

第3編 照 查 法

照 査 法

ヤマト設計株式会社
企画開発部 野中 哲也

要 旨

平成14年3月に道路橋示方書が改定され、性能規定を基軸とした内容に書き改められた。V耐震設計編においても、目標とする性能（耐震性能）ならびに橋の重要度に応じて設計時に設定すべき性能（要求性能）が明記されるなど、内容が変更されている。今後、鋼道路橋の耐震照査を行っていく上で、この性能設計に基づく照査法（性能照査型設計法）が重要になってくる。

本講座では、日本鋼構造協会に設置された「鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会」の成果報告書「土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上策」を基に、性能照査型設計法の基本的な考え方と要求性能の表示方法、および鋼道路橋の耐震性能照査の一般的な手法について述べる。

1. 概要
 - 1.1 設計性能に基づく照査法の考え方
 - 1.2 照査に用いる設計地震動
 - 1.3 設計地震動に対する解析法
2. 照査法
 - 2.1 各研究機関の基本的な考え方
 - 2.2 具体的な照査の方法
 - 2.3 耐震要求性能マトリックス
 - 2.4 統合的耐震設計法
 - 2.5 推定式および検証
3. 具体例

参考文献

1. 概要

土木鋼構造物の性能照査型設計法の基本的考え方に従い、鋼道路橋の照査法について述べる。内容は、文献[JSSC, 2003]で提案されている照査法とし、道路橋示方書で規定されている照査法も対比させて含めている。

1.1 性能設計に基づく照査法の考え方

1.1.1 耐震設計のフロー

性能設計の流れ[JSSC, 2001]に基づいて、耐震設計の流れを示すと図1.1.1のようになる。

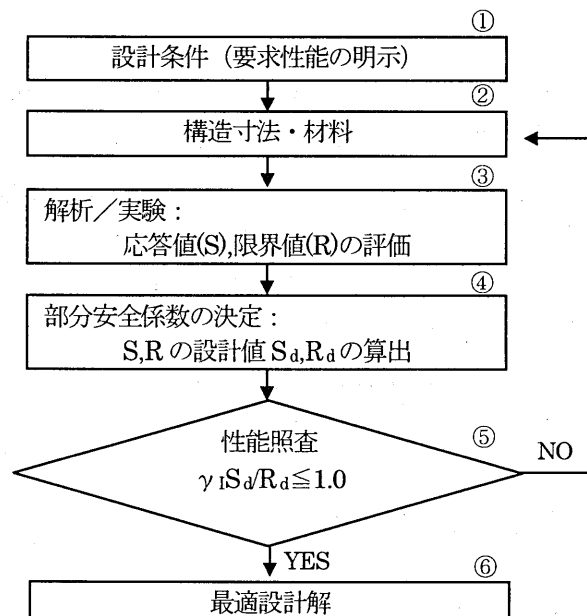


図 1.1.1 性能設計に基づく耐震設計の流れ

項目①: 設計条件として、まず従来の設計と同様な条件、およびライフサイクルを考慮するための条件などを明確にするが、構造物の重要度(2.3.1 参照)に応じて構造物に付与すべき要求性能を、耐震要求性能マトリックス(図 2.3.1 参照)から選定しなければならない。

項目②: 構造物の寸法、材料などを与える。耐震解析のように、必要ならば非弾性域での構成則(応力-ひずみ関係)を与える。

項目③: 構造物の応答値 S (断面力、変位など) およびそれに対応する限界値 R (構造物が保有する性能で、終局耐力、終局変位など) の解析(動的解析、pushover 解析など)/実験方法を選択し、 S と R を求める。

項目④: S 、 R より部分安全係数を考慮してそれぞれの設計値 S_d 、 R_d を算定する。なお、本講座では部分安全係数について説明を省略している。

項目⑤: S_d 、 R_d を比較することにより性能照査を行う。

項目⑥: 設計解の中から最適設計解を選択する。

1.1.2 要求性能の表現方法

(1)基本性能

耐震設計に直接関係する基本性能は、次の2つである。

- a)安全性 ・ ・ ・ ・ ・ 構造安全性
- b)使用性 ・ ・ ・ ・ ・ 地震後の使用性 (機能保持性, 復旧性)

地震後の使用性は、地震発生後の構造物の使用状況を規定するもので、橋の機能がどの程度保持されているか、または復旧までにどの程度の期間を必要とするか問題になる。

(2)限界状態

限界状態は、基本性能のそれぞれに対して想定される限界の状態である。これを明確にすることにより、限界状態設計法に基づく照査が可能となる。限界状態は、**終局限界状態**と**使用限界状態**に大別され[ISO2394, 1998], それぞれの内容を列挙すると以下ようになる。

a)終局限界状態

構造物の耐荷性能 (耐久性を含む) あるいは変形性能に関連する限界状態で、耐震設計に関連する内容は以下のようである。

- ・ 剛体的安定限界 (構造物全体あるいは一部の剛体的不安定: 例一転倒)
- ・ 破壊限界 (構造物の破壊・破断: 例一ボルトの破断)
- ・ 降伏限界 (断面の降伏: 例一降伏軸力, 降伏モーメント)
- ・ 変形限界 (構造物の過度の変形: 例一地震時の橋脚の崩壊)
- ・ 変位限界 (構造物の過度の変位: 例一桁かかり長を越えた桁の変位)
- ・ 塑性崩壊限界 (塑性メカニズムの形成: 例一ラーメンの塑性崩壊)
- ・ 座屈限界 (構造物全体あるいは一部の座屈崩壊: 例一柱の座屈, はりの横ねじれ座屈, アーチの面外座屈)
- ・ 疲労限界 (繰り返し荷重による疲労破壊)

b)使用限界状態

通常の使用に関連する限界状態で、耐震に関連する内容は以下のようである。

- ・ 損傷限界 (損傷によりそのままの使用が不適当: 例一地震後の橋脚の使用性喪失)

1.2 照査に用いる設計地震動

1.2.1 レベル1地震動

我が国における現行設計規準では、レベル1地震動に対しては許容応力度設計が行われ、構造物は概ね無損傷状態即ち弾性状態に留まることが要求される。従って、この荷重に対する基本性能としての構造安全性は、降伏限界と座屈限界である。ただし、基礎に関しては、道路橋示方書・IV下部構造編[日本道路協会,2002a]に示されている、

- 1) 基礎は支持・転倒・滑動に対して安定でなければならない
- 2) 基礎の変位量は、許容変位量を超えてはならない

に基づき、剛体的安定限界、および変位限界という2つの限界状態が設けられている。後者における許容変位量は、上部構造に有害な影響を及ぼさないための許容変位量と、基礎に降伏を起こさせないための許容変位量があ

り、いずれも経験的に値が定められている。

1.2.2 レベル2地震動

レベル2地震動に対しては、構造物の終局状態を考慮した終局限界状態（構造安全性に対する限界状態で、変形、降伏、座屈、疲労、変位限界）が設定される。それとは別に、地震後の機能の保持および復旧性を考慮した使用限界状態（地震後の使用性に対する限界状態で、損傷限界）が設定される。

多くの橋梁構造物に対する設計示方書では、塑性変形によるエネルギー吸収を期待する部材（エネルギー吸収部材・部品）は、橋脚、免震支承、制震ダンパーのみであり、他の部材は、基本的には、ほぼ弾性領域にとどまるように規定されている（非エネルギー吸収部材・部品）。

平成8年度版の道路橋示方書の耐震設計では、上部構造に対する塑性変形は許されていなかった。しかし、平成14年度版では、鋼上部構造（主桁、アーチリブ、斜張橋主塔等）に対して、その力学的特性が十分検討され、妥当性が実験等によって検証されている場合には塑性変形を考慮してもよいとしている。即ち、上部構造の損傷制御設計への道が開かれたことになる。ただし、塑性変形といっても、いわゆる「副次的な塑性化」で、エネルギー吸収はあくまでも上記のエネルギー吸収部材・部品で図り、上部構造には部分的に塑性域まで達することを許容するという意味である。文献[JSSC,2003]では、このような副次的な塑性化を許容する立場を取り、その照査方法(地震後の使用性照査)が示されている。

1.3 設計地震動に対する解析法

1.3.1 レベル1地震動

レベル1地震動に対しては、前述したように応答値が弾性範囲でなければならない。道路橋示方書でも、レベル1地震動に対しては、許容応力度以下にしなければならないとされている。このときの耐震計算法は、鋼製橋脚においては、静的照査法すなわち震度法で十分である。解析法としては、静的弾性（線形）解析となる。

1.3.2 レベル2地震動

レベル2地震動に対しては、応答値が弾性範囲を超えて、部材が塑性化する。そのため、この塑性化が考慮できる解析法を選択しなければならない。通常は、鋼道路橋に対して、材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した複合非線形解析となる。要素として梁要素を使用し、ファイバーモデルによるモデル化を行い、Pushover解析と動的解析を行うことになる。

2. 照査法

2.1 各研究機関の基本的な考え方

2.1.1 実施されている照査法の分類

現在、鋼道路橋に対しては、次の3つの照査法に分類することができる。

- ①JSSC から提案されている照査法（以下、「JSSC 方式」）
- ②道路橋示方書が規定している照査法（以下、「道示方式」）
- ③各公団公社が独自に規定している照査法

鋼道路橋の耐震検討において現時点では、①かまたは②が使われることが多い。特に、鋼製橋脚ではその傾向が強く、名古屋高速道路公社、福岡北九州高速道路公社、広島高速道路公社、新設に限れば日本道路公団や阪神高速道路公団等が①を、国土交通省、地方自治体が②を採用する傾向となっている。

2.1.2 設計思想の違い

(1) 断面パラメータ

変形性能に優れた鋼製橋脚の断面に対する考え方が、JSSC 方式と道示方式では異なり、断面パラメータの制限値に差がでている。特に、縦補剛材剛比については、次のように異なっている。

(縦補剛材剛比/最適剛比 γ/γ^* の制限値)

JSSC 方式: $\gamma/\gamma^* \geq 3.0$

道示方式: $\gamma/\gamma^* \geq 1.0$

このように、JSSC 方式では、道示方式に比べ、補剛材のサイズが大きくなったり、ダイヤ/横リブ間隔が狭くなる傾向を示す。詳細は、文献[土木学会・JSSC,2000]を参照されたい。

(2) 充填コンクリート

JSSC 方式では、図 2.1.1 に示すように橋脚基部にコンクリートが部分充填されている。コンクリート基部だけでなくコンクリート充填直上の鋼断面部も塑性化を許し、変形性能を向上させている。また、鋼製ラーメン橋脚に対しても、最適なコンクリート充填高さを提案している。

一方、道示方式では、図 2.1.2 に示すようにコンクリートを充填しない橋脚か、柱の大部分にコンクリートを充填する橋脚を基本としている。コンクリート充填高さは、JSSC 方式と異なりコンクリート直上の鋼断面部が塑性化しないように十分にコンクリート充填高さを高くしている。

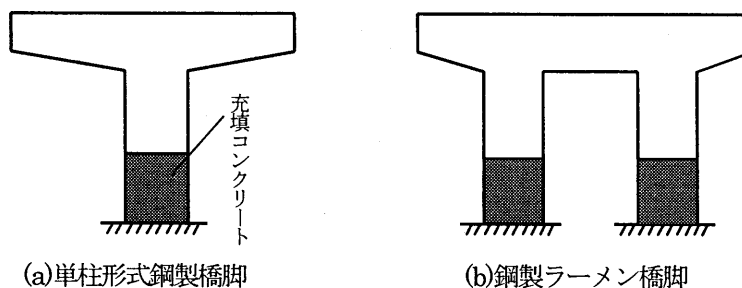


図 2.1.1 JSSC 方式の部分充填鋼製橋脚

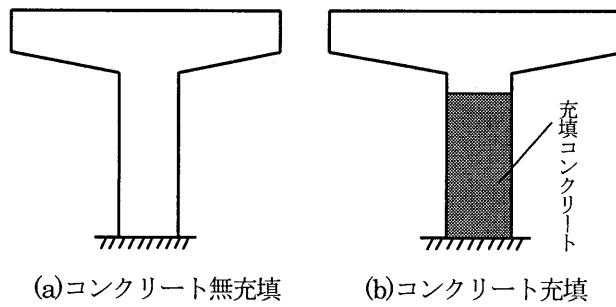


図 2.1.2 道示方式の鋼製橋脚

2.1.3 限界（許容）値の算出方法[JSSC,2003]

JSSC 方式と道示方式では、限界（許容）値を算出するための推定式が異なっている。また、この推定式の算出方法にも差がある。

JSSC 方式では、図 2.1.3 に示すように、大学を含む各研究機関で実施された繰返し載荷実験の結果および実験が精度よく再現できる FEM 解析結果から、限界ひずみの推定式を提案している。具体的には、この推定式は、鋼製橋脚柱部から危険部材セグメントとして取り出し、数多くの断面パラメータや軸力比等を変化させた FEM 解析から求めている。この FEM 解析には、実験が再現できる高精度な材料構成則（例えば、修正 2 曲面モデル）を用いている。このようにしてもとめた推定式は、断面パラメータおよび軸力の関数となり、鋼製橋脚の構造形式に制限がない。単柱形式以外の鋼製ラーメン橋脚やアーチリブ等にも適用できる。また、実験で用いた供試体の断面パラメータや軸力比だけでなく、それ以上の範囲の FEM 解析を行っているため、適応範囲が広くなり、汎用性が高くなっているといえる。JSSC 方式の限界ひずみの推定式については、表 2.5.1 を参照されたい。

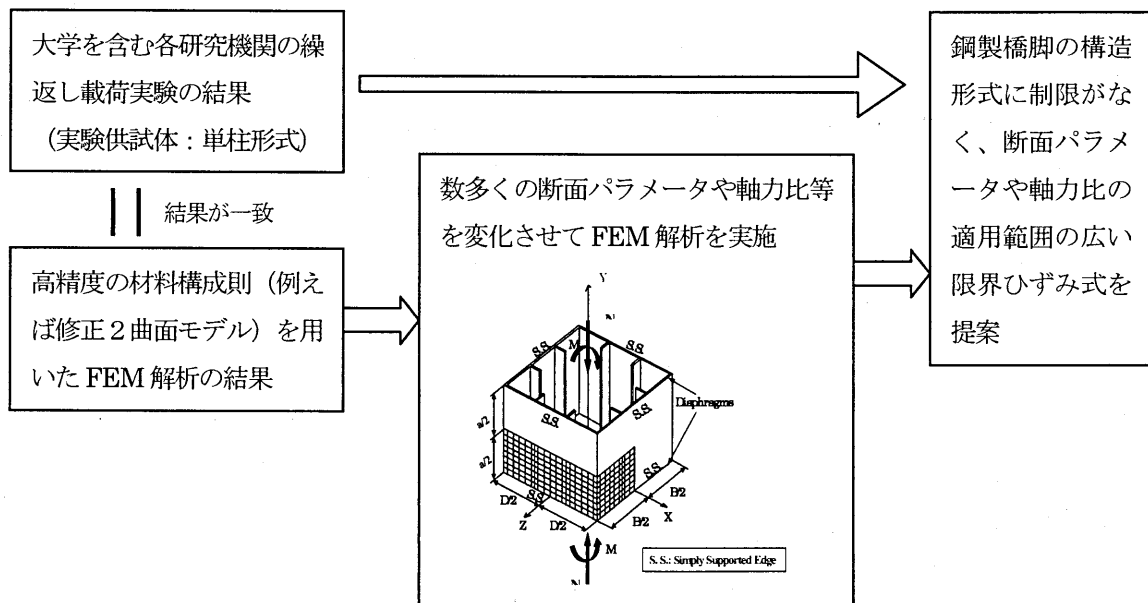


図 2.1.3 JSSC 方式の推定式の算出方法

一方、道示方式では、各機関で実施してきた数多くの実験結果を整理し、限界（許容）ひずみの推定式を算出している。具体的には、梁要素であるファイバーモデルによる解析結果と実験結果が、よい精度で最大荷重点（最大荷重とそのときの変位）で一致するように推定式を決定している。なお、JSSC方式が有効破壊長領域での限界ひずみを提案しているのに対して、道示方式では、橋脚下端の1点でひずみを評価しているという違いもある。道示方式がこのようにして推定式を求めたため、この推定式を用いた解析結果は、実験結果とよく一致し精度が高いといえる。ただし、供試体が単柱形式で断面パラメータの範囲が狭く軸力比が比較的小さい（しかし、高軸力ではないが、一般的な高架橋の単柱形式鋼製橋脚の軸力比以上）実験の結果から推定式を求めているため、構造形式が単柱形式という制限があり、JSSC方式に比べ断面パラメータの適用範囲が狭い。道示方式の限界ひずみの推定式については、表2.5.1を参照されたい。

2.1.4 解析モデル、照査法および適用の関係

JSSC方式では、解析モデルとしては、ファイバーモデルを前提にしている。そのため、軸力変動が起きる鋼製ラーメン橋脚やアーチリブにも適用できる。照査法としては、ひずみ照査法と変位照査法がある。ひずみ照査法は、適用範囲が広く汎用性があるといえる。

一方、道示方式では、現時点（将来的にはファイバーモデルになると考えられる）で、解析モデルとしてはM- Φ モデルを基本としている。このM- Φ モデルは、降伏点と終局点からなるバイリニアモデルである。なお、終局点は、前述した推定式による許容ひずみから計算できる。照査法としては、変位照査法となり、応答曲率か応答変位で照査することになる。適用範囲については、単柱形式の鋼製橋脚が中心となってしまう。

以上から、解析モデル、照査法および適用範囲についてまとめると、表2.1.1のようになる。適用範囲については、解析モデルおよび照査法に差があるため、各方式で異なってくる。

表 2.1.1 解析モデル、照査法、適用範囲の関係

各方式	解析モデル	照査法	適用				
			単柱形式 鋼製橋脚	鋼製 ラーメン橋脚	高架橋、 ラーメン橋	アーチ橋 トラス橋	斜張橋 吊橋
JSSC方式	ファイバー モデル	ひずみ照査法 (平均応答ひずみ)	○	○	○	○	○
		変位照査法 (応答変位)	○	○	○	△	×
道示方式	M- ϕ モデル	変位照査法 (応答曲率または、 応答変位)	○	×	△	×	×

2.2 具体的な照査の方法

レベル2地震動に対する耐震照査法を、下部構造（鋼製橋脚）および上部構造（桁橋、ラーメン橋、アーチ橋、斜張橋、吊橋）を対象にして述べる。なお、ここでは安全係数については考慮しないものとする。

構造安全性における変形性能に対する照査は、変位またはひずみを用いて行う。一方、地震後の使用性に対応する評価性能は機能保持性および復旧性となり、残留変位、最大応答変位、あるいは最大応答ひずみによって照査される。

2.2.1 構造安全性

変位による照査は、基本モードが卓越する構造物に対して適用される。したがって、単柱式橋脚、一層のラーメン橋脚、連続橋の橋軸方向挙動などは、この方法が適用できる。免震支承を有する橋脚の場合もこの方法の適

用が可能である。さらに、2層以上の鋼製ラーメン橋脚、あるいは連続橋の橋軸直角の挙動については、ある条件(基本モードの有効質量比 ≥ 0.75)が満足されればこの方法を用いることができる[土木学会・JSSC,2000;宇佐美ら,2001]。基本モードの変形が卓越しない構造物においては、時刻ごとに種々の変形モードが現れ、最大変位を生ずる位置が時々刻々変化するため、変位による照査は適用が難しくなる。一方、ひずみによる照査は、あらゆる鋼構造物に適用可能である。

(1) 変位による照査法

限界値 R は、図 2.2.1 に示した、繰り返し荷重を受ける鋼構造物の実験あるいは高精度な FEM 解析から得られた水平荷重—水平変位関係において、水平荷重がピークを過ぎてからある程度低下した点(例えば 95%強度)での変位 δ_u (終局変位) を想定終局点とするのが、安全性および経済性などの観点から合理的である[宇佐美ら,2001]。

最大強度あるいは 95%強度点を終局状態と設定したときのコンクリートを充填しない単柱式鋼製橋脚に対する δ_u の経験式は、補剛および無補剛箱形断面、パイプ断面に対して文献[土木学会・JSSC,2000]にまとめられている。コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚あるいはラーメン橋脚などに対する終局変位 δ_u の算定は、Pushover 解析(上部構造などの自重を一定に保ったまま、地震慣性力に相当する水平力を単調に増大させる、静的複合非線形解析)によって行うが、多自由度系の場合は等価 1 自由度系モデルを作成するなど特別な工夫が必要である[宇佐美ら,1999;土木学会・JSSC,2000;宇佐美ら,2001]。

Pushover 解析は、実用上、局部座屈を無視した、はり要素を用いて行われるため、終局点(図 3.2.1)を決めるために破壊基準を導入する必要がある。文献[土木学会・JSSC, 2000]には、部材の長さ方向に設定した有効破壊長領域(箱形断面の場合は、 $\min(0.7b,a)$ 。ここに、 b =フランジ幅、 a =ダイアフラム間)での圧縮側の最外縁での平均圧縮ひずみ ϵ_a の最大値 $\epsilon_a)_{max}$ が、別途定めた終局圧縮ひずみ ϵ_u に達したときに構造物は終局状態に達するという手法が紹介されている(図 2.2.2)。即ち、構造物の一領域が終局状態に達した時に構造物は終局を迎えると仮定している。有効破壊長領域は局部座屈のモード長にほぼ等しい長さを取る。また、ラーメン橋脚などでは、はりの腹板に非常に薄い板が用いられる場合があり、腹板のせん断変形 γ_{max} が終局変位 γ_u に達する可能性がある[森下(宣)ら,2002;奥村ら,2002,葛西ら,2002]。その場合には、柱に設定した、有効破壊長領域長の平均圧縮ひずみ、あるいは、はりに設定した、ダイアフラム間の平均せん断ひずみのどちらか早く、それぞれの終局ひずみに達した時に対応する橋脚の変位が終局変位 δ_u となる。

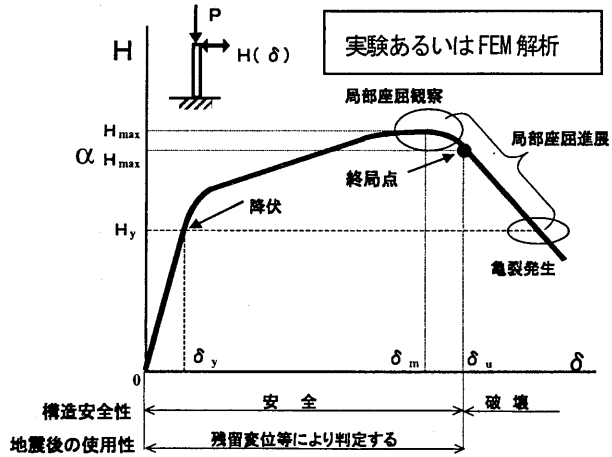


図 2.2.1 繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚の水平荷重—水平変位履歴曲線の包絡線

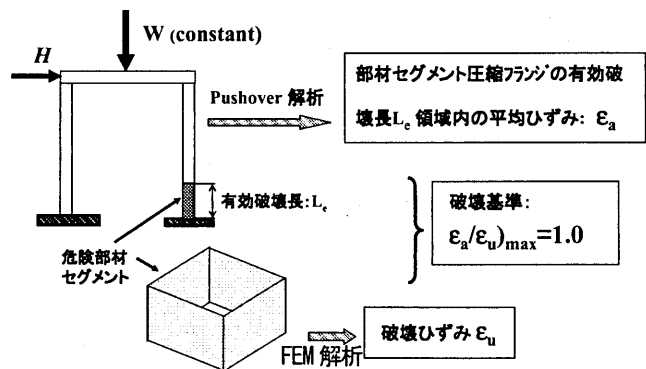


図 2.2.2 Pushover 解析により終局点を求める概念図

領域が終局状態に達した時に構造物は終局を迎えると仮定している。有効破壊長領域は局部座屈のモード長にほぼ等しい長さを取る。また、ラーメン橋脚などでは、はりの腹板に非常に薄い板が用いられる場合があり、腹板のせん断変形 γ_{max} が終局変位 γ_u に達する可能性がある[森下(宣)ら,2002;奥村ら,2002,葛西ら,2002]。その場合には、柱に設定した、有効破壊長領域長の平均圧縮ひずみ、あるいは、はりに設定した、ダイアフラム間の平均せん断ひずみのどちらか早く、それぞれの終局ひずみに達した時に対応する橋脚の変位が終局変位 δ_u となる。

応答値 S は、弾塑性時刻歴応答解析によって求められた最大応答変位 δ_{max} である。 δ_{max} は、(1) δ_u の経験式が既知の単柱式鋼製橋脚の場合には、それを基に作成した Bilinear 移動硬化則の復元力特性を用いた時刻歴応答解析を実施する、(2) Pushover 解析によって得られる水平荷重—水平変位関係から Bilinear または Trilinear 移動硬化則の復元力特性を用いて、1 自由度系構造物に対する時刻歴応答解析を実施する[土木学会・JSSC,2000; 宇佐美ら,2001]、あるいは(3)与えられた構造物から直接、時刻歴応答解析を行って算定される。その際、構造物の基部は、ばね支持されたものとして解析されるが、最大応答変位 δ_{max} は橋脚基部に相対的な橋脚頂部の最大水平変位であることに注意する。なお、簡便法としては、弾性応答変位からエネルギー—変位一定則、変位一定則などの経験則、あるいは所要降伏震度スペクトルにより推定することも可能であるが、一般に精度が劣る。

(2) ひずみによる照査法

この方法においては、はり要素を用いて与えられた構造物の時刻歴応答解析を実施し、最も危険な(最大応答ひずみが最大の)部材セグメント(CMS-critical member segment)に設定した有効破壊長領域での平均圧縮ひずみの時刻歴 $\epsilon_a(t)$ を算定して応答値 S とし、それと前述の終局圧縮ひずみ ϵ_u を限界値 R として照査を行う方法である。図 2.2.3 にこの方法のイメージ図を示す。なお、前述のように、腹板がせん断変形により終局状態に達する恐れがあるときはその照査も行う必要がある[Chusilp,P.ら,2002]。この方法は汎用性のある方法であり、その妥当性は単純な構造物(単柱式橋脚および一層ラーメン橋脚)に対して検証されている[森下(邦)ら,2002a; 森下(邦)ら,2002b]。

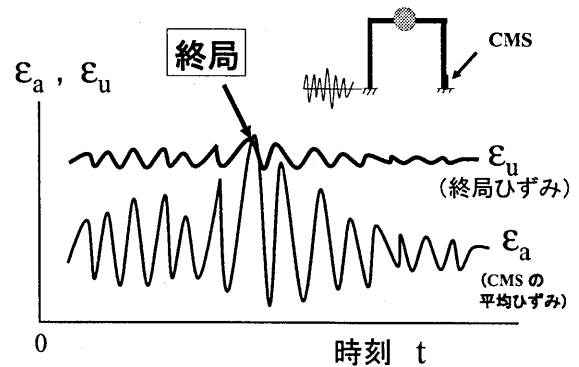


図 2.2.3 ひずみによる照査法のイメージ図

ひずみによる照査法をアーチ橋に適用した例として文献[巢山ら, 2000; Nonaka et al. 2001; 河野ら,2003; 野中ら,2003]がある。本講座のアーチ橋に対する安全性照査もこの方法によっている。

2.2.2 地震後の使用性

(1) 変位による照査法

地震後の使用性照査は、橋脚に対しては地震後に残留する変位 δ_R と構造物の重要度なびに想定地震動によって決められる残留変位制限値 δ_{lim} によって行うのが分かりやすいであろう。文献[土木学会・JSSC,2000]には、損傷度に応じた残留変位制限値が与えられている。

変位は最大応答変位と相関関係がある[土木学会・JSSC, 2000]ので、残留変位で照査する代わりに、最大応答変位 δ_{max} によって照査することも可能である。この考えは、鉄道構造物等設計標準[鉄道総研,1999]に見られる。文献[土木学会・JSSC,2000]には、過去のハイブリッド地震応答実験結果から求められた最大応答変位と残留変位の関係式が次のように導かれている(図 2.2.4 参照)。

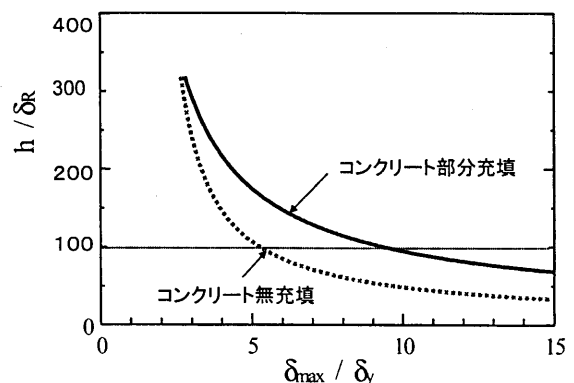


図 2.2.4 残留変位と最大応答変位の関係

コンクリート無充填柱

$$\frac{\delta_R}{h} = \frac{1}{200} \left(\frac{\delta_{max}}{\delta_y} \right)^{0.75} - \frac{3}{400} \quad (\text{標準偏差 } S=0.00339) \quad (2.2.1)$$

コンクリート部分充填柱

$$\frac{\delta_R}{h} = \frac{1}{400} \left(\frac{\delta_{max}}{\delta_y} \right)^{0.7} - \frac{1}{500} \quad (S=0.00303) \quad (2.2.2)$$

(2) ひずみによる照査法

一般の構造物に対しては、構造安全性と同様、ひずみによる照査が適用できれば便利である。しかし、ひずみは部材・部品の局所的な損傷度に関係する量で、構造物全体の損傷度と関連づけることは困難さを伴う。

Caltrans[Duan et al.,2000]では、最大応答ひずみ ϵ_{max} によって構造物全体の損傷レベルを算定する方法が採用されている。その際用いられる最大応答ひずみ制限値は $\epsilon_{max,lim}$ は、算定する方法が採用損傷レベルに応じて与えられている[Duan et al.,2000]。これらの数値の算定根拠は不明であるが、参考になる資料である。

2.3 耐震要求性能マトリックス

2.3.1 提案耐震要求性能マトリックス

耐震要求性能マトリックスは、構造物の重要度および地震外力に応じて、構造物に付与すべき耐震性能を設計者が選択する時に必要となるチャートである。図2.3.1は、文献[土木学会・JSSC,2000; JSSC,2001]で提案された耐震要求性能マトリックスをその後の知見および提案[日本道路協会,2002; 土木学会,2003]を基に再検討して修正したものである。

構造物に付与すべき耐震性能は、基本性能としての「構造安全性」と「地震後の使用性」によって区分される4つの水準(耐震性能1~4)を考える。

構造安全性は、「安全」と「破壊」の2段階であ

り、後述のように種々の方法によって照査される。安全と破壊を分けるのは構造物の終局点で、鋼製橋脚に対しては、図2.2.1に示したようなイメージになる。終局点を規定する α 値は、設計示方書で想定する終局状態によって決められるもので、例えば0.95などが用いられる[土木学会・JSSC,2000]。4つの耐震性能水準を満たすための最低限の要件は、まず構造安全性を満足する(即ち、「安全」である)ことである。

一方、「地震後の使用性」は、「構造安全性」を満たすように設計された構造物にグレードを付けるための規程であり、耐震性能の各水準に対して、4段階の損傷度(無、小、中、大)を考える。各損傷度の具体的な内容は、「機能保持性」と「復旧性」に分けて、後述する表2.3.2に示されている。補修可能な損傷は「小損傷」ま

耐震性能水準	耐震性能1	耐震性能2	耐震性能3	耐震性能4		
	地震動	[構造安全性]		[地震後の使用性]		
	安全	破壊	無損傷	小損傷	中損傷	大損傷
レベル1	□ △ ○	容認不可				
レベル2		○	△	□		

○—○ 最重要構造物 △—△ 重要構造物 □—□ 普通構造物

図2.3.1 提案耐震要求性能マトリックス

で、「中損傷」以上となると補強が必要となり、復旧までに長期間を要することになる。これらをどのような指標によって区分するかは対象とする部材・部品に対して個別に決められるべきものであり、次節で詳しく述べる。

想定する地震動は、2段階の地震動(レベル1およびレベル2)であり、現行の道路橋示方書・V耐震設計編[日本道路協会,2002b]に規定されている設計地震動と同一である。構造物は、最重要、重要、普通の3段階に分けられ、それぞれの構造物に対して、耐震性能水準が図2.3.1の耐震性能マトリックスから選択される。

例えば、大地震(レベル2地震動)に対しては、構造物の重要度に応じて次のような性能が要求される。

最重要構造物においてはたとえ損傷が生じても、機能は部分的に限定されるものの、普通車両を通しながらごく短期間で修復可能な損傷(小損傷)のみ許容される。代替え橋梁のない主要幹線道路に建設される高架橋などがその例である。

重要構造物においては、最低限の機能は維持されるが復旧に相当な期間を要する損傷(中損傷)が許容される。

また、災害復旧用の緊急車両は地震後直ちに通行させることができるが、普通車両の通行には相当な補修期間を要する。災害復旧時に緊急資材の輸送に重要な役目を果たす橋梁がその例である。

普通構造物においては大地震によって破壊はしないが構造物の機能は失われ、再使用のためには補強が必要とされる(大損傷)。

2.3.2 道路橋示方書との比較

現行道路橋示方書[日本道路協会,2002b]では、橋の重要度は2種類(A,B)に分けられ、目標とする耐震性能は3種類(耐震性能1~3)考えられている(表2.3.1)。これを要求性能マトリックスで表したものが図2.3.2である。鋼製橋脚の場合、目標とする耐震性能は、表中の照査式が満足されれば達成されるとしている。図2.3.1と図2.3.2を比較すると、提案耐震要求性能マトリックスには、最重要構造物が追加され、そのレベル2地震動に対する水準として小損傷のみを許容する耐震性能2が規定されていることが道路橋示方書と異なる。即ち、文献[JSSC,2003]の案では、道路橋示方書の耐震性能1と耐震性能2の間に、軽微な損傷(塑性変形)を許容する性能水準を設けたことである。具体的な内容は後述するが、例えば主構造部材に $2\epsilon_y$ 程度のひずみを許容することである。従来はレベル2のような大地震に対してこのような軽微な損傷に収める設計は経済性の観点等から難しいと考えられてきたが、制震ダンパーを構造物内に設置し、主構造部材の損傷を制御する、いわゆる「損傷制御設計」の考え方の導入により、このような設計も可能に成りつつある。

表 2.3.1 目標とする橋の耐震性能 [道路橋示方書, 2002]

設計地震動		A種の橋(普通)	B種の橋(重要)
レベル1地震動		地震によって橋としての健全性を損なわない性能(耐震性能1)	
レベル2地震動	タイプI	地震による損傷が橋として致命的とならない性能(耐震性能3)	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に行い得る性能(耐震性能2)
	タイプII		

耐震性能 水準 地震動	耐震性能1	耐震性能2	耐震性能3
	無損傷	限定的損傷 $\delta_{max} \leq \delta_u$ $\delta_R \leq h/100$	致命的損傷防止 $\delta_{max} \leq \delta_u$
レベル1		容認不可	
レベル2			

○—○ 重要橋梁 (B種の橋) □—□ 普通橋梁 (A種の橋)

図 2.3.2 耐震要求性能マトリックス[道路橋示方書, 2002]

表 2.3.2 文献[JSSC, 2003], 道路橋示方書[2002]の耐震性能水準の比較

		耐震性能水準			
文献[JSSC,2003]		耐震性能1	耐震性能2	耐震性能3	耐震性能4
道路橋示方書[2002]		耐震性能1	—	耐震性能2	耐震性能3
構造安全性		安全	安全	安全	安全
地震後の 使用性	損傷度	無損傷	小損傷	中損傷	大損傷
	機能 保持性	常時機能保持(目 視点検後, 即通行 可能)	一部分機能限定 (主構造部材の損傷軽 微, 補修しながら普通車 量が通行可能)	大部分機能限定 (主構造部材にも損傷, 荷 重制限があり緊急車両の み通行可能)	機能喪失 (普通車両 通行不可能)
	復旧性	補修・補強不要	復旧が短期間で可能 (補修のみで復旧可能)	復旧に長期間が必要 (復旧のためには補強を 必要とする)	復旧不可能 (撤去・立替が 必要. または, それ と同程度の復旧期 間が必要)

まとめとして, 文献[JSSC,2003], 道路橋示方書[2002], の耐震性能水準を比較したものを表 2.3.2 に示す. 網掛けの部分が, 文献[JSSC,2003]の提案が, 道路橋示方書と相違する点である.

2.4 統合的耐震設計法

2.4.1 照査の方法

各機関での提案を踏まえて作成した鋼構造物の統合的耐震設計法について述べる.

この設計法の基本的な考えは, 文献[土木学会,2003]と同様に, 部材・部品の健全度の積み上げにより構造物全体の耐震性能が確保できるとしたことである. そのために必要とされる部材・部品の健全度水準, ならびに部材の健全度照査法の試案を表 2.4.1 および表 2.4.2 に示し, 健全度水準のイメージを図 2.4.1 に示す.

1) 表 2.4.2 の変位照査法における地震後の使用性は、残留変位によって照査する。ただし、残留変位を動的解析により直接算定することは難しいことから、鋼製橋脚あるいはコンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚に対しては、式(2.2.1)あるいは(2.2.2)により最大応答変位から算定するのがよい。当該照査式の2段目は、そのようにして求められた最大応答変位制限値に多少の余裕を持たせた照査式を表す。

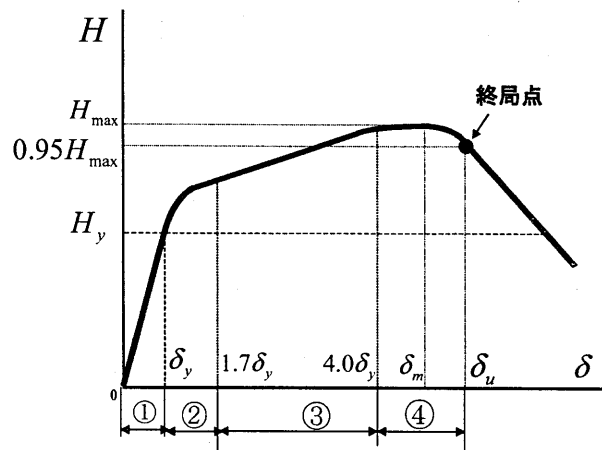


図 2.4.1 部材の健全度①～④のイメージ

2) 表 2.4.2 において、変位照査法とひずみ照査法はどちらかが選択される。変位による照査は構造物全体の耐震性能と直接繋がりが

があるため分かりやすいが、前述のように、適用に限界がある。一方、ひずみによる照査法には汎用性はあるが、部材の損傷度の照査であるため、構造物全体の耐震性能との関連性が希薄となる。いずれにせよ、はり要素を用いた解析結果に基づく照査には自ずと限界があり、構造物全体の崩壊に至るまでの動的挙動を追跡できる解析法（例えば、シェル要素を用いた構造物全体の弾塑性地震応答解析）が将来実用化すれば、「性能設計」における照査の持つ意味がより明確になる。

3) 「ひずみ照査法」における地震後の使用性のひずみ制限値（例えば、健全度 2 に対して鋼の場合 $\epsilon_a)_{\max} \leq 2\epsilon_y$ ）は、数多くの数値解析により算定した。ひずみ制限値は、レベル 2 地震動をうける単柱式鋼製橋脚の応答解析から得られた最大応答変位と最大応答平均ひずみの関係を基に決められたものであるが、橋脚以外の構造物の部材にもこの制限値を準用する形で規定した。これについては、今後さらに検討する必要がある。

表 2.4.1 鋼構造物全体の耐震性能水準を確保するための部材・部品の健全度

耐震性能 (構造物全体)		耐震性能 1	耐震性能 2	耐震性能 3	耐震性能 4		
下部構造	コンクリート無充填 鋼製橋脚	健全度 1	健全度 2	健全度 3	健全度 4		
	コンクリート部分充填 鋼製橋脚						
上部構造	桁橋・ラーメン	健全度 1	健全度 2	健全度 2	健全度 2		
	アーチ					アーチリブ	
						補剛桁	
				支柱			
				2次部材	健全度 4		
	斜張橋 吊橋			主塔	健全度 1	健全度 2	健全度 2
				補剛桁			
ケーブル							
制震ダンパー		健全度 1	健全度 4				

(注) 耐震性能 1～耐震性能 4 の内容は表 2.3.2 参照

表 2.4.2 鋼構造部材・部品の健全度照査法

部材・部品健全度		健全度 1	健全度 2	健全度 3	健全度 4		
部材健全度の内容		無損傷 (弾性的挙動/補修不要)	軽微な損傷 (耐力・変形性能とも十分/ 軽微な補修)	限定的な損傷 (耐力・変形性能とも 余裕がある/補修・補強により再使用可能)	大きな損傷 (耐力・変形性能の限界/取替えが必要)		
健全度のイメージ (図 2.4.1)		①	②	③	④		
変位照査法	構造安全性	(1)変形性能 最大応答変位 $\delta_{\max} \leq \delta_u$					
	地震後の使用性	(2)機能保持性復旧性 (h =橋脚高さ) $\delta_R \leq h/1000$ $\delta_{\max} \leq \delta_y$		$\delta_R \leq h/300$ $\delta_{\max} \leq 1.7\delta_y$	$\delta_R \leq h/100$ $\delta_{\max} \leq 4.0\delta_y$ (コンクリート無充填) $\delta_{\max} \leq 8.0\delta_y$ (コンクリート部分充填)	—	
ひずみ照査法	構造安全性	(1)変形性能		$\epsilon_a)_{\max} \leq \epsilon_u$ (鋼断面圧縮), $\epsilon_a)_{\max} \leq 0.05$ (鋼断面引張) $\epsilon_a)_{\max} \leq 0.011$ (充填コンクリート) $\gamma_a)_{\max} \leq \gamma_u$ (鋼断面ウェブ)			
		(2)低サイクル疲労		$D = C \sum_{i=1}^n (\Delta \epsilon_{pi})^m \leq 1.0$ (C=22.0, m=2.04)			
	地震後の使用性	(3)機能保持性・復旧性	鋼	$\epsilon_a)_{\max} \leq \epsilon_y$	$\epsilon_a)_{\max} \leq 2.0\epsilon_y$	$\epsilon_a)_{\max} \leq 8.0\epsilon_y$	—
			充填コンクリート	$\epsilon_a)_{\max} \leq 0.002$	$\epsilon_a)_{\max} \leq 0.004$	$\epsilon_a)_{\max} \leq 0.008$	—
鋼ウェブ*			$\gamma_a)_{\max} \leq \gamma_y$	$\gamma_a)_{\max} \leq 2.0\gamma_y$	$\gamma_a)_{\max} \leq 8.0\gamma_y$	—	

(注) 平均応答ひずみ $\epsilon_a)_{\max}$, $\gamma_a)_{\max}$ は絶対値を示す。

2.4.2 各橋梁形式への適用例

鋼道路橋においては、レベル2地震動に対して、耐震性能3を満足させなければならない場合が多い。そこで、各橋梁形式に対して、耐震性能3の耐震性能水準を確保するために、着目しなければならない部材の位置およびその部材の健全度を、代表例として示すことにする。

(1) 鋼製橋脚および高架橋

ゴム支承を有する2連の高架橋の例である。ゴム支承と橋脚基部が重要な照査対象となる。

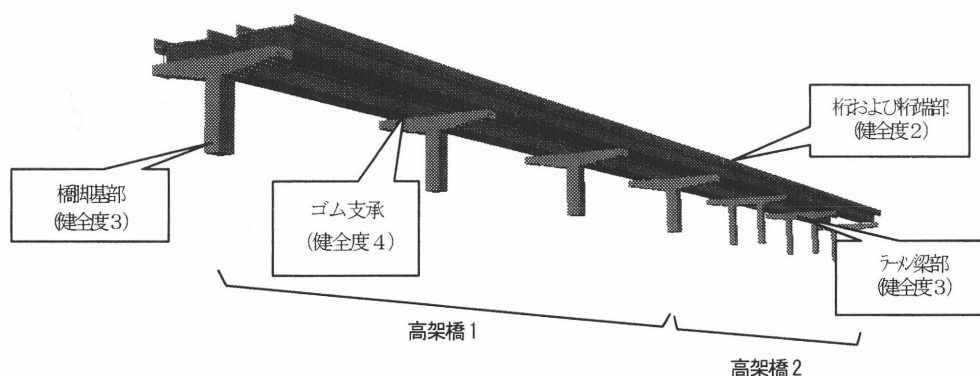


図 2.4.2 鋼構造部材・部品の健全度照査法

(2) アーチ橋

動的挙動が複雑な上路式鋼アーチの例である。入力地震動を橋軸直角方向に作用させたときのアーチリブ基部および端支柱が重要な照査対象となる

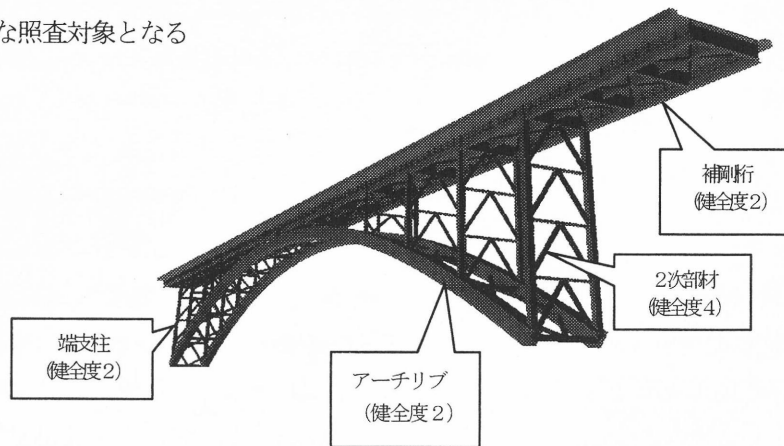


図 2.4.3 アーチ橋の着目部位と健全度

(3) トラス橋

動的挙動が複雑な上路式トラス橋の例である。橋脚上の支承近辺の鋼部材が重要な照査対象となる。

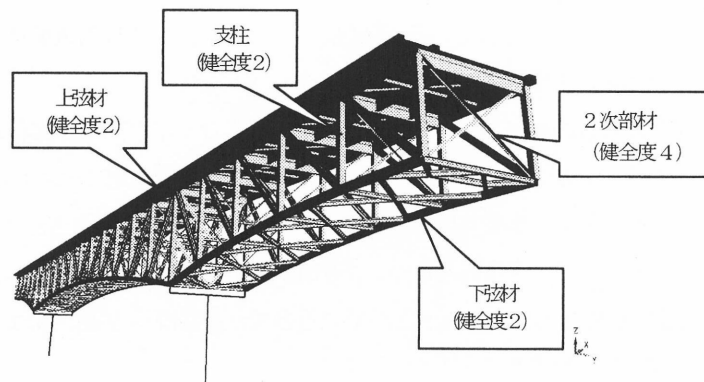


図 2.4.4 トラス橋の着目部位と健全度

(4) 斜張橋

ケーブル、主塔および主桁からなる動的挙動の複雑な鋼斜張橋の例である。大地震時に主桁の移動量が大きくなるため、主塔だけでなく移動を制限している支承等も重要な照査対象となる。

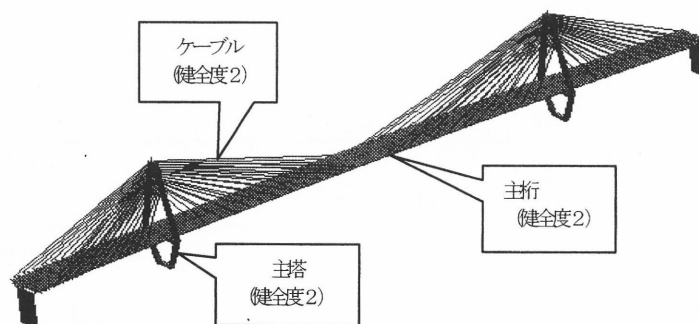


図 2.4.5 斜張橋の着目部位と健全度

2.5 推定式および検証

2.5.1 推定式

鋼製橋脚を除く一般の鋼構造物の終局点を求めるためには、はり要素を用いた解析に破壊基準を導入する必要があり、破壊基準は次のように用いられる。なお、単柱式鋼製橋脚の強度と変形能の経験式等については、文献[JSSC,2003]等を参考にされたい。

a) はり要素による *Pushover* 解析を行ったときの終局状態の算定 (図 2.2.2)

b) はり要素による動的解析を行ったときの安全性照査 (図 2.2.3)

終局圧縮ひずみ算定式は、純圧縮を受ける板要素[宇佐美ら,1995]、純圧縮または圧縮と曲げを受ける箱形断面およびパイプ断面の部材セグメント(短柱)[Gao et al.,1998; 鄭ら,2000]に対して経験式が提案されている(表 2.5.1)。いずれも、部材軸方向のある長さの平均垂直ひずみ(断面に対しては最外縁ひずみで、箱形断面に対しては圧縮フランジ板のひずみ)で表されている。部材軸方向の長さは、後述の有効破壊長に相当する。提案式は単調増大荷重の基での解析から得られる 95%強度点に対応する平均ひずみから導かれたものであるが、静的繰り返し載荷に対する解析結果を参考に、比較的厚肉の断面に対しては多少安全側になるようにし、実験結果によりキャリブレーションがしてある[鄭ら,2000]。これは、断面が厚肉になるほど、単調増大と繰り返し載荷の終局ひずみに差が出てくるためである。

終局ひずみを用いた照査は、前述のように、ひずみが最も大きな部材セグメントの、部材軸方向の平均ひずみが終局ひずみに達したときとしている。部材セグメントの長さは有効破壊長と称され、半波の局部座屈モード長で、表 2.5.2 の経験式を用いることができる。

道路橋示方書の最新版[2002]には、単柱式補剛箱形およびパイプ断面鋼製橋脚の繰り返し実験結果の最高荷重点を予測できるような終局ひずみの提案が実験結果から帰納的に導く試み[深谷ら,2000; 日本道路協会,2002]がなされている(表 2.5.1)。提案式は幅厚比パラメータ R_f の関数で表されているが、この量は本来 $\gamma/\gamma' \leq 1.0$ で使用できる式であるため、適用範囲について明確にする必要がある。ただし、文献[田嶋,1999]によれば、 R_f は R_f と $\bar{\lambda}_s$ の関数で表されることが示されているので、道路橋示方書の式は、表 2.5.1 の式(1)で PP_y を一定と置いた式と形式的に一致することとなる。

表 2.5.1 部材セグメントの終局圧縮ひずみ

構造種別	終局ひずみ	適用範囲 ^(注2)	文献
補剛箱形	$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.7}{(R_f \bar{\lambda}_s^{0.18} - 0.18)^{1.3} (1 + P/P_y)^{2.2}} + \frac{3.2}{(1 + P/P_y)} \leq 20.0 \quad (1)$	$R_f \leq 0.5$ $\gamma/\gamma' \geq 1.0$ $0.0 \leq P/P_y \leq 1.0$	河野ら 2003
	$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = 20 - 25R_f \quad (2)^{\text{注1}}$	$0.3 \leq R_f \leq 0.5$ $0.3 \leq R_R \leq 0.5$ $\gamma/\gamma' \geq 1.0$ $0.0 \leq P/P_y \leq 0.2$	日本道 路協会, 2002
パイプ	$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.14(1.1 - P/P_y)^{1.8}}{(R_t - 0.03)^{1.4}} + \frac{3.0}{(1 + P/P_y)^{0.7}} \leq 20.0 \quad (3)$	$0.03 \leq R_t \leq 0.09$ $0.0 \leq P/P_y \leq 1.0$	河野ら 2003
	$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = 20 - 140R_t \quad (4)^{\text{注1}}$	$0.03 \leq R_t \leq 0.08$ $0.0 \leq P/P_y \leq 0.2$	日本道 路協会, 2002

(注1) 式(2),(4)は最大圧縮ひずみ(1点)による照査に用いる。その他は、有効破壊長領域での平均ひずみによる照査に用いる。

(注2) はり要素による *Pushover* 解析ならびに動的解析の終局点を求めるときの適用範囲。 R_f あるいは R_R の制限値は、道路橋示方書(2002)の耐震設計に使用できる部材断面、すなわち局部座屈強度が上限となる幅厚比あるいは径厚比の制限値。

表 2.5.2 有効破壊長

断面形状	有効破壊長： L_e
箱形断面	$L_e = \text{Min}(0.7b, a)$
パイプ断面	$L_e = 1.2\left(\frac{1}{R_t^{0.08}} - 1\right)D$ または $L_e = 3.0\sqrt{\frac{Dt}{2}}$

(記号) b =フランジ幅, a =ダイアフラム間隔, R_t =径厚比パラメータ, D =パイプ直径

2.5.2 推定式の検証

表 2.5.1 の式(1)について, 検証を行う. なお, 同表の式(2)の検証については, 文献[深谷ら,2000]を参照されたい.

a)対象橋脚

建設省土木研究所と日本橋梁建設協会が実施した実験の供試体[西川ら,1999]である矩形断面ラーメン橋脚を用いる (図-2.5.1 参照).

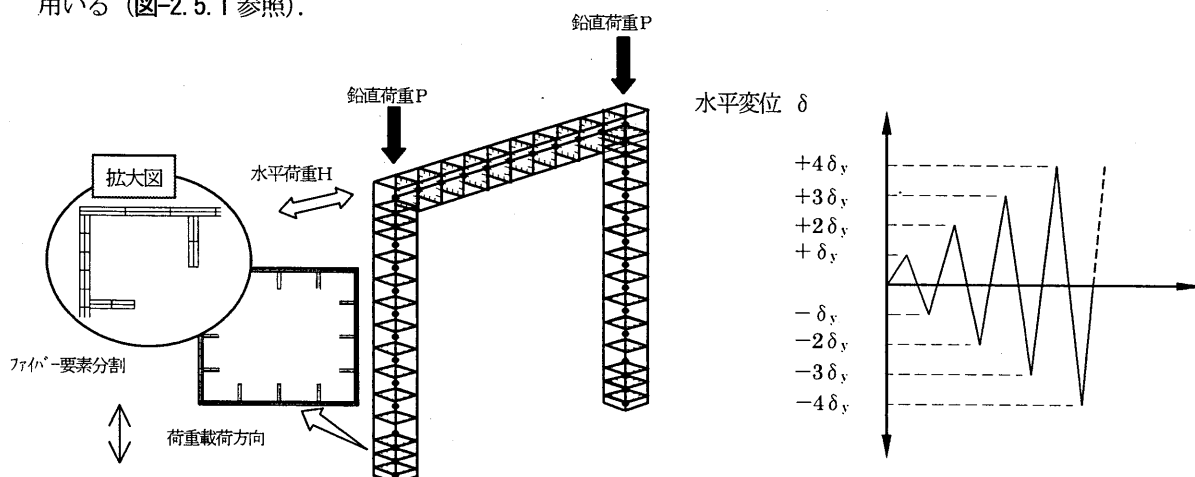


図 2.5.1 解析モデル

図 2.5.2 返し荷重

b)解析条件

対象のラーメン橋脚に対しては, 図 2.5.1 に示すように梁要素でモデル化する. 柱軸心方向については, 橋脚基部および隅角部を細かく梁要素分割する. このとき, 基部と隅角部に設定する有効破壊長を考慮して, 要素分割する. 梁, 柱断面方向については, 同図に示すように断面を2次元(2方向)にファイバー要素分割する(3次元ファイバーモデル).

荷重条件としては, 左右柱頭部に一定軸圧縮力を作用させた状態で, 左柱頭部に図 2.5.2 に示すような水平方向の漸増繰返し強制変位を与えるものとする.

鋼材の応力-ひずみ関係は, 2次勾配が $E/100$ のひずみ硬化を考慮したバイリニアモデルで表わされ, 硬化則は移動硬化則とする.

非線形特性としては, 材料非線形性に以外に幾何学的非線形性も考慮し, 有限ひずみ・有限変位解析とする.

c)解析結果および考察

①繰返し挙動の比較検討

最大荷重を過ぎた $4\delta_y$ までの解析結果を図 2.5.3 (b) に示す. 同図(a)の実験結果と比較して, 最大荷重の $3\delta_y$ までは, ほぼ一致している. 解析結果の履歴ループの形についても, 多少角張った紡錘形になっているが, 最大荷重まではよい精度で一致している. さらに, 一致させるには高精度な材料構成則を用いなければならない. しかし, このような高精度な材料構成則はまだ研究レベルであり, 実務設計ではバイリニアモデルで精度的には

十分であると考えられる。

②終局の検討

終局の判定は、前述したひずみ照査法を用いることにする。この方法は、有効破壊長領域での平均応答ひずみが表 2.5.1 の式(1)から計算される限界ひずみ ϵ_y との比較により行うものである。

この有効破壊長領域は、今回のようなラーメン橋脚の場合、柱基部および隅角部に設けることになる。ただし、この実験供試体は梁部を壊さないように板厚が実橋脚より厚くなっていたため、隅角部の梁側には有効破壊長領域を設定しなかった。

このように有効破壊長領域を設定して、最初に終局に至った位置は柱基部の外側フランジであった。そのときの荷重-変位曲線において、終局と判断された位置は図 2.5.3 (b)中の●印で示したところである。比較のために実験結果の最大荷重の位置を同図(a)中の○印で示している。これらの図から、終局点が実験結果の最大荷重点より多少早め(安全側)に現れるが、よい精度で一致しているといえる。また、この平均応答ひずみと限界ひずみを繰返しステップごとにグラフ化したものが図 2.5.4 である。平均応答ひずみと限界ひずみが交差している位置が終局とみなせる位置である。限界ひずみ変動しているのは、前述の限界ひずみ式が軸力の関数であり、対象橋脚がラーメン構造で軸力が変動したことによるものである。

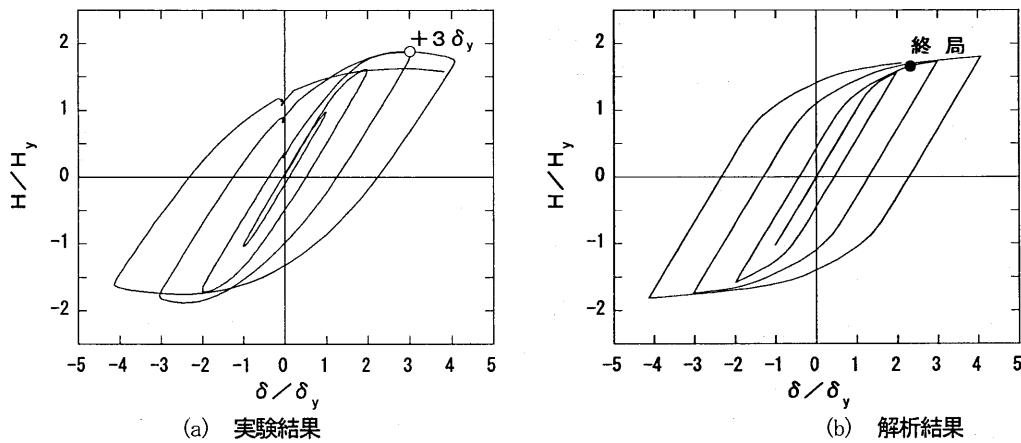


図 2.5.3 荷重-変位関係

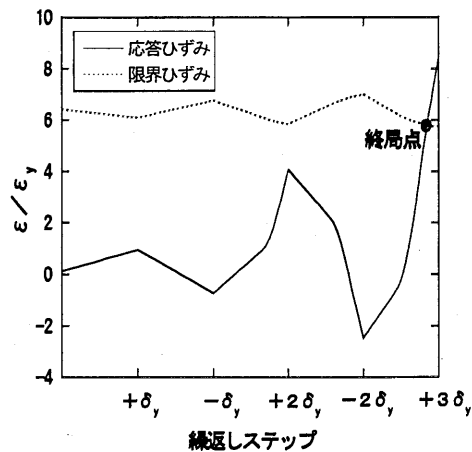


図 2.5.4 応答ひずみと限界ひずみ

3. 具体例

3.1 対象橋脚

対象橋脚およびその設計条件を図3.1.1、表3.1.1にそれぞれ示す。ここでは、JSSC方式の設計思想で耐震設計された鋼製ラーメン橋脚に対して照査を行うこととする。

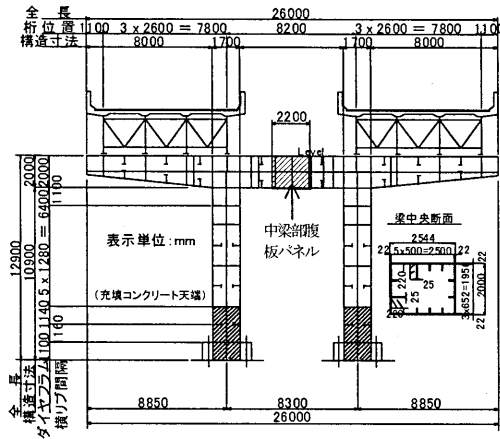


図3.1.1 対象橋脚

表3.1.1 設計条件

下部工形式	鋼製ラーメン橋脚(角柱)
上部工形式	アンカボルトφ=170(SM520B・S45CN)20本、杭基礎
活荷重	4径間連続非合成鋼鈹桁
設計荷重	B活荷重
使用支承	鉛直荷重:橋脚自重、充填コンクリート、中詰コンクリート、上部工死荷重、上部工活荷重
地盤種別	Ⅲ種
設計水平震度	震度法設計時 $K_{ho}=0.3$ 保耐法設計時 固有周期 $T=1.0\text{sec}$ タイプⅠの地震動に対して $K_{ho}=1.00$ タイプⅡの地震動に対して $K_{ho}=1.50$
使用材料	<ul style="list-style-type: none"> 鋼材 道路橋示方書による フーチングコンクリート $\sigma_{ck}=24/\text{Nmm}^2$ 充填コンクリート $\sigma_{ck}=16/\text{Nmm}^2$

3.2 耐震要求性能

対象橋脚は、「重要構造物」とし、表2.3.1の耐震要求性能マトリックスより、レベル1地震動に対しては「耐震性能1」を、レベル2地震動に対しては「耐震性能3」を満足しなければならない。

なお、耐震性能1の照査は、震動法で行うことになるが、ここでは説明を省略する。

3.3 Pushover 解析

この解析による結果は、ここでは必ず照査法を採用するため、直接、耐震性能3の照査で使用しないが、対象橋脚の耐震性（どの程度の変形性能を示すか、どこが弱点か、破壊メカニズムの把握など）を知る上でこの解析は重要である。

(1) 解析モデル

図3.3.1に示すように、対象橋脚をファイバーモデルでモデル化する。

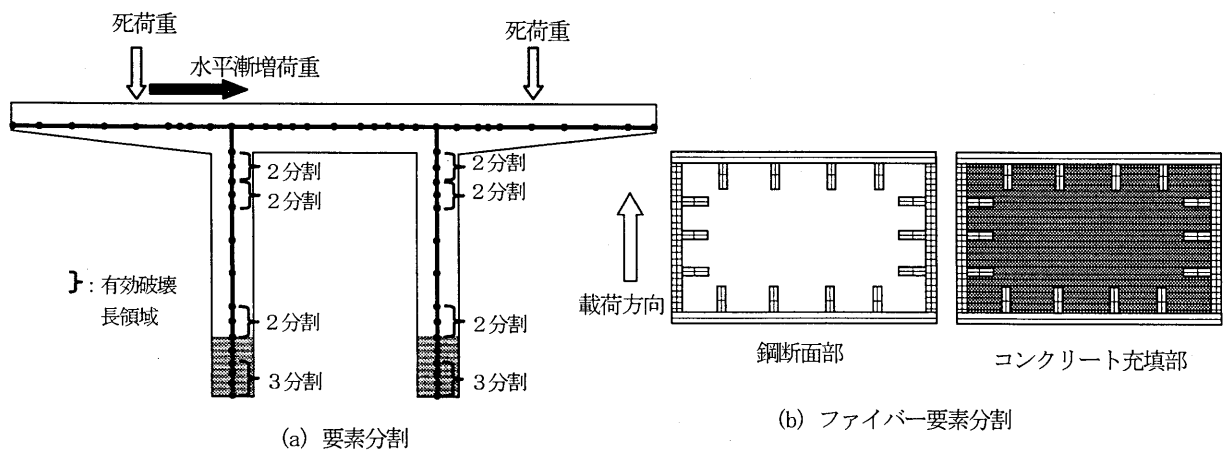


図3.3.1 解析モデル (梁部弾性挙動)

(2) 材料構成則

鋼材および充填コンクリートの材料構成則を図 3.3.2 に示す。

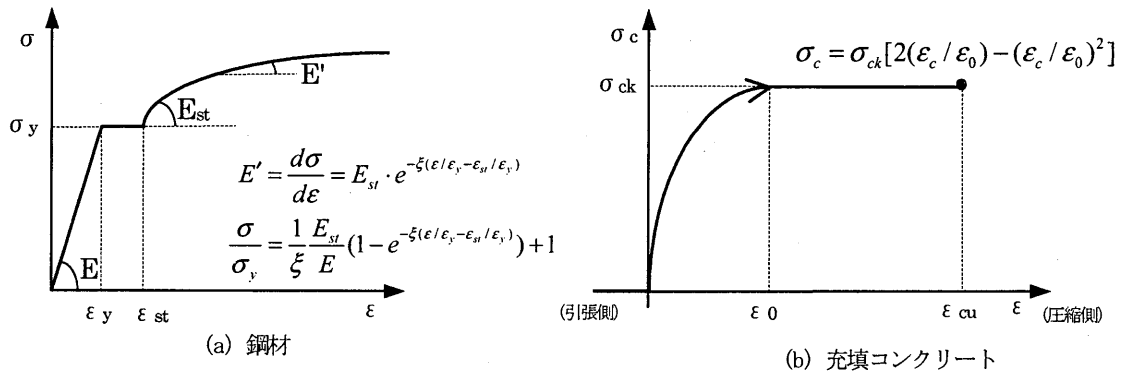


図 3.3.2 材料構成則

(3) 解析結果

Pushover 解析結果を図 3.3.3 に示す。終局の判定は、限界ひずみにより、行った。判定結果は、右柱基部のコンクリート充填部で終局を迎えることになった。なお、本解析においては、図 3.1.1 内の中梁部腹板パネルは、せん断降伏しないものとした。

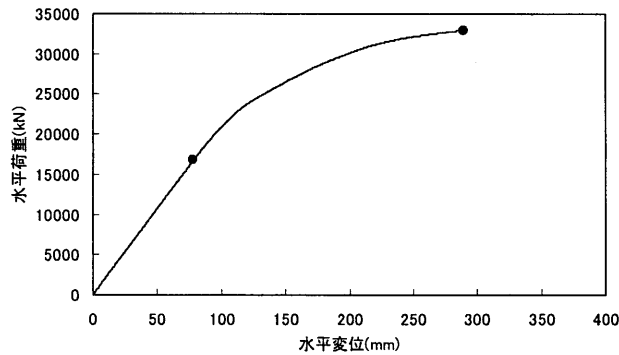


図 3.3.3 解析結果

3.4 動的解析

(1) 主な解析条件

- ・ファイバーモデルによるモデル化 (Pushover 解析と同様) を行い、軸力変動を考慮する。
- ・材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した複合非線形動的解析とする。
- ・鋼材の材料構成則としては、Pushover 解析と異なりバイリニアモデルとする。
- ・通常、高架橋全体を解析対象とする場合が多いが、ここでは橋脚のみを対象とし橋軸直角方向に対する照査を行うこととする。
- ・道示が規定しているレベル 2 地震動 (タイプ II) の標準波形を用いる。

(2) 解析結果

橋脚天端の最大応答変位と柱部の最大応答断面力を表 3.4.1, 3.4.2 にそれぞれ示す。

表 3.4.1 橋脚天端の最大応答変位表

位置	変位(m)	
左柱天端	max	0.082
	min	-0.081
右柱天端	max	0.079
	min	-0.084

表 3.4.2 柱部の最大断面力表

位置		軸力(kN)	せん断力(kN)	曲げモーメント(kN・m)
左柱基部	max	33222	9911	66054
	min	-17868	-10971	-70883
左柱隅角部	max	33264	9691	21616
	min	-18048	-10863	-40941

3.5 照査

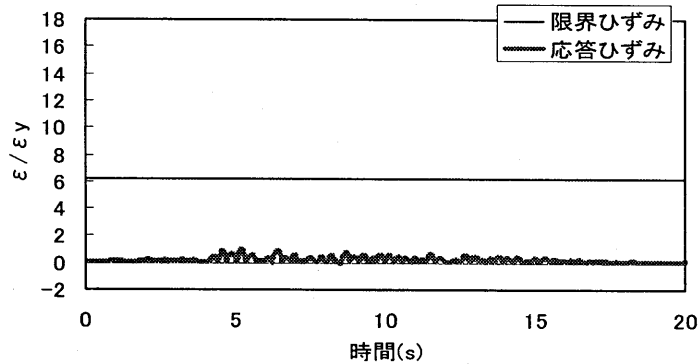
照査は、表 2.4.2 で示しているひずみ照査法で行うこととする。対象橋脚が単柱形式と異なりラーメン形式であるため、必ずしも橋脚基部で終局を迎えない。このようなときに、汎用性があるひずみ照査法が有効である。

(1) 構造安全性の照査

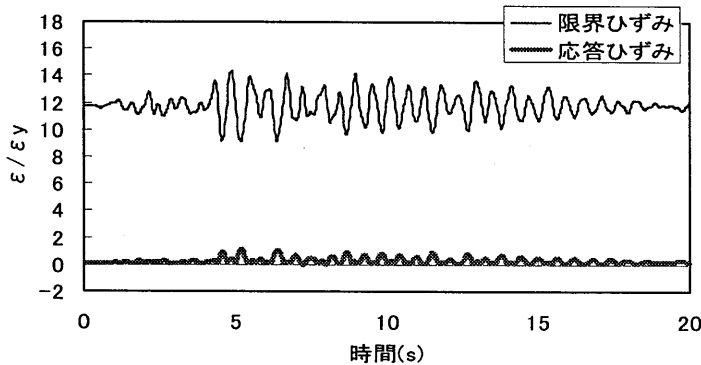
構造安全性の照査については、対象橋脚が耐震性能 3 の耐震性能水準を確保する必要があり、部材レベルでは健全度 3 を満足しなければならない。すなわち、平均応答ひずみが限界ひずみ以下でなければならない。

ひずみ照査の位置は、橋脚基部、充填コンクリート直上鋼断面部および柱隅角部近辺とし、この位置にひずみ照査で必要な有効破壊長領域を設定することになる。中梁部腹板パネルの照査を行う場合もあるがここでは省略する。

複数の照査位置でもっとも応答ひずみが大きかった部分は、コンクリート充填部が柱基部で、鋼断面部が充填コンクリート直上であった。その位置における応答ひずみ履歴を図 3.5.1 に示す。これらの図には、限界ひずみも示している。同図(b)での限界ひずみ値が変動するのは、限界ひずみ値が軸力の関数であり対象橋脚の柱の軸力が変動するからである。これらの結果から、平均応答ひずみが限界ひずみを上回っていないことがわかり、構造安全性の照査を満足する。



(a) 柱基部 (コンクリート充填部)



(b) 充填コンクリート直上鋼断面部

図 3.5.1 応答ひずみ履歴

(2) 地震後の使用性の照査

対象橋梁に対する地震後の使用性の照査としては、変位照査法を採用する。すなわち、本解析では、高精度な材料構成則を用いていないため、残留変位は、最大応答変位から求めることになり、式(2.2.2)から算出する。残留変位の限界値については、表 2.4.2 内の健全度 3 から、橋脚高さ $h/100$ となる。算出した残留変位とその限界値を表 3.5.1 に示す。この表からわかるようにこの限界値以下であり、地震後の使用性の照査を満足しているといえる。

表 3.5.1 残留変位の照査

残留変位	橋脚高	許容変位	判定
0.017	14	0.140	OK

参考文献

- 宇佐美勉, 鈴木森晶, Iraj H.P. Mamaghani, 葛漢彬(1995): 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.
- ISO/TC98/SC2 (1998): ISO2394 General Principles on Reliability for Structures, 1998.6.
- Gao, S., Usami, T., and Ge, H.B. (1998): Ductility of Steel Short Cylinders in Compression and Bending, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.124, No.2, pp.176-183.
- 西川和廣, 村越潤, 高橋実, 岡本隆, 池田茂, 森下泰光(1999): 鋼製ラーメン橋脚の耐力と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.235-244, 1999.3.
- 宇佐美勉, 鄭沂, 葛漢彬 (1999): 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, pp.231-240, 1999.7.
- 鉄道総合技術研究所 (1999): 鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計), 丸善, 1999.8.
- 田嶋仁志: 既設鋼製橋脚の耐震性向上策に関する研究, 東京大学提出学位論文, 1999.
- 鄭沂, 葛漢彬, 宇佐美勉(2000): 鋼構造物の強度と変形性能の統一的評価法, 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, 土木学会鋼構造委員会, pp.25-32, 2000.
- Duan, L. and Li, F. (2000): Seismic design philosophies and performance-based design criteria, in Bridge Engineering Handbook, edited by Chen, W.F. and Duan, L., CRC Press, 2000.
- 土木学会・JSSC(2000): 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, 土木学会鋼構造委員会・日本鋼構造協会次世代土木鋼構造特別委員会, 2000.4.
- 深谷茂広, 小野潔, 沈 赤, 村越潤, 西川和広(2000): 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一曲率関係の検討, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1365-1376, 2000.4.
- 巢山藤明, 落合稔, 野中哲也, 真子幸也, 坂本佳子(2000): 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, 2000-9, pp.32-40.
- 宇佐美勉, 織田博孝 (2001): 鋼構造物の耐震設計法および耐震照査法に関する研究展望, 土木学会論文集, No.668/I-54, pp.1-16, 2001.1.
- JSSC (2001): 土木鋼構造物の性能設計ガイドライン, JSSC テクニカルレポート No.49, 日本鋼構造協会, 2001.10.

- Nonaka, T. and Ali, A. (2001): Dynamic Response of Half Through Steel Arch Bridge Using Fiber Model, Journal of Bridge Engineering, ASCE, Vol.6, No.6, November/December, pp.482-488.
- 小野潔, 西村宣男, 高橋実, 野中哲也, 坂本佳子(2002): コンクリートを充填した鋼製橋脚のM- ϕ 関係を利用した耐震性能評価手法に関する検討, 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, pp.193-202, 2002.1.
- 森下宣明, 前野裕文, 岡本隆, 中村信秀, 青木徹彦, 宇佐美勉(2002): 鋼製箱形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, 土木学会, pp.171-176, 2002.1.
- 奥村徹, 後藤芳顕(2002): せん断変形が卓越する鋼製ラーメン橋脚の Pushover 解析への Timoshenko はり要素の適用性, 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, 土木学会, pp.135-144, 2002.1.
- 森下邦宏, 宇佐美勉, 阪野崇人, 高橋昌利(2002a): 鋼構造物の動的耐震照査法に関する解析的検討, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.779-788, 2002.3.
- 日本道路協会 (2002a): 道路橋示方書・同解説, IV下部構造編, 丸善, 2002.3.
- 日本道路協会 (2002b): 道路橋示方書・V耐震設計編, 2002.3.
- Chusilp, P., 葛漢彬, 宇佐美勉(2002a): 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, 2002.3.
- 葛西昭, 渡辺智彦, 宇佐美勉, Chusilp,P.(2002): 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, No.703/I-59, pp.129-140, 2002.4.
- Chusilp, P. and Usami, T. (2002b): New Elastic Stability Formulas for Multiple-Stiffened Shear Panels, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.128, No.6, pp.833-836, 2002.6.
- 森下邦宏, 宇佐美勉, 阪野崇人, 葛西昭(2002b): 鋼製橋脚の動的耐震照査法に関する検討, 土木学会論文集, No.710/I-60, pp.181-190, 2002.7.
- 河野豪, 葛漢彬, 宇佐美勉(2003): 鋼部材セグメントの終局ひずみ算定式の再検討と鋼アーチ橋への適用, 第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム, pp.323-328, 2003.1
- 野中哲也, 宇佐美勉, 吉野広一, 坂本佳子, 鳥越卓志(2003): 上路式アーチ橋の耐震照査法および耐震性向上に関する研究, 土木学会論文集, No.731/I-63, pp.31-49, 2003.4.
- JSSC (2003): 土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上策, 日本鋼構造協会・鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会, 2003.10.
- 土木学会(2003): 橋の動的耐震設計, 地震工学委員会, 2003.3.