

## 6. 阪神・淡路大震災を踏まえた鋼構造物のこれからの耐震設計法について

### 6.1 概説

日本全国、いや世界の至る所に建設されているRC橋脚と異なり、東京都、名古屋市、大阪市、神戸市、および北九州市などの大都市の湾岸に沿った地域に建設されている鋼製橋脚は、今回の兵庫県南部地震以前に、大きな地震を受けた経験がない。すなわち、今回の地震が鋼製橋脚の耐震性を実際に検証する最初の機会となった。設計で考慮された地震動に比較して実地震動が非常に大きかったこと、および、かなり古い設計示方書で設計された橋脚に被害が多かったことなどの理由があるものの、周知のとおり、その被害は、無惨なものであった。特に、高架橋のライフラインとしての機能の重要性が、ひしひしと感じられた。しかしながら、6.2で述べるように、1985年のメキシコ地震におけるPino Suarez駅上のビルが鋼製箱形断面柱の構成板パネルの局部座屈、および、その角溶接部の割れにより崩壊したり、崩壊寸前となった震災事例が契機となり、今回の地震以前から、最大弾性応答加速度が1,000ガル程度の地震に対する鋼製橋脚の耐震安全性についての検討がかなり行われていた。しかし、それらの検討結果を反映して補強工事が行われるまでに、今回の地震が発生した。以上のような理由から、コンクリート橋脚に比較して、鋼橋構造物、特に鋼製橋脚の耐震性については、今回の被害から学ぶことが、あまりに多すぎて、それを十分に反映した耐震設計法が、まだ十分に明らかにされていないのが現状である。

そこで、この章では、以下の情報に基づいて、それらのまとめ、および、それらを参考にして土木学会関西支部の阪神・淡路大震災調査研究委員会・鋼構造分科会・耐震設計WGにおいて検討した成果を取りまとめたものである。

- i) 兵庫県南部地震による鋼構造物の被害
- ii) 被害から得られた鋼構造物の現行の耐震設計法の反省点
- iii) 地震により被害を受けた構造物を有する建設省、日本道路公団、阪神高速道路公団、兵庫県、神戸市、およびJRなどの復旧設計法・復旧事例
- iv) 地震後の建設省、日本道路公団、首都高速道路公団、および阪神高速道路公団などの既存構造物の耐震補強に関する検討成果
- v) 土木学会、および鋼構造協会における鋼構造の耐震設計に関する種々の委員会活動の成果
- vi) 鋼構造の耐震設計に関するシンポジウム・講演発表会の論文
- vii) 大学・民間会社の研究所における鋼構造の耐震設計に関する検討成果

この章では、主としてアンカーボルトを含めたアンカーボルトから上の鋼橋構造物の耐震設計法について取り扱っている。その他、鋼橋との比較という意味で、鋼製ビルディング、および高層煙突の耐震設計法についても、若干、記述している。

すなわち、まず、6.2節では、阪神・淡路大震災における鋼橋構造物の被害による現行の耐震設計法の反省点をまとめている。つぎに、6.3節では、兵庫県南部地震後の耐震設計法、および、それに関する検討・研究活動の動向を調査している。つづいて、6.4節では、鋼構造の耐震設計に用いる地震動、および解析法についての検討成果をまとめている。また、6.5節では、上部構造、橋脚、支承、伸縮継手、耐震連結装置・落橋防止構造、アンカーボルト、塗装、高力ボルト継手、および構造詳細部などの耐震設計の考え方について検討し、改良案の提案や問題点の整理を行っている。さらに、6.6節では、鋼構造の耐震設計法に関する新材料・新技術・新構造について取りまとめている。ひきつづいて、6.7節では、既存構造物の耐震性の診断と向上策、そして6.8節では、補修・補強した構造部材の維持管理方法について検討している。最後に、6.9節では、鋼構造の耐震設計の合理化、および経済性をはかる上での今後の問題点を整理している。

なお、ここで、「耐震性」という言葉を使っているが、この章では、「耐震性」、および「耐震性能」という言葉を以下のように定義している。すなわち、

- ・耐震性：地震に対する構造物の挙動が設計で期待したようになっていることと程度を表す抽象的な表現で、耐震性が良いとか、耐震性が悪いなどという。
- ・耐震性能：耐震性を定量的に評価する指標となる構造物の機能をいう。例えば、弾性強度、変形性能（塑

性率)、剛性、および固有振動数などで、耐震性が良くなるこれらの性能、あるいは、それらの組み合わせは、周辺地盤、および設計コンセプトなどで変化する。

## 6.2 阪神・淡路大震災における鋼橋構造物の被害による震災以前の耐震設計の反省点

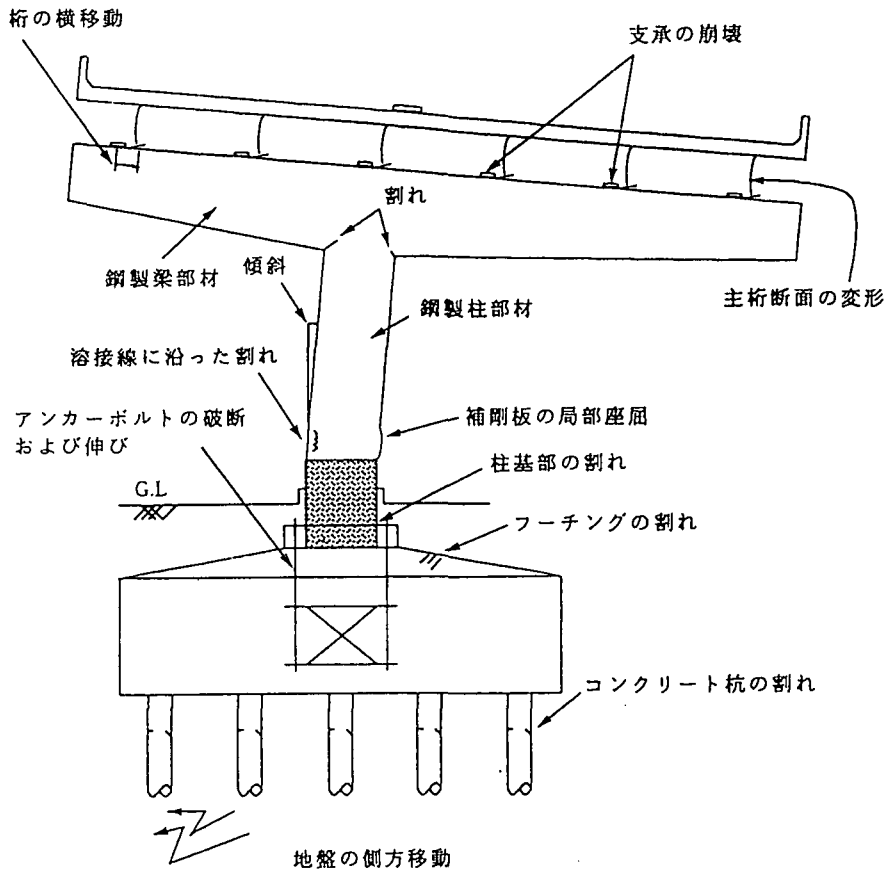


図-6.2.1 鋼製単柱橋脚、および鋼主桁端部の代表的な損傷のイメージ図

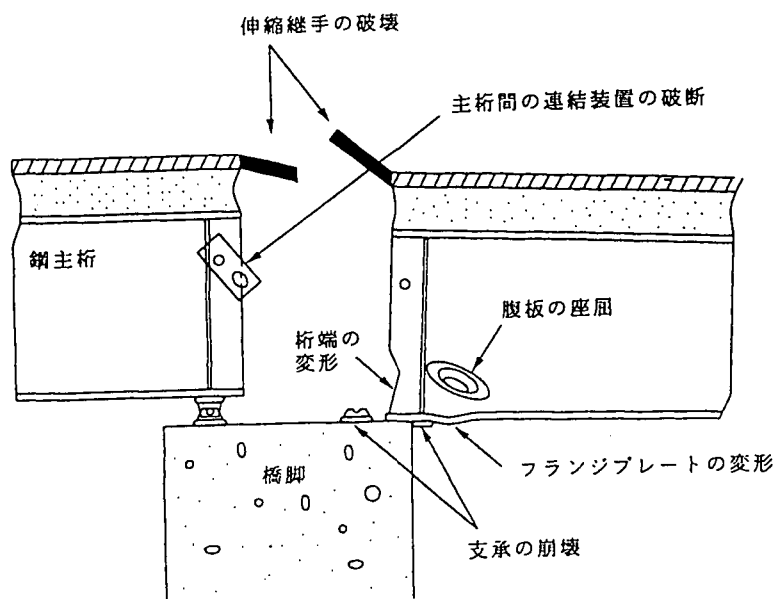


図-6.2.2 鋼主桁端部の代表的な損傷のイメージ図

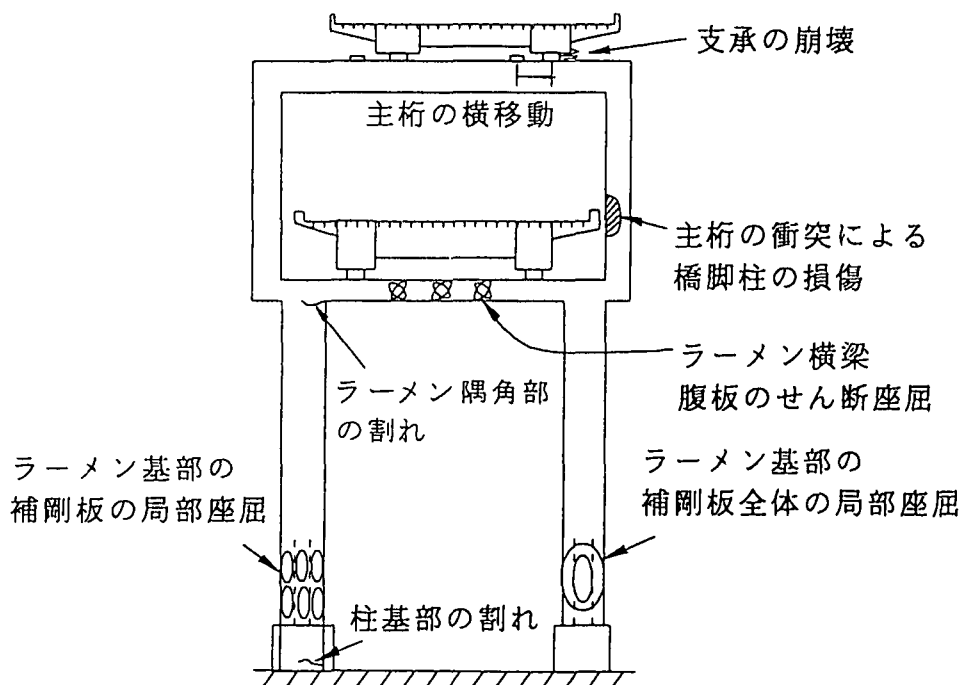


図-6.2.3 鋼製ラーメン橋脚の代表的な損傷のイメージ図

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震により、鋼橋構造物、とりわけ鋼製橋脚は、橋脚柱の圧壊（2例）、橋脚柱の局部座屈、ラーメン橋脚横梁腹板のせん断座屈、ならびに橋脚柱基部、およびラーメン橋脚隅角部における脆性的な亀裂の発生など、多くの被害を被った。

代表的な損傷事例を、図-6.2.1～図-6.2.3に示す。

地震以前の耐震設計法に対して、これらの鋼橋の被害から学ぶべき反省点として、以下の諸点があげられる。

- i) 地震荷重として、レベル2の地震では、関東地震のようなプレート境界型の大地震に加えて、今回の地震のような内陸直下型地震にも対処した設計を行う必要がある。
- ii) 地震によって断面寸法が決まる部材は、強度のみならず変形性能についても十分に考慮した設計を行うことが必要である。
- iii) 許容応力度設計法で決まる終局限界状態における崩壊モードと、実際の終局限界状態における崩壊モードとが大きく異なる場合がある。
- iv) 基礎の側方移動、あるいは支承の崩壊などによって、地震力が作用している間に、構造系が設計時と大きく異なる場合がある。
- v) 耐荷力は、鋼橋部材の座屈や降伏のみで決まるものでなく、ラーメン隅角部の割れ、ニールセン・ローゼ橋のケーブルのゆるみや抜け、あるいは支承の崩壊などとの連成で決まる場合がある。
- vi) 薄肉構造部材の終局強度は、最終的に、構成する補剛板パネルの局部座屈によって支配されることが多い。したがって、終局限界状態付近の挙動を明らかにするためには、板要素の局部座屈と梁・柱の部材座屈、および橋梁の全体座屈との連成現象が精度よくシミュレートできる解析方法の開発が必要である。
- vii) 弾性設計を主体とした従来の耐震設計法では、上部構造、支承、落橋防止構造、橋脚、アンカーボルト、および基礎構造に作用する外力が求めれば、これらの構造部材は、それぞれ別個に設計することが可能であった。しかし、弾塑性挙動が支配的となるレベル2の地震による終局限界状態では、これらの各構造部材の設計法によって、それぞれの部材に作用する地震外力が変化するため、これらの構造部材すべてを含む構造システムとしての耐震設計法を確立する必要がある。
- viii) 大きな地震に対しては、必ずしも剛な構造で対処するのではなく、免震支承やヒューズメンバー、あるいは地震エネルギーを集中的に吸収させる部材を意図的に設けることにより、地震力を低減する柔な

構造の採用の検討も必要である。

- ix) 実際に近い終局限界状態を想定した設計を行うには、橋軸方向と橋軸直角方向との地震荷重を受ける2つの平面構造モデルを用いる従来の耐震設計法のみならず、実際的な地震外力が入力できる立体構造モデルを用いた動的解析も必要である。
- x) 巨大な地震に対しては、機能を失っても、絶対に崩壊しない構造物を設計することが必要である。
- xi) 従来に比較して、支承の耐震設計が重要である。

### 6.3 阪神・淡路大震災後の新しい耐震設計法の動向

最近まで、コンクリートに比して、鋼材は極めて靱性に優れているため、耐用年限中に発生する可能性が極めて小さい大きな地震荷重（レベル2）に対して、鋼構造物は、機能を失うことがあっても、崩壊することはないと考えられていた。ところが、1985年9月19日のメキシコ地震（マグニチュード8.1）の後、鋼製橋脚、中でも取り分け、静定構造物であるT形、および逆L形の鋼製橋脚の地震時の安全性について、再検討されるようになった。これは、Pino Suarez駅上のビルが鋼製箱形断面柱の構成板パネルの局部座屈、および角溶接部の割れにより崩壊したり、しそうなった震災事例<sup>1)</sup>が契機となっている。

その後、建設省土木研究所<sup>2)</sup>、および鋼製橋脚が多用されている首都高速道路公団<sup>3)</sup>において、T形、および逆L形の鋼製橋脚の耐震性に関する実験的研究が行われた。その結果、これらの鋼製橋脚は、構成板パネルが局部座屈するため、適切に設計されたRC橋脚より、変形性能が小さいことが明らかにされた。ところが、構成板パネルが局部座屈しないように、補剛材寸法を大きくしたり、補剛材間の板パネルの幅厚比を小さくすると、断面のコーナー部が割れたり、内部にコンクリートを充填すると、基部のベース・プレートとの溶接部にも割れが発生し、非常に危険な崩壊モードとなることなどが明らかにされた。

これらの実験的研究が引き金となって、その後、鋼製橋脚の変形性能に関する研究活動が活発に行われるようになった。たとえば、土木学会関西支部・鋼構造物のダクティリティ評価に関する調査研究グループ<sup>4)</sup>、土木学会・鋼構造委員会・鋼構造動的極限性状研究小委員会<sup>5)</sup>、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<sup>6)</sup>、阪神高速道路公団・鋼製橋脚の地震時保有水平耐力に関する調査研究会<sup>7)</sup>などが設けられた。その他、この分野の研究を活発にするため、1991年6月には、繰り返し荷重下の鋼構造と構造要素との座屈に関する日米セミナーが行われた<sup>8)</sup>。これを契機に、京都大学、名古屋大学、大阪市立大学、大阪大学、宇都宮大学、大同工業大学、および新日本製鉄などにおいて、従来は、主として鋼構造の座屈耐荷力を研究していた研究者が、耐荷力だけでなく、鋼構造の変形性能に関する研究も行うようになってきた。その結果、今回の地震以前において既に、以下のようなことが明らかにされていた。

- i) 補剛材間の板パネルの幅厚比を小さくすれば、板パネルは降伏しても座屈しにくくなり、変形性能が良くなる。
- ii) 補剛材の寸法を弾性座屈理論から求まる値の3倍程度にすると補剛された板パネルの座屈も起こりにくくなり、変形性能が向上する。
- iii) 内部にコンクリートを充填し、合成柱にすると、耐荷力、および変形性能が大幅に向上する。
- iv) しかし、このように構成補剛板パネルの座屈防止のために、板パネルの幅厚比を小さくしたり、補剛材の寸法を大きくすると、断面のコーナー部が割れたり、基部のベース・プレートとの溶接部にも割れが発生しやすくなる。

このように、鋼製橋脚の変形性能に関してある程度明らかにされた状態で、皮肉にも今回の地震となった。

そして、地震直後の1995年3月に、土木学会では、「耐震基準等基本問題検討会議」を組織し、以下の提言<sup>9)</sup>、<sup>10)</sup>を行っている。

- i) 土木構造物の耐震設計においては、従来の設計対象地震である弾性応答加速度が200～300galの震度法レベル（レベル1）の地震、および弾性応答加速度が700～1,000galの関東地震のようなプレート境界型の大地震（レベル2・タイプI）に加えて、今回の地震のような内陸直下型地震（レベル2・タイプII）をも対象とし、震源付近での地震動（最大弾性応答加速度が1,500～2,000gal）をも考慮すべきである。

- ii) 構造物が保有する耐震性能は、設計で対象とする地震動の発生頻度と構造物の重要度を考慮することによって決定される。レベル2の地震動に対する土木構造物の耐震性は、弾性領域にとどまらず塑性領域にまで立ち入って照査する。
- iii) 既存構造物の耐震性を原則的に新設構造物と同等にまで引き上げる。このため、必要な耐震診断を行い、これにもとづいて耐震補強を行う。

さらに、これらの提言をより具体化するために、1997年11月には、土木学会において、「土木構造物の耐震設計法特別委員会」が組織された。その中には、5つのワーキング・グループ、すなわち①レベル2地震動、②鋼構造物の限界状態、③コンクリート構造物の限界状態、④液状化、および側方流動、ならびに⑤土構造物、および地中構造物の耐震設計法が設けられている。

一方、日本道路協会でも、地震直後、建設省の指導のもとに、「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」<sup>111,112</sup>を取りまとめている。これらを踏えて、このような内陸直下型の地震に対しても、軽微な損傷にとどまるような橋脚、とくに鋼製橋脚の新たな設計法を確立するために、建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、鋼材倶楽部、および日本橋梁建設協会などが中心となって、実験的研究が活発に行われている<sup>113,114</sup>。しかしながら、単柱形式の鋼製橋脚の場合、局部座屈が発生したり、溶接部に脆性的な割れが生じたりするために、RC橋脚に比して、変形性能がない。すなわち、終局変位 $\delta_u$ （最大荷重時の変位）を降伏変位 $\delta_y$ で無次元化した $\delta_u/\delta_y$ が、3~5程度しか確保できない。そのため、RC橋脚と同様なニューマークのエネルギー一定則に従う設計法では、どうしても今回の地震のような内陸直下型の地震動に対しても安全な断面設計が困難であることが明らかにされた。そこで、より大きな耐荷力と変形性能とが期待できる合成断面の採用（コンクリート充填方式）、変形性能が大きい鋼製断面の開発、および弾塑性動的応答解析などを行ってニューマークのエネルギー一定則を用いない新しい鋼製橋脚のための耐震設計法に関する研究が行われている<sup>115,116</sup>。このような趨勢の中、今後建設される新設の橋脚においても、土木学会の提言や上述の研究成果を踏まえた設計をできるだけ早く行うべく、1996年12月には、道路橋示方書・V、耐震設計編<sup>117</sup>が改訂・出版された。ここで、従来の震度法レベルの地震をレベル1の地震、プレート境界型の大地震をレベル2（タイプI）の地震、また内陸直下型の地震をレベル2（タイプII）の地震と定義されている。その中で、鋼製橋脚に関しては、コンクリートを充填して合成断面とすることを薦めている。ただし、基礎構造が軟弱であったり、スペースの関係上、どうしても鋼断面単独構造とせざるを得ない場合には、①縦補剛材間の板パネルの幅厚比を小さくし、また縦補剛材の寸法を大きくする。それとともに、②角溶接部が割れないように角補強を行って変形性能を向上し、さらに③弾塑性動的応答解析を用いた設計を行うことを薦めている。

さらに現在も、鋼構造物の合理的・経済的な耐震・免震設計法について検討するため、①土木学会鋼構造委員会・鋼構造震災調査特別委員会に引き続いて設置された土木学会鋼構造委員会・鋼構造耐震検討委員会、②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に引き続き開設された日本鋼構造協会・次世代鋼構造研究委員会・鋼橋の耐震設計小委員会、および③先に述べた土木学会・耐震基準等基本問題検討会議から出された提言<sup>118,119</sup>を具体化するために設けられた土木学会・耐震設計法特別委員会・第2WG（鋼構造の限界状態）などで検討がなされている。また、これらの検討結果、および、その他の研究機関における研究成果をできるだけ早く公表し、実設計に反映できるように、鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関するシンポジウム<sup>120</sup>などが行われている。

また、鉄道橋に関しては、今回の地震後、（財）鉄道総合技術研究所で活発な研究が行われ、「鉄道橋の耐震設計基準」が作成されつつある<sup>121,122</sup>。

## 6.4 設計に用いる地震動および応答解析法

### 6.4.1 設計に用いる地震動の考え方

いずれの分野の設計入力地震動も、地震動の強度としては2段階のレベルに分けて設定されているものがほとんどである。すなわち、耐用年間に発生する確率が高い中小地震動と、一度は生じるかもしれない（生じないかもしれない）大地震動である。その設定方法は、基準によって異なり、確率論的なものと確定論的なものとがある。確率論的なものとしては、アメリカのUniform Building Code<sup>61)</sup>があり、50年で10%の発生確率を有する地震動（再現期間475年）と、250年で10%の発生確率を有する地震動（再現期間2,373年）とで規定されている。一方、日本の道路橋示方書<sup>23)</sup>では、平成7年兵庫県南部地震のようなM7級の内陸直下型地震といった、確定論的な設定がなされている。

以下、代表的な設計地震動をいくつか、その特徴について述べる。なお、同じ場所に建設される構造物でも、監督官庁や構造物の種類が異なれば設計地震動も異なることに注意を要する。

#### (1)道路橋<sup>23)</sup>

道路橋示方書においては、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動と、橋の供用期間中に発生する確率の低い大きな強度をもつ地震動との2段階の地震動を、耐震設計で考慮することが定められている。これらのうち、発生する確率の低い大きな強度をもつ地震動としては、大正12年関東地震の東京周辺における地震動のようなプレート境界型大規模地震（タイプI）と、平成7年兵庫県南部地震のような内陸直下型地震（タイプII）との2種類を考え、タイプ別に安全率を変えている。そしてこれら2段階3種類の地震波は、加速度応答スペクトルの最大値が、それぞれ300gal、1G、および2G程度のものが考えられており、標準波形も与えられている。しかし、活断層の有無など、地域的な違いは明確に規定されておらず、3種類の地盤種別が考慮されているだけである。また、後述する鉄道橋の場合と異なり、数波の応答結果の平均を用いて設計することとなっている。時刻歴地震応答解析の結果は、使用する地震波形に大きく依存する。しかし、いくつかの地震波形を用いて解析した場合、安全側の見地より、その応答の平均値ではなく、最大値で設計することが合理的だと考えられる。

また、レベル1の地震波は各地盤種別（3種）ごとに1波ずつ、レベル2の地震波は各地盤種別ごとに3波ずつの標準波形が示されている<sup>14)</sup>。しかし、この程度の数では、設計が少数の標準波形に影響される危険性も含んでいる。したがって、設計スペクトルに適合する人工波形を作成する標準的な手順を示し、それを用いた設計を義務づける必要もあると考えられる。例えば外国の例を見ると、イタリアの高速道路橋の耐震設計に適用されている示方書では、地盤ごとに規定された応答スペクトルから作成された、少なくとも8つの加速度波形を用いることが義務づけられている<sup>34)</sup>。このように、ある程度多くの波形を用い、その最大値に対して設計することが望ましいと考えられる。

#### (2)鉄道橋<sup>35),36)</sup>

鉄道構造物の耐震設計は、現行の設計基準により設計した後、兵庫県南部地震規模の地震が構造物付近で発生しても、崩壊しないことを照査することになっている。また、RC構造物でも鋼構造物でも動的解析が基本とされている。兵庫県南部地震規模の地震に対する検討に用いる設計地震動としては、兵庫県南部地震で観測された実波形を、0.2~3.0秒の範囲で設計スペクトルに適合するよう修正したものが指定されている。ポートアイランド（地下80m、および地表）、神戸海洋気象台、および東神戸大橋の各記録を修正したものが、4種類の地盤種別ごとに、それぞれ2波ずつ定められている。元波形の位相情報の影響や、目標とするスペクトルからのずれを考慮して、その両波形に対して、地震応答を検討するものとしている。また、都道府県別の地域区分も考慮することになっており、道路橋の場合とそれほど大きな差異はない。

#### (3)建築<sup>37)</sup>

例えば、高層建築物の設計にあたっては、レベル1として耐用年間に一度以上受ける可能性が大きい地震動（最大応答速度25kine程度）と、レベル2としてその地域において過去に受けた最強と考えられるもの、および将来において受けることが考えられる最強のもの（最大応答速度50kine程度）との2段階を考えている。また、地震動の種類としては、El CentroやTaft等の標準的な波形と、過去にその地域で観測された波形等の地域特性を表すような波形、および八戸波のような長周期成分を含む波形等を含めて3種類以上で照査することとしている。特殊な構造物の場合、日本建築センターによる評定によって、異なる

設計地震動が設定されることもある。

建築分野における設計地震動の設定における特徴は、地震動強度の設定にあたって、最大加速度でなく、最大速度を用いる点にある。これは、最大速度で基準化した方が、一次固有周期が2秒以上の建築物に対して、各種地震動波形による動的解析応答変位のばらつきが少ないという検討結果に基づいている<sup>37)</sup>。したがって、高層建築物よりは比較的固有周期の短い橋梁構造物にも、本手法を適用することが望ましいか否かを明らかにするためには、対象とする固有周期帯域での詳細な検討が必要である。

#### (4) 地方自治体

地方自治体でも、今回の震災後、独自の地震危険度解析を実施しているところがある。例えば、大阪府では、上町断層、生駒断層、および有馬高槻断層がそれぞれ動いたと仮定した場合の、想定地震波形を計算している<sup>38)</sup>。大阪市等、いくつかの市でも検討が始まっている。歴史地震を中心としたこれまでの地震動評価から、活断層の存在を考慮した地震動評価へと変化してきている。活断層は、存在が明確であっても、動く可能性までは的確に評価することが難しい。しかし、関東地方のように、活断層の存在がまだ明確でない場所に比べれば、関西地方は活断層の評価がしやすい地域であり、歴史地震データも古くから蓄積されている。これらの利点を活かして、関西地方独自の設計地震動を設定することは、有意義であると考えられる。

手法としては、仮定された断層とその破壊過程から、半経験的グリーン関数法等によって強震動を合成する方法がよく用いられる<sup>39),40)</sup>。表層基盤による増幅も考慮して、地表における強震動の応答スペクトルが求められる。これを実地震で得られた実際の記録で調整すれば、記録の得られていない地域においても、実地震時の強震動を予測することも可能である。予測精度を上げるためには、より多くのボーリングデータや振動計測データの収集が望まれる。

### 6.4.2 設計地震動に関する問題点

設計地震荷重に相当する荷重を動的に再現する設計地震動としては、時刻歴応答解析を行うことを前提とした地表面での加速度波形が用いられる。しかし、この方法では、動的解析を実施しなければならないといった制約がある。一方、応答スペクトルを用いる手法は、設計実務において、他の設計荷重と同様に静的な荷重としての取り扱いが可能となり、弾性設計を基本とする場合、簡便で合理的と考えられる。しかし、巨大地震に対して、構造物のねばり抵抗しようとする設計思想では、構造物の非弾性応答を応答スペクトルの枠組みの中で評価する必要がある。例えば、現行の基準で採用されているエネルギー一定則を利用した保有水平耐力照査では、弾性系と弾塑性系とで吸収されるエネルギーが同じであるとして、最大変位応答値が予測される。しかし、この予測結果には、復元力特性、および加速度波形に含まれる不確定さなどに起因したばらつきが大きく、その傾向も明確でないといった問題点がある。現在、時刻歴応答解析により非弾性応答量をパラメトリックに直接算定して求める非弾性応答スペクトルの利用も考えられている。しかし、非弾性応答スペクトルを利用する場合には、仮定する骨格曲線や履歴復元力モデルに結果が大きく影響される。したがって、それらとの関連を明らかにし、標準的な非弾性応答スペクトルの定義が望まれる。

地盤振動は、水平2方向、および上下動の3成分で構成される。しかし、構造物の設計時には、それぞれの方向（橋軸、および橋軸直角方向）に独立して設計地震動、もしくは設計荷重を入力し、安全性の確認がなされている。しかし、構造物の非弾性挙動といった観点から、2軸載荷、さらに3軸載荷における相互作用は、まだ未解明な点も多く、入力設計地震動の組合せを検討する必要がある。構造物が3次元的事であることから、水平地震動のみによっても構造物のある部位には過大な鉛直振動が発生し、設計時に十分考慮する必要がある場合も生じる<sup>41)</sup>。さらに、鉛直地震動が構造物に与える影響については、衝撃的な力の存在も含め、まだ議論が多いのが現状である。

### 6.4.3 応答解析法

地震応答解析は、近年のコンピュータの性能向上と解析理論の発展とにより、それほど特殊で難解な解析手法でなくなり、比較的容易に行えるようになった。特に、最近では市販ソフトウェア（汎用解析コー

ド)の充実化が進み、地震応答解析の知識が少ない設計者でも実施可能となってきた。たとえば、一自由度系の非線形地震応答解析は、パーソナル・コンピュータの表計算ソフトウェアでも十分可能であることが示されている<sup>43)</sup>。しかし、大規模な構造物の解析に際しては、汎用解析コードを使うことを前提としても、どのように構造物をモデル化すればよいのかといった点で、まだまだ経験が要求される場合もある。

このような汎用解析コードを設計実務に用いる場合における最大の問題は、解析に必要なコストの問題である。特に、構造物が巨大化するにつれて、3次元非線形動的応答解析の必要性は高くなる。しかし、最適な部材寸法を決めるにあたり、気軽に何回も繰り返してこの種の解析を実施することは、経済的に不可能である。汎用解析コードの多くは、大型計算機、もしくはエンジニアリングWS上で稼動するものが多い。したがって、一企業が整える設備としては、使用方法の習熟も含めて負担が多い。そこで、解析を外注すると、3次元非線形動的応答解析の場合、計算費用がまだまだ高いのが現状である。したがって、パーソナル・コンピュータ上で容易に実施できる環境を整えることも必要である。

もう一つの問題点は、採用すべき非線形解析のレベルに関する問題である。例えば、補剛された薄板で構成される部材である鋼製橋脚の終局限界状態を有限要素法により解析するにあたり、薄板の局部座屈変形を精度よく表現するには、橋脚を板要素、あるいはシェル要素の有限要素でモデル化することが必要となる。したがって、設計時に気軽にこのような解析を行うということは困難であると考えられる。また、終局限界状態付近の鋼製橋脚の解析では、材料非線形性に加え、幾何学的非線形性も考慮する必要がある。また、市販されている3次元の非線形地震応答解析プログラムの中には、一方向にしか非線形性を考慮することができないものもある。したがって、斜橋や曲線橋など複雑な形状を有する橋梁の解析では注意を要する。

また、高架橋が連続する都市内高速道路の解析では、計算機などの容量、およびコスト面からの制約上、部分モデルに対して解析が行われることが多いが、このような場合、振動単位をどう考えるかが問題となる。例えば、単純桁を連ねて構成される高架橋では、地震時においても支承が理想的な機能を発揮できれば、固定支承を有する橋脚1基と、関連する上部構造重量とを考慮した振動単位が基本となる。しかし、実際には、可動支承の摩擦と移動制限装置、桁間連結装置、および落橋防止装置などの存在によって、設計で想定した振動単位が、地震時には、隣接する単純桁、および橋脚と一体となって挙動することも考えられる<sup>43),44)</sup>。多径間連続桁の場合でも、各橋脚による地震力の分担率は、支承条件に大きく影響される。巨大地震時に、支承が破壊し、上部構造の慣性力が他の橋脚にどのように分散されていくか、その過程で桁間連結装置、および落橋防止装置がどのように振動制御に役立っているのかが解析できるようになって初めて、兵庫県南部地震で見られた高架橋の落橋<sup>45)</sup>にまで至るシナリオが解明できるものと考えられる。

さらに、地盤振動は橋脚を通して上部構造に伝達され、起振された上部構造の慣性力に対しては橋脚の曲げ強度で抵抗する。その過程で構造物の振動は抑えられるが、橋脚は上部構造の重量を支えるといった本来の機能を常時保持しなければならない。ところが、橋脚に沈下・傾斜などが伴えば、上部構造も危険な状態に至る可能性がある。したがって、適切な地盤バネによる基礎のモデル化など、上部構造と地盤との相互作用を考慮した解析プログラムの早急な整備が望まれている。

## 6.5 対象構造、および部材とそれらの耐震設計の考え方、および問題点

### 6.5.1 耐震設計の考え方

種々の構造、および部材の耐震設計法を確立するためには、以下の点を明確にすることが必要である。

#### (1)地震のレベルと構造形式とによる限界状態の明確化

表-6.5.1には、文献9)に示されている鋼製橋脚の場合の地震のレベルと限界状態との関係を一例として示している。このように、各構造、および部材の地震のレベルとそれらに対応した限界状態を明確にしておくことが必要である。しかしながら、実際には、この表中の「迂回路の設定」が可能かどうか、また「使用中に補修できる程度の損傷」、および「機能を失う」などが具体的にいかなる損傷事例に対応するのかを明確にしていくことが必要である。



表-6.5.1 地震のレベルと鋼製橋脚の限界状態との関係の一例<sup>9)</sup>

橋脚区分	対象地震		耐用年限中に発生する確率の高い中程度の地震 (レベル1)	耐用年限中に稀にしか起こらない大地震(関東大震災クラス) (レベル2)	耐用年限中に発生する可能性がほとんどない超大地震(兵庫県南部地震クラス) (レベル3)
	想定 加 速 度	水平	150~200 gal	300~400 gal	400~800 gal
		地盤面	250~300 gal	1,000 gal	2,000 gal
		構造物上	100 gal	200 gal	400 gal
想定 水平 変位		5 cm	20 cm	50 cm	
I	大地震の発生の可能性があり、補修のための迂回路の設置が可能な地域の橋脚		損傷を受けない	機能を失うが、崩壊しない	崩壊してもよいが、他の構造物や道路の機能を妨害しない。
II	大地震の発生の可能性があり、物理的、経済的、あるいは政治的に迂回路を設置するのが不可能な地域の橋脚		損傷を受けない	機能を失わず、使用中に補修できる程度の損傷を受ける。	機能を失うが、崩壊しない
III	大地震の発生の可能性があり、社会的に極めて重要な地域にある橋脚		損傷を受けない	損傷を受けない	機能を失わず、使用中に補修できる程度の損傷を受ける。
IV	大地震の発生の可能性があり、社会的に極めて重要な地域内の、特に重要な地点にある橋脚		損傷を受けない	損傷を受けない	損傷を受けない

(2)ヒューズ・メンバーの必要性

地震荷重に対して剛に抵抗するのでなく、あるレベルの地震荷重に対しては、部材の一部を壊し、地震力を避ける免震設計も採用すべきである。ただし、壊した後に、その部材が他の部材に損傷を与えないように配慮することが必要である。また、壊した後の挙動を式で表現し、設計できるような壊し方をすることも重要である。

(3)スペアー部材の設計

ヒューズ・メンバーはスペアー部材とし、壊れてもすぐに交換できるように、標準化し、関連機関で協力してストックしておくことが経済的である。また、壊れなくても、いざという時にうまく壊れるように、適当な期間ごとに交換しておくことも必要である。

(4)桁端遊間の必要量の決定

桁端の遊間の必要量は、必ずしも地震から決めるのではなく、伸縮継手の機能、耐久性、および経済性なども考慮して決めるべきである。6.5.4で述べるが、レベル2の地震に対する桁端部の挙動、すなわち遊間、伸縮継手、および支承の強度などとの連成挙動を明確にすべきである。あるいは、明確にできるような構造を採用すべきである。その後、適切な遊間量を決めるべきである。

(5)最適な橋脚間隔の再検討

新しい道路橋示方書・V. 耐震設計編<sup>2,3)</sup>では、設計地震荷重が今までに比してかなり大きくなった。設計地震荷重が大きくなると、基礎が大きくなる。基礎のコストも含めて、橋梁形式ごとに従来から決まっている経済的な橋脚間隔が、大きくなった地震に対しても適用可能なのか否かの検討を再度行うことが必

要である。

#### (6)免震設計と耐震設計との適用区分

免震設計を行った場合の方が有利な構造物、あるいは構造部材と、耐震設計を行った場合の方が有利な構造物、あるいは構造部材とを明確にし、両者の適用区分を明確にしておくことが必要である。また、免震設計には、どのようなものがあるのかを整理しておくことも必要である。

#### (7)システムとしての桁端部の設計法

レベル2の地震に対しては、どこを塑性変形させるか、また、どこを壊すかで、他の部材の挙動が大きく変化する。したがって、桁端部では、関連する部材、すなわち上部から伸縮継手、桁端の遊間、支承、落橋防止構造、橋脚、アンカーボルト、および基礎を一つの振動系としてモデル化して、レベル2の地震下での挙動を明確にして、これらの部材を設計する必要がある。

#### (8)隣接橋梁との相互作用

ゴム支承を採用すれば、たとえ単純桁橋が連続する区間でも、隣接桁どおしの挙動は連成する。また、桁端部の遊間が少ない場合も、隣接桁どうしが衝突し、隣接桁の挙動は連成する。したがって、この連成問題を解決することも重要である。

#### (9)長大橋と中小橋梁との耐震設計の区別

今回の地震により損傷した長大橋の支承は、ほとんどが従来どおりの強度レベルのものに復旧された。しかし、第5章の5.2節に示した六甲アイランド橋の上横繋ぎ材の座屈損傷のシミュレーション解析において、もし、支承が壊れなかったら上横繋ぎ材の座屈損傷は発生しなかったという結果を得ている。しかしながら、長大橋の場合、レベル2の地震にも損傷を受けない支承の設計が、はたして可能なのか。また、支承が壊れないように設計した場合、長大橋の上部構造は、レベル2の地震に対する安全性をいかに照査すればいいのか（例えば、6.5.2(1)参照）について検討する必要がある。

#### (10)耐震設計と本来の機能確保

例えば、今回の地震後、支承の寸法、および材料などは、ほとんど地震できまり、桁端部のたわみを拘束し、たわみ角は拘束しないという本来の機能確保の検証は、あまりなされていないようである。このような状況で設計する方法には、何か大きな誤りがあるのではないか。支承は、上部構造からの鉛直荷重と、レベル1程度の地震荷重、および風荷重とを支持し、レベル2の地震荷重は、別の部材で支持する機能分散のコンセプトで設計すべきではないか。この問題の検討も重要である。

#### (11)正確な振動系の作成

可動支承が壊れると、設計では考慮しなかった不確定な力が橋脚に作用する。したがって、レベル2の地震で壊れるような支承は、壊れてからの挙動が明確になるような構造として、それを考慮した正確な振動モデルを用いて設計することが必要である<sup>26)</sup>。

#### (12)鋼断面の履歴特性を評価した保有水平耐力の照査法の開発

鋼断面の曲げモーメントと曲率との関係は、非常にエネルギーの吸収性能のよい紡錘形の履歴特性を示す。しかしながら、保有水平耐力の評価法に、RC橋脚と同様に、ニューマークのエネルギー一定則を用いると、この特性が評価できない。この鋼断面の履歴特性を評価した保有水平耐力の照査法の開発が必要である。

#### (13)脆性的な割れに対する照査法の提案

塑性ひずみを超える大きなひずみを受けた場合の応力集中部は、最初、小さな延性割れが発生し、それが脆性破断に進展することがある。この破断を防止するための照査法の開発も必要である。

#### (14)Over Strength の問題

例えば、鋼材の強度が公称値よりもかなり大きな鋼材で鋼製橋脚を製作すると、鋼製橋脚が塑性変形する前に、アンカーボルト、あるいは基礎が崩壊し、設計で想定したのと異なる危険な崩壊が発生する可能性がある。この点も、レベル2に対する鋼構造物の安全性を照査する上で考慮する必要がある。しかしながら、この問題は、鋼構造よりも、強度のばらつきが大きいコンクリート構造の方が深刻であると考えられる。

## 6.5.2 上部構造

### (1) 高次不静定構造物の保有水平耐力照査法

ここでは、文献25)、および26)で提案されている方法を参考までに示し、今後の検討資料に供したい。

図-6.5.1には、地震時保有水平耐力照査法の1例を示している。このフローの中には、橋脚を構成する鋼板の局部座屈を認めた場合の照査フローも含めている。ただし、現時点では、この種の局部座屈を認めた設計ができるほど十分な研究成果が得られているとは考えられない。

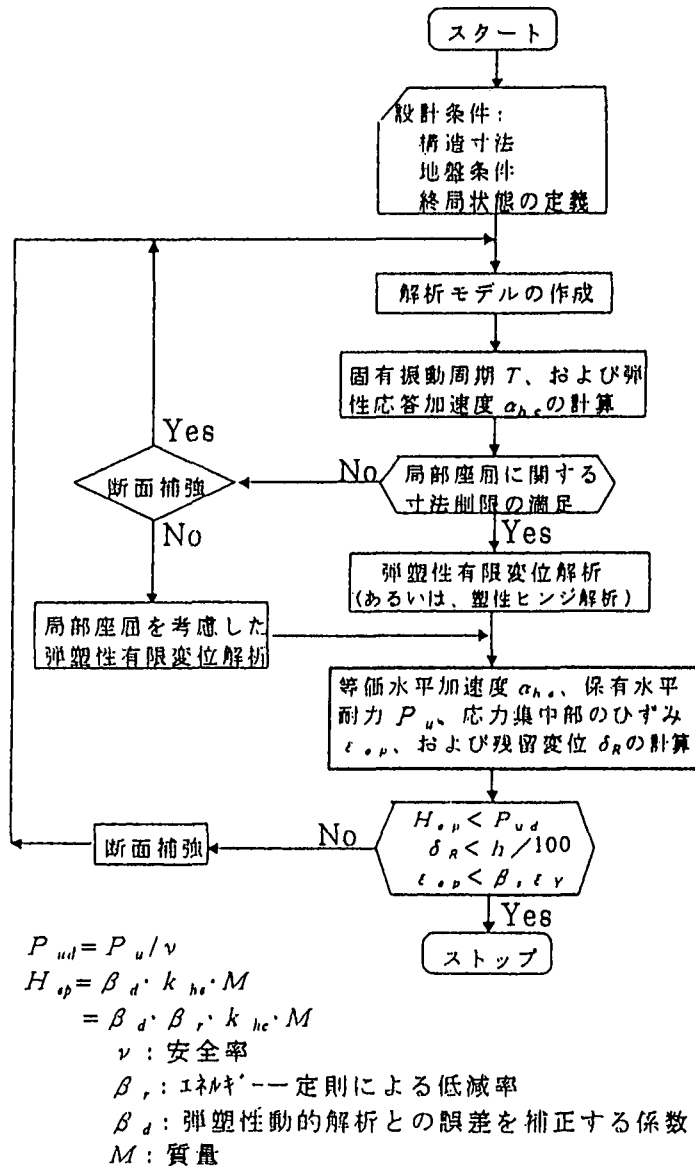


図-6.5.1 保有水平耐力照査法のフロー

終局限界状態に至るまでの挙動を解析する方法として、文献28)には、終局限界状態まで局部座屈が発生しない部材からなる鋼骨組構造物の弾塑性有限変位解析法が示されている。一方、建築分野では、崩壊モードを仮定する塑性解析も用いられている。

また、作用地震力  $H_{o,p}$  は、次式で評価できるようになると便利である。

$$H_{o,p} = \beta_d \cdot \beta_r \cdot k_{hc} \cdot M \quad (6.5.1)$$

ここに、

$\beta_d$  : 弾性動的応答の弾塑性動的応答に対する誤差を補正するための係数

$\beta_r$  : 弾塑性挙動を考慮するためニューマークのエネルギー一定則によって求める低減係数  
 $k_{h0}$  : 弾性応答解析によって求める地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度  
 $M$  : 上部構造の質量

ただし、当分は、 $\beta_r=1.0$  とせざるを得ないが、そのうち構造物ごとに異なる精度の良い $\beta_r$ の値 ( $\leq 1.0$ ) を提案できると便利である。

また、 $\beta_r$ も弾塑性有限変位解析を行うことなく、構造物の不静定次数、および使用構造部材の断面の幅厚比などで自動的に決まるようにできると、便利である。建築鋼構造物の設計において、幅厚比の小さい板パネルの部材からなる構造物では、 $\beta_r=0.25$ とされている。

同様に、応力集中部、およびラーメン隅角部などの割れは、細部構造の工夫などによって防止することが可能である。しかし、場合によっては、次式などで応力集中が発生する溶接部の割れに対する照査を行うことも必要であると考えられる。

$$\varepsilon_{sp} < \beta_s \cdot \varepsilon_Y \quad (6.5.2)$$

ここに、

$\varepsilon_{sp}$  : 弾塑性解析による着目点の公称ひずみ(ホット・スポットひずみ)  
 $\beta_s$  : 部位の割れに対する強度によって異なる係数  
 $\varepsilon_Y$  : 降伏ひずみ

また、文献6)には、弾性応答変位 $\delta_e$ から、弾塑性を考慮した最大応答変位 $\delta_{max}$ 、および残留変位 $\delta_r$ を計算する近似式が提案されているので、参考にされたい。

図-6.5.2、および図-6.5.3には、5章の5.2.2項で取り扱ったラーメン橋脚を骨組構造にモデル化して弾塑性有限変位解析を行った結果を示している<sup>26), 27)</sup>。橋軸方向には $k_{h0}=0.83$ 程度、橋軸直角方向には $k_{h0}=2.96$ 程度の地震までは、ほぼ安全であることがわかる。すなわち、橋軸方向には、レベル2の地震に対して何らかの補強が必要であることがわかる。

また、図-6.5.4に示すニールセン・ローゼ橋にニューマークのエネルギー一定則を適用した場合の解析結果を図-6.5.5に示している<sup>27)</sup>。

これらの解析結果から、 $\beta_r$ を求めると、以下のような値となる。

$\beta_r \doteq 0.7$  : 単柱形式の鋼製橋脚、橋軸方向に地震を受けるラーメン橋脚、および橋軸直角方向に地震を受けるニールセン・ローゼ橋  
 $\beta_r \doteq 0.3$  : 橋軸直角方向に地震を受けるラーメン橋脚

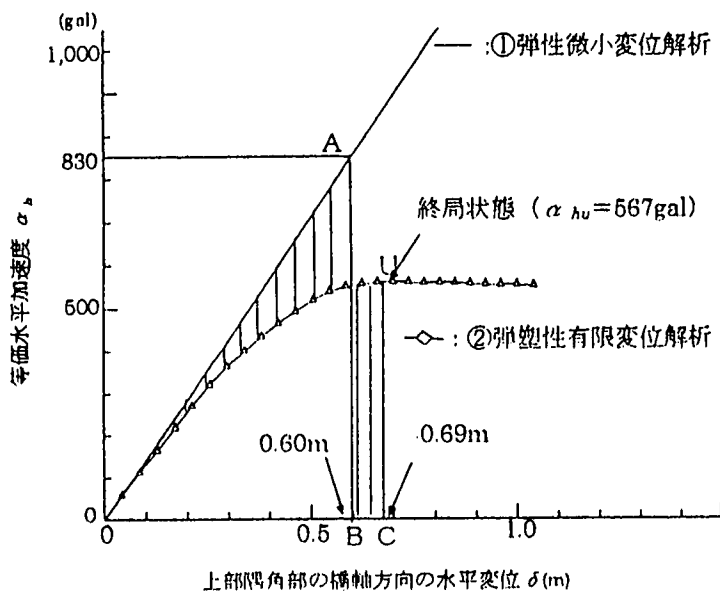


図-6.5.2 等価水平加速度 $\alpha_h$ と水平変位 $\delta$ との関係(橋軸方向)

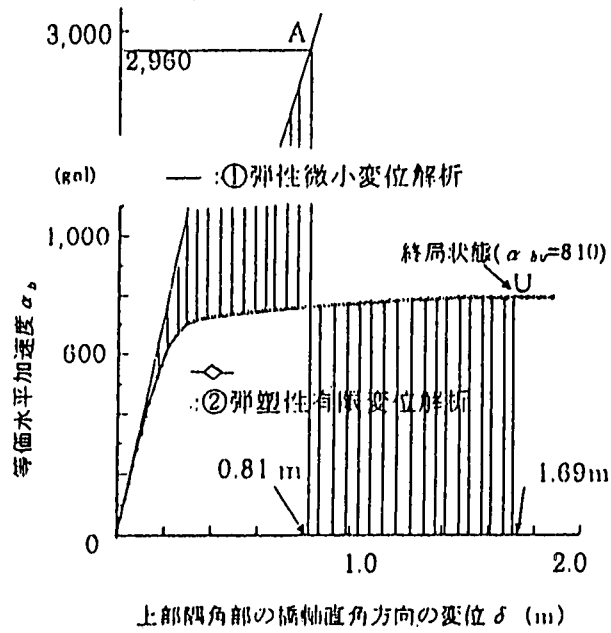


図-6.5.3 等価水平加速度  $\alpha_h$  と水平変位  $\delta$  との関係 (橋軸直角方向)

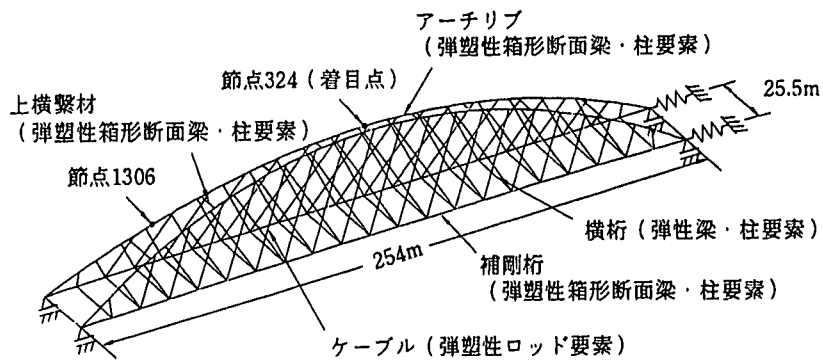


図-6.5.4 ニールセン・ローゼ橋の解析モデル

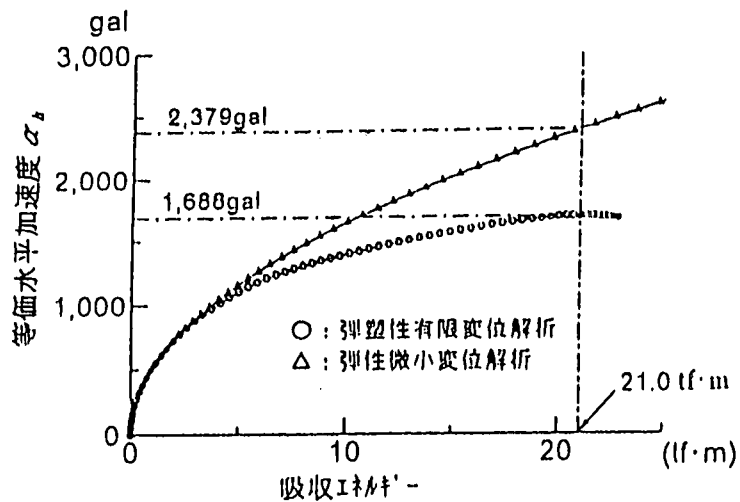


図-6.5.5 等価水平加速度と地震応答エネルギーとの関係

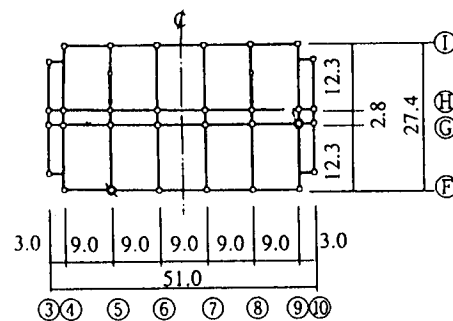
今後、種々の鋼構造物に対して、適切な $\beta_r$ を求めておくことと便利である。

また、アーチ橋などのように、高さ方向に質量が比較的分布している構造物の耐震設計では、建築構造物のように、振動モードによって高さ方向に異なる加速度を考慮する補正係数を用いて修正した水平震度を使用することも必要であると考えられる。

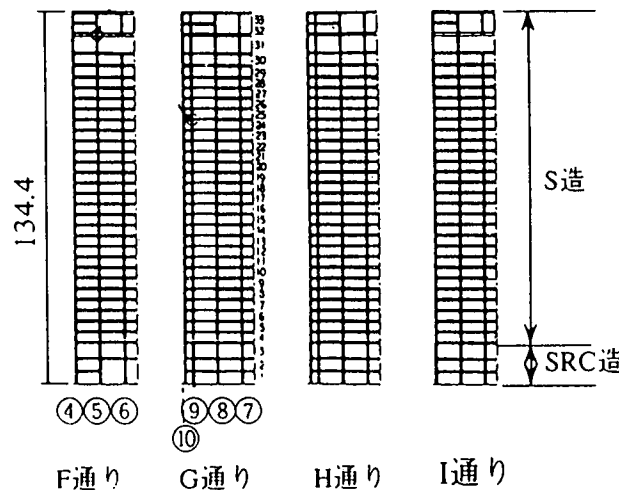
## (2) 建築構造物の耐震設計法

JR神戸駅前に建設された超高層オフィスビル（神戸クリスタルタワー）は、完工後僅か1年4ヶ月で兵庫県南部地震に遭遇した。幸いこの地震による損傷は軽微であり、人命の安全が保たれたが、超高層ビルが初めて激しい地震動を経験した例として、このビルを対象に、現行の耐震設計法（昭和55年7月に改訂された建築基準法・同施行令）の実情について検証、および考察することとした<sup>(4)</sup>。

まず、本ビルの基準階の平面図、および骨組図を図-6.5.6に、構造の種別、および部材形状等の諸元を表-6.5.2に、さらに本ビル独自の構造と安全とに関わる主な特記要求事項を表-6.5.3に示す。



(a) 基準階平面



(b) 長辺方向構面

図-6.5.6 基準階平面および骨組図（寸法単位：m）

### a) 兵庫県南部地震の記録による応答解析

このビルの設計時には、ベースシア係数 $C_b$ を0.08として耐震基準の $A_r$ 分布を用いた静的地震外力に対する断面力を算定し、応答解析によりその有効性が検証された。今回、兵庫県南部地震でのいくつかの強震記録を用いて追加の応答解析を実施し、本ビルの耐震性の考察と検査部位の決定とがなされた。

ここでは、本ビルの北約1.2kmにあり、設計時のレベル2解析用の入力動をはるかに超える加速度を記録した神戸海洋気象台（以下、略してJMA）の地震動と、設計時に想定した地震動とのうち、解析で求めた応答値（層せん断力、層変形角、および塑性率）が大きく、設計時に支配的であったEl Centro地震波、およびTaft地震波の2波（レベル2を想定）の作用を想定した解析結果について考察する。

表-6.5.2 構造諸元 (寸法単位: mm)

階数	地下2階、地上32階		建物高さ	135m
構造	基礎	直接基礎 (基礎底GL-10.8m~-12.5m)、底版RC造		
	地下2階柱~地上4階床SRC造		4階柱以上 S造	
鉄骨部材	柱	SRC造部	溶接クロスH、幅700,600 最大厚50	
		S造部	角溶接ボックス、幅700,650,600 最大厚45	
	梁	SRC造部	溶接H、せい1000~700 最大厚40	
		S造部	溶接H、せい1000,800 最大厚36 (27mspan回り せい1300~1000 最大厚36)	
S造部仕口	柱面に梁のフランジ溶接、ウェブ高力ボルトの現場接合			
材料	鋼材	SM490A、但し柱の厚さ40を超えるものSM490B(TWCP)		
	コンクリート	基準強度240,270kgf/cm <sup>2</sup>	鉄筋	SD30A, SD35
	高力ボルト	トルシア形 S10T、JIS F10T		

表-6.5.3 主な特記要求事項

応答解析	レベル1弾性解析	入力加速度: 最大速度25cm/s規準化 最大層間変形角 1/200 以下
	レベル2弾塑性解析	入力加速度: 最大速度40cm/s規準化 最大層間変形角 1/100 以下
コンクリート	塩分量 0.15 kg/m <sup>3</sup> 以下 (JIS 要求 0.3 kg/m <sup>3</sup> 以下)	
鋼材	炭素量 0.008% 以下 (JIS 要求 0.035%以下)	
	SM490A材の炭素当量 0.45%以下 (JIS 要求なし)	
現場溶接	柱継手及び梁フランジの溶接部の100%超音波探傷検査	
高力ボルト	引張り強さ 117 kgf/mm <sup>2</sup> 以下、硬さH <sub>RC</sub> 36.5 以下 (遅れ破壊安全度向上)	
建方精度	建物の倒れの上限(e) 15mm (学会指針 50mm)	
カーテンウォール	レベル1の建物変形に無損傷	
	レベル2の建物変形にガラスの脱落なし	

なお、この考察は、地震後の観察で明らかに厳しい作用方向とわかる建物の長辺方向について行っている。また31階には外部への吹抜け部があり、その直上でF通りとI通りとの⑤~⑧通り間には27mの大スパン梁があるため、設計時にはTaftによる鉛直応答解析を、また今回は JMA波の鉛直応答解析を併せて実施し、この梁の地震時の応答と耐力とを評価した。

i) 入力地震波 (1階床位置に入力、柱脚固定)

- ・ El Centro ; NS 409.2Gal (速度 40.0cm/s)
- ・ Taft ; EW 397.5Gal (速度 40.0cm/s)、およびUD 124.2Gal (レベル1のEWの1/2)
- ・ JMA ; NS 820.6Gal (速度 90.9cm/s)、およびUD 333.3Gal

ii) 解析モデル

以下の2つの解析モデルを用いた。すなわち構面を等価な曲げせん断棒に置換した略算モデル、および梁の曲げと回転角との特性を加工硬化のないbi-linear、柱の特性をlinearとする骨組構造モデル(精算モデル)の2つである。なお、精算モデルによる解析は、塑性ヒンジの発生状況や大スパン梁の鉛直振動を知るために実施した。

iii) 固有周期

解析モデルの固有振動周期を、表-6.5.4に示す。

表-6.5.4 固有振動周期

解析モデル	方向	1次	2次	3次
略算モデル	水平	3.65s	1.26s	0.74s
精算モデル (F通り)	水平	3.73s	1.31s	0.78s
	鉛直	0.39s	0.29s	0.28s

iv) 応答解析結果

図-5.6.7、および図-5.6.8に、それぞれ水平、および鉛直の加速度応答スペクトルを示す。さらに、図-5.6.9～図-5.6.12には、それぞれ加速度、層せん断力と保有水平耐力、層間変形角、および塑性率を示す。これらの図で、JMA波の加速度と層間変形角とは精算モデル、他はすべて略算モデルによる解析結果である。

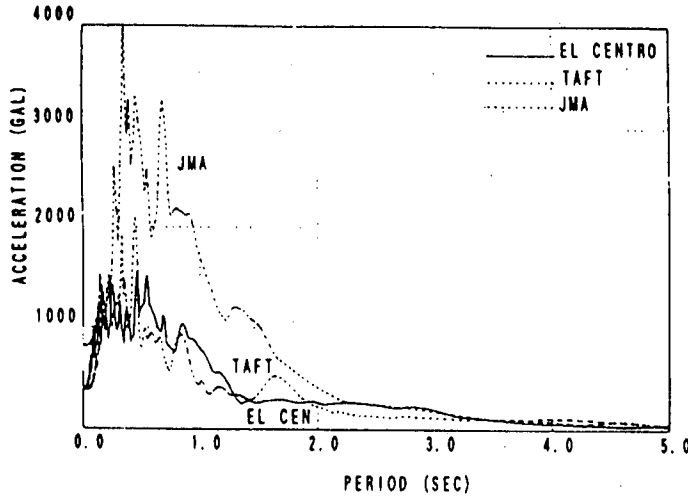


図-6.5.7 水平加速度応答スペクトル

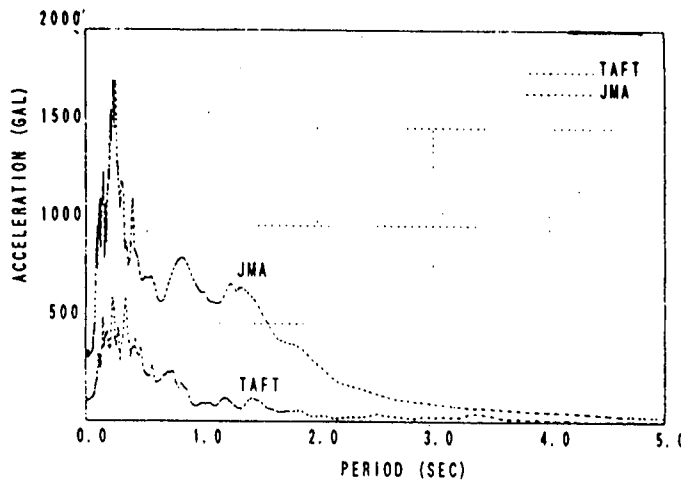


図-6.5.8 鉛直加速度応答スペクトル

図-6.5.7、および図-6.5.8より、長周期のビルの場合、入力地震波によって応答加速度の大きさは異なるが、応答スペクトルの形状は、あまり変化しないことがわかる。

図-6.5.9よりわかるように、JMA波の加速度の傾向は、20階あたりで膨らみがあるが、設計2波に比べ約2倍であり、最上階近くでは入力加速度に近い値になっている。図-6.5.10に示すように、層せん断力については、JMA波の値はTaftの約1.5倍となり、最下階近くでは保有水平耐力に達する。なお、本ビルの東方約3kmのポートアイランドで観測された波は、最大加速度はJMA波より低い(565Gal, NS, GL-12m)、長周期域での加速度応答性は逆にJMA波より高く、本ビルでの解析に適用した場合、層せん断力は7階から



17階にかけて保有水平耐力レベルに達することが別途、判明した。

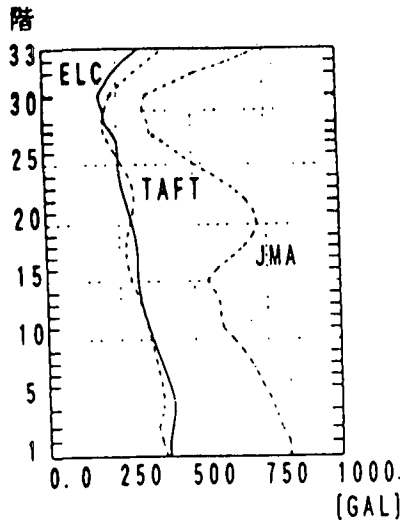


図-6.5.9 水平最大加速度

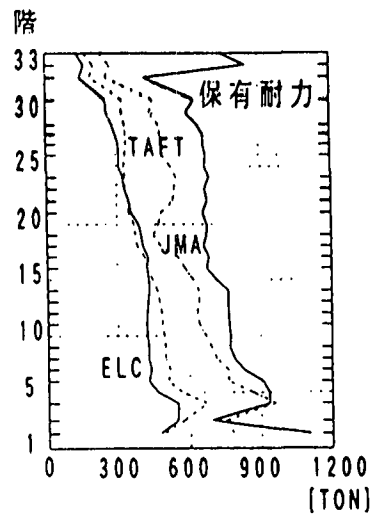


図-6.5.10 層せん断力

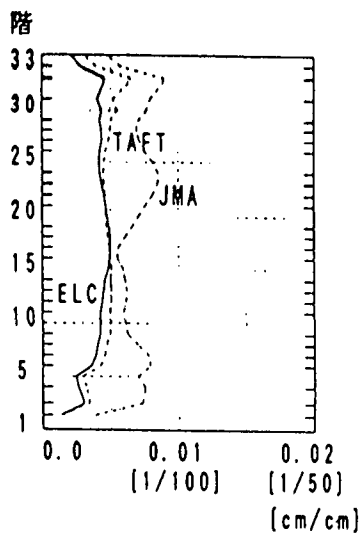


図-6.5.11 層間変形角

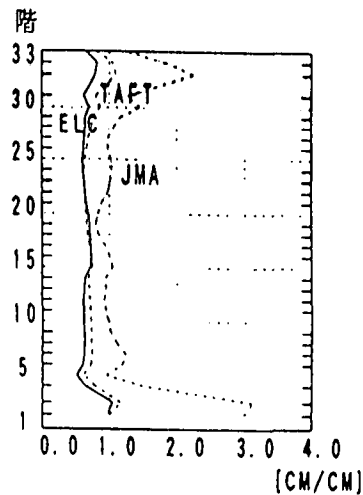


図-6.5.12 塑性率

次に、図-6.5.11よりわかるように、層間変形角については JMA波が設計波の約2倍に達する。しかし、それでもカーテンウォールに対する変形追従性要求値のH/100 (H: 1階の高さ)以内である。JMA波での塑性率の値は、図-6.5.12に示すように最上階近くで約2、1階と2階とでは約3に達し、入力加速度波形と塑性ヒンジの発生状況との対照により、高い入力加速度の最下層部への直接的な影響がうかがえる。

#### b) 柱梁仕口部の検証

兵庫県南部地震で本ビルの柱梁仕口部に発生した応力(ひずみ)を推定するために、JMA波を入力したビル全体の骨組構造モデルの地震応答解析結果を用いて、柱梁仕口部の詳細な静的弾塑性有限変位解析を実施し、仕口部の塑性化の状態を調べた。さらに、この仕口部の耐火被覆を剥がし、鉄骨の損傷の有無を検査した。

##### i) 解析方法

ビル全体の骨組構造モデルを用いた地震応答解析の結果に基づいて、以下の2カ所を詳細検討の対象として選定した。

- ①上下振動による大梁(31階吹抜けの上)のたわみにより、梁固定端の曲げの塑性率が大きい32階のF-5柱梁仕口部
- ②水平振動による層間せん断変形が大きく、梁の塑性率の大きい25階のG-9柱梁仕口部

詳細解析では、注目している仕口回りの柱梁をそれぞれ1ピッチ分（柱：上下の床間、梁：隣り合う柱間）を含めた十字形の範囲の部材を解析の対象とし、シェル要素によるFEMモデルを作成した。

全体骨組構造モデルを用いた地震応答解析結果（NS+UD）の柱梁端部における上下・左右方向並進変位、および傾き角の時刻歴データをもとに、層間せん断変位が最大となる時刻におけるそれらの値を詳細モデルに静的強制変位として与えた。

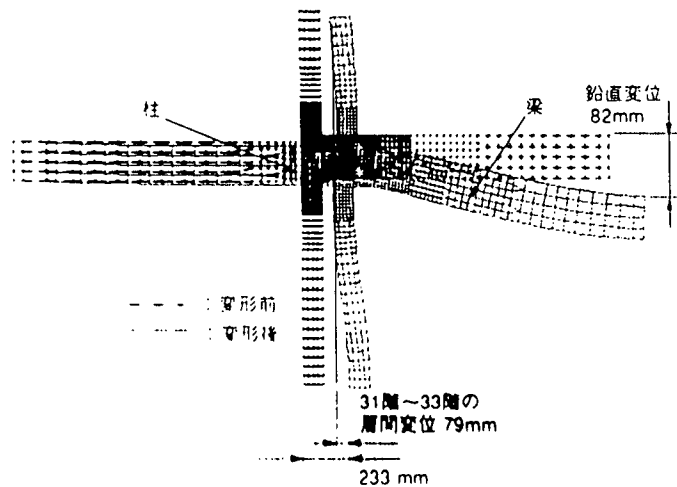
ii) 材料特性

柱梁の材料特性については、建設時の使用材料のミル・シートに基づき、降伏応力、および引張り強さを板厚毎に平均した値を用いた。また、等方硬化則により加工硬化を考慮した。

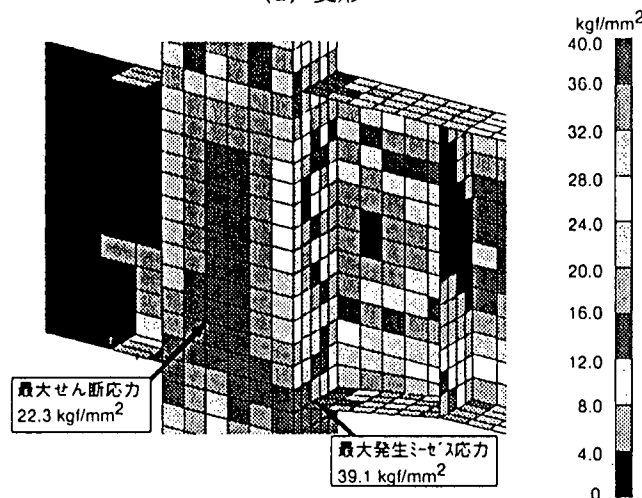
iii) 解析結果

32階F通りの変形の解析結果を図-6.5.13(a)に、同図(b)にMisesの相当応力の分布を示す。最大応力は、大梁の下フランジ（材料SM490A、板厚36mm、および降伏点 $38.9\text{kgf/mm}^2$ ）の柱との接合部に生じており、その値は $3,910\text{kgf/cm}^2$ である。この最大応力に対する最大ひずみでは $0.34\%$ であり、引張試験片の破断ひずみ（ $29\%$ ）に対しては十分余裕がある。また、柱梁の接合パネルで $2,230\text{kgf/cm}^2$ のせん断応力が発生しているが、Misesの相当降伏せん断応力（ $2,250\text{kgf/cm}^2$ ）以下である。

25階G通りについての同様の解析結果では、最大応力は、梁の下フランジ（材料SM490A、板厚28mm、および降伏点 $34.7\text{kgf/mm}^2$ ）の柱との接合部で生じており、その値は $3,500\text{kgf/cm}^2$ である。これに対応するひずみは $0.4\%$ であり、引張試験片の破断ひずみ（ $30\%$ ）に対して十分余裕がある。ちなみに、25階のひずみ速度を求めると最大で $0.015/\text{sec}$ であった。



(a) 変形



(b) 応力分布

図-6.5.13 詳細弾塑性大変形解析結果（32階F通り）

#### iv) 柱梁接合部の検査結果

兵庫県南部地震の記録による応答解析結果を参考にして、鋼構造部の3ヶ所の検査対象部位（25階、32階、および33階）を決め、耐火被覆を剥して目視検査、浸透探傷検査、および超音波探傷検査を行なったが、いずれも全く損傷のないことが確認された。

なお、鉄骨鉄筋コンクリート部の柱梁接合部についても検査を行なった。柱頭部、柱脚部、および床コンクリートには小さなひび割れが生じていたが、これらのひび割れは何れも浅く、微細であり構造強度上の問題になるようなものではなかった。

#### c) 考察

ここでは、神戸市街地の超高層ビルが兵庫県南部地震で示した耐震性の1事例を紹介した。本ビルは、基本的には昭和55年に改訂された新耐震設計法に基づき設計されているが、応答解析で検証された対保有耐力余力や構造計算の過程における安全側の仮定などが寄与したこと、さらに、本ビル建設の際に実施された、設計、製作、および施工にわたる品質確保の徹底が、想定以上とされる地震動に耐え得たものと言える。

### 6.5.3 支承

兵庫県南部地震では、多くの支承が損傷した。支承の被害としては、セット・ボルト、アンカー・ボルト、ソール・プレート、および、せん断キー部の破断や損傷といった支承と上下部構造との接合部に生じる被害、また上杓やピンの破断、およびローラーの抜け出しといった支承本体に生じる被害の2つに大別することができる。さらに、支承部構造に関する被害としては、支承に取付く上下部構造の損傷も数多く認められた。

鋼製支承とゴム支承とにおける被災度の違いに関しては、ゴム支承の大きな被害が圧倒的に少ない。すなわち、車両の通行には本格的補修が必要とされる被災度Aランク以上と判定された鋼製支承は20%を上回った<sup>11)</sup>のに対し、Aランクの被災を受けたゴム支承はない。これにより、鋼製支承とゴム支承との終局限界状態における性能特性の一端が現れたことになる。しかし、ゴム支承についてはCランクまで含めると約10%の支承に何らかの被害を受けたことを考慮すると、ゴム支承の取付け部を含めて問題なしということはできない。

鋼製支承本体の破壊原因については、設計想定値を遥かに上回る外力が作用したためと一言では簡単に結論付けられず、各個撃破の影響、変形性能（ねばり）の不足、および応力集中の起こりやすい構造詳細など様々な因子が複雑に絡み合って生じたものと考えられる。

以下には震災経験を反映した鋼製支承とゴム支承との使用区分、長大橋の支承のあり方、および機能の分散化などにつき整理することとする。

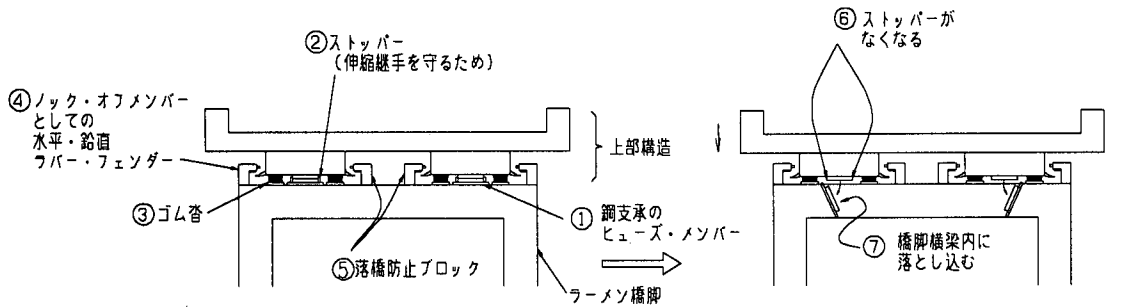
#### (1) 支承の選定<sup>11)</sup>（鋼製支承とゴム支承との使用区分）

支承は構造や構造タイプにより設計で想定した終局限界状態を超える規模の地震に遭遇した場合の信頼性に差異があることから、支承の選択はこれを考慮して行われるべきである。

支承部単独で等価水平震度に相当する慣性力に抵抗できる支承を選定することが基本となるが、橋台の拘束により桁に大きな振動が生じにくい場合や、支承部の構造上やむをえない場合は他の落橋防止システムと補完しあって慣性力に抵抗できる構造とする必要がある。

鋼製支承とゴム支承との使用区分については、上記の観点から、まずゴム支承の使用を考慮すべきであろう。ゴム支承が使用できないか、あるいは不適當な場合に鋼製支承を使用することになるが、これには2つの観点がある。すなわち、製作限界からすると、現在、ゴム支承の最大反力は実質 $R=2,500\text{tf}$ 程度であるため、大反力を支える必要のある場合は、鋼製支承を用いることとなる。また、上下部構造の支点条件から考えると、アーチ橋の基部や大きな回転量が要求される場合には鋼製支承の使用が考えられる。

なお、鋼製支承の使用に際しては、落橋防止システムと補完しあって慣性力に抵抗できる構造とするほか、図-6.5.14に示すように、レベル1以下の地震に対してのみ支承が機能するように設計し、それ以上の地震に対しては支承をヒューズ・メンバー的に破壊させ、地盤の地震動が上部構造に伝わらないように設計する方法も考えられる。



(a) レベル1以下の地震下

(b) レベル1以上の地震下

図-6.5.14 ヒューズ・メンバーとした支承機構の概念図

(2) ゴム支承適用の留意点

鋼橋にゴム支承が本格的に使用され始めたのは兵庫県南部地震以降であることは周知の事実である。したがって、ゴム支承の使用実績が多くなると未知の問題が発生する可能性があるが、現時点での適用上の留意事項として以下のものが考えられる。

i) 鉛直荷重の伝達

鋼製支承では上沓をソール・プレートに接触させて据え付ければ良いが、ゴム支承では鉛直荷重により支承高さが1~2mm圧縮変形するため、支点部における高さ調整を行う場合は、この圧縮変形を考慮する必要がある。特に、端支点では活荷重による圧縮変形が伸縮装置部の路面の段差などに影響しないように鉛直バネを設定する必要がある。

ii) 鋼桁本体の設計

ゴム支承を採用することにより、支圧面積が広がり、従来の鋼製支承を用いたときの支点補強の考え方では必ずしも対応できないケースが増加している。例えば、箱桁橋においては縦リブと横リブとを一体化した格子補強構造、および垂直補剛材の大型化などにより適切な支点補強構造を行うべきである。

また、ゴム支承は鋼製支承と比べ背が低いいため、維持管理上の扱いを十分配慮する必要がある。

iii) 温度変化とキャンバーの影響

鋼製支承では温度変化や桁のキャンバーの影響を考慮して据え付け時に下沓に対し上沓をずらして設置するなどの配慮がなされていた。しかし、ゴム支承ではゴムのせん断変形が発生する。したがって、完成系で支承を鉛直に据え付ける場合には、水平ジャッキを用いる予備せん断などを行い、矯正変位を与えておく必要がある。

iv) 負反力の影響

ゴム支承の負反力に対する耐荷力は、正反力に比較して弱く、不安定な特性を有している。したがって、常時負反力の発生する個所で使用することは避けなければならない。

現在、各種の負反力に対するゴムの許容引張応力度として表-6.5.5<sup>49)</sup>に示す値が提案されているので設計時の参考となる。この表は、せん断弾性係数Gが、8kgf/cm<sup>2</sup>と10kgf/cm<sup>2</sup>以上に対する値を示している。

表-6.5.5 負反力に対するゴムの許容引張り応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

負反力の形態	G=8	G>10
$R_i=R_0$	0	0
$R_i=R_{i+1}+R_0$	0	0
$R_i=2R_{i+1}+R_0$	8	10
$R_i=R_0+R_w$	12	15
$R_0$ (耐震編)	12	15
$R_0=0.3R_0$	16	20

v) 回転性能

ゴム支承は水平方向に比べて鉛直方向の剛性が非常に高い。これは、鉛直方向に大きな耐荷力を得るために、支承をゴムと鋼板との積層構造にしているからである。ゴム支承の設計時に、当然、桁の回転量が考慮されているが、一般に回転に対する余裕は少ない。このため、橋梁の完成系で上下部構造の受圧面とゴム支承の上下面とが良好な精度で平行になるよう施工時に配慮する必要がある。

vi) 交通振動の影響

ゴム支承を用いた桁はバネ支持構造であるため、交通振動が助長される可能性が考えられる。これは現

時点では未知の課題であるが、今後の研究が期待される。

### (3)長大橋の支承のあり方

鋼製支承はゴム支承に比べ、終局限界性能を超える地震力に対する信頼性が劣ると考えられる。したがって、以下の項目に留意する必要がある。

- i) 終局限界状態を超えると路面に大きい段差を生じ、上下沓の残留変位も大きくなる傾向がある。したがって、道路としての機能保全を目的として、段差防止構造などを併設する必要がある。
- ii) ローラー支承のような線荷重支持構造は避け、滑り支承のような面荷重支持構造とすべきである。すなわち、ピン・ローラー支承、およびピボット・ローラー支承は、支承高が高く、かつ構造も複雑なため、今後はローラーに代わってすべり機能を持たせた構造を検討する必要がある。
- iii) せん断キーとなるボス部基部のコーナーに曲率をつけるなど応力緩和方策を講じることが望ましい。
- iv) 構成部材は、JIS規格で衝撃値の保証された材料を用いる必要がある。
- v) 絶対に破壊の許されない支承（ラテラル支承など）の設計法については、弾塑性解析を含めた検討が必要であろう。
- vi) 水平地震力が作用する部材のすき間には緩衝材などを設けて衝撃力を緩和することが望ましい。
- vii) 大反力の可動支承としては、ローラーの代わりにテフロンなどによる滑りを利用した滑り支承が考えられる。テフロンは摩擦係数が安定しており、また、衝撃的に動くことも少ない。面圧が高いと摩擦係数が低く、面圧が低いと摩擦係数が高いという特性もあるため、今後の検討が期待される。

### (4)機能分散

落橋防止システムは、支承のタイプにより構成が異なるが、一般に、桁かかり長、落橋防止構造、変位制限装置、および段差防止構造により構成される。さらに必要に応じてジョイント・プロテクターが設けられる。特に、鋼製支承には鉛直荷重支持、回転、および移動などの常時機能だけを持たせる。そして、地震時機能は別の構造に期待する機能分散化が考慮されるべきである。

図-6.5.15には、道路橋示方書に規定される支承部単独で等価水平震度に相当する慣性力に抵抗する場合に用いるタイプBの支承を用いた場合の、桁かかり長、落橋防止構造、ジョイント・プロテクター、および段差防止装置などの各想定地震に対する挙動の概念図を示す。

従来、支承部をあまり強くすると、上部構造の慣性力により下部構造に過大な地震力が作用するため、支承を弱くしておく方が橋全体への損傷が小さくできるのではないかと、いわゆる支承ヒューズ論的な見方もされていた。また、被災した橋梁を調査した結果、この見方を適用した方が説明が付きやすい事例もあった。しかし、現行設計の考え方は、与えられた等価水平震度に相当する慣性力に対しても確実に機能する構造とすることを、基本としている<sup>23)</sup>。すなわち、支承部は、震災以前、上下部構造を結ぶ重要な部材であったにもかかわらず、必ずしも一次部材的に取り扱われていなかった。しかし、震災を契機に、橋を構成する重要な構造部材としての位置づけが明らかになったといえる。

しかしながら、ヒューズ・メンバーとしての支承の設計法の妥当性、ならびに橋脚、桁遊間、伸縮装置、および落橋防止装置などとの連成を考慮して、より合理的で経済的な支承の設計法について今後、十分に検討していくことが必要である。

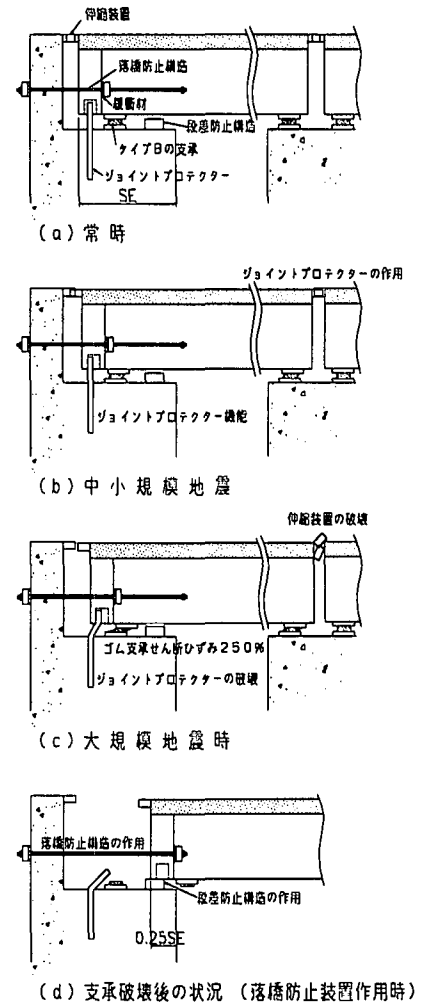


図-6.5.15 機能分散概念図

#### 6.5.4 伸縮継手

##### (1) 設計方法の変遷

昭和45年4月、日本で最初の道路橋伸縮装置設計便覧<sup>11)</sup>が日本道路協会より、出版された。この便覧は、現在でも伸縮装置を設計するための唯一のよりどころとなっている。しかし、その内容は、現在まで、大きく変わっていないのが実状である<sup>11)</sup>。

伸縮装置の構造形式には、突き合わせ式と支持式とがある。突き合わせ式の伸縮装置は、床版遊間で荷重を支持しない比較的伸縮量の小さい伸縮装置であり、ゴム製のものが主である。支持式の伸縮装置は、輪荷重を床版遊間で支持する必要がある伸縮量の大きい伸縮装置であり、ゴム製のもの、および鋼製フィンガージョイントを有するものなどがある。

支持式の伸縮装置の設計荷重には、昭和30年頃から、T20活荷重の輪荷重8tfが用いられている。その後、平成6年の道路橋示方書の活荷重の改訂により、25tfトラックの輪荷重10tfが用いられている。

伸縮量は、長大橋梁や特殊橋梁を除き、温度変化のみを考慮して決められている。しかし、平成4年12月に出された道路橋の免震設計法マニュアル(案)<sup>12)</sup>では、免震設計を行う場合、桁端部の遊間として、震度法に用いる免震装置の設計変位に10cmを加えた値が提案されている。また、この場合の伸縮装置の設計伸縮量として、震度法に用いる免震装置の設計変位に30cm(±5mm)を加えた値とされている。

今回の地震後に初めて改訂された平成8年12月の道路橋示方書・V、耐震設計編<sup>13)</sup>の8章の免震設計においては、以上の考えを採用して、遊間、および伸縮量とも震度法に用いる免震装置の設計変位に30cm(±5mm)を加えた値とされている。しかしながら、平成9年3月に出された「道路橋の耐震設計に関する資料」<sup>14)</sup>における計算例では、分散設計においても、この方法が準用されている。また、同示方書では、レベル2の地震に対しては、特に規定がなく、壊れてもいいものとしている。ただし、レベル1の地震に対して設計された支承の場合、段差防止構造を設けて、支承が破損しても緊急車両等の通行を可能にする構造とすることが規定されている。免震支承でない支承の場合でも、震度法レベルの地震に対して伸縮装置が壊れないように、支承部にジョイント・プロテクターを設けるものとしている。

伸縮装置は、その遊間が地震以前のものでも維持管理上で種々の問題があった。しかしながら、今回の地震後、その遊間がさらに広がる傾向にあり、ますます維持管理が困難になるとともに、伸縮装置の建設費、および維持管理費がともに、今まで以上に増大してくることが考えられる。

##### (2) 耐震設計の考え方、および問題点

伸縮装置については、地震以前から、走行性、振動、騒音、漏水、および損傷などの使用性に関して多

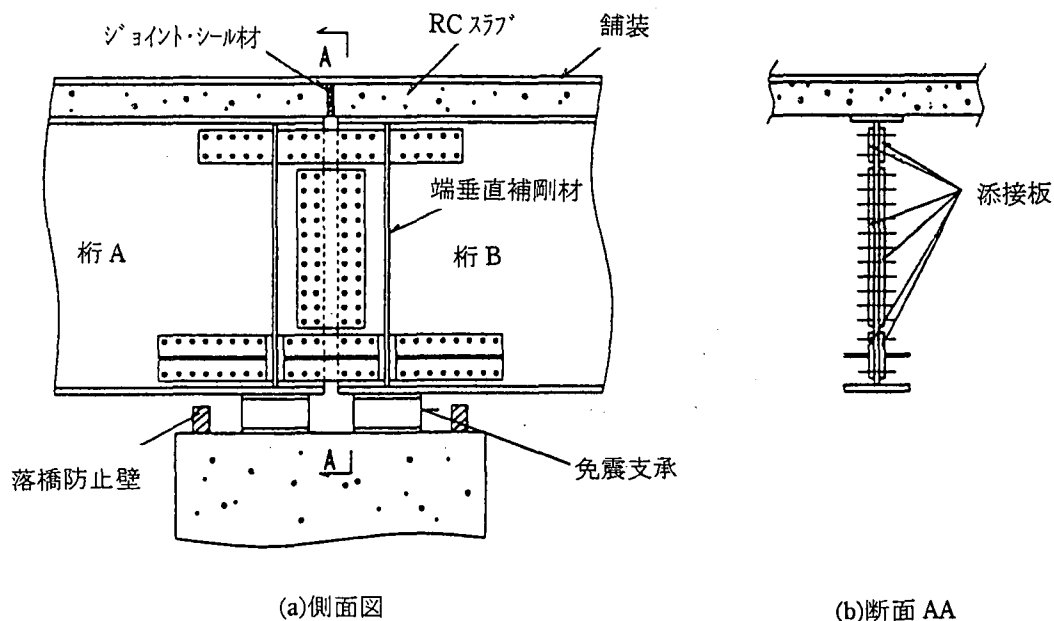
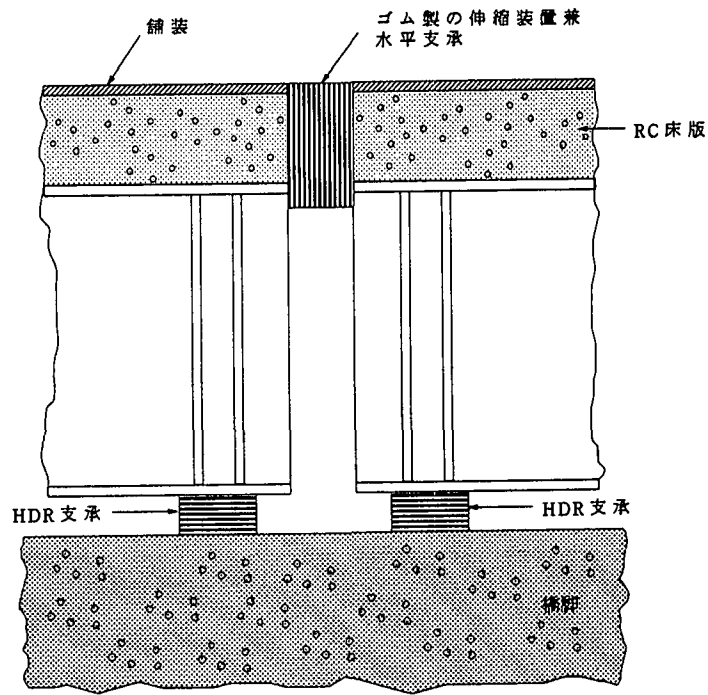
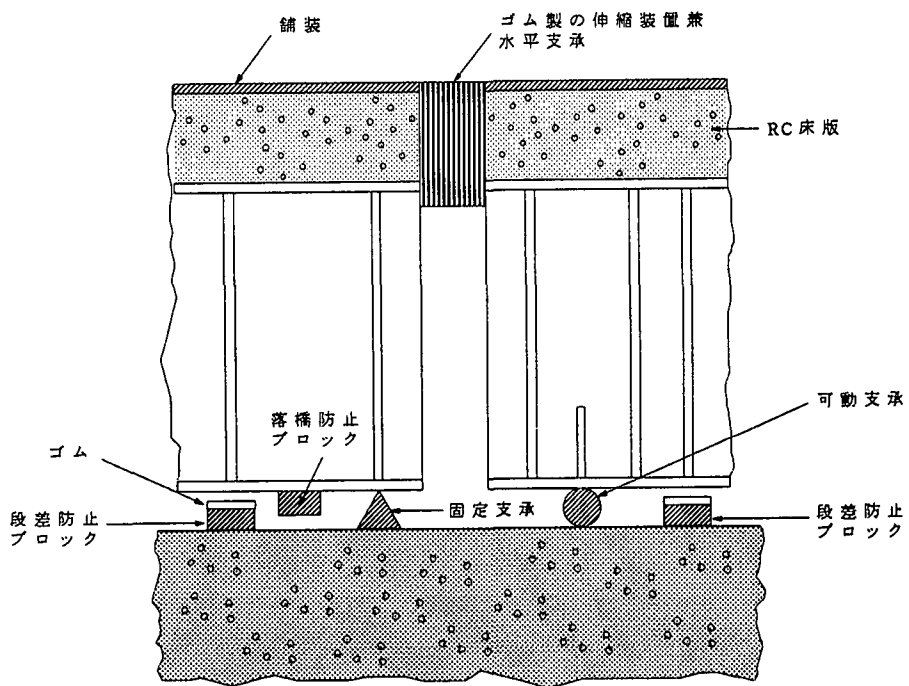


図-6.5.16 桁端部のノージョイント化



(a) ゴム支承の場合



(b) 金属支承の場合

図-6.5.17 水平支承を兼ねたゴム製の伸縮継手

くの問題点があり、種々の改良などが試みられてきた。しかし、これといった良好な構造がまだ見つからず、模索の段階にあったといえる。したがって、最善の方法は、点検を適切にして、損傷、および不備が発見されると、できるだけ早く補修することであった。また、単純桁を連続化して伸縮装置を少なくする方法も試みられた。桁を完全に剛結するのではなく、図-6.5.16に示すように腹板と床版のみを連続化するノージョイント化も行われている。

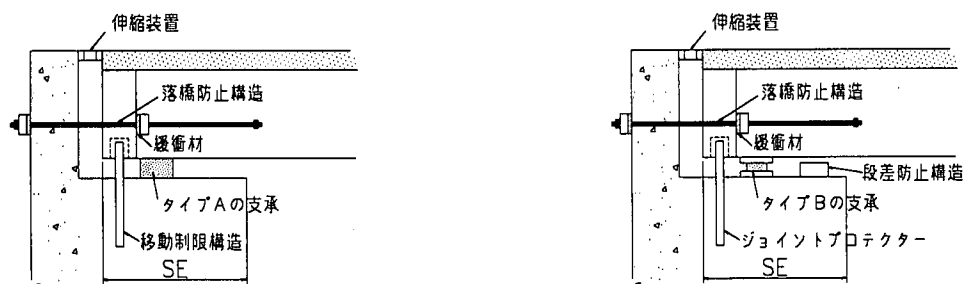
このような状況において、今回の地震後は、レベル2の地震に対して橋脚の大きな塑性変形を認め、それによって橋脚に作用する地震力の低減を期待している。その関係で、桁端部は、上部構造と橋脚とからなる振動体の振動を拘束してはいけないことになっている。しかしながら、桁端部には伸縮継手があり、それが十分な機能と耐久性を有するためには、振動体の振動を拘束しないほど遊間を広くすることはできない場合が多い。

以上のような状況を考えると、遊間が従来どおりか、それよりも狭くして、図-6.5.17に示すように、桁端部の衝突による損傷を防ぐ目的と車両の走行性をよくする伸縮継手としての機能とを兼ね備えたゴム製の部材を用いる。そして、地震時には、必ず隣接桁どうしの力のやり取りがあるものとして、桁端部、および橋脚などの設計を行うのがいいのではないか。

### 6.5.5 耐震連結装置・落橋防止構造

設計で想定した以上の地震動が作用したり、あるいは周辺地盤の破壊や構造部材の予期しない複雑な振動によって、想定を超える地震力、変位、あるいは変形が橋に生じる場合がある。このような不測の事態に対するフェイル・セーフ機構として、落橋防止システムを設定する必要がある。落橋防止システムは、桁の移動による落橋や路面に生じる段差を減少させる役割を担い、桁かかり長、落橋防止構造、変位制限構造および段差防止構造から構成される。これらの構成要素は、橋梁の形式、支承のタイプ、および地盤条件などにより、適切に選定する必要がある。

図-6.5.18には、落橋防止システムと補完しあって地震時慣性力に抵抗できるタイプAの支承と、等価水平震度に相当する慣性力に対し設計されるタイプBの支承とを用いた場合の構造例を示す。



(a) タイプAの支承を用いる場合

(b) タイプBの支承を用いる場合

図-6.5.18 支承タイプ別落橋防止構造例

支承タイプ別に以下の各項目につき概説する<sup>33), 41)</sup>。

#### (1) 桁かかり長

桁端から下部構造頂部縁端までの桁の長さSE（桁かかり長）は、落橋防止システムの基本構造であり、すべての橋梁について考慮することが必要である。桁かかり長は、下部構造や支承が破壊し、上下部構造に予期しない相対変位が生じた場合に落橋を防止する機能を有する。

#### (2) 落橋防止構造

落橋防止構造は、下部構造や支承が破壊し上下部構造間に桁かかり長を超えるような変位差が生じたときに機能する構造である。

#### (3) 変位制限装置

支承が損傷した場合に上下部構造の相対変位が大きくなるようにするための構造であり、タイプA



の支承を用いるときには必須の装置である。なお、変位制限装置は、伸縮装置を保護する目的で設置されるジョイント・プロテクターの機能を兼ねることもできる。

#### (4) 段差防止装置

大反力を支える必要のある場合などは、鋼製支承を用いることとなる。しかし、鋼製支承は、その終局限界状態を超えると、路面に大きい段差が生じ上下沓の残留変位も大きくなる傾向がある。この際、路面の車両の通行が困難となる段差が発生するのを防止する目的で、段差防止装置が設置される。

図-6.5.15には、タイプBの支承を用いた場合の落橋防止システムの、想定地震に対する挙動の概念図も示した。

橋の耐震設計を行う場合には、橋脚などの設計への配慮のみならず、橋全体をシステムとしてとらえ、地震後にもできるだけ道路としての機能が確保される構造としなければならない。特に、落橋防止システムは、桁の移動による落橋や路面に生じる段差などを減少させる役割を担うために、設計において十分な検討が必要である。すなわち、上下部構造の設計で想定した以上の地震動や予期できない構造系の破壊が生じる場合に対しても、道路としての機能不備ができるだけ小さくなる構造となるような設計を行うておく必要がある<sup>41)</sup>。

#### 6.5.6 単柱形式の橋脚

平成7年1月17日に起きた兵庫県南部地震による震災から得た鋼製橋脚の耐震設計に関する教訓は以下のようなものである。

- ①橋脚の強度を上昇させずに変形性能を高めること
- ②橋脚に入力する地震動を軽減する工夫をすること
- ③橋梁構造物全体が一つのシステムとして、バランスのとれた耐震設計を行うこと
- ④可能な限り動的解析により実挙動を予測し、その安全性を確認すること

これらの教訓に対して、各項目をより具体的に実現する方策としては以下の方法が考えられる。

- i) 充填コンクリートによる耐震性能の向上策を積極的に利用するなどして、鋼板の局部座屈による損傷を可能な限り小さくする。その際、断面を構成する補剛された鋼製板要素の設計において留意すべき点は、下記のとおりである。
  - ①断面を構成する補剛板間の板パネルの幅厚比を小さくする。
  - ②縦方向補剛材の板パネルに対する剛比を高める。
  - ③ダイヤフラム間隔、または横方向補剛材の間隔を小さくして補剛材の細長比を小さくする。これにより、補剛板パネルの縦横比が小さくなり、見掛け上、縦方向補剛材の剛比が大きくなる。
  - ④応力集中の観点から、断面変化部、およびマンホール部の局部座屈強度に余裕を持たせる。
  - ⑤全断面溶け込み溶接にするなどにより、断面コーナー部の溶接割れを防ぐ。
  - ⑥厚肉部材の場合、製造法を工夫して、変形性能に及ぼす内部欠陥が生じないようにする。
- ii) 免震支承、またはゴム支承を積極的に利用し、地震時の水平反力を低減させるとともに、それを各橋脚に率よく分散させる。
- iii) 橋梁構造物を1つの構造システムとして捉え、耐震設計を総合的に考える。したがって、個々の構造要素の強度と変形性能とを十分に把握し、それらの損傷過程などのシナリオを設計時に想定する必要がある。
- iv) 可能な限り不静定構造物（ラーメン橋脚）にする。
- v) 耐震設計は、設計の煩雑さから静的解析を基本とする。しかし、構造物の地震時の挙動は、設計時に想定する静的挙動（保有水平耐力照査法により求まる最大変位など）とは大きく異なる場合がある。したがって、設計の妥当性を照査するために、個々の構造要素の地震時挙動を把握する動的解析の実施が望ましい。たとえば、バネ-質点系の簡略モデルによる応答解析を実施し、最大応答変位、および残留変位を照査する必要がある。ここで用いる復元力特性（骨格曲線）では、鋼部材の損傷過程を表現でき

る劣化型トリリニアモデルが標準的であると考えられる。さらに、基礎構造や上部構造との相互作用などによっても実際の応答性状は、大きく変わることが予想される。したがって、技術の現状を踏まえ、最新の解析技術は、絶えず設計照査に反映させる努力を行うことが必要である。

兵庫県南部地震以来、官庁、各研究機関、および各種団体において、鋼製橋脚の地震時挙動、ならびに強度と変形性能とに関する実験的・解析的研究が数多く行われた。そして、耐震性の向上策、および合理的な耐震設計法を確立するために、精力的な努力がなされてきた。上記の方策の多くは、それらの結果として産出されたものである。その一例として、平成8年12月における道路橋示方書の改定が挙げられる<sup>13)</sup>。この新道路橋示方書による構造詳細の決定要因の基本は、図-6.5.19(a)に示すような脆性的な破壊モードの回避である。すなわち、箱形断面では、角溶接部が縦方向に裂け、断面を構成する4枚の補剛板が分離するなどして、また円形断面では、局部座屈の波長が小さいがため圧縮縁に生じる凸形の座屈波形が円周方向に伝播し、早期に塑性ヒンジが形成するなどして、結果的に上部構造の死荷重に耐えられなくなる。したがって、これらの危険な崩壊モードを生じさせない構造詳細例が提示されている。また、弾性域を越えた領域においても最大耐力を維持して、急激な耐力劣化を生じさせず、変形性能のある設計を行うとともに、大きな非弾性応答による地震後の残留変形を小さくする配慮も必要であるとしている。さらに、アンカー部に対しては、その補修が困難となるため橋脚の耐力と同等以上の耐力を有するよう設計するのを基本としている。

しかし、設計資料として提示されている構造詳細は、非常に限られており、新しく開発した構造詳細については、実用化に際して必ず載荷実験などにより、強度、変形性能、および復元力特性を明らかにするものとしている。このように、現状では、設計に要する労力が膨大なものとなっている。実際のところ、この新基準によって新設橋脚が設計されたケースは、極めて少ないと考えられる。

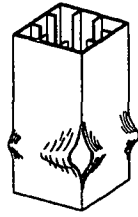
一方、この方面の研究は、兵庫県南部地震以前から精力的に行われている。その中でも最新の耐震設計法を提案している文献として土木学会・鋼構造委員会・鋼構造新技術委員会・耐震設計研究WG（主査：宇佐美勉・名古屋大学教授）で作成した「鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術」<sup>6)</sup>が挙げられる。そこでは、「鋼製橋脚の耐震性を向上させる最も経済的かつ効率的な方法は、低強度コンクリートを橋脚基部に部分的に充填する方法である」としている。設計の簡便性と言った観点から、コンクリート充填鋼製橋脚は、保有水平耐力照査による耐震設計が可能となるため、非常に魅力的である。また、異常時の安全性を把握する上で、その根底にあるこれまでの経験から想定できる最大の地震に対しても、コンクリート充填鋼製橋脚による高架橋の設計は、十分可能なサイズとなり得る。

しかし、RC構造と比較して鋼製橋脚の軽量であるといった利点を大いに生かすためにも、一方では、コンクリートを充填すること無く、鋼部材のみで橋脚の耐震性を向上させる方策についても具体的に検討されてきた<sup>64)</sup>。基本的な考え方は、鋼部材の局部座屈の進展を遅らせるために、図-6.5.19(b)に示すような各断面の構成板要素の幅厚比（パイプ断面の場合は、径厚比）に制限を設けたり、補剛断面の場合には補剛材が座屈しないような十分な剛度を持たせることにある。そして、限界ひずみとして降伏ひずみの20倍以上が期待できるとして、具体的な力学的パラメータに下記のような制限を設けることを提案している。

- |                               |  |
|-------------------------------|--|
| ①補剛板全体の幅厚比パラメータ               | $R \leq 0.35, \alpha = 0.5,$   |
|                               | $\gamma / \gamma^{\dagger} \geq 3$ (すなわち補剛材の柱としての細長比 $\lambda_r \leq 0.22$ ) |
| ②無補剛板（あるいは補剛材間の板パネル）の幅厚比パラメータ | $R \leq 0.35$  |
| ③パイプの無次元化径厚比                  | $Rt \leq 0.05$   |

このように10数年にわたるこれまでの研究成果が蓄積されるにしたがって、統計的な観点からも単柱形式の鋼製橋脚の強度、および変形性能などと力学的パラメータとの関係はより精度良く関連付けられるようになってきた。しかし、現状のように、これらの制限値は、橋脚の終局状態のみで決められるのではなく、高架橋としての機能を確保することを目的として高架構造の他の構造要素、例えば、移動制限装置、伸縮継手、支承、および落橋防止装置などを含め、それらの損傷とも関連付け、全体構造としての機能を確保

する観点からも決定されるべきである。今後は、高架構造の各種限界状態をより具体化し、それぞれを定量化し、それらの限界状態に対して各種力学的パラメータの合理的設定がされるべきと考えられる。

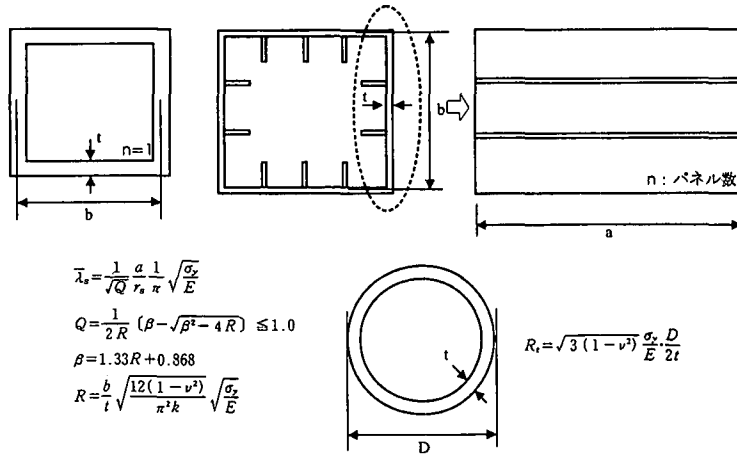


矩形断面橋脚における角割れ



円形断面橋脚における変形の集中, 進展に伴う傾斜, 割れ

(a)鋼製橋脚に見られる脆性的破壊モードの例



(b)強度、変形能および脆性的破壊を左右する力学的パラメータ

図-6.5.19 単柱形式の鋼製橋脚において設計上留意すべき点

いずれにせよ、未知な構造詳細の場合、その特性を把握するために必ず载荷実験を行うものとしている現設計法では、設計の自由度が極端に低いと考えざるをえない。弾塑性有限変位解析、および時刻歴応答解析などの解析ツールが容易に手に入り、それらを用いた解析が、比較的簡単に実施できる環境が整いつつある現時点では、これらのツールを大いに設計に反映できる発注・受注体系や設計・施工・管理体系作りが必要と考えられる。しかし、このような高度な解析ツールを使用しなくてもよい構造の開発も重要である。現在注目されている性能照査型設計法へ設計法が移り変わって行くことも望まれる。

### 6.5.7 ラーメン形式の橋脚

前の6.5.6で述べたように、単柱形式の鋼製橋脚は、可能な限り不静定構造物（ラーメン橋脚）とすることが望まれる。そして、面内方向の地震力を受けるラーメン橋脚の耐震設計では、以下の点が配慮されるべきである。

- i) 柱基部にコンクリートを充填し、そこを最初に塑性変形させれば、変形性能が大きいために、隅角部付近に塑性ヒンジが発生するまで耐力劣化が発生しない変形性能の高い構造とすることが可能である。
- ii) 最初の塑性ヒンジが発生する荷重と最大水平荷重との差を小さくして、強度上昇が少なく、変形性能の高い構造とすることが必要である。

しかし、ラーメン橋脚の詳細な挙動に関する研究は、これまでほとんど行われていないのが現状である。柱部、あるいは隅角部などの一部を取り出しての検討は多く見られる。また、ラーメン橋脚に関しては、その変形の対称性を利用したモデル実験が一例紹介されている程度である<sup>1)</sup>。したがって、隅角部、またははり部などの降伏により地震エネルギーを吸収させ、柱部の負担を低減する構造を採用することが鋼製脚の耐震性向上につながるのと認識もあるが、今後、重点的に調査が進められるべきである。

一般に、ラーメン形式の橋脚の応答変位を橋軸方向と橋軸直角方向とに分けて考えると、橋軸方向の応答性状は、単柱形式のそれと同等である。したがって、ラーメン形式特有の力学性状としては、橋軸直角方向の応答が挙げられる。すなわち、フレームアクションをどのように捉えるかが問題となる。フレームアクションとは、図-6.5.20に示すように、上部構造に作用する慣性力が、支承を介してラーメンの横梁に水平荷重として作用する。しかし、両側の柱の変形状を同じにするほど横ばりの剛性が無限に大きくないため、この水平力に対するフレームの抵抗として、柱部には変動軸力が作用する。そして、横梁には繰り返しせん断力が発生することとなる。具体的に、阪神高速道路・湾岸線の一部では、兵庫県南部地震により複層のラーメン橋脚の中間横梁がこの繰り返しせん断力を受けた結果、そのウェブ・プレートにせん断座屈が発生した<sup>45)</sup>。また、この水平慣性力と支承から上部構造の重心点までの高さを掛け合わせて得られる付加モーメントによる鉛直偶力が自重分の支点反力に加えて作用することとなり、横ばり中央部に付加的な繰り返しせん断力が生じることにもなり、注意を要する。したがって、ラーメン橋脚の両側の柱部材は、繰り返し曲げを受ける圧縮部材として考えられる単柱形式の橋脚と異なり、交番の曲げモーメントおよび大きな変動軸力を受けることとなり、その設計法を複雑化する可能性がある。また、横梁の剛性、強度、および変形性能とも関連付けて合理的な設計法を構築する必要がある。したがって、今後、以下に示すような項目に対する検討が行われるべきである。

- i)地震動の鉛直成分も考慮したラーメン形式の橋脚柱に生じる軸力変動の定量化、および強度・変形性能に及ぼすその影響
- ii)上の(i)の影響を考慮した単柱形式の橋脚に準じる簡易的設計法の開発
- iii)柱基部、隅角部、および梁部での最適な損傷分配
- iv)隅角部内側フランジ・プレートの溶接部における応力集中の緩和策

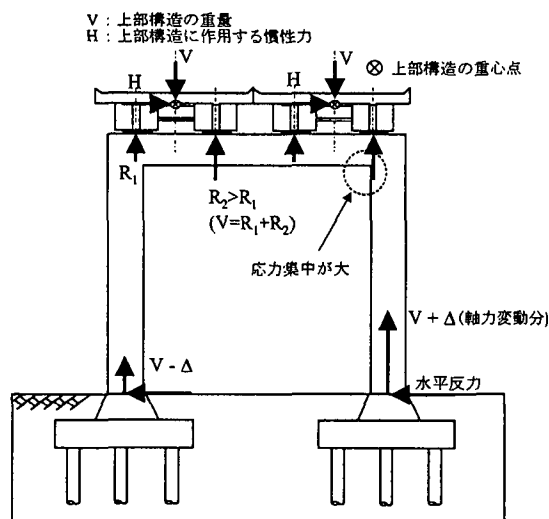


図-6.5.20 ラーメン形式の橋脚において検討すべき課題

しかし、高架橋の地震時応答は立体的であり、斜橋や曲線橋であれば、上部構造のねじれ振動が顕著となり、各橋脚の応答は非常に複雑なものとなることが予測される<sup>41)</sup>。したがって、これらの橋梁構造物を支える単柱形式、およびラーメン形式の橋脚いずれにおいても、それらの各部材には一層複雑な組み合わせ断面力が作用することとなる。6.5.6、および本節の議論で対象とした設計法は、橋軸方向もしくは橋軸直角方向といった一方向のみの応答性状に基づいた耐震設計法である。鋼製橋脚の耐震設計の基本フローに関する議論が、ほぼ定着化してきた現状を考えると、兵庫県南部地震による構造物の損傷の一部が、これまでの設計法におけるほんの小さな盲点が原因であったことを十分反省し、科学技術庁が建設する実大構造物用の震動台などを十分活用し、構造全体をシステムとして見渡せる設計法の検討なども望まれる。

## 6.5.8 アンカー・ボルト

### (1) 鋼製橋脚

鋼製橋脚の基部のアンカーボルトの損傷例としては、アンカー・ボルトが緩むという現象がほとんどであった。一例だけネジ部で破断したケースがあったが、これは特異なケースである。このように橋脚本体が損傷を受けていない場合でもアンカーボルトが緩むという被害を受けたため、道路橋示方書・V、耐震設計編<sup>13)</sup>においては、鋼製橋脚のアンカー部の終局耐荷力を、橋脚のそれよりも大きくするという考え方が明示されるようになった。しかし、鋼製橋脚、アンカー部、およびフーチングの相互作用、ならびに構造全体の耐荷力、および終局限界状態における挙動などは、まだ十分に解明されているわけではない。震災後の被害状況を踏まえて、この問題に対して行われたいくつかの研究事例がある。アンカー・ボルトに関連する損傷事例において、アンカー部が損傷を受けた場合、橋脚躯体の損傷は少なく、逆にアンカー部の損傷が少ない場合には橋脚躯体の損傷は大きいという傾向が観察された。この傾向を検証するために行われた動的解析により、アンカー部に、ある程度の柔軟性を持たせることにより橋脚の最大応答変位や残留変位を減少できることが明らかにされている<sup>14)</sup>。すなわち、弱点部を補強するという設計方法では、構造全体でバランスの良い設計にならない場合もあるということが示されている。したがって、終局限界状態における崩壊モードを明確にした上で、各部材、および部品の最適な剛性、および強度の組み合わせを決定する必要があるものと思われる。

また、その報告<sup>15)</sup>の中で、アンカー・ボルトの設計において、ネジ部と平行軸部とで断面積が異なることを考慮に入れた場合、結果に与える影響は小さくないと述べている。すなわち、ネジ部の断面積が大きく影響することが明らかにされた。したがって、長締めボルトにおいても、ボルトの伸び剛性を評価する際にネジ部の影響が少ないボルト形状に改善するのが望ましい。すなわち、ネジ部で破断しないように軸部平行部分の断面積を小さくし、伸び靱性を高めるようなボルトの開発が望まれる。

アンカー・ボルトの設計法は現在、アンカー・フレームとの結合の仕方に関する構造形式により、杭方式とRC方式とがある。しかし、上記の一連の研究によると、ベース・プレート下のコンクリートの充填性が良好な場合には、杭方式で計算するよりもRC方式で計算した方が、軸力も小さくなり実験値にもよく合うという結果が報告されている。RC方式とした場合に伸びの有効長をどう取るかの検討が今後必要と思われる。

### (2) その他

支承のベース・プレートを取付けるアンカー・ボルトの損傷は、支承自身が桁端部の様々な損傷の中で連成して損傷を受けた場合が多く、明確に捉えることは難しい。ただ、支承のゴム支承への変更がアンカー・ボルトの破断パターンにどのように影響するのかは、今回の被害事例にないケースに該当し、今後の注意事項として認識しておく必要がある。

構造物のコンクリート部分に、いろいろなタイプの鋼製の付属物を取り付けられる。主要な構造物ではないために本体の構造に比較して入念に設計されていたとは言い難いためか、その柱部基部の取り付けアンカー・ボルトの損傷はまちまちで、伸びて緩む、ネジ部で破断する、ベース・プレートが変形する、また、詰めモルタルが破壊するなど、多様な破壊形式が見られた。このような付属物の場合には、補修が容易な設計を行うことが、トータルな経済性に結びつくと思われる。強度設計によるのではなく、トータル・コストを考えた設計を行うのが妥当ではないだろうか。今後、設計法の中に強度に加え、工期、施工性、および維持補修性まで含めた総合的な経済性を評価する設計理念の導入が必要であろう。

## 6.5.9 塗装

今回の震災で鋼構造物の塗装面は、過大な歪みを受けて、割れ、および、はく離等の目に見える損傷を受けた。その後の実験によると、同種の塗装面が約1%の歪を受けるとはく離が観測される。塗装として、割れとかはく離が発生しない方がいいことは当然である。しかし、平時に1%の歪を受けるといことは考えられないことであり、塗り替えて済むことであるため、塗装としての機能に特に問題があるとはいえない。もちろん塗装としては割れ、および、はく離の発生しにくい方がいいことは当然であり、経年的にも塗装の伸び特性が劣化しない方がいいのは言うを待たない。しかし過大な歪みを受けたことが塗面の変

化で一目に観察できるということは、別の観点から、意味があるかもしれない。すなわち、通常の塗装でも、一種の歪塗料としての機能を持たせることができることが認識された。

塗面がかなりの高歪を受けても損傷のないような塗料を目指すのであれば、現在の技術においてかなり改善できることが実験により確認されている。たとえば、エポキシ・ポリウレタン系の新規に塗装された鋼構造物の実験において、3%の歪まで耐えることができるという報告がある。

一般に、塗装面の劣化・経年変化は紫外線に起因すると考えられている。従来の鉛丹系の塗料はアミノ油との反応において固化するが、アミノ油自身が経年変化を受けやすく、紫外線による劣化が加わって塗装全体が経年変化する。これに対してエポキシ・ポリウレタン系の塗料は、硬化剤との混合の直後に起こす化学反応によって硬化する。そして、その後の材質の変化は紫外線によるものだけである。また、ポリウレタンは、その結合エネルギーが強く紫外線によって分解しにくいという特性がある。これらが相まって樹脂系の塗料が油性系の塗料より暴露試験による経年変化が少ないという結果になる。さらに耐久性の良いウレタン樹脂系の塗料を上塗りに用いることにより全体の耐久性を増すことができる。

ただ、地震という非常事態において受けた塗装面の損傷は、塗り替えれば済むので特に問題とする必要性がないという考えもある。

## 6.5.10 高力ボルト継手

### (1) 摩擦継手

#### a) 主部材

現行設計法において、摩擦継手は、ひとつの継手面が最初に滑り始める作用力に対して、設計作用力が一定の安全率をもつように設計される。一方、接合される母材は、その一部が設計作用力によって許容応力に達するように設計される。そのため両者の終局限界状態がうまくバランスしているとは限らない。すなわち、継手面が滑り始めるときに母材が降伏するとは必ずしも限らないが、おおむね両者は相前後して起こる。しかし、継手部には添接板があるため面外剛性も高く、継手部で局部座屈等の過大な変形が生ずることは少ない。今回の震災においても、主部材の継手周辺部が、過大な地震力を受けたが、落橋や転倒などにより主部材が折れ曲がるような場合を除き、継手部が損傷を受けた事例は少なかった。したがって、現行設計法による継手部は、十分な耐震性を備えていることが判明した。

しかし、十分すぎる強度を有しているということは、経済的な設計とはいえない。合理的な設計を目指すには、各設計地震レベルに対応した終局限界状態を設定し、しかも十分な変形性能を確保しておく必要がある。摩擦継手の場合、限界状態のレベルとしては、①滑り始めるとき、②支圧状態になるとき、および③ボルトまたは母材が破断するときの3段階を規定することができる。そして、それぞれに対応した限界作用力と変形量(回転角)とを、対応づけることができる。①および②の状態に留まっている場合については、補修は非常に簡単である。特に、高力ボルト継手は簡単に取り替えることができるという、それ自身の特徴を有しているため、一種のヒューズ部材としての機能を併せ持たせることができる。今後これらの特徴を積極的に取り入れた設計法を検討していくことが望まれる。

#### b) 2次部材

今回の震災では、沓の破損に起因する桁端部の損傷に伴って、対傾構や桁端部の横構などの2次部材の摩擦接合部で、上記の①、②、あるいは③の各レベルに達した被害が多く発生した。本復旧の時点で剛性を高めたり、強度を大きくして、耐震性を高めた構造に強化された場合が多い。しかし、対傾構のトラス部材などにおける被害を見ると、引張を受けて接合部で滑りが発生し、ついで圧縮を受けて座屈して、最終的に過大な変形が主桁の部分的な変形にまで影響を及ぼしているような場合も見られた。このような損傷事例においては、ガセット・プレートの安全率を高めておけばトラス部材だけの交換で補修が可能となる。このように、早期復旧を考慮した設計の考え方もあり得ると思われる。

### (2) 引張接合

現在、引張接合が橋梁等の鋼構造物にも採用され始めた。今回の被害を受けた構造の中には引張接合の事例はないので、引張接合を耐震性の向上のために活用するのは今後の問題点として検討する必要があるだろう。例えば、高力ボルトの軸部を細くすることにより靱性を高めることができるという、ボルト形状

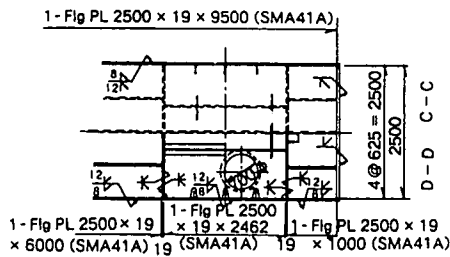
の改善に関する研究が1,2見られるが、靱性を高め、高力ボルトの強度の高さを生かせば、ボルトを破断させることにより、大きなエネルギーを吸収することができる。靱性の高いボルトの開発と同時に、接合構造を工夫することも、耐震・免震設計における今後の課題である。

以上のように高力ボルトは、高強度、鋼材としての靱性の高さ、および取り替えの容易さなどの特性を生かして、耐震性の高い構造物を実現するための素材として、多角的に活用できると考えられる。

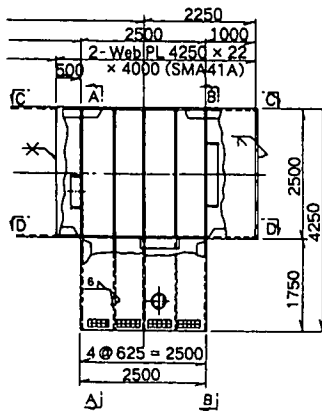
### 6.5.11 構造詳細

兵庫県南部地震により、希ではあるが、ラーメン橋脚の隅角部のコーナー部から、き裂の入る損傷が見られた。今回は幸いにも崩壊には至らなかった。しかし、落橋につながる損傷の部類であるため、ここでは、その対策を施した構造詳細について述べる。

箱型断面柱を有するラーメン橋脚の隅角部は、通常、図-6.5.21に示すように、柱フランジと梁下フランジとが直交する構造が採用されている。き裂の原因は、歪集中による局所的な高歪の発生と、溶接による材料強度（疲労、および破壊靱性）の低下とが、考えられる。



(a) 平面図



(b) 側面図

図-6.5.21 ラーメン隅角部の一般図(寸法単位: mm)

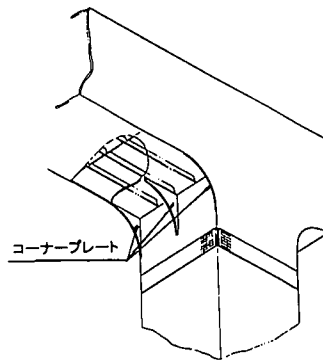


図-6.5.22 コーナープレートの補強

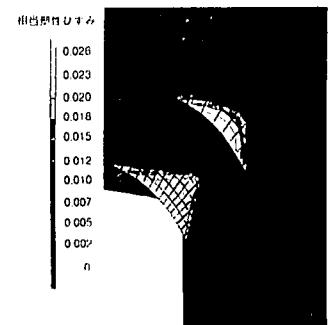


図-6.5.23 コーナープレートの地震時歪分布

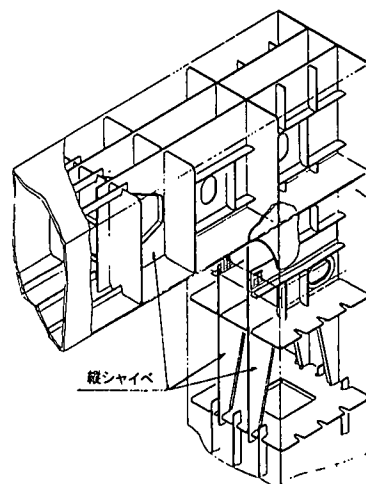


図-6.5.24 縦シャイベ補強

これらの原因を考慮した対策例、および効果をまとめると、以下ようになる。

a) コーナー部にコーナー・プレートを設ける方法 (図-6.5.22参照)

構造的な歪集中が緩和され、局部歪レベルが低減される。また図-6.5.23に示すように、高歪発生部が溶

接部から母材部（コーナー・プレートR部の中央位置）に移り、溶接による材料強度の低下があまり問題とならなくなる。

文献50)では、コーナー・プレートを用いたものと、用いないものについての低サイクル疲労試験が行われており、コーナー・プレートが疲労強度を向上させるのに有効であることが、確認されている。

b)コーナー部の高応力発生部における溶接を完全溶け込み溶接（フルペネ）とする方法

部分溶け込み溶接のルート部は、疲労破壊、あるいは延性・脆性破壊にとって、初期欠陥となり得るので、完全溶け込み溶接を採用することで、ルート部の初期欠陥を少なくすることができる。

c)隅角部に縦シャイベを設ける方法

図-6.5.24に示すように、上記のa)の対策で不十分な場合に、さらに隅角部に縦シャイベを設けると、ラーメン全体の骨組構造としての断面力により生じる隅角部の各部材要素の応力レベルを低減することができる。

## 6.6 新材料・新構造・新技術

近年、土木・建築分野では様々な新材料・新構造が適用され始めているが、耐震・免震面での適用が期待される材料・構造を次に示す。

### (1)極低降伏点鋼

極低降伏点鋼は、降伏点が非常に低く伸びが大きいという特徴をもった鋼材である。表-6.6.1にそれらの機械的性質の例を、図-6.6.1に応力-歪曲線の例を示す<sup>51)</sup>。降伏点は約1,000kgf/cm<sup>2</sup>と低く、破断までの伸びは約60%と非常に大きな伸び性能を有している。しかも、溶接等の加工性は従来の普通鋼と変わらない。

この極低降伏点鋼を用いた制震パネルを建築構造に組み込んだ例を図-6.6.2、および図-6.6.3に示す<sup>52)</sup>。制震パネルは、図-6.6.3に示すように、高い水平剛性を確保するように方杖で補強されたせん断降伏型のパネルで、地震による水平荷重作用時にせん断降伏して地震エネルギーが吸収される。

土木の分野では極低降伏点鋼の使用例はないが、図-6.6.4、および図-6.6.5に示すような鋼製橋脚への適用が考えられる。図-6.6.4は、ラーメン橋脚の横梁ウェブに極低降伏点鋼のせん断パネルを採用する案で、このパネルをせん断座屈させて地震エネルギーを吸収させる構造である。図-6.6.5は、矩形の単柱形式橋脚柱の構成補剛板パネルの一部にせん断パネルを使用する案である。ただし、柱の4箇所隅角に配置する部材としては、座屈防止を考慮して厚肉の角型鋼管、あるいはコンクリート充填鋼管等が適切であると考えられる。また、せん断パネルは取り替え可能な接合方法とするのが望ましい。

表-6.6.1 極低降伏点鋼の機械的性質(一例)

鋼種	試験体名	板厚(mm)	試験方向	降伏点または耐力(N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ(N/mm <sup>2</sup> )	伸び(%)	試験片形状
LYP235	試験結果	No.1	L	238	335	55	JIS 5号
		No.2	C	229	332	55	
		No.3	C	224	325	62	
LYP100	試験結果	No.1	L	123	255	58	JIS 5号
			C	116	251	59	
		No.2	L	123	253	63	
			C	112	253	61	
		No.3	L	103	260	64	
			C	100	263	66	

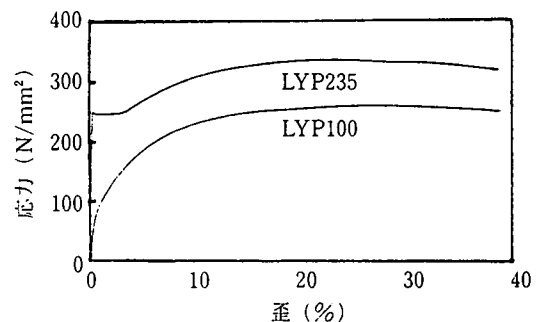


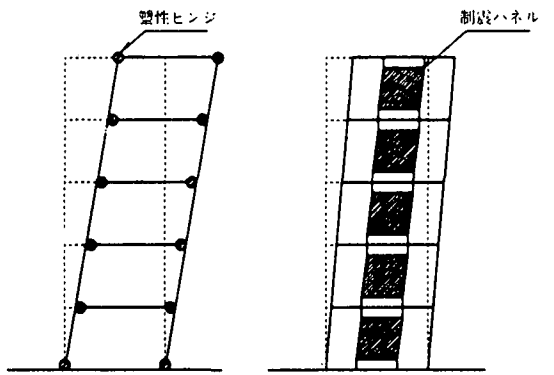
図-6.6.1 応力-歪曲線(一例)  
(LYP100:t=6mm、LYP235:t=12mm)

備考)・L方向：試験片を圧延方向に平行に採取して、試験を実施したもの。

・C方向：試験片を圧延方向に直角に採取して、試験を実施したもの。

・LYP100は0.2%オフセット耐力。・LYP100:極低降伏点鋼、LYP235:低降伏点鋼。





(a)従来の建築物 (柱・梁端部に生じる塑性ヒンジがエネルギーを吸収)  
 (b)制震パネルを用いた建築物 (エネルギー吸収部材が地震エネルギーを吸収)

図-6.6.2 制震パネルを建築構造に組み込んだ例

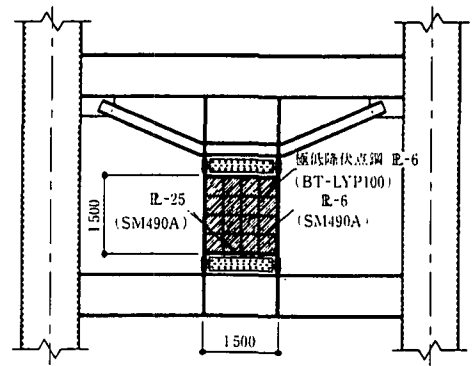


図-6.6.3 制震パネル詳細図(寸法単位:mm)

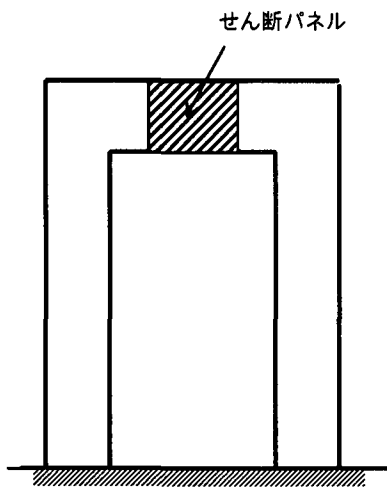
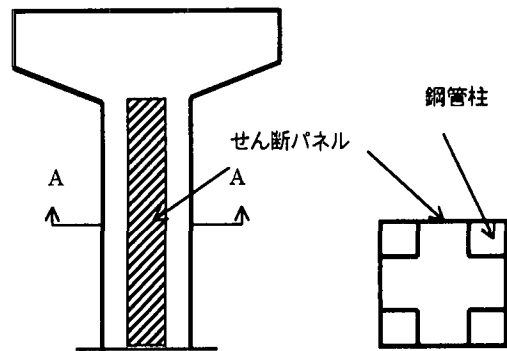


図-6.6.4 ラーメン形式鋼製橋脚へのせん断パネル適用案



(a)側面図 (b)断面A-A  
 図-6.6.5 単柱式鋼製橋脚へのせん断パネル適用案

(2)超弾性合金の利用<sup>53)</sup>

鋼の場合、降伏点を超過して載荷した後に除荷すれば、残留歪が残る(図-6.6.6(a)参照)。その間に履歴エネルギーを吸収するが、地震後に大きな残留変位が残ると、大きな被害を受けていなくても新しく建設し直さなければならない場合もある。一方、機能性材料として知られる形状記憶合金は、熱を加えることによって残留歪がなくなるという特性を持っており、この性質を利用してボルト等の結合部に用いられている(図-6.6.6(b)参照)。この形状記憶合金は、熱処理の方法によっては超弾性効果を示す。超弾性とは、通常の鋼のように履歴エネルギーを吸収し、なおかつ、形状記憶効果のように熱を加えなくても残留歪が残らないというものである(図-6.6.6(c)参照)。最大6%程度の歪を与えても残留歪が残らない場合もあり、免震ダンパーへの利用ができれば、興味深いものだと考えられる。

(3)ゴムの圧縮特性の利用<sup>54)</sup>

従来、ゴム材のせん断特性を利用した装置は、ゴム支承をはじめとして数多い。一方、ゴム材の圧縮特性を利用した装置は、衝撃緩衝材としての利用がほとんどであり、ゴム材を用いれば衝撃が緩和されるというだけで、その定量的な特性評価が行われた例は少ない。ゴム材が圧縮変形を受けると、せん断変形の場合と比較して、より小さな変形で歪硬化現象が現れる(図-6.6.7参照)。そのため、低剛性域を広くして初期固有周期の調整をはかったり、急激な歪硬化が生じないように滑らかに特性を変化させたりする工夫が

必要である。しかし、うまく利用すれば、ストッパーや反力分散装置としての働きを期待することができる。

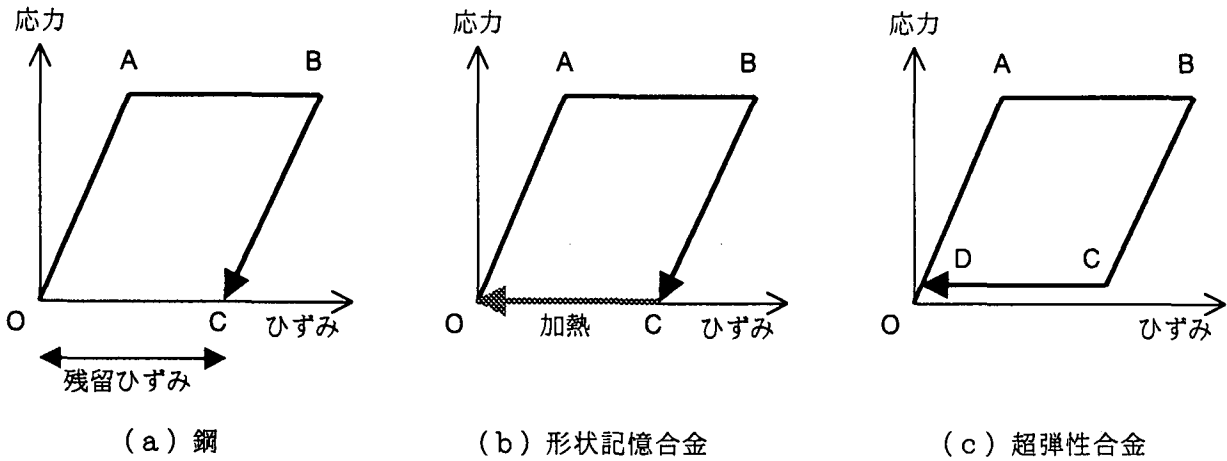


図-6.6.6 各材料の応力-歪曲線

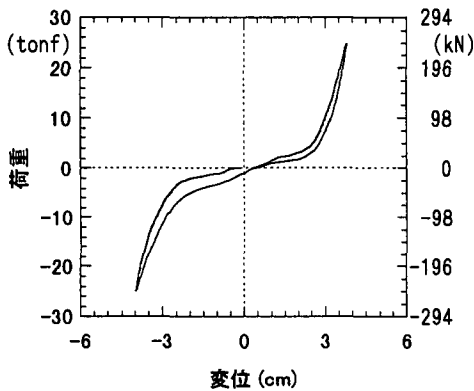


図-6.6.7 ゴム材の圧縮変形特性

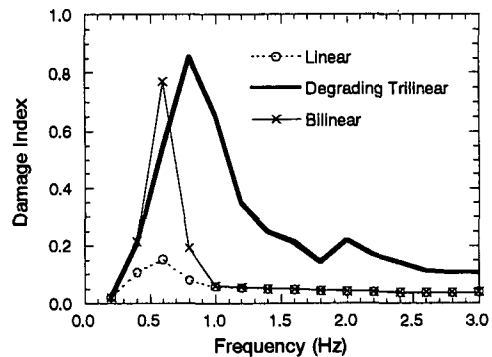


図-6.6.8 同じ骨格曲線を持つ劣化型モデルとバイリニア・モデルとの共振曲線

#### (4)炭素繊維

炭素繊維は鋼材と比較して軽量で強く、耐食性に富むという特徴がある。比重は約1.8で鋼材(7.85)の約1/4、引張強度は種類によって異なるが約29,000~35,000kgf/cm<sup>2</sup>で鋼材(SS400、4,100kgf/cm<sup>2</sup>)の約7~9倍である。このような特徴を生かして、本州四国連絡橋の来島大橋ではキャットウォーク・ステーケーブル(工事中空中足場の補強ケーブル)に炭素繊維ケーブルが使用された。このような長大橋工事に大量に使用されたのは世界で初めてであるが、使用された理由は、高強度かつ軽量であるため自重によるたわみが大幅に軽減できるほか、小さな牽引力による施工が可能で設備の大型化を抑制できること、および防食処理が不要といった利点からである。

耐震分野では、鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強において、鋼板巻きが困難な狭隘な場所や高橋脚での施工に炭素繊維シートが用いられている。また、落橋防止用ケーブルへの利用も図られつつある。

#### (5)履歴特性の違いが応答に及ぼす影響<sup>51)</sup>

同じ変位復元力特性の骨格曲線を持ち、同じ質量を持つ構造物であっても、履歴復元力特性がバイリニア型と劣化型とでは、地震時の応答が異なる。RC構造物でよく用いられる劣化型トリリニア・モデルには、様々なモデルが提案されているが、最大応答値を予測するだけであれば、どのモデルを用いてもそれほど差はない。しかし、劣化型モデルとバイリニア・モデルとでは、共振する振動数も異なり、最大地震

応答値にも差がある(図-6.6.8参照)。今後、鋼製橋脚にコンクリートを充填した橋脚が増えるため、その履歴復元力特性にも注意を要する。

(6)産業施設の耐震構造例

ここでは橋梁の新構造の検討の参考に供すべく、産業施設での二、三の耐震構造例を示す。

発電所の高さ200mにも達する超高煙突や、60mを超えるようなボイラ支持鉄骨あるいは化学プラントの反応塔などに代表されるような産業施設大型構造物の耐震設計は、一般的には「建築基準法」や通産省告示「高圧ガス設備等耐震設計基準」などに準拠して実施されている。

しかし、これらの構造物は、施設としての固有の機能に対応して、固有の構造的特性があり、特に大型かつ重要なものについては大地震(レベル2)に対して動的応答解析により検証がなされる場合が多い。また、その構造的特性を利用して、大地震に対する耐震性能向上の工夫がなされてきたが、今回の震災を踏まえ、より一層の大地震時のリダンダンシの確保や有効なエネルギー吸収法の導入などが図られつつある。

ボイラ支持鉄骨および煙突の耐震構造例を図-6.6.9、6.6.10に示すが<sup>(41),(51)</sup>、いずれも主機能材であるボイラまたは煙突筒身は、鉄骨の平面構面の振れ止めで支持されている。この振れ止めを靱性のある部材とし、エネルギー吸収要素、すなわち、弾塑性ダンパーとして用いられている。兵庫県南部地震レベルの入力地震動を用いた解析結果でも、その効果が大きいことが確認されている(図-6.6.10(c))。

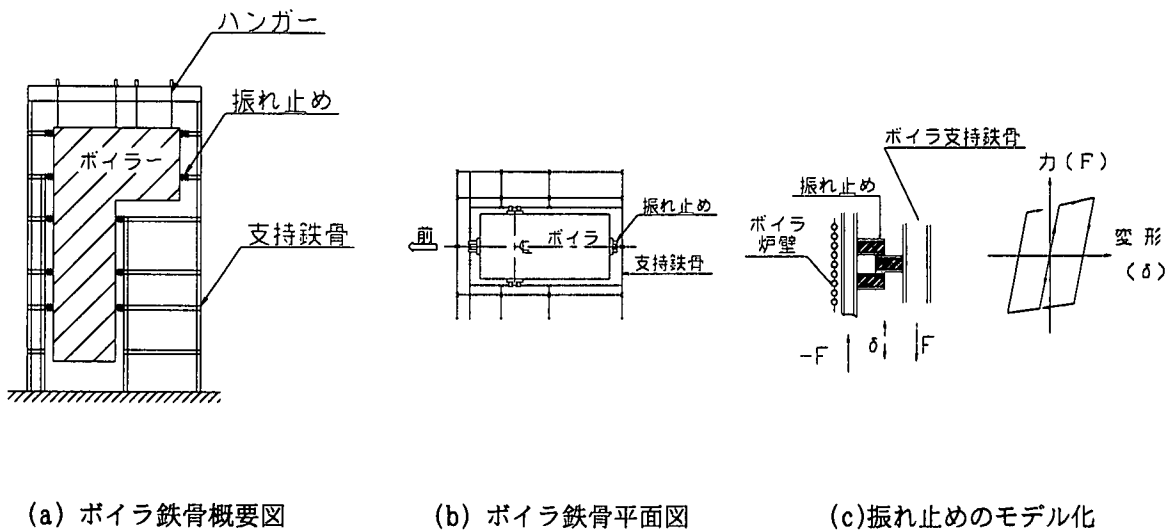


図-6.6.9 ボイラ鉄骨耐震構造概要図

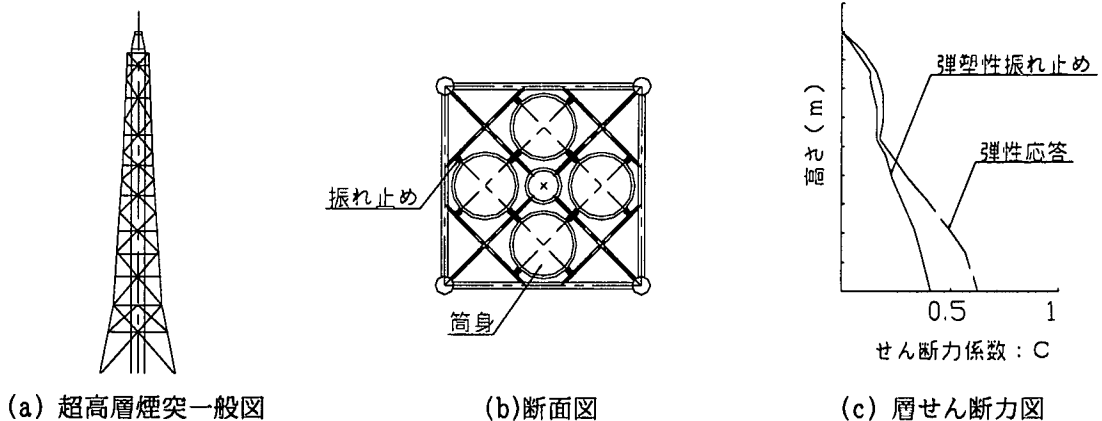


図-6.6.10 超高層煙突耐震構造概要図

また、煙突をパネル外筒で支持するタイプ<sup>31)</sup> (図-6.6.11参照) では、振れ止め部にオイルダンパーを設けて制振するとともに、パネルの座屈後のせん断耐荷性能の利用が行われている。このようなパネルのせん断耐荷性能の利用は大型石炭サイロ<sup>32)</sup> (図-6.6.12参照) にも応用されている。

反応塔などのように、転倒曲げモーメントに対し、ベースプレートからアンカーボルトで基部固定されているものでは、アンカーボルトの引張塑性変形のエネルギー吸収効果が大きいことが示されており<sup>33)</sup>、積極的な耐震要素としての利用を示唆している。

以上、産業施設での耐震構造を数例示したが、前述のような建設物で最近用いられつつある低降伏点鋼を用いた制振パネルやアンボンドブレースなどに利用も含めて、橋梁としての新構造展開の一つの参考となりえよう。

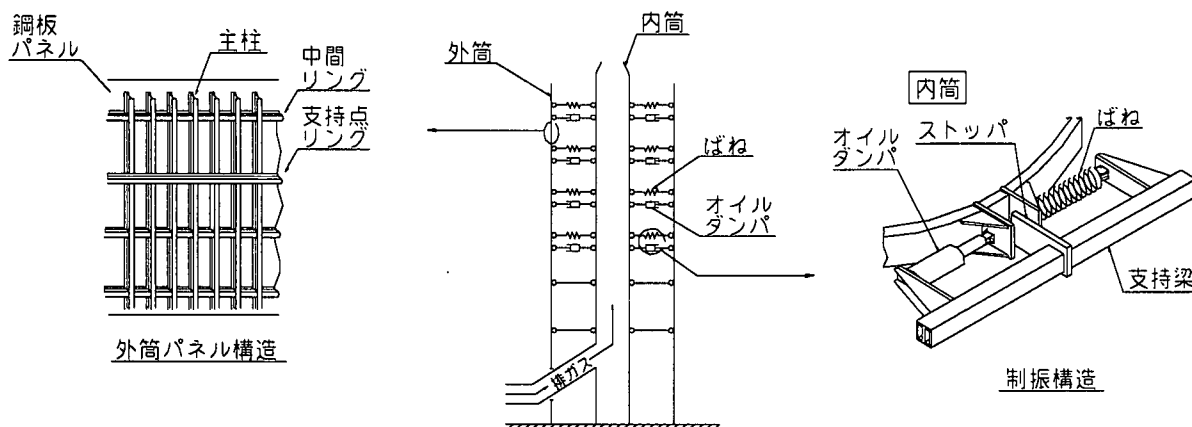


図-6.6.11 セミモノコック外筒支持煙突概要図

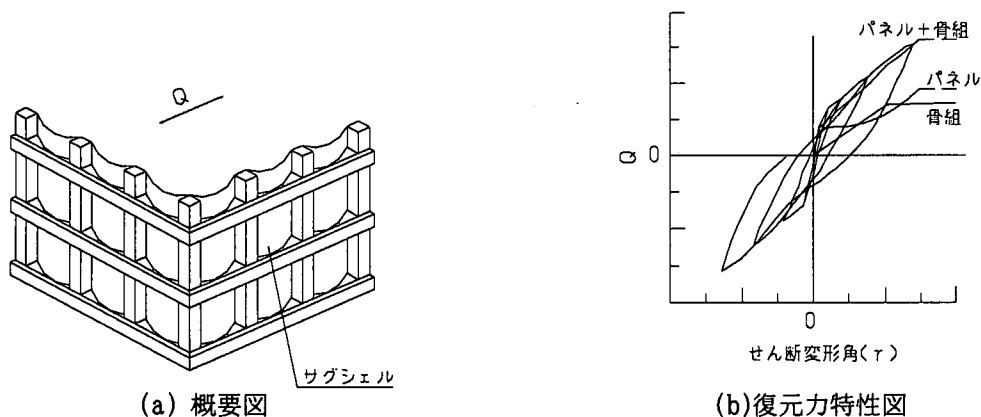


図6.6.12. 大型石炭サイロ概要図

## 6.7 既設鋼製橋脚の耐震性の診断と向上策

### (1) 基本的な考え方

現在、公団等で実施されている既設鋼製橋脚の耐震補強方法<sup>34)</sup>は、建設省土木研究所が中心にまとめられた「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」(復旧仕様)<sup>13), 14)</sup>に基づくものである。

その基本的な考え方は、既設鋼製橋脚が震度法レベルの耐震設計法を準用したものであるため、大きな地震力に必要な耐荷力、および変形性能を有しているか否かを照査し、必要な場合には適切な補強を施すことにある。さらに、橋脚躯体の耐力を向上させた場合、アンカー部の負担が大きくなり、アンカー部を含めた大規模な補強が必要となることがあるため、橋脚の基部付近に制御断面を設け、制御断面で塑性ヒンジが生じるようにして、アンカー部の負担を小さくするよう配慮されている。

以下、阪神高速道路公団で採用されている既設鋼製橋脚の耐震補強方法<sup>35)</sup>を中心に、補強設計の手順、補強方法、耐震性の照査方法、および今後の課題について述べる<sup>37)</sup>。

## (2) 補強設計の手順

既設鋼製橋脚の補強設計手順の一例を以下に示す。

- i) 地震時の作用曲げモーメント、および既設橋脚柱断面の抵抗モーメントから制御断面を設定する。
  - ・抵抗モーメント：局部座屈、および軸力を考慮した終局曲げモーメント
  - ・制御断面：橋脚基部にできる限り近い位置で塑性化させる断面で、中埋めコンクリートを有する場合は、原則として中埋め上端部に最も近い断面変化部の鋼断面
- ii) 橋脚部とアンカー部との終局耐荷力の大小比較により、補強方法を選定する。
  - ・橋脚部の耐荷力：必要な補強を施した制御断面の終局曲げモーメントから静的に求まる橋脚基部における終局曲げモーメント ( $M_{su}^*$ )
  - ・アンカー部の耐荷力：アンカー・ボルトを鉄筋と見なし、RC断面として計算する終局曲げモーメント ( $M_{au}$ )
  - ・補強方法： $M_{su}^* < M_{au}$ の場合、コンクリート充填補強と鋼断面部の補強との何れかを適用  
 $M_{su}^* > M_{au}$ の場合、アンカー部の補強を含めた、動的解析等による詳細検討
- iii) 制御断面以外の断面の補強設計を行う。
  - ・制御断面の終局耐荷力に相当する断面力が橋脚に作用した場合、制御断面以外の部位が先に耐荷力を失わないよう適切な補強を行う。
- iv) 補強後橋脚の耐震性を照査する。
  - ・耐震性照査：特殊な構造を除き、簡便法（地震時保有水平耐力による照査法など）を適用する。
  - ・照査結果がoutの場合、非線形性を考慮した動的解析により再照査する。

## (3) 補強方法

鋼製橋脚の補強方法には、コンクリート充填補強と鋼断面補強との2つの方法がある。

コンクリートの充填は、脆性破壊の防止、および靱性の向上に非常に有益である。ただし、強度上昇に伴う作用地震力の増加、および橋脚躯体重量増大のために、基礎の安全性が補償できなくなることがある。

鋼断面の補強方法においては、これまで薄肉構造物の設計で使用されてきた幅厚比パラメータの値を、降伏強度を保証するために必要とされる値よりさらに小さくすることにより、所要の変形性能が確保される。このために、阪神高速道路公団<sup>41)</sup>では、図-6.7.1に示すように、既存の縦補剛材間に増設縦補剛材を設置したり、縦補剛材の先端に補強フランジを追加する補強方法が採用されている。

また、道路橋示方書・V、耐震設計編<sup>11)</sup>では、矩形断面を、コーナー・プレートにより角補強することが、コーナー部の脆性破壊の防止、および靱性の向上に有効であることが示されている。

## (4) 耐震性の照査

### a) コンクリートを充填した鋼製橋脚

地震時保有水平耐力による簡便法により、耐震性が照査できる。

### b) 鋼断面部のみを補強した橋脚

鋼断面を制御断面とする場合には、弾塑性を考慮した動的解析法により、耐震性を照査することが基本とされている。

ただし、矩形断面に対しては、角補強を行い、かつ補剛板の幅厚比パラメータが規定値以下 ( $\leq 0.4$ ) になるよう補強した場合、また、円形断面に対しては、隙間をあけて鋼板を巻き立てた補強、あるいは所要の縦補剛材で補強した場合には、これまでに行われた数多くの実験により、その耐震性が確認されているため、地震時保有水平耐力による簡便法、および簡単な断面の構成則を用いた弾塑性動的解析により、耐震性を照査することができる。しかし、上記以外の補強方法を適用する場合には、繰り返しの影響を考慮した載荷実験結果等に基づいて、耐震性を確認する必要がある<sup>11)</sup>。

## (5) 今後の課題

耐震性が明らかにされていない鋼製橋脚については、載荷実験等で繰り返し荷重下での挙動特性を把握した上で、橋梁システム全体の動的応答計算により安全性を照査することが基本とされている。実際の設計を考えれば、これらの作業は、高度な専門知識を必要とし、さらに労力・費用がかかるため、容易に設計できる手法の確立が望まれる。



### (3)震災を受けた旧部分の強度（寿命）低下の評価法

損傷を受けなかったと判断された部分は出来るだけ存続させて復旧するという方針で本復旧が終了した旧部分においては、今後の維持管理において余寿命を評価する場合に、被災したことによる目に見えない劣化をどのように評価法の中に取り入れていくかは大きな課題である。

### (4)橋軸線形の変化による影響

被災後3次元的に移動した橋体を、基の線形に戻すことができなかった場合最低限路面を調整することによって修復された場合もある。最終形状から構造再解析の必要性のある場合も考えられる。安定した供用状態にあることを確認するまでの間は重点的に点検・維持管理する必要があるだろう。

### (5)維持管理スペースの問題点

桁端部には、落橋防止に関する種々の部品が追加されたり、スペースの必要なゴム支承に変換されたりしており、十分な維持管理空間がなくなっている。今後は、維持管理空間の確保、点検方法の検討、および損傷部材・部品の交換方法について検討することが必要である。

## 6.9 今後の検討課題

レベル2の地震に対する鋼製橋脚、および鋼橋構造物の安全性を照査する、より合理的な方法を開発したり、また、このような地震に対して経済的、および合理的に対処できる構造・構造部材、ならびに新技術を開発するために、今後、以下のテーマが検討課題として考えられる。

- (1)今回の地震で損傷を受けた実構造物の損傷原因の正確な究明とそれを防止する方法の検討
- (2)各レベルの地震による構造・構造部材の損傷の程度（限界状態）の明確化、および、それらを考慮した構造・構造部材の耐震設計法
- (3)支承の崩壊、および隣接橋梁との衝突なども考慮した1振動単位の取り方
- (4)伸縮継手、桁端部、支承、落橋防止構造、および橋脚の種々の限界状態と橋梁本体の機能との関連の明確化
- (5)鋼構造に取って有利な紡錘形の繰り返し履歴によって吸収される地震エネルギーが考慮できる地震時保有水平耐力法の開発
- (6)鋼製断面、および合成断面の厳密、および簡便な構成則（骨格曲線）の開発
- (7)板パネルの局部座屈、梁・柱の部材座屈、および構造物の全体座屈の連成現象が精度よくシミュレートできる解析プログラムの開発
- (8)アンカーボルト、および基礎構造の設計法、および、それに関するアンカーボルト、および基礎構造のモデル化
- (9)弾塑性動的応答解析による地震時保有水平耐力法の精度の検証
- (10)そのために必要な骨組鋼構造物の弾塑性動的応答解析プログラムの開発
- (11)メタル支承のヒューズ・メンバー化と支承の機能分散化の可能性
- (12)弾塑性ダンパーなどのエネルギー吸収部材の採用（いわゆるsmart systemを採用した鋼橋の耐震設計法の開発）
- (13)単柱形式の鋼製橋脚の高次不静定化の可能性
- (14)低降伏点鋼などの新材料の採用
- (15)大きな塑性歪みの繰り返しによる割れが発生しにくい構造詳細の開発
- (16)耐震機能を備えた伸縮継手の開発
- (17)耐震構造、耐震部材、および耐震部品の維持管理方法の確立
- (18)伸縮継手の機能、耐久性、および経済性なども考慮した桁端遊間の必要量の決定
- (19)大きくなった設計地震荷重による最適な橋脚間隔（橋軸方向）の再検討
- (20)免震設計と耐震設計との適用区分の明確化
- (21)桁端部の地震時挙動の解明とシステムとしての桁端部の設計法の開発
- (22)それに関連した隣接橋梁との相互作用の解明
- (23)長大橋の耐震設計法の検討

- (24)耐震設計重視と本来の機能確保とのバランスの検討
- (25)期待した耐震部材を正確に塑性変形させたり、壊したりするための強度の上限値の照査の必要性
- (26)既存鋼構造物の耐震性診断法と補強方法
- (27)橋脚基部のアンカー・ボルト、および高力ボルト継手部の免震部材としての活用法
- (28)各鋼橋部材の損傷の程度と、それらの復旧に要する期間との関係の明確化

## 6.10 まとめ

本章では、現在入手可能な資料を参考にしたり、本分科会における討議を通じて得られた鋼構造物の耐震設計に関する検討成果まとめた。

すなわち、まず、6.1節では、鋼製橋脚が大きな地震を経験したのは今回が初めてであることを述べるとともに、耐震性と耐震性能との用語の定義を行った。

6.2節では、阪神・淡路大震災における鋼橋構造物の被害から見た現行の耐震設計法の反省点をまとめた。

つぎに、6.3節では、兵庫県南部地震後の鋼橋構造物の耐震設計法、および、それに関する検討・研究活動の動向をまとめた。

つづいて、6.4節では、道路橋、鉄道橋、および建築構造物の耐震設計に用いる地震動の考え方、設計地震動に関する問題点、および応答解析法について述べた。具体的に、6.4.1項で、弾塑性動的応答解析による設計においては、人工地震波も含め、8つ程度以上の波形を用い、かつ平均でなく最大の応答値を用いるのが合理的であること、2秒以上の長周期の橋梁構造物の場合、建築分野におけるように、最大加速度でなく最大速度で基準化した地震波形を用いることの妥当性について検討する必要があること、および、活断層の評価がしやすい関西地区では、それに基づいた独自の地震動を設定できる可能性が大きいことを述べた。6.4.2項で、巨大地震に対する耐震照査において、非弾性応答スペクトルを採用するには、今後、その作成に用いる鋼断面の構成則（骨格曲線）などの標準化が必要であること、ならびに対象とする構造物においては、水平2方向、および上下動の連成を考慮した動的解析が必要となる場合もあることを述べた。6.4.3項では、今後、合理的・経済的な耐震設計を行うには、解析モデル作成上の問題点の解決や、パーソナル・コンピュータ上で容易に実施できるプログラムの開発の必要性を強調した。

また、6.5節では、上部構造、橋脚、支承、伸縮継手、耐震連結装置・落橋防止構造、アンカーボルト、塗装、高力ボルト継手、および構造詳細部などの耐震設計の考え方について検討し、改良案の提案や問題点の整理を行った。具体的に、6.5.1項では、耐震設計の考え方の基本事項を整理した。6.5.2項では、高次不静定構造である鋼橋の鋼上部構造の保有水平耐力照査法の提案を行うとともに、骨組構造としての弾塑性動的応答解析による最大応答変位時の節点変位を用いたズームング的着目部位の詳細弾塑性解析による応力集中部の照査法を示した。6.5.3項では、鋼製支承とゴム支承との使用区分、ゴム支承適用の留意点、長大橋の支承のあり方、機能分散支承の合理性、および鋼製支承の必要性と改良点とについて述べた。6.5.4項では、伸縮継手の現状と耐震機能も兼ね備えた伸縮継手構造の提案を行った。6.5.5項では、耐震連結装置・落橋防止構造の設計の現状と問題点を整理した。6.5.6項では、単柱形式の橋脚柱の耐震設計法の問題点、現状、および今後の課題についてまとめた。特に、コンクリートを充填した合成柱が有利であることを強調した。6.5.7項においては、面内方向の地震荷重を受けるラーメン形式の橋脚の設計上の留意点、および今後の検討課題を示した。とくに、経済的で、補修が容易な崩壊モードについて検討する必要があるとした。6.5.8項では、耐震設計におけるアンカー・ボルトの重要性を指摘するとともに、アンカー・ボルトを免震部材とする設計法の検討、および、ねじ部でなく平行軸部が降伏する伸びじん性の高いアンカー・ボルトの開発の必要性を強調した。6.5.9項では、約1%程度の歪で塗装面がはく離する可能性があること、また、このような大きな歪が発生する大地震のために高品質の塗装材料を用いるのは不経済であること、および過大歪の発生箇所を目視で発見するために塗面はく離が利用できることなどについて述べた。6.5.10項では、現行の高力ボルト継手部は地震に対して十分な強度を有していることを述べるとともに、今後、高力ボルト継手部をエネルギー吸収部材として利用する設計法、2次部材の高力ボルト継手部では、2次部材が地震により損傷を受けても交換が容易なようにガセット・プレートを堅固に設計しておく設計



法、および、引張ボルトを積極的に破断させて地震エネルギーを吸収させる設計法の検討の必要性について述べた。6.5.11項では、地震による塗装の剥がれは損傷と見なさなくても良いこと、および変形性能の良い塗装が開発されていることを述べた。6.5.12項では、高力ボルトを積極的に耐震・免震部材として利用すべきであることを提案した。6.5.13項では、ラーメン隅角部の割れを防止する構造詳細案を提案した。

さらに、6.6節では、極低降伏点鋼、超弾性合金、および弾塑性ダンパーなどを用いた鋼構造の耐震性向上に関する新材料・新技術・新構造について取りまとめた。

ひきつづいて、6.7節では、主として、阪神高速道路公団で採用されている既設鋼製橋脚の耐震補強法の概要について述べた。

そして6.8節では、今回の地震による損傷を補修・補強した構造部材の問題点、および、それらの維持管理方法について述べた。

最後に、6.9節では、鋼構造の耐震設計の合理化、および経済性をはかる上での今後の問題点を整理した。そして、本節では、本分科会において得られた主な成果を取りまとめて示している。

今回のような内陸直下型地震に対処すべく、現在、既存の構造物の耐震補強が急ピッチで進められている。その関係で、その妥当性、経済性、および合理性が十分に検討されていない設計法、および補強方法が採用されている場合もある。これは、新設の構造物についても言えることである。とくに、支承、落橋防止構造、および橋脚においては、地震以前の構造不備の単なる改良というよりは、技術革命といえるほどの大きな設計思想の変更があった。したがって、これらの設計、および補強方法の妥当性については、今後、研究、あるいは実地震を通じて、必ず明らかにし、不備があれば改良していく必要がある。また、構造が大きく変化したため、常時の使用性に関しても、地震以前の種々の損傷に関する情報があまり参考にならないことに留意して、今後の維持管理を慎重に行う必要があると考えられる。

以上、検討課題、および問題点を沢山残しながらではあるが、レベル2の地震に対する、これからの鋼構造物の耐震設計法について、まとめてみた。しかしながら、本文中には、重要な事項の欠落、および我々の考え違いや誤りなども多々あるかもしれない。しかし、本文をたたき台に、活発な意見、および、ご批判をいただき、今後さらに機会が与えられれば、それらを踏まえて、鋼構造物の耐震設計のためのより良き設計・照査法、構造・構造部材、および新技術を開発していきたいと考えている。また、本検討成果が、現在同様な検討が行われている土木学会鋼構造委員会・鋼構造耐震検討委員会、日本鋼構造協会・次世代鋼構造研究委員会・鋼橋の耐震設計小委員会、および土木学会・耐震設計法特別委員会・第2WG(鋼構造の限界状態)、ならびに現在、(財)鉄道総合技術研究所で行われている「鉄道橋の耐震設計基準」の作成作業、および近い将来の道路橋示方書・V.耐震設計編の改訂作業などで参考にされたり、さらに、ここに記述した内容の中に、読者にとって、鋼構造物のより良き耐震設計法を開発する上で、少しでも参考になるところがあれば、我々の喜びとするところである。

#### 参考文献

- 1) 田村重四郎・伯野元彦・家村浩和・竹宮幹雄:1985年メキシコ地震の被害, 土木学会誌, Vol.71, pp.79~85, 1986年5月.
- 2) Ministry of Construction, Public Works Research Institute, Earthquake Engineering Division : Recent Selected Publications at Earthquake Engineering Division, Public Works Research Institute, ISSN 0386-5878, Technical Memorandum of No.3065, October 1991.
- 3) 首都高速道路公団:鋼製橋脚の地震時保有水平耐荷力に関する研究, 1994年2月.
- 4) 鋼構造物のダクティリティ評価に関する調査研究グループ:鋼構造物のダクティリティ評価に関する研究, 土木学会関西支部・共同研究グループ最終報告書, 1991年6月.
- 5) 土木学会・鋼構造委員会・鋼構造動的極限性状研究小委員会:鋼構造の弾塑性性状と耐震設計法, 1993年8月.
- 6) 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年7月.

- 7) 阪神高速道路公団: 鋼製橋脚の地震時保有水平耐力に関する調査研究業務, 概要報告書, 1993年3月.
- 8) 阪神高速道路管理技術センター・日本鋼構造協会: 鋼製橋脚の地震時保有水平耐力に関する実験(その5)業務, 報告書, 1994年3月.
- 9) 阪神高速道路管理技術センター・日本鋼構造協会: 鋼製橋脚の塑性時の変形性能に関する研究業務, 報告書, 1995年3月.
- 10) Preliminary Report of U.S.-Japan Seminar of Steel Structures and Structural Elements under Dynamic Loading Conditions, Osaka, Japan, July 1-3, 1991.
- 11) 土木学会・耐震基準等基本問題検討会議: 土木構造物の耐震基準等に関する提言(第一次提言), 1995年5月23日.
- 12) 土木学会・耐震基準等基本問題検討会議: 土木構造物の耐震基準等に関する提言(第二次提言), 1996年1月22日.
- 13) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会: 兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様(案), 1995年2月27日.
- 14) 日本道路協会: 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様・解説」に基づく設計計算例, 1995年6月.
- 15) (財)阪神高速道路管理技術センター・日本鋼構造協会: 鋼製橋脚の塑性時の変形性能に関する業務報告, 1995年3月.
- 16) 建設省土木研究所・首都高速道路公団・阪神高速道路公団・名古屋高速道路公社・鋼材倶楽部・日本橋梁建設協会: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(I), 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験, 第178号, 1997年4月.
- 17) 建設省土木研究所・首都高速道路公団・阪神高速道路公団・名古屋高速道路公社・鋼材倶楽部・日本橋梁建設協会: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(II), 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験, 鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 第179号, 1997年9月.
- 18) 建設省土木研究所・首都高速道路公団・阪神高速道路公団・名古屋高速道路公社・鋼材倶楽部・日本橋梁建設協会: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(III), 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験, 第180号, 1997年4月.
- 19) 建設省土木研究所・首都高速道路公団・阪神高速道路公団・名古屋高速道路公社・鋼材倶楽部・日本橋梁建設協会: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(IV), 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験, 第181号, 1997年4月.
- 20) 建設省土木研究所・首都高速道路公団・阪神高速道路公団・名古屋高速道路公社・鋼材倶楽部・日本橋梁建設協会: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(V), 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験, 第182号, 1997年4月.
- 21) 建設省土木研究所・首都高速道路公団・阪神高速道路公団・名古屋高速道路公社・鋼材倶楽部・日本橋梁建設協会: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(VI), 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験, 第183号, 1997年4月.
- 22) 建設省土木研究所・首都高速道路公団・阪神高速道路公団・名古屋高速道路公社・鋼材倶楽部・日本橋梁建設協会: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(VII), 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験, 鋼製橋脚の弾塑性有限変位解析, 鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 鋼製橋脚の非線形動的応答解析, 第183号, 1997年4月.
- 23) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V.耐震設計編, 1996年12月.
- 24) 土木学会・構造工学委員会・鋼構造震災調査特別小委員会: 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, 1997年5月.
- 25) 北田俊行: 鋼製橋脚の地震時保有水平耐力の解析法, 鋼製橋脚の非線形数値解析に関する論文集, 土木学会構造工学委員会, pp.43~50, 1997年5月.
- 26) Kitada, T. : On Seismic Design Method for Steel Bridges under Large Earthquake Based on Elasto-Plastic

Finite Displacement Analysis, Proceedings of 5th International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures, Nagoya, Japan, pp.1045~1052, July 29-31, 1997.

- 27) 北田俊行・中井 博・石崎 浩・江口慎介:鋼ニールセン・ローゼ橋, および鋼脚柱の限界状態に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol.42A, 土木学会, pp.91~98, 1997年3月.
- 28) 北田俊行・大南亮一・丹生光則・田中克弘:ケーブルを用いた鋼橋の耐荷力解析用の汎用プログラム開発, 構造工学における数値解析法シンポジウム論文集, 第13巻, 日本鋼構造協会, pp.89~94, 1996年7月.
- 29) 阪神高速道路公団・神戸建設部:兵庫県高速湾岸線, 六甲アイランド橋(その2), 鋼桁及び鋼製橋脚工事, RP8鋼製橋脚, 設計計算書, 1991年.
- 30) 日本道路協会:道路橋伸縮装置便覧, 1970年4月.
- 31) 日本橋梁建設協会:鋼橋伸縮装置の手引き, 1984年6月.
- 32) 土木研究センター:道路橋の免震設計法マニュアル(案), 1992年.
- 33) 日本道路協会:道路橋の耐震設計に関する資料, 1997年3月.
- 34) Priestley, N., F.Seible and G.M.Calvi: Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, June 1996.
- 35) 鉄道総合技術研究所編:鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼・合成構造), 1992年10月.
- 36) 鉄道施設耐震構造検討委員会:新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料, 1996年3月.
- 37) 高層建築物構造評定委員会:高層建築物の動的解析用地震動について, ビルディングレター, 1986年6月.
- 38) 大阪府土木構造物耐震対策委員会:大阪府土木構造物耐震対策委員会報告書, 1997年3月.
- 39) Irkura, K.: Semi-Empirical Estimation of Strong Ground Motions during a Large Earthquake, Bulletin of Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, 33, Part 2, No.297, pp.63-104, 1983.
- 40) 佐藤忠信・北 勝利・前田知就:兵庫県南部地震における強震域での加速度応答スペクトルの推定, 土木学会論文集, No.563/I-39, pp.149-159, 1997年4月.
- 41) 渡邊英一・杉浦邦征・北根安雄:地震時における橋梁構造物の3次元挙動, 構造工学論文集, Vol.43A, 土木学会, 1997年3月.
- 42) 伊津野和行:インターネット・ホームページ, URL <http://www.ritsumei.ac.jp/se/rv/izuno/soft.html>, 1997年3月.
- 43) 伊津野和行・中村公信:鋼製橋脚と隣接RC橋脚との地震時相互作用に関する研究, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, 土木学会, pp.287-294, 1997年5月.
- 44) 渡邊英一・杉浦邦征・永田和寿・北沢正彦・堀江佳平:鋼製橋脚・RC橋脚が混在する高架橋の地震時応答性状に関する研究, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, 土木学会, pp.295-300, 1997年5月.
- 45) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会:阪神・淡路大震災調査報告, 土木構造物の被害, 橋梁, 1996年12月.
- 46) 南方俊一・大橋吉雄・大南亮一・坂本義隆:兵庫県南部地震における神戸クリスタルタワービルの耐震性について, 日本建築学会技術報告書, 第1号, pp.147-152, 1995年12月.
- 47) 神田昌幸:道路橋における支承および落橋防止構造の被災の総括, 橋梁と基礎, 1996年8月.
- 48) 西川和広・神田昌幸:道路橋の支承部および落橋防止システムの今後の方向, 橋梁と基礎, 1996年12月.
- 49) 日本支承協会・ゴム支承協会:免震支承の引張り・せん断力同時載荷特性の確認試験報告書, 平成8年3月.
- 50) 坂野昌弘・三上市藏・鷹羽新二:鋼製橋脚隅角部の低サイクル疲労挙動, 土木学会論文集, No.563/I-39, pp.49-60, 1997年4月.
- 51) 山口種美・岡田忠義・長谷川博行・望月春雄・荻原賢次・宇野暢芳・計良光一郎:建築構造用鋼材の開発と実用化, 新日鉄技報, 第356号, pp.22-30, 1995年9月.
- 52) 杉沢 充・佐伯英一郎・中村秀司・平林里恵・市川 康・植木正憲・穂苅 實:耐震, 免震, 制振技術の開発, 新日鉄技報, 第356号, pp.38-46, 1995年9月.
- 53) 伊津野和行:超弾性合金の免震ダンパーへの適用可能性に関する数値解析的検討, 土木学会論文集, No.501/I-29, pp.217-220, 1994年10月.

- 54) 伊津野和行・児島孝之・鈴木亮介・和田教志・濱田 謙・吉野 伸:ゴム材の圧縮変形特性を利用した反力分散装置の開発, 土木学会論文集, No.563/I-39, pp.71-78, 1997年4月.
- 55) 伊津野和行・山田善一・家村浩和・藤沢 悟:履歴復元力特性の差異が地震応答特性に及ぼす影響, 構造物の安全性と信頼性, Vol.2, pp.121-128, 1991年12月.
- 56) 坪倉 久・光畑英哉・片桐文夫・中尾好昭・村瀬良秀・佐々木伸幸:ボイラ鉄骨の耐震設計法に関する研究, 三菱重工技報, pp.623-631, 1983年11月.
- 57) 村瀬良秀・尾崎 保・松本竹二:多脚型煙突の耐震設計法に関する研究, 三菱重工技報, pp.645-650, 1987年11月.
- 58) 平尾克之・近藤 浩・石井元悦・村瀬良秀・阿比留久留:セミモノコック構造外筒支持型美観煙突の開発, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.531-532, 1995年8月.
- 59) 村瀬良秀・古田大介・氏原隆澄・広実登志行・田中国武・高橋哲也:大型鋼製角型集合石炭サイロの耐震性に関する研究, 三菱重工技報, pp.266-269, 1996年7月.
- 60) 秋山 宏:鉄骨柱脚の耐震設計, 技報堂, 1985年.
- 61) The International Conference of Building Officials: Uniform Building Code, 1991 Edition, 1991.
- 62) 例えば, 大崎順彦編著:実務家のための建築物の耐震設計法, コロナ社, 1981年7月.
- 63) 後藤芳顕・宮下 敏・藤原英之・上条 崇:繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚アンカー部の挙動とモデル化, 土木学会論文集, No.563/I-39, pp.105-123, 1997年4月.
- 64) 宇佐美勉:ハイダクティリティー鋼製橋脚, 橋梁と基礎, Vol.31, No.6, pp.30-36, 1997年6月.
- 65) 日本道路協会:構造物の標準地震入力例, 1996年.
- 66) 阪神高速道路公団:既設鋼製橋脚の補強設計・施工要領(素案), 1997年.
- 67) 中井 博・北田俊行・松村政秀・西岡政治・陵城成樹:既設鋼製ラーメン橋脚の耐震補強に関する一試算, 平成9年度関西支部年次学術講演会講演概要, 土木学会関西支部, pp.I-14-1~2, 1997年5月.