

鋼製ラーメン橋脚の梁部せん断座屈を評価した耐震設計

森下宣明¹・森久芳²・前野裕文³・岡本隆⁴・野中哲也⁵・宇佐美勉⁶

¹正会員 名古屋高速道路公社 工務部設計課（〒460-0002 名古屋市中区丸の内2丁目1-36）

²正会員 名古屋高速道路公社 工務部設計課（〒460-0002 名古屋市中区丸の内2丁目1-36）

³正会員 工博 名古屋高速道路公社 保全施設部保全第一課（〒462-0844 名古屋市中区清水4丁目17-30）

⁴正会員 工博 NKK 基盤技術研究所 都市工学研究部（〒210-0855 川崎市川崎区南渡田1-1）

⁵正会員 ヤマト設計 企画開発部（〒889-1403 宮崎県児湯郡新富町大字上富田3191番地1）

⁶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 名古屋市中区千種区不老町）

1. はじめに

名古屋高速道路公社においては、中央分離帯内に橋脚を建設することから、図-1に示すような柱高に比べ柱間隔が短い鋼製ラーメン橋脚が多い。兵庫県南部地震において鋼製ラーメン橋脚梁部にせん断座屈が発生した損傷事例があるように、このような梁部のせん断力が卓越するラーメン橋脚に対し面内（橋軸直角）方向の耐震設計を精度良く行うためには、梁のせん断座屈、せん断変形を考慮した耐震設計が必要であると考え、また、梁部のせん断変形によるエネルギー吸収性能を評価することで基礎、アンカー部の合理的な設計にもつながる。

これまで、名古屋大学、愛知工業大学、名古屋高速道路公社では、ラーメン橋脚の終局限界状態を解明するため、柱基部に着目したラーメン橋脚全体の耐荷力実験を実施^{1),2)}するとともに、梁のせん断耐荷力実験を実施³⁾してきた。

本研究では、これまで実施した鋼製ラーメン橋脚に関する実験結果を基に梁部腹板パネルの非線形特性の検討を行い、実験サイズのラーメン橋脚全体の面内方向に対して破壊に至るまでの損傷過程を確認するとともに、梁部腹板パネルの非線形モデルを提案し、そのモデルを用いて実橋脚への適用を試みた。

2. 鋼製ラーメン橋脚全体系の実験および解析

2. 1 実験の概要

コンクリートを部分充填した標準的な形状の鋼製ラーメン橋脚（図-1）に対し縮尺率約1/4の模型供試体を用いて面内方向についての繰り返し載荷実験を実施し、その耐荷力特性を調べた¹⁾。ただし、この供試体では、実験の主たる目的が、軸力の変動を受ける柱部が、破壊に至るまでの損傷過程を確認することであることから、柱

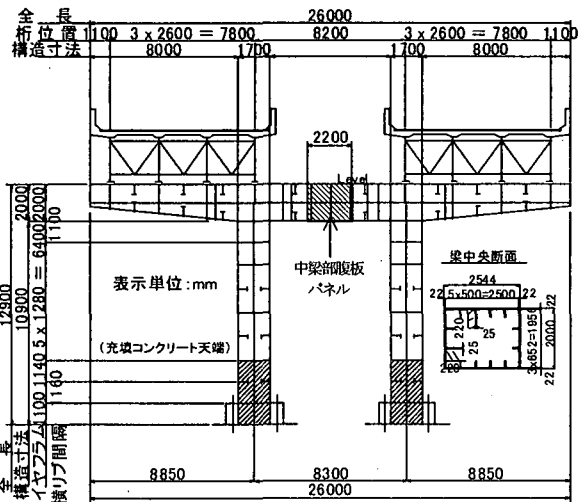


図-1 対象ラーメン橋脚

表-1 ラーメン供試体

断面諸元		コンクリート充填部		中空断面部	
フランジ／腹板		フランジ	腹板	フランジ	腹板
材質		SM490Y		SM490Y	
幅	b (mm)	605	409	605	409
板厚	t (mm)	8	6	8	6
縦補剛材幅	b _s (mm)	60	50	60	50
縦補剛材厚	t _s (mm)	8	8	8	8
縦補剛材剛比	γ / γ^*	3.09	3.14	2.52	2.57
幅厚比パラメータ	R _F	0.20	0.22	0.22	0.24
幅厚比パラメータ	R _R	0.34	0.38	0.34	0.38
縦補剛材の幅厚比パラメータ	R _h	0.53	0.45	0.53	0.45
柱高さ	H (mm)	2700			
細長比パラメータ	λ	0.33			
降伏軸力比	N/N _y	0.06			
充填高さ比	h _c /H	0.315			

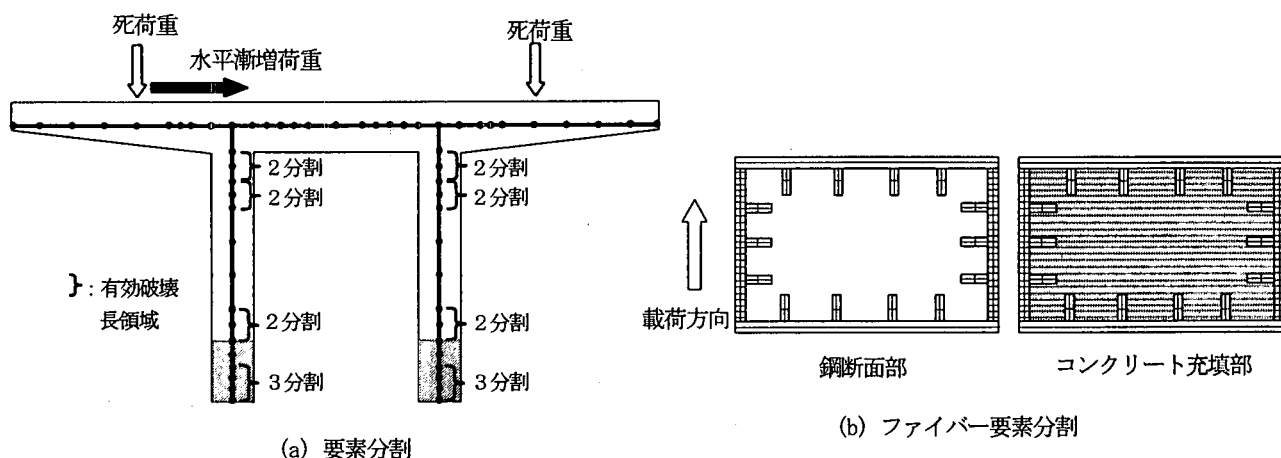
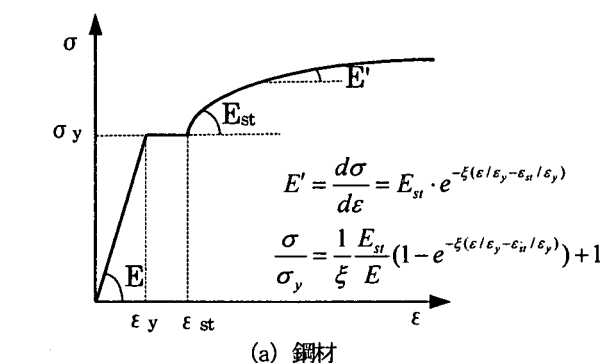
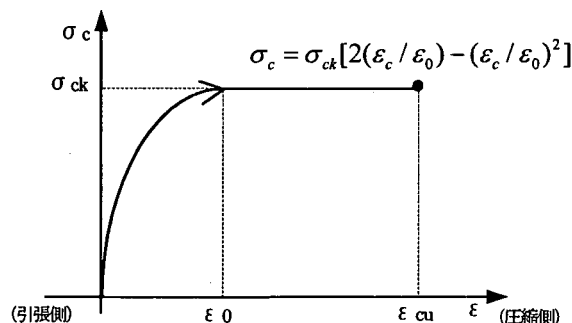


図-2 解析モデル (梁部弾性挙動)



(a) 鋼材



(b) 充填コンクリート

図-3 材料構成則

部に損傷が発生する前に梁部において損傷が発生しないよう梁部の板厚を実橋脚の1/4縮尺の板厚より厚くしている。その実験供試体の断面パラメータを表-1に示す。

2. 2 解析モデルおよび解析条件

対象ラーメン橋脚を図-2に示すようにファイバーモデルを用いてモデル化する。要素分割を同図(a)に、ファイバー要素分割を同図(b)に示す。有効破壊長領域は、少なくとも2要素以上になるように要素分割した。有効破壊長領域は、この図に示しているように柱基部、コンクリート充填直上の鋼断面部、隅角部および断面変化位置とした。コンクリートを充填した柱基部の有効破壊長 l_e は、長方形断面への適用性を改善した文献2)による式(1)で算出し、終局ひずみは1.1%としている。また、鋼断面

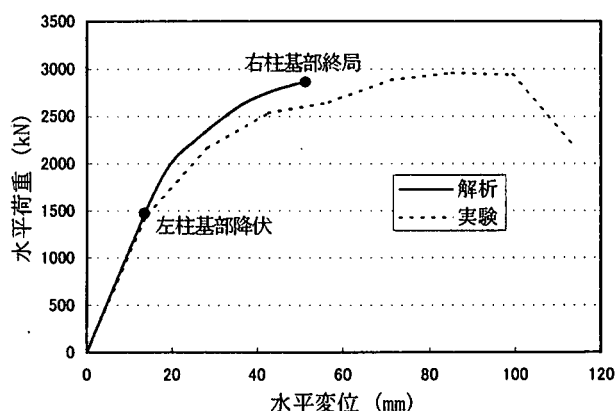


図-4 解析結果と実験結果の比較

部の限界ひずみ ϵ_u は、文献4)に基づき、軸力変動の影響が考慮できる式(2)を用いて算出した。なお、本解析では、梁部を弾性挙動として仮定しているため、梁部の有効破壊長領域は設定していない。

$$l_e = 0.7b(d/b)^{2/3} \quad (1)$$

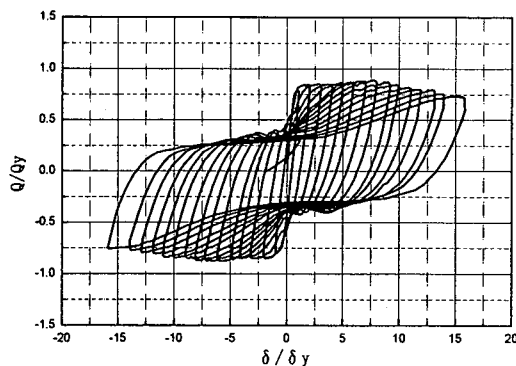
ここに、 b : フランジ幅、 d : 腹板幅

$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.8(1 - N/N_y)^{0.94}}{(R_f \cdot \lambda_s^{0.18} - 0.168)^{1.25}} + 2.78(1 - N/N_y)^{0.68} \leq 20.0 \quad (2)$$

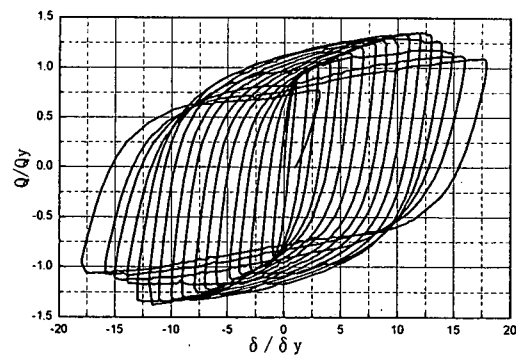
本解析は、実験結果に対する精度検証を目的としているため、解析梁理論は、せん断変形が考慮できるティモシェンコ梁理論を用いた。また、隅角部においては一次設計でよく行う剛域の設定は行わず、実剛度として評価した。鋼材と充填コンクリートの材料構成則^{5),6)}は、図-3による構成則を用いている。

2. 3 解析結果

Pushover 解析の結果、損傷過程として、まず、左柱基部の外側フランジが引張状態で最初に降伏する。次に右柱基部の外側フランジが圧縮で降伏し、さらに損傷が進み、この位置で最初に終局を迎えるに至った。解析結果の水平荷重と水平変位の関係を示すと図-4 のようになる。



(a) ケース 1



(b) ケース 2

図-5 実験結果

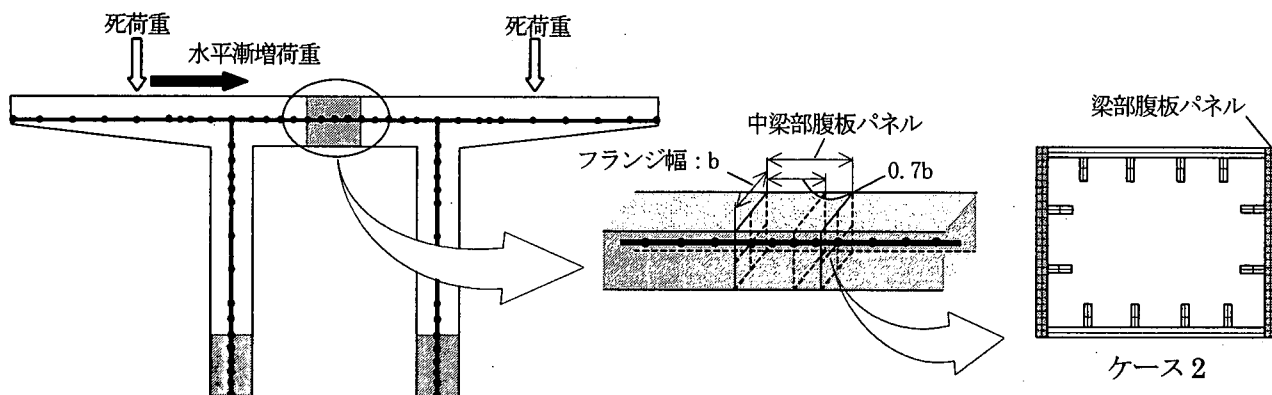


図-6 梁部せん断座屈を考慮した解析モデル

表-2 梁供試体

断面諸元		ケース 1		ケース 2	
フランジ／腹板		腹板	フランジ	腹板	フランジ
材質		SM490Y		SM490Y	
幅	b (mm)	488	625	488	625
板厚	t (mm)	6.0	6.0	6.0	6.0
縦補剛材幅	b _s (mm)	—	60	60	60
縦補剛材厚	t _s (mm)	—	6.0	6.0	6.0
圧縮縦補剛材比	γ / γ^*	—	1.58	2.36	1.58
幅厚比パラメータ	R _R	—	0.49	0.64	0.49
縦補剛材の幅厚比パラメータ	R _S	—	0.71	0.71	0.71
せん断の幅厚比パラメータ	R _{rw}	0.99	—	0.41	—

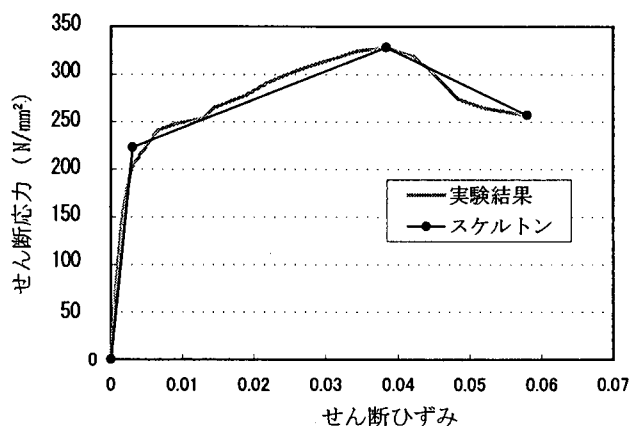


図-7 実験結果のスケルトン (ケース 2 の場合)

この図より、解析上の終局が実験結果の最大荷重点より早めに迎えているが、最大荷重値や荷重の増加傾向がほぼ実験と一致しているのがわかる。

3. 鋼製ラーメン橋脚梁部の実験および解析

鋼製ラーメン橋脚の梁部せん断変形、せん断座屈に着目する目的から、ラーメン橋脚の梁部を取り出したせん断耐力実験を実施した³⁾。実験供試体の梁部の断面パラメータを表-2に示す。ケース1は、梁部フランジの破壊ひずみによる保有水平耐力照査に基づく断面で、柱先行型の破壊モードとなるようフランジ板厚とリブを設計した断面であり、腹板はフランジと等厚としている。ケース2はその断面に腹板を補強する目的で水平補剛材を配置した断面である。実験結果を図-5に示す。この図は、

繰り返し载荷により梁部腹板パネルに発生するせん断力とせん断変位の関係である。ケース1は、繰り返しの度に座屈モードが反転し斜張力場が形成されるまで変形のみが増加して、履歴ループの形がスリップ型に近い形になりエネルギー吸収が期待できない結果となった。一方、ケース2は、腹板の補剛材間の座屈が発生するまで荷重が増加して紡錘型の履歴ループとなり、優れたエネルギー吸収性能特性を示している。

4. 梁部せん断座屈を考慮した弾塑性挙動

4. 1 梁部の解析モデル

前述した図-2の梁部を弾性とした解析モデルに対して、梁部腹板パネルのせん断座屈を評価した解析を行った。

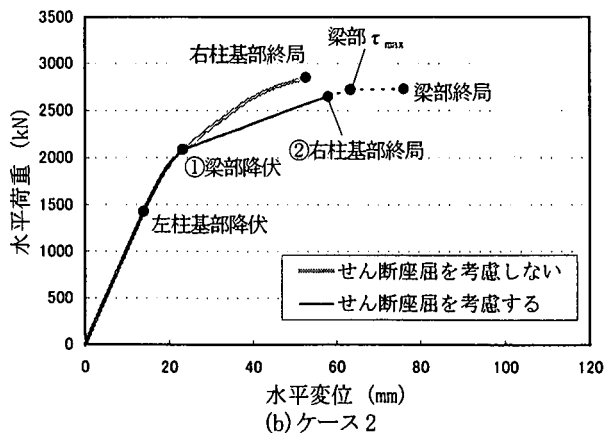
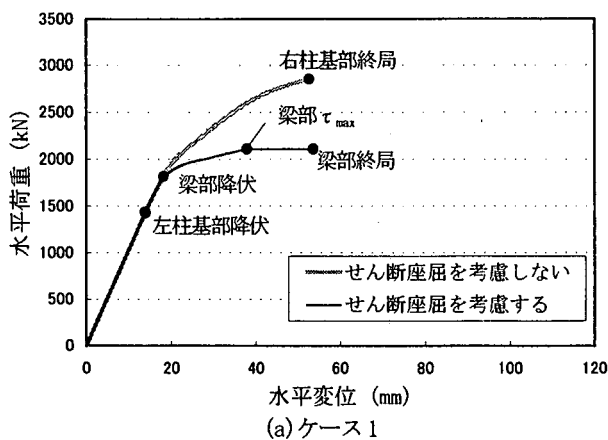


図-8 梁実験スケルトンを組み込んだ解析

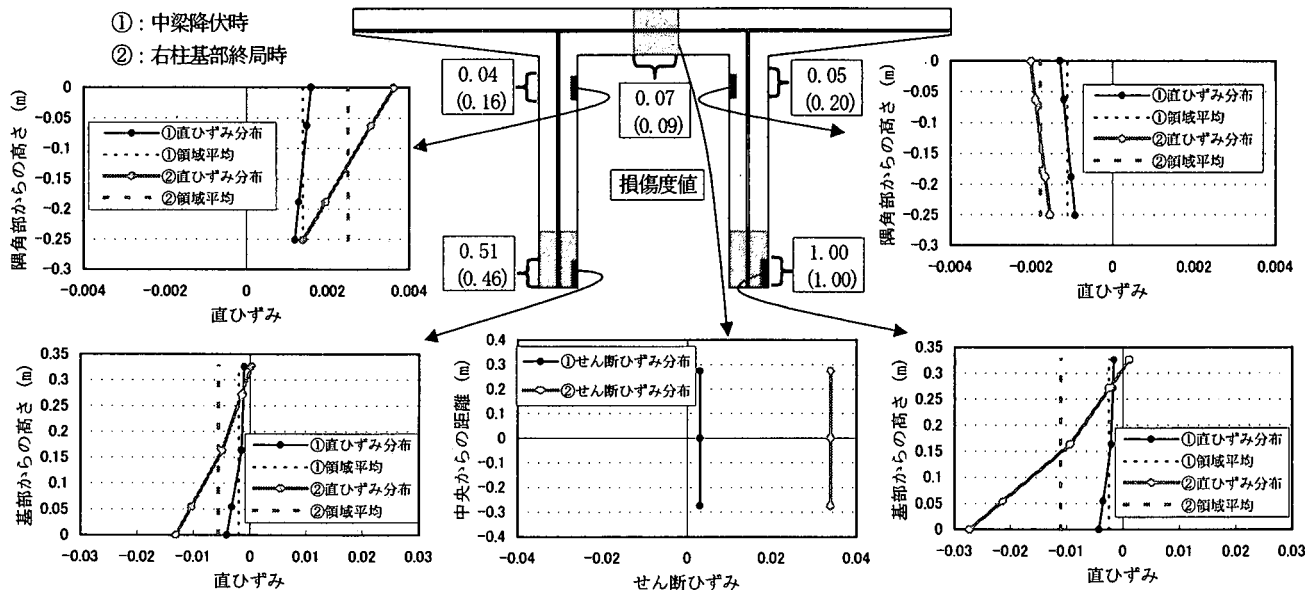


図-9 柱終局時ひずみ分布 (ケース2)

せん断座屈の考慮は、図-6、図-7に示すように、前述の実験結果から得られる非線形のせん断応力とせん断ひずみの関係を、梁部腹板パネルに与えることにより評価した。ここでは、実験結果をできるだけ正確に表現するためトリリニアモデルで近似した。梁部のフランジ側は、これまでと同様にモデル化をし、限界ひずみ式(2)による照査を行うことにした。

なお、本研究では、発生する応力状態や実務設計への適用の容易性を考慮して、降伏や終局の判定において直応力とせん断応力は連成しないものと仮定している。しかし、今後、解析精度の向上を図るためには、直応力とせん断応力の連成についても検討していく必要があると考える。

4. 2 解析結果

(1) 荷重-変位曲線

ケース1とケース2の解析結果を図-8に示す。比較のために梁部腹板パネルに前述の非線形特性を定義しない場合も合わせて示している。この図より、梁部腹板パネルの非線形性を考慮する如何により荷重-変位曲線が大きく異なることがわかる。特に、水平補剛材を設けてい

ないケース1の場合に差が大きく、梁部腹板の水平補剛材の影響が大きいことがわかる。また、破壊形態は、ケース1の場合が梁先行型であり、ケース2の場合が柱先行型となった。これらから、梁部腹板に水平補剛材を追加することで、耐震性能の大幅な向上が図れることがわかった。なお、ケース2のグラフ内の点線は、柱基部終局の後、梁部材終局までを参考として示したものであり、実際は右柱基部の座屈が進むと、そこに力が集中し荷重-変位曲線が多少異なってくると予想できる(本解析では、劣化するような状態になっても、採用した材料構成則から解析上は劣化しない)。

(2) ひずみ分布および損傷度

ケース2の図-8(b)の荷重-変位曲線において、梁部腹板パネルが降伏した位置および右柱基部が終局を迎えた位置での各有効破壊長領域のひずみ分布を示したのが、図-9である。この図から、柱の4つの有効破壊長領域内では、柱基部および隅角部に近いほど直ひずみが大きくなる傾向を示し一定でないことがわかる。ただし、この領域内での各ひずみ値は要素分割に依存するため、ここではひずみ値ではなく傾向を見るだけにする。終局に至った右柱基部の有効破壊長領域で直応力の変化が急で、

平均で終局ひずみの 1.1%に達しているのが同図内のグラフからわかる。また、柱隅角部においては、梁部腹板パネルが降伏してから終局に至るまで、ひずみの進展があまりないこともわかる。これは、梁部腹板パネルが降伏してそこに力が集中し、ラーメン構造というよりは単柱に近い状態になり、柱隅角部に曲げ荷重が増加しなくなったからである。

また、図-9 には、右柱基部が終局を迎えた位置での損傷度を示している。比較のために梁部腹板パネルに非線形特性を定義しないときの損傷度（カッコ内の値）も合わせて示している。この図から、柱隅角部の損傷度が梁部腹板パネルに非線形特性を考慮するかしないかで大きく異なることがわかる。また、梁部の損傷度は非常に小さいが、その位置でのせん断ひずみは最大せん断ひずみ（図-7 参照）近くまで大きくなっていることもわかる。これらからも、梁部腹板パネルには、せん断座屈を表現する非線形特性を考慮しなければならないといえる。

5. 腹板パネルのモデル化および 鋼製ラーメン橋脚の破壊基準

5. 1 腹板パネルのモデル化

梁部腹板パネルに対して、実務設計での使用を前提に図-10 に示すようなせん断応力とせん断ひずみの関係をせん断幅厚比パラメータ R_{tw} の関数とし、式(3)から(7)で定義することにした。なお、ここで表したのは、腹板に水平補剛材がある場合のモデルである。無補剛板に対しても同様にモデル化している^{7, 9)}。

$$\tau_{\max} / \tau_y = (0.662 / R_{tw})^{0.333} \quad (3)$$

$$\tau_y' / \tau_y = (0.336 / R_{tw})^{0.43} \quad (4)$$

$$K2 / K1 = 0.183 \cdot R_{tw}^{2.29} \quad (5)$$

$$K3 / K1 = 1/42 \quad (6)$$

$$K1 = G \quad (7)$$

ここに R_{tw} : せん断幅厚比パラメータ τ_y : 降伏せん断応力

G : せん断弾性係数

これらの式は、公社が実施した実験結果と名古屋大学の FEM 解析による研究成果⁸⁾をもとに、次のようにして求めた。

- ・式(3)の最大せん断応力 $\tau_{\max}$ は、文献 8) で提案されている式である。
- ・式(4)、(5)においては、その $\tau_{\max}$ に対応する $\gamma_{\max}$ を文献 8) の FEM 解析結果から算出し、この点 $(\tau_{\max}, \gamma_{\max})$

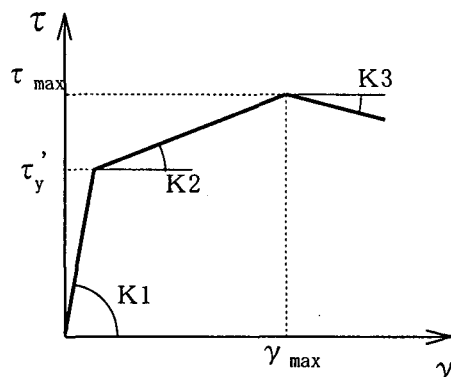


図-10 せん断応力-せん断ひずみ関係

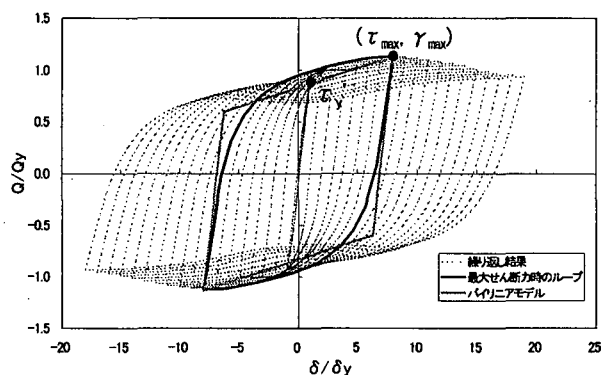


図-11 パラメータ $(\tau_y', K2)$ の算出

と既値 $K1 (=G)$ からなるバイリニアモデルで囲まれた面積と、FEM 解析結果の $\tau_{\max}$ までの履歴吸収エネルギー（面積）が一致するように τ_y' と $K2/K1$ を求めた（図-11 参照）。

- ・式(6)の $K3/K1$ は、公社が実験を行った 3 供試体³⁾のなかでもっとも劣化勾配が大きい値をそのまま用いたものである。

5. 2 鋼製ラーメン橋脚の終局判定

静定構造である単柱橋脚においては、コンクリート充填基部または中空鋼フランジ断面部の有効破壊長領域が破壊基準に達したときに橋脚全体が終局限界になる。不静定構造であるラーメン橋脚も同様に有効破壊長領域が破壊基準に達したときを終局限界とするが、いくつか存在する有効破壊長領域の中でいずれか一箇所が破壊基準に達した状態を橋脚全体の終局状態とみなすことにした。

一般にラーメン構造は、部材の一部が初降伏しても不静定構造であるため力が再分配され、単柱に比べ荷重は増大していく。荷重を増大させ 1 つの有効破壊長領域が破壊基準に達したときは、まだ、ラーメンは崩壊メカニズムを形成しておらず、荷重を増加させることができる。最終的に不静定次数が零になると、ラーメンは不安定になり荷重が低下していく。最初の有効破壊長領域が終局状態に達した状態をラーメン橋脚の終局状態と定義するのは、安全側になるが、①局部座屈による強度劣化を考慮する解析は、まだ高度であり実務設計には適さないことと、②変形が進むと、最初に終局点に達した箇所

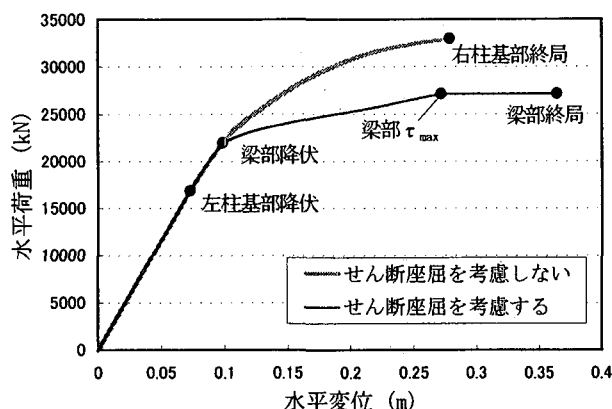


図-12 実橋脚の解析結果

局部座屈による変形が集中し、強度と変形能の大きな上昇は望めないことから、このように定めることにした。

梁部腹板パネルの終局判定は、最大せん断応力から2割低下した時点とした。これは、梁部のせん断特性として比較的早期に最大せん断応力に達すること、その後も安定した変形性能を示すことから、前述した実験結果から、変形性能が安定している範囲で定めた。また、有効破壊長領域の鋼フランジが破壊基準に達する前に梁部腹板パネルがこの終局状態に達した場合も橋脚全体の終局と判定することとした。

6. 実橋脚での評価

解析上のせん断座屈の影響を確認するため、前述した公社の標準的な鋼製ラーメン橋脚の中で、梁部が比較的せん断座屈し易い橋脚（実橋サイズ、せん断幅厚比パラメータ 0.5 程度）を対象にして、梁部のせん断座屈を考慮した Pushover 解析を行った。その結果を図-12 に示す。比較のために、梁部のせん断座屈を考慮しない場合の結果も示している。この図より、梁部のせん断座屈を考慮すると最大耐荷力が2割程度低下するのがわかる。また破壊形態は、梁先行型となった。

前述の実験サイズの解析結果より、最大耐荷力が低下する度合いが大きいのは、ここで使用した推定式から算出される最大耐荷力が前述の実験結果より低く安全側に評価しているためである。

7. まとめ

本研究では、梁部腹板パネルの非線形特性の検討を行い、実験サイズでのラーメン橋脚全体の面内方向に対して破壊に至るまでの損傷過程を確認し、提案した梁部腹板パネルの非線形モデルを用いて、実橋脚への適用を試みた。本研究で得られた知見をまとめると以下の通りである。

(1) 梁部腹板パネルに非線形特性を考慮すると、梁を弾

性と仮定したものと比較して最大耐荷力が低下する。このため、面内方向に耐震性能上余裕のある橋脚では、基礎、アンカー部の合理的な設計につながる。

- (2) 梁部腹板パネルの非線形特性の評価および終局判定の有無により、破壊形態が異なった結果となるケースがある。
- (3) 梁部腹板に水平補剛材を設けることで、梁部のせん断座屈に対する梁耐震性能が大幅に向上する。
- (4) 本研究で提案した腹板パネルのモデル化（せん断応力-せん断ひずみ関係）を用いて、実際のラーメン橋脚に適用した結果、実験サイズの解析結果と傾向は変わらず、梁に対しては安全側の評価となる。

参考文献

- 1) 前野裕文, 森下宣明, 青木徹彦, 鈴木森晶, 梅田聡, 三輪恭久: コンクリートを柱基部に部分充填した鋼製ラーメン橋脚の耐荷力実験, 構造工学論文集, Vol. 47A, pp801-808, 2001 年 3 月。
- 2) 前野裕文, 森下宣明, 葛漢彬, 青木徹彦, 高野光史, 吉光友雄: コンクリートを柱基部に部分充填した長方形断面鋼製橋脚の耐震照査法, 構造工学論文集, Vol. 48A, pp667-674, 2002 年 3 月。
- 3) 森下宣明, 前野裕文, 岡本隆, 中村信秀, 青木徹彦, 宇佐美勉: 鋼製箱型断面はりのせん断耐荷力実験, 第4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, pp171-176, 2001。
- 4) Zheng, Y., Usami, T., and Ge, H. B. (2000): Ductility of thin-walled steel box stub-columns, J. struct. Engrg., ASCE, Vol. 126 (11), pp. 1312-1311.
- 5) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会, 耐震設計研究 WG: 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 1996. 7.
- 6) (社)日本鋼構造協会・次世代土木鋼構造研究特別委員会・鋼橋の耐震設計小委員会: 鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化, 2000. 4.
- 7) 森下宣明, 前野裕文, 中村信秀, 高野光史, 宇佐美勉: 鋼製ラーメン橋脚の梁部せん断座屈を考慮した終局判定, 土木学会第57回年次学術講演, pp. 1321-1322, 2002. 9.
- 8) 葛西昭, 渡辺智彦, 天野麻衣, 宇佐美勉: 繰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. 3.
- 9) 名古屋高速道路公社工務部: コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の耐震性能照査要領 (案), 2002. 6.