

5. 地上構造物の耐震設計法

5.1 はじめに

一般に土木構造物を始めとする各種構造物には、地震という予測が極めて困難で避けられない現象に対して、安全であることはもとより機能性および経済性をある程度追求した設計が要求されている。また、日本における設計地震力は耐震設計先進国の中で実際に最も大きく、さらに地震による被害洗礼の多さは歴史が証明するところである。1995年1月17日の兵庫県南部地震による被害では、それまでの耐震設計において基本的には回避可能と想定していた、鉄筋コンクリート製橋脚や鋼製橋脚の破壊による橋梁上部構造の落下、鋼上部構造部材の損傷などが発生した。これらは、日本の耐震設計法が抱えていた問題点・課題を、耐震設計に係わる専門家以外の研究者・技術者のみならず一般市民に露呈するものとなった。

地震後の幾度かの現地調査や既往および最新の研究成果を反映させた、土木学会による土木構造物の耐震基準等に関する「第二次提言」¹⁾（以下、第二次提言と称す）が、関係者の精力的な検討結果を踏まえて地震後約1年を経て発表されるに至った。この第二次提言には、耐震設計に反映すべき最新の知見が示されるとともに、新たに研究・開発の必要性が認められた問題点や課題の解決に向けての提案がなされている。また、この第二次提言に盛り込まれた新しい耐震設計の考え方と基本的に同様な方針を有する各種構造物に対する耐震設計基準類の改訂が行われてきている。表-5.1.1に代表的な地上構造物に対する改訂された耐震設計法について整理している。これらの各耐震設計法に共通なことは、第二次提言にあるように2段階の設計地震動レベルを規定し、それぞれに対して要求耐震性能を定義していることである。

本章では、上述の認識のもと、地上構造物のうち特に橋梁構造物に焦点をあて、第二次提言の趣旨に沿うことを前提に、耐震設計の目的や役割、耐震設計の概念や基本的な考え方、橋梁の地震時挙動、各種構造材料の動的挙動や設計構造細目上の留意点、耐震設計における基礎～地盤の取り扱いに関する基本的考え方、橋梁の耐震性を高める付加・付属物の挙動や設計上の問題点・課題等、耐震設計に用いる計算方法と照査方法やそれらを適用する上での留意点、レベル1およびレベル2地震動に対する耐震設計法の基本的な考え方や着目すべき点について述べる。なお、本章では橋梁構造のうち特に道路橋を意識した記述をしているため、道路橋示方書 V耐震設計編²⁾（以下、道示と称す）に示される関連内容についても必要に応じて言及するとともに、第二次提言に示される耐震設計法や他の耐震設計法についての考え方との対比も示している。

5.2 橋梁構造物に対する耐震設計

5.2.1 耐震設計の目的と役割

土木学会 コンクリート標準示方書 耐震設計編³⁾（以下、コンクリート示方書と称す）には、「耐震設計は、地震時の安全性を確保するとともに、人命の損失を生じさせるような壊滅的な損傷の発生を防ぐこと、および、地域住民の生活や生産活動に支障を与えるような機能の低下を極力抑制することを目標として行わなければならない。」と条文に述べられている。すなわち、構造物の耐震設計とは、単に地震力に対する構造物の設計につ

表-5.1.1 各種地上構造物に対する耐震設計の現状

| 項目 | 道路橋 | 鉄道橋 | 水道用タンク |
|------------|---|---|--|
| 要求耐震性能 | <p>重要度が標準的な橋 (A種橋) :</p> <ul style="list-style-type: none"> 震度法レベル→健全性を損なわれない 地震時保有水平耐力法レベル (保耐法) → 致命的な被害を防止する <p>特に重要度が高い橋 (B種橋) :</p> <ul style="list-style-type: none"> 震度法レベル→健全性を損なわれない 地震時保有水平耐力法レベル (保耐法) → 限定された損傷に留める | <p>重要度の高い構造物:</p> <ul style="list-style-type: none"> L1 地震動→耐震性能 I : 地震後にも補修せずに機能を保持でき、かつ過大な変位を生じない L2 地震動→耐震性能 II : 地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる <p>その他の構造物:</p> <ul style="list-style-type: none"> L1 地震動→耐震性能 I L2 地震動→耐震性能 III : 地震によって構造物全体系が崩壊しない (部材損傷レベル1~4が耐震性能に応じて設定される) | <p>重要度が高い施設 (ランクA) :</p> <ul style="list-style-type: none"> L1 → 無被害であること L2 → 人命に重大な影響を与えない。個々の施設に軽微な被害を許すが機能保持可能 <p>その他の施設 (ランクB) :</p> <ul style="list-style-type: none"> L1 → 個々の施設に軽微な被害を許すが機能保持可能 L2 → 個々の施設に構造的損傷を許しても、システム全体機能を確保し、早期復旧が可能 |
| 設計地震動 | <p>橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動 (震度法に用いている設計地震力) :</p> <ul style="list-style-type: none"> 標準震度=0.2~0.3 (地盤種別 I種, II種, III種) <p>橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動 (保耐法に用いている設計地震力) :</p> <ul style="list-style-type: none"> タイプ I (大規模プレート境界型) =0.7~1.0 タイプ II (内陸直下型) =1.5~2.0 <p>(別途動的解析のためのスペクトル値等を設定している)</p> | <p>L1 地震動:</p> <p>構造物の設計耐用期間内に数回程度発生する確率を有する地震動</p> <p>L2 地震動:</p> <p>構造物の設計耐用期間内に発生する確率は低いが非常に強い地震動</p> <p>(L1・L2 地震動は耐震設計上の基盤面で加速度応答スペクトルとして設定される)</p> | <p>地震動レベル1 (L1) : 施設の供用期間中に1~2回発生する確率を有する地震動</p> <ul style="list-style-type: none"> 標準水平震度=0.2~0.3 (地盤種別 I種, II種, III種) <p>地震動レベル2 (L2) : 発生確率は低いが大きな地震動</p> <ul style="list-style-type: none"> 標準水平震度上限値=1.0~1.4 標準水平震度下限値=0.7~1.0 <p>(別途動的解析のためのスペクトル値等を設定している)</p> |
| 耐震設計法と計算方法 | <p>許容応力度法 (下記①と③) と広義な意味での限界状態設計法 (下記②、③、④)</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 震度法 : 線形静的計算 ② 地震時保有水平耐力法 : 非線形静的計算 ③ 動的解析法 : 非線形動的計算、等価線形動的計算、線形動的計算 ④ 免震設計法 : 非線形静的計算、非線形動的計算 | <p>限界状態設計法</p> <p>原則として以下の動的解析法を用いる</p> <ul style="list-style-type: none"> 非線形スペクトル法 時刻歴動的解析法 <p>ただし、非線形荷重~変位関係 (荷重~変位性能) を別途計算し、照査に用いる</p> | <p>許容応力度法 (下記①と③) と広義な意味での限界状態設計法 (下記②、③)</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 震度法 (地震動レベル1) : 線形静的計算 (荷重低減係数適用) ② 震度法 (地震動レベル2) : 線形動的計算 (等価線形動的計算、線形動的計算、等価線形動的計算) |
| 耐震安全性の照査基準 | <p>震度法 : 許容応力度</p> <p>保耐法 : 保有水平耐力 (RC構造の場合は曲げ耐力、せん断耐力)、残留変位</p> <p>動的解析法 : 許容応力度、保有水平耐力、許容塑性率、(残留変位)</p> | <p>荷重~変位性能と動的応答値の関係に基づく照査</p> <p>1) 耐力に対する照査 :</p> <ul style="list-style-type: none"> 曲げ耐力 (部材降伏震度0.4以上であれば、L1は照査不要) せん断耐力 <p>2) 変位性能に対する照査 : 損傷レベルに対する制限値設定</p> <ul style="list-style-type: none"> 部材角を照査指標とする場合 曲率を照査指標とする場合 | <p>震度法 (地震動レベル1) : 許容応力度</p> <p>震度法 (地震動レベル2) : 許容応力度、保有耐力 (曲げ耐力、せん断耐力)、残留変位</p> <p>動的解析法 (L1, L2) : 許容応力度、保有耐力、許容塑性率、(残留変位)</p> |
| 基準等名称 | <p>道路橋示方書・同解説²⁾</p> <p>V耐震設計編 (平成8年12月)</p> | <p>鉄道構造物等設計標準・同解説³⁾</p> <p>耐震設計 (平成11年10月)</p> | <p>水道施設耐震工法指針・解説⁴⁾</p> <p>1997年版 (平成9年3月)</p> |

いての思想や方法を示すだけのものではなく、広く住民社会における地震防災という観点から、地震直後の緊急物資・車両の通行、復旧過程における道路の役割も視野に含めたものであるといえよう。

橋梁における主な構造部位・部材と、その諸元決定を支配する設計荷重・状態との一般的な関係を、表-5.2.1のように整理してみた(図-5.2.1に示す橋梁の一般的姿図を参照)。この表にあるように、橋梁構造物においてその構造部位・部材を決定する荷重ないしは状態として地震は支配的である。特に耐震設計では、一般に橋脚構造、基礎構造および支承構造や落橋防止構造等の付属物がその具体的な設計対象となる。ただし、耐震設計においては橋梁としての所要の耐震安全性を確保する必要があることから、上記のような各構造部位・部材の耐震性の確保のみに留まらず、全体構造としての耐震性についても十分配慮することが必要である。

表- 5.2.1 各種構造部位・部材の諸元決定に支配的な設計荷重状態

| 構造部位 | 支配的な設計荷重・状態等 | 備考 |
|------|--|----|
| 上部構造 | 死荷重, 活荷重, 風荷重等, 地震荷重 (特にラーメン橋の場合など) | |
| 支承構造 | 連続橋の端支点部 : 常時荷重 (温度, クリーブ・乾燥収縮, 活荷重), 地震荷重 (連続径間数が少ない場合) 連続橋の中間支点部: 地震荷重 | |
| 橋脚構造 | 地震荷重 (一般にはレベル2地震動が支配的) | |
| 基礎構造 | 地震荷重 (通常はレベル2地震動が支配的となるが, 地盤条件によってはレベル1地震動が支配的となることもある) | |
| 付属物等 | 落橋防止システム: 地震荷重 (レベル2地震動) 伸縮装置 : 常時荷重, 地震荷重 (レベル1地震動に対する設計が基本) | |

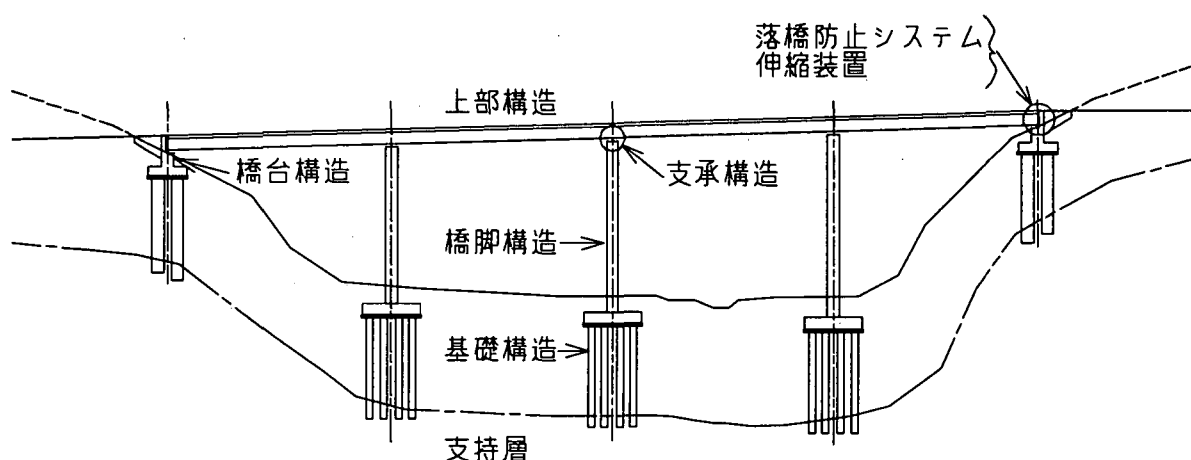


図- 5.2.1 橋梁の一般的姿図

第二次提言にも述べられているように、地震による自然災害を回避することは困難であり、したがって、人命損失や社会基盤である各種構造物の損害といった災害の程度を極力

低減することが、構造設計者の使命であると言えよう。耐震設計は、その発生時の予測が極めて困難で、発生頻度が低いにもかかわらず直接的に大災害に結びつく可能性の高い地震を対象とすることから、設計全般の中でも非常に大きな役割を担っていることになる。また、地震時の構造物は、不規則な地震波によりその挙動が時々刻々と変化し、最も弱点となる場所に地震エネルギーが集中する特性があることから、耐震設計においてはそのような不規則な状態や挙動特性を本質的に評価・理解し、適切な方法を選択する必要がある。結局、耐震設計の果たすべき具体的役割は、「構造物に作用させる設計地震力の設定と、それに対して構造物がどのように“ふるまう”かを適切に評価（予測）する方法ないしは技術の明確な理解と利用にもとづき、経済性ととのバランスに配慮して安全で機能的な構造形式および諸元を決定すること」であると考えられる。

5.2.2 耐震設計において確保すべき目標性能

耐震設計においては、どのような地震を想定し、構造物にどのような耐震性能（地震時における構造物の挙動予測）を保有させるかが問題となる。この適切な設定と高い精度にもとづく設計・照査が、構造物建設にあたっての経済性と安全性のバランスを最適にする上で重要となる。

コンクリート示方書の内容にもとづき、第二次提言の基本方針である構造設計における耐震性能と限界状態の定義を表-5.2.2 に示す（表中の2重枠線内）⁶⁾。同表には参考として、道示における限界状態を土木学会での定義に当てはめたものと、アメリカでの耐震設計におけるひとつの考え方として、Priestleyの限界状態の定義⁷⁾を合わせて示した。

表- 5.2.2 耐震性能と限界状態の定義[文献6)より一部抜粋]

| 耐震性能 | | 耐震性能 1 | 耐震性能 2 | 耐震性能 3 |
|-----------------------------|------|-----------------------------------|--------------------------------|------------------------------|
| | | レベル1地震動 | レベル2地震動 | |
| | | 地震後も機能は健全で、補修をしないで使用可能 | 地震後に機能が短期間で回復でき、補強を必要としない | 地震によって構造物全体系が崩壊しない |
| (平成8年) 標準示方書解説 コンクリート | 限界状態 | 地震後の残留変形が十分に小さい | 耐力力が低下せず、残留変形が限界以下 | |
| | 照査項目 | 鉄筋降伏以下、圧縮崩壊に対して十分安全 | せん断破壊回避、応答塑性率が靱性率以下 | せん断に対して十分な安全性を確保 |
| Priestleyの定義 ⁵⁾ | | Serviceability Limit State (使用限界) | Damage-Control Limit (損傷制御限界) | Survival Limit State (未崩壊限界) |
| (平成8年) 道路橋示方書 | 限界状態 | 健全性を損なわない(高確率で発生する地震) | 限定された損傷に止める(大地震+重要度:特に高い) | 致命的な被害を防止する(大地震+重要度:標準的) |
| | 照査項目 | 許容応力度以下 震度法-弾性理論で算出 | 耐力照査+残留変位 (1/100) 応答塑性率より算出 | 耐力照査 許容塑性率-等価震度で算出 |

第二次提言では、地震動のグレードとしてレベル1とレベル2の2段階が用いられてい

るが、これらは確定的なものではなく、基本的には構造物の供用期間内での地震動の発生確率に対して定義されている。したがって、橋梁建設位置での地震動の絶対的な大きさに対応しているわけではないことに注意が必要である。つまり、たとえばⅠ種地盤を対象とすれば、レベル1地震動は、設計水平震度0.2程度の地震動を具体的に特定しているのではなく、橋梁の供用期間内に1～2度発生する確率を有する地震動をさしている。同様に、レベル2地震動は、具体的に設計水平震度1.0～2.0程度の地震動を特定しておらず、発生する確率は極めて低いが非常に強い地震動をさしている。このようなレベル1地震動やレベル2地震動に対する設計水平震度は、本来的には耐震設計をする上でのひとつの目安ないしは指標としてとらえる方が、地震動と地盤のばらつき特性を勘案すれば理解しやすい。

耐震性能1～3の分類は、想定する地震動レベルに対して定義されるものであり、耐震性能1はレベル1地震動に耐震性能2および3はレベル2地震動にそれぞれ対応付けられている。ただし、前記したように耐震性能は地震動の絶対的な大きさに対応しているのではなく、想定している設計地震動の発生確率に対応していることになる。したがって、耐震性能1を有する橋梁では、使用期間中に1～2度発生する確率を持つ地震動に対して、いかなる構造部位・部材も損傷を受けないような挙動特性を有するように設計される。一方、耐震性能2および3を有する橋梁では、発生確率が極めて低く、非常に強い地震動に対して、前者は比較的短期間に復旧可能なある程度の損傷を許容すること、また、後者は崩壊しないことを前提として設計されることになる。

このような耐震性能を設定する目的は、設計上想定する地震動のレベルに応じて、構造物の限界状態を設定するといった合理的な考え方とることにある。これは、そもそも地震はその発生メカニズム、マグニチュード、震央距離、構造物サイトの地盤によって、構造物に作用する地震力の大きさに違いが生じることとなり、このような不確定な外力に対して一律の限界状態（設計上の目標許容値）を構造物に付与することは不合理であるといった考えのもとづくものである。したがって、耐震性能を設定することはとりもなおさず構造物の限界状態を明確にすることであり、設計での具体的な照査事項とリンクした形で示されることになる。

表-5.2.2に示した耐震性能と限界状態の対応は、特に構造物の重要度を意識せず一般的に受け入れられたものである。本来の耐震設計においては、設計対象となる構造物の有する社会的な重要性、機能上の特性や構造特性およびライフサイクルコストをも意識した経済性に応じて、構造物個々に異なった耐震性能と限界状態の定義がなされることもありえる。ただし、橋梁の道路としての連続性を勘案すれば、周辺地域内のある一定の範囲や区間内の橋梁を含めた構造物においてある程度統一しておくことが望ましいのかもしれない。また、構造物に応じた限界状態を照査するにあたっては、設計計算方法を適切に選択することが重要となり、耐震性能1～3ではその計算方法は自ずと異なったものとなる。すなわち、表-5.2.3に整理したように、弾性状態、弾塑性状態の別に応じてそれぞれ線形計算、非線形計算を適宜利用することになる。特に耐震性能3での設計においては、構造物がかなりの損傷を受け、崩壊するぎりぎりの状態（準破壊状態）を想定することや、構造部位・部材の損傷過程における不連続な状態まで至ることを考慮できる解析方法（破壊解析）が必要となってくる。

表-5.2.3 耐震性能に応じた限界状態と設計計算方法

| 耐震性能 | | 1 | 2 | 3 |
|-----------|------------|---------------------------|-----------------------------------|--------------------------------|
| 地震動レベル | | レベル1 | レベル2 | |
| 限界状態 | | 耐力の確保 | 耐力の確保～変形性能の確保 | 変形性能の確保～崩壊しない状態 |
| 計算で想定する状態 | | 弾性状態 (許容応力度) | 弾塑性状態 (曲げ耐力, せん断耐力, 許容残留変形) | 弾塑性状態～準破壊状態 (せん断耐力, 終局残留変形) |
| 計算方法 | 第二次提言 | 線形計算(震度法) 必要に応じて動的解析行う | 非線形計算 (構造物に応じて動的, 静的の適用を判断する) | 非線形計算(材料非線形～幾何学的非線形) 破壊解析 |
| | 道路橋示方書(参考) | 同上 | 保有水平耐力法 | 保有水平耐力法 |
| 備考 | | | 部材だけでなく橋梁全体の耐震性評価も必要 | 橋梁全体での崩壊に対する安全性評価が必要 |

5.2.3 耐震設計に用いられる設計法の概念

本項では耐震設計を構成する設計法の概念について述べる。具体的な設計法は、前記している耐震性能および限界状態と密接に関連するものである。橋梁等の地上構造物に対しての耐震設計法の概念は、国内外に係わらず一般に次のように大きく3つに分類することができる⁸⁾。

- ①許容応力度設計法 (Allowable or Working Stress Design)
- ②じん性設計法 (Ductile Design or Capacity Design)
- ③応答制御設計法 (Seismic Response Control Design)

①は従来より使われていた設計法であり、想定する設計地震力が小さい場合には、要求耐震性能とその限界状態を照査するのに一定の妥当性をもつ簡便な設計法といえよう。しかしながら、構造物に作用する地震力が設計地震レベルを超える場合には、弾塑性挙動や損傷メカニズムを意識した設計上の配慮がなされていないため、阪神・淡路大震災で目の当たりにしたような鉄筋コンクリート橋脚の崩壊などが容易に起こり得る。

このような事態を回避し、耐震安全性の余裕度を高めることを意識したことにより、②のじん性設計法が自然と受け入れられるに至ったと考えられる。ここで言うじん性設計法は、地震活動度、材料強度の信頼性、施工誤差、解析誤差などを勘案するとともに、想定する地震動レベルと限界状態に応じた構造物の弾塑性挙動や損傷メカニズムに配慮した計算法を用いる設計法(限界状態設計法)である⁷⁾。通常、この設計法は①の許容応力度設計法とともに用いられることになる。なお、道示の地震時保有水平耐力法は、構造物の変形性能規定(耐力による表現)を設計に一部取り込んではいないものの、外力、材料、施工および設計計算に係わる条件設定において、それらの不確定さやばらつきを直接的に設計計算に考慮していないが、広義な意味における限界状態設計法であると考えられる。

③の応答制御設計法は、広義においてはじん性設計法と同様に弾塑性メカニズムを期待した設計法(地震エネルギーの積極的な消費・吸収を行う)と言えよう。ただし、その弾塑性メカニズムは、じん性設計法の構造部材そのものに期待するのとは違い、別途の装置ないしは機構を構造本体に付与することで発揮されるものである。この応答制御設計法は、受動的に地震エネルギーを消費する免震機構技術(Passive Control)と、能動的に地震エ

エネルギーを消費する制震機構技術 (Active Control) の2つに大別できる。前者としては免震支承 (LRB, 高減衰支承など), TMD (Tuned Mass Damper), オイルダンパー等がよく知られており, 後者としては AMD (Active Mass Damper), 可変剛性・減衰装置等が知られている⁹⁾。どちらの機構においても, 地震による入力エネルギーを, あらかじめ特定場所に設置した装置に集中させるため, 構造本体には損傷を与えない, もしくは, かなり限定された損傷に留めることができる。

②のじん性設計法では, 構造本体の損傷を前提とした耐震設計のため, 地震後の構造物の復旧・補強が必要となる。これに対し, ③の応答制御設計法では, 構造本体の補強は基本的にそれほど必要とはならず, 免震装置ないしは制震装置の取り替えという対応で済むという大きな利点がある。ただし, 地震力が世界的にみても際立って大きな日本においては, 応答制御設計法を採用したとしても, 構造本体の弾塑性メカニズムを期待せざるを得ない場合も想定される。図-5.2.2にそれぞれの設計法概念と耐震性能, 地震動レベルとの関連についてのイメージを示すが, レベル2の設計想定地震動を超える地震動に対して耐震性能3を満足させる上で, じん性設計法と応答制御設計法の併用も有効と思われる。また, 表-5.2.4には各設計法概念に対して大きさの異なる地震動を想定した場合の経済性, 構造安全性確保の可能性および合理性評価の目安を示した。

ちなみに, 海外の耐震設計先進国・地域と考えられるアメリカ, ヨーロッパ, ニュージーランドでは, 耐震設計の基本方針として, 日本と同様に2段階 (アメリカ カリフォルニア州の道路橋耐震設計基準, ヨーロッパのユーロコード8) ないしは3段階 (ニュージーランドの道路橋耐震設計マニュアル) の地震動レベルに対する構造物の要求耐震性能を明確にしている。しかしながら, 実際の設計においては, ひとつの地震動レベルとそれに対応する要求耐震性能を満足するように行われるのみで, 日本のように2段階の両方をそれぞれ満足させるものとは異なる¹⁰⁾。

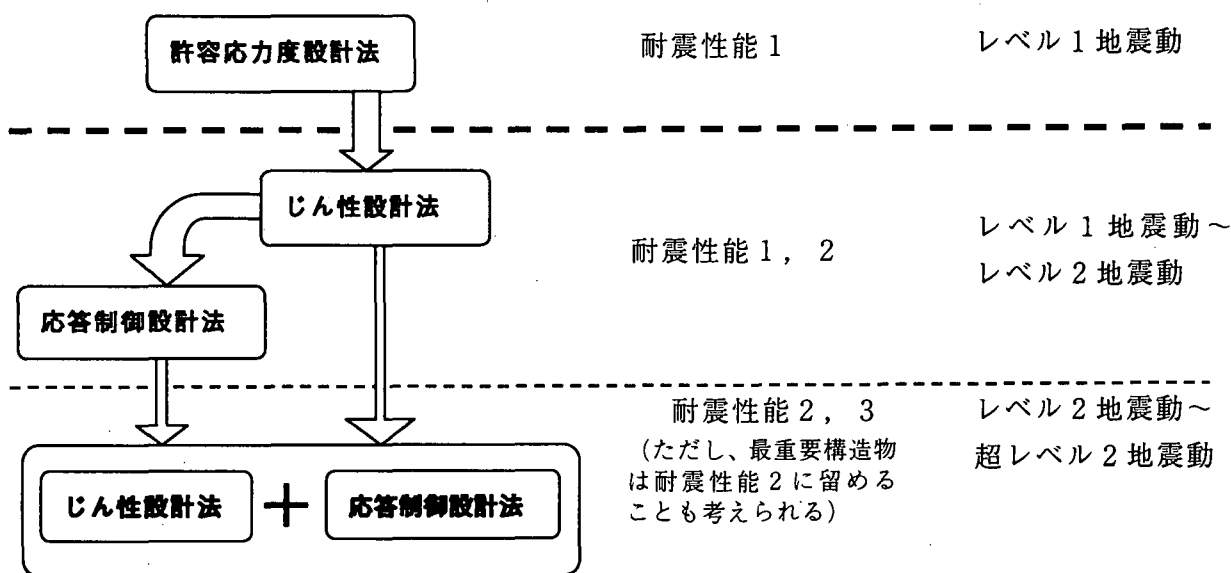


図-5.2.2 耐震設計法の概念と耐震性能, 地震動レベルの関係

表-5.2.4 設計法の概念と地震力の大きさに応じた合理性評価の目安

| 設計法の概念 | 地震力 | 構造安全性の確保 | 経済性 | 合理性評価 | 備 考 |
|----------|-----|----------|-----|-------|--|
| 許容応力度設計法 | 小 | 可能 | ◎ | ◎ | |
| | 中 | 困難 | △ | × | 最重要構造物には適用することも考えられる |
| | 大 | かなり困難 | × | × | |
| じん性設計法 | 小 | — | — | × | |
| | 中 | 可能 | ◎ | ◎ | |
| | 大 | 可能 | ○ | ○ | 震後に補強を必要とすることがあり，経済性では応答制御設計法より劣る可能性あり |
| 応答制御設計法 | 小 | — | — | × | |
| | 中 | 可能 | ◎ | ◎ | |
| | 大 | 可能 | ○ | ○ | じん性設計法との併用が望ましい |

◎：かなり高い，○：高い，△：あまり高くない，×：低い

5.2.4 耐震設計の流れ

本項では，橋梁を対象とした一般的な耐震設計の手順を主要な事項について示す．橋梁の主要構造の諸元を決定する荷重は表-5.2.1に整理しているが，これらの部位・部材がどのような手順で，また相互にどのように関わりあって行くのかを一般的な設計の流れとして述べる．図-5.2.3に耐震設計の流れを示すが，実際の橋梁設計では，一般図作成，比較設計，予備設計，概略設計，詳細設計といったようにいくつかのレベルに分け，段階を追って設計の熟度を高めて行くが，耐震設計としてはすべての設計レベルで程度の差はあれ，基本的には同様な方針，考え方をとることから，ここでは設計のレベルについては特定していない．

同図の左側には大きな設計の流れを示しており，その部分に含まれる耐震設計に関連する主要事項を右側の枠の中に記述している．耐震構造計画検討と設計とは密接に関わりあっており，実際の設計作業では，場合によっては部分的なやり取りが必要となる．また，レベル1地震動とレベル2地震動のそれぞれに対する設計は，レベル1を満足してもレベル2を満足しない場合には，構造諸元等の変更を伴うことから，再度レベル1での設計・照査を行うことが有り得る．特に，レベル1地震動およびレベル2地震動に対する設計の中で，計算方法としては動的計算と静的計算の両方を挙げている．第二次提言やコンクリート示方書に明記されているように，本来は動的解析にもとづく耐震設計を実施することで，設計自体の信頼性をより高めることになる．しかし，その橋梁の構造特性や振動特性によっては，極めて単純な振動モードを呈することもあり，そのような場合は地震荷重を適切に震度に置換することで，静的計算によることでも設計精度を十分確保することは可能である．また，橋梁全体の照査は，部材レベルでの耐震安全性照査より本質的には重要であり，橋梁としての耐震性は結局のところ部材として評価するのではなく，全体構造と

して評価すべきものである。しかしながら、構造のモデル化の妥当性、用いる解析ソフトの信頼性、結果の評価指標など、現状の技術レベルでの課題があり、実際に橋梁全体の照査を実施するにはかなり高い技術力（現象把握・評価技術、解析技術、耐震性評価技術など）が必要となる。

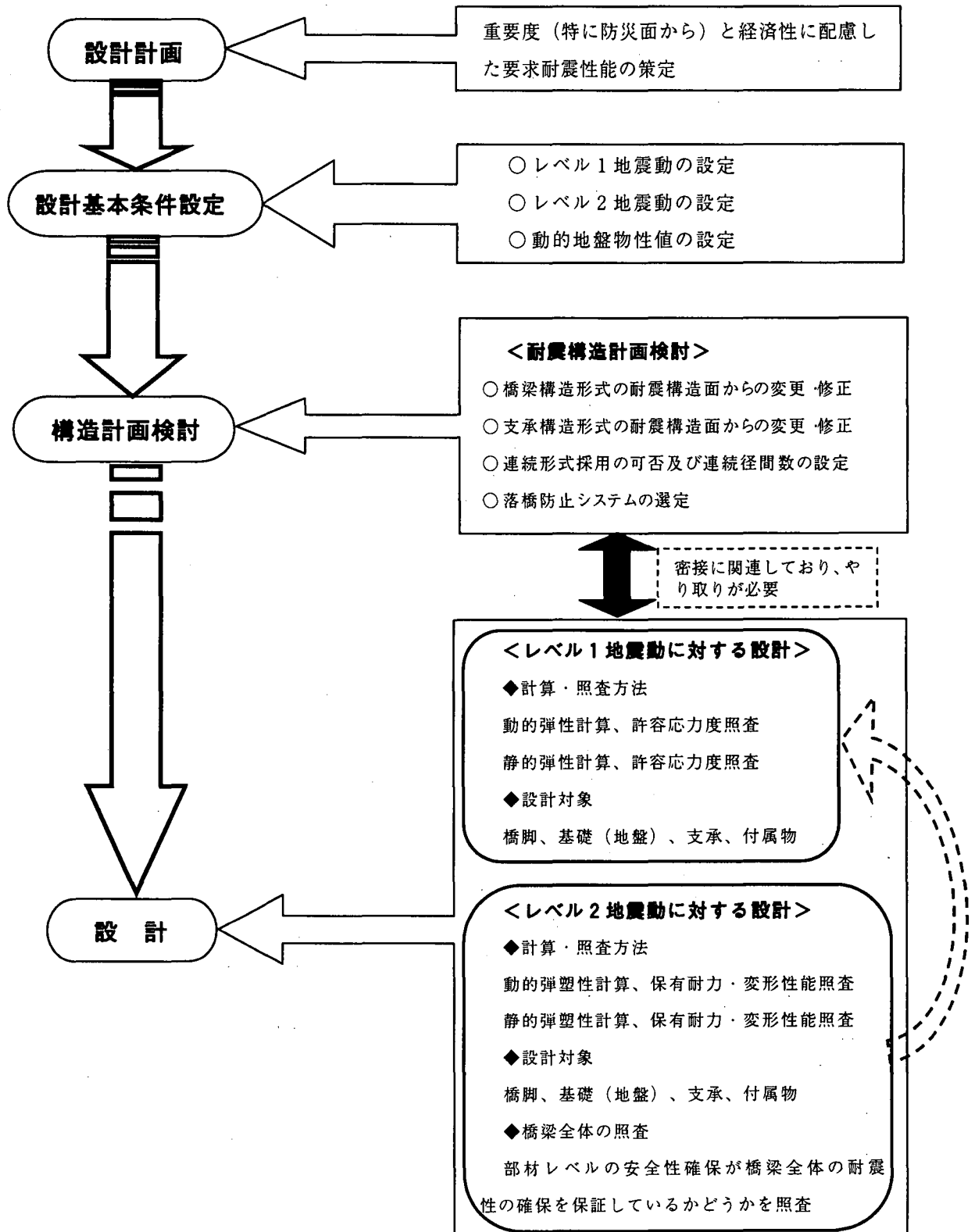


図-5.2.3 耐震設計の大きな流れ

5.3 橋梁構造物の地震時パフォーマンスと耐震設計で配慮すべき事項

5.3.1 地震時における橋梁パフォーマンス

地震時の橋梁の振動特性は、固有振動特性および減衰特性に代表される。レベル2地震動のような大規模な地震に対してはこれ以外に地盤や構造物の非線形特性、履歴減衰特性などの特性が重要となる。

レベル2またはそれ以上の地震動に対して橋梁構造物が要求されている耐震性能を満足するためには、地震入力エネルギーを橋梁系全体または一部で吸収しなければならない。このエネルギー吸収能力が地震入力エネルギーを下回った場合、落橋等の最悪の事態になることもある(図-5.3.1)。また、エネルギー吸収能力が十分な場合でも地盤の変状によって下部構造に大きな変形が生じ落橋にいたる場合もある(図-5.3.2)¹¹⁾。

橋梁全体系のエネルギー吸収能力は、地盤、基礎、地盤-基礎間、橋脚、橋脚-上部構

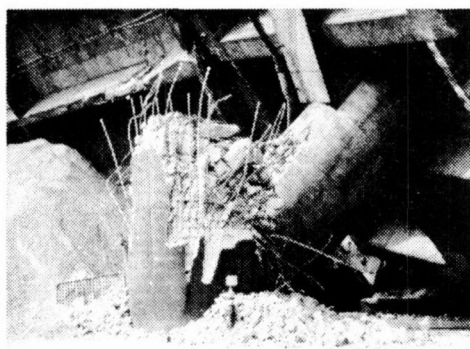


図-5.3.1 落橋例¹¹⁾

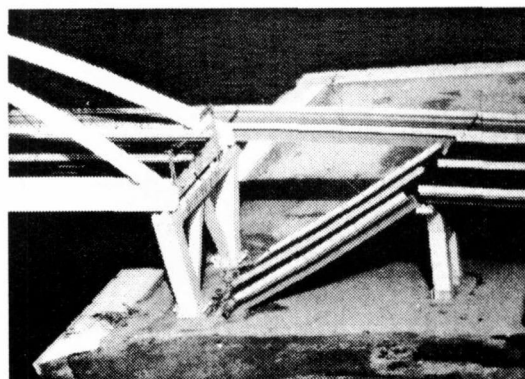


図-5.3.2 落橋例¹¹⁾

造間等の部位の能力に依存する。どの部位にどのぐらいのエネルギー吸収をさせるかが橋梁構造物の応答を左右する。塑性領域の応答を前提とした場合、エネルギー吸収のほとんどが履歴減衰によるものとなる。また、塑性領域の応答を前提とすることは同時に部材の損傷を意味する(免震支承等は除く)ため、エネルギー吸収効率及び補修しやすさを考慮して橋梁全体系の計画を行う必要がある。

想定していた地震動を超える地震動を受けた場合の橋梁全体系の挙動も考慮する必要がある。想定以上の地震動を受けた場合には、基礎、下部構造に大きな変形が生じ、支承が破壊することが考えられるが、このような場合でも下部構造が鉛直荷重を保持でき、桁端部が下部構造から逸脱していなければ落橋という最悪の事態を防ぐことができる。

橋梁構造物の耐震設計上重要なのは、地形、地質、地盤条件、立地条件などを考慮して構造形式を選定することである。道路橋示方書においては耐震設計上望ましい構造や望ましくない構造が示されている。

- ・ 1点固定方式では固定支承を有する下部構造にエネルギーが集中し、エネルギー吸収能力を超えたり、過大な損傷を受けるため、多点固定方式が望ましい(図-5.3.3)。

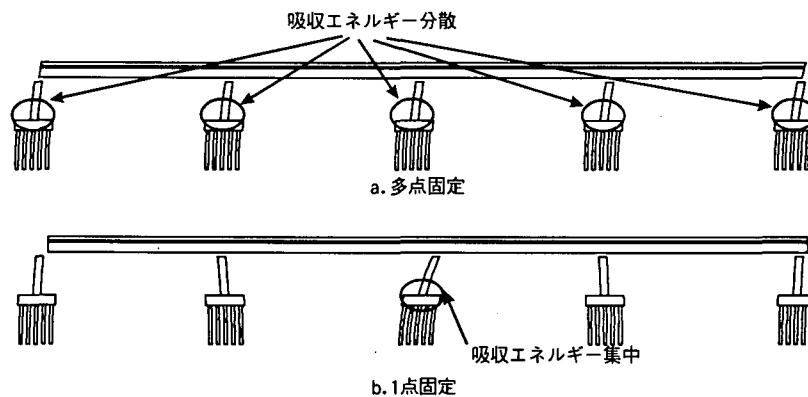


図-5.3.3 固定方式による違い

- ・ 軟弱な地盤や液状化、流動化等の地盤の変状が生じやすい地盤においては、水平剛性の高い基礎を選定したり、上部構造と下部構造の接点の多い構造を選定すると同時に、けたかかり長等の付加的構造物に地盤変位の影響を考慮する。
- ・ 地盤条件が良好で、固有周期が短い多径間連続形式の橋では、免震装置の採用が望ましい。
- ・ 鋼製支承は、衝撃的な地震力に対して損傷を受けやすく、大きな地震力により支承が破壊した場合には、予期せぬ挙動を示すことがある。また、可動支承は移動可能量や移動方向の制限があるため変形追従能力が低いため、ゴム支承やエネルギー吸収能力のある免震支承が望ましい。
- ・ 全体系の崩壊を防ぐために塑性領域の応答を考慮してもいい構造部材と弾性領域の応答に収めるべき構造部材を区別し、適切に構造系を構成しなければならない(図-5.3.4)。

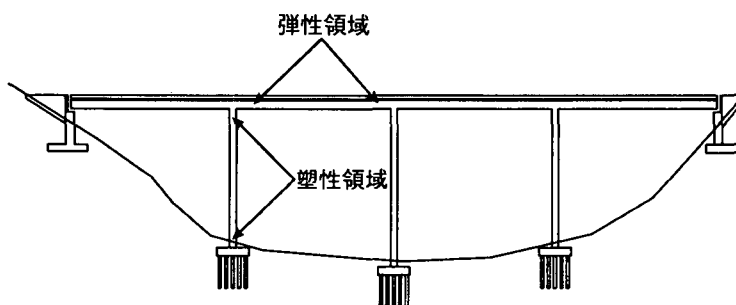


図-5.3.4 弾性応答に留めるべき部位

- ・ 幾何学的非線形性の影響が大きい構造や死荷重時に大きな偏心荷重を受ける構造で地震時に不安定になりやすい構造は避けなければならない(図-5.3.5, 図-5.3.6)。

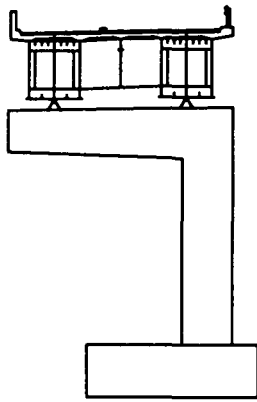


図-5.3.6 偏心した構造

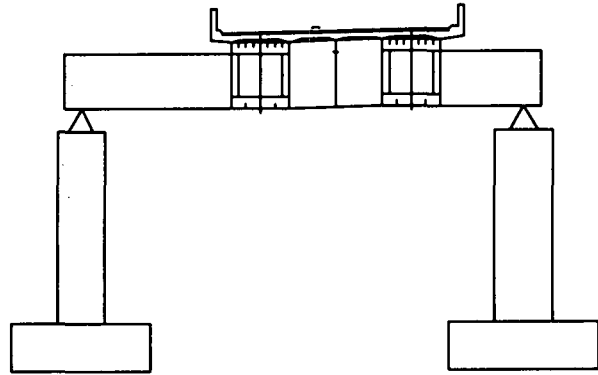


図-5.3.5 地震時に不安定になりやすい構造

5.3.2 橋脚の材料特性に着目した地震時パフォーマンス

ここでは橋脚の材料特性に着目し、各種材料を用いた場合の特性について触れる。

(1) 鉄筋コンクリート橋脚

コンクリートは応力-歪関係が非弾性的挙動を示す。また、鉄筋コンクリート断面の引張側にひび割れが発生すると断面剛性が低下するため部材は非線形な挙動を示す。より大きな非線形特性として鉄筋の降伏による部材の塑性変形があげられる。適切に設計された鉄筋コンクリート橋脚は耐力を保ったままで降伏変位の数倍もの大きな塑性変形に耐えることが可能である。すなわち、鉄筋コンクリート橋脚の地震時パフォーマンスは軸方向鉄筋が引張降伏するまではほぼ弾性変形挙動を示し、降伏以降はほぼ塑性変形挙動を示す大きなエネルギー吸収能力を発揮する特徴がある。

圧縮鉄筋と引張鉄筋が等しく配置された断面をもつ鉄筋コンクリート部材が純曲げモーメントを受けた場合、理屈上は鉄筋の座屈や伸びの限界に達するまで塑性変形することができる。また、コンクリートは三軸圧縮状態ではコンクリートの終局耐力および歪が増加することが知られている。

このように優れた特性をもつ鉄筋コンクリート橋脚であるが、せん断耐力が不足していたり、軸方向鉄筋が不用意に途中定着されていたり、帯鉄筋による内部拘束が不足していたりすると、降伏耐力に達する前、あるいは降伏耐力に達しても塑性変形が大きくなる前に耐力が低下し、脆性的な挙動を示すことになる。

鉄筋コンクリートの、降伏変位を越えてからも部材の耐力を失うことなく大きく塑性変形できる性質を利用して、地震による振動のエネルギーを吸収することを利用すると、部材の耐力を高める代わりに変形性能を高めることにより合理的な設計が可能となる。

地震時の鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態としては、

- ① 曲げモーメントにより鉄筋が降伏し、その後コンクリートが圧縮破壊に達する場合
- ② 曲げモーメントにより鉄筋が降伏し、その後コンクリートが圧縮破壊に達する前に鉄筋が破断する場合
- ③ 曲げモーメントによる損傷が発生した後、断面性能の低下によりせん断耐力が減少し、せん断破壊する場合
- ④ 鉄筋の降伏以前にせん断破壊する場合

などが考えられる(図-5.3.7~図-5.3.9)¹²⁾。破壊形態およびじん性は軸方向鉄筋量、帯鉄

筋量，せん断スパン比，軸圧縮力，繰返し回数等に支配される．せん断破壊はねばりがなく脆性的な破壊であるため塑性域でのエネルギー吸収が期待できない．曲げ破壊をする場合に鉄筋コンクリート橋脚は，軸方向鉄筋の降伏以降，水平耐力を保持したまま塑性変形した後，かぶりコンクリートの剥離や，軸方向鉄筋の座屈により水平耐力が低下し始め，内部コンクリートの圧縮破壊や軸方向鉄筋の破断した後に急激に水平耐力が低下する．安定した耐力を発揮するためには，内部コンクリートを適切に拘束し，鉄筋の座屈を防ぐことが重要となる．このため帯鉄筋の適切な配置が重要となる．

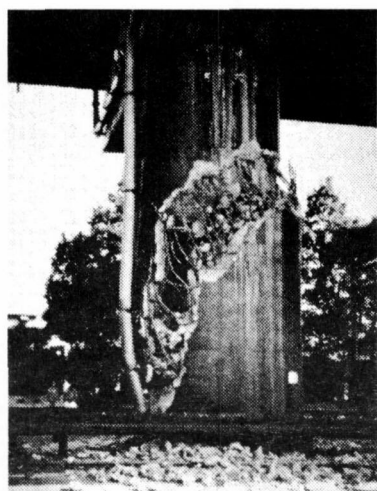


図-5.3.7 せん断破壊¹¹⁾

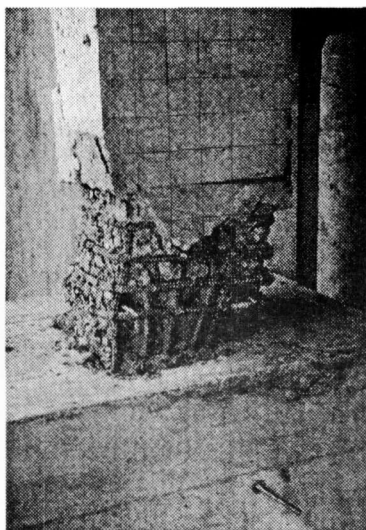


図-5.3.8 曲げ破壊¹²⁾



図-5.3.9 曲げ損傷後
せん断破壊¹²⁾

(2) 鋼製橋脚

鋼材は延性に富みしなやかさと柔軟性を持つ耐震的に優れた性質をもつが，反面薄肉部材として用いられることが多いため，局部座屈や局部的な変形が起こり，急激に耐力が減少する可能性がある．このため，鋼材の性質を十分発揮させ，構造物の耐震性を合理的に確保するためには，局部的な破壊を防ぐ配慮が必要がある．また，鋼材の特徴として，製作段階でのたわみ，偏心，目違いや残留応力の影響があり，終局耐力算定を難しくしている．

一般的に用いられている鋼製橋脚は，内部にコンクリートを充填して用いる場合と，充填しない場合の2つのタイプがある．

(a) 内部にコンクリートを充填する場合

内部にコンクリートがあるため鋼材の座屈を防ぐことができ，また内部コンクリートに対して鋼材は大きな拘束効果を持つため，大きな塑性変形が可能となる．耐力及び許容塑性率は鉄筋コンクリートに準じて計算されている．柱の途中で板厚を変化させると，板厚変化位置において局部座屈を生じさせることがあり，また，コンクリートを充填した直上の鋼断面においても局部座屈を生じさせる場合があることに注意する必要がある．

(b) 内部にコンクリートを充填しない場合

内部にコンクリートを充填しない場合は，局部的な座屈や局部的な変形によりねばりの無い脆性的な破壊を示すことがある．矩形断面の橋脚では，矩形断面を構成する補剛板の

角溶接部が縦方向に裂け、補剛板が分離し、上部構造の死荷重に対する鉛直方向の耐力を失う状態(図-5.3.10)²⁾、また、円形断面の橋脚では、最初に発生した一個所の局部座屈に変形が集中し、それに伴って橋脚が傾斜したり、変形の進展により円周方向にワレが生じた状態である(図-5.3.11)²⁾。現状においては、構造細目が破壊性状に与える影響は不明確であるため、実証試験等で確認を行う必要がある。また、道路橋示方書においては脆性的な破壊を防ぐ構造細目や、じん性を向上させるための構造細目が示されている。

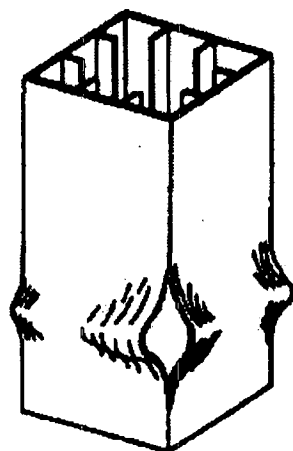


図-5.3.10 矩形断面²⁾

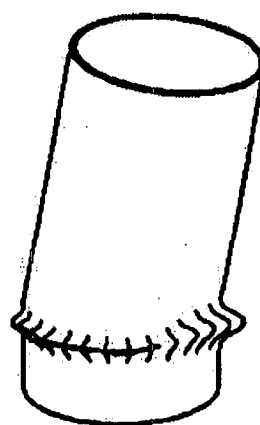


図-5.3.11 円形断面²⁾

(3) その他の材料

その他の材料を用いた構造としては鉄筋鉄骨コンクリートを用いたもの、鋼管コンクリートを用いたもの、連続繊維補強材を用いたものなどの合成構造や、これらの部材を部位によって使い分けた混合構造などがある。これらの構造物は使用する部位等の構造的特性に合わせた材料を用いることが可能であり、より合理的な設計をすることが出来る。反面、地震時における部材の振動特性や、履歴減衰特性、耐力特性等が複雑で未解明な場合もあるので注意を要する場合もある。

5.3.3 基礎～地盤の地震時パフォーマンスと耐震設計に用いる地盤の物性値

(1) 基礎～地盤の地震時パフォーマンス

地震により発生した波動は、地盤内を伝播し表層地盤に達した後、構造物基礎に運動を与え、これにともなって上部構造物も運動を始める。さらに、構造物が運動することにより、地盤に力を作用させる。すなわち、橋梁構造物は地震動により、上部構造～基礎構造～地盤それぞれが慣性力を受けつつ、お互いに影響を及ぼしあう状況となる。このうち特に基礎構造物～地盤においては、地盤が地震動を受けて変形することが直接的に基礎構造物の挙動に影響することが知られている。そのため、このような現象をできるだけ忠実にとらえ設計計算に取り込むことが、設計精度を向上させる上で重要な事項となる。

基礎構造と地盤の間における具体的な運動ないしは現象としては、入力した地震動が地盤に逸散する効果、基礎自身の弾塑性変形によるもの、基礎と地盤の間のすべりや剥離によるもの、基礎周辺の地盤の非線形性によるものなどがある。これらは、いずれも基礎構造物と地盤の間での地震エネルギーの吸収に関わるものと考えられることができる。小規模な

地震動では基礎自身は弾性変形の範囲内であり、すべりや剥離などの現象は少なく、地盤の非線形性も小さいため、逸散効果が支配的になる。大規模な地震動になると、基礎自身が塑性変形領域に入ったり、すべりや剥離が生じたり、地盤の非線形性が大きくなり、大きなエネルギー吸収能力を発揮する。しかし、基礎構造物に大規模な損傷が生じたり、地盤に大きな残留変形が生じた場合は発見が困難であり、補修が大規模なものとなるため、損傷を発生させないかまたは損傷の程度を抑えるのが一般的である。

剛な岩盤上にある構造物では入力地震動は構造物の存在の影響を受けず、構造物の振動は構造物の動的特性のみに依存する。一方、軟らかい地盤上の構造物の場合、構造物の運動は周辺地盤との連成運動のため、岩盤上の場合とは異なり、次の3つの効果が複合された形で加味される(図-5.3.12)。第1に、表層の軟らかい地盤によって振動が変形、増幅されること。第2に、構造物の運動に伴って構造物には慣性力が発生し、これが地盤にフィードバックされて地盤内の変形をさらに生じさせる、慣性による相互作用(複素剛性、振動数に依存した剛性及び減衰)である。第3に、構造物の基礎の剛性によって入力地震波が自然地盤のときから変わることによるキネマティックな相互作用(入力損失、有効入力)である。後者の2つの相互作用はまとめて地盤と基礎との動的相互作用と呼ばれ、基礎の応答については橋梁全体の応答に大きな影響を与える。

動的相互作用のうち①慣性による相互作用の効果としては、固有モードの長周期化や構造物の振動が地下に逸散することが上げられる。これらの効果は基礎の根入れが深い場合には影響が大きくなることが知られている。また、②キネマティックな相互作用(有効入力)は、質量の無い剛性と寸法を考慮した基礎の応答であり、自然地盤の応答と比べて小さな応答を示すことがある。特に大型の基礎構造物においては影響が大きくなる。一般的な橋梁構造物の設計においては動的相互作用のうち②キネマティックな相互作用の影響は

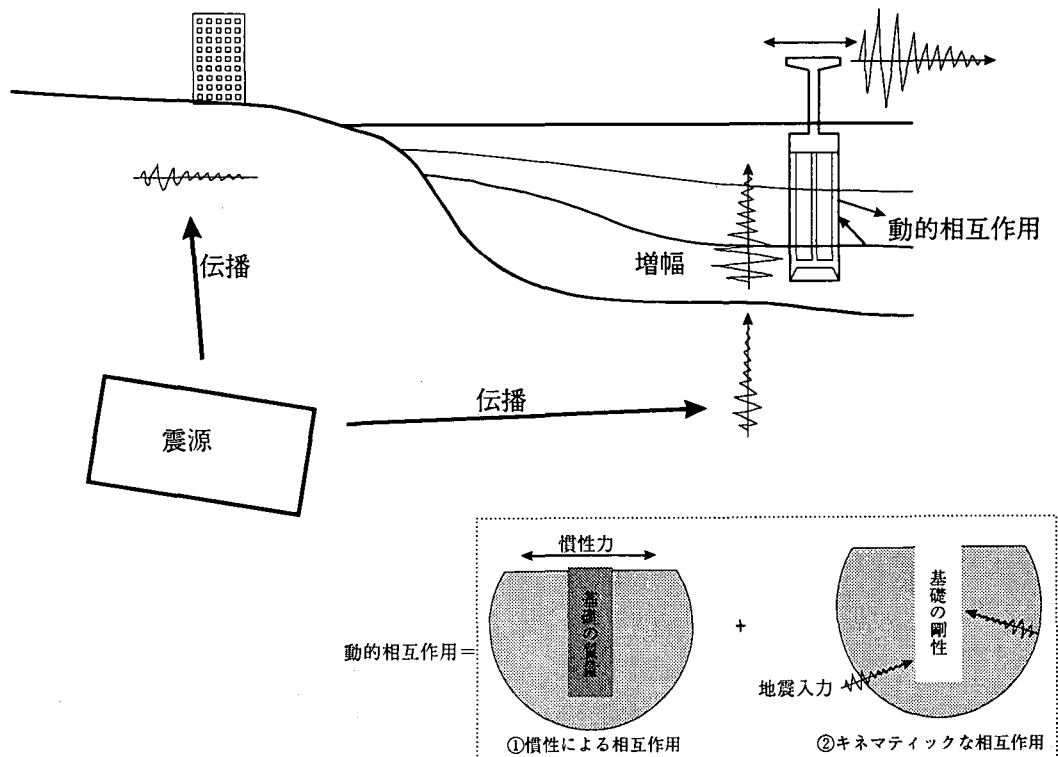


図-5.3.12 動的相互作用

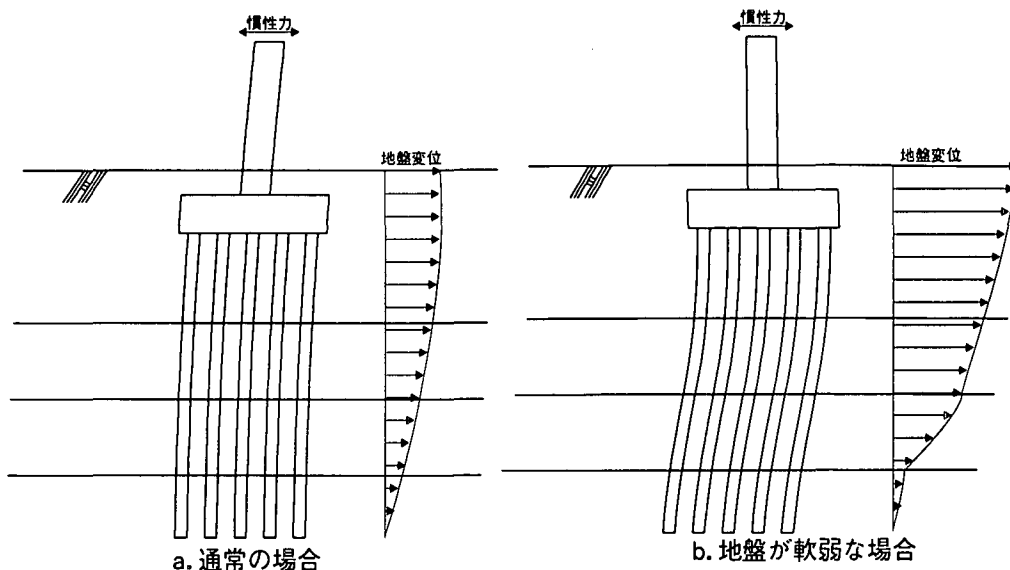


図-5.3.13 地盤の変形モード

小さいため、効果は無視している場合が多い。①慣性による相互作用の効果は振動数および振幅を暗黙のうちに想定して地盤の剛性および減衰定数を設定している場合が多い。

基礎構造物で考慮している外力を、基礎から上の慣性力のみとする場合がある（たとえば、道路橋の基礎設計）。このような場合は、地中の地盤変位の影響は無視されているが、図-5.3.13のように地盤には地震による変形が発生し、特に地中に軟弱な層が介在する場合は、地盤変位の影響が大きくなり、かつ変形モードも複雑なものとなる。

また、ゆるい砂地盤においては地震時に過剰間隙水圧が上昇し液状化現象が発生する場合がある。地盤が液状化した場合には地盤が液体状になる結果、見かけ比重の重い構造物は沈下し、見かけ比重の小さい構造物は浮き上がった。また、土圧が増加することにより抗土圧構造物は変形したり、基礎のように地盤の水平抵抗を期待する構造物はその抵抗を失い大きく変位することがある。地盤が液状化する過程における構造物の振動特性は、地盤の剛性や強度の低下、地盤の過渡的な応答と構造物との共振など、状況により複雑に変化し、発生メカニズムも未解明の部分、また地震動の特性や地盤の物性の不確かさなどで想定した現象が生じない場合もあるため、液状化現象が発生する場合としない場合の両方を考慮するのが一般的である。

液状化が生じる地盤において地盤に偏土圧が作用している場合は、土層が一方向に流れ出す流動化現象が生じる場合がある。流動化の発生メカニズムは未解明の部分もあるが、これまでの被害事例から判断される現象としては、液状化がある程度進行した段階から流動化が発生すると考えられている。このような段階では地震動の主要動部分は終わっていると考えて差し支えないため、設計においては流動化の影響と地震の慣性力は同時に考慮していない。また流動化が基礎に及ぼす影響のメカニズムも研究途上であるが、流動化を水平力に置き換えて基礎の設計に考慮している。

(2) 耐震設計に用いる地盤の物性値

基礎構造物～地盤の挙動（動的相互作用）を解析や設計計算により取り扱う場合に、地盤の物性値の設定はもっとも重要であり、その精度は計算結果に大きく影響する。その折には、地盤の動的性質を考慮する必要がある。道路橋示方書では耐震設計において用いる

基礎ばねを算出するために、地盤のせん断波速度 V_s にもとづき弾性論を適用して地盤の動変形係数 E_0 を求めることとなっている。基礎ばねの値はこの E_0 から計算される地盤反力係数を用いて、基礎形式に応じた適切な評価方法により求められる。このようにせん断波速度 V_s に着目するのは、構造物の振動応答に影響を及ぼす地震時の地盤の動きはせん断振動が支配的であるためである。しかしながら、これまでの橋梁設計の実施時に行ってきた地盤調査においては、上述の地盤の動的物性値に着目していない場合が多かった。

地盤のせん断波速度 V_s は、弾性波伝播速度の測定法である PS 検層により求められる。最近では地盤調査の際に通常の調査項目に加えてこの PS 検層を含めることが徐々に増えつつある。PS 検層にはダウンホール法やアップホール法と呼ばれる方法があり、これらはボーリング孔を使って（表層）地盤の速度構造を測定するものである。また、これ以外にもクロスホール法と呼ばれる方法や速度構造の測定精度が高いサスペンション PS 検層といった方法があり、これらは測定精度や測定環境などに応じて適切に選定されている。

道路橋示方書では、このせん断波速度 V_s を N 値から推定する計算式を示している（図-5.3.14 参照）。これらは、本来 PS 検層等により精度のよい地盤の動的物性値を求めることが、耐震設計の精度向上に欠かせないものの、現実的に実測値を得ることができない状況などの場合に、便宜的に目安値を与えるものである。すなわち、 N 値をベースとした地盤の動的物性値 (V_s) では、サイト特性が強く表れる地盤特性の評価の信頼性は低く、耐震設計の精度向上のためには、上述の PS 検層等による物性値の評価が望ましい。

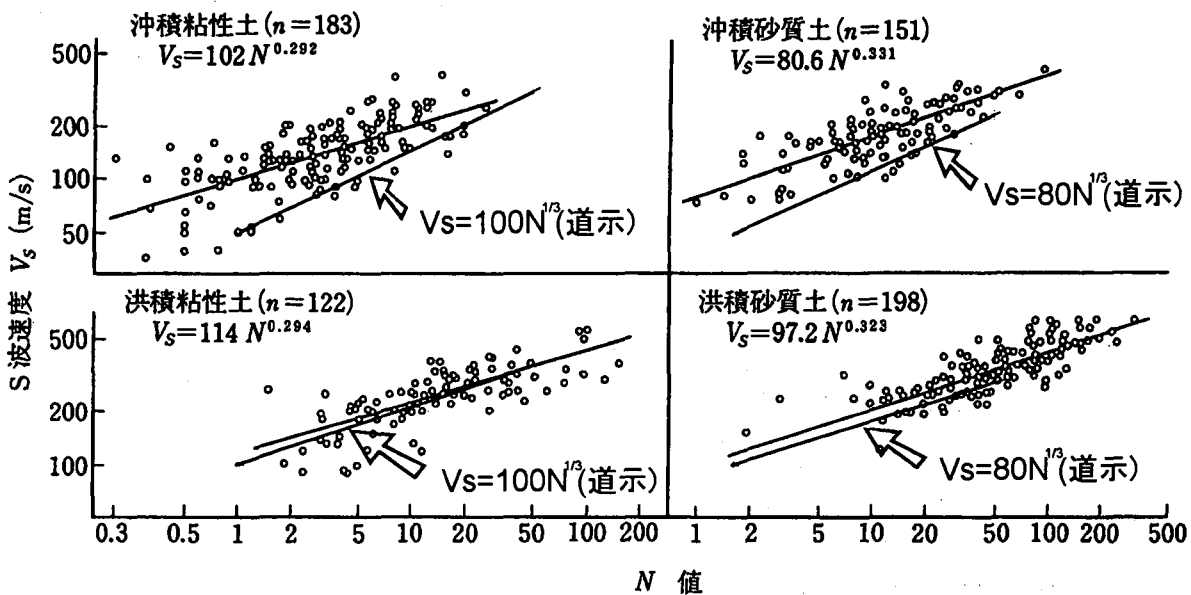


図-5.3.14 N 値と S 波速度 (文献 13) に加筆)

5.3.4 橋梁の耐震性能を高める構造

橋梁の耐震性能に影響を与えるその他の構造としては免震装置や落橋防止システムがある。

(1) 支承

支承に関しては破損させて下部構造に作用する地震力を低減するというヒューズのな機能をもたせるという考え方もある。しかし鋼製支承は損傷後、脆性的な破壊をするため損

傷制御が困難であり、またゴム支承を用いた場合でも設計地震力を超えた挙動に対しては不明確な点が多い。基本的にはレベル2地震動に対しても支承は損傷させないという考え方が望ましい。

(2) 免震装置

橋梁が地震力を受けた場合、主として基礎構造、下部構造、支承部構造により慣性力に対抗する。レベル2地震動に対しては、いずれかの部位で損傷を許容することになる。多くの構造物は橋脚など下部構造で塑性化させることによりエネルギー吸収を図り、壁式橋脚の直角方向など強度が非常に大きい場合は基礎構造で塑性化を許容する場合もある。免震装置を付加することにより、塑性変形を免震装置に集中させ他の部位の塑性化を低減し、耐震性を高めることができる。免震支承は支承に免震効果を持たせたもので、阪神大震災以降多くの橋梁で採用されてきている。

(3) 落橋防止システム

支承をレベル2でも破損しないように設計した場合でも、それ以上の地震力を受けた場合に予想できない構造系の破壊が生じた場合でも、上部工の落下を防止できるようにフェイルセーフ的な機構を設けておく必要がある。例として道路橋示方書では以下のような落橋防止システムを規定している

- ・ 下部構造や支承が破壊し、上下部構造に予期しない大きな相対変位が生じた場合にも上部構造が下部構造上にとどまるようにけたかかり長を十分とる
- ・ 上部構造と下部構造（上部構造どうし）を連結し、上下部構造にけたかかり長を越えるような変位が生じないようにする落橋防止構造を設置する。
- ・ 支承と落橋防止構造が補完しあって慣性力に抵抗する場合には、変位制限装置を設ける

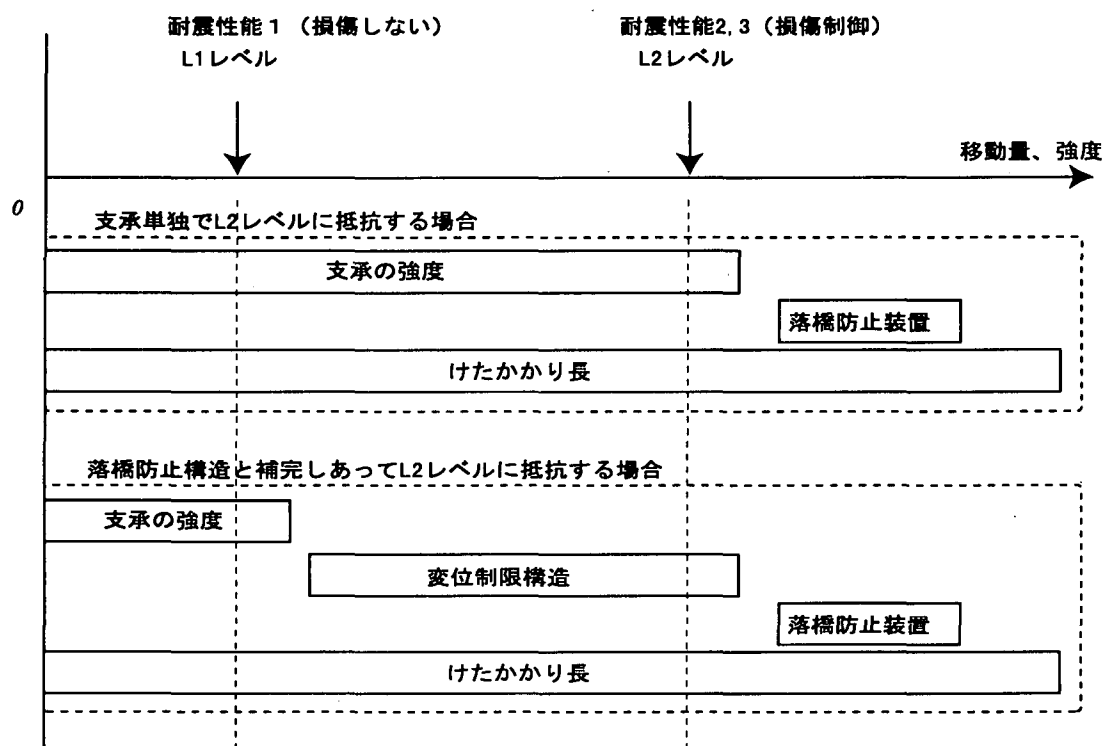


図-5.3.15 落橋防止システムの考え方

- ・ 支承高が大きい場合には支承の破損により路面に段差が生じる。その場合、被災後の即時供用に支障をきたすため、段差防止構造を設けることが望ましい。
- ・ 支承単独または変位制限構造は、レベル 2 地震時を想定した設計水平力に耐える構造とし、十分なけたかかり長をとるものとしている。さらにフェイルセーフ機構として落橋防止装置を設け、桁の水平変位がけたかかり長に達する前に機能するものとしている。ゴム支承を用いる場合には、その変形能力をレベル 2 地震時にも発揮できるように、支承の変形能力を超えた時点で落橋防止装置が機能する必要がある。落橋防止システムの考え方を図-5.3.15 に示す。

5.4 計算方法と照査方法

5.4.1 耐震設計の方法

前節までの方針にもとづく具体的な耐震設計は以下の手順で行われる。

- 1) 対象とする地震動およびそれに対する限界状態を設定
- 2) 地震応答計算を実施し断面力、変位等を求める。
- 3) 構造物の抵抗力を計算し、応答が想定した限界状態内であることを確認する。

耐震性能の主な照査項目を表-5.4.1 に示す。応答計算においては想定する系の挙動（弾性応答、弾塑性応答）を評価しうる解析モデルおよび解析手法を用いなければならない。本節では、構造物の地震応答計算法を中心に、耐震性の照査方法について紹介する。

表-5.4.1 耐震性能の照査

| 耐震性能 | | 耐震性能 1 | 耐震性能 2, 3 |
|----------|-----------|---|--|
| 地震動レベル | | レベル 1 | レベル 2 |
| 想定する系の状態 | | 弾性状態 | 弾塑性状態 |
| 基礎の安定 | | 基礎に発生する反力が許容支持力以内となることを確認する | 基礎全体が安定を失わないことを確認する |
| 部材の照査 | 曲げに対する照査 | 各部材に発生する曲げモーメントが、部材の抵抗曲げモーメント以内となることを確認する | 応答塑性率が許容じん性率以内となることを確認する。ただし、基礎を構成する部材などは、補修の困難さ等を配慮して弾性範囲内とすることが望ましい。 |
| | せん断に対する照査 | 各部材に発生するせん断力が、部材の許容せん断力以内となることを確認する | 各部材に発生するせん断力が、部材のせん断耐力以内となることを確認する |
| 破壊モード | | — | せん断破壊より曲げ破壊が先行することが望ましい |
| 最大変位 | | レベル 1 地震動に対して許容しうる変位量以内となることを確認する | レベル 2 地震動に対して許容しうる変位量以内となることを確認する |
| 残留変位 | | — | 被災後の供用性等から設定される残留変位量以内となることを確認する |

5.4.2 弾性体の耐震計算方法

(1) 設計震度

地上にある構造物が地震等により地動を受けると、構造物には加速度応答 a が生じる。この加速度により構造物には $F=Ma$ ($=W/g a$) なる地震時慣性力が作用し、その地震力に対し構造物が所定の耐震安全性を満足できるように照査を行うことが耐震設計の基本となる(図-5.4.1)。

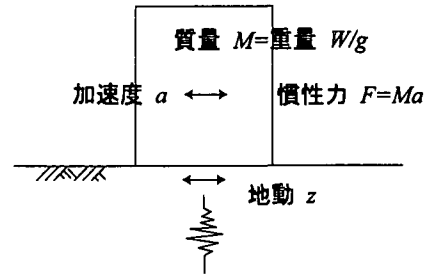


図-5.4.1 構造物に作用する慣性力

構造物が剛体であれば、構造物に発生する加速度は地動の加速度に一致する。この場合、地震加速度の最大値のみを設計地震力として与えればよいことになる。一般的には設計対象とする加速度 a を重力加速度 g で除したものを設計震度 k_h とよび、設計地震力は構造物の重量に設計震度を乗ずることにより得ることができる。たとえば設計地震動として最大加速度が 200gal の地震動を想定した場合、設計震度を $k_h = 200/g \approx 0.2$ として構造物に作用する慣性力を算定すればよいことになる。このようにして定まる地震荷重を構造物に静的に作用させて耐震性の評価を行う方法を震度法という。

橋台や擁壁などはほぼ剛体とみなすことができるため、設計地震力は構造物の動特性に関係なく一律の設計震度として与えればよい。

(2) 修正震度法(震度法)

構造物が弾性体の場合、地盤から入った地震動は構造物の動特性(固有周期、減衰等)に応じて増減し、地動とは大きく異なった挙動(応答)を示す。最も単純な弾性体として一自由度系の場合の応答特性を表したものが応答スペクトルである(図-5.4.2)。それによると、入力地震動の周期特性にもよるが、短周期の構造物の場合は地動より 2~3 倍に増幅され(減衰定数を $h=5\%$ とした場合)、1 秒を超えるような長周期の構造物の場合は逆に応答加速度は入力加速度よりも小さな値となる。このことより、前出の震度法では短周期の構造物は地震荷重を過小評価し、長周期の構造物では過大評価することになる。

そこで、構造物の動特性を考慮し加速度応答スペクトルの形で地震力を与える方法が修正震度法である(近年では単に震度法と呼ばれる場合も多い)。一般には震度法と同様に重力加速度で除することにより、設計震度スペクトルとして与えられる。

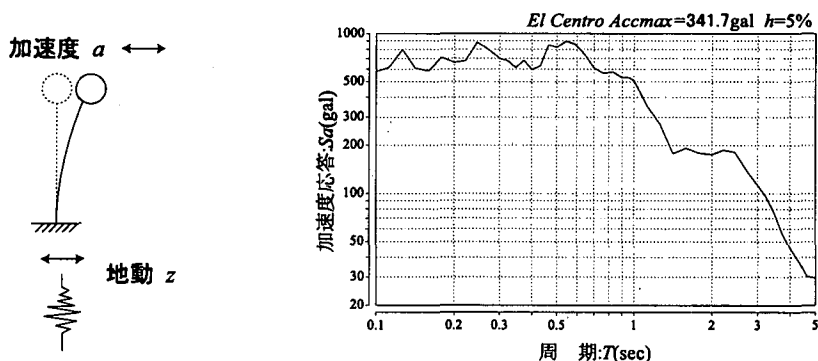


図-5.4.2 弾性体の地震応答と加速度応答スペクトル

通常の橋梁構造物の場合、完全な一自由度系（一つの質量とバネ）であることはなく、分布したバネ-質量系である。一般的な橋脚の場合、図-5.4.3のように基部の加速度は地動の加速度と一致し、上部にいくに従って増幅された分布となる。橋脚のようにトップヘビーな系の場合には、頂部の最大加速度は一自由度系の最大加速度（加速度応答スペクトル値）にほぼ一致したものになる。そこで、構造物の周期を求め対応する加速度応答スペクトル値より設計加速度を設定し、構造物に作用する水平力を求めることができる。このような構造系の場合、動的解析値とほぼ等しい断面力を与える。既往の設計基準の中には実際の加速度分布を考慮し、設計加速度の低減を行っているものもある。

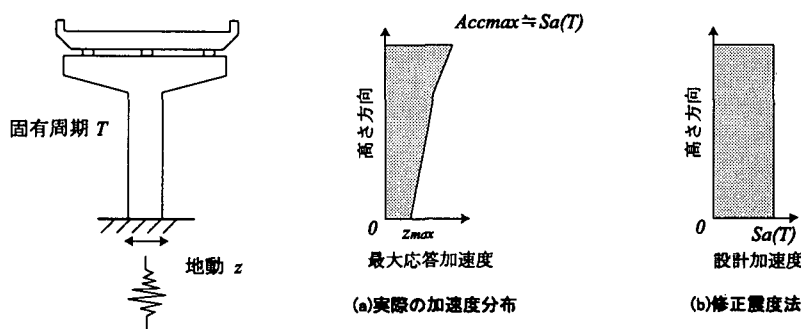


図-5.4.3 一般的な橋脚の地震応答

固有周期とともに系の応答を支配するパラメータとして減衰定数がある。一般的な橋梁の場合、動的相互作用の影響等により、系の減衰定数は振動数に比例的な傾向を示し図-5.4.4のような関係になる。橋脚の場合 $h=5\% \sim 15\%$ 程度の減衰が期待できるとされている。道路橋示方書ではこのような特性を考慮して設計震度スペクトルとして規定する際に、短周期域では小さく、長周期域では大きめの設計震度となるように補正を施している。

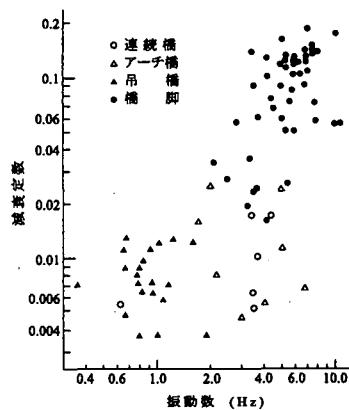


図-5.4.4 橋梁の減衰定数¹⁴⁾

(3) 高次モードの影響

構造系が比較的複雑な構造物は地震動をうけると、高次の振動モードの影響が無視できないものとなる。構造物は形状が決まれば固有振動数とともに揺れ方の形を示す振動モード（振動形）が決まる。地震等の外力を受けた場合には、各モードがそれぞれ励起され複合した形状で振動する。地震動の周期成分により励起されるモードの割合は変化するが、低次モードほど頻繁に発生する傾向がある。

一般的な橋脚の振動モードの例を図-5.4.5に示す。有効質量比は支配的となる振動モードを示す指標であり、この場合一次モードのみが支配的であることがわかる。こ

のような場合は、橋脚の応答加速度は一自由度系のそれとほぼ等しくなるため、修正震度法による設計法が有効である。

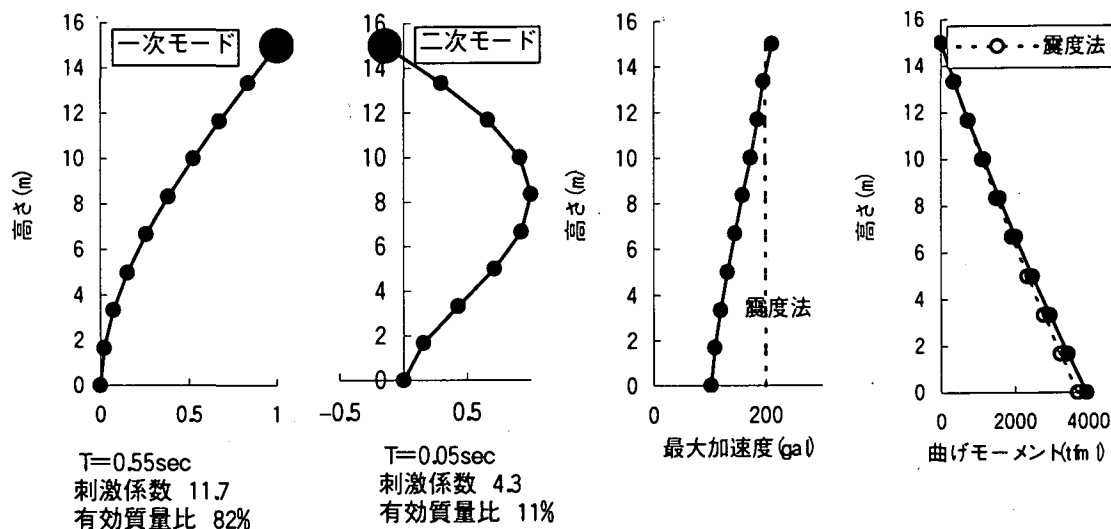


図-5.4.5 一般的な橋脚の振動モードと動的応答

高橋脚の場合の振動モードを図-5.4.6に示す。二次モードの割合が無視できないものとなっている。構造物に発生する加速度は、一次モードによる加速度に高次モードの加速度が付加された形となり、頂部では一次モードのみが支配的であった橋脚の加速度を上回る場合がある。このような複雑な振動系の耐震設計を行うには、動的解析によるのが合理的である。

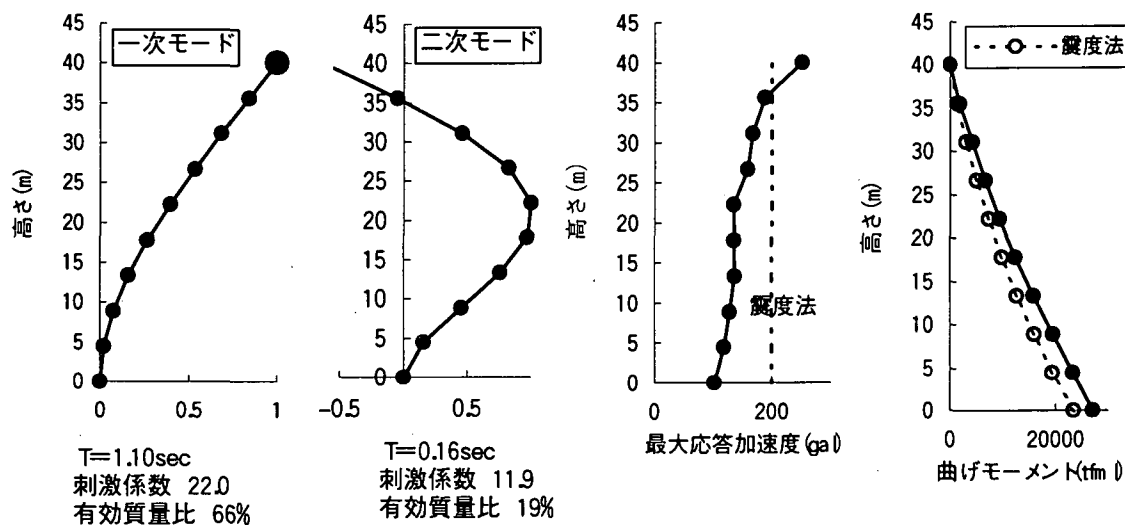


図-5.4.6 高橋脚の振動モードと動的応答

5.4.3 弾塑性体の耐震計算方法

(1) 非線形応答の推定法

大地震時に対する耐震性を評価する場合、構造物の応答を弾性域にとどめることは

合理的ではなく、部材降伏後の変形性能に対する照査を行うことになる。

RC 橋脚の場合、上部工慣性力作用位置に荷重をかけたときの水平荷重—水平変位曲線は図-5.4.7 のようになる。前節で示したようにコンクリートのひび割れ、鉄筋降伏、終局と断面の損傷は進行する。地震力のように繰り返し荷重を受けると、剛性低下を伴いつつ履歴を描く(図-5.4.8)。変形性能照査は、最大の応答変位が想定する限界状態に応じて設定した許容変位(じん性率)以内となるように照査を行う。基本的にはこのような強震時の動的非線形挙動を評価するためには動的解析によるのがよいが、構造系が単純な場合には静的な設計法も適用可能である。

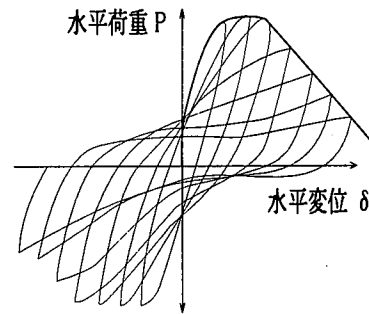
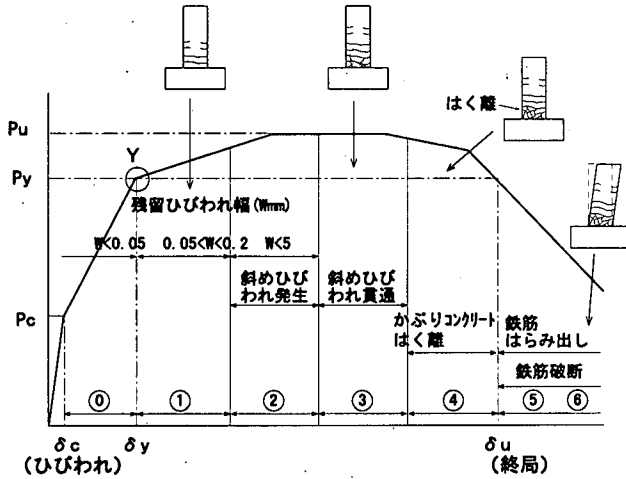


図-5.4.7 RC 橋脚の損傷状況—じん性率の対応関係¹⁵⁾ 図-5.4.8 RC 橋脚の履歴特性

形状が比較的単純な橋脚の場合、等価な一自由度系に置き換えることができる。重量 W は基部の曲げモーメントが等価になるように設定し、バネは上部工慣性力作用位置に荷重が作用したときの水平変位より求めることができる。応答変位は、水平荷重—水平変位骨格曲線、部材の非線形復元力特性、減衰等の多くの要因に影響されるが、固有周期と降伏耐力が最も支配的となる。一自由度系に置き換えることにより、2章で示したエネルギー一定則、変位一定則や必要降伏震度スペクトルにより、応答塑性率を推定することが可能となる。

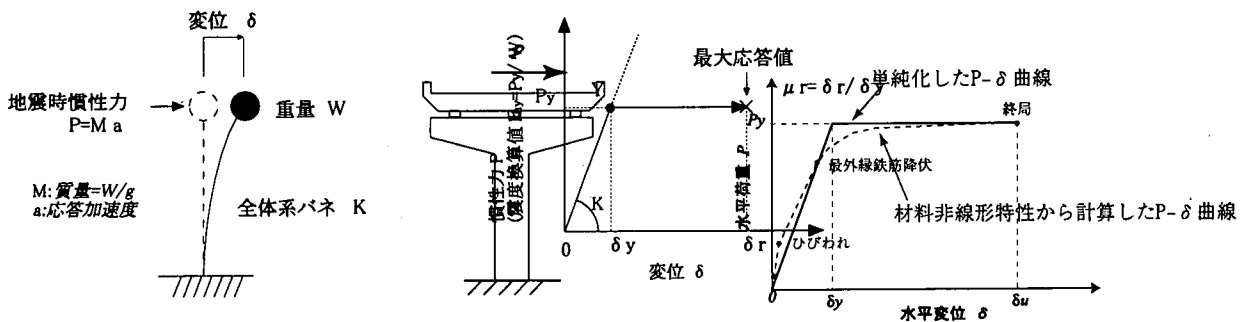


図-5.4.9 単純化した橋脚の非線形モデル

必要降伏震度スペクトルを用いた場合の、基本的な変形性能の照査は以下の手順となる。

- 1) 構造物の断面形状、構成材料の非線形特性を考慮した断面の $M-\phi$ 関係にもとづき、構造物の耐力-変形特性を計算し、降伏耐力 P_y 、降伏変位 δ_y 、終局変位 δ_u のバイリニアモデルに構造系を単純化する
- 2) 想定する限界状態に応じて、終局変位 δ_u に安全率を考慮することにより許容塑性率 μ_a を設定する
- 3) 構造物の受け持つ重量 W 、剛性 K より、構造系全体の固有周期 T を求める
- 4) 固有周期 T 、降伏震度 $k_{hy}(=P_y/W)$ から、必要降伏震度スペクトルで応答塑性率 μ_r を求める。必要降伏震度スペクトルは、設計地震動に対して固有周期 T 、降伏震度 k_{hy} の一自由度系を網羅的に非線形時刻歴応答解析を実施した結果であり、この図により求められる応答塑性率は非線形時刻歴応答解析を実施したものと同一意味合いを持つものである。
- 5) 算定された応答塑性率 μ_r が構造物の許容塑性率 μ_a 以内となるように設計を行う

変形性能の照査フロー

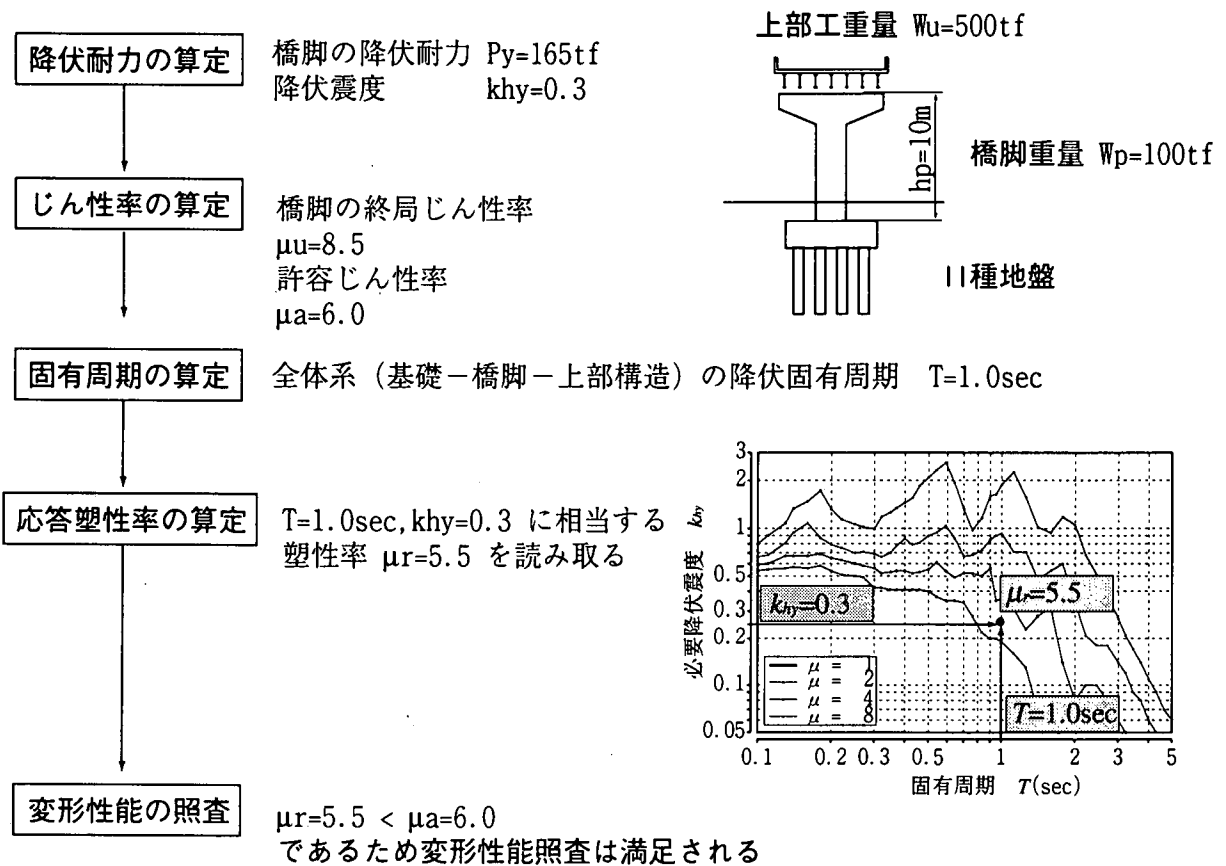


図-5.4.10 必要降伏震度スペクトルを用いた耐震性評価

(2) 耐震設計方法

(a) 地震時保有水平耐力法

道路橋示方書に示される地震時保有水平耐力法は、エネルギー一定則を基本とした設計法である。エネルギー一定則の概念を再記すると図-5.4.11のようになる。弾性体とした場合の最大応答は線形応答スペクトルより求められ $khc W$ となる。構造物の降伏荷重を P_y とすると、応答塑性率および耐震性評価は式-5.4.2で表される。

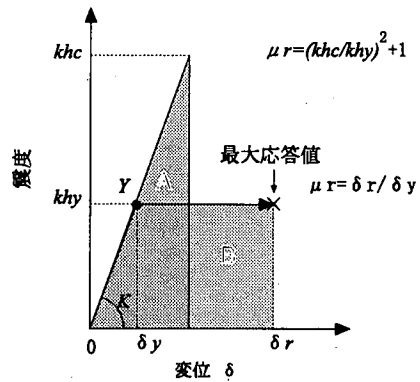


図-5.4.11 エネルギー一定則

$$\left. \begin{aligned} \mu_r &= (k_{hc} / k_{hy})^2 + 1 \\ \mu_r &< \mu_a \end{aligned} \right\} \quad (5.4.2)$$

道路橋示方書では等価水平震度 k_{he} を導入し、式-5.4.3で判定しているが、式-5.4.2によるものと等価である。ここで、等価水平震度 k_{he} は、許容塑性率が μ_a の橋脚に作用する震度ではないことに注意する必要がある。

$$\left. \begin{aligned} k_{he} &= k_{hc} / \sqrt{2\mu_a - 1} \\ P_a &> k_{he} W \end{aligned} \right\} \quad (5.4.3)$$

構造物の許容じん性率は、橋脚断面の諸元より曲げモーメント-曲率関係を計算し、塑性ヒンジ長を考慮して解析的に求めるものとなっている。

(b) 必要降伏震度スペクトルを用いた例

ニュージーランドにおける耐震設計では、設計地震力は必要降伏震度スペクトルの形で示されている。構造物の許容じん性率は構造形式別に表-5.4.2のように与えられる。固有周期と許容じん性率から構造物の必要降伏震度を求め、所定の強度を有するように弾性設計する方法をとっている。

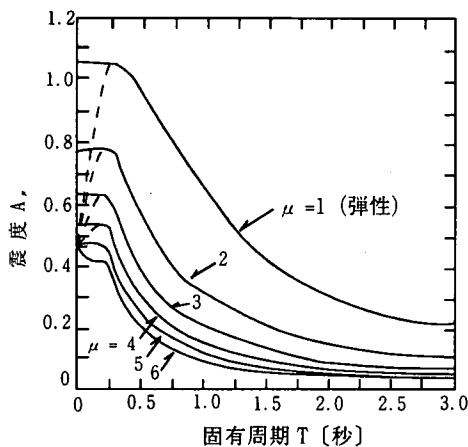


図-5.4.12 必要降伏震度スペクトル ¹⁶⁾

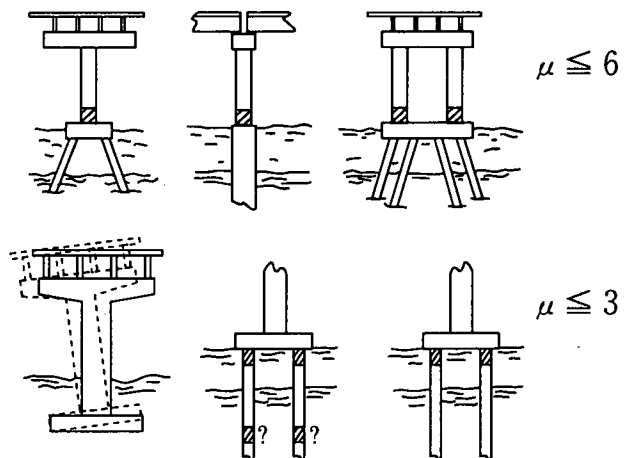


図-5.4.13 許容じん性率の例 ¹⁶⁾

5.4.4 動的相互作用と基礎の耐震計算方法

(1) 動的相互作用の影響

構造物が堅固な地盤上に構築されている場合には、地盤との動的相互作用の影響は小さいが、軟弱な地盤の場合は地盤－構造物間の動的相互作用の影響が無視できなくなる。動的相互作用の影響は5.3.3で示したように以下の項目に代表される。

- ① 地盤に支持されることによる系の長周期化
- ② 地下への波動逸散による応答の減衰
- ③ 基礎の存在による入力地震動の減少

震度法における設計震度算出の際に、これら動的相互作用の効果を反映させることができる。表-5.4.2 および式-5.4.1 にその概念を示す。動的な基礎－地盤バネを考慮した全体系の固有周期 \tilde{T} を用いることにより、系の長周期化の影響が考慮できる。また地下逸散減衰の効果は、減衰定数 $h=5\%$ の基本設計震度に、逸散減衰定数 \tilde{h} に応じた補正を施すことにより考慮できる。有効入力動の効果については、通常規模の構造物の場合は小さいため、 $\beta_k=1.0$ として扱うことができる。

表-5.4.2 動的相互作用の効果

| | 慣性力相互作用 | | キネマティック相互作用 |
|-----------|----------|---------|-------------|
| | ①基礎－地盤バネ | ②地下逸散減衰 | ③有効入力動 |
| 固有周期の算出 | ○ | | |
| 設計水平震度の算出 | | ○ | ○ |

$$k_h^* = \beta_{\tilde{h}} \cdot \beta_k \cdot \frac{S_a(\tilde{T}, h=0.05)}{g} \quad (5.4.1)$$

ここに、

- k_h^* : 動的相互作用を考慮した設計震度
- $\beta_{\tilde{h}}$: 動的相互作用を考慮した減衰 \tilde{h} による補正係数
- β_k : 有効入力地震動による補正係数
- $S_a(\tilde{T}, h=0.05)$: 減衰定数 $h=0.05$ の加速度応答スペクトル
- \tilde{T} : 基礎の動的バネを考慮した全体系の固有周期
- \tilde{h} : 地下逸散減衰を考慮した全体系の減衰定数
- g : 重力加速度

道路橋示方書では、震度法に用いる設計震度スペクトル中に橋梁全体の減衰定数の補正が取り込まれており、地下逸散減衰の効果が含まれているものと解釈できる。また、固有周期算出の際に動的地盤バネを用いた基礎の弾性変形分も考慮しており、明確な形ではないが動的相互作用の影響を含んでいると考えることができる。

基礎の弾性変形分は基礎－地盤部分を使理的に集約ばねとしてモデル化することにより取り込まれることが多い。一般的にこのような集約ばねは、たとえば道路橋示方書における杭基礎で考えれば、フーチング底面中心位置で求められる。すなわちこの集約ばねは、杭基礎フーチングが慣性力を受けることで各杭体～地盤が連成して変位

する状態を、フーチング底面中心位置における荷重～変位関係として求めたものである。

ここで、道路橋示方書では震度法における構造物の固有周期を算出するときに、地震時集約ばねの計算に用いる地盤のせん断波速度 V_s を PS 検層ないしはそれと等価な方法から得られるものに 0.8 倍して求めている。これは、PS 検層などにより得られるせん断波速度 V_s が、地盤の微小せん断ひずみ（一般に 10^{-6} オーダーといわれている）領域でのものであり、地震時にはそのせん断ひずみが大きくなるといった現象（ひずみレベル依存性）を考慮したものである。レベル 2 地震動を対象とする場合、これよりさらに大きなせん断ひずみが発生することとなり、せん断波速度の低減率を 0.5 倍とするなどの提案もなされている。

(2) 上部工慣性力に対する設計法

地盤中を伝播してきた地震動は基礎を揺り動かすことにより上部構造系を加震する。それに対して上部構造系が応答することにより慣性力が発生し、地震力は基礎にフィードバックされる。このとき、基礎が地盤中に深く根入れされている場合、基礎は地盤の変形により強制変位力を受ける。動的相互作用を考慮した基礎の設計は、これら①上部構造系の慣性力による影響、および②根入れ地盤の変形による変位入力の影響に対して耐震設計を行う必要がある。

橋脚が弾性体であれば上部工慣性力の線形応答値はそのまま基礎に伝達される。よって 5.4.2 節による方法等により得られる橋脚下端断面力を基礎に作用させて断面設計をおこなえばよいことになる。一方で、橋脚が降伏し弾塑性体となると、橋脚の耐力以上の上部工慣性力は発生しない。この場合には地震力の大きさによらず、基礎は橋脚の耐力に対して設計すればよいことになる。

一般に、基礎は損傷すると補修が困難であり、橋脚の耐力より求められた設計荷重に対して基礎は降伏耐力以内となるように設計される場合が多い。ただし、壁式橋脚の橋軸直角方向などは橋脚の耐力が大きく、大地震時にも上部工慣性力がそのまま基礎に伝達される。このような場合、基礎にも降伏を許容したうえで限定された損傷にとどめるのが合理的である。

この場合、耐震安全性の照査は橋脚と同様に変形性能の照査を行うことになる。変形性能の照査方法は 5.4.3 に示した橋脚と同様であり、基礎の荷重～変位曲線をもとに一自由度系に単純化することにより、必要降伏震度スペクトルやエネルギー一定則により応答塑性率を求めることができる。

(3) 地盤振動に対する設計法

軟弱な地盤に深く根入れされた基礎などは、上部工慣性力のほかに地盤振動による変位入力を受ける。たとえば、地盤に杭が打設されただけの状態でも、深さ方向の変位振幅が異なることにより杭体には断面力が発生する。この地盤振動による断面力は、杭を梁要素とした骨組みモデルに地盤バネを介して地盤変位を与える応答変位法により求めることができる（図-5.4.13）。ただし、上部工慣性力による影響と地盤変位による影響は、上部構造系と地盤系の固有周期に大きく左右され、両者の作用が最大となる時刻はかならずしも一致しない。また、慣性力による曲げモーメント分布によっては、地盤変位によるものと打ち消し合う場合がある。このことから基礎の設計を行う際には、両者の影響を適切に重ね合わせて評価する必要がある。

たとえば鉄道構造物等設計標準・同解説³⁾では、慣性力と地盤変位による曲げモーメントの符号ごとに、地盤と構造物の固有周期の比をパラメータとした補正係数を導入して、応答変位法により耐震設計を行う手法が示されている。ここで、レベル2地震時を対象とした非線形解析の場合、両者の断面力を別々に求め、後から重ね合わせるといった手法が適用できないため、補正係数を乗じた上で地盤変位と慣性力を同時に解析モデルに作用させる必要がある。

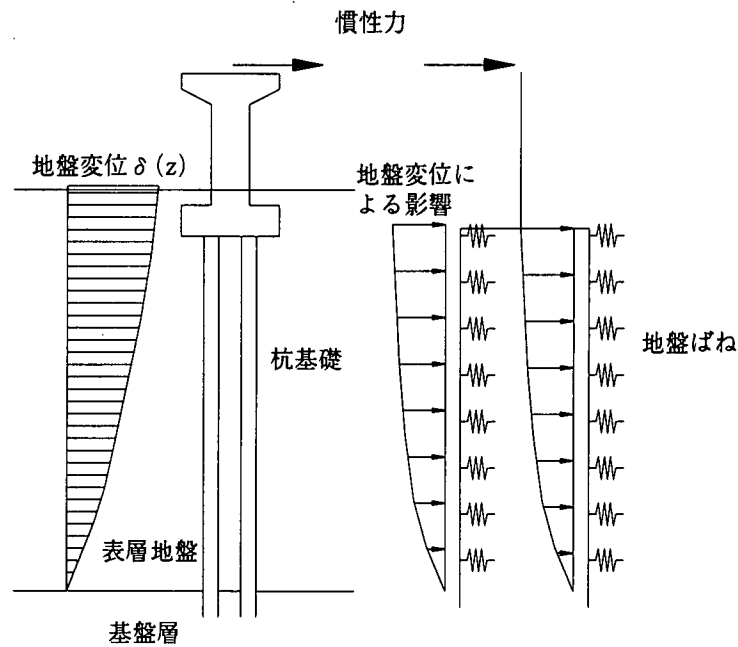
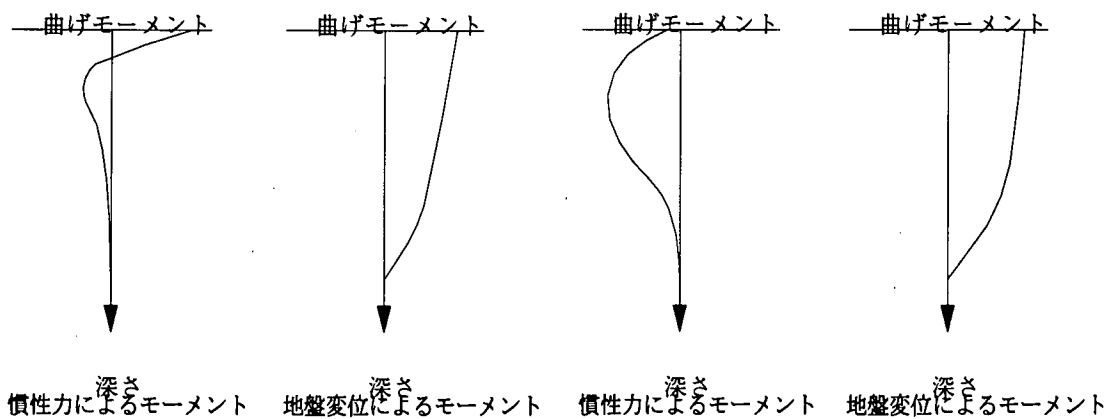


図-5.4.13 地盤変位を受ける基礎と応答変位法³⁾



a) 同符号の場合

b) 異符号の場合

図-5.4.14 慣性力と地盤変位によるモーメント分布³⁾

5.5 レベル1地震動およびレベル2地震動に対する耐震設計法

5.5.1 レベル1およびレベル2耐震設計の目的

すでに5.2.2で述べたが、レベル1耐震設計はレベル1地震動に対して、耐震性能1を満足することを目的として行い、レベル2耐震設計はレベル2地震動に対して、耐震性能2または耐震性能3を満足することを目的に行うものである。この時、本章の冒頭で述べたように設計に用いる地震動の設定に不確定さがあるため、設計においては、構造物が保有すべき耐震性能と地震動を関連づけており、通常はレベル1の耐震設計で構造物の初期断面諸元を設定し、レベル2の耐震設計で断面諸元が決定され、その結果として必要な耐震性能を保有することになる。

5.5.2 レベル1およびレベル2耐震設計に用いる計算方法と照査方法

コンクリート示方書では、設計に用いる構造モデルを、(1)多質点または1質点の線材モデル、(2)三次元または二次元有限要素モデル、のどれかとするのが条文に明記されている。一般に橋梁構造物の場合は、上記の線材モデル(骨組モデル)を用いることが多く、有限要素モデルは特に構造細部の詳細な詰めを行う場合などに、構造部材の部分モデルに対して実施されることがある。

レベル1耐震設計では、基本的に橋梁建設地周辺地域の地震活動度、地盤条件等を考慮して、設計地震を加速度応答スペクトルないしはそれと同様な意味を持つものを用いて設定し、適切な計算法により求まる、断面力、変位等にもとづき許容応力度照査を実施して、応答が弾性限界を超えないことを確認するのが一般的である。この場合、第二次提言では必要に応じて上下動を含めた三次元的な地震動の評価を行うことが記述されている。具体的な各種安全係数や許容値については、コンクリート示方書や道示を確認されたい。適切な計算法としては、第二次提言では線形応答スペクトル解析や線形時刻歴応答解析を用いるよう示されている。これは橋梁全体構造を対象としたモデルであり、耐震性照査にあたっては、全体系解析で得られた結果に対して5.4に示した部材照査を実施するものである。なお、道示では通常の場合はいわゆる震度法(静的な荷重載荷によるフレーム計算法)にもとづくことでよく、構造物の地震時挙動が複雑で主要な振動モードが2つ以上ある場合には、動的解析を用いるよう推奨している。

一方、レベル2耐震設計では、震源特性、伝播特性、表層地盤特性、橋梁建設地点の地盤条件などを考慮し、活断層地震ないしは大規模プレート境界地震のうち構造物に与える影響の大きい方を設計地震動として設定する。この時、地震活動度や地盤条件などの情報が不十分な状況では、別途の判断により適切な地震動を設定することになる。ちなみに、道示ではレベル2相当の地震動を、標準的な加速度応答スペクトルないしは時刻歴地震波形として提示しており、通常はこの地震動を用いて耐震設計を行っている。

レベル2の耐震計算は、構造部材や地盤の非線形履歴特性を考慮した弾塑性解析であり、構造物の断面力応答や変位応答を求める。この時、第二次提言にもあるように、土木学会におけるレベル2耐震計算は、基本的に動的解析を用いることとしており、弾塑性時刻歴応答解析または降伏剛性を用いた線形加速度応答スペクトル解析とエネルギー一定則等にもとづいた非線形応答の推定計算法のどちらかによることと

している。計算モデルは基本的にレベル1耐震設計と同様に橋梁全体構造を対象とし、耐震性照査にあたっては、全体系解析で得られた結果に対して5.4に示した部材照査を実施するものである。なお、道示では地震時挙動が複雑でない通常の構造系に対しては、動的解析ではなく静的耐震計算法である地震時保有水平耐力法が用いられる。

照査にあたっては、耐震性能2と耐震性能3では、その限界状態に違いがあるため、それぞれ別々に実施することになるが、基本的には曲げ耐力、せん断耐力、残留変位についての照査（耐震性能2および耐震性能3）と必要に応じて終局変形性能の照査（耐震性能3で準破壊レベルまで到達する場合など）を行う。

表-5.5.1に第二次提言、道示および鉄道橋の耐震設計方法についての比較整理表を示した^{3),17)}。これら三者の耐震設計法での大きな違いは、基礎と地盤の動的相互作用と免震・制震技術の適用についての設計への反映にある。基礎と地盤の動的相互作用については、第二次提言および鉄道橋耐震設計基準では、積極的に考慮することを示しているのに対して、道示では直接的には動的相互作用について定義はしていないものの、その影響を減衰効果や地盤ばね低減等に部分的に考慮した形で記述されている。また、免震・制震技術の適用に関しては、道示では免震についてすでに具体的な設計法として条文・解説が規定されているのに対し、第二次提言と鉄道橋耐震設計基準では今後整備していく方向が打ち出されている状況にある。

5.5.3 レベル2を超える地震動に対する構造物の耐震性能

現状では耐震設計における地震動はレベル2を最大としているが、このレベル2地震動にはその設定にあたっての前提条件がある（第二次提言を参照されたい）。地震国「日本」ではこのレベル2以上の強さを発揮する地震が発生しないとは言いきれないため、耐震設計ではレベル2地震動を超える地震動をも意識しておく必要がある。レベル2のようなおおきな地震動に対しては、構造物は耐力とねばり強さを持たせておくように耐震設計するが、想定を超える地震動に対しては、基本的にはそれ以上耐力を向上させることは必要構造寸法の増大となり、具体的な目標地震力の設定がないと設計での合理性に欠ける。これに対して、耐力ではなくねばり強さ（じん性）を高めるためには、たとえばRC橋脚などでは横拘束筋の適切な量の配置（過度な横拘束筋の増量はかえってその効果を低下させる）と、軸方向鉄筋の座屈防止のための定着細目への配慮¹⁸⁾、およびせん断補強筋の増量が考えられ、これは経済性に与える影響はさほど大きくない。つまり、せん断耐力の余裕度を可能な限り高めておくこととともに、じん性の向上に努めることがポイントとなる。具体的にどの程度としておくかについては、理論的な目安はあるものの、実構造／実現象に対しては、今後の技術的課題であり、これまでの実験データ等をより精査して、断面の構造性能としての最適値を求める研究・検討を行い、極力それに近づけるような構造細目としていくことが望まれる。こうすることで、構造物に対して現行耐震設計の設計地震力レベルを超える地震動が作用しても、瞬間的に起こる壊滅的被害は防げるのではないかと思われる。

表-5.5.1 「第二次提言」、「道示」および「鉄道設計標準 耐震設計」による耐震設計の対比〔文献3〕および文献16)よりの抜粋〕

| | 土木学会「第二次提言」 | 平成8年道路橋示方書 V耐震設計編 | 平成11年鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計 |
|----------------------|---|---|---|
| 耐震性能照査で考慮すべき地震および地震動 | レベル1とレベル2を指摘。 レベル2:地域ごとに脅威となる活断層を特定し、震源メカニズムを想定し定めることを基本。困難な場合、兵庫県南部地震等の断層近傍の強震記録を基に標準地震動を作成。関東地震等の陸地近傍のプレート境界地震:今後の研究課題 | レベル1:従来からの震度法で想定している地震動 レベル2:従来からのIG相当のものに加えて兵庫県南部地震の強震記録に基づき設定。この地震動を上回ることの可能性も指摘し、落橋防止システム等により安全性を確保。但し、未知の地震動に安全を確保することは現状で制約あり。道路ネットワークのリスクの軽減等のソフト面の対応要 | L2地震動については、従来からのIG相当(プレート境界型)のものに加えて(レベル1)、震源断層近傍の地域で発生する地震動を既層の観測記録に基づき統計解析的に設定するもの(レベルII)と、断層モデルにより算定するもの(レベルIII)を考慮する。また、第二次提言と同様なL1地震動を規定している。L1及びL2地震動は、耐震設計上の基礎盤(1/5=400mm/s以上)における弾性加速度応答スペクトルという形で定義する。上述の応答スペクトルに対応する動的解析用時刻歴波形は、地震動の非定常性を考慮して振幅特性のみならず位相特性についても適切に設定し、プレート境界型地震や内陸直下型地震の模擬地震動を作成する。 |
| 目標耐震性能 | 損傷を発生させないことを原則。動的応答が弾性限界を超えない。基礎は地上部の構造の機能維持が目標 重要構造物:震後、早期復旧可能な程度の被害の程度に抑える。 上記以外の(一般)の構造物:全体系の崩壊を防止。このため、地震応答が終局の変形を超えない。基礎は液化化による流動が生じても地上部の構造に重大な損傷を発生させないことが目標 | 健全性を損なわない。 特に重要な構造物:限定された損傷にとどめる。 重要度が標準的な構造物:致命的な被害を防止する。 液化化の影響およびそれによる地盤の流動によって、基礎が損傷、過大な変形を生じないことを目標 | 地震後にも補修せずに機能が保持でき、かつ過大な変位を生じない(耐震性能I)。このため地震時の応答が弾性限界を越えないものとする。 重要な構造物及び早期修復が必要な構造物は、損傷が発生したり、塑性変形が残留しても、地震後早期に機能が回復できることを原則とする(耐震性能II)。このため、最大地震応答が許容される塑性変形もしくは許容される耐力の限界を越えないように設計する。それ以外の構造物は、構造物全体が崩壊しないことを原則とする(耐震性能III)。このため、最大地震応答が終局変形もしくは終局耐力を越えないように設計する。 |
| 耐震設計法 | 線形応答スペクトルや時刻歴波形を入力させた弾性解析を適用。 弾塑性時刻歴応答解析の実施が望ましいが、等価線形化解析法や許容塑性率に基づく設計応答スペクトルの活用等の簡便な方法を用いても可。不静定次数の低いものは保有耐力の確認を厳密に実行すべき。不静定次数の高いものは損傷過程を考慮した終局変形性能の解析を行うことが望ましい。 | 震度法による(線形応答スペクトルを用いた弾性解析に相当)。 地震時の挙動の複雑さの程度により、一自由度系の震動モデルの適用が可能なものでは地震時保有水平耐力法による設計。地震時の挙動が複雑で塑性化する部位が明確なものにはそれに加えて動的解析による照査。明確でないものは非線形動的解析で設計。 | L2と同様な動的解析(弾性解析)や線形応答スペクトル法を適用することができ、基本的に部材降伏震度0.4以上であれば、L1の計算～照査は不要となる。ただし、変位の照査(列車走行)は行う。 非線形動的解析を基本とするが、一般的な構造物は、非線形応答スペクトル法による。これは別途、静的非線形解析を実施し、荷重～変位関係を求め(構造物の損傷仮定を把握)、これから求める降伏震度と等価固有周期を用いて、所要降伏震度スペクトルから応答塑性率を読みとるものである。この応答塑性率と各損傷レベルの制限値とを比較することにより損傷レベル、耐震性能を照査する。多径間連続橋や長周期の構造物、新形式の橋梁などでその挙動が1自由度系で表現できない構造物については多自由度の非線形動的解析とする。 |
| 鋼構造物への対応 | 変形性能を増大させるための断面構成、断面内応力の制限についての研究を進めることが必要。 | 橋脚を対象に1章を新たに設けてコンクリート充填と中空断面方式の場合の設計上の取扱いを明記。 | 非線形形モデル化についての記述が盛り込まれている。 |
| 基礎と地盤の動的相互作用 | 短周期の構造物の地震応答は基礎～地盤系の非線形領域の動的相互作用の影響を設計に取り入れるための研究を推進すべき。 | 基礎の塑性化や液状化時には、減衰の増大として考慮し、保有水平耐力法に適用する水平震度の値を解説文中に2/3に低減することを推奨。 | 基礎の設計において構造物と地盤の動的相互作用の影響を考慮することとしている。特に、軟弱地盤では、地震時の地盤変位の影響を応答変位法により考慮しており、慣性力と地盤変位の組合せについても設定されている。 |
| 免震・制震技術の適用 | 耐震性の向上のために新しい技術を積極的に導入すべき。 | 免震設計法の開発を目的とした建設省土木研究所と民間会社28社との共同研究成果を反映させた内容を新たに1章を設けて記述。制震についても14章に今後の技術開発を期待して記述。 | 免震支承を適用した水平力分散支承としての設計が基本となる(減衰効果は余裕代としておく)。ただし、免震設計の実施は可能であるが、そのためには支承性能や列車走行性能等についての詳細な検討を行う必要がある。 |

5.6 おわりに

今後の構造物設計においては、安全性の確保、経済性の追求、機能性・利便性の保証に加え、できるだけ構造物のライフスパンをその維持管理手間を軽減して延ばす“耐久性の実現”が大きなテーマになっていくのは必然の流れのように思われる。

一方、これまでの耐震設計には、安全性確保を第一として、上述の経済性、耐久性といった現代社会が注目する重要な側面が、必ずしも十分反映されていないように見受けられる。高い付加価値を持った構造物の耐震設計は、これからの設計の枠組みの中で大きなウェイトを占めるものであり、これまでのような部位・部材のみに着目した耐震設計だけではなく、構造物全体（上部構造、下部構造、基礎構造、地盤、隣接する各種構造物等）を視野に入れる必要性が高くなってきている。さらに地震という自然現象に対して、現象の把握能力、構造上の力の伝達・流れの予測、どんな力がその場所で問題なのかを具体的にイメージできる能力、構造の適切なモデル化技術がこれからの技術者に求められている。

また、単に橋梁のような構造物の設計を点として捉えるだけではなく、道路としてのつながりを考慮し、広く防災の面から地域社会における設計対象橋梁の重要度を認識して設計に反映させることも設計者に求められる素養のひとつであろう。

地震国「日本」では、社会基盤の整備やその効率的な活用を行う上で、発生時期や規模の予想が極めて困難な地震を相手取り、上述のような視点を持ちいかに“巧く”対処していくかが、我々構造技術者に突きつけられた課題であり、その意味において、地上構造物に対する耐震設計の重要性はますます高まっていくものと考えられる。

最後に、これからの橋梁設計は、製品としての位置づけから性能規定にもとづいて、設計者が自ら適切に設計方法を選択し、その結果に責任を持つという方向に進みつつあり、現在土木学会においても具体的な検討が始められたところである。すなわち今後、橋梁設計に携わる若手技術者は、設計基準類に縛られることなく、自身の思想や方法論を設計に活かすべくその妥当性、信頼性の高さをアピールすることができるようになっていくものと思われる。ただし、その自由度は逆に社会的責任となって、自身にかかるものであることを十分理解していなければならない。

参考文献

- 1) (社) 土木学会：土木学会 耐震基準等に関する提言集，1996.5.
- 2) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996.12.
- 3) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物設計標準・同解説 耐震設計（案），鉄道総研講習会，1998.11.
- 4) (社) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説 1997年版，1997.3.
- 5) (社) 土木学会：平成8年制定 コンクリート標準示方書 耐震設計編，1996.7.
- 6) (社) 土木学会：コンクリート構造物の耐震技術—現状と将来展望— コンクリート技術シリーズ 20，
- 7) Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M. : SEISMIC DESIGN AND RETROFIT OF BRIDGES, John Wiley & Sons, INC., 1996.
- 8) Mori, A. : INVESTIGATION OF THE BEHAVIOUR OF SEISMIC ISOLATION SYSTEMS FOR

- BRIDGES, Ph.D Thesis, University of Canterbury, 1993.3.
- 9) 小堀鐸二：制震構造—理論と実際—，鹿島出版会，1993.9.
 - 10) (社) 土木学会：橋梁の耐震設計法に関する講習会—海外から見た日本の耐震設計法—，1998.9.
 - 11) 阪神・淡路大震災調査報告書編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告書，土木構造物の被害，第1章 橋梁，(社)土木学会，1996
 - 12) 阪神・淡路大震災調査報告書編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告書，土木構造物の被害分析，第1章 コンクリート構造物，(社)土木学会，1996
 - 13) Imai, T. : P and S wave velocities of the ground in Japan, Proc. IX th ICSMFE, 1977.
 - 14) 土岐憲三：構造物の耐震解析，新体系土木工学 11，土木学会
 - 15) (財) 阪神高速道路管理技術センター：阪神高速道路の設計荷重体系に関する調査研究 1986
 - 16) 川島一彦：ニュージーランドにおける道路橋の耐震設計技術，土木技術資料，30-9, 1988
 - 17) (社) 土木学会：大震災の教訓を活かすために～実務技術者からの提案～，阪神・淡路大震災対応技術特別研究委員会 報告書，1997.4.
 - 18) Tanabe, T : Comparative Performances of Seismic Design Codes for Concrete Structures Volume 1, JSCE, 1999.4.