

## 第3編 耐震設計編

### 第1章 耐震設計の基本方針

#### 1-1 一般

- (1) 宮城県土木部で扱う橋の耐震設計は、橋の重要度区分を B 種の橋を原則とし、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動(レベル 1 地震動)に対しては、地震によって橋としての健全性を損なわない性能(耐震性能 1)を保持し、また、橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動(レベル 2 地震動)に対しては、地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能回復が速やかにおこない得る性能(耐震性能 2)を保持させるものとする。
- (2) 耐震設計にあたっては、地形・地質・地盤条件、立地条件、津波に関する地域の防災計画等を考慮し、耐震性の高い構造形式を選定すると同時に、橋を構成する各部材および橋全体系が必要な耐震性を有するように計画・設計するものとする。

- (1) 一般国道，県道は地震後の避難路や救助、救急医療、消火活動および避難者への緊急物資の輸送路として重要度が高いことより、橋の重要度区分を B 種としたものである。

ただし、当該道路の防災計画上の位置づけや利用状況を考慮し、橋の重要度区分を A 種とすることができるものとする。

- 1) 耐震設計で考慮する地震動としては、イ)橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動(レベル 1 地震動)、ロ)橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動(レベル 2 地震動)の二段階の地震動を考慮することとし、供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動としては、プレート境界型の大規模な地震動を想定したタイプⅠの地震動(大正 12 年の関東地震の際の東京周辺における地震動のように発生頻度が低いプレート境界型の大規模な地震による地震動)と内陸直下型の地震を想定したタイプⅡの地震動(平成 7 年兵庫県南部地震のように発生頻度が極めて低いマグニチュード 7 級の内陸直下型地震による地震動)の 2 種類について考慮することとしたものである。
- 2) 地震動によって橋としての健全性を損なわない性能(耐震性能 1)とは、橋の限界状態を橋全体系としての力学特性が弾性域を超えない範囲内で適切に定めるものとし、この状態における部材については、地震によって生じる応力度や変位が許容応力度法により与えられる許容応力度や許容変位以下となるものとする。

また、地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能回復が速やかにおこない得る性能(耐震性能 2)とは、橋の限界状態を塑性化を考慮した部材にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の修復が容易におこないうる範囲内で適切に定めるものとし、塑性化を考慮する部材としては、確実にエネルギー吸収を図ることが可能であり、かつ速やかに修復をおこなうことの可能な部材を選定する。

耐震設計で考慮する地震動と橋の重要度区分を B 種の橋とした場合の目標とする耐震性能は、表 3-1 のとおりである。

表 3-1 設計地震動と目標とする橋の耐震性能(B 種の橋)

設計地震動		目標とする耐震性能
レベル 1 地震動		地震により橋としての健全性を損なわない性能 (耐震性能 1)
レベル 2 地震動	タイプ I 地震動 (プレート境界型の大規模な地震)	地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかにおこない得る性能 (耐震性能 2)
	タイプ II 地震動 (兵庫県南部地震のような内陸直下型地震)	

3) 機能補償等により計画される橋梁については、当該の道路管理者と十分な協議をおこない、耐震設計上の重要度区分を定め、レベル 2 地震動に対する耐震性能を定めるものとする。

(2) 橋の耐震設計にあたっては、建設地点における地形・地質、地盤条件、立地条件、津波に関する地域の防災計画等を考慮して適切な構造形式を選定するものとする

1) 地盤調査結果等に基づき、地盤条件及び地盤の振動特性を十分に把握することが重要である。特に軟弱地盤に架設される橋、液状化・流動化が生じる可能性のある箇所に架設する橋、急傾斜地に架設する橋、地盤特性が著しく変化する箇所を横断する橋では、入念な調査を行い、この結果を構造計画に反映させる必要がある。

2) 地震時に不安定となることが予測される斜面等では、地盤調査結果に基づいて下部構造の設置位置をよく検討する必要がある。

3) 津波の影響を受ける可能性がある地域においては、その地域の防災計画と一体となった道路計画とすることが重要であり、道路橋の設計においては当該路線に求められる性能に応じて、適切な構造計画を検討することが重要である。構造計画の考え方の例としては、津波に関する地域の防災計画等を参考にしながら津波の高さに対して桁下空間を確保すること、津波の影響を受けにくいような構造的工夫を施すこと、上部工が流出しても復旧しやすいように構造的配慮をすること等がある。

4) 構造部材の地震時保有水平耐力、塑性変形能及びエネルギー吸収能を高めて地震に耐える構造とするか、免震橋等の採用により長周期化及びエネルギー吸収により地震力を低減する構造とするかについて、地形・地質・地盤条件、立地条件等を考慮して適切に選定する必要がある。

- 5) 耐震設計においては、構造部材の塑性変形能及びエネルギー吸収能を高めて、橋全体系としてエネルギー吸収能に優れた構造となるように配慮するのがよい。
- 6) 支承部の破壊による上部構造の落下を防止する観点では、慣性力を複数の下部構造に分担させる地震時水平力分散構造やラーメン構造の採用を検討するのがよい。この際、下部構造に分担させる慣性力が少数の橋脚に過度に偏ることがないように配慮するのがよい。
- 7) 橋の耐震性能の確保のために特別な配慮が必要となる可能性がある構造形式はできるだけ避けるように配慮する。例えば次のような構造等が該当する。
  - ①過度に斜角の小さい斜橋
  - ②過度に曲率半径が小さい曲線橋
  - ③上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する橋脚のように死荷重により大きな偏心モーメントを受ける橋脚構造
- 8) 軟弱粘性土層のすべりや砂質地盤の液状化に伴う流動化等、地盤の変状が生じる可能性のある埋立地や沖積地盤上では、水平剛性の高い基礎を選定したり、多点固定方式やラーメン形式等の不静定次数の高い構造系の採用を検討するのがよい。
- 9) 耐震設計では、各部材の地震時保有水平耐力を階層化し、塑性化を考慮する部材と弾性域に留める部材を明確に区別することが重要である。部分的な破壊が橋全体系の崩壊につながる可能性のある構造系では、当該部分の部材には損傷が生じないようにするか、損傷が生じる場合にもその損傷を限定的に抑えるように配慮する必要がある。
- 10) 下部構造の頂部に取り付けられる支承部や制震装置等については、レベル 2 地震動に対して適切に機能するように設計がなされるが、桁端部の場合、これらの取付部周辺では、桁かかり長を確保するとともに、落橋防止構造が取り付けられる等の落橋防止に対する構造的な対策が施される場合も多い。支承部や制震装置等の設計においては、落橋防止に対する配慮の趣旨を踏まえ、支承部や制震装置等の取付部周辺に損傷が生じても、落橋防止のための対策に機能的な悪影響が生じないよう、装置本体とその取付部の設計等には十分留意することが重要である。
- 11) 地震後に橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能が求められる橋において、地震後の損傷の発見及びその損傷の修復が著しく困難と考えられる箇所には、修復が必要となるような損傷を生じさせないような構造計画とするなど、特に点検及び修復の容易さに対する配慮が必要である。こうした部分に損傷を許容する場合には、損傷の発見及び修復方法について設計段階において十分検討する必要がある。

## 1-2 耐震性能の照査方法

- (1) 耐震性能の照査にあたっては、各設計地震動で目標とする耐震性能に基づき、各部材の限界状態を適切に設定し、各設計地震動により生じる各部材の断面力および変位等が設定した当該部材の許容値を超えないことを照査する。
- (2) 耐震性能の照査方法は、地震時の挙動が複雑でない橋に対し静的解析による静的照査法により、また、地震時の挙動が複雑な橋に対し動的解析による動的照査法によりおこなうものとする。
- (3) 橋の複雑な地震応答や地盤の流動化に伴う地盤変位等が原因による支承部の破壊が生じた場合においても、上部構造が落下することを防止できるように配慮しなければならない。

- (1) 橋の耐震設計では、構造部材の強度を向上させると同時に変形性能の向上を高め、橋全体系として地震に耐える構造系を目指すものとする。

標準的な耐震設計の流れと関連する道路橋示方書の主な条文の規定箇所を図 3-1 に示す。

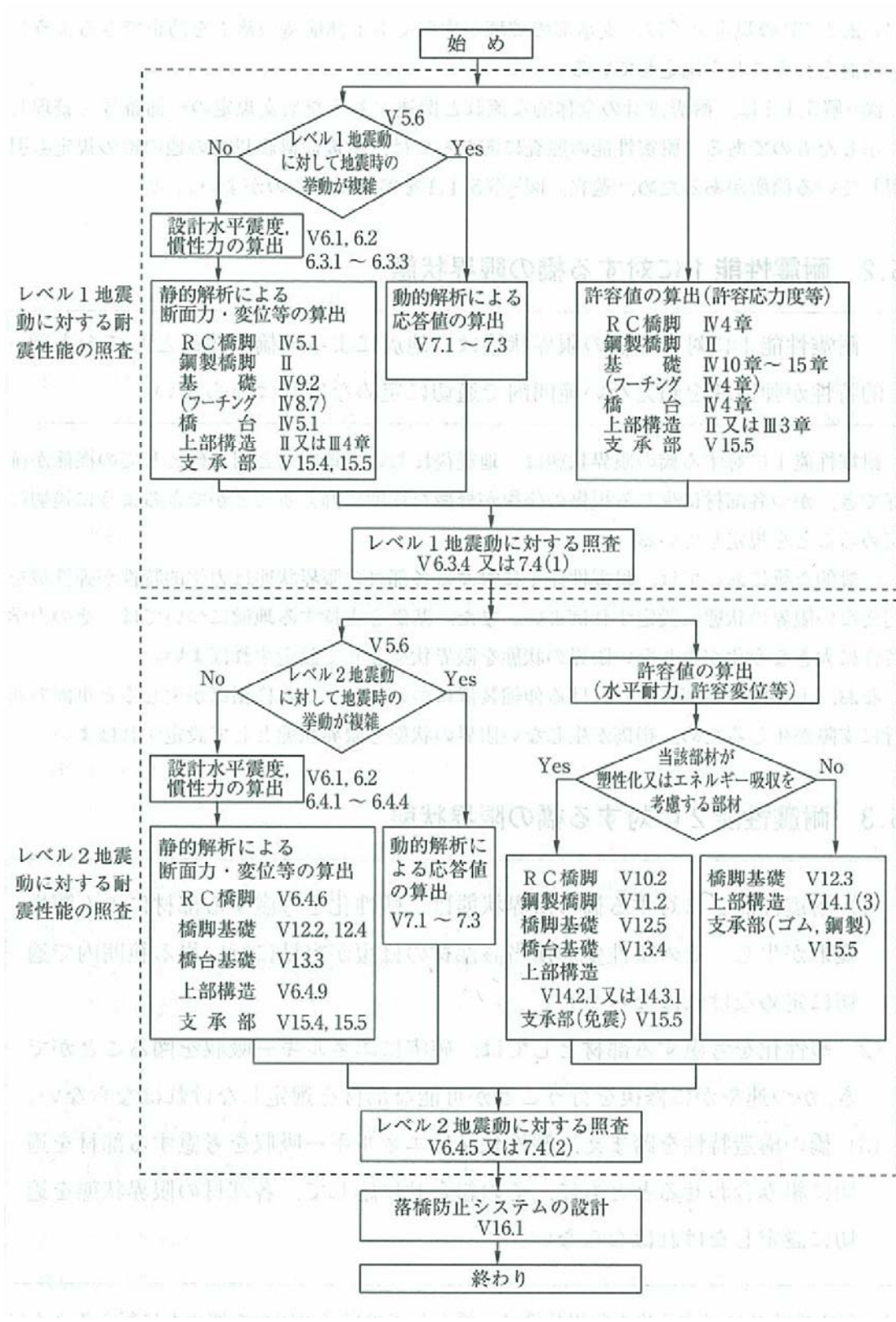


図 3-1 耐震設計の流れ

(2) 静的照査法は地震時の挙動が複雑な橋に対しては、その橋の挙動を十分に反映することができないため、動的照査法により適切に耐震性能の照査をおこなうものとする。

1) 静的照査法によるレベル 1 地震動に対する耐震性能の照査には、弾性域内の振動特性を考慮した震度法を適用する。これは、設計水平震度 0.2~0.3 程度相当の地震力に対して、構造部材の各部が全て図 3-2 に示す弾性変形域(線形域)内にあるように、許容応力度法と静的照査法を組み合わせた設計である。

レベル 1 地震動に対する耐震性能の照査においては、レベル 1 地震動時の地震力に対しては弾性変形域内(許容応力度以内)にとどめ、地震によって橋としての健全性を損なわないようにするものである。

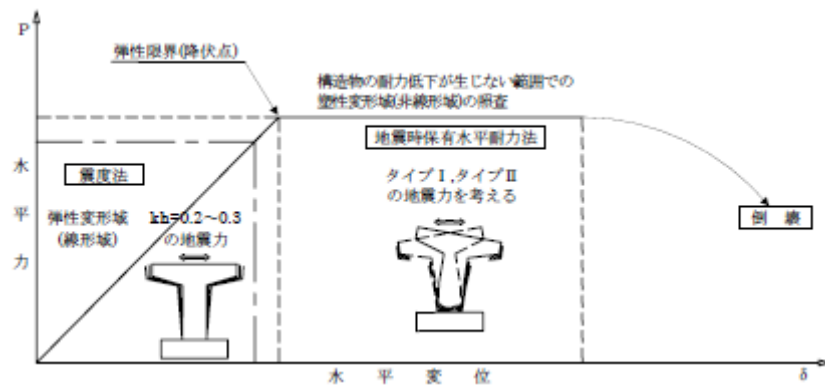


図 3-2 弾性変形と塑性変形の概念

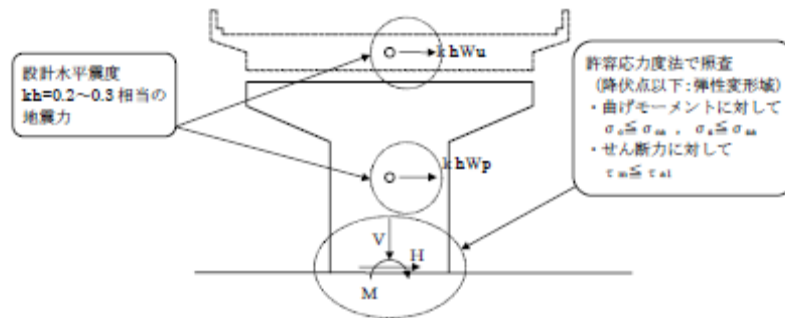


図 3-3 レベル 1 地震動による耐震性能 1 照査の概念

2) 静的照査法によるレベル 2 地震動に対する耐震性能の照査には、塑性域の地震時保有水平耐力や変形性能、エネルギー吸収を考慮した地震時保有水平耐力法を適用する。これは、橋の供用期間中に発生する確率の低い大規模な地震動に対して、橋を壊さないのではなく、橋の構造部材の「どこをうまく壊し、どこを壊さないのか」を明確にし、また、その壊し方を橋の崩壊（落橋）に至らないように、「致命的な損傷を受けない」もしくは「限定された損傷にとどめる」さらに「速やかな橋の機能回復をおこない得る」ことを目標とした設計法である。

地震時保有水平耐力とは、地震時に橋の構造部材が崩壊に至らずに抵抗できる水平耐力のことである。鉄筋コンクリート部材などでは、塑性変形域（非線形域）に入ると大きなエネルギーの吸収が可能となるため、水平耐力を保持したまま変形できる能力（変形性能）を大きくすることにより大きな地震力を吸収することが可能であり、大地震時にも落橋などの致命的な震害を防止するためには、塑性変形域における鉄筋コンクリート橋脚の耐力および変形性能を適切に評価した耐震設計法が重要である。

具体的には、図 3-4 に示すように主たる塑性ヒンジがどこに生じるかを想定し、主たる塑性ヒンジにおいて確実にエネルギー吸収を図り、構造物としての安全性を確保するものである。

例えば、図 3-4(a) のように橋脚基部に主たる塑性ヒンジが生じる場合には、基礎構造や支承部を橋脚基部の終局水平耐力以上に設計し、設計で想定したように橋脚基部に塑性ヒンジを誘導するという橋全体系を考慮した設計法である。

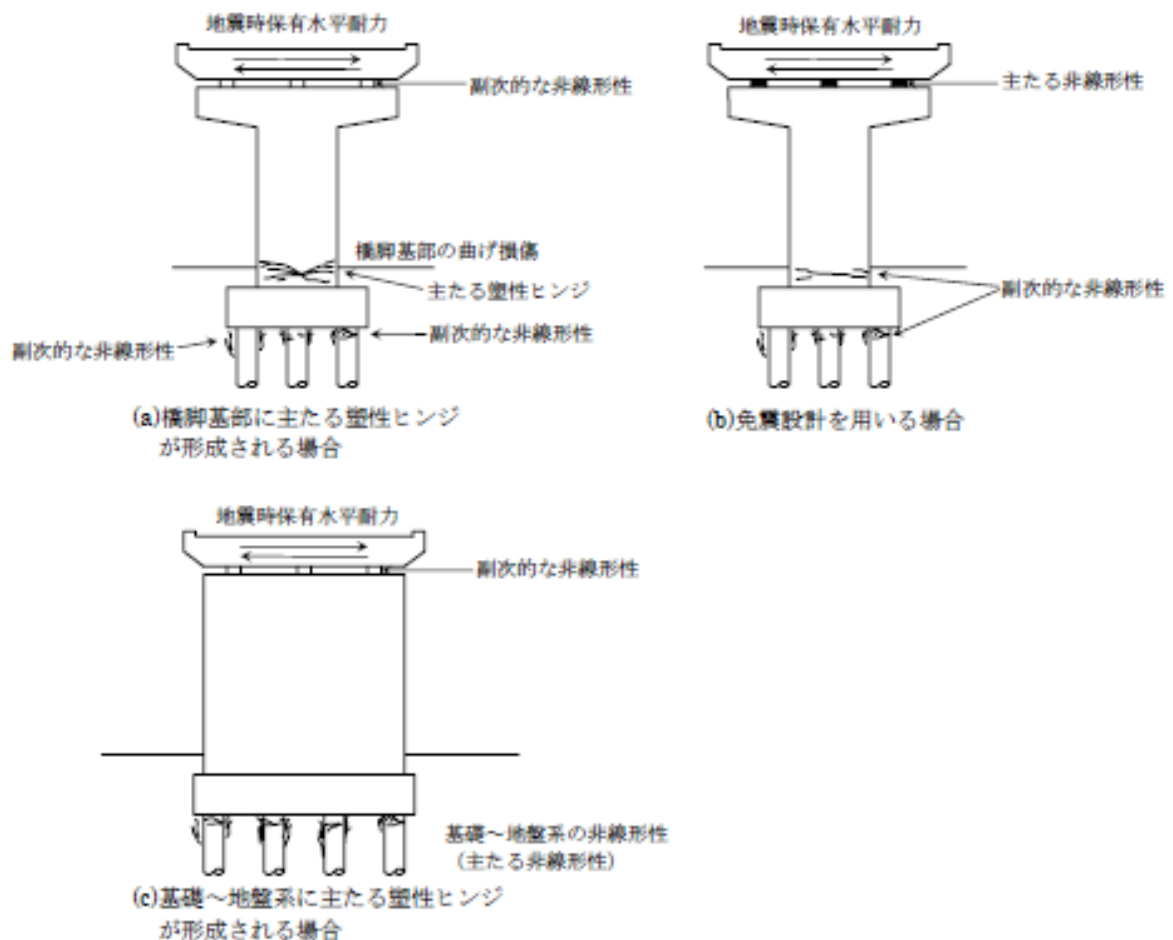


図 3-4 レベル 2 地震動による耐震性能 2 照査の概念

表 3-2 地震時の挙動の複雑さと耐震性能の照査方法

橋の動的 特性  照査 をする 耐震性能	地震時の挙動が 複雑ではない橋	塑性化やエネルギー 吸収を複数箇所に 考慮する橋又は エネルギー一定則 の適用性が十分検 討されていない構 造の橋	静的解析の適用性が限定される橋	
			高次モードの 影響が懸念さ れる橋	塑性ヒンジが形成さ れる箇所がはっきり しない橋又は複雑な 振動挙動をする橋
耐震性能 1	静的照査法	静的照査法	動的照査法	動的照査法
耐震性能 2	静的照査法	動的照査法	動的照査法	動的照査法
耐震性能 3	静的照査法	動的照査法	動的照査法	動的照査法
適用する 橋の例	<ul style="list-style-type: none"> <li>固定支承と可動 支承により支 持される桁橋 (曲線橋を除 く)</li> <li>両端橋台の単純 桁橋(免震橋を 除く)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>弾性支承を用い た地震時水平力 分散構造を有す る橋(両端橋台 の単純構を除く)</li> <li>免震橋</li> <li>ラーメン橋</li> <li>銅製橋脚に支持 される橋</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>固有周期の 長い橋</li> <li>橋脚高さが 高い橋</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>斜張橋、吊橋等の ケーブル系の橋</li> <li>アーチ橋</li> <li>トラス橋</li> <li>曲線橋</li> </ul>

3) 動的照査法とは、下記に示すような地震時の挙動が複雑であると考えられる橋の耐震性能の照査をおこなう際に適用する。これは、地震時における構造物及び基盤の挙動を動力的に解析をおこない応答値を算出し、断面耐力および許容塑性率等との比較を行い照査する方法であり、解析手法としては、時刻歴応答解析法や応答スペクトル法等が用いられている。

- イ) 橋の応答に主たる影響を与える振動モードが、静的照査法で想定する振動モードと著しく異なる場合。
- ロ) 橋の応答に主たる影響を与えるモードが 2 種類以上存在する場合。
- ハ) 塑性ヒンジが複数箇所に想定される場合、または、複雑な構造で塑性ヒンジの発生箇所を想定できない場合。
- ニ) 構造部材や橋全体の非線形履歴特性に基づくエネルギー一定則の適用性が十分に検討されていない場合。

橋の構造形式と耐震性能の照査に適用可能な照査方法についてまとめると表 3-2 の通りとなる。

(3) 支承部の破壊により上部構造と下部構造間に大きな相対変位が生じる状態に対する上部構造の落下対策となる落橋防止システムであり、桁かかり長、落橋防止構造及び横変位拘束構造を橋の構造形式等に応じて必要な構造を選定する。



## 第2章 耐震設計上考慮すべき荷重

### 2-1 耐震設計上考慮すべき荷重

(1) 耐震設計にあたっては、道路橋示方書 I. 共通編に示される主荷重のうち活荷重および衝撃を除いた荷重と従荷重として地震の影響(EQ)を考慮するものとする。

(2) 荷重の組み合わせは次のとおりとする。 上記(1)に示す主荷重+地震の影響(EQ)

(1) 耐震設計において考慮すべき荷重は、架橋位置の条件及び橋の構造形式等によって適宜選択するものとする。

(2) 耐震設計においては、雪荷重を考慮する必要はない。機能補償道路の橋において、冬期除雪をおこなわない橋も存在するが、この場合においても雪荷重は原則として考慮しないものとする。

### 2-2 地震の影響

地震の影響として、次のものを考慮するものとする。

- 1) 構造物重量に起因する慣性力(以下、慣性力という。)
- 2) 地震時土圧
- 3) 地震時動水圧
- 4) 地盤の液状化および流動化の影響
- 5) 地震時地盤変位

(1) 橋の耐震設計においては個々の設計条件に応じて、架橋位置の条件および橋の構造形式等によって考慮すべき地震の影響を適切に選択することが必要である。

(2) 慣性力に影響する構造物の重量には、添架物等の重量も考慮するものとする。

(3) 逆 T 式橋台の背面土のように、構造物と一緒に振動し、構造物に大きな影響を与える土塊部分に対しては、その影響を慣性力として考慮するものとする。

(4) 地震時土圧は、道路橋示方書 V. 耐震設計編 6.2.4 項に基づき、レベル 1 地震動ならびにレベル 2 地震動に対して、修正物部・岡部法により地震時主働土圧係数を算出し、その影響を考慮するものとする。

(5) 地震時動水圧は、道路橋示方書Ⅴ.耐震設計編 6.2.5 項に基づき、レベル 1 地震動ならびにレベル 2 地震動に対して、構造物に作用する地震時動水圧の合力を算定し、その影響を考慮するものとする。

レベル 2 地震動において地震時動水圧の影響を考慮する場合、その影響を考慮することが可能な解析モデルを用いた動的解析により地震時挙動を解析するのがよい。

なお、地震時動水圧を考慮する場合の地盤面は、耐震設計上の地盤面ではなく、現地盤面とする。

動的解析において地震時動水圧の影響を考慮する手法としては、水と接している下部構造領域に地震時動水圧の影響をモデル化した質量を付加する方法(付加質量モデル)があり、道路橋示方書Ⅴ.耐震設計編 6.2.5 項の解説文および参考資料を参考にするとよい。

(6) 地盤の液状化および流動化の影響は、道路橋示方書Ⅴ.耐震設計編第 8 章に基づき検討を行ない、基礎周辺地盤が地震時に不安定となる場合に、それらの影響を考慮するものとする。

(7) 地震時地盤変位の影響は、上部構造の落橋防止のため、落橋防止システムにおけるけたかかり長の設計により考慮するものとする。

また、地震時地盤変位の影響として断層変位の影響も考えられるが、現状においては橋の耐震設計に具体的に反映可能な照査技術が確立されていないこと等より、今後の調査研究の進展に応じて適切に対応していくことが必要である。

## 第 3 章 設計地震動

### 3-1 一般

レベル 1 地震動およびレベル 2 地震動は、道路橋示方書 V. 耐震設計編 4.2 項および 4.3 項の規定により設定するものとする。

、耐震性能の照査に用いる設計地震動であるレベル1地震動及びレベル2地震動を、それぞれ4.2及び4.3に規定する加速度応答スペクトルに基づいて設定することを規定している。従来は、設地点周辺における過去の地震情報活断層情報プレート境界で発生する地震の情報、地下構造に関する情報建設地点の地盤条件に関する情報、既往の強震記録等を考慮して建設地点における地震動を適切に推定することができる場合には、これに基づいて設計地震動を設定することを規定していた。日本近海のプレート境界で発生する個々の地震の情報については、前回の改定以降その規模や発生確率等の情報が順次明らかにされてきているものの、平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震では、これまでの情報において想定されていなかった三陸沖、宮城県沖、福島県沖及び茨城県沖の震源域の連動により極めて大きなマグニチュードの地震となったところである。また、タイプⅡの地震動を設定する際に必要な活断層情報についても順次情報が得られてきているものの、平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震・平成19年(2007年)新潟県中越沖地震、平成16年(2004年)新潟県中越地震等では、事前にその一部又は全体の存在が明らかにされていなかった活断層の活動による地震が発生したところである。このように、プレート境界型の地震が連動するメカニズムやその規模が明らかになっているわけではないこと、日本国内には存在が明らかになっていない活断層もあること、示方書が日本国内の各地に建設される道路橋の耐震設計に適用されることに鑑みると、設計地震動を個別に設定するために必要な情報を十分に得ることはまだ現状においても一般に容易ではないと考えるべき状況にある。

タイプⅠの地震動及びタイプⅡの地震動の設定に関する上記のような背景を踏まえ、今回の改定では、個別の建設地点における地震動を適切に推定することができる場合に対する対応を条文として規定することはせず、東北地方太平洋沖地震のような東北地方の太平洋沖の連動型の地震や東海地震、東南海地震、南海地震及び日向灘地震が連動する場合等を含む日本近海のプレート境界で発生する可能性がある大規模な地震の影響を考慮したうえで、設計地震動は4.2及び4.3に規定する加速度応答スペクトルに基づいて設定することを規定している。

なお、4.3に規定するレベル2地震動の加速度応答スペクトルは、我が国がおかれる地震環境を考慮した上で、この示方書を適用して設計される道路橋の耐震性能を統一的に確保するために設定している。一方、これを上回る地震動が生じる可能性もあるため、設計地震動の設定にあたっては、プレート境界で発生する地震の情報や活断層情報など、設計地震動を設定する際に必要となる情報に関する今後の調査研究の進展に応じて適切に対応していくのがよい。

### 3-2 地域別補正係数

- (1) 地域別補正係数は、道路橋示点Ⅴ. 耐震設計編 4.4 項の規定により地域区分に応じた値とする。
- (2) 架橋位置が地域区分の境界線上にある場合、係数の大きな値を採用するものとする。

- (1) 宮城県内は地域区分A2、地域別補正係数Czは1.0とする。

レベル1地震動	レベル2地震動	
	タイプⅠ	タイプⅡ
CZ	CⅠZ	CⅡZ
1.0	1.0	1.0



凡例		
	$c_z$	$c_{1z}$ , $c_{2z}$
A1	1.0	1.2, 1.0
A2	1.0	1.0, 1.0
B1	0.85	1.2, 0.85
B2	0.85	1.0, 0.85
C	0.7	0.8, 0.7

### 3-3 耐震設計上の地盤種別

- (1) 耐震設計上の地盤種別は、地盤の特性値 (TG) に基づき、Ⅰ種地盤、Ⅱ種地盤、およびⅢ種地盤に区別するものとする。
- (2) 地盤種別は、当該橋梁における各橋台および橋脚ごとに求めるものとする。
- (3) 地盤種別を求める際の対象とする地層は、地表面から基盤面までとする。

- (1) 地盤の特性値は、道路橋示点Ⅴ. 耐震設計編 4.5 項の規定により、次式にて求めるものとする。

$$T_g = 4 \sum H_i / V_{si}$$

ここに、TG : 地盤の特性値 (s)

$H_i$  :  $i$  番目の地層の厚さ地層の  $j$  高さ (m)

$V_{si}$  :  $i$  番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

平均せん断弾性波速度は、弾性波探査あるいは PS 検層により測定された値を用いることを原則とするが、これらの実測値が存在しない場合は、次式により標準貫入試験による N 値から推定してよいものとする。

粘性土居の場合  $V_{si} = 100N_i^{1/3}$  ( $1 \leq N_i \leq 25$ )

砂質土層の場合  $V_{si} = 80N_i^{1/3}$  ( $1 \leq N_i \leq 50$ )

ここに  $N_i$  : 標準貫入試験による  $i$  番目の地層の平均 N 値  
N 値が 0 の場合は、 $V_{si} = 50\text{m/s}$  としてよいものとする。

地盤の特性値と地盤種別の関係は、表 3-3 によるものとする。地表面が基盤面と一致する場合にはⅠ種とする。

表 3-3 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 TG(s)
Ⅰ種	$TG < 0.2$
Ⅱ種	$0.2 \leq TG < 0.6$
Ⅲ種	$0.6 \leq TG$

耐震設計上の基盤面とは、粘性土層の場合はN値が 25 以上、砂質土層の場合はN値が 50 以上の地層の上面、もしくは、せん断弾性波速度が 300m/s 程度以上の地層の上面をいうものとする。

なお、地盤種別の概略目安としては、Ⅰ種地盤は良好な洪積地盤および岩盤、Ⅲ種地盤は沖積地盤のうち軟弱地盤、Ⅱ種地盤はⅠ種地盤およびⅢ種地盤のいずれにも属さない洪積地盤あるいは沖積地盤と考えてよいものとする。

ただし、この沖積層とは、崖崩れなどによる新しい堆積層、表土、埋立土ならびに軟弱層を含み、洪積層には沖積層のうち締まった砂層、砂礫層、玉石層を含むものとする。

(2) 高架橋のような一連の構造系であっても、地盤種別を各下部構造ごとに求めることが必要であるが、地盤の特性値(TG)のみにとらわれず、架橋位置全体の地層構成および地質状況を踏まえて適切な地盤種別を決定するものとする。

(3) 地盤種別を検討する際の地表面とは、設計地盤面ではなく、自然地盤面を指すが、盛土等で自然地盤面の判断が難しい場合には、地盤の特性値が大きくなる地盤面を設定するものとする。

なお、地盤種別の区分は詳細な地盤調査の結果に基づいて行うことが基本であるため、従来示されていた沖積層厚 HA 及び洪積層厚 HB によって地盤種別を簡易に区別するフローは削除した。

### 3-4 耐震設計上の地盤面

- (1) 耐震設計上の地盤面は、一般には常時の設計における設計上の地盤面とする。
- (2) 耐震設計上土質定数を零とする土層がある場合は、その層の下面を耐震設計上の地盤面とする。

(1) 耐震設計上の地盤面とは、その面の上方の構造部分には地震力を作用させるが、その面より下方の構造部分には地震力を作用させないという耐震設計上仮定する地盤面のことである。

橋台および橋脚における耐震設計上の地盤面は、図 3-6 および図 3-7 に示すとおりとする。

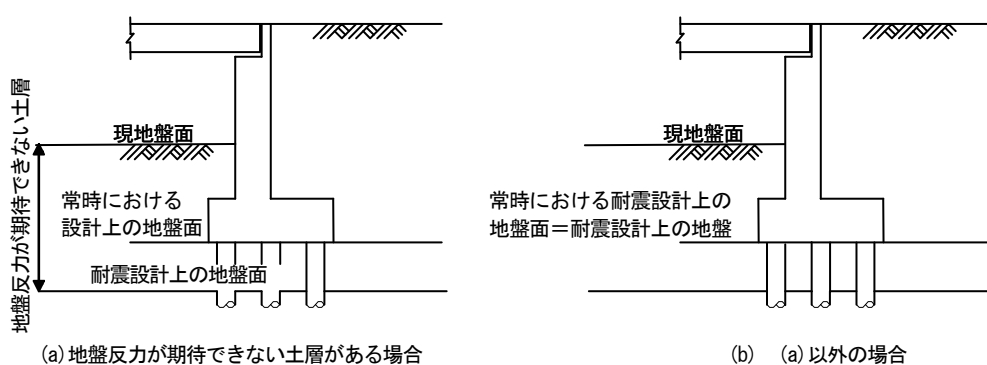


図 3-6 橋台における耐震設計上の地盤面

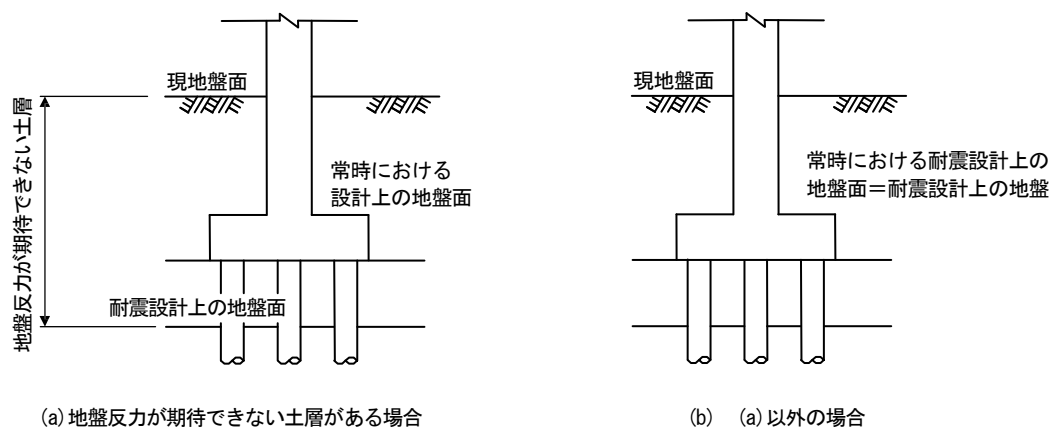


図 3-7 橋脚における耐震設計上の地盤面

(2) 耐震設計上、土質定数を零とする土層とは、ごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層、あるいは液状化する砂質土層を指し、詳細については、第 4 章「地震時に不安定となる地盤の影響」によるものとする。

- 1) 橋台においては、設計上安全となるように、橋台前面において耐震設計上の地盤面を設定するものとする。
- 2) 橋台背面側から橋台に作用する地震時土圧は、耐震設計上の地盤面の位置に関わらず、橋台背面のフーチング下面から上方の部分に対して作用させるものとする。また、橋台前面にある耐震設計上の地盤面より上方の地盤の水平抵抗は無視するものとする。
- 3) 耐震設計上、土質定数を零とする土層が互層状態の場合には、土質乗数を零としない土層が3m以上ある土層の上面を耐震設計上の地盤面とするものとする。

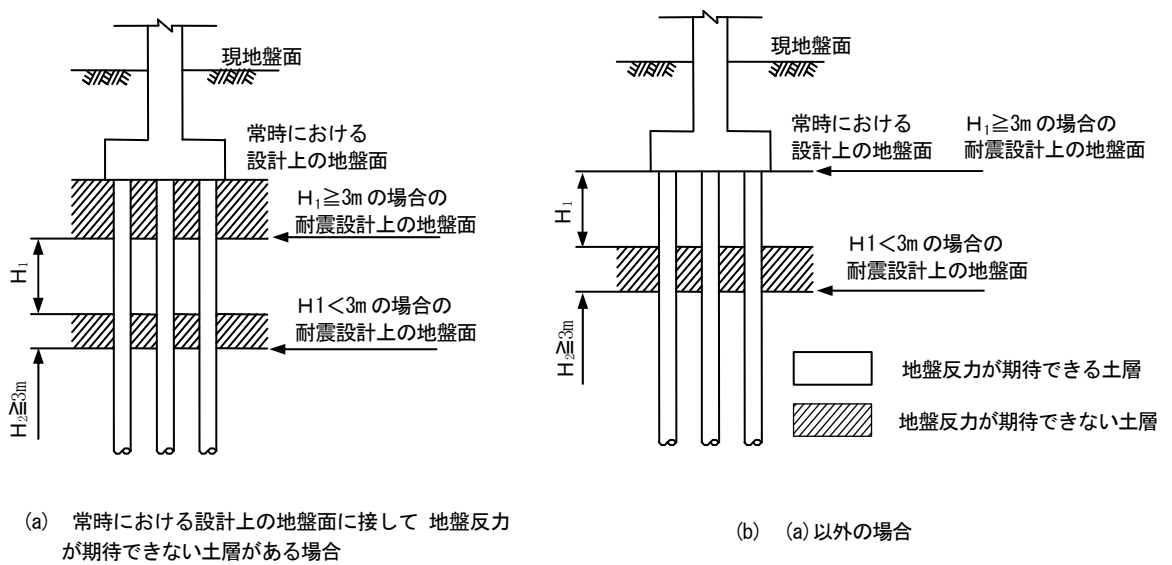


図 3-8 中間に地盤反力が期待できる土層がある場合の耐震設計上の地盤面

## 第4章 地震時に不安定となる地盤の影響

### 4-1 一般

(1) 地震時に不安定となる地盤が存在する場合、橋の耐震性能に大きな影響を及ぼすことより、基礎周辺地盤の土層における地震時安定性を道路橋示方書V.耐震設計編 8.2 項および 8.3 項に基づき判定し、耐震設計をおこなうものとする。

(2) 橋の耐震性能照査にあたっては、土質が不安定となった場合と土質に不安定化が生じない場合の照査を行い、両者の耐震性能の照査を満足させるものとする。

(1) 橋の耐震性に大きな影響を与える地盤は、以下のとおりとする。

1) 地震により繰り返し変形を受けると強度の低下が生じる恐れを有する、ごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層。

2) 地盤の液状化およびこれに伴う地盤の流動化の生じる飽和砂質土層。

なお、土層の地震時安定性の判定については、1 地点のみの土質調査結果にとらわれることなく、全体の地層構成、地質状況を踏まえて適切に行うものとする。

また、土質定数の値に対する信頼性が低いと考えられる場合には、調査不十分のままに、いたずらに基礎の寸法を大きくすることを避けるように留意するものとし、必要となる地盤調査の実施を検討するものとする。

耐震設計上、土質定数を低減させる土層と判定された場合に、フーチング下面をその層の以深に置くことにより、基礎構造の寸法を小さくでき、また、経済的にもなる可能性があるため、フーチング設置位置に対する検討を行なうものとする。



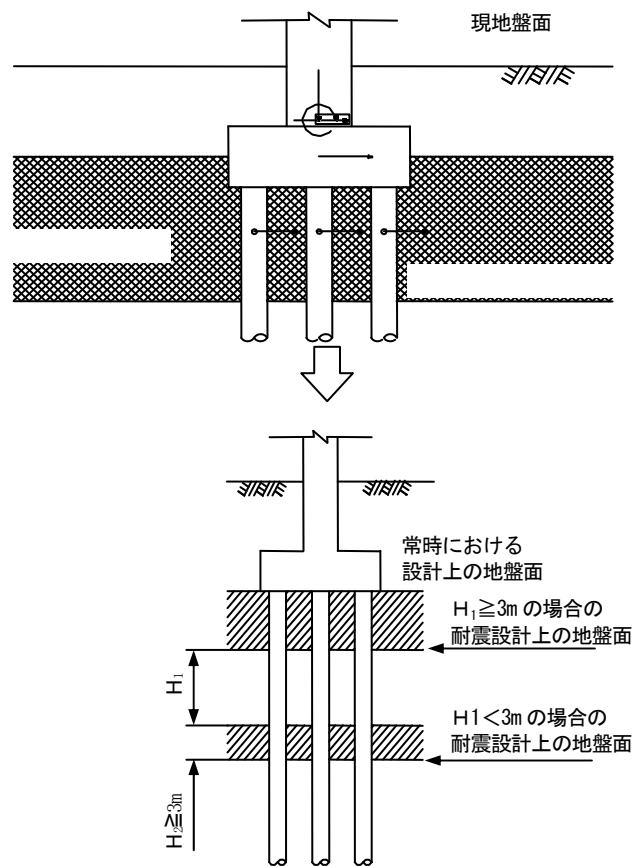


図 3-9 フーチング下面を深く根入れした場合

(2) 地震動や地盤特性によっては、設計で想定したとおりの状況にならない可能性もあることから、地震時に地盤が不安定とはならないという条件でも耐震性能の照査を行い、いずれか厳しいほうの結果を用いることとし、下記のように考えるものとする。

- 1) 橋に影響を与える液状化が生じる場合
  - ケース 1：液状化が生じると考えたケース
  - ケース 2：液状化が生じないと考えたケース
- 2) 橋に影響を与える流動化が生じる場合
  - ケース 1：流動化が生じると考えたケース
  - ケース 2：液状化だけが生じると考えたケース
  - ケース 3：液状化も流動化も生じないと考えたケース

## 4-2 耐震設計上ごく軟弱な土層または橋に影響を与える液状化が生じると判定された砂質土層の土質定数

### 4-2-1 耐震設計上ごく軟弱な土層の判定

(1) 現地盤面より 3m 以内に存在する一軸圧縮強度が  $20\text{kN/m}^2$  以下の粘性土層およびシルト質土層は、耐震設計上ごく軟弱な土層とみなすものとする。

(2) ごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層と判定された土層の土質定数は、耐震設計上、零とするものとする。

(1) 一軸圧縮強度が  $20\text{kN/m}^2$  以下の粘性土層およびシルト質土層は、土質試験時に供試体を自立させることが困難な程度に軟弱であるため、地震時に基礎構造を有効に支持する作用は期待できないため、ごく軟弱な粘性土層あるいはシルト質土層とみなすものとした。

粘性土層およびシルト質土層においては、地盤調査時における乱れ、サンプラーからの抽出の巧拙、一軸圧縮強度試験時の供試体の取り扱いなどにより、測定値は著しく影響を受けるため、一軸圧縮強度試験のほか、ベーン試験およびスウェーデン式サウンディングなどの原位置試験を併用して十分に地盤調査をおこなって一軸圧縮強度が  $20\text{kN/m}^2$  以下の土層であることを判定するものである。

(2) シルト質土層で一軸圧縮強度が  $20\text{kN/m}^2$  以下であっても、現地試験では比較的大きな弾性係数が得られることがあるが、このような場合においても現地盤から 3m 以内の土層については、土質定数は零とするものである。

#### 4-2-2 砂質土層の液状化の判定

- (1) 沖積層の砂質土層で橋に影響を与える液状化が生じる可能性の条件全てに該当する場合、道路橋示方書V. 耐震設計編 8.2.3 項に基づき、液状化に対する抵抗率(FL)により液状化の判定をおこなうものとし、FL が 1.0 以下の砂質土層については液状化を生じるものと判断する。
- (2) 橋に影響を与える液状化が生じると判断された砂質土層は、液状化に対する抵抗率(FL)、現地盤面からの深度および動的せん断強度比 R の値に応じて、耐震設計上土質定数を低減させるものとする。

##### (1) 液状化の判定

- 1) 下記の3つの条件すべてに該当する場合、橋に影響を与える液状化が生じる可能性があるため、道路橋示方書V. 耐震設計編 8.2.3(2)項に基づき液状化に対する抵抗値(FL)を算定し、液状化の判定をおこなうものとする。
- イ) 地下水位が地表面より 10m 以内にあり、かつ、地表面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層。
- ロ) 細粒分含有率 FC が 35%以下の土層、または、FC が 35%を超えても塑性指数 IP が 15 以下の土層。
- ハ) 平均粒径 D50 が 10mm 以下で、かつ、10%粒径 D10 が 1mm 以下である土層
- 2) 粒径は、標準貫入試験により得られる試料を粒度分析して求めた値によるものとする。
- 3) 液状化に対する抵抗率 FL に基づく液状化の判定は、レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動のタイプ I 及びタイプ II の地震動に対しておこなうものとする。
- 4) 液状化に対する抵抗率 FL の算定に用いる土の単位体積重量  $\gamma_t$ 、平均粒径 D50 および細粒含有率 FC は、原位置で採取した試料の物理特性試験により求めることが望ましい。
- 5) 液状化に対する抵抗値 FL は、道路橋示方書V. 耐震設計編 8.2.3 項(2)項に示される算定式により算定するものとする。算定にあたっての留意点を下記に示す。
- イ) 砂質土と礫質土の区分は、平均粒径 D50 が 2mm 未満であるか以上であるかによるものとする。
- ロ) 河床のように水位が地表面より上に存在する場合、地下水位が地表面に存在するものとして全上載圧および有効上載圧を求めるものとする。
- ハ) N 値を測定するための標準貫入試験は、打撃時のエネルギー損失の少ない自然落下法によりおこなうことが望ましい。
- ニ) 土質定数の低減係数 DE を求めるための液状化に対する抵抗率 FL は、1m 程度間隔で FL を算定し、各土層ごとに平均的な FL を求めるのがよい特に、粒度及びコンシステンシーは、液状化特性を評価する上で重要な指標となること、深さ方向に土質が著しく変化することがあることから、液状化の可能性のある土層では、標準貫入試験により得られる試料の粒度試験、液性限界試験及び塑性限界試験を 1m 間隔程度ごとに行う必要がある。

### 6) 洪積土層の液状化

洪積層は、東北地方太平洋沖地震や兵庫県南部地震を含む既往の地震において液状化したという事例は確認されていない。

洪積層は一般にN値が高く、また、続成作用を受けているために液状化に対する抵抗が高いため一般的には液状化の可能性は低い。このため、原則として洪積層は液状化の判定の対象とする必要はない。なおここでいう洪積層とは、第四期のうち古い地質時代（更新世）における堆積物による土層に概ね対応すると考えてよい。

### 7) 礫質土の液状化

液状化の判定にあたり、礫質土と砂質土の区分は平均粒径  $D_{50}$  が 2mm 未満であるか以上かによりおこなうものとする。

なお、砂質土層の液状化の判定式を用いて、礫質土の繰返し三軸強度比を求める際に必要となる  $100\text{kN/m}^3$  相当に換算した N 値  $N_1$  の値は、砂質土の場合と同様の式で算定してよい。

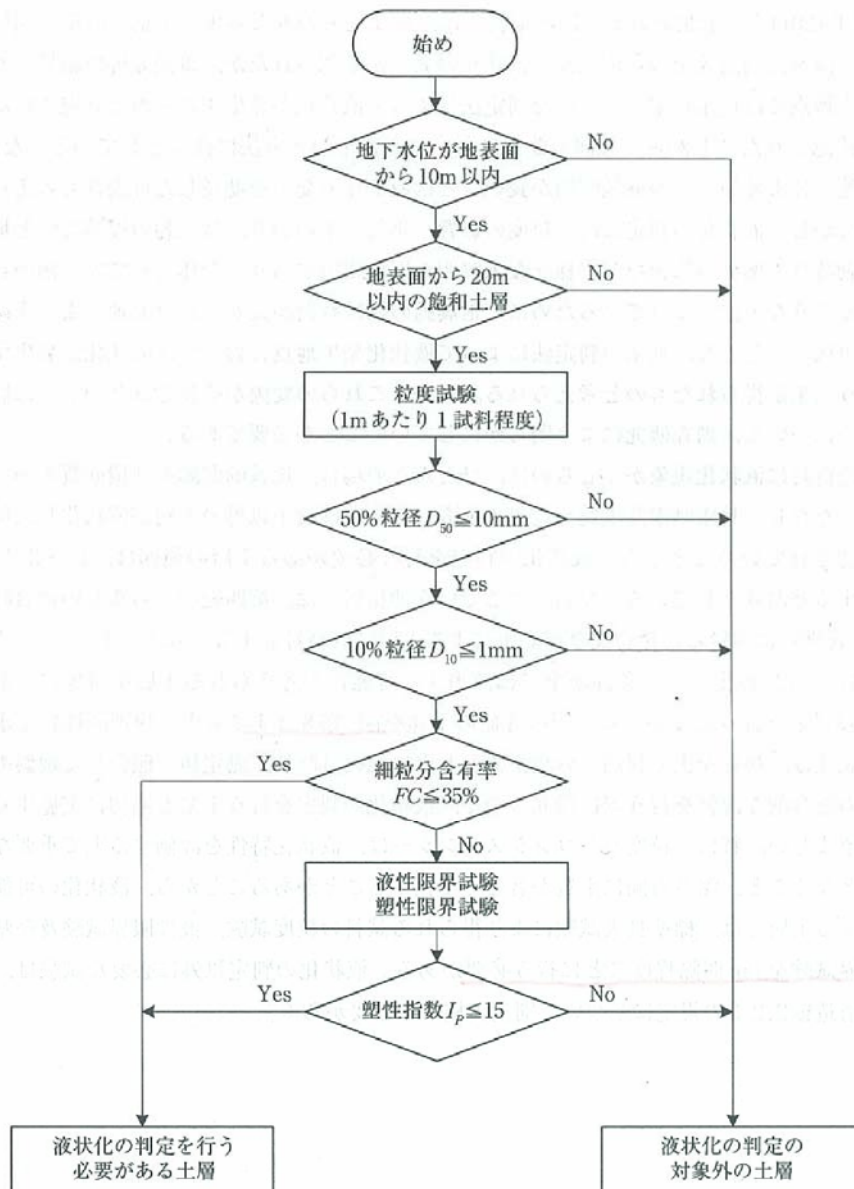


図-解8.2.1 液状化の判定を行う必要がある土層の評価の手順

(2) 耐震設計上土質定数を低減させる土層とその扱い

- 1) 橋に影響を与える液状化が生じると判定された砂質土層等は、レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動のそれぞれに対して算出した液状化に対する抵抗率  $FL$  の値に応じて土質定数の低減をおこなうものとする。橋に影響を与える液状化が生じると判定された場合の土質定数は、その土層が液状化しないものとして求めた土質定数に表 3-4 に示す土質定数の低減係数  $DE$  を乗じて算出するものとする。

表 3-4 土質定数の低減係数  $D_E$

$F_L$ の範囲	地表面からの 深度 $x$ (m)	動的せん断強度比 $R$	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	0	1/6
	$10 < x \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq x \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < x \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1
	$10 < x \leq 20$	1	1

- 2) 低減係数  $DE$  を乗じて低減させる土質定数とは、地盤反力係数、地盤反力度の上限値および最大周面摩擦力度を指すものとする。
- 3) 液状化に対する抵抗率  $FL$  は、標準貫入試験（一般に 1m 間隔程度）が実施された深度において得られるが、土質定数の低減係数  $DE$  を求めるためには通常 1m 間隔にて各深度の  $N$  値、物理特性等を適切に反映させた上で  $FL$  を計算し、土層ごとに平均的な  $FL$  を求めて、この値により表 3-4 により  $DE$  を求めることが望ましい。
- ただし、液状化の判定は、一般に各層が 1m 程度以上の連続した土層を対象に行えばよい。
- 4) 耐震設計上土質定数を零あるいは低減させる土層は、将来的に掘削あるいは洗掘される可能性がない場合には、それ以下の地盤に負重量として作用するものとする。
- 5) 耐震設計上土質定数を零あるいは低減させる土層における地震時動水圧および地震時土圧は、地震の影響として考慮しなくてもよい。

#### 4-2-3 耐震設計上ごく軟弱な土層または橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層がある場合の耐震設計

- (1) 耐震設計上ごく軟弱な土層と判定された土層の土質定数の取り扱いは、4-2-1 の(1)項によるものとする。
  - (2) 橋に影響を与える液状化が生じると判定された砂質土層の土質定数の取り扱いは、4-2-2 の(2)項によるものとする。
  - (3) 固有周期を算定する場合の土質定数は、上記(1)および(2)項の規定は適用しないものとする。
  - (4) 耐震設計においては、土質定数を上記(1)および(2)の規定によらないケースについてもおこない、いずれか厳しい方の結果を用いるものとする。
  - (5) 道路橋示方書V. 耐震設計編 16.2 項の規定により、けたかかり長を算出する場合には、耐震設計上土質定数を低減させる土層の影響を見込むものとする。
- (3) 地盤の不安定化が起こる過渡的な振動特性のメカニズムについては、まだ、未解明な点が多いため、固有周期の算定にあたっては、耐震設計上ごく軟弱な土層または橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層に対し、地震時の地盤の不安定化に伴う土質定数の低減を考慮し固有周期を算定すると設計地震力を小さめに評価する可能性があり、安全側の設計地震力の算定に配慮したものである。

#### 4-3 橋に影響を与える流動化が生じる可能性があるとして判定された地盤がある場合の耐震性能の照査

- (1) 液状化に伴ない橋に影響を与える流動化が生じる可能性がある場合、当該地盤中にある橋脚基礎においては、この影響を考慮して耐震設計をおこなうものとする。
- (2) 橋に影響を与える液状化のみが生じた場合の耐震設計もおこない、いずれか厳しい方の結果を用いるものとする。
- (3) 道路橋示方書V. 耐震設計編 16.2 項の規定によりけたかかり長を算出する際は、地盤の流動化の影響を見込むものとする。

(1) 橋に影響を与える流動化が生じる可能性がある場合には、その影響を考慮して耐震設計をおこなうものとする。

1) 流動化は、液状化に伴う支持力の低下に応じて生じるものであることから、液状化すると判定され、かつ、偏土圧の作用する土層では流動化が生じる可能性があると考えることができる。このことから、次の 2 条件のいずれにも該当する地盤は、橋に影響を与える流動化が生じる可能性がある地盤とみなしてよい。

イ) 臨海部において、背後地盤と前面の水底との高低差が 5m 以上ある護岸によって形成された水際線から 100m 以内の範囲にある地盤。

ロ) 層厚 5m 以上の液状化すると判定される砂質土層があり、かつ、当該土層が水際線から水平方向に連続的に存在する地盤。

2) 水際線から 100m 以内であっても液状化すると判定される土層が水際線から水平方向に連続的に存在しなくなる場合には、その背後の地盤は流動化はしないとみなしてよいものとする。

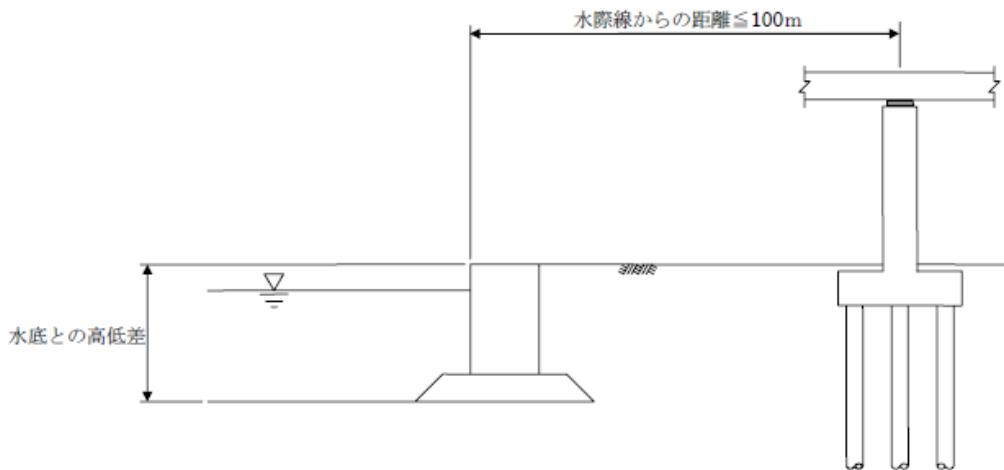


図 3-10 水底との高低差および水際線からの距離のとり方

3) 流動化が生じる可能性がある場合には、単に橋梁基礎を強化するだけでなく、横剛性の大きい基礎形式の採用も含め、橋全体として有害な影響を受けないようにするものとする。

4) 橋台は背面に土圧を受けるため偏土圧に抗する構造物であり、流動化の影響を受けても前面に押し出される方向に移動するため、上部構造の落橋に直接つながりにくいことから、橋台の基礎については、流動化の影響を考慮しなくてもよいものとする。ただし、斜角の小さい橋、流動化の影響により上部構造が回転し大きな変位を生じる可能性がある場合、また、橋台が上部構造を押し出すことにより、中間橋脚部等で大きな変位が生じる可能性がある場合については、けたの連続化の検討や落橋防止システムに対する検討を入念に行なうなど、橋全体系としての耐震性を向上させるように配慮することが望ましい。

5) 河川部についても、偏土圧の影響が大きいと考えられる直立式低水護岸背後の高水敷や直立式の特殊堤の堤内地盤においては、流動化の影響を検討するものとする。

6) 流動化の影響は水平力として与え基礎の耐震性を検討するものとするが、構造物の重量に起因する慣性力は同時に考慮しなくてもよいものとする。

1) 流動化が橋脚基礎に及ぼす影響のメカニズムは研究途上の部分があるが、ここでは図 3-11 のように取扱うものとする。

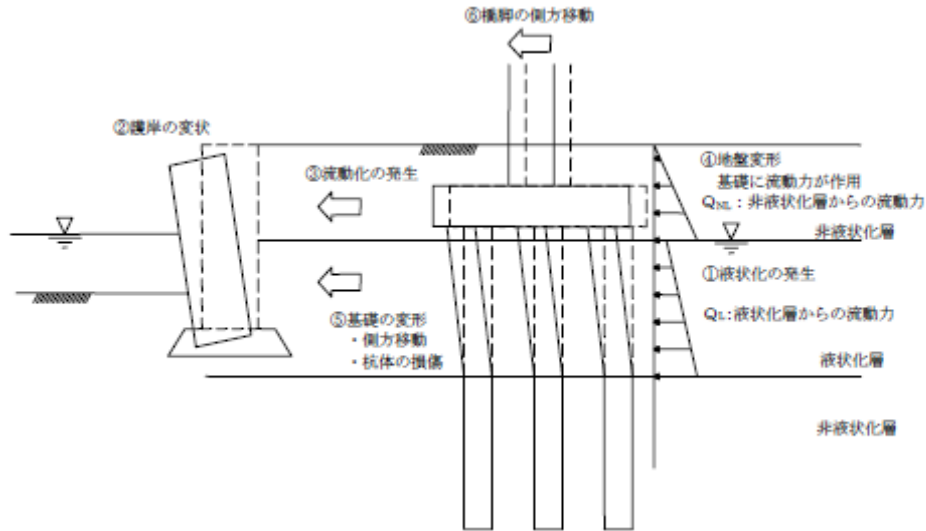


図 3-11 橋脚基礎への流動化の影響メカニズム

2) 流動化の影響により、橋脚基礎構造に作用する水平力(流動力)は以下によるものとする。

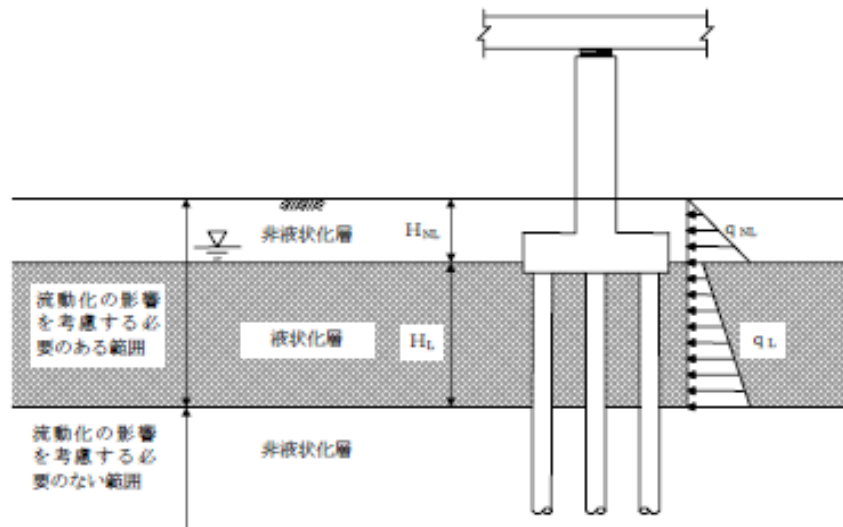


図 3-12 非液状化層の下に液状化層がある場合



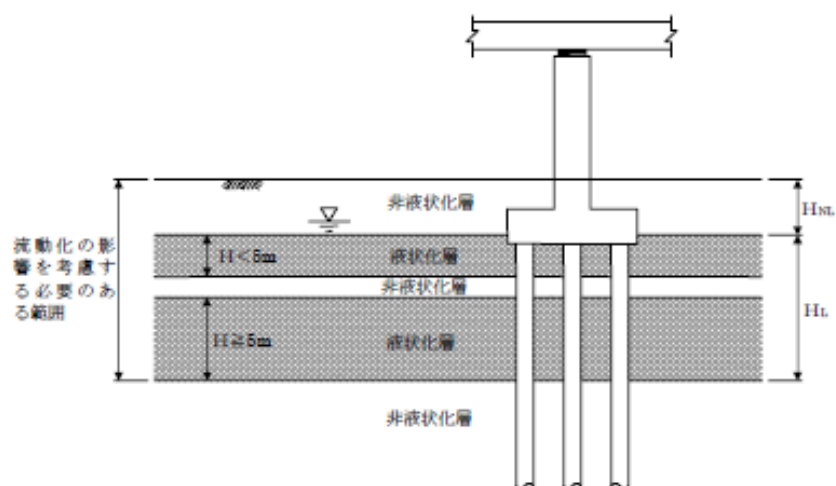


図 3-13 液状化層と非液状化層が互層状態の場合

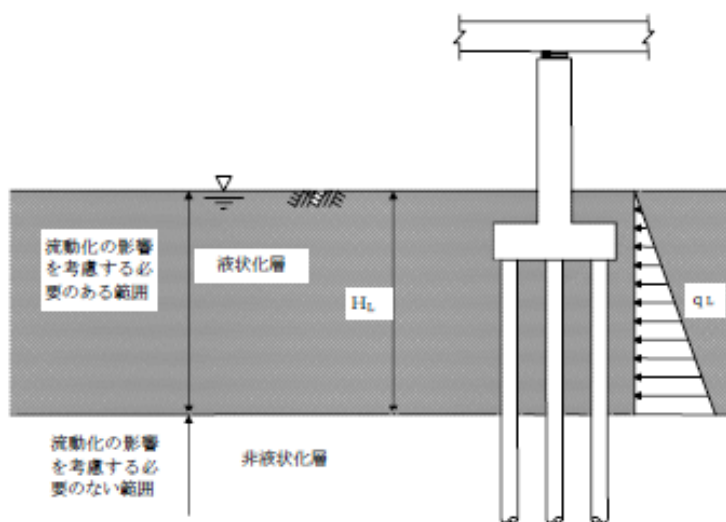


図 3-14 地表面まで液状化層がある場合

$$q_{NL} = c_s \cdot c_{NL} K_p \cdot \gamma_{NL} \cdot x \quad (0 \leq x \leq H_{NL})$$

$$q_L = c_s \cdot c_L \cdot \{ \gamma_{NL} \cdot H_{NL} + \gamma_L (x - H_{NL}) \} \quad (H_{NL} < x \leq H_{NL} + H_L)$$

ここに、

- $q_{NL}$  : 非液状化層中にある構造部材に作用する深さ  $x$  (m) の位置の単位面積当りの流動力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $q_L$  : 液状化層中にある構造部材に作用する深さ  $x$  (m) の位置の単位面積当りの流動力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $c_s$  : 水際線からの距離による補正係数で、下表の値とする。

表. 3-5 水際線からの距離による補正係数  $c_s$

水際線からの距離 $s$ (m)	補正係数 $c_s$
$s \leq 50$	1.0
$50 < s \leq 100$	0.5
$100 < s$	0

- $c_{NL}$  : 非液状化層中の流動力の補正係数であり、下式による液状化指数  $P_L$  に応じて、下表の値とする。

$$P_L = (1 - F_L) (10 - 0.5 x) d x$$

表. 3-6 非液状化層中の流動力の補正係数  $c_{NL}$

液状化指数 $P_L$	補正係数 $c_{NL}$
$P_L \leq 5$	0
$5 < P_L \leq 20$	$(0.2 P_L - 1) / 3$
$20 < P_L$	1

- $c_L$  : 液状化層中の流動力の補正係数(=0.3)
- $K_p$  : 受働土圧係数(常時)
- $\gamma_{NL}$  : 非液状化層の平均単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)
- $\gamma_L$  : 液状化層の平均単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)
- $x$  : 地表面からの深さ(m)
- $H_{NL}$  : 非液状化層厚(m)

- $F_L$  : 4-2-2 に規定する液状化に対する抵抗率であり、 $F_L \geq 1$  の場合には  $F_L = 1$  とする。
- a)  $q_{NL}$  は非液状化層の受働土圧相当の力を基本に、非液状化層から構造物に作用する単位面積当りの流動力を表すものである。
- b)  $q_L$  は全上載圧に相当する力を基本に、液状化層から構造物に作用する単位面積当りの流動力を表すものである。

c) 単位深さ当りの流動力は以下により求めるものとする。

$$Q = qNLW \quad \text{または} \quad qLW$$

ここに、 $Q$ ：単位深さ当りの流動力(kN/m)

$W$ ：流動力の作用する幅(m)で以下によるものとする。

橋脚およびフーチング --- 躯体幅

杭基礎 ----- 流動化に抵抗する面の両端に位置する杭の最外縁幅

杭基礎以外の基礎 ----- 基礎幅

d) 杭基礎においては、全てのくいが分担して流動力に抵抗するものとして設計を行なうものとする。

e) 流動力を作用させる際には、流動化の影響を考慮する必要がある範囲内の土層の水平抵抗力は考慮しないものとする。

(3) 橋に影響を与える流動化が生じる可能性がある場合には、道路橋示方書V.耐震設計編 16.2項の規定により、けたかかり長を算出するものとする。

## 第5章 静的照査法による耐震性能の照査方法

### 5-1 一般

- (1) 静的照査法による耐震性能の照査は、地震の影響を震度を用いて算出する荷重に置き換え、これを橋に静的に作用させる震度法に基づいておこなうものとする。
- (2) レベル1地震動に対する耐震性能の照査を静的照査法によりおこなう場合、弾性域の振動特性を考慮した震度法により耐震性能1の照査をおこなうものとする。
- (3) レベル2地震動に対する耐震性能の照査を静的照査法によりおこなう場合、非線形域の振動特性を考慮した地震時保有水平耐力法により耐震性能2の照査をおこなうものとする。

- (1) 耐震性能の照査方法を静的照査法と動的照査法に大別し、静的照査法については、地震の影響を設計震度を用いて静的な力に置き換え耐震設計をおこなう方法である震度法に基づいて行う。
- (3) レベル1地震動およびレベル2地震動に対して静的照査法を適用する場合、慣性力の算定方法については第5章5-2項、地震時土圧および地震時動水圧の算定方法については第2章2-2項の規定によるものとする。

### 5-2 静的照査法を適用する場合の荷重の算定方法

#### 5-2-1 慣性力

- (1) 慣性力は、設計振動単位ごとに固有周期に応じて算出するものとする。
- (2) 慣性力の作用方向は、原則としてレベル1、レベル2地震動に対する照査の場合ともに橋軸方向および橋軸直角方向とする。
- (3) 耐震設計上の地盤面より下方の構造部分には、慣性力、地震時土圧および地震時動水圧を作用させなくてもよいものとする。
- (4) 上部構造の慣性力の作用位置は、原則として重心位置とする。

- (1) 慣性力は、橋を地震時に同一の振動をするとみなし得る設計振動単位に分割して算出するが、設計振動単位の設定は以下によるものとする。
- 1) 設計震度単位とは、地震時に同一の振動をするとみなし得る構造系であり、慣性力作用方向に対して上部構造と下部構造の連結部が固定されている場合には、それらを一体とした構造系が設計振動単位であり、また、可動支承を有する下部構造の橋軸方向のように、上部構造と下部構造が連結されていない場合には、その下部構造のみからなる構造系が設計振動単位となる。
  - 2) 地震時水平反力分散構造や免震構造の場合、設計振動単位は複数の下部構造とそれが支持する上部構造部分となる。設計振動単位は、慣性力の作用方向、橋の形式、支承の拘束条件および橋脚の固有周期特性に応じて、道路橋示方書V. 耐震設計編 表一解 6.2.1 設計振動単位によるものとする。
  - 3) レベル 2 地震動で想定するような大きな地震力を受けた場合にも、橋の振動特性は下部構造の剛性、地盤特性および上部構造の特性等により変化することから、レベル 2 地震動における耐震設計においても上記 2) 項と同様な設計振動単位を適用するものとする。
  - 4) 多点固定方式による連続桁橋の橋軸方向の設計振動単位は、固定支承と可動支承の組み合わせ方法および支間長等により上部構造から下部構造への慣性力の分配が異なるため、たとえ橋脚間の固有周期特性が大きく異なる場合でも、1 基の下部構造とそれが支持している上部構造には分割してはならない。
  - 5) 連続桁橋の橋軸直角方向の設計振動単位は、橋脚間の固有周期特性の違いにより設計振動単位の取扱い方を変えるものとする。すなわち、橋脚間の固有周期特性が大きく異なる場合には、1 基の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなるものとみなしてもよい。ただし、橋脚間の固有周期特性が大きく異なる場合とは、仮に 1 基の下部構造とそれが支持している上部構造に分割して、それぞれを振動単位とみなして求めた固有周期の最大値と最小値の比が 1.5 未満の場合をいうものとする。

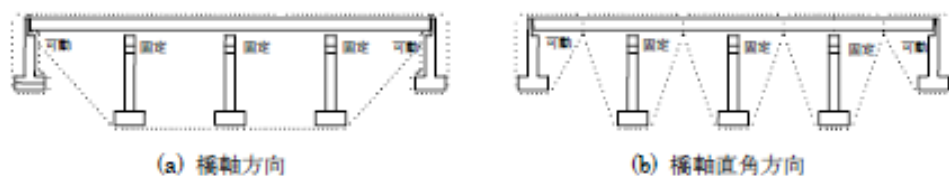
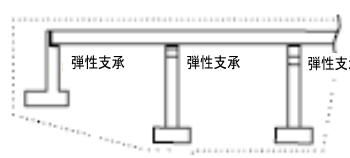
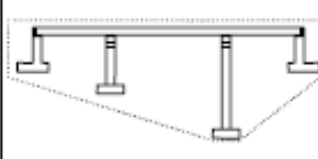
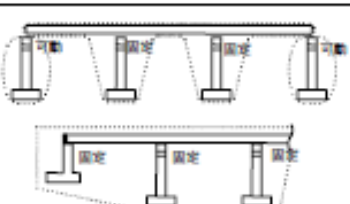
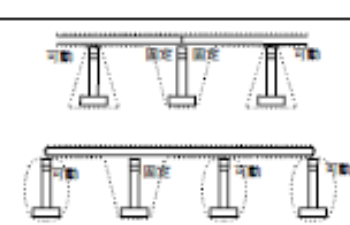


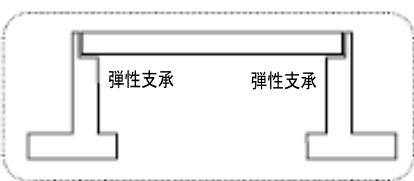
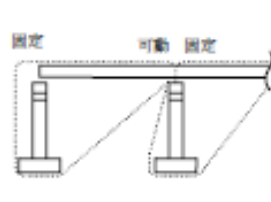
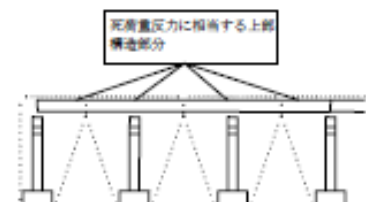


図 3-15 多点固定方式の連続桁橋の設計振動単位(各橋脚間の固有周期が大きく異なる場合)

表 3-7 設計振動単位

橋の形式	橋軸方向		橋軸直角方向		設計振動単位
連続けた橋	橋軸方向の支承条件	地震時水平力分散構造の場合 	橋脚間の固有周期特性 大きく異なる		耐震設計上複数の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなるとみなす場合
		多点固定の場合 			
		一点固定の場合 			
アーチ橋 その他 ラーメン橋					耐震設計上複数の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなると見なす場合
	単純けた橋	橋軸方向の支承条件 地震時水平力分散構造の場合 	(橋軸直角方向に固定条件の場合には、以下による)		
固定・可動条件を有する場合 					

(2) 慣性力の作用方向は、橋軸方向と橋軸直角方向の 2 成分を原則とするが、斜角が 60 度以上の斜橋の場合には、設計上の簡便さを考えて直橋とみなして橋軸方向および橋軸直角方向の慣性力を求め、これをそれぞれ土圧の水平成分の作用方向およびこれに直角方向の慣性力とみなしてよいものとする。

(4) 上部構造の慣性力作用位置は、橋軸方向、橋軸直角方向とも、その重心位置を原則とするが、下部構造の設計における上部構造の慣性力作用位置は、一般的には以下のように取扱うものとする。

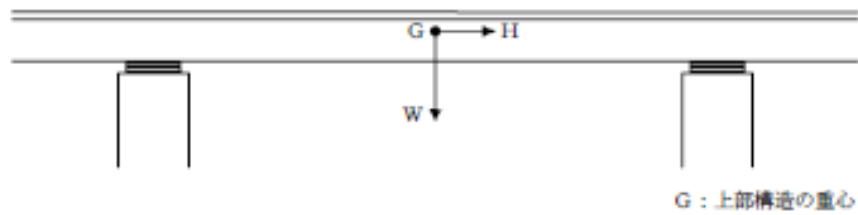


図 3-16 上部構造の慣性力の作用位置

1) 直橋の橋軸方向に作用させる慣性力の作用位置は、支承が主桁等の回転を許すため、支承底面としてよい。また、橋軸直角方向に作用させる慣性力の作用位置は、上部構造の重心位置とする。この場合、上路式の鋼桁橋については、床版下面を慣性力作用位置としてよい。上路式トラス橋、下式鋼橋およびコンクリート上部構造においては、主桁重心位置を慣性力作用位置とする。

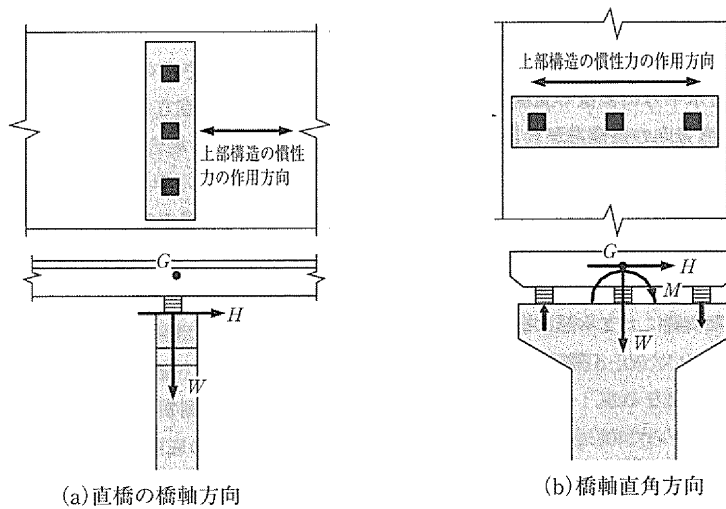


図 3-17 上部構造の慣性力の作用位置

- 2) 斜橋の場合、上部構造の慣性力作用位置は、橋軸方向および橋軸直角方向ともに上部構造の重心位置とする。ただし、斜橋においても支承部条件によっては、橋軸方向の慣性力作用位置を支承底面としてよい。

斜橋の場合において、斜角が  $60^\circ$  以上ですべての支承の回転軸が同一で支承線方向と一致する場合には、モーメントが支承を介して下部構造に伝達されないため、上部構造の慣性力作用位置を支承底面とすることができる。

なお、支承部とは支承、落橋防止構造、変位制限構造およびジョイントプロテクター等を指し、これらを含めて回転拘束が生じない状態を想定している。したがって、当該条項を適用できるのは、タイプ B ゴム支承を用いた橋台・橋脚上で、既述のような支承の回転拘束が生じていない場合に限られる。

また、曲線橋の場合は交角に応じて(交角が小さい場合)、斜橋と同様に扱うものとする。

- 3) ラーメン橋のように上下部構造が一体となった構造の慣性力作用位置は、橋軸方向および橋軸直角方向ともに上部構造の重心位置とする。



## 5-2-2 固有周期の算定

- (1) 橋の固有周期は、橋が地震時に同一の振動をするとみなし得る設計振動単位に分割して、構造部材及び基礎の変形の影響を考慮し、道路橋示方書V.耐震設計編 6.2.3 項の規定に基づき、各振動単位ごとに適切に算定するものとする。
- (2) 地震時に不安定となる地盤が存在する場合、土質定数の低減を見込まないで固有周期の算定をおこなうものとする。

(1) 固有周期算定にあたっての橋脚の剛性は、レベル 1 地震動に対する耐震性能の照査では橋脚の全断面を有効とみなして算出される剛性、レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査では橋脚の降伏剛性を用いるものとする。

1) 橋脚の降伏剛性は、橋脚の曲げ変形による降伏時の割線剛性  $K_y$  を示し、橋脚の降伏耐力  $P_y$  と降伏変位  $\delta_y$  の比 ( $K_y = P_y / \delta_y$ ) により算出するものとする。

$$EI_y = \alpha_y EI$$

$$\alpha_y = K_y / K \quad K = P_c / \delta_c \quad K_y = P_y / \delta_y$$

$EI_y$  : 降伏時の曲げ剛性

$EI$  : 弾性時の曲げ剛性

$\alpha_y$  : 降伏時の剛性低下率

$K$  : 橋脚の曲げ変形による弾性剛性

$K_y$  : 橋脚の曲げ変形による降伏時の割線剛性

$P_c, \delta_c$  : 鉄筋コンクリート橋脚のひび割れ時の耐力と水平変位

$P_y, \delta_y$  : 鉄筋コンクリート橋脚の降伏時の耐力と水平変位

2) 上部構造および基礎構造の剛性は、レベル 1 地震動およびレベル 2 地震動に対する耐震性能の照査ともに、一般に全断面有効とみなして算出するものとし、基礎構造の設計に用いる地盤反力係数は、道路橋示方書IV.下部構造編の規定により求めるものとする。

3) 固有周期を算定する際に用いる地盤反力係数は、道路橋示方書V.耐震設計編 6.2.3 項の規定により、地震時に地盤に生じる変形に相当する地盤の剛性から求めるものとし、岩盤上の直接基礎においては、基礎地盤の変形による影響の度合いを判断し、その影響を考慮するしないを決定するものとする。

4) 地盤の動的変形係数  $ED$  の算定に必要となる地盤のせん断弾性波速度  $VSD$  は、架橋位置において  $PS$  検層あるいは弾性波探査等により測定された実測値を用いることを原則とする。

5) 支承部において地震時水平反力分散構造に用いる積層ゴム支承は、その剛性を用いるものとする。また、免震支承のように等価剛性が変形により変化する支承は、有効設計変位に相当する等価剛性を用いるものとする。

- 6) 設計振動単位が 1 基の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合には、1 自由度系の振動理論を用いて、道路橋示方書V. 耐震設計編 6.2.3(2)項により固有周期を算出するものとする。固有周期の算定にあたっての留意事項を下記に示すものとする。
- イ) 固有周期の算定は、道路橋示方書V. 耐震設計編 6.2.3(2)項の解説文に示される式(解 6.2.7)～式(解 6.2.9)を参考に基礎構造形式に応じて算出するものとする。
  - ロ) 基礎構造天端に生じる水平変位と回転角の算出は、基礎構造種別に応じて道示IV下部構造編の解説に示される地盤抵抗特性を考慮した解析モデルを用いるが、地盤反力係数の基準値は、地盤の動的せん断変形係数より求めるものとする。
  - ハ) レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査において、固有周期を算出する際には、橋脚の降伏剛性を用いて下部構造躯体の曲げ変形  $\delta_P$  を用いることが必要であり、橋脚の降伏変位  $\delta_y$  を用いてはならない。
- 7) 設計振動単位が複数の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合には、上部構造および下部構造の剛性と重量の分布を算出し、橋を離散型の骨組み構造にモデル化し、このモデルの各節点に上部構造および耐震設計上の地盤面から上の下部構造の重量に相当する力を慣性力の作用方向に静的に作用させ、各節点に生じる水平変位から固有周期を道路橋示方書V. 耐震設計編 6.2.3(3)項により算出するものとする。このように固有周期を算出する方法は、静的フレーム法による固有周期の算出と呼ぶものとする。

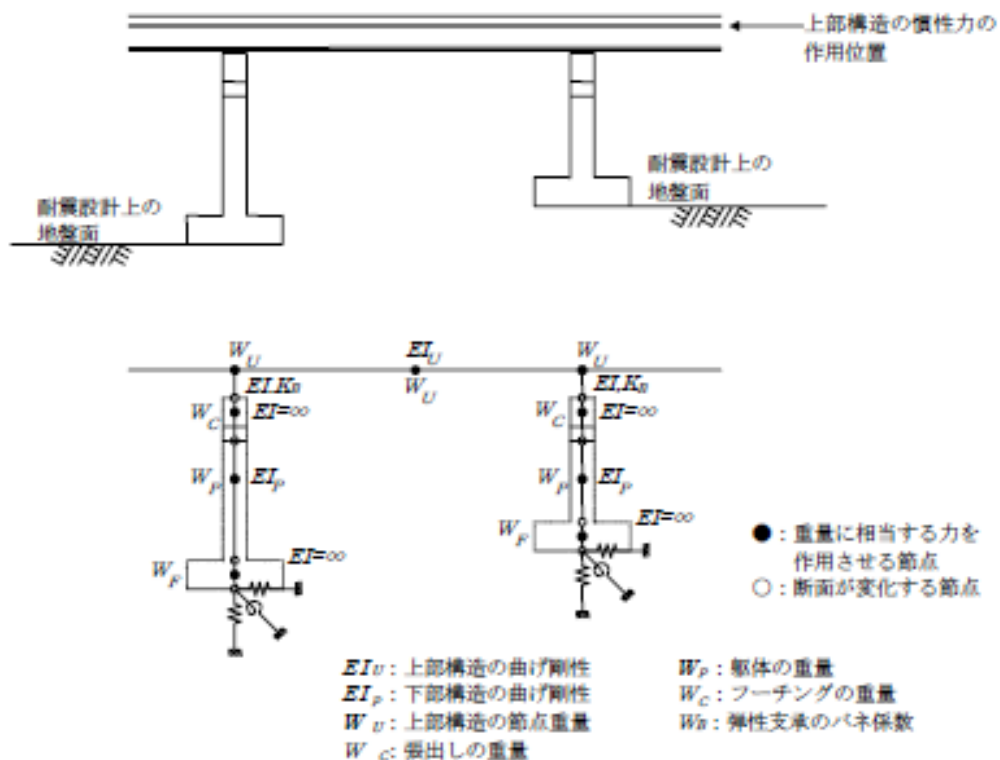


図 3-18 設計振動単位が複数の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合の振動モデル

- 8) 静的フレーム法により固有周期を算定する際、橋のモデル化における留意事項を下記に示すものとする。
- イ) 静的フレームモデルは、橋の固有周期および分担重量を算出することが目的であることから、剛性および重量の算出にあたっては、二次部材は無視して重要な部材のみを考慮するものとする。
  - ロ) 上部構造の剛性の算出については、レベル 1 地震動およびレベル 2 地震動の耐震性能の照査にあたって、非合成桁であっても床版を含めた全断面を有効とみなした剛度を用いるとよい。また、断面変化が少ない場合には、橋長にわたって平均剛度を用いてもよいものとする。
  - ハ) 下部構造のうち、橋台については全断面を有効とした剛性を考慮するものとし、橋台背面土の重量および変形等の影響は無視してもよい。
  - ニ) 下部構造のうち、橋脚についてはレベル 1 地震動に対する耐震性能の照査にあたっては全断面を有効とした剛性を考慮するものとし、また、レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査にあたっては橋の振動応答の中で橋脚に生じる塑性ヒンジが主たる非線形要因であることから、降伏剛性を用いるものとする。
  - ホ) 基礎構造物の剛性については、レベル 1 地震動およびレベル 2 地震動に対する耐震性能の照査ともに、全断面を有効とした剛性を考慮するものとする。
  - ヘ) 橋台および橋脚の基礎構造物の条件は、動的せん断弾性係数 ED を用いて算出した地盤の変形係数に基づく連成バネにて評価するものとする。
  - ト) 上部構造は、はりモデルとして取り扱うが上部構造を表すはりの位置は、上部構造の重心位置とする。鋼非合成鉄桁および鋼箱桁の場合には、一般に床版の下面とし、鋼床版箱桁の場合には、一般に路面から構造高の 1/3 の位置としてよい。また、PC 桁の場合には、重心位置を求めて設定するものとする。
  - チ) 道路縦断勾配の影響は、通常は無視した水平な 1 本のはりモデルとしてよいが、ランプ橋等で道路縦断勾配が厳しい場合には、モデル化に反映することが望ましい。
  - リ) 支承のモデル化は支承の種類および支承条件等を考慮し、適切におこなうことが必要である。
  - ル) 固有周期の算定にあたっては、可動支承の摩擦の影響は無視するものとするが、斜橋や曲線橋等で慣性力作用方向と可動支承の可動方向が一致しない場合、可動方向に直角方向の分力が生じるため、支承の可動方向を正しくモデル化するものとする。
  - レ) 上下部構造間の相対変位に対する拘束条件は、一般に支承形式に応じて下表のとおりとする。

表 3-8 支承部拘束条件の例

支承条件	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向	橋軸回り	橋軸直角回り	鉛直軸回り
固定支承	拘束	拘束	拘束	拘束	自由	自由
可動支承	自由	拘束	拘束	拘束	自由	自由
ゴム支承	ばね	ばね	拘束	拘束	自由	自由
免震支承	ばね	ばね	拘束	拘束	自由	自由

- 7) 弾性支承等の剛性を利用して慣性力の分散を図る場合には、積層ゴム支承のように変形によって剛性の変化しない支承では、その剛性をバネとしてモデル化してよい。また、免震支承のように等価剛性が変形により変化する支承においては、有効設計変位に相当する支承の剛性を用いるものとする。
- 7) 一般の固定支承および可動支承としてゴム支承を用いる場合には、固有周期および慣性力の算定において、ゴム支承の剛性は考慮しないものとする。
- 9) 連続桁が複数連続する場合のかけ違い橋脚においては、かけ違い橋脚上に水平力分散支承を設ける場合と、橋脚間の固有周期特性が大きく異なる場合の橋軸直角方向については、隣接する連続げたの影響を考慮するものとする。
- イ) かけ違い橋脚上に水平力分散支承を設ける場合の橋軸方向両方の連続げたについて隣接スパンの 1/2 の重量を付加したモデルによって水平反力の分担率を算定し、かけ違い橋脚における各々の分担率が大きく異なる場合は、分担率を考慮した重量を付加して分担率の再検討をおこない、最適な分担率に相当する重量をかけ違い橋脚の上部構造の慣性力作用位置を表す節点に付加するものとする。

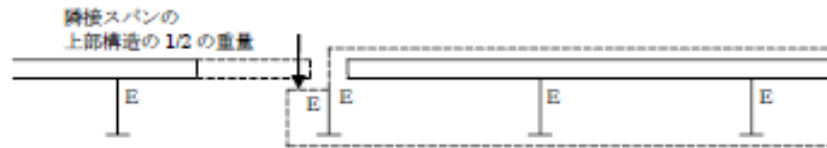


図 3-19 連続桁が複数連続する場合のモデル化(水平力分散支承の橋軸方向)

- ロ) 橋脚間の固有周期特性が大きく異なる場合の橋軸直角方向  
隣接するスパンの上部構造重量の 1/2 を、かけ違い橋脚の上部構造の慣性力作用位置を表す節点に付加するものとする。



図 3-20 連続桁が複数連続する場合のモデル化  
(固有周期の大きく異なる場合の橋軸直角方向)

- 10) 地盤のバネ定数は道路橋示方書Ⅳ. 下部構造編を参照して求めるものとするが、この場合に用いる地盤反力係数は、道路橋示方書Ⅳ. 下部構造編 9.6 項によるものとするが、その基準値は道路橋示方書Ⅴ. 耐震設計編 6.2.3 項に示される式(解 6.2.1)～(解 6.2.6)により求めるものとする。
- イ) 地盤の動的せん断変形係数を求める際の地盤の単位体積重量は、浮力を考慮しないものとする。
  - ロ) 地盤の動的ポアソン比は、一般の沖積および洪積地盤では地下水位以浅で 0.45、地下水位以深で 0.5 とする。
  - ハ) 耐震設計上ごく軟弱な粘性土層または橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層においても、安全側の設計地震力を求めることに配慮し、土質定数の低減はおこなわないものとする。
  - ニ) 岩盤における平均せん断弾性波速度  $V_{si}$  は、原則として弾性波速度あるいは PS 検層による実測値を用いるものとする。

## 5-3 レベル 1 地震動に対する耐震性能照査

### 5-3-1 慣性力の算定方法

- (1) 設計振動単位が 1 基の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合、上部構造の慣性力として、当該の下部構造が支持している上部構造部分の重量にレベル 1 地震動の設計水平震度を乗じた値を用いるものとする。
- (2) 設計振動単位が複数の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合、固有周期 T を算定する際に、橋の各部に生じる断面力を同時に求めておき、その値にレベル 1 地震動の設計水平震度を乗じた値を用いるものとする。
- (3) 上部構造と下部構造の連結部分が慣性力作用方向に対して可動の場合、上部構造の慣性力として連結部分に支承の静摩擦力を作用させるものとする。

(1) 設計振動単位が 1 基の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合には、上部構造の慣性力として、当該の下部構造が支持している上部構造部分の重量にレベル 1 地震動の設計水平震度(kh)を乗じた値を用いるものとする。

(2) 設計振動単位が複数の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合には、上部構造および下部構造の重量にレベル 1 地震動の設計水平震度(kh)を乗じた水平力を算出し、この値を設計振動単位に慣性力作用方向に作用させ、慣性力を算出するものとする。

算出手法としては、静的フレーム法により固有周期を算出する際に、橋の各部に生じる断面力を同時に求めておき、次式により慣性力による断面力を算出するものとする。

$$F_d = kh \cdot F / kh \cdot unit$$

ここに、 $F_d$  : 慣性力による断面力(kN もしくは kN・m)

$kh$  : 上部構造を含めた設計振動単位のレベル 1 地震動の設計水平震度

$F$  : 上部構造および耐震設計上の地盤面より上の下部構造重量に相当する水平力を慣性力作用方向に作用させた場合の断面力(kN もしくは kN・m)

$kh \cdot unit$  : 断面力 F の算出の際の水平震度 (=1.0)

1) 設計振動単位が複数の下部構造とそれが支持している上部構造からなる場合において、支承条件および橋脚間の剛性の相違により、設計計算上、橋脚の慣性力の分担が極端に小さくなることが想定され、その結果として耐力の極端に小さな橋脚が設計される場合も生じる。このような場合、橋全体としての抵抗特性を考慮し、橋全体系としての耐震安全性に十分配慮するものとする。

2) 上部構造と下部構造の連結部分が慣性力作用方向に対して可動の場合、レベル 1 地震動による耐震設計では、慣性力にかえて当該下部構造の可動支承に生じる静摩擦力を水平方向荷重として支承の底面位置に作用させるものとする。

$$H = R_d \cdot f$$

ここに、H：静摩擦力(kN)

$R_d$ ：死荷重による鉛直反力(kN)

f：静摩擦係数(道路橋示方書・同解説 I. 共通編による)

5-3-2 レベル 1 地震動の設計水平震度

(1) レベル 1 地震動の耐震性能照査に用いる設計水平震度は、次式により求めるものとする。  

$$K_h = c_z \cdot k_{h0} \quad (\geq 0.1)$$
 ここに、 $k_h$  : レベル 1 地震動の設計水平震度(小数点以下 2 けたに丸める)  
 $c_z$  : 地域別補正係数  
 $k_{h0}$  : レベル 1 地震動の設計水平震度の標準値

(2) 同一の設計振動単位においては、同一の設計水平震度を用いることを原則とする。

(1) レベル 1 地震動における設計水平震度の標準値  $k_{h0}$  は、表 3-9 のとおりとする。設計水平震度の下限値は、実効的に橋の地震被害を防止できない場合が生じることを防ぐために設計水平震度が 0.1 を下回らないようにするものとする。

表 3-9 レベル 1 地震動の設計水平震度の標準値 ( $k_{h0}$ )

地盤種別	固有周期 $T(s)$ に対する $k_{h0}$ の値		
I 種	$T < 0.1$ $k_{h0} = 0.431 \cdot T^{1/3}$ ただし、 $k_{h0} \geq 0.16$	$0.1 \leq T \leq 1.1$ $k_{h0} = 0.20$	$1.1 < T$ $k_{h0} = 0.213 \cdot T^{-2/3}$
II 種	$T < 0.2$ $k_{h0} = 0.427 \cdot T^{1/3}$ ただし、 $k_{h0} \geq 0.20$	$0.2 \leq T \leq 1.3$ $k_{h0} = 0.25$	$1.3 < T$ $k_{h0} = 0.298 \cdot T^{-2/3}$
III 種	$T < 0.34$ $k_{h0} = 0.430 \cdot T^{1/3}$ ただし、 $k_{h0} \geq 0.24$	$0.34 \leq T \leq 1.5$ $k_{h0} = 0.30$	$1.5 < T$ $k_{h0} = 0.393 \cdot T^{-2/3}$

1) 土の重量に起因する慣性力および地震時土圧には、橋の振動特性が大きく影響しないことより、これらの算定に用いる設計水平震度の標準値 ( $k_{hg0}$ ) は、表 3-10 のとおりとする。

表 3-10 設計水平震度の標準値 ( $k_{hg0}$ )

耐震設計上の地盤種別	I 種	II 種	III 種
$K_{hg0}$	0.16	0.20	0.24

2) 土に起因する慣性力とは、逆 T 式橋台および控え壁橋台において安定計算におけるフーチングの載荷土による慣性力をいうものとする。

3) 箱式橋台およびラーメン式橋台の中詰め土は、安全側の配慮として橋台と同等の設計水平震度を用いて慣性力を算出するものとする。

4) 地域別補正係数  $c_z$  は、本編第 2 章表 3-2 に示すとおりとする。

(2) 同一の設計振動単位において、地盤種別が異なった場合には異なった設計水平震度を与えることになるが、同一の設計振動単位においては、同じ地震力を考慮することが望ましいため、原則として同一の設計振動単位では設計水平震度は同一の値を用いることとする。



5-3-3 耐震性能 1 の照査

(1) 耐震性能 1 に対する各部材の限界状態は、各部材のコンクリートまたは鋼材等に生じる応力度が地震の影響を考慮した許容応力度に達した状態とする。

(2) 各部材の耐震性能 1 の照査は、道路橋示方書Ⅱ. 鋼橋編、Ⅲ. コンクリート橋編およびⅣ. 下部構造編の規定により許容応力度法によりおこなうものとする。

(1) 耐震性能 1 の照査において各部材に対して設定される限界状態と主な照査項目をまとめて下記に示すものとする。

表 3-11 耐震性能 1 に対する主な照査項目

耐震性能1を満足する各部材の限界状態組み合わせ			耐震性能の観点		主な照査項目
			照査において支配的となる観点		
上部構造	本体	力学特性が弾性域を超えない限界の状態	耐震設計上の修復性 耐震設計上の供用性	耐震設計上の安全性	応力度く許容応力度
	伸縮装置	損傷が生じない限界の状態	耐震設計上の修復性 耐震設計上の供用性	耐震設計上の安全性	地震時設計伸縮量 く伸縮装置の伸縮量
支承部	ゴム支承	力学特性が弾性域を超えない限界の状態	耐震設計上の修復性 耐震設計上の供用性	耐震設計上の安全性	せん断ひずみく許容せん断ひずみ 応力度く許容応力度
	鋼製支承				応力度く許容応力度
橋脚および橋台		力学特性が弾性域を超えない限界の状態	耐震設計上の修復性 耐震設計上の供用性	耐震設計上の安全性	応力度く許容応力度
基礎		基礎の力学特性が弾性域を超えることなく、基礎を支持する地盤の力学特性に大きな変化が生じない限見の丑能	耐震設計上の修復性 耐震設計上の供用性	書耐震設計上蓋の安全性	支持力く許容支持力 応力度く許容応力度 応答変位く許容変位
	フーチング	力学特性が弾性域を超えない限界の状態	耐震設計上の修復性 耐震設計上の供用性	耐震設計上の安全性	応力度く許容応力度



## 5-4 レベル 2 地震動に対する耐震性能照査

### 5-4-1 一般

- (1) レベル 2 地震動の耐震性能照査は、着目している構造部材に塑性化が生じた場合、適切な靱性を確保し、エネルギー吸収性能を高めることにより、構造部材に生じる損傷を許容できる範囲にとどめることを目標とする。
- (2) 1 次振動モードが卓越するような単純な構造系においては、レベル 2 地震動に対する照査として地震時保有水平耐力法を適用しておこなうものとする。
- (3) 地震時保有水平耐力法にて耐震性能の照査をおこなう場合、原則として設計振動単位を 1 基の下部構造とそれが支持している上部構造部分を単位とする構造系に分割しておこなうものとする。

(1) レベル 2 地震動に対する照査においては、構造部材の強度を向上させるだけで地震力に抵抗することに限界があるため、条文(1)に示す観点に着目することとし、その照査手法として地震時保有水平耐力法を適用するものとした。

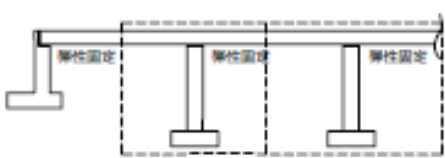
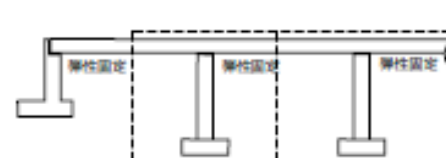
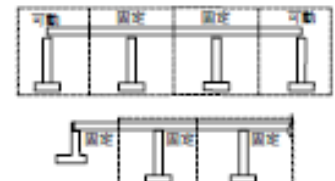

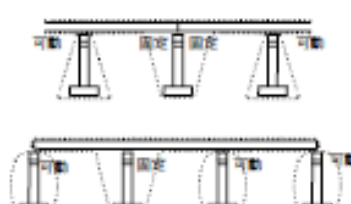
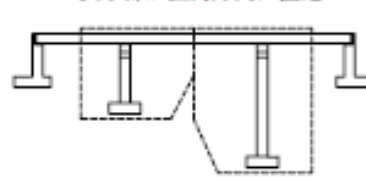
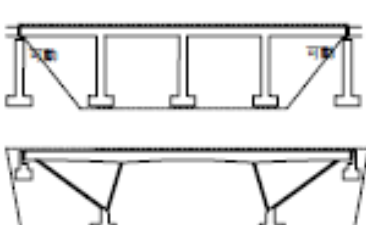
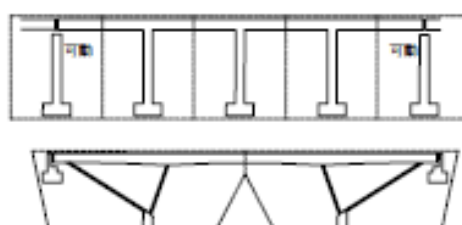
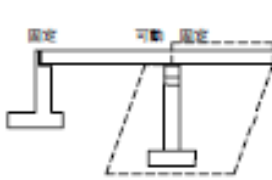
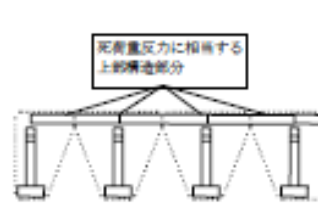
(2) 地震時保有水平耐力法はエネルギー一定則を基本としているため、この手法により耐震性能の照査をおこなう場合には、その適用に十分留意することが必要である。

したがって、ラーメン構造等のように複数の箇所に塑性化が生じるような構造系を採用する場合、エネルギー一定則の適用性が十分に明らかにされていないため、動的照査法により耐震性能を照査するのがよい

また、液状化の生じない地盤上にある橋台は、レベル 1 地震動に対して耐震性能 1 を満足する場合、レベル 2 地震動に対して耐震性能 2、耐震性能 3 を満足することが明らかとなった。そこで、橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上の橋台のみを対象として、橋台基礎に対してレベル 2 地震動に対する耐震性能の照査を行うものとする。ただし、裏込め土等が存在しない特殊な橋台形式で橋脚と同様な振動特性を有する橋台の場合には、レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査を橋脚と同様に行うものとする。

(3) 地震時保有水平耐力法にて耐震性能の照査をおこなう場合、設計水平振動単位を 1 基の下部構造とそれが支持している上部構造部分を単位とする構造系に分割する際に、当該下部構造に作用する慣性力等の荷重条件等が設計水平振動単位全体を考慮した場合と同等になるように適切にモデル化することが必要である。

表 3-12 レベル 2 地震動時における耐震設計を行う単位

橋の形式		橋軸方向	橋軸直角方向
連続桁橋	地震時水平力分散構造の場合		支承部が直角方向に弾性固定 
	多点固定の場合		大きく異なる 橋脚間の固有周期特性 支承部が直角方向に固定 死荷重反力に相当する上級構造部分 
	一点固定の場合		大きく異なる 支承部が直角方向に固定 
斜材付きπ型ラーメン橋			
単純桁橋	固定可動条件有る場合 	死荷重反力に相当する上級構造部分 	

注：橋台は、液状化の生じる地盤上にある場合には、レベル2地震動に対する照査を実施する。

- 1) 地震時保有水平耐力法により耐震性能の照査をおこなうにあたり、ラーメン橋の面内方向のように塑性化が複数の箇所で見られ、その塑性化によって構造系内で断面力の再配分が生じる場合、この影響を適切に考慮することが必要であるため、設計振動単位を分割せずに橋全体をモデル化することが必要である。
- 2) 地震時保有水平耐力法により耐震性能の照査をおこなうにあたり、設計振動単位を分割せずに橋全体をモデル化し、非線形静的解析をおこなうにあたっての留意事項を下記に示すものとする。
  - 1) 橋全体系モデルによる非線形静的解析は、部材の非線形特性を考慮したモデルに対し、上部構造と下部構造の重量に水平震度を乗じることによって得られる慣性力を作用させ、その荷重（水平震度）を漸増させることにより変位・断面力や部材の非線形化の程度を算定するものである。

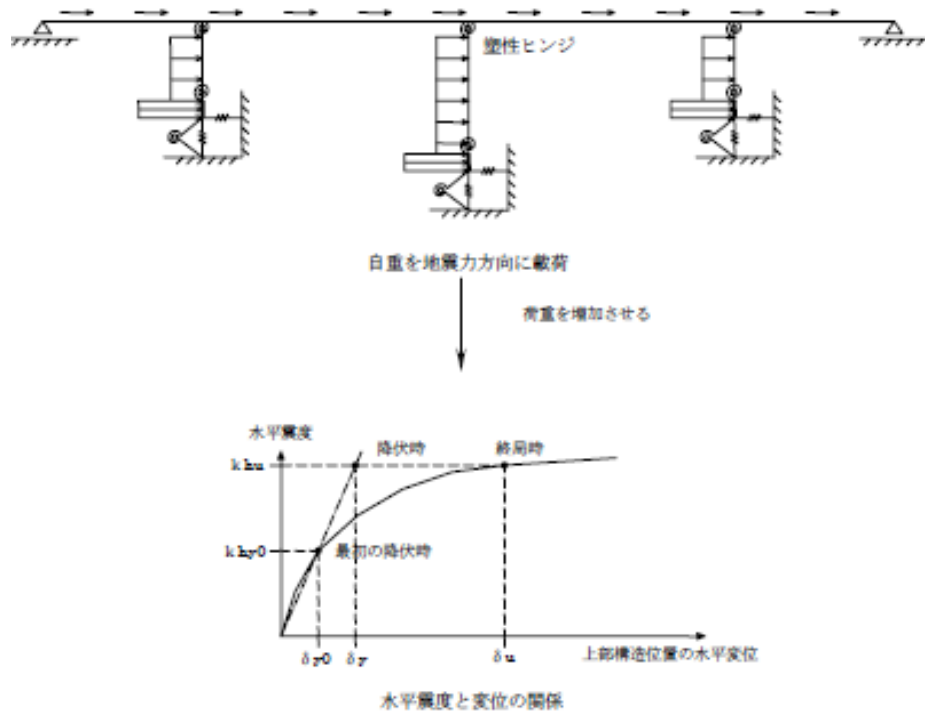


図 3-22 ラーメン橋の非線形静的解析の概念

- ロ) 構造系が単純で特定の振動モードが卓越し、主たる塑性ヒンジの生じる部位が明確になっているようなラーメン橋の場合、卓越する振動モードに相当する静的な地震力を作用させた非線形静的解析により橋全体系の非線形挙動を解析し、これとエネルギー一定則等を組み合わせた静的照査法により耐震性能の照査をおこなうことが可能である。
- ハ) 高橋脚を有するラーメン橋のように、動的照査法による耐震性能の照査が原則である場合においても、変位と水平震度の関係、地震力による軸力変動の影響、水平変位に伴う付加曲げモーメント等を検討することにより、部材の降伏から終局までの機構を把握し、動的照査法による照査にあたっての基礎資料とするため、非線形静的解析をおこなうことが望ましい。
- ニ) 非線形静的解析においては、最初に一つの塑性ヒンジが終局に達してから、全ての塑性ヒンジが終局に達するまでの個々の塑性ヒンジの関係が明らかとなり、橋全体の地震時保有水平耐力や変形性能の把握が可能となるため、個々の塑性ヒンジの耐力バランスに着目することが必要である。
- ホ) 橋全体系モデルによる非線形静的解析をおこなう場合、モデルの簡略化のために上部構造を全断面有効として剛性を設定するが、慣性力による上部構造の断面力が大きくなり、降伏耐力を上回ることもあることから、上部構造の安全性についても照査をおこなうものとする。

#### 5-4-2 慣性力の算定方法

- (1) レベル 2 地震動における慣性力は、構造物の重量にレベル 2 地震動時の設計水平震度を乗じた水平力とし、これを設計振動単位の慣性力の作用方向に作用させるものとする。
- (2) 上部構造と下部構造の連結部分が慣性力の作用方向に対して可動の場合、上部構造の慣性力としては、上部構造の死荷重反力の 1/2 にレベル 2 地震動時の設計水平震度を乗じた力を作用させるものとする。

- (1) レベル 2 地震動における慣性力の算定方法および作用方向の考え方の基本は、レベル 1 地震動と同様であるため、レベル 1 地震動における考え方を参考にするものとするが、設計水平震度については、レベル 2 地震動における設計水平震度を用いるものとする。
- (2) 上部構造と下部構造の連結部分が慣性力の作用方向に対して可動となる場合、地震時保有水平耐力法による耐震性能の照査において死荷重反力の 1/2 にレベル 2 地震動の設計水平震度を乗じた値を慣性力として用いるが、このような慣性力を考慮するのは可動支承のみを有する橋脚を対象とするものとする。

$$H = 1/2 \cdot R_d \cdot k_{hc}$$

ここに、H : 水平荷重(kN)

R<sub>d</sub> : 死荷重による鉛直反力(kN)

k<sub>hc</sub> : レベル 2 地震動時における設計水平震度

5-4-3 レベル 2 地震動の設計水平震度

(1) レベル 2 地震動の耐震性能照査に用いる設計水平震度は、次式により求めるものとする。

1) レベル 2 地震動(タイプ I)の設計水平震度

$$k_{hc} = c_s \cdot c_{Iz} \cdot K_{hc0} \quad (\geq 0.4 \cdot c_{Iz})$$

ここに、 $k_{hc}$ ：レベル 2 地震動(タイプ I)の設計水平震度(小数点以下 2 けたに丸める)

$c_s$ ：構造物特性補正係数

$c_{Iz}$ ：地域別補正係数

$K_{hc0}$ ：レベル 2 地震動の設計水平震度の標準値

ただし、レベル 2 地震動の設計水平震度の標準値  $K_{hc0}$  に地域別補正係数  $c_{Iz}$  を乗じた値が 0.40 を下回る場合には設計水平震度は 0.40 に構造物特性補正係数  $c_s$  を乗じた値とする。

2) レベル 2 地震動(タイプ II)の設計水平震度

$$k_{hc} = c_s \cdot c_{IIz} \cdot K_{hc0} \quad (\geq 0.4 \cdot c_{IIz})$$

ここに、 $k_{hc}$ ：レベル 2 地震動(タイプ I)の設計水平震度(小数点以下 2 けたに丸める)

$c_s$ ：構造物特性補正係数

$c_{IIz}$ ：地域別補正係数

$K_{hc0}$ ：レベル 2 地震動の設計水平震度の標準値

ただし、レベル 2 地震動の設計水平震度の標準値  $K_{hc0}$  に地域別補正係数  $c_{IIz}$  を乗じた値が 0.60 を下回る場合には設計水平震度は 0.60 に構造物特性補正係数  $c_s$  を乗じた値とする。

(2) 同一の設計振動単位においては、同一の設計水平震度を用いることを原則とする。ただし、土の重量に起因する慣性力及び地震時土圧の算出に際しては、下部構造位置における地盤種別に応じて算出される設計水平震度を用いることとする。

(1) レベル 2 地震動における設計水平震度の標準値 ( $k_{hc0}$ ) は、表 3-13、表 3-14 のとおりとする。

表 3-13 レベル 2 地震動 (タイプ I) の設計水平震度の標準値 ( $k_{hc0}$ )

地盤種別	固有周期 T(s) に対する $k_{hc0}$ の値		
I 種	$T < 0.16$ $k_{hc0} = 2.58 \cdot T^{1/3}$	$0.16 \leq T \leq 0.6$ $k_{hc0} = 1.40$	$0.6 < T$ $k_{hc0} = 0.996 \cdot T^{-2/3}$
II 種	$T < 0.22$ $k_{hc0} = 2.15 \cdot T^{1/3}$	$0.22 \leq T \leq 0.9$ $k_{hc0} = 1.30$	$0.9 < T$ $k_{hc0} = 1.21 \cdot T^{-2/3}$
III 種	$T < 0.34$ $k_{hc0} = 1.72 \cdot T^{1/3}$	$0.34 \leq T \leq 1.4$ $k_{hc0} = 1.20$	$1.4 < T$ $k_{hc0} = 1.50 \cdot T^{-2/3}$

表 3-14 レベル 2 地震動 (タイプ II) の設計水平震度の標準値 ( $k_{hc0}$ )

地盤種別	固有周期 T(s) に対する $k_{hc0}$ の値		
I 種	$T < 0.3$ $k_{hc0} = 4.46 \cdot T^{2/3}$	$0.3 \leq T \leq 0.7$ $k_{hc0} = 2.0$	$0.7 < T$ $k_{hc0} = 1.24 \cdot T^{-4/3}$
II 種	$T < 0.4$ $k_{hc0} = 3.22 \cdot T^{2/3}$	$0.4 \leq T \leq 1.2$ $k_{hc0} = 1.75$	$1.2 < T$ $k_{hc0} = 2.23 \cdot T^{-4/3}$
III 種	$T < 0.5$ $k_{hc0} = 2.38 \cdot T^{2/3}$	$0.5 \leq T \leq 1.5$ $k_{hc0} = 1.50$	$1.5 < T$ $k_{hc0} = 2.57 \cdot T^{-4/3}$

- 1) レベル 2 地震動の設計水平震度の標準値に地域別補正係数を乗じた値の下限値をタイプ I で 0.40、タイプ II で 0.60 としたのは、設計水平震度が長周期領域においても地盤面における水平震度を下回らないことおよび長周期領域においても中間周期領域における設計水平震度を大きく下回らないようにすることを意図したものである。
- 2) 構造物特性補正係数を考慮した設計水平震度の下限値を  $0.40 \cdot C_z$  としたのは、固有周期が長い構造物等では設計水平震度が極端に小さくなる場合も生じるが、このような場合においても構造物に一定以上の耐力を付与し、耐力の過度に低い構造物が設計されないことに配慮したものである。
- 3) 地域別補正係数  $c_{Iz}$  および  $c_{IIz}$  は、本編第 2 章 表 3-2 に示すとおりとする。
- 4) レベル 2 地震動に対する耐震性能照査における砂質土層の液状化の判定においては、次式により算出する地盤面における設計水平震度を用いるものとする。

$$k_{hg} = c_z \cdot k_{hgo}$$

ここに、 $k_{hg}$  : レベル 2 地震動の地盤面における設計水平震度(小数点以下 2 けたに丸める)

$c_z$  : 地域別補正係数

$k_{hgo}$  : レベル 2 地震動の地盤面における設計水平震度の標準値

表 3-15 レベル 2 地震動の地盤面における設計水平震度の標準値 (khgo)

地震動タイプ	地 盤 種 別		
	I 種	II 種	III 種
タイプ I	0.50	0.45	0.40
タイプ II	0.80	0.70	0.60

- 5) 構造物特性補正係数  $C_s$  は、道路橋示方書 V. 耐震設計編 6.4.5 項に基づき算出するものとする。完全弾塑性型の復元力特性を有する 1 自由度震度系にモデル化が可能な構造系に対する構造物特性補正係数  $c_s$  は、エネルギー一定則に基づき下式により算出することができる。

$$c_s = 1 / (2 \times \mu a - 1)^{1/2}$$

ここに、 $c_s$  : 構造物特性補正係数

$\mu a$  : 完全弾塑性型復元力特性を有する構造系の許容塑性率

許容塑性率の算出は、橋脚の基部に主たる塑性化を考慮する鉄筋コンクリート橋脚の場合には、耐震性能に応じて道路橋示方書 V. 耐震設計編 10.2 項の (3) に示される式 (10.2.3) および式 (10.2.4) に基づきおこなうものとする。

また、ラーメン橋のように、橋脚基部以外の部位にも主たる塑性化を考慮する場合には、橋全体系に対する非線形静的解析等をおこなうことにより、降伏変位と終局変位を求め、これらの値を用いて同式により許容塑性率を算出することができる。

- (2) 同一の設計振動単位において、許容塑性率や地盤種別が変化した場合には異なった設計水平震度を与えることになるが、同一の設計振動単位においては、同じ地震力を考慮することが望ましいため、



原則として同一の設計振動単位では設計水平震度は同一の値を用いることとする。

#### 5-4-4 耐震性能 2 の照査

- (1) 耐震性能 2 の照査は、当該部材に設定した限界状態を超えていないことを照査することによりおこなうものとする。
- (2) 耐震性能 2 の照査にあたり設定する橋の限界状態は、橋としての機能の回復を速やかにおこないうるようになるため、塑性化を考慮する部材と塑性化させない部材を明確に区分するものとし、地震時においては、塑性化を考慮した部材にのみ塑性化が生じるようにした上で、生じる損傷が修復を容易におこない得る程度のもので定める。
- (3) 単柱式鉄筋コンクリート橋脚ならびに一層式の鉄筋コンクリートラーメン式橋脚は、道路橋示方書Ⅴ.耐震設計編 6.4.6 項により照査を行うものとする。
- (4) 橋脚基礎は、道路橋示方書Ⅴ.耐震設計編 6.4.7 項により照査を行うものとする。
- (5) 橋台基礎は、原則として橋台周辺地盤が橋台に影響を与える液状化が生じると判定された場合、道路橋示方書Ⅴ.耐震設計編 6.4.8 項により照査を行うものとする。
- (6) 上部構造は、地震の影響を支配的に受ける上部構造を対象として、道路橋示方書Ⅴ.耐震設計編 6.4.9 項により照査を行うものとする。
- (7) 支承部は、道路橋示方書Ⅴ.耐震設計編 6.4.10 項により照査を行うものとする。

- (1) 耐震性能 2 の照査をおこなう場合、一般的な桁橋における各部材に対して設定される限界状態と主たる照査項目をまとめて下表に示すものとする。

表 3-16 耐震性能 2 に対する主な照査項目

(一般的なけた橋で、橋脚に主たる塑性化を考慮することを設計条件とした場合の例)

耐震性能 2 を満足する各部材の限界状態の組み合わせ			耐震性能の観点		主な照査項目
			照査において支配的となる観点		
上部構造	遊間	損傷が生じない限界の状態	耐震設計上の修復性	耐震設計上の共用性	上部構造端部の遊間の設計値 < 上部構造端部の遊間
支承部	弾性支承	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	耐震設計上の修復性	童警震諾上耐震設計上の安全性	せん断ひずみ < 許容せん断ひずみ 断面力 < 耐力
	鋼製支承			水平地震力 < 水平耐力	
橋	脚	損傷の修復を容易におこない得る限界の状態	耐震設計上の修復性 耐震設計上の供用性	耐震設計上の安全性	慣性力 < 地震時保有水平耐力 残留変位 < 許容残留変位
基礎	礎	副次的な塑性化にとどまる限界の状態	耐震設計上の修復性 耐震設計上の供用性	耐震設計上の安全性	設計水平震度 < 基礎の降伏耐力 作用せん断力 < せん断耐力
	フーチング	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	耐震設計上の修復性 耐震設計上の供用性	耐震設計上の安全性	作用曲げモーメント < 降伏曲げモーメント 作用せん断力 < せん断耐力

(3) 鉄筋コンクリート橋脚における耐震性能 2 の照査は、鉄筋コンクリート橋脚の塑性領域を考慮した変形性能により照査をおこなうものとする。

- 1) 鉄筋コンクリート橋脚は、地震時保有水平耐力  $P_a$  が当該橋脚が支持している上部構造部分の重量  $W_u$  と橋脚重量  $W_p$  により求まる等価重量  $W$  にレベル 2 地震動の設計水平震度  $k_{hc}$  を乗じて算出される慣性力以上となるように設計するものとする。

$$k_{hc} \cdot W \leq P_a$$

ここに、 $k_{hc}$  : レベル 2 地震動の設計水平震度

$W$  : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (N)

$P_a$  : 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力 (N)

地震時保有水平耐力法に用いる等価重量  $W$  は、道路橋示方書 V. 耐震設計編 6.4.6 項に示される式(6.4.8)に基づき算出するものとする。

また、鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力  $P_a$  は、道路橋示方書 V. 耐震設計編 10.2 項によるものとする。

- 2) 鉄筋コンクリート橋脚は震災後の修復の容易性を考慮し、橋脚に生じる残留変位が許容残留変位以下であるように設計するものとする。

$$\delta R \leq \delta Ra$$

ここに、 $\delta R$  : 橋脚の残留変位(mm)  
 $\delta Ra$  : 橋脚の許容残留変位(mm)

橋脚の残留変位  $\delta R$  は、道路橋示方書V.耐震設計編 6.4.6 項に示される最大応答塑性率を式(6.4.10)により算出し、この値により式(6.4.9)に基づき算出するものとする。

- 3) 橋脚の許容残留変位は、地震による損傷を限定された範囲にとどめ、橋としての機能回復を速やかにおこなうことを要求性能として耐震性能 2 に求めているため、原則として橋脚下端より上部構造の慣性力作用位置までの高さの 1/100 とする。
- 4) 許容残留変位の規定により設計が著しく不合理となるような高橋脚等においては、動的解析による検討を実施する等により、橋全体としての耐震性能確保の観点より別途定めるものとする。
- 5) ラーメン橋の橋脚のように上下部構造が一体的に挙動する橋を静的照査法にて耐震性能 2 の照査を非線形静的解析による場合には、下部構造慣性力の分布の影響により等価重量の算定方法が不明確となる。

したがって、非線形静的解析により耐震性能 2 の照査をおこなう場合、橋全体系における降伏水平震度  $khy$  を求め、レベル 2 地震動の設計水平震度  $khc$  を直接比較をおこなうこととする。

$$khc < khy$$

ここに、 $khc$  : レベル 2 地震動における設計水平震度  
 $khy$  : 橋全体系における降伏水平震度

また、残留変位の照査にあたっては、橋全体系に対する非線形静的解析をおこなうことにより、終局水平震度  $khu$  を求め、エネルギー一定則を適用することにより下式により最大応答塑性率  $\mu_{rT}$  を算出し、残留変位  $\delta R$  を道路橋示方書V.耐震設計編 6.4.6 項に示される式(6.4.9)により算出するものとする。

$$\mu_{rT} = 1/2 \{ (c2z \cdot k_{hco}/k_{hu})^2 + 1 \}$$

ここに、 $\mu_{rT}$  : 橋全体系の最大応答塑性率  
 $c2z$  : 地域別補正係数で地震動のタイプに応じて  $C_{1Z}$  または  $C_{2Z}$  を用いる  
 $k_{hco}$  : レベル 2 地震動の設計水平震度の標準値  
 $k_{hu}$  : 橋全体系の終局水平震度

- 6) 鉄筋コンクリート橋脚が曲げ破壊型の場合、弾性限界域以降の非線系域において靱性を許容する設計を地震時保有水平耐力法ではおこなっており、橋脚には弾塑性応答変位が生じ、この弾塑性応答変位が鉄筋コンクリート橋脚の有している終局水平変位以下である場合に、その鉄筋コンクリート橋脚は十分な変形性能を有していると判断される。この変形可能な性能を評価したものが塑性率であり、これに安全率を持たせて評価したものが許容塑性率である。

すなわち、塑性域における変位と弾性限界変位である降伏変位の比が塑性率であり、最大可能な変位である終局変位と降伏変位の比に安全率を考慮したものが許容塑性率である。

- 7) 弾塑性応答変位 ( $\delta p$ ) とは、鉄筋コンクリート橋脚が弾性応答をすると仮定した場合の地震力を受けたときの、橋脚に生じる弾塑性変形による水平変位を示し、この変位と降伏変位 ( $\delta y$ ) の比が応答塑性率 ( $\mu$ ) である。

$$\text{応答塑性率}(\mu) = \delta y / \delta p$$

- 8) 道路橋示方書においては、鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能 2 の照査は、力を指標としておこなうことを基本としているが、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚においては、変位を指標としてその照査をおこなうことも可能であり、変位を指標とした場合の照査式は下式のように表される。

$$\mu r \leq \mu a$$

ここに、 $\mu r$  : 橋脚の最大応答塑性率

$\mu a$  : 橋脚の許容塑性率

- 9) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚における面内方向の耐震性能 2 の照査を地震時保有水平耐力法によりおこなう場合、ラーメン橋脚全体の水平荷重-水平変位の骨格曲線を求め、エネルギー一定則を適用するものとし、その基本的な項目を下記に示すものとする。

- イ) 塑性ヒンジは柱上下端およびはり両端部の複数箇所に発生する。
- ロ) 塑性ヒンジでの曲げモーメントの曲率関係は軸力に応じて変化する。
- ハ) 終局状態は、構造系が不安定な状態(2 柱式ラーメン橋脚では 4 箇所の塑性ヒンジが終局)に達した状態、もしくは、塑性ヒンジの断面に生じる曲率が、当該断面の終局曲率の 2 倍に達する状態のいずれか早い状態とする。
- ニ) ラーメン橋脚面外方向の耐震性能 2 の照査は、各柱部材を 1 本柱とみなし、それぞれ 1 本柱としての地震時保有水平耐力法を適用する。

(4) 橋脚基礎は、基礎が地中部に存在することから橋脚躯体等と比べ損傷の発見が困難であり、また、損傷が発生した場合の補修も大規模とならざるを得ないことより、表 3-16 に示す耐震性能 2 の照査をおこなうものとする。

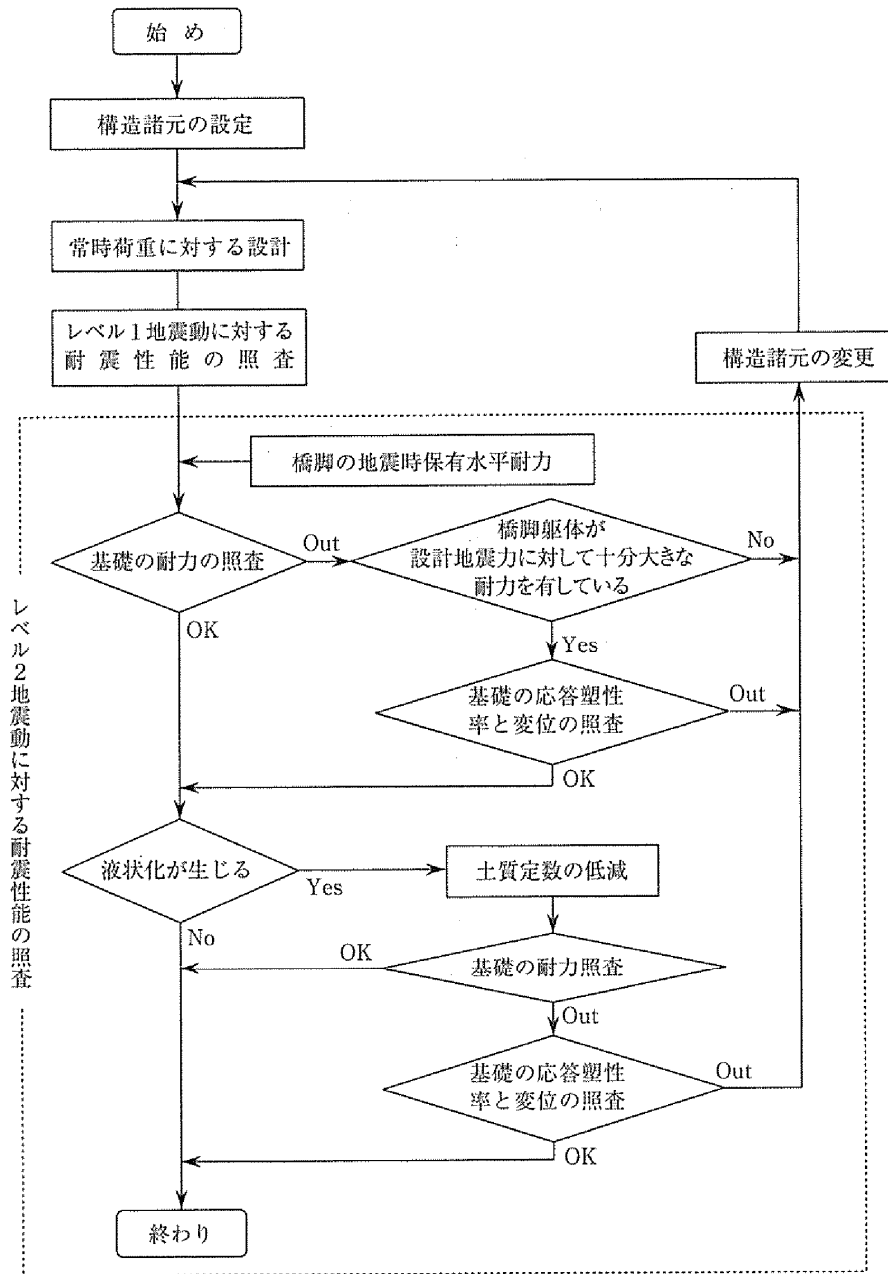


図 3-23 レベル 2 地震動に対する橋脚基礎構造物の照査手順

- 1) 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の耐震性能 2 の照査は、橋脚に生じる応答が塑性域に達する場合には、死荷重および次式により算出する設計水平震度に相当する慣性力を荷重として考慮するものとする。また、橋脚に生じる応答が弾性域に留まる場合には、橋脚基部に生じる断面力を荷重として考慮するものとする。

$$khp = c dF \cdot Pu / W$$

- ここに、khp : 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度  
 c dF : 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度算出のための補正係数(=1.1)  
 Pu : 橋脚基礎が支持する橋脚の終局耐力(N)  
 W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量(N)

- 2) 耐震設計上の地盤面より上方に存在する地中の構造部分については地盤面における設計水平震度に相当する慣性力を考慮するものとする。地中の構造部分に作用させる設計水平震度についてはまだ未解明な点が残されているが、橋脚の下端から伝達される断面力と合わせる設計水平震度としては地盤面における設計水平震度を用いるものとする。

- 3) 橋脚基礎は上記 1)～2)の荷重を作用させたときに、道路橋示方書V.耐震設計編 12.3 項に規定する基礎の降伏に達しないことを照査することを原則とする。

参考までに杭基礎における基礎の降伏状態を下記に示すものとする。

- イ) 全ての杭において杭体が降伏する。  
 ロ) 一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限值に達する。

- 4) 橋脚が設計水平震度に対して十分大きな地震時保有水平耐力を有する場合、または、液状化の影響がある場合等のやむを得ない場合には、橋脚基礎に塑性化が生じることを考慮してもよいものとする。なお、設計水平震度に対して橋脚の終局水平耐力の大きな余裕を有する場合の目安としては、次式の関係を満足しているときと考えてよい。

$$Pa \geq 1.5 \cdot khc \cdot W$$

- ここに、Pa : 基礎が支持する橋脚の終局水平耐力(N)  
 khc : レベル 2 地震動の設計水平震度  
 W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量(N)

- 5) 上記 4) 項により橋脚基礎の耐震性能 2 の照査をおこなう場合には、算出される橋脚基礎の応答塑性率および応答変位が道路橋示方書V.耐震設計編 12.5 項に規定される橋脚基礎の許容塑性率および許容変位以下となることを照査するものとする。

橋脚基礎の許容塑性率および許容変位を下記に示すものとする。

- イ) 許容塑性率の目安 :  $\mu a = 4$

ただし、場所打ち杭基礎の軸方向鉄筋に SD390 や SD490 の鉄筋を用いる場合には許容塑性率は 2 を目安とするのがよい。

- ロ) 許容変位の目安 : 基礎天端あるいはフーチング底面における回転角で 0.02rad

(5) 橋台基礎における耐震性能 2 の照査は、橋台および橋台基礎に対する既往の被災事例を鑑み、橋に影響を与える液状化が生じると判断される地盤上にある橋台については、照査をおこなうものとする。

ただし、橋の機能の速やかな回復が困難と判断される橋（例えば、橋長が 25m 以下の単径間の橋）や、構造形式上大きな変位が生じないと判断される場合は、レベル 2 地震動に対する照査を省略することができるものとする。

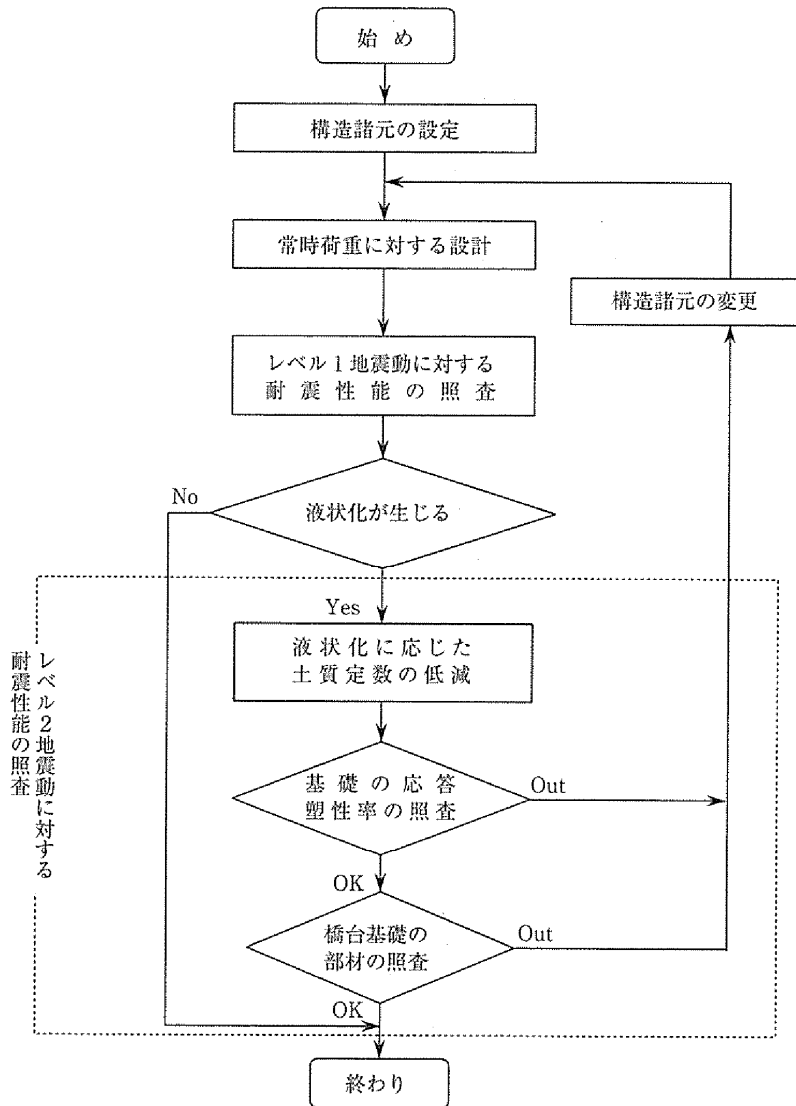


図 3-24 レベル 2 地震動に対する橋台基礎構造物の照査手順

- 1) 橋台基礎の照査に用いる設計水平震度は、橋台および橋台基礎の地震時挙動が背面土の振動に支配されると考えられるため、地盤面における設計水平震度を考慮するものとし、次式により算出するものとする。

$$kh_A = c_A \cdot c_{2z} \cdot khg_0$$

ここに、 $k_{ha}$  : 地震時保有水平耐力法による橋台基礎の照査に用いる設計水平震度

$c_A$  : 橋台基礎の設計水平震度の補正係数(=1.0)

$c_{2z}$  : 地域別補正係数で地震動のタイプに応じて  $C_{Iz}$  または  $C_{IIz}$  を用いる

$khg_0$  : レベル 2 地震動の地盤面における設計水平震度の標準値

- 2) 橋台基礎の照査に用いるレベル 2 地震動の地盤面における設計水平震度は、値の大きいタイプ II の地震動の地盤面における設計水平震度を用いるものとする。

ただし、土質定数の低減をする場合における低減係数  $D_E$  は、タイプ I およびタイプ II の地震動に対して求められる値の小さな値を用いるものとする。

- 3) 橋台基礎の耐震性能 2 の照査は、道路橋示方書 V. 耐震設計編 13.3 項の規定に準じてエネルギー一定則により橋脚基礎の照査と同様に、橋台基礎の応答塑性率を推定し、この値が許容塑性率以下となることを照査するものとする。

橋台基礎の応答塑性率を上述の規定により算出した場合の許容塑性率は 3 を目安としてよい。

ただし、軸方向鉄筋に SD390 又は

SD490 の鉄筋を使用する場合の場所打ち杭基礎については、各杭体の変位量が大きくなることを考慮して塑性化を許容しないのがよい。

- (6) 上部構造における耐震性能 2 の照査は、橋軸方向に地震力が作用する場合におけるラーメン橋、アーチ橋および吊構造を有する橋、橋軸直角方向に地震力が作用する場合における幅員に比較して固定支間長の長い橋等のように地震の影響を支配的に受ける上部構造について、照査をおこなうものとする。

- 1) 上部構造においては、地震の影響が上部構造の設計上支配的となり、地震時に上部構造に塑性化を生じさせないようにすることにより、極端に不経済な設計となることが予想される場合以外は、直接交通の供用に関わる部材であることから、耐震設計上の観点からは、基本的に塑性化を生じさせないようにすることが望ましい。

- 2) 地震の影響が上部構造の設計上支配的となるような構造形式の橋において、上部構造に塑性化を生じさせない場合には、上部構造の照査は道路橋示方書 II. 鋼橋編および III. コンクリート橋編により照査をおこなうものとする。

- 3) 鋼上部構造における主桁およびアーチリブ等については、塑性域での耐力および変形性能に関する知見が現時点においてもまだ未解明な部分が多いため、塑性化を考慮しないことを原則とする。

ただし、着目している部材について試験あるいは詳細なる解析を実施することにより、その安全性を確認することができた場合には、塑性化を考慮してもよい。

- 4) プレストレストコンクリート上部構造によるラーメン橋は、地震時の塑性化を生じさせないことを目的に、補強鉄筋を多く配置することによりプレストレスの損失が大きくなることが予想されるため、主たる塑性化を橋脚に考慮するものとした上で、上部構造に副次的な塑性化を考慮することができるものとする。



- 5) プレストレストコンクリート上部構造によるラーメン橋において、上部構造に副次的な塑性化を考慮する場合、損傷は軽微なものに抑え、恒久復旧をおこなわずとも長期的に供用性を維持できる状態を限界性能とし、上部構造に生じる最大応答曲率が応急復旧の不要とみなせる許容曲率以下とすることにより限界状態を維持できるものとして判断することができる。

この場合における応急復旧が不要とみなせる上部構造の許容曲率を下表に示すものとする。

表 3-17 応急復旧が不要とみなせる上部構造の許容曲率

照査の方向	応答曲げモーメントに対する引張縁側に、緊張した PC 鋼材を配置している場合	曲げモーメントに対する引張縁側に緊張した PC 鋼材を配置していない場合
橋軸方向	PC 鋼材が弾性限界に達する曲率	最外縁鉄筋が降伏点に達する曲率 ただし、主荷重及び主荷重に相当する特殊荷重作用時の圧縮縁応力度が $2\text{N/mm}^2$ 以上の場合は、最外縁鉄筋の引張ひずみが $0.005$ に達する曲率
橋軸直角方向	ウェブ最外縁鉄筋が降伏または PC 鋼材が弾性限界に達する曲率	

なお、表 3-17 に示される許容曲率の値は、鋼材に付着があり、上フランジ幅に対する外ウェブ間の幅の比率が  $0.54$  の場合の実験結果に基づいて設定されたものである。したがって、鋼材に付着のない場合や張出しフランジの比率が一般的な上部構造に比べ大きい場合などは、別途十分な検討が必要である。

- (7) 支承部における耐震性能 2 の照査は、支承部の挙動が橋全体系への挙動に及ぼす影響を適切に考慮するとともに、上部構造の慣性力が下部構造に確実に伝達させることを念頭に、道路橋示方書 V. 耐震 設計編 15 章の規定に準じておこなうものとする。

## 第 6 章 動的照査法による耐震性能の照査方法

### 6-1 一般

地震時の挙動が複雑な橋は、動的照査法により耐震性能の照査をおこない、その結果を耐震設計に反映させるものとする。

(1) 地震時の挙動が複雑な橋においては、静的照査法による耐震性能の照査では、地震時における橋の挙動を十分に表すことができない場合がある。

したがって、地震時の挙動が複雑な橋は、動的照査法により耐震性能の照査をおこなうものとする。

(2) 地震時の挙動が複雑な橋とは、静的照査法では十分な精度で地震時の挙動を表すことができない橋、また、静的照査法の適用性が限定される橋を指し、一般に下記に示す場合である。

- 1) 橋の応答に主たる影響を与える固有振動モードの形状が静的照査法で考慮する 1 次の固有振動モードの形状と著しく異なる場合。
- 2) 橋の応答に主たる影響を与える固有振動モードが 2 種類以上ある場合。
- 3) レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査において、塑性化が複数箇所が生じる可能性がある場合、または、複雑な構造で塑性化がどこに生じるかはっきりしない場合。
- 4) レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査において、構造部材や橋全体系の非線形履歴特性に基づくエネルギー一定則の適用性が十分に検討されていない場合。

(3) 橋の構造形式と耐震性能の照査に適用可能な照査方法については、下記の表を参考にするものとする。

表. 3-18 耐震性能の照査に適用できる耐震計算法

照査する耐震性能	橋の動的 特性		静的解析の適用が限定される橋	
	地震時の挙動が 複雑ではない橋	塑性化やエネルギー吸 収を複数個所に考慮す る橋またはエネルギー 一定則の適用性が十分 検討されていない構造 の橋	高次モードの影響が 懸念される橋	塑性ヒンジが形成され る箇所がはっきりしな い橋、又は複雑な振動挙 動をする橋
耐震性能 1	静的照査法	静的照査法	動的照査法	動的照査法
耐震性能 2 耐震性能 3	静的照査法	動的照査法	動的照査法	動的照査法
適用する橋の例	右記以外の条件 の橋	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 弾性支承を用いた地震時水平力分散構造を有する橋（両端橋台の単純橋を除く）</li> <li>・ 免震橋</li> <li>・ ラーメン橋</li> <li>・ 鋼製橋脚に支持される橋</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 固有周期の長い橋</li> <li>・ 橋脚高さの高い橋</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 斜張橋、吊橋等のケーブル系の橋</li> <li>・ アーチ橋</li> <li>・ トラス橋</li> <li>・ 曲線橋</li> </ul>

- (4) ラーメン橋の面内方向において耐震性能の照査をおこなうにあたっては、その構造系が単純で特定の振動モードが卓越し、主たる塑性化の生じる部位が明確になっている場合には、卓越する振動モードのモード形状を考慮して静的な地震力に置換え、これを作用させたプッシュオーバー解析により橋全体系の非線形挙動を解析し、これとエネルギー一定則等を組合わせた静的照査法によって耐震性能照査をおこなってもよい。

## 6-2 動的照査法に用いる地震動

動的照査法により耐震性能の照査をおこなうにあたり用いる地震動は、道路橋示方書Ⅴ.耐震設計編 7.2 項によるものとする。

- (1) 時刻歴で与えられる入力地震動を外力項とする振動系の運動方程式を逐次数値解析により解くことにより、振動系の応答値を時々刻々と求める時刻歴応答解析法を用いて部材の塑性化を考慮した耐震性能 2 の照査をおこなう場合、入力する地震動としては、一般に 1 波形だけではなく、3 波形程度を用いることが望ましい。
- (2) 動的照査法による耐震性能 2 の照査をおこなう場合、3 波形程度の地震動に対して動的解析をおこない、その結果から求められる応答値を平均し、その平均値を照査に用いる応答値として扱うことが望ましい。
- また、部材の挙動が弾性域の範囲内となるようにする耐震性能 1 の照査を動的照査法によりおこなう場合、入力する地震動は 1 波形でよい。
- (3) 橋全体系をモデル化して動的解析をおこなう場合、下部構造の設置位置によって地盤種別が異なる場合が考えられる。このような場合には、各々の地盤種別に対する地震動を用いて動的解析をおこない、影響の大きい結果を用いて照査をおこなうことが望ましい。

(4) タイプⅠおよびタイプⅡの時刻歴応答解析に用いる入力地震動としては、道路橋示方書Ⅴ.耐震設計編に示される標準化速度応答スペクトルに近い特性を有するように既往の強震記録を振動数領域で振幅調整した下表に示すものを用いるものとする。

表. 3-19 動的解析に用いる代表的な強震記録

地震動のタイプ	地盤種別	地震名	記録場所および成分
タイプⅠ	Ⅰ種地盤	平成15年 十勝沖地震	清水道路維持出張所構内地盤上 EW成分
		平成23年 東北地方太平洋沖地震	開北橋周辺地盤上 EW成分
			新晩翠橋周辺地盤上 NS成分
	Ⅱ種地盤	平成15年 十勝沖地震	直別観測点地盤上 EW成分
		平成23年 東北地方太平洋沖地震	仙台河川国道事務所構内地盤上 EW成分
			阿武隈大堰管理所構内地盤上 NS成分
	Ⅲ種地盤	平成15年 十勝沖地震	大樹町生花観測点地盤上 EW成分
		平成23年 東北地方太平洋沖地震	山崎震動観測所地盤上 NS成分
			土浦出張所構内地盤上 EW成分
タイプⅡ	Ⅰ種地盤	平成7年 兵庫県南部地震	神戸海洋気象台地盤上 NS成分
			神戸海洋気象台地盤上 EW成分
			猪名川架橋予定地点周辺地盤上 NS成分
	Ⅱ種地盤		JR西日本鷹取駅構内地盤上 NS成分
			JR西日本鷹取駅構内地盤上 EW成分
			大阪ガス葺合供給所構内地盤上 N27W成分
			東神戸大橋周辺地盤上 N12W成分
			ポートアイランド内地盤上 NS成分
			ポートアイランド内地盤上 EW成分
Ⅲ種地盤			

### 6-3 解析方法および解析モデル

- (1) レベル 1 地震動に対する耐震性能 1 の照査では、弾性域における橋の動的特性を表現できる解析方法および解析モデルを用いるものとする。
- (2) レベル 2 地震動に対する耐震性能 2 の照査では、必要に応じて塑性化を考慮する部材の非線形の効果を含めた橋の動的特性を表現できる解析方法および解析モデルを用いるものとする。

(1) 一般に橋の動的解析に用いられる解析方法としては、応答スペクトル法と時刻歴応答解析法があり、これらの動的解析法の特徴をよく理解し、解析の目的および入力地震動レベルに応じて適切な解析方法を用いることが必要である。

なお、橋全体系の地震時の挙動を表す解析モデルを作るためには、構造物の形状を表現するために必要な節点と構造要素、慣性力の作用を考慮するために必要な構造物の質量分布、力学的特性を求める際に必要な構造要素の断面特性（断面積、断面二次モーメントなど）、部材に発生する断面力と変形の間係を表現するための非線形履歴モデル、対象とする構造物の境界条件（例えば、隣接橋や地盤との境界部分のモデル化）等が必要となる。各々についての基本的な考え方は、道示 V 7.3.2 解説を参考にするのがよい。

動的解析の実施にあたって用いる等価減衰定数は、道示 V、7.3.2 の表解 7.3.1 に示される値を目安としてよい。また、構造部材の非線形性を非線形履歴モデルで表現した場合、その部材の履歴減衰は履歴モデルにより自動的に解析に取り込まれるため、非線形履歴モデルを用いて表現した部材の減衰定数は、鉄筋コンクリート橋脚およびコンクリートを充てんした鋼製橋脚では 0.02、コンクリートを充てんしない鋼製橋脚では 0.01 としている。

表 3-20 各構造要素の減衰定数の標準値

構造部材	弾性域にある部材		非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合	
	鋼構造	コンクリート構造	鋼構造	コンクリート構造
上部構造	0.02 (ケーブル：0.01)	0.03	—	
弾性支承	0.03 (使用する弾性支承の実験より得られた等価減衰定数)		—	
免震支承	有効設計変位に対する等価減衰定数		0	
橋脚	0.03	0.05	0.01：コンクリートを充てんしない場合 0.02：コンクリートを充てんする場合	0.02
基礎	0.1：I種地盤上の基礎及び II種地盤上の基礎 0.2：上記以外の条件の基礎		—	

(2) Rayleigh 型減衰モデルを用いる場合、モデル設定に用いる 2 つの固有振動モードを選択する必要がある。その選定方法は、基本的には振動数域の全ての固有振動モードに対してその減衰定数を再現できるように設定することである。ただし、一般的な桁橋のような構造の場合には、1 次固有振動モードが卓越し、高次の振動の影響は小さくなるため、固有値解析により求めた地震応答に寄与する主たる固有振動モードのモード減衰定数の値を概ね下回るように 2 つの固有振動モードを選定するのが一般的である。

(3) すべり支承をモデル化する場合、摩擦力を超えるまではすべらない状態を表現するために、大きな初期剛性を有する剛塑性型のバイリニアモデルとしてモデル化する場合が多い。一般的な動的解析においては、構造系の減衰モデルとして、Rayleigh 型減衰や剛性比例型減衰を用いる場合があるが、このような減衰モデルにおいて大きな初期剛性をそのまま機械的に考慮して解析を行うと、解が適切に求められない場合がある。

この様な場合には、すべり支承の減衰定数を 0 と設定した上で要素別減衰モデルを適用するか、あるいはすべり支承の初期剛性の影響を取除くために、便宜的にすべり支承の 1 次剛性と 1 次降伏変位を非常に小さくしたトリリニアモデルでモデル化する等、支承の摩擦力自体が粘性減衰に影響しないものとして作成するのがよい。

## 6-4 耐震性能の照査

(1) 動的照査法における耐震性能 1 の照査は、動的解析により算出された断面力および変位等を静的照査法による耐震性能 1 の照査に用いる許容応力度および許容変位等と比較することによりおこなうものとする。

(2) 動的照査法における耐震性能 2 の照査は、動的解析により算出された応答塑性率および応答変位に基づく残留変位などによりおこなうものとする。

(1) 動的照査法における耐震性能 2 の照査における、各構造物の照査項目等を下記に示すものとする。

1) 鉄筋コンクリート橋脚：

イ) 塑性率に対する照査：応答塑性率が許容塑性率を超過していないことを照査する。

ロ) せん断力に対する照査：応答せん断力がせん断耐力を超過していないことを照査する。

ハ) 残留変位に対する照査：残留変位が許容残留変位を超過していないことを照査する。

2) 橋脚基礎構造：

イ) 静的照査法による照査と同様に、道路橋示方書V.耐震設計編 6.4.7 項の規定に基づき照査をおこなう。

3) 上部構造：

イ) 上部構造に塑性化を考慮する場合においては、動的解析による応答値が、道示V14.2.1 又は14.3.1に規定される塑性域での耐力および許容変形量以下となることを照査する。

ロ) 上部構造に塑性化を考慮しない場合においては、動的解析による応答値を用いて、鋼上部工に対しては割増係数 1.7 を考慮した許容応力度、コンクリート橋に対しては設計荷重時の照査に基づいて照査する。

ハ) 桁遊間に対する照査：桁端遊間が、動的解析による最大相対変位に遊間余裕量（一般に 15mm）を加味した値以上であることを照査する。

4) 支承部：

イ) 支承本体および取付部材に生じる応答断面力が当該部材の耐力以下となっていることを照査する。また、動的解析におけるモデルと実際の橋の条件との差異が必ず存在するため、橋全体としての耐震性能を確実に確保することに留意し、橋全体としての水平耐力が過度に小さくなっていないことおよび変形が過度に大きくなっていないこと等に配慮することが望ましい。

したがって、動的照査法により耐震性能 2 を照査した橋に対して、橋脚の地震時保有水平耐力が下式を満足していることを照査することが望ましい。

$$Pa \geq 0.4 \cdot c_{2z} \cdot W$$

ここに、Pa：橋脚の地震時保有水平耐力(N)

c<sub>2z</sub>：レベル2地震動の地域別補正係数で、地震動のタイプに応じて c<sub>Iz</sub> 又は c<sub>IIz</sub> を用いる。

W：地震時保有水平耐力法に用いる等価重量(N)

また、動的照査法にて耐震性能の照査をおこなった結果として、耐震性能を満足していないと判断された場合には、解析結果の妥当性を慎重に評価をおこない、動的解析の結果を用いて耐震設計をおこなうものとする。

## 第 7 章 橋梁形式別耐震性能の照査方法

### 7-1 地震時水平力分散構造の耐震性能照査方法

- (1) ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造は、耐震性能 1 の照査を静的照査法により、耐震性能 2 の照査を動的照査法によりおこなうものとする。
- (2) 地震時水平力分散構造にゴム支承を用いる場合には、地震時水平力分散ゴム支承または免震支承を用いるものとする。
- (3) ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造の鉄筋コンクリート橋脚は、曲げ破壊がせん断破壊に先行することを原則とする。
- (4) 地震時水平力の分散率の設定にあたっては、橋脚躯体、基礎構造および支承寸法等に十分な配慮をおこなって決定するものとする。

- (1) 地震時水平力分散構造には、ゴム支承あるいは免震支承を用いた弾性固定方式によるものと、固定支承を用いた多点固定方式によるものが存在するが、ここでは前者のものを対象とする。

ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造が適している条件は、下記のとおりである。

- 1) 橋脚高さが低く、下部構造の剛性が高い場合。
- 2) 橋脚高さ、基礎構造形式および基礎構造の規模が大きく異なる場合。
- 3) 基礎構造の周辺地盤があまり軟弱でない場合。
- 4) 支承に負反力が生じない場合。

ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造は、ゴム支承の変形により長周期構造になり、エネルギー一定則が成立しにくくなる複雑な挙動を示す橋梁構造形式に該当するため、耐震性能 2 の照査は動的照査法によるものとする。

- (2) 地震時水平力分散構造に用いるゴム支承は、レベル 2 地震動に対しても上部構造から下部構造への地震時水平力の伝達が十分に可能となる地震時水平反力分散ゴム支承または免震支承を用いるものとした。

道路橋示方書 V. 耐震設計編において免震設計を採用しないことが望ましい条件が示されているが、この条件はゴム支承を用いた地震時水平力分散構造を用いる場合においても望ましい条件でないことに留意するものとする。



このような場合には、免震支承を用いることで地震時水平力分散ゴム支承に比べ橋の耐震性能を向上させることが可能であるため、このような条件において地震時水平力分散構造を採用する場合には、免震支承の採用を検討するものとする。

(3) 地震時水平力分散構造においては、全ての橋脚で地震力を分担し、ねばりある構造とすることが望ましい。一部の橋脚においてせん断破壊が先行する可能性を有すると全体系としてのねばりを損なうことが想定されるため、曲げ破壊先行となるように橋脚を設計するものとする。ただし、橋軸直角方向については、この限りではないものとする。

(4) ゴム支承のバネ定数の設定方法としては、イ) 橋脚天端に作用する水平力、ロ) 橋脚下端における曲げモーメントのいずれかに着目している場合が多いが、一般的には橋脚下端における曲げモーメントを均等化することが望ましい。

ただし、基礎構造形式が杭基礎の場合には、水平力の影響も大きいためこれらの影響も十分に考慮してゴム支承のバネ定数を設定することが望ましい。

## 7-2 免震構造の耐震性能照査方法

(1) 免震構造とは、道路橋示方書V.耐震設計編第9章に準じて免震設計をおこなった構造を示すものとする。

(2) 免震構造は、耐震性能1の照査を静的照査法により、耐震性能2の照査を動的照査法によりおこなうものとする。

(3) 動的照査法に用いる免震支承のモデルは、採用する免震支承に応じた適切なものを用いることが必要である。

(1) 道路橋示方書V.耐震設計編には、下記のような条件の場合に免震設計が好ましくないと既述されている。

1) 基礎周辺の地盤が土質定数を耐震設計上零にする土層を有する場合、基礎の変位が大きくなり、減効果が小さくなる場合。

2) 下部構造のたわみ性が大きく、もともと固有周期の長い橋では、免震効果が小さく、変位もさらに大きくなる場合。

3) 基礎周辺の地盤が軟らかく、橋を長周期化することにより地盤と橋の共振を引き起こし、橋に悪影響を及ぼす可能性を有する場合。

4) 活荷重および衝撃を除く主荷重により、ゴム製の支承本体に引張力が生じ、支承の性能が確保されない場合。

このような条件は、ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造においても好ましい条件でないことに十分留意するものとし、このような場合には、構造形を根本的に見直すこと、例えば多点固定方式あるいはラーメン構造等を考慮し、橋の耐震性能を高める工夫をおこなうものとする。

また、Ⅲ種地盤に免震構造の採用を検討するにあたっては、長周期化により慣性力の減衰効果を期待することが困難となることが想定されるが、このような場合には減衰性能の向上を免震設計の基本として考えるものとする。

なお、道路橋示方書V. 耐震設計編に示される免震設計は、免震支承による長周期化と履歴減衰に着目し慣性力の低減を図る方法であるが、この他にも摩擦減衰等に着目し慣性力の低減を図る方法も存在するため、橋の構造特性等を十分に考慮し検討をおこない、対象としている橋に最も望ましい免震構造の採用をおこなうものとする。

摩擦減衰に着目し慣性力の低減を図る方法においては、その1次剛性の値が大きいことにより、過度に減衰効果が評価されている場合があるため、動的解析にあたって採用する減衰モデルに留意することが必要である。

(2) 一般的に免震構造は、免震支承と橋脚に同時に非線形化を生じさせる構造であり、動的な挙動や履歴減衰を静的に評価することが難しく、また、支承が大きく変形するため地震時反力分散構造と同様にエネルギー一定則の適用性が十分に検討されていない構造であることより、レベル2地震動の耐震性能の照査を動的照査法によりおこなうものとする。

(3) 免震支承はその履歴減衰によって減衰性能を発揮するため、動的照査法により耐震性能の照査をおこなう場合、用いる免震支承の特性に応じた適切なモデル化をおこなうものとする。

動的照査法の手法として非線形動的解析を用いて耐震性能の照査をおこなう場合には、橋脚等の構造物を非線形部材としてモデル化しているため、免震支承についてもバイリニア型等の非線形部材としてモデル化をおこなうものとする。

### 7-3 ラーメン橋の耐震性能照査方法

(1) ラーメン橋は、耐震性能1の照査を静的解析法により、耐震性能2の照査を動的照査法によりおこなうものとする。

(2) ラーメン橋の橋軸方向の破壊形態の判定は、橋脚上下端の塑性ヒンジが終局曲げモーメントに達した状態を想定し、終局水平耐力を求め、破壊形態を判定するものとする。

(3) ラーメン橋の橋軸方向地震力作用時の終局点は、いずれか1つの塑性ヒンジが終局点に達した時点とする。

(4) ラーメン橋の橋軸直角方向の耐震性能照査は、はじめに全体系の静的解析により固有周期と上部構造重量の算定をおこない、その後1基の下部構造のそれが支持する上部構造部分を対象として、レベル2地震動に対する耐震性能の照査をおこなうものとする。

(1) ラーメン橋の耐震性能の照査は、耐震性能 1 の照査を静的照査法、また、耐震性能 2 の照査を動的照査法によりおこなうことを基本とする。

なお、2 径間あるいは 3 径間連続程度で橋脚高および基礎構造規模に大きな違いが認められないような、構造系が単純で特定の振動モードが卓越し、主たる塑性ヒンジの生じる部位が明確となっている場合には、卓越する振動モードに相当する静的な地震力を作用させたプッシュオーバー解析により橋全体系の非線形挙動を解析し、エネルギー一定則等を組合せた静的照査法により耐震性能の照査をおこなってもよい。

(2) ラーメン橋の橋軸方向の終局水平耐力は、橋脚下端の塑性ヒンジ 1 つが終局に達した時点としているが、各橋脚に作用する水平力はこの値より大きくなることも想定されるため、各橋脚の上下端の塑性ヒンジが終局曲げモーメントに達した状態を想定して、下式により終局水平耐力を算定するものとした。

$$P_{ui} = (M_{ui} + M_{li}) / h_{si}$$

ここに、 $P_{ui}$  :  $i$  橋脚の破壊形態判定時の終局水平耐力

$M_{ui}$  : 橋脚上端の終局曲げモーメント

$M_{li}$  : 橋脚下端の終局曲げモーメント

$h_{si}$  : 上下端塑性ヒンジの弾塑性回転バネ間距離

(3) ラーメン橋の橋軸方向地震力作用時の終局点は、全橋脚の上下端の塑性ヒンジのうちいずれか 1 つが終局に達した時点と定義しているが、この理由は下記のとおりである。

1) 道路橋示方書 V. 耐震設計編にはラーメン橋脚の終局の定義が示されているが、ラーメン橋はラーメン橋脚とは異なり、構造系が多様であり変形性能もさまざまとなり、ラーメン橋脚のように一律に 4 つの塑性ヒンジを終局とすることには問題を有する。

2) ラーメン橋は一連の橋の中で各橋脚の高さや基礎構造形式が異なるため、下部・基礎構造の剛性に差が生じ、剛性の高い橋脚の塑性ヒンジが早期に終局に達してしまうことが考えられる。このようなラーメン橋においては、全ての塑性ヒンジが終局に達した時点では、最初に終局に達した塑性ヒンジが崩壊に達してしまうことも想定される。したがって、設計上の終局点としては安全性を考慮し、1 つの塑性ヒンジが終局に達した時点をも橋の終局点とすることとした。