gamma^* = 3.0$



(33) H5514

(34) H5516



(35) H5554

(36) H5556

图 3.19 $Rr = 0.5, \gamma/\gamma^* = 5.0$

3. 5 座屈要素の導入

補剛板に圧縮力が働くと補剛板が局部座屈変形を起し、ある部分が座屈モードの局所化により軟化現象を示す。この軟化挙動を示す局所化領域については3. 3で述べた座屈要素1要素で離散化する。局所化領域に対応する座屈要素長 L_z は補剛板の支配パラメータにより一意的に決定されるが、これについては次に詳述する。この座屈要素を用いた鋼製橋脚モデルを図3.20に示す。

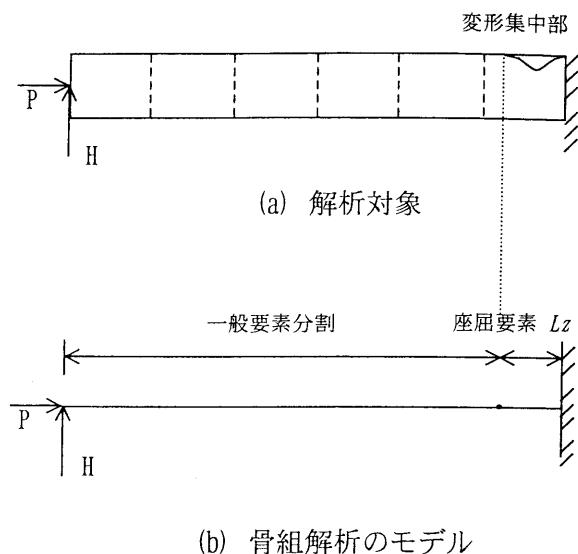


図 3.20 骨組解析のモデル化

鋼製橋脚の座屈モードの局所化領域を表す座屈要素に用いる構成則としては、3. 3で求めた $\bar{\epsilon}(i)_{\max}$ 位置の応力-ひずみ関係に対応する構成則 $\bar{\sigma}-\bar{\epsilon}_{\max}$ を用いる。同じ圧縮補剛板の局所化領域以外での応力-ひずみ関係も除荷が起こるまでは、 $\bar{\sigma}-\bar{\epsilon}_{\max}$ と一致すること、ならびに座屈要素を用いる局所化領域で軟化が生ずると他の部分では除荷が生じて弾性挙動を示し、軟化部分の構成則が関与しないため、座屈要素を含め同じ諸元と材料の圧縮補剛板については同一の軟化型の構成則 $\bar{\sigma}-\bar{\epsilon}_{\max}$ を用いる。

軟化挙動を表す座屈要素を用いた骨組解析では、要素長の大きさが解析結果に大きな影響を与える。したがって、精度の良い結果が得られる座屈要素の長さ L_z の設定が非常に重要である。この座屈要素の長さは圧縮補剛板の支配パラメータにより一意的に決定される。ここでは先に3. 3で軟化型の応力・ひずみ関係を同定するのに用いた異なった支配パラメータを持つ36種類の2径間連続補剛板の解析結果と、鋼製橋脚の全体FEM解析における局所化モードや水平荷重-水平変位関係との整合を考え、座屈要素の長さ L_z を試行錯誤により以下のように2次式で設定する：

$$L_z = f_1(Rr) f_2(\gamma/\gamma^*) a \quad (3.5.1)$$

ここに、 a は圧縮補剛板のダイヤフラムまたは横リブの間隔である。

$f_1(x)$ については、 $\gamma/\gamma^* = 1.0$ の場合、**3. 3**の局所化区間長を参考に、 Rr は0.3, 0.4, 0.5 時の座屈長をそれぞれ $0.9a$, $0.7a$, $0.6a$ と仮定する：

$$\begin{aligned} f_1(0.3) &= 0.9 \\ f_1(0.4) &= 0.7 \end{aligned} \quad (3. 5. 2a, b, c)$$

$$\begin{aligned} f_1(0.5) &= 0.6 \\ f_2(1.0) &= 1.0 \end{aligned} \quad (3. 5. 3a)$$

$f_2(x)$ については、 $\gamma/\gamma^* = 3.0$, $\gamma/\gamma^* = 5.0$ の場合、**3. 3**の局所化区間長を参考に、それぞれ 0.7, 0.9 と仮定する：

$$\begin{aligned} f_2(3.0) &= 0.7 \\ f_2(5.0) &= 0.9 \end{aligned} \quad (3. 5. 3b, c)$$

式(3. 5. 2), (3. 5. 3)より座屈要素の長さ L_z を以下のように定式化する。

$$\begin{aligned} L_z &= f_1(Rr) f_2(\gamma/\gamma^*) a \\ f_1(x) &= 5x^2 - 5.5x + 2.1 \quad 1.0 \leq x \leq 5.0 \\ f_2(x) &= 0.0625x^2 - 0.4x + 1.3375 \quad 1.0 \leq x \leq 5.0 \end{aligned} \quad (3. 5. 4)$$

座屈要素の導入位置は橋脚中で塑性座屈モードの局所化が発生する可能性がある場所である。単柱の場合は基部や変断面位置などであるが、導入位置がわかりにくい場合は、まず橋脚を細かく分割し局部座屈を無視した通常の骨組解析を行う。その解析結果を基に断面変化点やダイヤフラム位置を参考に同一断面部分の中で最も大きな圧縮応力が作用する箇所でも局部座屈が発生する可能性のある位置を特定し座屈要素を導入した後、再度解析を行えばよい。

図 3. 21に式(3. 5. 4)により評価した座屈要素長を全 36 ケースのうち代表的に 12 ケースを示すが、板・シェル要素を用いた FEM 解析による圧縮補剛板の座屈モードの局所化領域を比較的良く表したものとなっている。

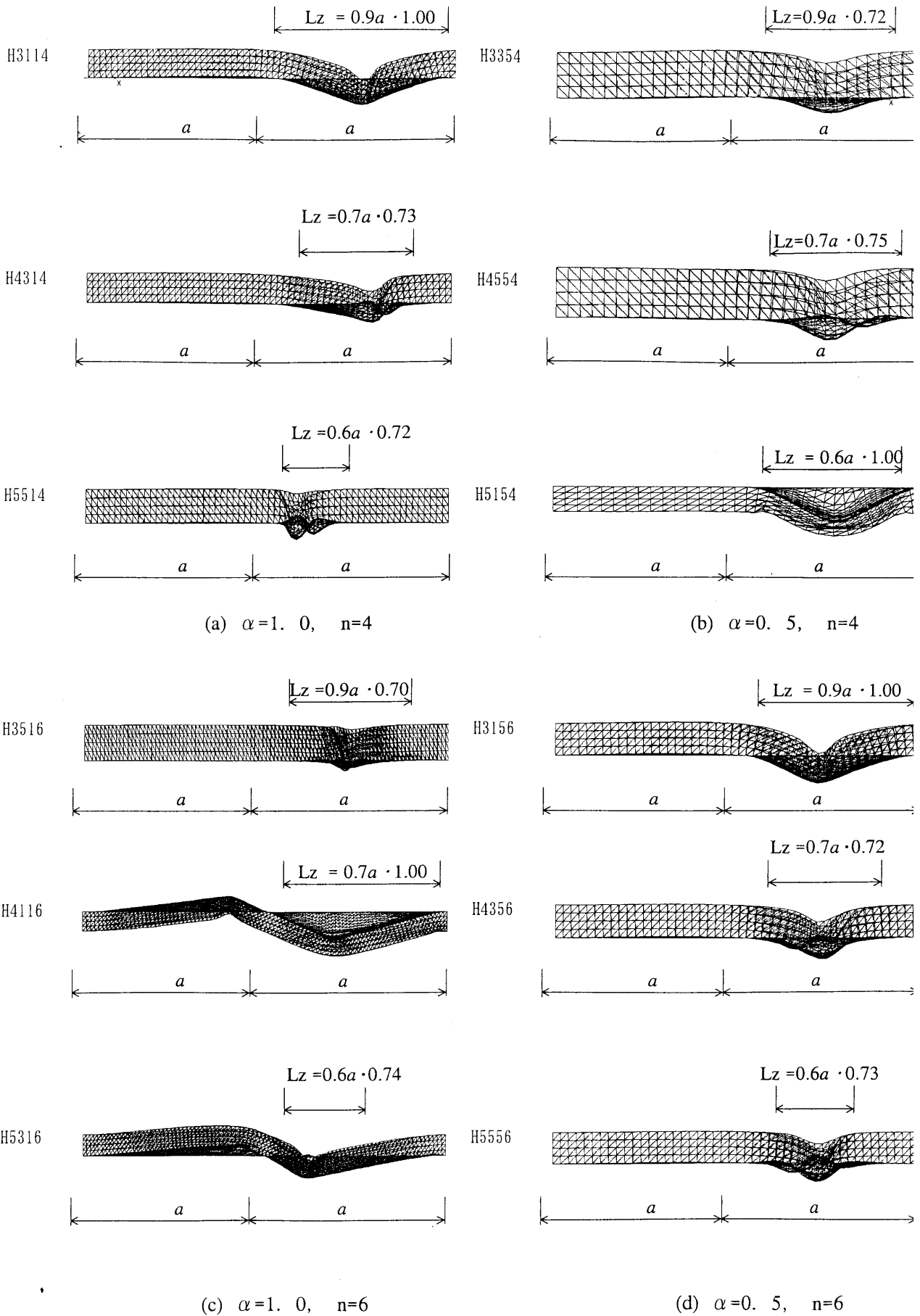


図 3.21 「座屈要素の長さ」と座屈モードの局所化領域

3. 6 局部座屈を考慮した単柱式鋼製橋脚の Pushover 解析

局部座屈を考慮した軟化型の構成則を導入したはり要素による鋼製橋脚の Pushover 解析の精度を、単柱式橋脚について、シェル要素を全領域に用いた解析結果と比較することにより検討する。

解析対象とする鋼製橋脚モデルを図 3.22 に示す。荷重条件としては、下端部を固定として、橋脚頂部の中心に一定の鉛直軸力を常時荷重し、その状態を保持したまま頂部の水平変位を単調増加させ、この変位が柱の高さの 10% (0.6m, 1.0m および 1.4m) に到達するまでを解析した。なお、鉛直軸力は全断面降伏軸力の 10% および 20% の 2 種類とした。

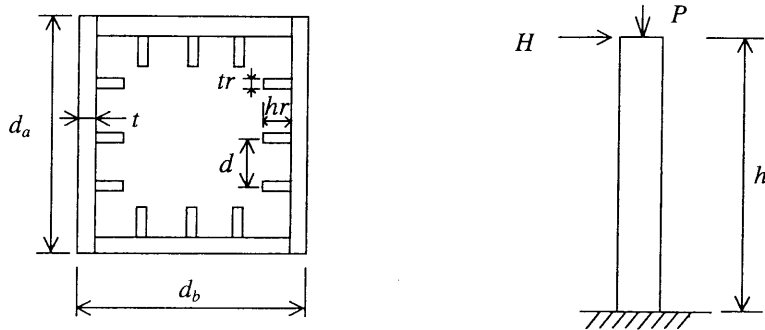


図 3.22 解析対象とする単柱式鋼製橋脚

局部座屈を考慮した軟化型の構成則を導入したはり要素による解析については、軟化型の構成則を導入したはり要素による解析では脚基部に座屈要素を用い残りの領域を 5 分割した (図 3.23 (a))。この領域の要素の応力-ひずみ関係は図 3.5 に示す単調荷重時の一軸応力-ひずみ関係を用いる。なお、詳しく検討の結果により、座屈要素を用いる領域以外の要素は弾性状態で、この領域の要素分割数及び構成則は解析結果に有意な影響を与えない。

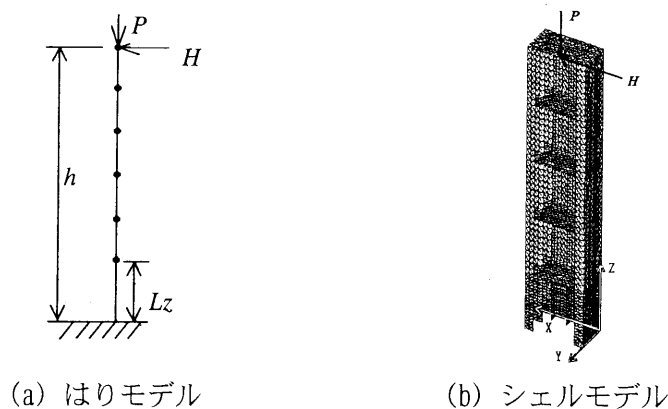
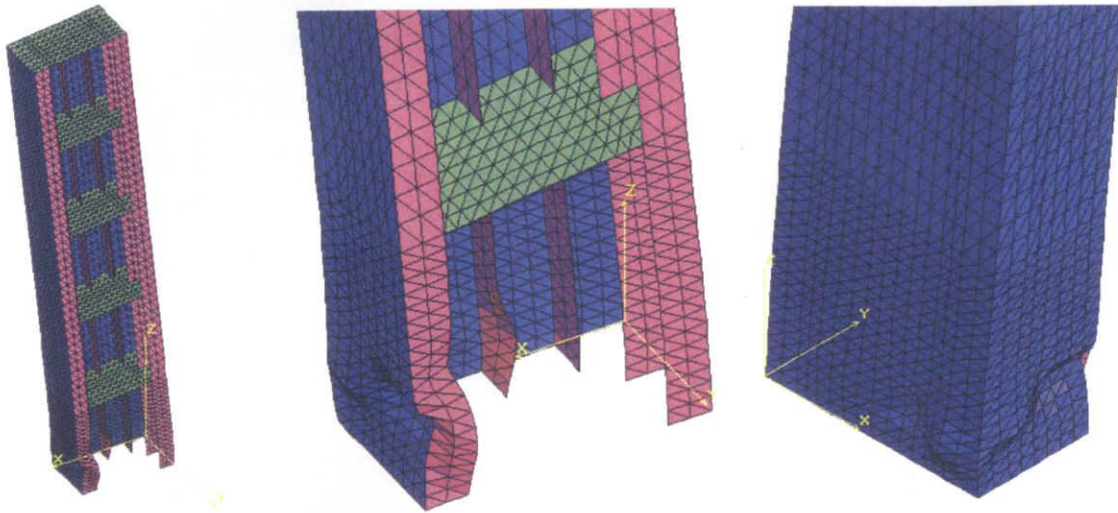


図 3.23 単柱式鋼製橋脚の解析モデル

シェル要素を全領域に用いた解析については、鋼材は SM570 とし、多軸応力下の相当応力-

相当ひずみ関係が 図 3.5 に示す単調载荷時の一軸応力-ひずみ関係に従い、塑性領域の硬化則は移動硬化則によるものとする。要素分割については、収束解が得られるように十分細かい分割を行った。分割の例を 図 3.23 (b) に示す。

橋脚モデルの断面は H3114, H4114, H5114, H4314, H4514 とし、高さは 6m, 10m および 14m (3, 5 および 7 パネル) である。これは都市高速道路で一般的に使用されている橋脚の範囲 $\lambda=0.2\sim0.6$ 程度に配慮して $\lambda=0.23\sim0.56$ の範囲で選定した。具体的な諸元の詳細を表 3.4 に示す。解析結果として 図 3.24 に H3114 断面モデル ($h=10\text{m}$, $\lambda=0.382$) の局部座屈による変形図を示す。



$$(H/H_y=0.826, \delta/\delta_y=17.24)$$

図 3.24 H3114 断面モデルの単柱式橋脚の変形図

表 3.4 単柱式鋼製橋脚の構造緒元

緒元	単位	H3114	H4114	H4314	H4514	H5114
a	(m)	2	2	2	2	2
d_a	(m)	2	2	2	2	2
d_b	(m)	2	2	2	2	2
t	(m)	0. 0410	0. 0308	0. 0308	0. 0308	0. 0246
nr	(本)	3	3	3	3	3
hr	(m)	0. 2964	0. 2357	0. 3102	0. 3524	0. 1975
tr	(m)	0. 0329	0. 0262	0. 0345	0. 0392	0. 0219
A	(m^2)	0. 4454	0. 3202	0. 3744	0. 4118	0. 2489
I	(m^4)	0. 2779	0. 2029	0. 2244	0. 2379	0. 1592
r	(m)	0. 7899	0. 7960	0. 7742	0. 7601	0. 7997
w	(m^3)	0. 2669	0. 1969	0. 2177	0. 2308	0. 1554
σ_y	(MPa)	450	450	450	450	450
E	(GPa)	200	200	200	200	200
R_r		0. 3	0. 4	0. 4	0. 4	0. 5
$P/(s_y \cdot A)$		0. 2	0. 2	0. 2	0. 2	0. 2
L_z	(m)	1. 8000	1. 4000	1. 0244	0. 9942	1. 2000
λ	$h=6$ (m)	0. 229	0. 228	0. 234	0. 238	0. 227
	$h=10$ (m)	0. 382	0. 379	0. 390	0. 397	0. 378
	$h=14$ (m)	0. 535	0. 531	0. 546	0. 556	0. 529
H_y	$h=6$ (m)	(kN) 16017	11812	13062	13849	9322
	$h=10$ (m)	(kN) 9610	7087	7837	8309	5593
	$h=14$ (m)	(kN) 6864	5062	5598	5935	3995
δ_y	$h=6$ (m)	(m) 0. 021	0. 021	0. 021	0. 021	0. 021
	$h=10$ (m)	(m) 0. 058	0. 058	0. 058	0. 058	0. 059
	$h=14$ (m)	(m) 0. 113	0. 114	0. 114	0. 114	0. 114

$$r = \sqrt{I/A}$$

$$w = I/(b/2+t)$$

$$R_r = \frac{d}{2\pi t} \sqrt{12(1-\nu^2)\sigma_y/E_0}$$

$$\lambda = \frac{2h}{\pi r} \sqrt{\sigma_y/E_0}$$

$$H_y = (\sigma_y - P/A)w/h$$

$$\delta_y = H_y h^3 / (3E_0 I)$$

解析結果として、Pushover 解析により得られる水平荷重－水平変位関係をはり要素を用いた場合とシェル要素を用いた場合の解析結果と比較するが、**図 3. 25**には軸力比 20%について、異なった細長比 λ 、補剛材間板パネルの幅厚比 R_r 、補剛材剛比 γ/γ^* を持つ場合について結果を示している。また、**図 3. 26**には軸力比の影響を見るために、3種類の R_r を持つ場合について軸力比を10%と20%に変化させて示している。両図より、いずれの構造諸元の場合も軟化型はり要素による解析結果は、全領域にわたりシェル要素による解析結果と良く一致している。ただ、柱の細長比が大きい場合にやや誤差が生ずる傾向にある。また**図 3. 26**より軸力比が小さい $P/(A\sigma_y)=0.1$ で幅厚比 R_r が小さい場合も若干差が生じるが、その他は軟化型のはり要素による解析結果と、シェル要素による解析結果とはよく一致している。上記の若干誤差が生ずる場合は、座屈による局所化が生じにくい場合に対応している。

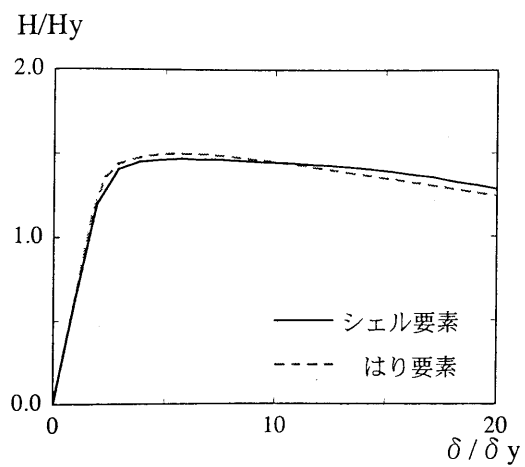
本章で得られた成果をまとめると以下ようになる。

- 1) 座屈モードの局所化を考慮した軟化型の構成則を導入したはり要素により FEM 解析を行う場合、ある要素が先に軟化すると、この要素に軟化による変形が集中する。したがって、いかに多くの有限要素分割を用いても収束解は得られない。このように、軟化型構成則を用いた場合の FEM 解析の解は有限要素長に依存するため、適切な有限要素長を設定する必要がある。
- 2) 圧縮補剛板における軟化型の平均応力－平均ひずみの関係をそのままはり要素による解析に使用すると板・シェル要素による全体 FEM 解析結果とは後座屈挙動の部分で整合しない。したがって、ここでは座屈モードの局所化を正しく評価した軟化型構成則と、局所化領域を反映した座屈要素を用いる手法を提案した。
- 3) 任意の鋼製橋脚の解析に適用できるように補剛板の4つの支配パラメータで軟化型の構成則ならびに座屈要素長の予測式を誘導した。
- 4) ここで提案した軟化型の構成則を用いてはりモデルにより鋼製橋脚の局部座屈による劣化挙動を解析し、シェルモデルによる解析結果と比較した結果、単柱式橋脚についてはあらゆる構造について精度の良い解析結果が得られることが確認できた。

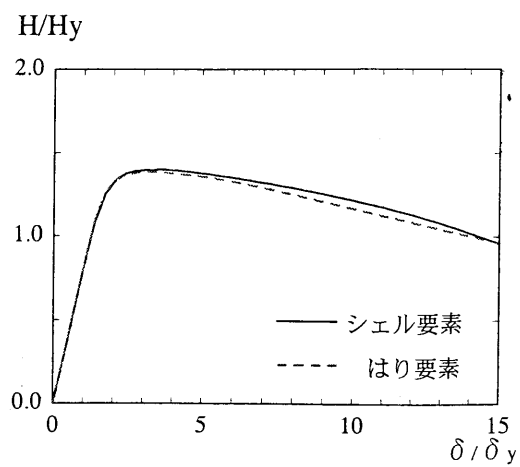
以上のように、鋼製橋脚のはり要素モデルを用いた Pushover 解析において、座屈モードの局所化挙動を考慮した圧縮補剛板の軟化型構成則と局所化領域を反映した座屈要素を用いることで、局部座屈による劣化挙動を含めた鋼製橋脚の変形挙動を良好な精度で解析できることが判明した。

更に、**図 3. 25**と**図 3. 26**において実務上用いられる限界ひずみの範囲($\varepsilon_u=20\varepsilon_y$)は、ほぼ $\delta/\delta_y=7\sim 8$ までの区間であり、実務上の精度は更に十分確保される事が解かる。

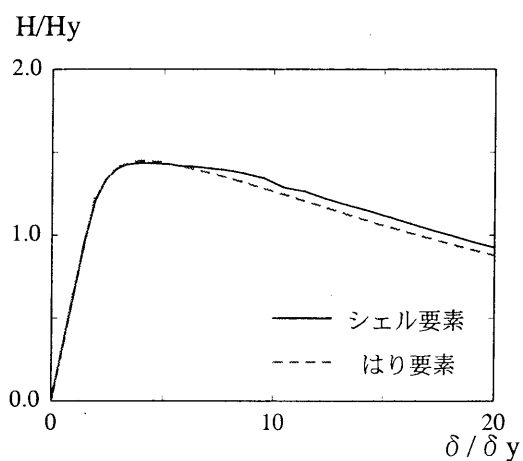
また、それぞれの解析はパソコン(CPU:1.0GHz程度)を用いて行ったが、シェル要素単柱式橋脚では約1日の計算時間を要した橋脚を、はり要素で解析した場合は約20秒程度の計算時間となった。



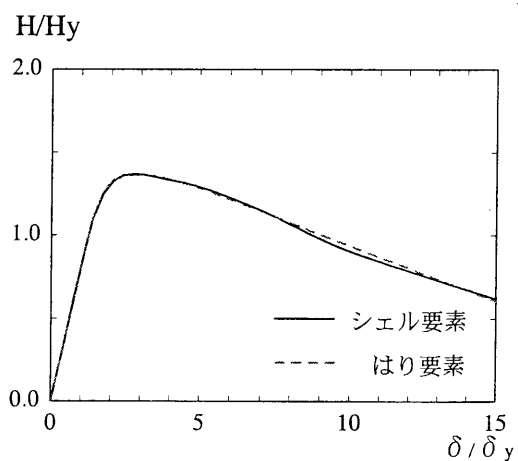
(1-1) H3114, $\lambda=0.23$, $Rr=0.3$



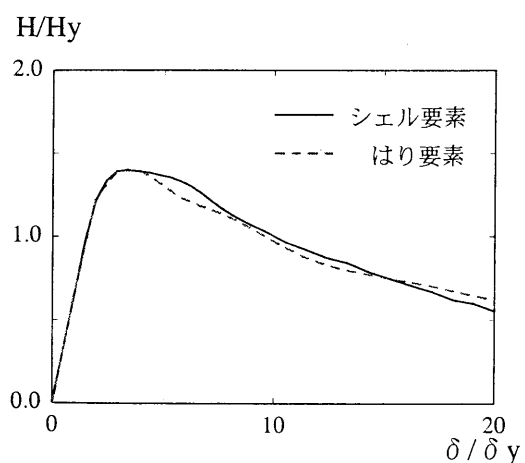
(2-1) H3114, $\lambda=0.38$, $Rr=0.3$



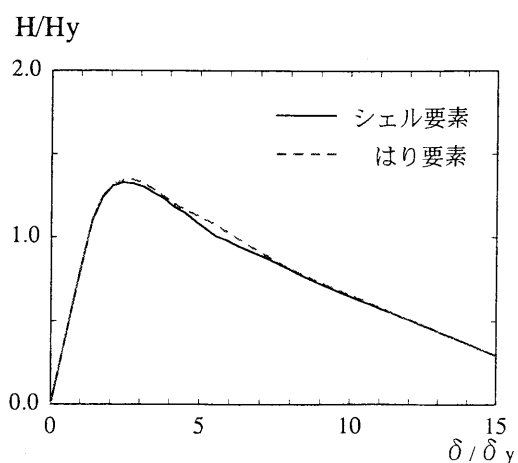
(1-2) H4114, $\lambda=0.23$, $Rr=0.4$



(2-2) H4114, $\lambda=0.38$, $Rr=0.4$



(1-3) H5114, $\lambda=0.23$, $Rr=0.5$

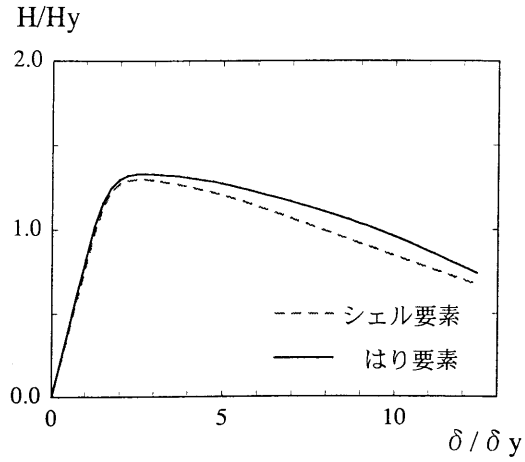


(2-3) H5114, $\lambda=0.38$, $Rr=0.5$

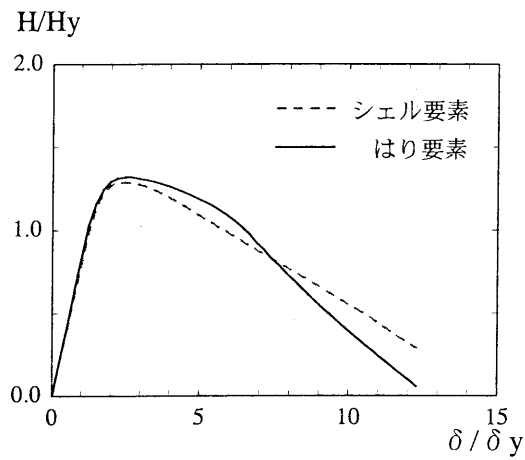
(1) $h = 6.0$ (m)

(2) $h = 10.0$ (m)

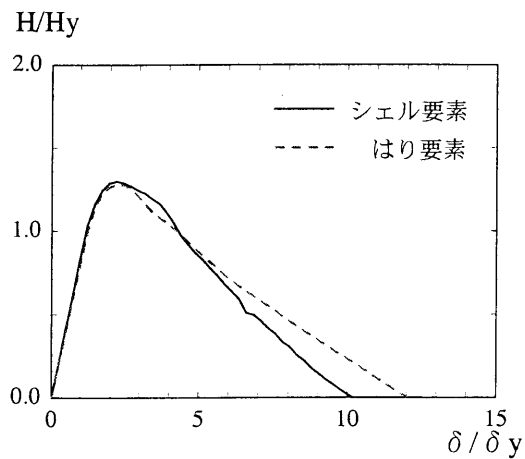
図 3.25 軟化型はりモデルによる単柱式橋脚の Pushover 解析の精度に及ぼす細長比と補剛板パラメータ Rr の影響(その1) ($P = 0.2 \cdot \sigma_y \cdot A$, $\gamma/\gamma^* = 1.0$, $\alpha = 1.0$, $n = 4$)



(3-1) H3114, $\lambda=0.54$, $R_r=0.3$



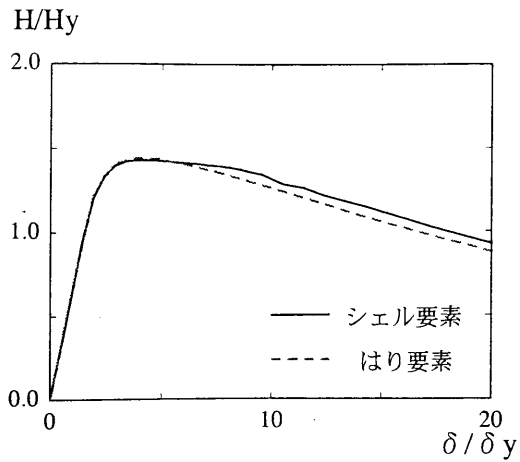
(3-2) H4114, $\lambda=0.53$, $R_r=0.4$



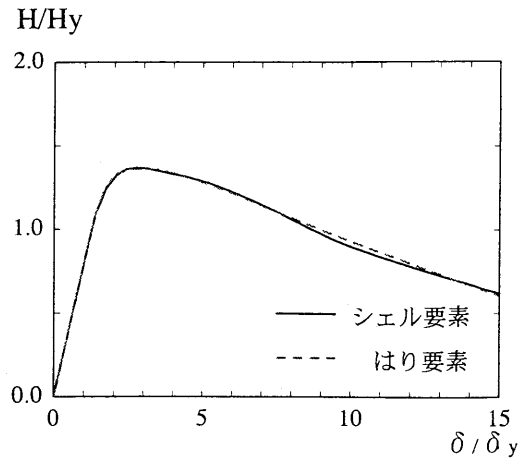
(3-3) H5114, $\lambda=0.53$, $R_r=0.5$

(3) $h=14.0$ (m)

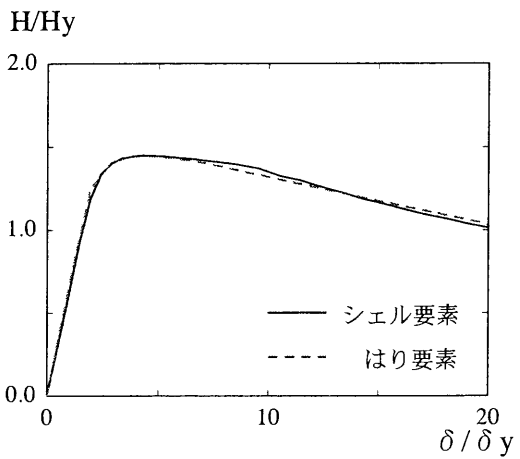
図 3.25 軟化型はりモデルによる単柱式橋脚の Pushover 解析の精度に及ぼす細長比と補剛板パラメータ R_r の影響(その2) ($P=0.2 \cdot \sigma_y \cdot A$, $\gamma/\gamma^*=1.0$, $\alpha=1.0$, $n=4$)



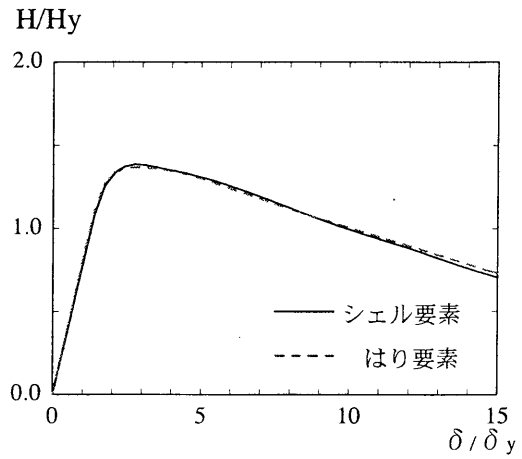
(1-1) H4114, $\lambda=0.23$, $r/r^*=1.0$



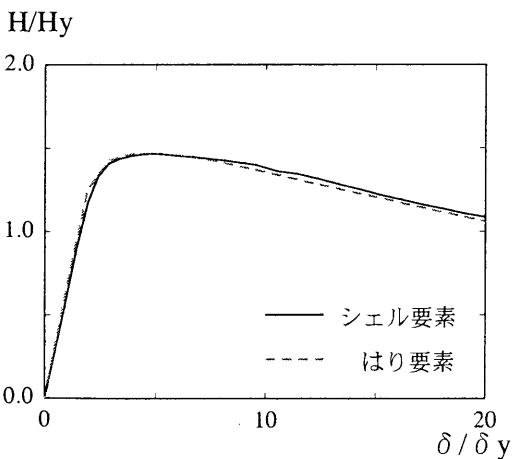
(2-1) H4114, $\lambda=0.38$, $r/r^*=1.0$



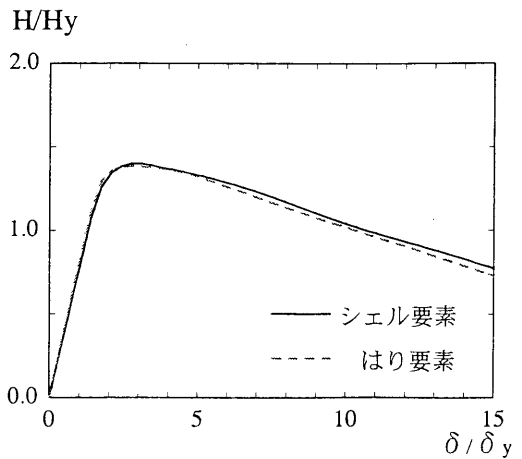
(1-2) H4314, $\lambda=0.23$, $r/r^*=3.0$



(2-2) H4314, $\lambda=0.39$, $r/r^*=3.0$



(1-3) H4514, $\lambda=0.24$, $r/r^*=5.0$

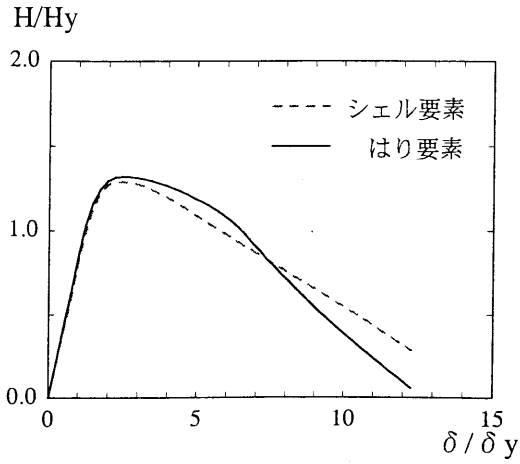


(2-3) H4514, $\lambda=0.40$, $r/r^*=5.0$

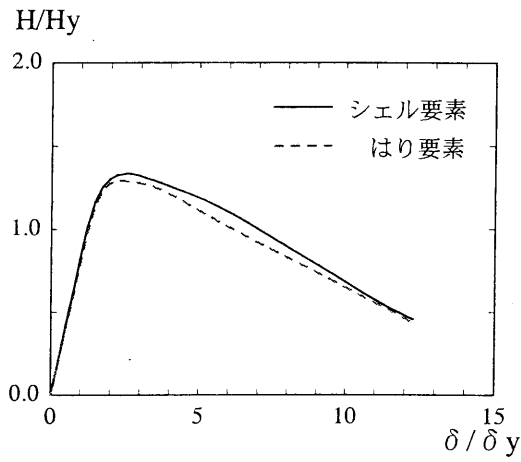
(1) $h = 6.0(\text{m})$

(2) $h = 10.0(\text{m})$

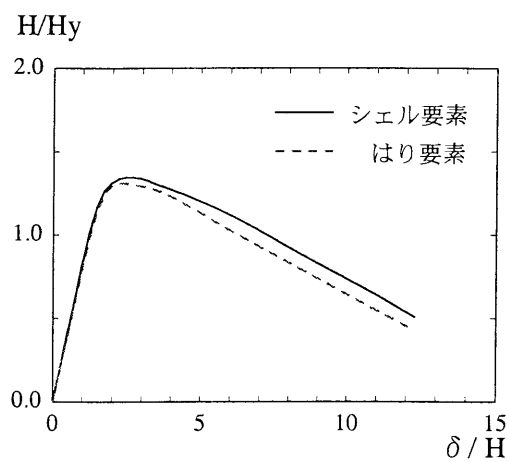
図 3.26 軟化型はりモデルによる単柱式橋脚の Pushover 解析の精度に及ぼす細長比と補剛板パラメータ γ/γ^* の影響(その1) ($P = 0.2 \cdot \sigma_y \cdot A$, $R_r = 0.4$, $\alpha = 1.0$, $n = 4$)



(3-1) H4114, $\lambda = 0.53$, $r/r^* = 1.0$



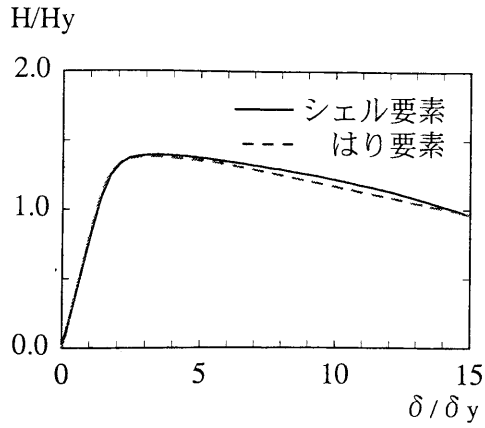
(3-2) H4314, $\lambda = 0.55$, $r/r^* = 3.0$



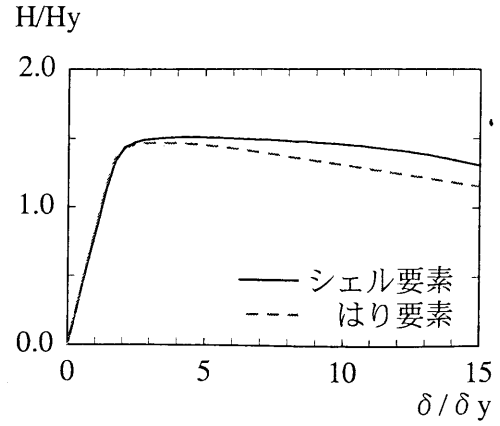
(3-3) H4514, $\lambda = 0.56$, $r/r^* = 5.0$

(3) $h = 14.0$ (m)

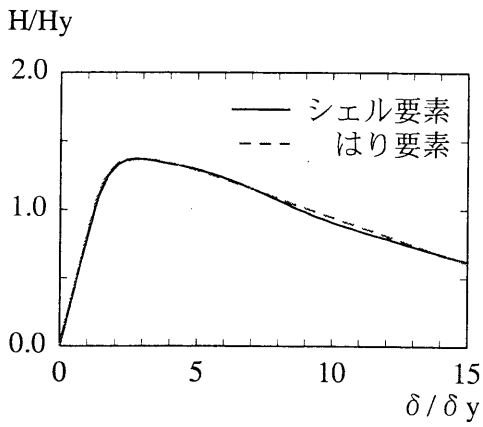
図 3.26 軟化型はりモデルによる単柱式橋脚の Pushover 解析の精度に及ぼす細長比と補剛板パラメータ γ/γ^* の影響(その2) ($P = 0.2 \cdot \sigma_y \cdot A$, $R_r = 0.4$, $\alpha = 1.0$, $n = 4$)



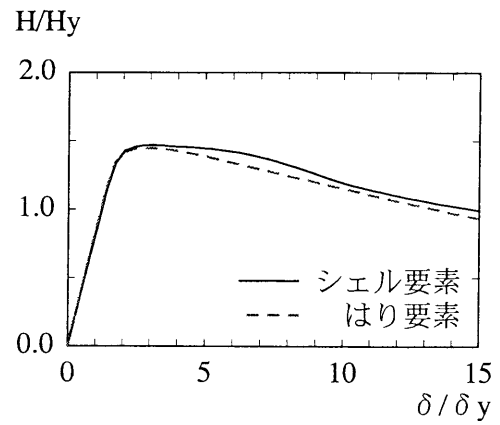
(a) Rr=0.3



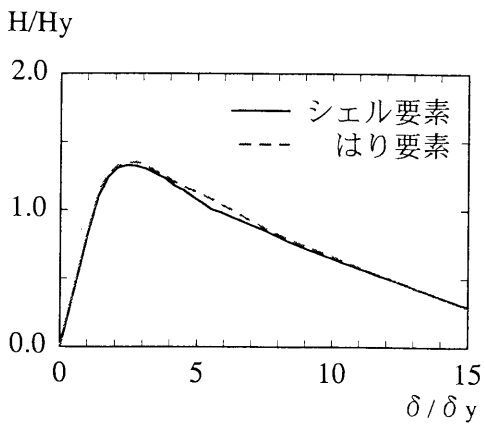
(a) Rr=0.3



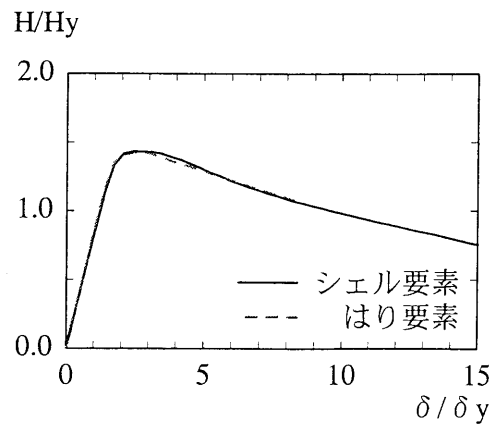
(b) Rr=0.4



(b) Rr=0.4



(c) Rr=0.5



(c) Rr=0.5

(1) $P = 0.2 \cdot \sigma_y \cdot A$

(2) $P = 0.1 \cdot \sigma_y \cdot A$

図 3.27 軟化型はりモデルによる単柱式橋脚の Pushover 解析の精度に及ぼす軸力比の影響

($\lambda = 0.38$, $\gamma/\gamma^* = 1.0$, $\alpha = 1.0$, $n = 4$)

第4章 隅角部のせん断変形を考慮したはり要素による ラーメン橋脚の複合非線形解析

4.1 概要

現行の鋼製ラーメン橋脚の実務設計では便宜的に、隅角部を剛域とした骨組要素による弾塑性有限変位解析で、水平荷重－水平変位関係を算定しているケースが多い。

しかしながら、一般に隅角部は梁柱間の応力の受け渡しが複雑で隅角部における応力の流れを見ると、梁や柱のフランジ応力が隅角部近傍では一旦ウェブに流れ込み、それが隅角部内で再配分されて梁や柱のフランジに流れる。一方隅角部はフランジによって4角形が構成されていることもあり、隅角部全体の変形はウェブのせん断変形が支配的になると考えられる²⁰⁾。

ここでは、まず、第3章の新たな高精度の軟化型構成則と座屈要素を導入して、隅角部を剛域とした骨組要素による弾塑性有限変位解析を行い、最大荷重に達する以前から誤差が生じることを明示する。

次に、鋼製ラーメン橋脚の弾塑性挙動をより理論の枠内で精度良く解析するため、高精度の軟化型構成則と座屈要素を導入するとともに、隅角部をせん断パネルゾーンとしてモデル化し、等

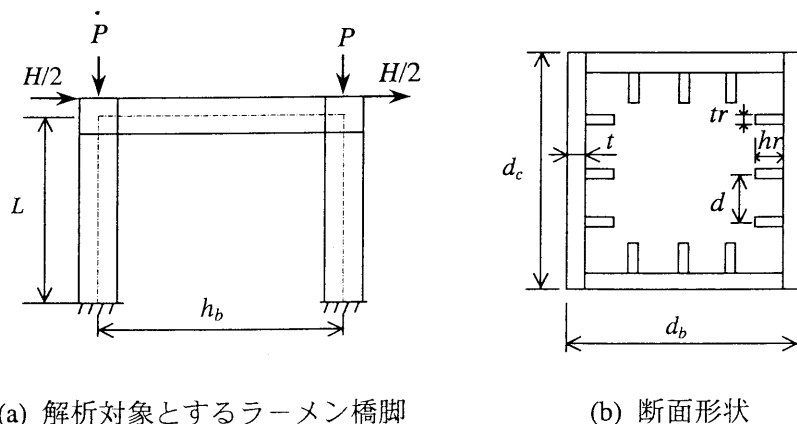


図 4.1 解析対象とするラーメン橋

価なはり要素により評価する方法を提案することを目的としている。本手法によると隅角部のせん断変形を含め局部座屈を考慮したラーメン橋脚を一貫してはりモデルにより解析が可能となる。

4.2 隅角部を剛域とした骨組要素によるラーメン橋脚の Pushover 解析

解析対象とする一層鋼製ラーメン橋脚モデルを図 4.1(a) に示す。このラーメン橋脚の柱、はりとは図 4.1(b) のような同一の断面形状を持つ。ここでは一層ラーメン橋脚の一般的な特徴に従って、局部座屈がはり部ではなく柱部に先行して発生するタイプのラーメン橋脚を対象としている。

解析対象とする柱とはりの断面の構造緒元を表 4.1 に、隅角部の緒元を表 4.2 に示す。しかし、はり要素を用いた解析の場合、隅角部は表 4.2 によらず、完全に剛域と仮定してモデル化する。この表中では4つの支配パラメータの値に対応して、第3章と同様に、解析モデルを記号で

表 4.1 一層鋼製ラーメン橋脚の柱とはり緒元

緒元	単位	H3114	H4114	H4314	H4514	H5114
a	(m)	2	2	2	2	2
d_a	(m)	2	2	2	2	2
d_b	(m)	2	2	2	2	2
t	(m)	0.0410	0.0308	0.0308	0.0308	0.0246
nr	(本)	3	3	3	3	3
hr	(m)	0.2964	0.2357	0.3102	0.3524	0.1975
tr	(m)	0.0329	0.0262	0.0345	0.0392	0.0219
A	(m^2)	0.4454	0.3202	0.3744	0.4118	0.2489
I	(m^4)	0.2779	0.2029	0.2244	0.2379	0.1592
r	(m)	0.7899	0.7960	0.7742	0.7601	0.7997
w	(m^3)	0.2669	0.1969	0.2177	0.2308	0.1554
σ_y	(MPa)	450	450	450	450	450
E	(GPa)	200	200	200	200	200
R_r		0.3	0.4	0.4	0.4	0.5
$P/(s_y \cdot A)$		0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
L_z	(m)	1.8000	1.4000	1.0244	0.9942	1.2000
λ	$L=10$ (m)	0.191	—	—	—	—
	$L=15$ (m)	0.287	0.285	0.293	0.298	0.283
	$L=19$ (m)	0.363	—	—	—	—
λ	$h_b=15$ (m)	0.287	0.285	0.293	0.298	0.283
H_y	$L=10$ (m)	(kN) 19220	—	—	—	—
	$L=15$ (m)	(kN) 12813	9449	10450	11079	7457
	$L=19$ (m)	(kN) 10116	—	—	—	—
δ_y	$L=10$ (m)	(m) 0.029	—	—	—	—
	$L=15$ (m)	(m) 0.065	0.065	0.065	0.065	0.066
	$L=19$ (m)	(m) 0.104	—	—	—	—

$$r = \sqrt{I/A} \quad w = I/(b/2+t) \quad R_r = \frac{d}{2\pi t} \sqrt{12(1-\nu^2)\sigma_y/E_0}$$

$$\lambda = \frac{h}{\pi r} \sqrt{\sigma_y/E_0} \quad (h=L, h_b) \quad H_y = (\sigma_y - P/A)w/(L/2) \quad \delta_y = 2H_y(L/2)^3/(3E_0I)$$

表 4.2 隅角部の構造緒元

緒元	単位	H3114	H4114	H4314	H4514	H5114
t	(m)	0.0600	0.0400	0.0400	0.0400	0.0400
hr	(m)	0.2964	0.2357	0.3102	0.3524	0.1975
tr	(m)	0.0400	0.0400	0.0400	0.0400	0.0400

$H \{(10 R_r) (\gamma/\gamma^*)^\alpha n\}$ と表現している. 例えば, H3114 は $R_r=0.3$, $\gamma/\gamma^*=1.0$, $\alpha=1.0$, $n=4$ であることを示す.

幅厚比パラメータ R_r については弾性域での局部座屈が起きない範囲で最も使用実績の多い $R_r = 0.3, 0.4, 0.5$ の範囲を, 補剛材の無次元化剛比 γ/γ^* については $\gamma/\gamma^* = 1.0, 3.0, 5.0$ の範囲を, またラーメン橋脚の寸法については柱間隔 $h_b=15\text{m}$ を一定とし, 柱の高さを $L = 10, 15, 19\text{m}$ と

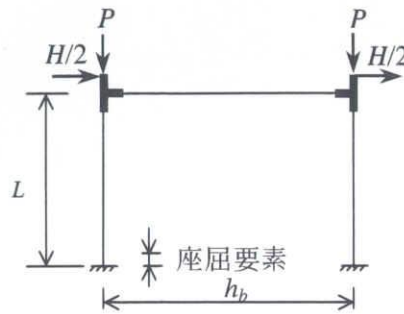
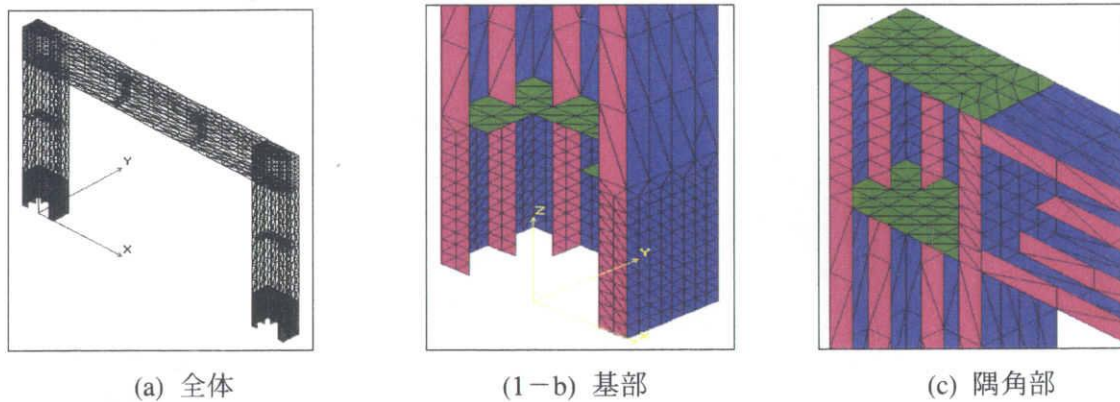


図 4.2 ラーメン橋脚のモデル化 (剛域モデル)



(a) 全体

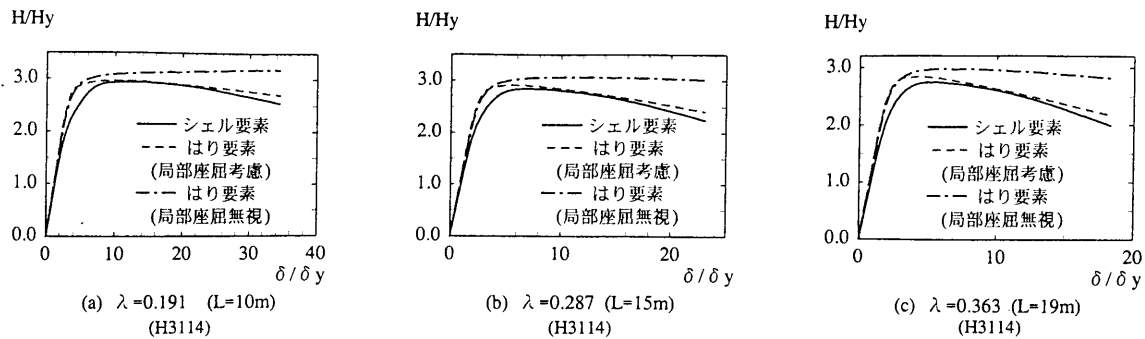
(1-b) 基部

(c) 隅角部

図 4.3 シェル要素によるラーメン橋脚の離散化

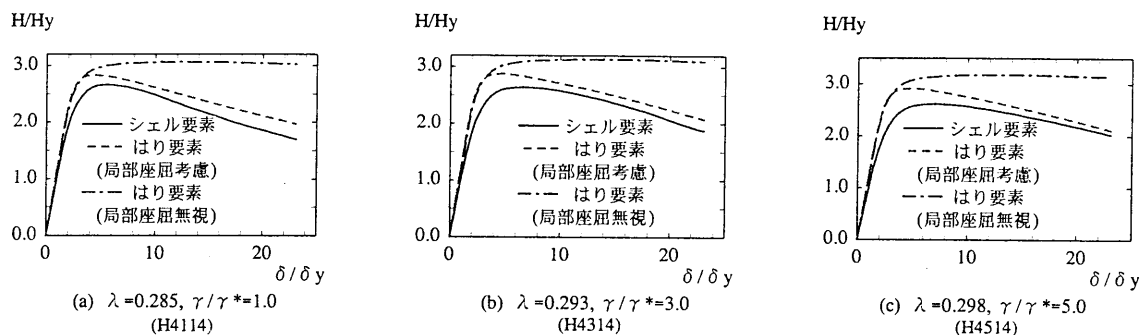
変化させて解析する. 荷重条件としては, 両橋脚の柱頭部中心に一定の鉛直軸力を常時荷重し, その状態を保持したまま柱頭部水平変位を単調に増加させ, 柱の高さ L の 10% までを解析した. なお, 鉛直軸力は全断面降伏軸力の 20% とした.

はり要素を用いた解析では, 図 4.2 に示すような完全に剛域と仮定してモデル化する. 比較のため, 全領域に板・シェル要素を用いた解析のほか, 柱とはりが局部座屈を考慮しない場合の解析も行う. 鋼材は SM570 とし, 多軸応力下の構成則は相当応力-相当ひずみ関係が 図 3.5 に示す単調荷重時の一軸応力-ひずみ関係に従い, 塑性領域の硬化則は移動硬化則によるものとする. 要素分割については, 図 4.3 に示すように収束解が得られるように十分細かい分割を用いる. なお, シェル要素による解析に用いる隅角部のフランジ, ウェブの縦リブは柱のみを延長している, また, 隅角部ダイヤフラムはマンホールを省略し, 一般部のダイヤフラムは $1\text{m} \times 1\text{m}$ のマンホールを設けた一枚板とし, 補強リブに配慮して板厚を 50mm としている. 柱部のダイヤフラム配置



$$(P=0.2 \cdot \sigma_y \cdot A, \quad R_r=0.3, \quad \gamma/\gamma^*=1.0, \quad \alpha=1.0, \quad n=4)$$

図 4.4 軟化型はりモデルによるラーメン橋脚の Pushover 解析の精度に及ぼす細長比の影響
(はり要素は隅角部を剛域としてモデル化し、シェル要素は表 4.2 の構造緒元を用いる)



$$(P=0.2 \cdot \sigma_y \cdot A, \quad L=15\text{m}, \quad R_r=0.4, \quad \alpha=1.0, \quad n=4)$$

図 4.5 軟化型はりモデルによるラーメン橋脚の Pushover 解析の精度
に及ぼす補剛材剛比の影響

(はり要素は隅角部を剛域としてモデル化し、シェル要素は表 4.2 の構造緒元を用いる)

は座屈パネルとして基部の第一パネルとして 2m を保持し、残りの区間は高さ (10m, 15m, 19m) に応じて 2, 3, 4 分割している。

はりモデルによる骨組解析における柱とはりのせん断変形を考慮するための補正式式(3.3.2)の有効細長比 λ の算出に用いる柱の有効長は近似的に柱の骨組高さを、はりの有効長は骨組中心間隔を採用する。すなわち、柱の細長比 λ_c および梁の細長比 λ_b は下式で計算する

$$\lambda_c = (L/\pi r) \sqrt{\sigma_y / E_0}$$

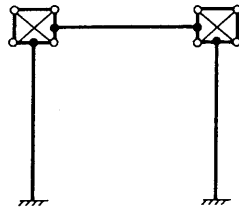
$$\lambda_b = (h_b / \pi r) \sqrt{\sigma_y / E_0}$$
(4.2.1)

解析結果として、軟化型のはり要素を用いた Pushover 解析により得られる水平荷重—水平変位関係と全領域のシェル要素を用いた解析により得られる水平荷重—水平変位関係を 図 4.4, 図 4.5 に比較している。また、この図中には局部座屈を無視したはり要素による結果も示している。この図より、軟化型はり要素による解析結果は、局部座屈を無視したはり要素の場合に比べると、

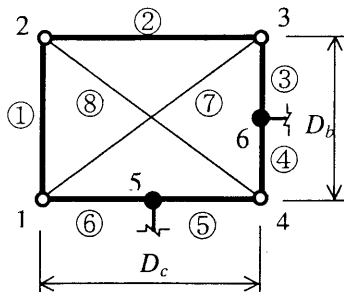
解析精度はかなり改善されていることが解る。しかし，単柱式橋脚の場合に比べると，ピーク点に到達以前においてもシェル要素による解析に対する精度はやや低下する。

4. 3 はり要素による隅角部のモデル化

隅角部のモデル化としては，4枚のフランジに囲まれたパネルゾーンのせん断変形が卓越し，この部分が一様にせん断変形すると仮定する考え方^{2 1)}に従う。文献 2 1)，2 2)の方法では，一様せん断を仮定したパネルゾーン固有の要素を用いているが，本論文では通常の商用プログラムを用いることを前提にパネルゾーン固有の要素を用いず，**図 4.6**に示すようなはり要素だけによる等価なモデルを考える。このモデルでは部材 12, 23, 34, 41 は剛体で部材 13 と 24 の伸縮変形でせん断変形を表す。したがって，ここでは一様せん断変形する隅角部パネルゾーンと等価な部材 13 と 24 の伸縮変形に関する構成則を誘導する。



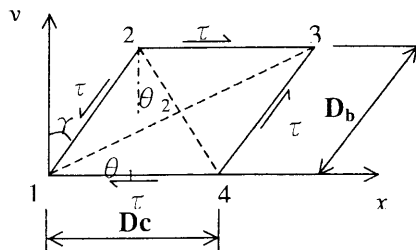
(a) ラーメン橋脚のモデル



要素総数：8
 — ①～⑥
 ($A=\infty, I=\infty$)
 — ⑦～⑧
 ($A=Apz, I=0$)

節点総数：6
 ● 1～4 (剛結合)
 ○ 5～6 (ヒンジ)

(b) 隅角部パネルゾーン



(c) パネルゾーンの変形

図 4.6 隅角部のモデル化

部材 13 の変形後の長さは図 4.6 (c) より,

$$l_{13} = \sqrt{(D_c + D_b \sin \gamma)^2 + (D_b \cos \gamma)^2} \quad (4.3.1)$$

式(4-2)の増分は

$$\Delta l_{13} = \frac{1}{l_{13}} D_c D_b \cos \gamma \Delta \gamma \quad (4.3.2)$$

せん断ひずみを微小量 ($\gamma \ll 1$) と仮定すると, 式(4.3.1)の増分の近似式が次のように書き直せる.

$$\Delta l_{13} = \frac{D_c D_b}{l_0} \Delta \gamma \quad (4.3.3)$$

ここに

$$l_0 = \sqrt{D_c^2 + D_b^2} \quad (4.3.4)$$

同様に, 部材 24 の長さの増分の近似式も次のように得られる.

$$\Delta l_{24} = -\frac{D_c D_b}{l_0} \Delta \gamma \quad (4.3.5)$$

式(4.3.3)と式(4.3.5)によって, 部材 13 方向及び部材 24 方向の軸ひずみ増分は次の式で計算できる.

$$\Delta \varepsilon_{13} = -\Delta \varepsilon_{24} = \frac{D_c D_b}{l_0^2} \Delta \gamma \quad (4.3.6)$$

せん断応力 τ が隅角部のパネルゾーン内の腹板で一定であると仮定すると, 図 4.6 (c) から部材 21, 43 と部材 41, 23 に作用する力の合力は

$$N_{21} = N_{43} = 2\tau D_b t_{pz} \quad (4.3.7a, b)$$

$$N_{41} = N_{23} = 2\tau D_c t_{pz}$$

ここに t_{pz} は隅角部腹板の板厚である.

微小と仮定したせん断ひずみ γ を無視し, 部材 21, 43 と部材 41, 23 に作用する各合力が各部材の両節点に半分ずつ作用すると仮定することで, 部材 13 および部材 24 の軸力が以下のように計算される.

$$\begin{aligned} N_{13} &= \frac{1}{2} N_{41} \frac{D_c}{l_0} + \frac{1}{2} N_{21} \frac{D_b}{l_0} \\ N_{24} &= -\frac{1}{2} N_{23} \frac{D_c}{l_0} - \frac{1}{2} N_{41} \frac{D_b}{l_0} \end{aligned} \quad (4.3.8a, b)$$

式(4.3.7)を式(4.3.8)に代入し, 式(4.3.4)を考慮すると次の関係が得られる.

$$N_{13} = -N_{24} = t_{pz} l_0 \tau \quad (4.3.9)$$

式(4.3.9)の増分関係は

$$\Delta N_{13} = -\Delta N_{24} = t_{pz} l_0 \Delta \tau \quad (4.3.10)$$

部材 13 及び部材 24 の等価面積を A_{pz} とすると、弾性域ではひずみ増分は下式で表せる。

$$\Delta \varepsilon_{13} = -\Delta \varepsilon_{24} = \frac{t_{pz} l_0 \Delta \tau}{A_{pz} E_0} \quad (4.3.11)$$

ここに E_0 はヤング係数である。

式(4.3.6)と比較することにより、等価面積 A_{pz} は下式で計算できる。

$$A_{pz} = \frac{t_{pz} l_0^3 \Delta \tau}{D_c D_b E_0 \Delta \gamma} = \frac{t_{pz} l_0^3 G}{D_c D_b E_0} \quad (4.3.12)$$

ここに G はせん断弾性係数である。

以上の定式化では、パネルゾーン内のせん断応力分布を一定と仮定しているが、実際のパネルゾーン内のせん断応力分布を考慮した場合、補正係数 S を導入する必要がある。

$$G = G_0 S \quad (4.3.13)$$

ここに

$$G_0 = \frac{E_0}{2(1+\nu)} \quad (4.3.14)$$

$$S = 0.8 \quad (4.3.15)$$

ν は材料の Poisson 比である。構造用鋼材については、 $\nu = 0.3$ であるので、等価面積 A_{pz} は下式で計算する。

$$A_{pz} = \frac{t_{pz} l_0^3}{2.6 D_c D_b} S \quad (4.3.16)$$

なお、塑性域では $\nu = 0.3$ となるが、補正係数 S を用いてさらに補正しているので、このままの値を用いる。

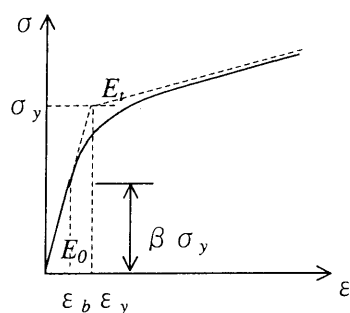


図 4.7 パネルゾーンのはり要素の構成則

つぎに部材 13 及び部材 24 の構成則について考える。部材 13 及び部材 24 は隅角部の挙動を反映できる様配慮しなければならない。本来は 図 3.5 に示す構成則を用いる事が考えられるが、隅角部での実際のせん断応力分布は一樣ではなく、徐々に塑性領域に入ると考えられるので、これを評価できる構成則を採用しなければならない。文献 2 3) ではせん断変形するパネルゾーンの材料構成則として、塑性勾配 $E_t=5E_0/100$ で曲線部を持つ 図 4.7 に示すようなモデルを実験により得ている。これを参考に、本解析では 図 4.7 に示すように、ひずみの大きい区間で E_t の漸近線となる以下の構成則を採用する。

$$\sigma = \beta\sigma_y + E_t(\varepsilon - \varepsilon_b) + [(1 - \beta)\sigma_y - (\varepsilon_y - \varepsilon_b)E_t](1 - e^{-\kappa(\varepsilon - \varepsilon_b)}) \quad (\varepsilon \geq \varepsilon_b) \quad (4.3.17)$$

$$E_t = \frac{5E_0}{100}, \quad \beta = 0.5, \quad \kappa = 100, \quad \varepsilon_b = \beta\varepsilon_y \quad (4.3.18a \sim d)$$

4. 4 隅角部のせん断変形を考慮したはり要素によるラーメン橋脚の Pushover 解析

ここでは、ラーメン橋脚の解析で座屈モードの局所化を考慮した軟化型構成則と座屈要素を導入するとともに、隅角部のせん断変形をはり要素で評価する方法の精度を検討する。4. 2 隅角部を剛域とした骨組要素によるラーメン橋脚の Pushover 解析に用いられる図 4. 1(a) に示す一層鋼製ラーメン橋脚モデルを解析対象とする。構造緒元などは 4. 2 と同様である。

はり要素を用いた解析では、隅角部パネルのせん断変形を評価できるように図 4. 8 に示すような骨組としてモデル化する。

ここでのラーメン橋脚モデルではいずれも柱の局部座屈が先行するので、図 4. 8 に示すようにはり要素による解析では柱基部と隅角部直下に座屈要素を挿入し、収束解が得られるように柱の残りの領域を 30 分割した。各解析モデルに挿入した座屈要素の長さ L_z を表 4. 1 に示す。また、はり部は隅角部以外を 30 分割した。

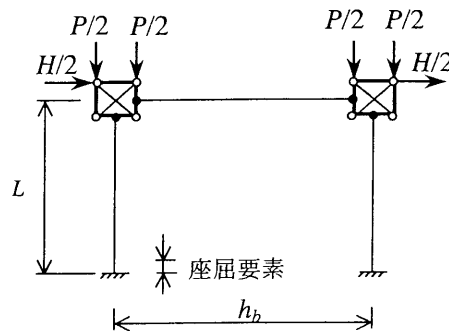
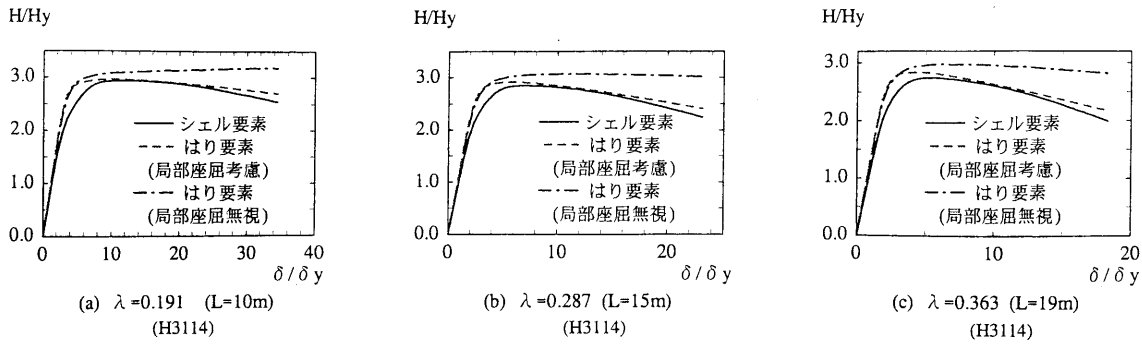


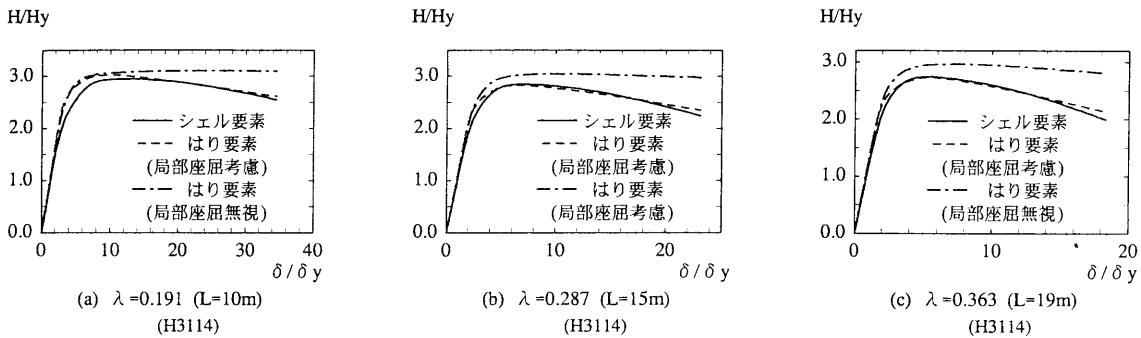
図 4. 8 ラーメン橋脚のせん断パネルゾーンモデル

軟化型構成則を用いたはり要素による表 4. 1 に示した各種ラーメン橋脚の解析結果として、柱頂部の水平荷重－水平変位関係の解析精度に及ぼす細長比と補剛材剛比の影響と、全体をシェル要素で離散化したモデルの解析と比較した結果をそれぞれ図 4. 9、図 4. 10 に示している。これらの図でははり要素による解析で隅角部を剛域としてモデル化した場合とせん断パネルゾーンとしてモデル化した場合とに分けて示している。さらに、図 4. 9、図 4. 10 には、図 3. 5 の鋼材の構成則を用い、局部座屈を無視した通常のはり要素による解析結果も比較のために示している。

図 4. 9 には $R_r = 0.3$ 、 $\gamma/\gamma^* = 1.0$ 、 $\alpha = 1.0$ 、 $n = 4$ 、 $P = 0.2 \cdot \sigma_y \cdot A$ 、 $h_b = 15\text{m}$ の場合について橋脚の高さを 3 種類変えた場合の比較を示している。局部座屈を考慮しないはり要素を用いた場合は、隅角部を剛域あるいはせん断パネルゾーンいずれにモデル化してもピークに達する以前からすでに大きな誤差が見られる。一方、局部座屈を考慮したはり要素による解析では隅角部を剛とした場合、いずれの場合もピーク点付近でシェル要素による解析結果とは最大約 5% の誤差を持っているが全般的には比較的良く一致している。さらに、局部座屈と隅角部のせん断変形を考慮した場合はいずれも大きな水平変位まで解析精度が良い。なお、柱の細長比パラメータが大



(1) 隅角部を剛域としてモデル化した場合
(シェル要素は表-4-2の構造緒元を用いる)

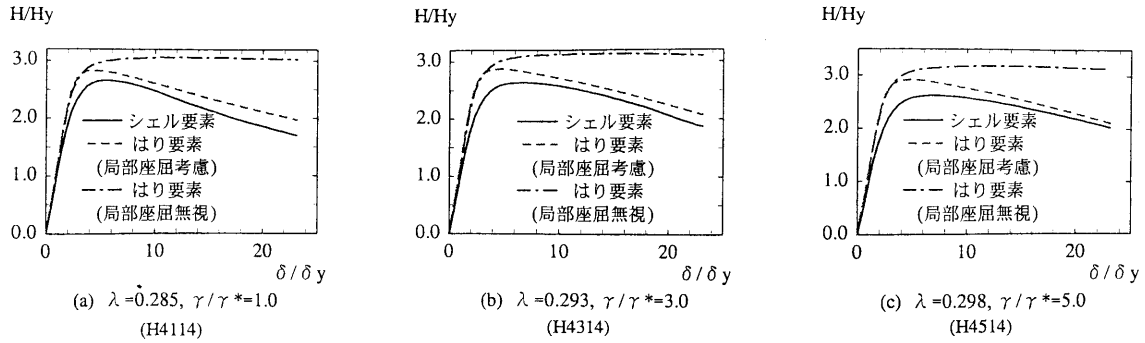


(2) 隅角部をせん断パネルゾーンとしてモデル化した場合

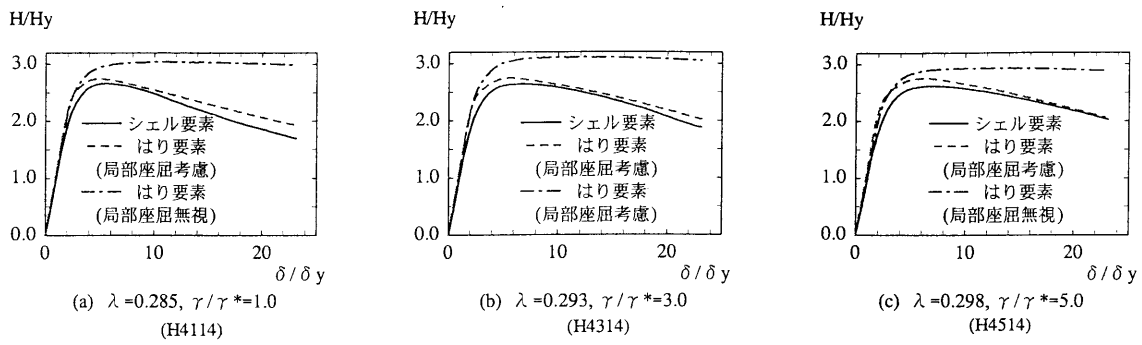
図 4.9 軟化型はりモデルによるラーメン橋脚の Pushover 解析の精度に及ぼす細長比の影響
($P = 0.2 \cdot \sigma_y \cdot A$, $R_r = 0.3$, $\gamma/\gamma^* = 1.0$, $\alpha = 1.0$, $n = 4$)

きな方が、局部座屈を考慮したはり要素による解析の精度が良い。これは柱の高さが低い場合、柱のせん断変形の影響が大きいため、はりモデルに用いているウェブのせん断変形を考慮するための補正式(3.3.15)が僅かながら持っている誤差の影響が表れるためと考えられる。なお、隅角部の斜材のひずみの大きさは図 4.9 の場合(2)(a)の時が最大で、 $\delta/\delta_y = 34.5$ に対応するひずみは $1.28\epsilon_y$ (図 4.7 参照) である。

図 4.10 には $R_r = 0.4$, $\alpha = 1.0$, $n = 4$, $P = 0.2 \cdot \sigma_y \cdot A$, $L = 15\text{m}$ の場合について補剛材剛比 γ/γ^* を 3 種類変えて解析した場合の比較を示している。図 4.9 の場合と同様に、局部座屈を考慮しないはり要素の場合は、隅角部が剛域モデルの場合もせん断パネルゾーンの場合も、ピークに達する以前から変形の大きな区間まで大きな誤差を持っている。局部座屈を考慮したはり要素の解析でも隅角部を剛とした場合は、いずれの場合もピーク点付近でシェル要素による解析結果とは最大約 10% の誤差を持っているが、隅角部のせん断変形を考慮するといずれの場合も解析精度が改善される。この解析結果から γ/γ^* が解析精度に与える影響は必ずしも大きくない。なお、隅角部の斜材のひずみの大きさは図 4.10 の場合(2)(c)の時が最大で、 $\delta/\delta_y = 23.1$ に対応するひ



(1) 隅角部を剛域としてモデル化した場合
(シェル要素は表-4-2の構造緒元を用いる)



(2) 隅角部をせん断パネルゾーンとしてモデル化した場合

図 4.10 軟化型はりモデルによるラーメン橋脚の Pushover 解析の精度
に及ぼす補剛材剛比の影響

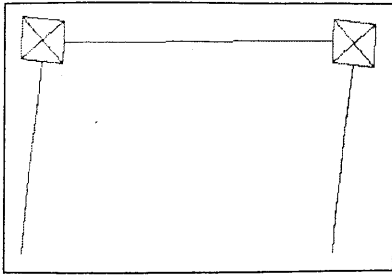
$$(P = 0.2 \cdot \sigma_y \cdot A, \quad L = 15\text{m}, \quad R_r = 0.4, \quad \alpha = 1.0, \quad n = 4)$$

ずみは $0.82\varepsilon_y$ (図 4.7 参照) である。

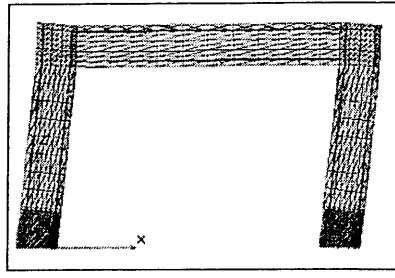
なお、図 4.9 と 図 4.10 を比較すると R_r が大きな 図 4.10 の場合について、局部座屈を考慮したはり要素による解析で隅角部を剛域とすると誤差がやや生じるが、隅角部をせん断パネルゾーンとしてモデル化すると、 R_r の値によらず精度良く解析できることがわかる。

また、局部座屈と隅角部のせん断変形を考慮したはり要素による解析で得た変形状態を、シェル要素を全領域に用いた場合と比較して 図 4.11 に示す。

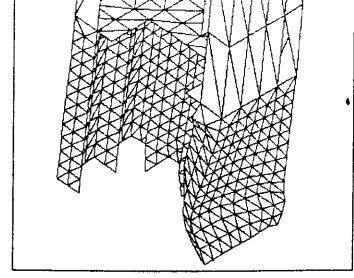
はりモデルで隅角部を剛域とした場合の解析精度を確認するため、シェル要素による解析に用いる隅角部のフランジ、ウェブおよび縦リブの板厚を 表 4.2 に示す一般部の板厚の10倍にして弾塑性解析を行い、はり要素の隅角部を剛域としたモデルの場合との比較を 図 4.12, 図 4.13 に示す。はり要素の隅角部を剛域とするモデルは、ピーク値付近ではシェル要素による解析と良く一



(a) はり要素モデル

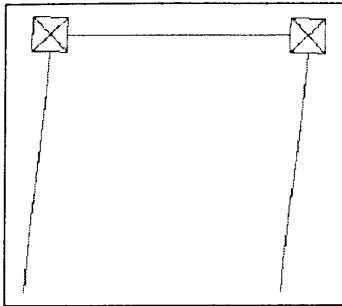


(b) シェル要素モデル

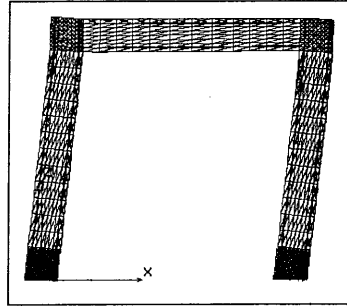


(c) 基部変形図(シェル要素)

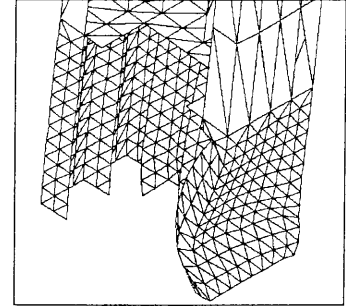
(1) $P = 0.2 \cdot \sigma_y \cdot A$, $L = 10\text{m}$, $h_b = 15\text{m}$, $R_r = 0.3$, $\gamma/\gamma^* = 1.0$, $\alpha = 1.0$, $n = 4$



(a) はり要素モデル



(b) シェル要素モデル



(c) 基部変形図(シェル要素)

(2) $P = 0.2 \cdot \sigma_y \cdot A$, $L = 15\text{m}$, $h_b = 15\text{m}$, $R_r = 0.3$, $\gamma/\gamma^* = 1.0$, $\alpha = 1.0$, $n = 4$

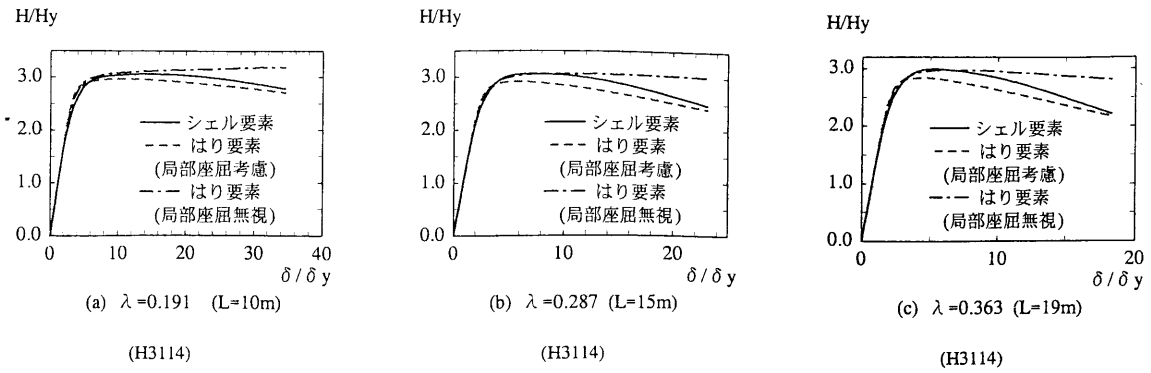
図 4.11 変形状態

致するが、ひずみが大きく進展する区間では誤差を持っていることが解る。

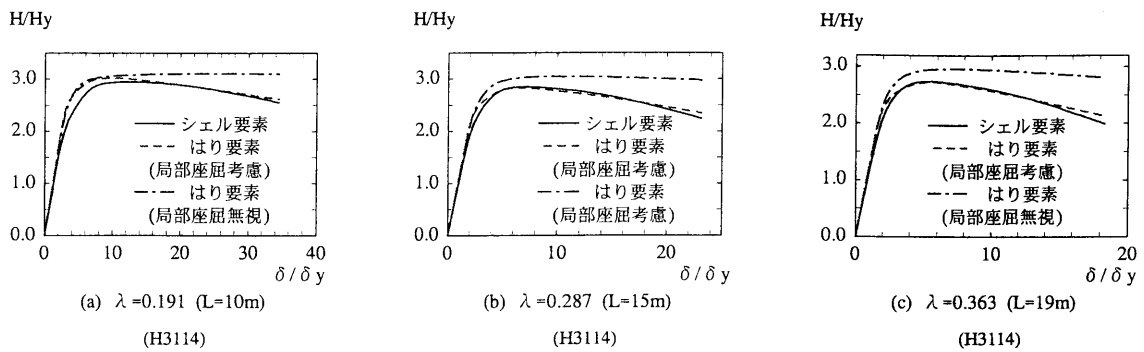
本章で得られた成果をまとめると以下のようなになる。

- 1) はり要素による鋼製ラーメン橋脚のPushover解析の精度の向上を目指して、一貫してはりモデルで補剛板の局部座屈と隅角部のせん断変形を考慮する解析手法を提示した。
- 2) シェル要素を全領域に用いたFEM解析と比較した結果、局部座屈を考慮したはり要素による解析で隅角部を剛域とした場合に比べ、せん断変形を考慮したモデルを使用すれば、はりモデルによるラーメン橋脚の解析精度を向上させることができる。
- 3) 本解析手法の既存の骨組解析プログラムへの導入は容易であり、実用的であると考える。

なお、本章の解析例としては、一層ラーメン橋脚について示したが、T型や+型の隅角部では必ずしもせん断変形が卓越しない場合もあると考えられ、これらへの適用性については更に検討が必要であると考える。



(1) 隅角部を剛域としてモデル化した場合 (シェルも剛)



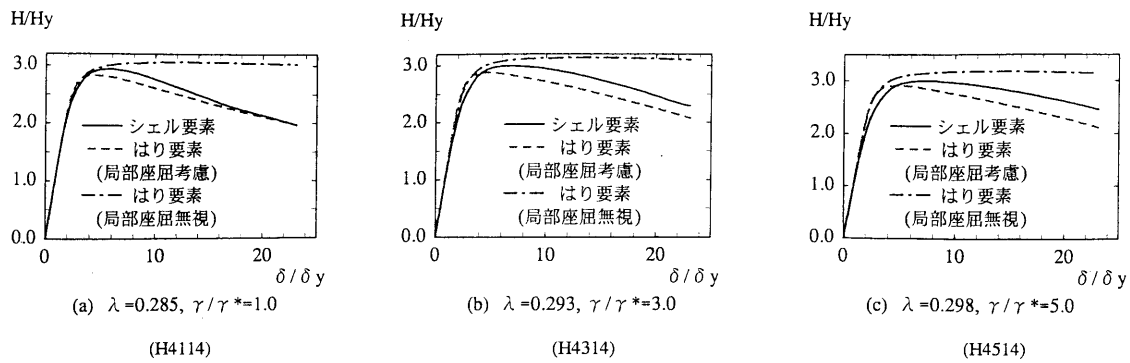
(2) 隅角部をせん断パネルゾーンとしてモデル化した場合

図 4.12 軟化型はりモデルによるラーメン橋脚の Pushover 解析の精度に及ぼす細長比の影響

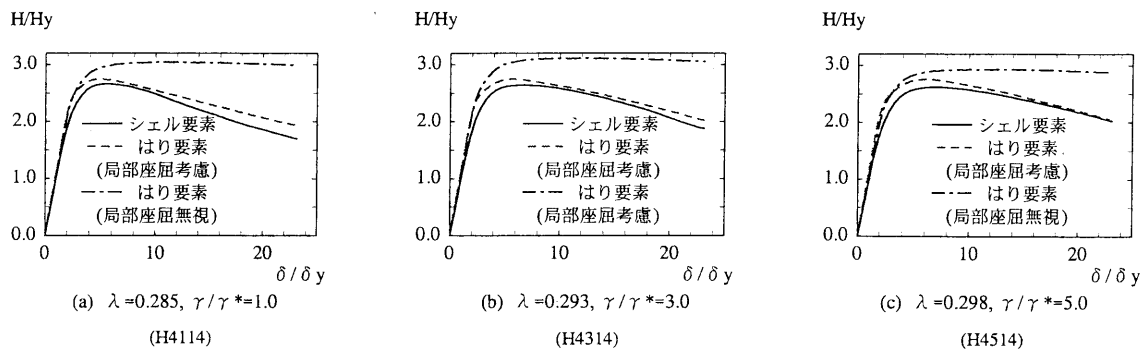
$$(P = 0.2 \cdot \sigma_y \cdot A, \quad R_r = 0.3, \quad \gamma / \gamma^* = 1.0, \quad \alpha = 1.0, \quad n = 4)$$

第3章と同様に、実務上用いられる限界ひずみの範囲 ($\epsilon_u = 20\epsilon_y$) は、ほぼ $\delta/\delta_y = 7 \sim 8$ までの区間であり、実務上の精度は更に十分確保される事がわかる。

また、それぞれの解析はパソコンを用いて行ったが、シェル要素単柱式橋脚では約2日の計算時間を要した橋脚を、はり要素で解析した場合は約40秒程度の計算時間となった。



(1) 隅角部を剛域としてモデル化した場合 (シェルも剛)



(2) 隅角部をせん断パネルゾーンとしてモデル化した場合

図 4.13 軟化型はりモデルによるラーメン橋脚の Pushover 解析の精度に及ぼす補剛材剛比の影響

$$(P = 0.2 \cdot \sigma_y \cdot A, \quad L = 15\text{m}, \quad R_r = 0.4, \quad \alpha = 1.0, \quad n = 4)$$

第5章 局部座屈挙動を考慮したはり要素による複合非線形

解析の耐震設計への適用

5.1 Pushover 解析と時刻歴応答解析を組み合わせた耐震設計法

1.1.2(3)で述べたように、現行の道路橋示方書では、「非線形履歴モデルを用いた時刻歴応答解析法」や「Pushover 解析と時刻歴応答解析を組み合わせた方法」等から適切な方法を選択して設計することになる。

道路橋示方書は、「非線形履歴モデルを用いた時刻歴応答解析法」における $M-\phi$ 法等を主体とした動的解析を耐震設計の基本としており、 $M-\phi$ 法による非線形履歴モデルの設定法について前述の様に詳しく指定している。しかし、これらの設定の基礎となった実験²⁴⁾が SM490Y 以下の強度の鋼材で行われたものであり、これまで鋼製橋脚で多く用いられてきた SM570 材を用いる場合等のように、道路橋示方書に示された前提条件を満たさない場合は、別途、実験等により新たに非線形履歴モデルを設定し直さなければならず、実用的には必ずしも十分とは言えない。

「Pushover 解析と時刻歴応答解析を組み合わせた方法」は、対象構造物に Pushover 解析を適用して非線形履歴モデルを設定する。従ってこの方法では、動的解析結果を評価するための鋼製橋脚の「許容変位」や「許容ひずみ」を定めるために、Pushover 解析の結果を利用できる。周知のように、局部座屈の影響を考慮できないはり要素を用いた解析を行っても、水平力が最大となる時の変位を精度良く求めることはできない。したがって、「許容変位」や「許容ひずみ」を求めるための解析は局部座屈や隅角部のせん断変形の影響を考慮する必要があるため、シェル要素による Pushover 解析によらねばならない。しかし、前述したようにシェル要素によるプッシュオーバー解析は実務設計に適さないので、従来のはり要素を用いた解析では精度良く解析できなかった「局部座屈の影響と隅角部のせん断変形の影響」を精度良く評価できる本論文の解析法が最も適している。

Pushover 解析と時刻歴応答解析を組み合わせた方法」の概要については 1.1.2(3)2)で述べた。この方法の特徴は対象とする構造物の1次振動モードが卓越することが前提条件になっている。建築用長方形ラーメン構造物の場合でさえ、5層のラーメン構造物までは1次モードが卓越し、その耐震設計では等価1自由度モデルに置換する方法が有効であるといわれている。一方、土木構造物としての鋼製橋脚は一般に低層構造物で上部構造重量が大きくトップヘビーであり、1自由度系モデルにより多自由度系構造物の地震動の応答を精度良く推定できることが解かってきている²⁵⁾。従って、この方法は一般的な鋼製橋脚への適用性は十分であると考えられる。実際の耐震設計では内容の確認や検証が可能な事が重要な要素の一つであるが、この方法では途中の重要なステップを一つ一つ確認しながら進められるので内容の理解と確認が比較的容易であ

り、以下の流れに従って解析を行えば確実に結果を得る事ができるのが特徴である。

耐震設計の流れは文献3)に従えば次のようになる。

1) 高さ方向の震度分布を仮定する。

高さ方向の震度分布については震度一様分布や逆三角形分布等を比較検討した結果、実用上便利な震度一様分布を採用する。

2) 破壊基準は次のいずれかの条件が満たされた時として設定する。

① 構造物の一部材セグメントが変形能を失う。(平均ひずみが破壊ひずみに達する)

② 構造物全体が不安定になり荷重が最高荷重の95%まで降下する。

③ 支承が破壊条件を満たす。(ゴム支承のせん断ひずみが250%に達する)

3) Pushover 解析の実施とそれにより求められた $H-\delta$ 関係から非線形履歴モデル(近似関係)を設定する。

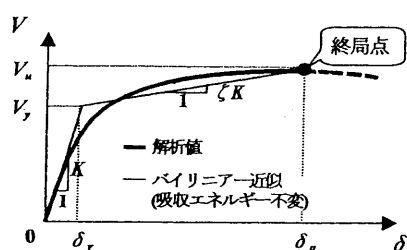


図 5.1 非線形履歴モデルの設定
(文献 3)に53)

まず、本論文の局部座屈挙動等を考慮したはり要素による複合非線形解析による Pushover 解析を行って、 $H-\delta$ 関係を求める。次に弾性域の剛性を変えずに、「終局点までの吸収エネルギーの量が変わらない」という条件から、図 5.1 に示すように新たにバイリニアまたはトリリニア近似を行って非線形履歴モデルを設定する。

4) 形状ベクトル。

形状ベクトルは慣性力の作用位置の水平変位を頂部の変位によって表すときの内挿ベクトルで、1次モードのモードマトリックスに相当する。形状ベクトルとしては、①弾性固有値解析から求められる1次固有ベクトル。と、②Pushover 解析における終局状態での変位ベクトル。が考えられるが免震支承との一体解析以外は両者に差が出ないので、①の初期形状ベクトルを使用する。ただし、免震支承との一体で解析する場合は Pushover 解析の全ての段階の形状ベクトルをモニターし、形状ベクトルを更新しながら応答値を求める。

5) 対象構造物を等価1自由度系モデルへ変換する。

対象構造物から等価1自由度系モデルの諸量への変換式は、モーダルアナリシスと同様の方法で次のように求める。(表 5.1)

6) 等価1自由度モデルにより時刻歴応答解析を行う。

等価1自由度系のバイリニア型 $H^*-\delta^*$ 関係を骨格曲線とする移動硬化型の復元力モデルを用いて時刻歴応答解析を行い応答値を求める。この方法は最大応答変位などの応答値の解析精度は良いが、残留変位は解析精度が劣るので残留変位は精度の良い最大応答変位を用いて道路橋示方書の経験則等から求める。

7) 耐震性能の照査を行う。

求められた最大応答変位, 残留変位を許容変位, 許容残留変位と比較して耐震性能を評価する.

表 5.1 対象構造物から等価 1 自由度系モデルへの変換式

$H^* = \{\phi\}^T \{H\}$	ここに, $\{H\}$: 水平力ベクトル $\{1\}$: 単位ベクトル $\{M\}$: 質量マトリックス $\{C\}$: 減衰マトリックス ・右肩に*がついた量は 1 自由度系を示す. ・ δ_y^* , H_y^* はそれぞれ対象構造物の降伏点 (δ_y , V_y) に対応する等価 1 自由度系モデル の水平変位, 水平力である.
$\delta^* = \frac{\{\phi\}^T \{M\} \{\phi\}}{\{\phi\}^T \{M\} \{1\}} \delta$	
$K^* = H_y^* / \delta_y^*$	
$M^* = \{\phi\}^T \{M\} \{1\}$	
$C^* = \{\phi\}^T \{C\} \{\phi\} \frac{\{\phi\}^T \{M\} \{1\}}{\{\phi\}^T \{M\} \{\phi\}}$	
$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K^*}}$	

5. 2 局部座屈挙動を考慮したはり要素による複合非線形解析の耐震設計への適用

5. 2. 1 局部座屈とラーメン隅角部のせん断変形を考慮したはり要素による複合非線形解析

「Pushover解析と時刻歴応答解析を組み合わせた耐震設計」におけるPushover解析への局部座屈とラーメン隅角部のせん断変形を考慮したはり要素による複合非線形解析の具体的な適用法について述べる.

コンクリートを部分的に充填した矩形断面を有する鋼製橋脚の局部座屈等を考慮したはり要素による複合非線形解析の手順は,

①コンクリート充填部分は, ダイヤフラム間隔程度に要素分割し, 圧縮部分にはコンクリート特有の構成則 (図 1.2) を, 引張部分はコンクリートを無視して鋼材の材質に応じたひずみ硬化型の構成則を適用する.

②コンクリートを充填しない部分は, 塑性化を考慮する部分とそうでない部分に分け, 塑性化を考慮する部分には, 本論文で提案した座屈要素を適用する. 座屈要素はその特有の構成則のほか, 座屈要素長を本論文に従って正しく仮定する必要がある. 塑性化を考慮する部分としては, 単柱式橋脚ではコンクリート無充填の場合は基部, コンクリート充填の場合は充填コンクリートの直上, さらに変断面の場合は断面変化点位置に座屈要素を適用する. ラーメン型橋脚の場合は単柱式橋脚で述べた個所以外に隅角部の隣接部のはりや柱に座屈要素を適用する. 塑性化を考慮する部分が不明な場合は, 別途弾塑性解析等により検討し塑性化を考慮するパネルを特定してから行う. 塑性化を考慮しない部分は, ダイヤフラム個所や変断面個所に配慮して要素長を設定し, ひずみ硬化型の構成則を適用する. 軟化型構成則は局部座屈発生前から局部座屈による局所化発生後に至る広い領域を扱えるので, たとえ予想に反して局部座屈が生じなくても問題は生じない.

座屈要素の構成則や座屈要素長は、鋼製橋脚の圧縮補剛板としての支配パラメータを用いて本論文第3章に従って求める。

③ラーメン型橋脚の隅角部には本論文第4章に述べたように、隅角部腹板厚等に基いたせん断変形を考慮した隅角部特有のはり要素と、斜材にも隅角部特有のひずみ硬化型の構成則を用いる。

以上の手順で構築した解析モデルを用い、鉛直荷重を載荷したまま変位制御等により、局部座屈とラーメン隅角部のせん断変形を考慮して水平力-水平変位曲線を求める。

5. 2. 2 動的解析による耐震性能2及び耐震性能3の照査

(1) 耐震性能2の照査

耐震性能2の照査は、「地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能」、すなわち、耐震性能2は、落橋に対する安全性を確保するとともに、地震後において橋としての機能が応急修復程度で速やかに回復でき、また、長期的に必要な修復も比較的容易に行うことができる必要がある。従って、動的解析により算出される鋼製橋脚の最大応答値が許容値以下となる必要がある。耐震性能2の照査に用いる鋼製橋脚の許容変位等の許容値は、同等の構造細目を有する供試体を用いた繰返しの影響を考慮した載荷実験データに基づいて定めることが原則である。ここで、載荷実験データに基づいて設定する許容変位は、最大水平力となる時の変位を目安に設定する。しかしながら、設計対象とする鋼製橋脚と同等の構造細目を有する供試体による載荷実験結果が常に得られているとは限らない。鋼製橋脚の弾塑性挙動を適切に表現できる解析による場合には、その解析結果に基づいて許容変位等の鋼製橋脚の弾塑性挙動を表す諸数値を定める。従って、許容変位は5.1の破壊基準を基に本論文の手法を用いたPushover解析結果から求める。

更に、耐震性能2の照査は、動的解析により算出される上部構造の慣性力の作用位置における最大応答変位を用いて、式(5.2.1)により算出される残留変位 δ_R が許容残留変位以下となるように行う。残留変位の算出に用いる降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比 r 及び残留変位補正係数 c_R は表5.1の値とする。許容残留変位は、原則として橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さの1/100とする。

$$\delta_R = c_R (\mu_r - 1) (1 - r) \delta_y \quad (5.2.1)$$

ここに

δ_y : 橋脚の降伏変位 (mm)

$\mu_r = 1 / 2 \{ (c_z K_{hc0} W / P_a)^2 + 1 \}$

c_z : 地域別補正係数

K_{hc0} : 設計水平震度の標準値

W : 等価重量. ($W = W_u + c_p W_p$)

- P_a : 地震時保有水平耐力 (N)
 W_u : 上部工重量 (N)
 c_p : 等価重量算出係数 (0.5)
 W_p : 橋脚の重量 (N)

表 5.1 鋼製橋脚の残留変位の算出に用いる降伏剛性に対する
 降伏後の二次剛性の比 r 及び残留変位補正係数 c_R

鋼製橋脚の種別	r	c_R
コンクリートを充填しない鋼製橋脚	0.2	0.45
コンクリートを充填した鋼製橋脚	0.05	0.35

(2) 耐震性能 3 の照査

耐震性能 3 の照査は、「地震による損傷が橋として致命的とならない性能」、すなわち、耐震性能 3 は、落橋に対する安全性を確保することのみが必要であり、耐震設計上の供用性や耐震設計上の修復性の観点から必要とされる性能は含んでいない。従って、耐震性能 2 の照査と同様に、動的解析により算出される鋼製橋脚の最大応答変位が許容変位以下となるように行う。

(3) 最大水平力の照査

最低の強度を保証する為に、動的照査法によって耐震性能を照査した橋に対して、その最大水平力が次式を満足しているかどうかを照査する。

$$P_a \geq 0.4 c_z W \quad (5.2.2)$$

ここで、

P_a : 時刻歴応答解析から得られた最大水平力。

c_z : 地域別補正係数。

W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (N) で、式 (5.1) 解説式より算出する。ただし、鋼製橋脚に対して等価重量を算出する場合、等価重量算出係数 c_p は 0.5 とする。

ただし、この式は、橋脚の天端で上部構造を支持した 1 次の振動モードが卓越するような一般的な構造形式の橋を対象とした照査式である。

第6章 結論

6.1 本研究で得られた主な結果

圧縮補剛板の座屈モードの局所化を考慮し、補剛板の軟化型構成則を用いたはり要素による鋼製橋脚のPushover解析に関する研究において得られた成果をまとめると以下のようになる。

- 1) 座屈モードの局所化を考慮した軟化型の構成則を導入したはり要素により FEM 解析を行う場合、ある要素が先に軟化すると、この要素に軟化による変形が集中する。したがって、いかに多くの有限要素分割を用いても収束解は得られない。このように、軟化型構成則を用いた場合の FEM 解析の解は有限要素長に依存するため、適切な有限要素長を設定する必要がある。
- 2) 圧縮補剛板における軟化型の平均応力-平均ひずみの関係をそのままはり要素による解析に使用すると板・シェル要素による全体 FEM 解析結果とは後座屈挙動の部分で整合しない。したがって、ここでは座屈モードの局所化を正しく評価した軟化型構成則と、局所化領域を反映した座屈要素を用いる手法を提案した。
- 3) 任意の鋼製橋脚の解析に適用できるように補剛板の4つの支配パラメータで軟化型の構成則ならびに座屈要素長の予測式を誘導した。
- 4) ここで提案した軟化型の構成則を用いてはりモデルにより鋼製橋脚の局部座屈による劣化挙動を解析し、シェルモデルによる解析結果と比較した結果、単柱式橋脚についてはあらゆる構造について精度の良い解析結果が得られることが確認できた。

以上のように、鋼製橋脚のはり要素によるPushover解析において、座屈モードの局所化挙動を考慮した圧縮補剛板の軟化型構成則と局所化領域を反映した座屈要素を用いることで、局部座屈による劣化挙動を含めた鋼製橋脚の変形挙動を良好な精度で解析できることが判明した。

また、隅角部のせん断変形を考慮したはりモデルによる鋼製ラーメン橋脚の解析に関する本研究において得られた成果をまとめると以下のようになる。

- 1) はり要素による鋼製ラーメン橋脚のPushover解析の精度の向上を目指して、一貫してはりモデルで補剛板の局部座屈と隅角部のせん断変形を考慮する解析手法を提示した。
- 2) シェル要素を全領域に用いたFEM解析と比較した結果、局部座屈を考慮したはり要素による解析で隅角部を剛域とした場合に比べ、せん断変形を考慮したモデルを使用すれば、はりモデルによるラーメン橋脚の解析精度を向上させることができる。

以上から本研究に沿って座屈モードの局所化を考慮した圧縮補剛板の軟化型構成則とそその範囲を反映した座屈要素を用い、ラーメン隅角部のせん断変形を考慮した解析モデルを用いることで、一貫してはり要素により全体FEM解析結果と同等の解析結果を得ることが出来る。本解析手法の既存の骨組解析プログラムへの導入は容易であり、実用的であると考えられる。

6. 2 今後の課題

本研究では局部座屈と隅角部のせん断変形を考慮して、一貫してはり要素を用いて Pushover 解析を行う方法を示したが、今後の課題としては、

- 1) ラーメン隅角部に関しては、T型や+型の隅角部では必ずしもせん断変形が卓越しない場合もあると考えられ、これらへの適用性については更に検討が必要であると考ええる。
- 2) 実用的には、せん断座屈を考慮して Pushover 解析を行う方法の研究が一つの課題である。
- 3) 一貫してはり要素により局部座屈を考慮した弾塑性非線形動的解析を行うことのできる手法の研究も望まれる。

{参考文献}

- 1) 奥村敏恵, 石沢成夫: 薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について, 土木学会論文報告集, No.153, pp.1-16, 1968
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 平成14年3月
- 3) 宇佐美勉, 鄭沂, 葛漢彬: Pushover解析と等価1自由度モデルによる鋼製ラーメン橋脚の耐震照査法, 土木学会論文集, No.626/I-48, pp231-240, 1999.7
- 4) 中島章典, 小野寺理: 鋼製門形ラーメン橋脚の大地震時弾塑性挙動と耐震設計法におけるエネルギー一定則の適用性について, 第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp135-142, 2000.3
- 5) 高久達将, 山本学, 安藤鉦三, 松田広, 川井豊: 地震時の鋼製橋脚の弾塑性解析とベンチマークテスト, 橋梁と基礎, pp138-141, 1996.8
- 6) 後藤芳顕, 王慶雲, 高橋宣男, 小畑誠: 繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則, 土木学会論文集, No. 591/I-43, pp.189-206, 1998.10
- 7) 宇佐美勉, 寺尾圭史: 局部座屈を考慮した箱型断面鋼骨組構造物の強度, 土木学会論文集, 第398号, pp197-206, 1988.10
- 8) 崎元達郎, 渡辺浩, 土田真二, 三輪清貴: 局部座屈を考慮した鋼骨組の終局挙動の簡易計算法, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.195-204, 1997.3
- 9) 磯江暁, 大南亮一, 吉川孝男, 岸田和人, 石毛立也: 繰り返し載荷時の挙動を簡易化した鋼製箱形断面橋脚の解析手法の開発, 土木学会論文集, No.584/I-42, pp149-161, 1998.1
- 10) 小玉乃理子, 依田照彦: 局部座屈を考慮した箱形断面鋼製橋脚の水平耐力と変位の評価, 鋼構造論文集, 第8巻 第32号, pp33-46, 2001.12
- 11) 巢山藤明, 落合稔, 野中哲也, 真子幸也, 坂本圭子: ファイバーモデルを用いた鋼構造物の耐震設計法に関する一考察, 橋梁と基礎, pp32-40, 2000.9
- 12) 宇佐美勉, 鈴木森晶, H. P. Mamaghani, 葛漢彬: コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案, 土木学会論文集, No. 525/I-33, pp. 69-82, 1995.10
- 13) 酒造敏廣, 事口寿男, 長田好夫: 鋼変断面ラーメンの非弾性地震応答性状と崩壊モードに関する研究, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.205-216, 1997.3
- 14) 後藤芳顕, 松岡宏典, 王慶雲, 鳥羽保行: 圧縮板の塑性座屈モードの局所化と変形能の低下, 土木学会論文集, No.513/I-31, pp.69-51, 1995.4
- 15) 後藤芳顕, 王慶雲, 小畑誠: 塑性分岐解析に基づく圧縮板の座屈モードの局所化現象の解析, 土木学会論文集, No.540/I-36, pp.55-70, 1996.7
- 16) 後藤芳顕, 春日井俊博, 西野文雄: 局部移動座標の選択が平面骨組の有限変位の精度に及ぼす影響, 土木学会論文集, No. 366/I-1, pp. 311-320, 1987.10
- 17) Lo, S. H. : On Bandsolver using Skyline Storage, Computer & Structures, Vol. 44, No. 6 pp. 1187-1196, 1992.

- 18) 崎元達郎, 渡辺浩, 中島黄太: 局部座屈を考慮した鋼箱形断面部材の復元力モデル, 土木学会論文集, No. 647/1-51, pp. 343-355, 2000.4
- 19) Priestley, M. J. N. and Park, R. : Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns under Seismic Loading, ACI Structural Journal, Technical Paper, Vol. 84, pp. 61-76, 1987.
- 20) 酒造敏廣, 事口寿男: 鋼製ラーメン隅角部の崩壊性状と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 37A, pp. 121-134, 1991.3
- 21) 酒造敏廣, 事口寿男, 長田好夫: 鋼変断面ラーメンの非弾性地震応答性状と崩壊モードに関する研究, 構造工学論文集, Vol. 43A, pp. 205-216, 1997.3
- 22) Li, X. S. and Goto, Y. : A Three-Dimensional Nonlinear Seismic Analysis of Frames Considering Panel Zone Deformations, Structural Eng./Earthquake Eng., JSCE, Vol. 15, No. 2, pp. 201-213, 1998.
- 23) Kato, B., Chen, W. F. and Nakao, M. : Effects of Joint-panel Shear Deformation on Frames. J. Constr. Steel Res., 10, pp. 269-320, 1988.
- 24) 深谷茂広, 小野潔, 沈赤, 村越潤, 西川和廣: 矩形断面鋼製橋脚の正負交番載荷実験結果を基にした曲げ-曲率関係の検討, 構造工学論文集, Vol.46A, pp1365-1376, 2000.3
- 25) 宇佐美勉, 清川昇吾, 金田一智章: P- Δ 効果を考慮した免震鋼製橋脚の弾塑性地震応答の簡易推定法, 構造工学論文集, Vol. 46A, pp879-886, 2000. 3

謝辞

本研究の一部である「幾何学的非線形の実構造物への適用」に関し、1985年からご指導を賜り、1994年からの「鋼製橋脚の耐震解析に関する研究」は筆者の対応が必ずしも十分では無い状態にもかかわらず、絶えることなく多くの貴重なご指導を賜った名古屋工業大学社会開発工学科・後藤芳顯教授に心から感謝致します。

名古屋工業大学社会開発工学科・松浦聖元教授には、ご在任中に本研究の動機付けを行って頂き、これまで気長に見守って頂きましたことに感謝致します。

名古屋工業大学社会開発工学科・小畑誠教授には主に計算に関する便を計って頂きましたことに感謝致します。

名古屋工業大学社会開発工学科・小野徹郎教授、梅原秀哲教授、小畑誠教授には、本論文の審査と多くの適切なお助言を頂きました。ここに、厚く御礼を申し上げる次第です。

共同研究者の王慶雲氏、石川貴士氏その他関係各位の皆様にも心から感謝致します。

本研究のポイントは「新しい軟化型構成則」と「座屈要素」の提案であります。1999年のある日、現行の「平均応力—平均ひずみの関係」による解析結果に行き詰まり、日本車輛の食堂で共同研究者の王氏と原因について話し合いましたがその時、鋼製橋脚の座屈現象である塑性ヒンジを、以前に見た実験から具体的にイメージ出来た結果、本論文の「新しい軟化型構成則」と「塑性ヒンジ長の適用」を思いつきました。その後、後藤芳顯教授から軟化型構成則と塑性ヒンジ長について一層深い理論に関するご指導を頂き、このことが本研究の大きなターニングポイントになりました。実際の現象を見る事、観察する事の重要性を改めて痛感した次第であります。

本研究は、実務設計で用いられるはり要素を対象に、局部座屈を考慮した軟化型構成則を持つ鋼製橋脚のPushover解析の精度を支配する要因、すなわち本研究で提案した「新しい軟化型構成則」、「座屈要素」、「ラーメン隅角部のせん断変形の評価法」についての研究であり、十分な解析精度を確保できたと考えております。

研究開始年齢が遅かった為、研究の進行に関しては不安もありましたが、関係各位のご協力で何とか現役中に完了することができました。本当に有難うございました。今後は皆様方から受けたご恩を忘れず後進の指導に励んで参る所存でございます。