

せん断変形の照査を考慮した鋼製ラーメン橋脚の 耐震照査法に関する研究

水谷正樹¹・葛 漢彬²・葛西 昭³・宇佐美勉⁴

¹学生会員 名古屋大学大学院工学研究科博士課程前期課程（〒464-8603 名古屋市千種区不老町）

²正会員 博士（工学） 名古屋大学助教授 大学院工学研究科土木工学専攻（〒464-8603 名古屋市千種区不老町）

³正会員 修士（工学） 名古屋大学助手 大学院工学研究科土木工学専攻（〒464-8603 名古屋市千種区不老町）

⁴フェロー会員 D.Sc. 工博 名古屋大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻（〒464-8603 名古屋市千種区不老町）

1. はじめに

平成7年1月17日の兵庫県南部地震では、橋梁に関しても、橋脚の倒壊、橋げたの落下など多数の被害が発生した。その被害の1例に、六甲アイランド橋近傍に存在するラーメン橋脚の梁中央部においてせん断変形が主な原因と考えられる局部座屈破壊があった¹⁾。この震災における被害が報告されるまで、通常、せん断破壊が致命的にはなり得ないと考えられ、橋脚基部の曲げ破壊を重点的に捉えた研究が行われてきた。鋼製橋脚のうち、単柱式橋脚の場合、鋼断面の破壊照査には橋脚基部や断面変化部などの曲げ破壊の生じやすい部位を照査することにより破壊の判定を行っている²⁾。また、鋼製ラーメン橋脚についても、せん断変形を考慮する検討³⁾は行われているものの、せん断変形に起因する破壊の判定までは行われていない。

本研究における鋼製橋脚の強度と変形能の算定の考え方は、既往の研究²⁾と同様であり、限界状態を的確にとらえた基準、すなわち破壊基準を利用することになる。本研究では、まず、これらの破壊基準をまとめる。なお、圧縮と曲げを受ける状態での破壊基準は、文献4)が詳しく、せん断を受ける状態での破壊基準は文献5)、6)に詳しく記されている。さて、文献2)における研究成果は、曲げ破壊を念頭に置いた様々な検討であり、多くの知見を得ている。これに対してせん断変形の影響を考慮し試みた検討が文献3)であり、簡易にせん断変形を考慮できる解析モデルの作成が行われており、本研究での解析モデルの参考としている。Pushover解析手法を

用いた一連の検討では、せん断変形を考慮するところまではできているが、せん断破壊の照査を行うまでには至っていない。昨今、解析技術の進歩、コンピュータの処理速度の向上により、せん断変形を受ける状態での部材セグメントの強度と変形能を容易に算定できるところまでできている。この成果をパラメトリック解析によって破壊基準の作成にまで至ったのが、文献5)、6)である。本研究は、この2つの成果を融合することによって、せん断変形および曲げ変形の両者の照査を考慮した鋼製ラーメン橋脚の強度および変形能を算定する手法を構築しようとするものである。

従って、本研究で行う具体的な内容は以下の通りである。まず、鋼製橋脚のうち鋼製ラーメン橋脚を対象としてせん断変形の考慮できる解析モデルの構築を説明する(2節)。次に既往の破壊基準をまとめる(3節)。最後に種々の構造、幾何学的パラメータを元にパラメトリック解析を行い(4節)、既往の研究成果との比較を通して本解析手法を確立する。な

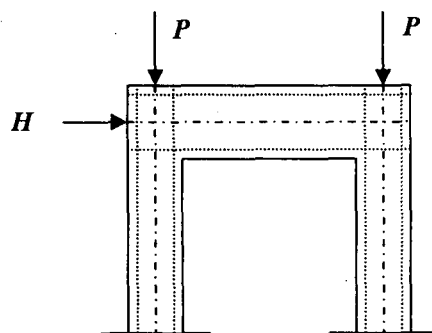


図-1 門形ラーメン橋脚概念図

お、本手法よりせん断変形に影響を及ぼすパラメータの敏感度に対しても検討する。また、ウェブパネルに補剛材を取り付ける効果についての考察を加える。最後に、曲げ破壊型とせん断破壊型の分水嶺となる限界幅厚比を探り出す試みを行う。

2. 解析手法

(1) 概要

これから説明する解析手法には、応力-ひずみ関係を適用できるはり要素(ファイバー要素),膜要素,多点拘束などの特殊な境界条件の入力などを必要とする。そこで,本研究では汎用構造解析プログラム ABAQUS⁷⁾を用いて,弾塑性有限変位解析を行う。なお,鉛直荷重による P-Δ効果は考慮するが,局部座屈は考慮しない。また,せん断変形の影響は Timoshenko のはり理論に基づいて考慮する。ただし,せん断変形が著しいと思われる梁中央部には膜要素を用いた簡易モデルを適用する。解析対象としては鋼製門形ラーメン橋脚とする。

(2) 解析モデル

本研究は,既往の研究²⁾で用いられているはり要素のみを使用した解析モデルと,はり中央部のせん断変形をより忠実に再現するための解析モデルによる Pushover 解析を通じて,せん断破壊の照査が可能な手法を構築するものである。ここでは,はり要素のみを使用した解析モデル(BB モデル)と梁中央部を膜要素で置き換えた解析モデル(MB モデル)の概要を説明する。

a) はり要素のみによる解析モデル (BB モデル)

このモデルは, ABAQUS に提供されているせん断変形を考慮した要素 (B21) のみを使用し,モデル化され,柱,梁とも 15 要素に分割する。なお,隅角部付近についてはせん断破壊が起こらないように板厚を 2 倍にしている。

b) はり要素と膜要素を併用した解析モデル (MB モデル)

このモデルでは,より正確にせん断変形を考慮できるように,梁中央部に膜要素を用いた。即ち, BB モデルの梁中央部の要素を膜要素に置き換える。膜要素は 4 節点 2 自由度の要素 (M3D4) を使用し,梁中央部以外の要素は 2.(2)-a)と同様に Timoshenko

のはり理論に基づくはり要素を使用する。要素分割数は,柱を 15 分割している。梁に関してはダイヤフラム間長さを膜要素とし,隅角部付近を 3 分割としている。なお,本来,隅角部においてもせん断変形が予想されるが,本解析対象に関しては,隅角部付近ではせん断破壊が起こらないように板厚を 2 倍にしている。BB モデルと MB モデルの相違点は梁中央要素に膜要素を用いたことである。

(3) 解析モデルの諸元

モデル名(例えば, US-150A-2S)の最初のアルファベット U は無補剛箱形断面を表し, S の場合は補剛を表している。次のアルファベット S は鋼製橋脚であることを表す。数字は順に柱の幅厚比パラメータ R_f , 梁のウェブ板の幅厚比パラメータ R_{wb} を 100 倍にしたものである。最後のアルファベットは梁長を表し, A は梁長 ℓ が 8300mm, B は梁長 ℓ が 12450mmであることを示している。即ち, A は $\ell/h=0.769$, B は $\ell/h=1.15$ である。さらに, -S は 1 本補剛材によるウェブ補強, -2S は 2 本補剛による補強を表す。解析を行うパラメータの範囲を表-1 に示す。この範囲の計 38 ケースについて解析を行った。

表-1 主な解析パラメータ

パラメータ	範囲
柱高 h (mm)	10800
梁長 ℓ (mm)	8300, 12450
フランジ幅厚比パラメータ R_f	0.35, 0.45
梁ウェブ幅厚比パラメータ R_{wb}	0.4~1.5
鋼材の降伏応力(MPa)	314
柱補剛材剛比	3.0
梁補剛材剛比	1.0

(4) 断面の定義

本研究で解析対象とする鋼製橋脚の柱部の断面は補剛箱形断面であり, 梁部の断面はフランジ板のみ補剛材を配置した断面 (US モデル) とフランジ板, ウェブ板共に補剛材を配置した断面 (SS モデル) である。それらを等価な無補剛箱形断面に置き換え解析を行っている。ただし, MB モデルの梁中央部については断面を置き換える。断面の置き換えについて以下で説明する。

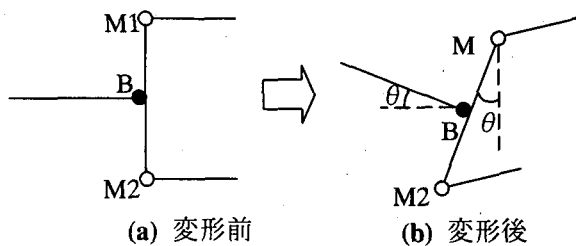


図-2 隣接要素との接合

(5) 膜要素の導入

梁中央部では、せん断変形が大きくなることが予想されるため、膜要素を導入し塑性変形を考慮する。なお、本解析手法は、面内の変形に限定した Pushover 解析であるので面外変形を考慮しない膜要素を用いた。膜要素は ABAQUS に用意されている 4 節点 2 自由度の要素 (M3D4) を使用する。本膜要素は、梁中央部分を表現するために用いている。そこで、同フランジ部分には、トラス要素を適用し、断面の表現を試みる。以下に、梁中央部と隣接要素との結合方法、梁中央部における膜要素とトラス要素の断面諸量の設定についてまとめる。

(6) 膜要素とはり要素の結合

膜要素とはり要素の結合は、はり要素の節点と、膜要素の節点の変位を平面保持の仮定の下で拘束させることによって行う。その拘束の条件は、以下の二つである。

- 1) 膜要素のはり要素と結合する部分の幅 (図-2 の M1 と M2 間の長さ) は変わらない
- 2) はり要素の接続側節点の回転角と膜要素の結合側 2 節点 (M1 と M2) からなる線分の回転角は等しい

図-2 において、B ははり要素の節点、M1、M2 は膜要素の節点を表している。膜要素の変位をはり要素の変位を用いて表すと次のようになる。

$$u_M - u_B = (X_M - X_B)(\cos\theta - 1) - (Y_M - Y_B)\sin\theta \quad (1)$$

$$v_M - v_B = (X_M - X_B)\sin\theta + (Y_M - Y_B)(\cos\theta - 1) \quad (2)$$

ここで、 u は x 軸方向の変位、 v は y 軸方向の変位を表す。 X 、 Y はそれぞれ x 軸方向、 y 軸方向の変形後の座標である。添字の M 、 B は、その変数が M は膜要素、 B ははり要素のものであることを示している。 θ ははり要素の回転角を示す。

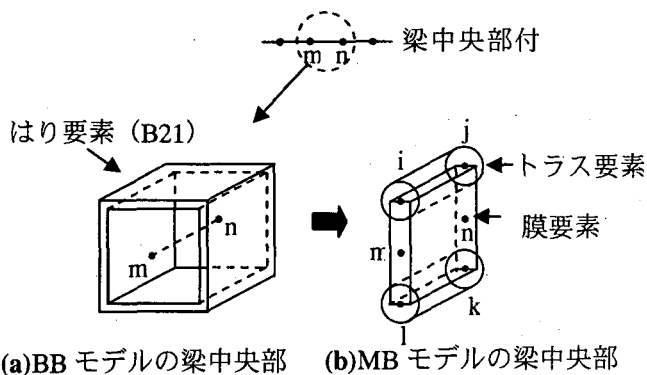


図-3 膜要素への置き換え

(7) 梁中央部要素の断面の定義

はり要素部分では等価断面をそのまま用いるが、膜要素を用いる梁中央部では、図-3 に示すようにウェブ板を膜要素に置き換える。図-3 は梁中央要素を取り出した図であり、 m 、 n ははり要素の節点、 i 、 j 、 k 、 l は膜要素の節点である。ただし、膜要素とトラス要素は節点を共有させる。BB モデルの場合、節点 m と n を結び箱形断面を与えることで要素を構成しているが、MB モデルは図-3 のようにさらに 4 節点を与え膜要素とトラス要素で断面を構成させる。ウェブ板を膜要素に置き換えるため、膜要素の厚さは等価断面のウェブ板の厚さの 2 倍とする。また、等価断面のフランジ板については軸力のみ受け持つトラス要素を用い、膜要素と節点を共有させている。トラス要素の断面積は等価断面のフランジ板の断面積を用いる。 i と j 、 l と k を結ぶ要素がトラス要素、 i 、 j 、 k 、 l を結ぶ要素が膜要素である。膜要素の積分点は要素中央に 1 個である。

(8) 上部工重量の算定

上部工重量は震度法設計に基づいて算定する。図-4 に示すような鉛直荷重 P に対し水平荷重 $0.2P$ を橋脚頂部に与え橋脚基部が降伏に至ったときの鉛直荷重を元に安全率 (本研究では 1.14) を考慮の上で、上部工重量を定めた。 P/P_y の範囲は 0.28~0.5 程度となった。

3. 破壊基準

解析を行うに先立ち、破壊の判定を行う基準を定める必要がある。破壊の照査位置、有効破壊長、破壊の判定に用いる損傷度について以下に示す。

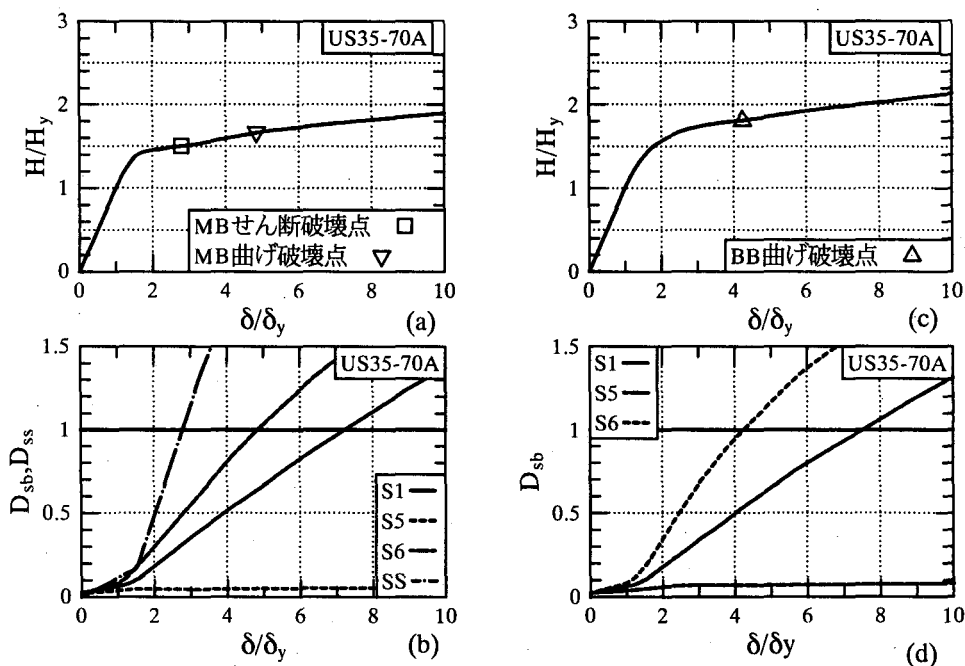


図-5 MBモデルとBBモデルの水平荷重と損傷度 (US35-70A)

トSSの損傷度進展がほかのセグメントよりも早く、せん断破壊がラーメン橋脚の終局を支配する結果となっている。

これに対して、従来の解析方法によって、曲げに対する評価を行うと、図-5(c), (d)に示される結果となり、本提案手法に比べて変形能を大きく評価することになっている。これは、従来法において梁中央部に発生する大きなせん断変形が通常のはり要素でモデル化することでは正確に考慮できないからである。

なお、MBモデルとBBモデルでは、荷重-変位関係において、若干、挙動が異なる点が存在する。約 $1.7\delta_y$ 付近において、BBモデルでは、まだ強度上昇があるに対して、MBモデルではBBモデルほどの強度上昇が見られない。これは、梁中央部のウェブ板パネルがせん断降伏に達していることを示しており、水平変位が進むにつれてウェブ板パネルにせん断変形が集中し、強度上昇が低減するからである。さらに、MBモデルとBBモデルでは、曲げによる破壊点の算定にも若干の差が生じる。これは、せん断幅厚比パラメータが大きくなるほど、せん断抵抗力が減少し、塑性化が大きく進展したため、曲げ照査部位の変形が遅らせられたからである。従って、梁のせん断幅厚比パラメータが大きい橋脚の場合には、せん断破壊が生じないとしても、本解析手法による評価を下すことで、変形能に関して、より

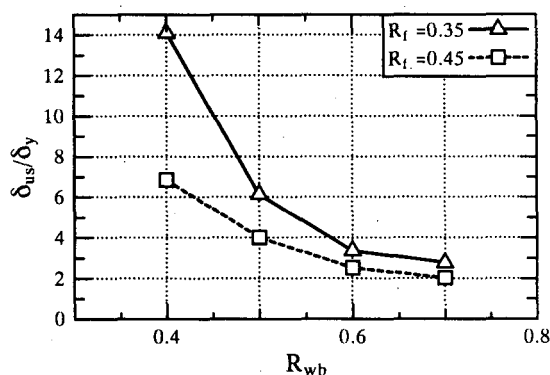


図-6 梁ウェブ幅厚比パラメータのせん断変形に及ぼす影響

精度が向上することが期待できる。

(2) 梁ウェブ板幅厚比パラメータ R_{wb} の影響

梁ウェブ板の幅厚比パラメータの影響を調べるために、図-6にせん断破壊点-梁ウェブ板幅厚比パラメータ関係を示す。せん断破壊点は、せん断破壊照査により求められた変形能であり、 δ_{us}/δ_y で表す。

図-6は無補剛モデルであるが、 R_{wb} の増大に対し、せん断変形能が低下する傾向があり、ラーメン橋脚全体で捉えた場合も既往の板や断面の研究と同様な結果が得られた。また、柱のフランジ幅厚比パラメータ $R_f = 0.35$ のモデルが 0.45 のモデルに比べ、せん

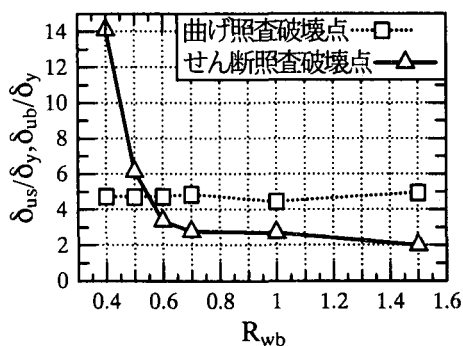


図-7 曲げ破壊点とせん断破壊点の比

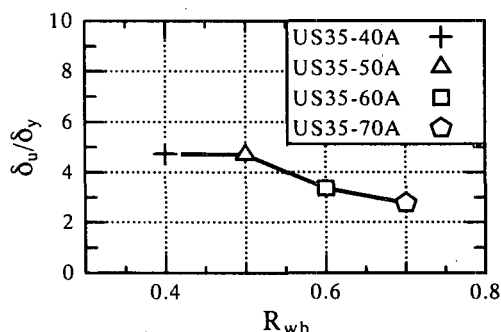


図-8 橋脚の変形能

断破壊時の変形能が大きくなっている。本解析モデルでは梁のフランジ幅厚比パラメータを柱のフランジ幅厚比パラメータ R_f と等しくしているので、 $R_f=0.35$ の場合は 0.45 の場合に比べ、梁ウェブ板が厚肉である。文献 6) によると、厚肉フランジ板の場合ウェブ板に対するフレーム作用が大きいため、断面変形能が増大する。この知見はラーメン橋脚全体から見ても同様であることがわかる。

(3) 曲げ照査とせん断照査の比較

図-7 に曲げとせん断の照査結果を比較するため破壊点-梁ウェブ板幅厚比パラメータ関係を示す。本研究で設定した 2 本の補剛材を有する補剛断面モデルでは R_{wb} の増大に伴い、せん断終局変位が曲げ終局変位に近づくものの、せん断破壊が先に起こるまでには至っていない。しかし、図-7 からわかるように、無補剛モデルでは、 $R_{wb}=0.4, 0.5$ では曲げ破壊が先行するのに対して、 $0.6 \sim 1.5$ については曲げ破壊よりもせん断破壊が先に起こる。このことは、断面変形能($\epsilon_u/\epsilon_y, \gamma_u/\gamma_y$)が、 $R_{wb}=0.4, 0.5$ のとき、曲げの断面変形能がせん断の断面変形能より大きくなっており、逆に $0.6 \sim 1.5$ の場合せん断変形能が大きくなることから予測できる。図-8 に曲げとせん断の両方の照査から得られた橋脚の終局変形能 δ_u/δ_y を

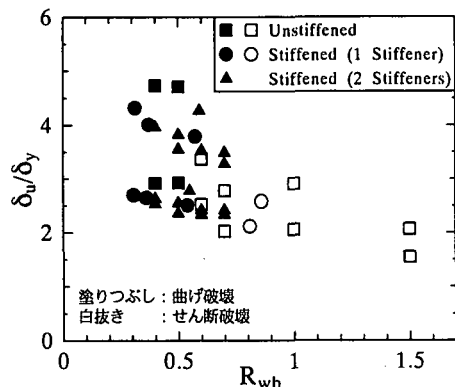
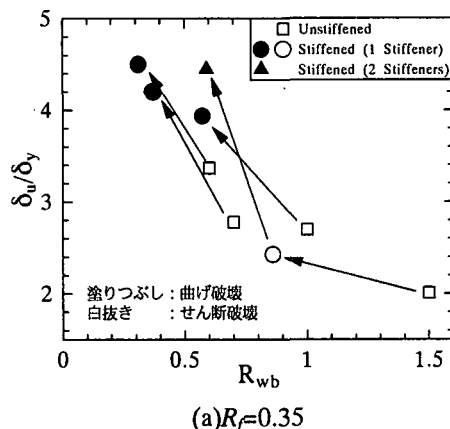
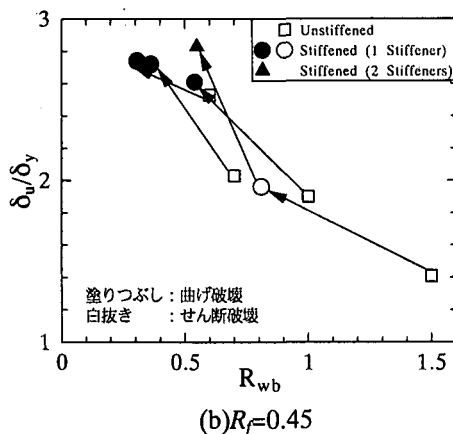


図-9 破壊パターンとウェブ幅厚比パラメータの関係



(a) $R_f=0.35$



(b) $R_f=0.45$

図-10 補剛材による補強効果

示す。すべての結果を 1 つの図にプロットすると、図-9 のようになる。この図では、ラーメン橋脚は最終的に曲げ破壊とせん断破壊のどちらに支配されたのかをそれぞれ塗りつぶしたマークと白抜きのマークで区別して示している。この図から分かるように、梁ウェブ板を 2 本補剛したモデルについては、すべて曲げが卓越したため曲げ破壊となっている。一方、無補剛モデルについては、 $R_{wb}=0.6 \sim 1.5$ でせん断が卓越しており、せん断破壊点における変位が変形能

となっている。以上のことから、破壊は曲げ破壊とせん断破壊のどちらになるのかを判別できる「分水嶺」としての値がおおよそ0.6であることがわかる。したがって、文献9)で規定した柱先行型(曲げ破壊型)となるためには、幅厚比パラメータを0.6程度以下とする必要がある。なお、本研究で検討した範囲内で梁のウェブパネルに2本の補剛材を取り付けるとせん断破壊の可能性は低いが、無補剛ウェブパネルの場合は R_{wb} が0.6以上ではせん断破壊の可能性が高くなる。そのため、せん断破壊が卓越した無補剛モデルについては補剛材を取り付け補強することを検討した。この結果については4.(4)で述べる。

(4) 無補剛ウェブ板を補剛材で補強した場合の挙動

ここでは、せん断破壊が卓越するUS35-60A～150A, US45-60A～150Aに対して梁ウェブ板に補剛材を取り付けた場合の変形能の変化について述べる。図-10に、縦軸に終局変形能 δ_u/δ_y を、横軸にウェブパネルの幅厚比パラメータを取り、変形能がどの程度改善し、またせん断破壊パターンから曲げ破壊パターンに変わっているのかを示す。図-10(a)は柱と梁のフランジプレート幅厚比パラメータ $R_f=0.35$ の場合、図-10(b)は $R_f=0.45$ の場合である。この図から次のことが言える。

- (1) 破壊パターンについては、柱と梁のフランジプレート幅厚比パラメータ R_f が0.35と0.45のいずれの場合においても、ウェブパネルが最も薄い $R_{wb}=1.5$ のケースを除けば、 $R_{wb}=1.0, 0.7$ および0.6の3ケースではせん断破壊パターンから曲げ破壊パターンに変わった。例外となったケースを見ると、補剛材1本を入れた後でも、幅厚比パラメータが依然0.8以上と大きいため、せん断破壊が先行する結果となった。また、このことは、先述したように破壊パターンの分水嶺となる値からもわかる。
- (2) 変形能については、柱と梁のフランジプレート幅厚比パラメータが0.35のケースでは変形能が大きく改善されたが、0.45のケースではそれほど顕著でなかった。これは、曲げ破壊が支配的となった場合は、橋脚の変形能は断面の曲げ変形能によるので、幅厚比パラメータが小さければ変形能が増大するからである。

次に、せん断破壊した最も薄いケースに対して、2本の補剛材を入れることとした。そうすると、幅厚比パラメータがそれぞれ0.591($R_f=0.35$ の場合)と0.549($R_f=0.45$ の場合)となった。これらの結果も図-10に示してある。同図よりわかるように、2本の補剛材で補強した結果、曲げ破壊型の破壊形態となった。また、変形能も格段に大きく改善できた。

なお、補剛材で補強した各ケース(○, ●および▲で記したもの)の変化を図-9にもプロットしてある。この図から分かるように、補剛した後のウェブ幅厚比パラメータが0.6以上の場合はやはりせん断破壊パターンを呈している。よって、本研究で検討した範囲内では、ウェブ幅厚比パラメータ0.6が異なる破壊パターンを示すクリティカルな値となっている。

5. 結言

本研究は、鋼製ラーメン橋脚の梁中央部のせん断変形をより正確に考慮した解析手法を提案し、強度、変形能及び補強効果について検討したものである。以下に本研究で得られた主な結果をまとめる。

- (1) これまで用いられてきたBBモデルと本研究考案したMBモデルを比較すると、従来の解析手法によって曲げのみに対する終局照査を行うと、本提案手法に比べて変形能を大きく評価することになる。これは、従来法において梁中央部に発生する大きなせん断変形が通常のはり要素でモデル化することでは正確に考慮できないからである。
- (2) せん断破壊が支配的と思われる薄い無補剛ウェブ板の場合、MBモデルによる解析が必要である。
- (3) せん断破壊した無補剛ウェブ板に補剛材を設けることによって、変形能を大きく改善できる。
- (4) 両モデルによる強度の評価はほぼ一致する。
- (5) せん断破壊と曲げ破壊を判断する幅厚比パラメータでのクリティカルな値はおおよそ0.6となる。

参考文献

- 1) 社団法人土木学会関西支部：大震災に学ぶ 阪神・淡路大震災調査研究委員会報告書，Vol.1，1998年6月。
- 2) 宇佐美勉，鈴木森晶，Iraj.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 年 10 月.
- 3) 清川昇悟：せん断変形の影響を考慮したコンクリート部分充填鋼製ラーメン橋脚の変形能, 第 53 回年次学術講演会講演概要集, I -A108, pp.216-217, 平成 10 年 10 月.
 - 4) 鄭沂, 葛漢彬, 宇佐美勉：鋼構造物の強度と変形能の統一的評価法, 第 3 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, pp.25-32, 2000 年 1 月.
 - 5) 葛西昭, 渡辺智彦, 宇佐美勉, Praween CHUSILP：せん断力を受ける無補剛箱形断面部材の強度と変形能, 土木学会論文集, pp.129-140, 2001 年 7 月.
 - 6) Praween CHUSILP, 葛漢彬, 宇佐美勉：せん断力を受ける補剛箱形断面鋼部材の強度と変形能に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.657-666, 2002 年 3 月.
 - 7) Hibbitt,Karlson and Sorensen,Inc：ABAQUS User's Manual,version 5.8, 1998.
 - 8) 葛西昭, 渡辺智彦, 天野麻衣, 宇佐美勉：繰り返しせん断力を受ける補剛板の強度と変形能評価構造工学論文集, Vol.47A, pp.761-770, 2001 年 3 月.
 - 9) 名古屋高速道路公社：コンクリートを部分充填した鋼製橋脚の耐震性能照査要領(案), 平成 14 年 4 月.