



## VI 耐震設計

### 目 次

(1/3)

1. 設計一般 .....	VI-1
1.1 耐震設計の基本方針 .....	VI-1
1.2 耐震設計の原則 .....	VI-1
1.3 調査 .....	VI-2
2. 耐震設計上考慮する状況 .....	VI-3
2.1 耐荷性能の照査において地震の影響を考慮する状況 .....	VI-3
2.2 地震の影響 .....	VI-3
3. 設計地震動 .....	VI-4
3.1 一般 .....	VI-4
3.2 地域別補正係数 .....	VI-4
3.3 耐震設計上の地盤種別 .....	VI-4
3.4 耐震設計上の地盤面 .....	VI-5
4. 耐荷性能の照査 .....	VI-7
4.1 一般 .....	VI-7
4.2 限界状態 1 に対する橋の限界状態 .....	VI-8
4.3 限界状態 2 に対する橋の限界状態 .....	VI-8
4.4 限界状態 3 に対する橋の限界状態 .....	VI-11
4.5 部材等の限界状態 .....	VI-13
4.6 耐荷性能の照査 .....	VI-13
4.7 その他の必要事項 .....	VI-15
5. 動的照査法による耐荷性能の照査方法 .....	VI-16
5.1 一般 .....	VI-16
5.2 慣性力 .....	VI-16
5.3 解析方法及び解析モデル .....	VI-18
5.4 耐荷性能の照査 .....	VI-20



## VI 耐震設計

### 目 次

(2/3)

6. 静的照査法による耐荷性能の照査方法.....	VI-23
6.1 基礎的事項.....	VI-23
6.2 静的照査法を適用する場合の荷重の算出方法.....	VI-27
6.3 レベル1地震動に対する限界状態の照査.....	VI-33
6.4 レベル2地震動に対する限界状態の照査.....	VI-37
7. 地盤の液状化.....	VI-54
7.1 一般.....	VI-54
7.2 橋に影響を与える液状化の判定.....	VI-54
7.3 耐震設計上の土質定数を低減させる土層とその扱い.....	VI-56
8. 橋梁形式別による耐荷性能の照査方法.....	VI-57
8.1 地震時水平力分散構造.....	VI-57
8.2 免震構造.....	VI-59
8.3 その他.....	VI-62
9. 地震の影響を受ける上部構造の制限値と上部構造端部構造.....	VI-66
9.1 一般.....	VI-66
9.2 鋼上部構造.....	VI-66
9.3 コンクリート上部構造.....	VI-67
9.4 上部構造端部構造.....	VI-68



## VI 耐震設計

### 目 次

(3/3)

10. 支承部の照査 .....	VI-70
10.1 一般 .....	VI-70
10.2 支承部の基本条件 .....	VI-72
10.3 支承部のモデル化 .....	VI-72
10.4 支承部の照査 .....	VI-72
10.5 支承部の照査に用いる設計地震力 .....	VI-74
10.6 支承部の構造 .....	VI-75
10.7 段差防止構造 .....	VI-76
11. 落橋防止システム .....	VI-77
11.1 設計の基本 .....	VI-77
11.2 落橋防止システムの構成選定の流れ .....	VI-78
11.3 落橋防止システムの構成の基本的な考え方 .....	VI-80
11.4 桁かかり長 .....	VI-81
11.5 落橋防止構造 .....	VI-82
11.6 横変位拘束構造 .....	VI-84
11.7 構造細目 .....	VI-85



## 1. 設計一般

### 1.1 耐震設計の基本方針

耐震設計にあたっては、「道示V 2章」及び本要領I 共通 3.5.4 に示されている耐震設計の基本方針に基づき設計しなければならない。

### 1.2 耐震設計の原則

- 1) 橋の耐震設計においては、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動（以下「レベル1地震動」という。）と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（以下「レベル2地震動」という。）の2段階のレベルの設計地震動を考慮する。ここで、レベル2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の地震動及び内陸直下型地震を想定したタイプIIの地震動の2種類を考慮する。
- 2) 橋の重要度は、道路種別及び橋の機能・構造に応じて、重要度が標準的な橋と特に重要度が高い橋（以下、それぞれ、「A種の橋」及び「B種の橋」という。）の2つに区分するものとし、その区分は本要領I 共通 3.1.3 耐震設計における重要度に規定する。
- 3) 橋の耐荷性能は、耐震設計上の橋の重要度を考慮して、「道示V2.1」にて設定する耐震設計上の重要度がA種の橋では橋の耐荷性能1を、B種の橋では橋の耐荷性能2とすることを標準とする。

表 1.2-1 耐荷性能1（A種の橋）に対する照査

確保すべき状態 設計状況	主として機能面からの橋の状態		安全面からの橋の状態
	橋としての機能が損なわれていない状態	状況直後に橋に求められる機能を速やかに確保できる状態	
レベル1地震動	橋の限界状態1を超えないこと		橋の限界状態3を超えないこと
レベル2地震動			橋の限界状態3を超えないこと

→「道示」I2章  
(p.33~40) 参照

表 1.2-2 耐荷性能2（B種の橋）に対する照査

確保すべき状態 設計状況	主として機能面からの橋の状態		安全面からの橋の状態
	橋としての機能が損なわれていない状態	状況直後に橋に求められる機能を速やかに確保できる状態	
レベル1地震動	橋の限界状態1を超えないこと		橋の限界状態3を超えないこと
レベル2地震動		橋の限界状態2を超えないこと	橋の限界状態3を超えないこと



- 4) 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する。
- 5) 片持ち張り出し架設を行うPC橋、吊橋、斜張橋、アーチ橋のように、完成系と施工時とで構造系が異なる橋の下部構造で、施工期間が比較的長い場合は、施工時の耐荷性を照査することが望ましい。
- 6) 橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤にある橋台基礎や、橋台裏込め土が無い場合（土圧軽減工法等で橋台背面に土圧が生じない場合）の橋台たて壁については、レベル2地震動を考慮し耐荷性の照査を行う。
- 7) 橋の耐震設計における上部構造、下部構造、上下部接続部（以下これらを「各構造」という。）または各構造を構成する部材等の耐荷性能の照査にあたっては、「道示V2.2.2」に規定する耐荷性能の照査において考慮する状態の限界を、各構造または各構造を構成する部材等の限界状態として適切に設定する。
- 8) 橋の耐震設計における橋の耐荷性能の照査にあたって、各構造の限界状態によって橋の限界状態1、橋の限界状態2及び橋の限界状態3を代表させる場合には、それぞれ「道示V2.4.2」から「道示V2.4.4」の規定に従って各構造の限界状態を設定し、これを組み合わせることを標準とする。

→「道示」V2.4.1  
(p.19) 参照

表 1.2-3 上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態

上部構造、下部構造、 上下部接続部の限界状態1	部分的にも荷重を支持する能力の低下が生じておらず、耐荷力の観点からは特別の注意無く使用できる限界の状態
上部構造、下部構造、 上下部接続部の限界状態2	部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているものの限定的であり、耐荷力の観点からは予め想定する範囲にあり、かつ特別な注意のもとで使用できる限界の状態
上部構造、下部構造、 上下部接続部の限界状態3	これを超えると部材等として荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態

- 9) 橋の耐震設計における各構造の耐荷性能の照査にあたって、各構造を構成する部材等の限界状態によって各構造の限界状態1、限界状態2及び限界状態3を代表させる場合には、「道示V2.4.5」の規定に従って各構造を構成する部材等の限界状態を設定し、これを組み合わせることを標準とする。

表 1.2-4 部材等の限界状態

部材の限界状態1	部材等としての荷重を支持する能力が確保されている限界の状態
部材の限界状態2	部材等としての荷重を支持する能力が低下しているものの予め想定する能力の範囲にある限界の状態
部材の限界状態3	これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態

### 1.3 調査

#### 1.3.1 一般

設計にあたっては上部構造、下部構造、上下部接続部及び部材等の耐荷性能及びその他必要事項の設計を行うため、設計の前提となる材料・施工及び維持管理の条件を適切に設計で考慮するために計画的に調査を行う。調査内容及び詳細は「道示V」に準ずる。

→「道示」V1.3  
(p.2~3) 参照



## 2. 耐震設計上考慮する状況

### 2.1 耐荷性能の照査において地震の影響を考慮する状況

橋の耐震設計にあたっては、上部構造、下部構造及び上下部接続部並びに部材等の耐荷性能の照査において、「道示V2.2.1」に規定する状況を、少なくとも「道示I3.2」に従い、作用の特性値、作用の組合せ、荷重組合せ係数及び荷重係数を用いて適切に設定する。

→「道示」V2.3(1)  
(p.16~19) 参照

### 2.2 地震の影響

- (1) 上部構造、下部構造及び上下部接続部並びに部材等の耐荷性能の照査において、「道示V2.2.1」に規定する状況を、少なくとも「道示I3.2」に従い、作用の特性値、作用の組合せ、荷重組合せ係数及び荷重係数を用いて適切に設定する。
- (2) 「道示I8.19」に規定する地震の影響(EQ)は1)から5)の影響を考慮する。
  - 1) 構造物の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) 地盤振動変位
  - 5) 液状化に伴って生じる地盤の流動化の影響（以下「地盤の流動力」という。）
- (3) (2)1)から5)に規定する地震の影響の特性値は、変動作用支配状況及び偶発作用支配状況のそれぞれで考慮する橋に作用する地震動の特性値に基づき適切に設定する。
- (4) 橋に作用する地震動の特性値を設定するにあたっては、慣性力をその面より上方では考慮しその面より下方では考慮しないと定める地盤面（以下「耐震設計上の地盤面」という。）を設定する。
- (5) 橋に作用する地震動の特性値は、耐震設計上の地盤面に入力するものとして設定する。
- (6) 橋に作用する地震動の特性値は、「道示V3章」の規定により設定する。
- (7) (2)1)から5)に規定する地震の影響は、以下の1)から5)により考慮する。
  - 1) 慣性力は「道示V4.1」の規定により算出する。
  - 2) 地震時土圧は「道示V4.2」の規定により算出する。
  - 3) 地震時動水圧は「道示V4.3」の規定により算出する。
  - 4) 地盤振動変位が橋に与える影響は、構造条件及び地盤条件に応じて適切に設定する。
  - 5) 地盤の流動力は「道示V4.4」の規定により算出する。

→「道示」V2.3  
(p.16~19) 参照

### 3. 設計地震動

#### 3.1 一般

レベル1地震動及びレベル2地震動は、それぞれ「道示V3.2及び3.3」の規定により設定する。

#### 3.2 地域別補正係数

地域別補正係数は、地域区分(A1)より $C_z=1.0$ 、 $C_{Iz}=1.2$ 、 $C_{IIz}=1.0$ とする。

→「道示」V3.4  
(p.55~65) 参照

#### 3.3 耐震設計上の地盤種別

- 1) 耐震設計上の地盤種別の判定は、「道示V3.6」の規定にしたがい、地盤の基本固有周期 $T_G$ に基づきⅠ種地盤、Ⅱ種地盤、及びⅢ種地盤に区別することを原則とする。また、地表面が耐震設計上の基盤面と一致する場合はⅠ種地盤とする。
- 2) 耐震設計上の基盤面は、対象地点に共通する広がりを持ち、耐震設計上振動するとみなす地盤の下に存在する十分堅固な地盤の上面であり、せん断弾性波速度300m/s程度(粘性土ではN値25、砂質土層ではN値50)以上の値を有している剛性の高い地盤と考えてよい。
- 3) 中間層が厚く、調査ボーリングを相当深く行っても耐震基盤面が現れない場合は、地盤の基本固有周期 $T_G$ が0.6秒以上であることが確認できれば、Ⅲ種地盤に該当すると判断することができる。

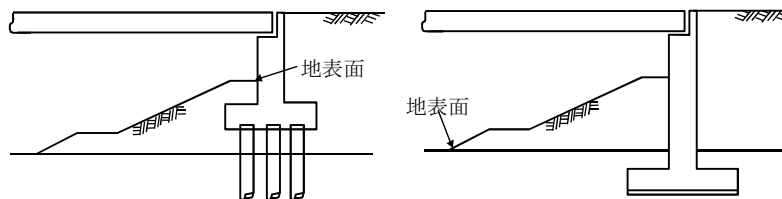
→「道示」V3.6  
(p.68~70) 参照

→「道示」V3.7  
(p.70) 参照

→「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編に関する質問・回答 平成30年」3章 橋に作用する地震動の特性値について 参照

地盤種別の概略の目安としては、Ⅰ種地盤は良好な洪積地盤及び岩盤、Ⅲ種地盤は沖積地盤のうち軟弱地盤、Ⅱ種地盤はⅠ種地盤及びⅢ種地盤のいずれにも属さない洪積地盤及び沖積地盤と考えてよい。

一般には、盛土等、地表面が平坦でなく、図3.3.1(a)に示すように盛土内にフーチングを設ける場合には、下部構造の振動が盛土の振動に影響されるため、盛土の天端を地表面と見なして地盤の固有周期を求めるものとする。図3.3.1(b)に示すようにフーチングを盛土下の地盤内に設ける場合には、周辺の平均的な地表を地表面とみなして地盤の基本固有周期を求める。



(a) 盛土内にフーチングを設ける (b) 盛土下の地盤内にフーチングを設ける  
図 3.3.1 盛土等における地表面のとり方

### 3.4 耐震設計上の地盤面

耐震設計上の地盤面は、常時における設計上の地盤面とする。ただし、フーチングを有する基礎において、常時における設計上の地盤面がフーチング下面より上方にある場合には、耐震設計上の地盤面はフーチング下面とする。また、地震時に地盤反力が期待できない土層がある場合には、その影響を考慮して適切に設定する。

ここで、地盤反力が期待できない土層とは、地盤反力係数、地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度 0 とする土層であり、「道示 V7.2」の規定により橋の影響を与える液状化が生じると判定された土層のうち、「道示 V7.3」の規定により耐震設計上の土質係数を 0 とする土層又は、地表面から 3m 以内の深さにある粘性土層で、一軸圧縮試験又は原位置試験により推定される一軸圧縮度が  $20\text{kN/m}^2$  以下の土層に該当する土層とする。

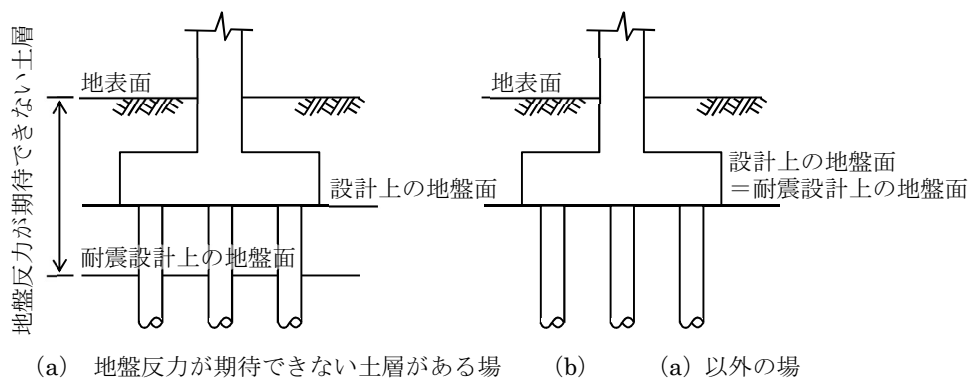


図 3.4.1 橋脚における耐震設計上の地盤面

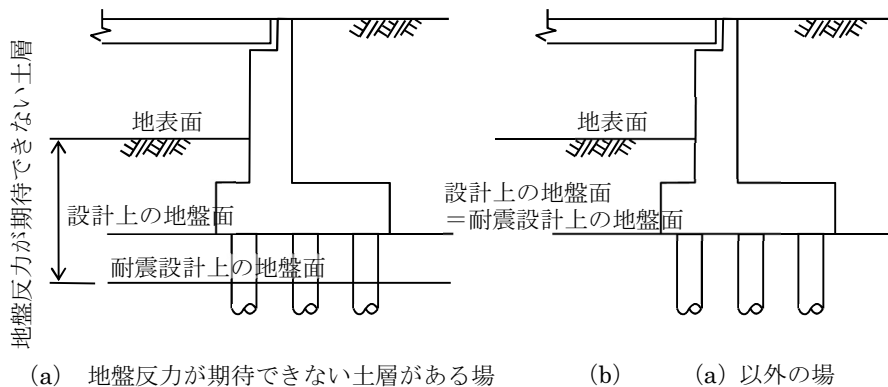


図 3.4.2 橋台における耐震設計上の地盤面

→「道示」V3.5  
(p.66～68) 参照

→耐震設計上の地盤面  
その面より上方の構造部分には地震力を作用させ、その面よりも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

→「道示」IV8.5.2  
(p.184～186) 参照

→常時における設計上の地盤面

その面より下方の地盤が長期にわたり安定して存在し、水平抵抗が期待できる地盤面のこと

→「道示」IV8.5.2  
(p.184～186) 参照



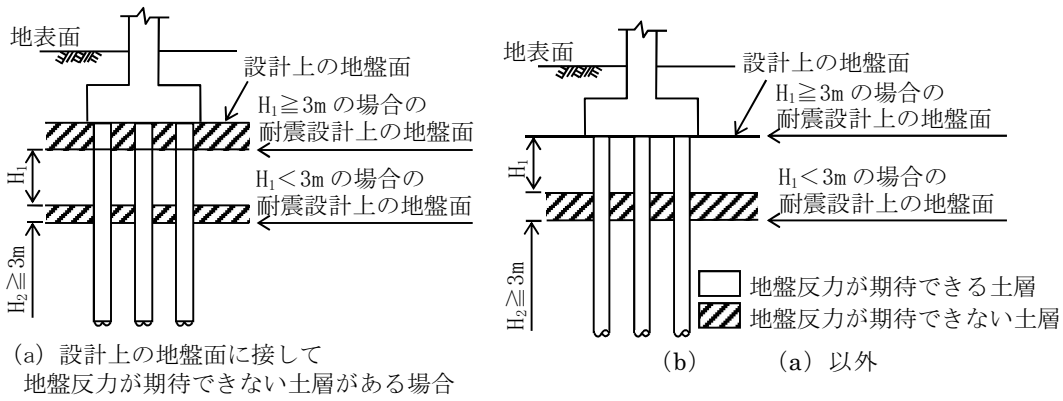


図 3.4.3 地盤反力が期待できない土層が互層状態で存在する場合の耐震設計上の地盤面

## 4. 耐荷性能の照査

### 4.1 一般

- 1) 耐荷性能の照査にあたっては、本編 4.2 から 4.4 までに規定する橋の限界状態に基づき、各部材の限界状態を適切に設定する。
- 2) 橋を構成する部材のうち、地震の影響を支配的に受ける部材には、本編 4.5 の規定を満たす部材を用いるものとする。
- 3) 耐荷性能の照査は、設計地震動によって生じる各部材の状態が、1) の規定により設定した当該部材の限界状態を超えないことを照査することにより行うものとする。ここで、耐荷性能の照査方法は本編 4.6 の規定によるものとする。
- 4) 耐震設計で想定していない挙動や地盤の破壊により構造系の破壊が生じても上部構造の落下を防止できるように本編 4.7 の規定により検討を行うものとする。

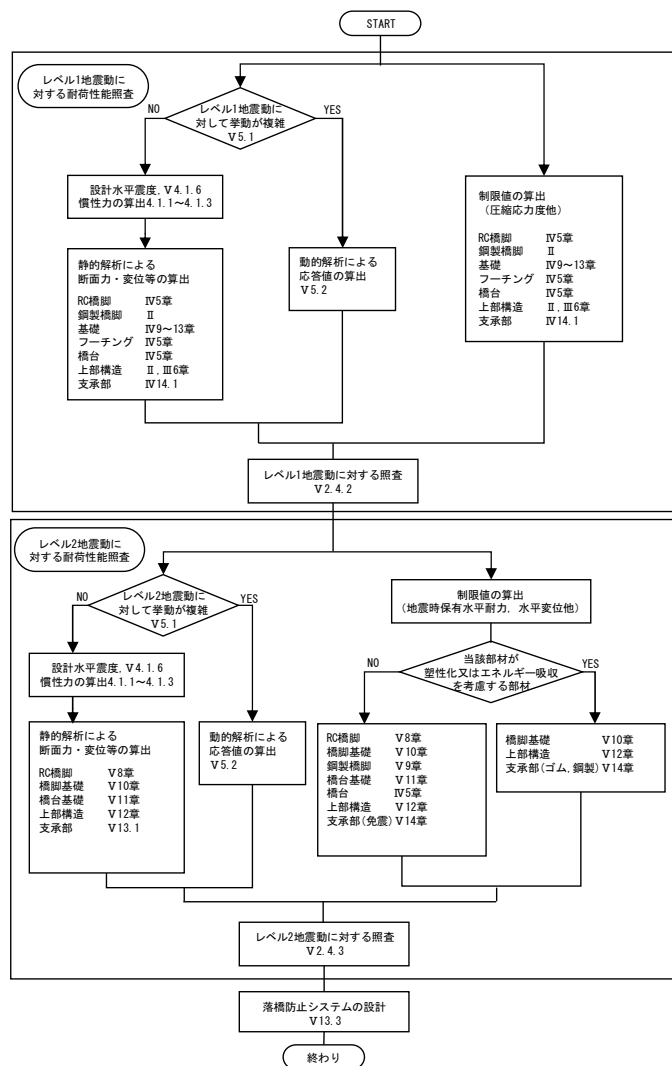


図 4.1.1 耐震設計の流れと関連する主な条文の規定箇所



#### 4.2 限界状態 1 に対する橋の限界状態

橋の耐震設計にあたって、「道示 I 4.1」に規定する橋の限界状態 1 を各構造の限界状態で代表させる場合には、以下の 1)から 3)とする。限界状態 1 に対する橋の限界状態は、可逆性を有し力学特性や挙動が弾性域を超えない範囲で適切に定める。

1) 上部構造

「道示 II 3.4.2」又は、「道示 III 3.4.2」に規定する上部構造の限界状態 1

2) 下部構造

「道示 IV 3.4.2」に規定する下部構造の限界状態 1

3) 上下部接続部

支承部を用いる場合には、「道示 I 10.1.4」に規定する支承部の限界状態 1

→「道示」V 2.4.2  
(p.20) 参照

#### 4.3 限界状態 2 に対する橋の限界状態

橋の耐震設計にあたって、「道示 I 4.1」に規定する橋の限界状態 2 を各構造の限界状態で代表させる場合には、以下の 1)から 3)とする。

1) 上部構造

「道示 II 3.4.2」又は、「道示 III 3.4.2」に規定する上部構造の限界状態 1

2) 下部構造

「道示 IV 3.4.2」に規定する下部構造の限界状態 1 又は限界状態 2

3) 上下部接続部

支承部を用いる場合には、「道示 I 10.1.4」に規定する支承部の限界状態 1 又は限界状態 2

→「道示」V 2.4.3  
(p.20～25) 参照

ただし、下部構造の限界状態を限界状態 2 とする場合は、これと組み合わせる上下部接続部の限界状態は限界状態 1 とし、上下部接続部の限界状態を限界状態 2 とする場合には、これと組み合わせる下部構造の限界状態は限界状態 1 とすることを標準とする。

限界状態 2 に対する橋の限界状態は、塑性化を期待する部材にのみ塑性化が生じ、その塑性化の程度が橋の限界状態 2 を超えないとみなせる状態に留めなければならない。



表 4.3-1 一般的な橋に対する塑性化またはエネルギー吸収を考慮する部材の組合せの例と各部材の限界状態（限界状態 2）

塑性化またはエネルギー吸収を考慮する部材	橋脚	橋脚 [上部構造に副次的な塑性化を考慮する場合]	基礎	免震支承と橋脚
各部材の限界状態	橋脚	橋脚	基礎	免震支承と橋脚
橋脚	損傷の修復を容易に行い得る限界の状態		力学特性が弾性域を超えない限界の状態	限定的な塑性化にとどまる限界の状態
橋台	力学特性が弾性域を超えない限界の状態			
支承部	力学特性が弾性域を超えない限界の状態			免震支承によるエネルギー吸収が確保できる限界の状態
上部構造	力学特性が弾性域を超えない限界の状態	副次的な塑性化にとどまる限界の状態	力学特性が弾性域を超えない限界の状態	
基礎	副次的な塑性化にとどまる限界の状態		速やかな機能回復に支障となるような復旧に支障となるような過大な変形や損傷が生じない限界の状態	副次的な塑性化にとどまる限界の状態
フーチング	力学特性が弾性域を超えない限界の状態			
適用する橋の例	免震橋以外の一般的な桁橋等	ラーメン橋	橋脚躯体が設計地震力に対して十分大きな耐力を有している場合や液状化の影響のあるようなやむを得ない場合	免震橋

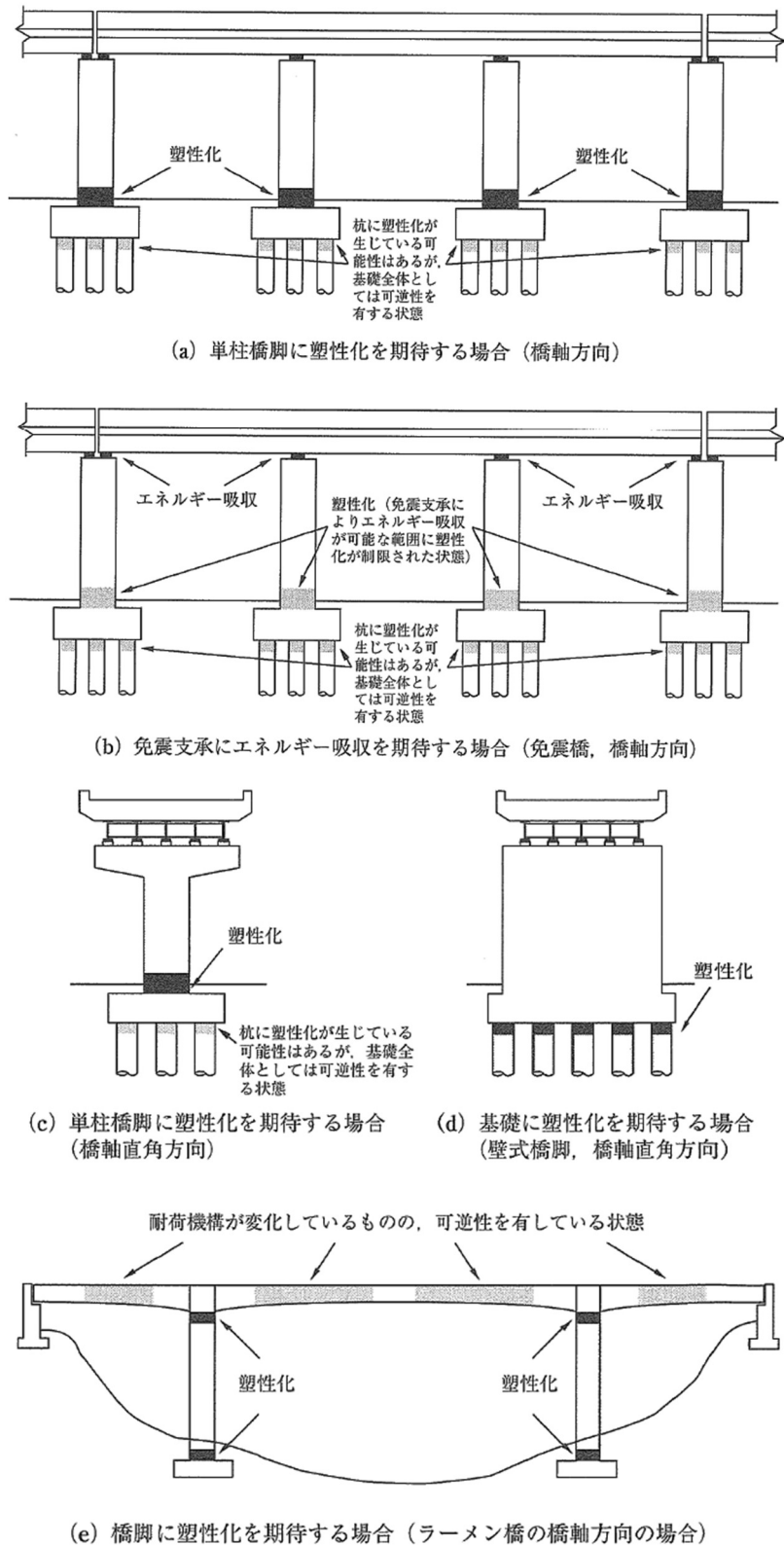


図 4.3.1 塑性化またはエネルギー吸収を考慮する部材の組み合わせ例

→主たる塑性化  
限界状態 2 において、部材の塑性化により確実にエネルギー吸収を行い、損傷の発見が容易であり、かつその修復が速やかに行える部材をいう。一般的には、複数の部材に主たる塑性化は考慮しない  
→「道示」V2.4.3 (p.20~25) 参照

→副次的な塑性化  
エネルギー吸収はあくまでも主たる塑性化を考慮する部材で図るが、地震による応答が部分的に塑性化にまで達すること。ただし、許容される塑性化の程度は部材により異なる  
→「道示」V2.4.3 (p.20~25) 参照



### 4.4 限界状態 3 に対する橋の限界状態

橋の耐震設計にあたって、「道示 I 4.1」に規定する橋の限界状態 3 を各構造の限界状態で代表させる場合には、以下の 1) から 3) とする。

1) 上部構造

「道示 II 3.4.2」又は、「道示 III 3.4.2」に規定する上部構造の限界状態 1 又は限界状態 3

2) 下部構造

「道示 IV 3.4.2」に規定する下部構造の限界状態 1 又は限界状態 3

3) 上下部接続部

支承部を用いる場合には、「道示 I 10.1.4」に規定する支承部の限界状態 1 又は限界状態 3

ただし、下部構造の限界状態を限界状態 3 とする場合は、これと組み合わせる上下部接続部の限界状態は限界状態 1 とし、上下部接続部の限界状態を限界状態 3 とする場合には、これと組み合わせる下部構造の限界状態は限界状態 1 とすることを標準とする。

なお、各部材の限界状態の組合せの考え方は橋の限界状態 2 と同じであり、相違点は「道示 V 2.4.4」を参照とする。

→「道示」V 2.4.4 (p.26~27) 参照

表 4.4-1 一般的な橋に対する塑性化またはエネルギー吸収を考慮する部材の組合せの例と各部材の限界状態（限界状態 3）

塑性化またはエネルギー吸収を考慮する部材 各部材の限界状態	橋脚	橋脚 〔上部構造に副次的な塑性化を考慮する場合〕	基礎	免震支承と橋脚
橋脚	橋脚の水平耐力を保持できる限界の状態		力学特性が弾性域を超えない限界の状態	限定的な塑性化にとどまる限界の状態
橋台	力学特性が弾性域を超えない限界の状態			
支承部	力学特性が弾性域を超えない限界の状態			免震支承によるエネルギー吸収が確保できる限界の状態
上部構造	力学特性が弾性域を超えない限界の状態	副次的な塑性化にとどまる限界の状態	力学特性が弾性域を超えない限界の状態	
基礎	副次的な塑性化にとどまる限界の状態		速やかな機能回復に支障となるような変形や損傷が生じない限界の状態	副次的な塑性化にとどまる限界の状態
フーチング	力学特性が弾性域を超えない限界の状態			
適用する橋の例	免震橋以外の一般的な橋等	ラーメン橋	橋脚躯体が設計地震力に対して十分大きな耐力を有している場合や液化化の影響のあるようなやむを得ない場合	免震橋



表 4.4-2 に代表的な部材として、柱・橋脚・梁として使用されるコンクリート部材の耐震性能と損傷図の関係を示す。

表 4.4-2 柱・橋脚・梁 コンクリート部材の耐震性能と損傷図

柱・橋脚・梁 コンクリート部材				
履歴ループ				
損傷図				
確保性能	耐震性能 1	耐震性能 2	耐震性能 3	破壊
損傷の程度	<ul style="list-style-type: none"> <li>主鉄筋は降伏ひずみに達しない</li> <li>曲げひび割れの発生</li> <li>斜めひび割れは発生しない</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>主鉄筋は降伏ひずみを超える</li> <li>曲げおよび斜めひび割れの発生</li> <li>かぶりコンクリートの剥落</li> <li>圧縮部コンクリートの微小な圧壊</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>主鉄筋の座屈</li> <li>コアコンクリートの圧壊</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>主鉄筋の破断</li> <li>主鉄筋の座屈+圧縮部コンクリートの圧壊+フープ筋の破断</li> <li>せん断破壊(特に、鉛直部材、橋脚)</li> <li>かぶりコンクリートの剥落+フープ筋の破断</li> </ul>



### 4.5 部材等の限界状態

- (1) 「道示 I 4.3」に規定する各構造を構成する部材等の限界状態 1 を、「道示 II 3.4.3」「道示 III 3.4.3」「道示 IV 3.4.3」の規定により設定する。
- (2) 限界状態 2 は、部材等の挙動が可逆性を失うものの、耐荷力が想定する範囲で確保できる限界の状態とする。
- (3) 部材等の限界状態は、その状態を表す工学的指標によって適切に関連付けることを標準とする。
- (4) 地震の影響を考慮して工学的指標と限界状態を関連付ける場合には、「道示 II 3.4.1」「道示 III 3.4.3」「道示 IV 3.4.3」の規定によるほか、限界状態に対応する特性値の設定にあたっては、1)及び2)を満たさなければならない。
  - 1) 地震による繰返し作用が部材等の状態に及ぼす影響を考慮する。
  - 2) 部材等の構造条件に応じた、部材等の耐力、非線形履歴特性及び破壊形態が考慮できる適切な知見に基づいた方法による。

→「道示」V 2.4.6 (p.29～31) 参照

### 4.6 耐荷性能の照査

- (1) 各構造又は各構造を構成する部材等の耐荷性能の照査は、「道示 V 2.2.3」に規定する耐荷性能を満足することを適切な方法を用いて確認することにより行う。
- (2) 「道示 I 5 章」の規定に従い、橋の耐荷性能の照査を部材等の耐荷性能の照査で代表させる場合の部材等の耐荷性能の照査は、以下の 1)及び 2)に従い行うことを標準とする。
  - 1) 「道示 V 2.3(1)」に規定する作用の組合せに対して、部材等の耐荷性能に応じて定める「道示 V 2.4.6」に規定する部材等の限界状態 1 及び限界状態 3 又は限界状態 2 及び限界状態 3 を、各々に必要な信頼性をもって超えないことを式(4.6.1)及び式(4.6.2)を満足することにより確認する。

→「道示」V 2.5 (p.31～37) 参照

$$\sum S_i(\gamma_{pi}\gamma_{qi}P_i) \leq \zeta_1 \Phi_{RS} R_S \quad \dots\dots\dots \text{式 (4.6.1)}$$

$$\sum S_i(\gamma_{pi}\gamma_{qi}P_i) \leq \zeta_1 \zeta_2 \Phi_{RU} R_U \quad \dots\dots\dots \text{式 (4.6.2)}$$

ここに、

- $P_i$  : 作用の特性値
- $S_i$  : 作用効果であり、作用の特性値に対して算出される部材等の応答値
- $R_S$  : 部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 に対する部材等の抵抗に係る特性値
- $R_U$  : 部材等の限界状態 3 に対応する部材等の抵抗に係る特性値
- $\gamma_{pi}$  : 荷重組合せ係数
- $\gamma_{qi}$  : 荷重係数
- $\zeta_1$  : 調査・解析係数
- $\zeta_2$  : 部材・解析係数
- $\Phi_{RS}$  : 部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数
- $\Phi_{RU}$  : 部材等の限界状態 3 に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数





- 2) 部材等の限界状態を代表させる事象を、部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 と限界状態 3 のいずれかに区分し難い場合には、当該事象を部材等の限界状態 3 として代表させ、「道示 V2.3(1)」に規定する作用の組合せに対して、部材等の限界状態 3 を必要な信頼性をもって超えないことを式(4.6.2)で満足することにより確認する。
  - 3) 地盤振動変位が部材に及ぼす影響については、「道示 V2.3(2)」に規定する地震の影響を考慮する状況に対して部材等の限界状態を超えないことを確認するとともに、地中部の構造に適切に塑性変形能を付与できるように構造上の配慮をする。
  - 4) 部材等の塑性化を期待する部材等を連結する場合には、各構造間について、以下の①から③を満足しなければならない。
    - ① 上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態と、各構造間の接合部の限界状態の関係を明確にしたうえで、これらの構造全体の所要の機能が発揮されるようにする。
    - ② 連結される各構造は、各構造間の接合部の耐荷機構の前提及び連結される各構造の耐荷機構の前提となる状態が確保されるようにする。
    - ③ これらの構造間の接合部は、構造間に生じる相互の断面力を確実に伝達できるようにする。
  - 5) 液状化が生じる土層を有する地盤上にある橋の耐震設計では、液状化が橋に及ぼす影響を適切に考慮する。液状化が生じると仮定した場合及び液状化が生じないと仮定した場合のいずれの場合も、橋の性能を満足しなければならない。
  - 6) 基礎の塑性化を期待する場合、基礎が塑性化すると仮定した場合及び基礎が塑性化しないと仮定した場合のいずれの場合にも橋の性能を満足しなければならない。
- (3) 橋の耐震設計にあたっては、慣性力による断面力、応力、変位等の応答値の算出に、「道示 V5.2」に動的解析を用いることを標準とする。ただし、部材等の塑性化を期待しない場合で、以下の 1)に該当する場合は部材等の塑性化を期待する場合で以下の 1)から 3)に該当する場合には、「道示 V5.3」に規定する静的解析を用いてもよい。
- 1) 1 次の固有振動モードが卓越している。
  - 2) 塑性化の生じる部材及び部位明確である。
  - 3) エネルギー一定則の適用性が検証されている。
- (4) 地震抵抗は、「道示 V3.5」に規定する耐震設計上の地盤面の下方において考慮することを標準とする。

→「道示」V5.1  
(p.114～116) 参照



#### 4.7 その他の必要事項

- (1) 橋の耐震設計においては、橋の耐荷性能に加えて、その他、耐震設計上、橋の性能を満足するために必要な事項の検討を行う。
- (2) (1)を満足するために必要な事項として、以下の 1)から 3)を満足する。
  - 1) 上下部接続部に支承部を用いる場合、その破壊を想定したとしても、下部構造が不安定とならず、上部構造を支持することができる構造形式とする。
  - 2) 上下部接続部に支承部を用いる場合、その破壊を想定したとしても、上部構造が容易には下部構造から落下しないように、適切な対策を別途講じる。
  - 3) B 種の橋については、上下部接続部に支承部を用いる場合、その破壊を想定したとしても、機能回復を速やかに行いうる対策を講じる必要があるかどうか検討し、必要がある場合には、構造設計上実施できる範囲を検討し、必要に応じて構造設計に反映する。
- (3) 「道示 V13.3」の規定により対策を講じる場合は、(2)2)を満足するとみなしてよい。

→「道示」V2.7.1  
(p.38～42) 参照



## 5. 動的照査法による耐荷性能の照査方法

### 5.1 一般

- (1) 動的照査法による耐荷性能の照査は、本編 5.2 に規定する地震動を作用させたときに各部材に生じる断面力、変位等を動的解析により算出し、本編 5.4.に規定に基づいて行うものとする。
- (2) 動的解析では、解析目的及び設計地震動のレベルに応じて、本編 5.3 の規定により適切な解析モデルを設定するとともに、適切な解析方法を選定する。

### 5.2 慣性力

- (1) 動的解析を用いる場合の慣性力の大きさは、レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動の強度、周期特性、位相特性及び継続時間並びに橋の減衰定数等を考慮して、動的解析に用いる加速度波形を適切に設定したうえで、構造物の応答加速度を質量に乗じて算出する。
- (2) 動的解析に用いる加速度波形には、「道示 V 式 (3.2.1)」により算出するレベル 1 地震動並びに「道示 V 式 (3.3.1)」及び「道示 V 式 (3.3.2)」により算出するレベル 2 地震動の加速度応答スペクトルと同様の特性を有するように既往の代表的な強震記録を振幅調整した加速度波形を用いる。橋の減衰定数が 0.05 と大きく異なる場合には、「道示 V 式 (3.2.1)」並びに「道示 V 式 (3.3.1)」及び「道示 V 式 (3.3.2)」により算出する加速度応答スペクトルに、「道示 V 式 (4.1.1)」により算出する減衰定数別補正係数  $C_D$  を乗じて求めた加速度応答スペクトルをレベル 1 地震動及びレベル 2 地震動の加速度応答スペクトルとして用いる。
- (3) 振幅調整しようとする強震記録を選定するにあたっては、以下の 1)及び 2)を考慮しなければならない。また、レベル 2 地震動を考慮する設計状況においては、位相特性が異なる振幅調整した加速度波形を少なくとも 3 波形用いるものとし、レベル 1 地震動を考慮する設計状況においては 1 波形を用いる。
  - 1) 振幅調整しようとする強震記録の加速度応答スペクトルが目標とする加速度応答スペクトルと類似した特性を有すること。
  - 2) 部材の塑性化を期待する場合は、以下の特性を有すること。
    - ・ レベル 2 地震動 (タイプ I) については、継続時間が長く、地震動の繰返し  
が橋の非線形応答に与える影響が大きい位相特性
    - ・ レベル 2 地震動 (タイプ II) については、継続時間は短い  
が振幅の大きな地震動が橋の非線形応答に与える影響が大きい位相特性
- (4) 慣性力の算出に際しては、設計振動単位ごとに、同じレベル 1 地震動の加速度波形及びレベル 2 地震動の加速度波形を用いることを原則とする。

→「道示」V 4.1.2  
(p.73~80) 参照



表 5.2-1 動的解析に用いる振幅調整した加速度波形のもととした強震記録

(a) レベル1地震動

呼び名	地盤種別	振幅調整のもととなった強震記録の地震名と記録場所及び成分	
1-I	I種地盤	昭和53年宮城県沖地震	開北橋周辺地盤上LG成分
1-II	II種地盤	昭和43年日向灘地震	板島橋周辺地盤上LG成分
1-III	III種地盤	昭和58年日本海中部地震	津軽大橋周辺地盤上TR成分

(b) レベル2地震動 (タイプI)

呼び名	地盤種別	振幅調整のもととなった強震記録の地震名と記録場所及び成分	
2-I-I-1	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
2-I-I-2		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
2-I-I-3			新晩翠橋周辺地盤上NS成分
2-I-II-1	II種地盤	平成15年十勝沖地震	直別観測点地盤上EW成分
2-I-II-2		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
2-I-II-3			阿武隈大堰管理所構内地盤上ES成分
2-I-III-1	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
2-I-III-2		平成23年東北地方太平洋沖地震	山崎震動観測所地盤上EW成分
2-I-III-3			土浦出張所構内地盤上EW成分

(c) レベル2地震動 (タイプII)

呼び名	地盤種別	振幅調整のもととなった強震記録の地震名と記録場所及び成分	
2-I-I-1	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
2-I-I-2			神戸海洋気象台地盤上EW成分
2-I-I-3			猪名川架橋予定地点周辺地盤上NS成分
2-I-II-1	II種地盤		JR西日本鷹取駅構内地盤上NS成分
2-I-II-2			JR西日本鷹取駅構内地盤上EW成分
2-I-II-3			大阪ガス葎合供給所構内地盤上N27W成分
2-I-III-1	III種地盤		東神戸大橋周辺地盤上N12W成分
2-I-III-2			ポートアイランド内地盤上NS成分
2-I-III-3			ポートアイランド内地盤上EW成分



### 5.3 解析方法及び解析モデル

#### 5.3.1 解析方法

→「道示」V5.2  
(p.116～131) 参照

- (1) 動的解析には、時刻歴応答解析を用いることを標準とする。
- (2) 動的解析による橋の地震時挙動の解析では、固有振動特性、減衰特性、橋脚等の非線形履歴特性等を十分考慮し、橋の動的特性を表現できる解析モデルを用いて地震時の応答を算出する必要がある。地震動のレベルと橋の限界状態に対応する部材等の限界状態に応じて適切なモデル及び解析方法を選定する必要がある。
  - 1) レベル 1 地震動を考慮する設計状況に対しては、部材の塑性化を期待しないため、可逆性を有する範囲における橋の動的特性を表現できる解析モデル及び解析方法を用いる。
  - 2) レベル 2 地震動を考慮する設計状況に対しては、部材の塑性変形やエネルギー吸収を考慮した設計を行う場合は、必要に応じて橋脚等の部材の非線形履歴特性を考慮した橋の非線形域の動的特性を表現できる解析モデル及び解析方法を用いる。
- (3) 動的解析により応答値を算出するにあたって、部材のモデル化は以下の 1) から 3) を満足しなければならない。
  - 1) 橋の構造特性を踏まえ、橋の地震時の挙動を評価できるように、部材の材料特性、地盤の抵抗特性に応じて、適切に部材をモデル化する。
  - 2) 部材のモデル化は、その力学的特性及び履歴特性に応じて適切に行う。
  - 3) 橋の減衰特性は、橋を構成する部材等の振動特性を考慮して、適切にモデル化する。
- (4) 動的解析による応答値の算出は、レベル 2 地震動を考慮する設計状況において、「道示 V4.1.2」に規定する加速度波形を用いて算出した応答値の平均値を用いる。

#### 5.3.2 橋及び部材のモデル化

- (1) 橋全体系のモデル化は、橋の構造特性、橋を構成する部材の材料特性、周辺地盤の抵抗特性等に応じて、橋の固有振動特性を適切に表現できるように、橋を構成する各部材（基礎、橋脚、橋台、支承部、上部構造等）の質量分布、剛性分布及び境界条件を適切にモデル化する。
- (2) 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、以下の 1) から 5) が必要となる。
  - 1) 構造物の形状を表現するために必要な節点と構成要素
  - 2) 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
  - 3) 力学的特性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等）

- 4) 部材に発生する断面力と変形の関係を表現するための非線形履歴モデル
- 5) 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)

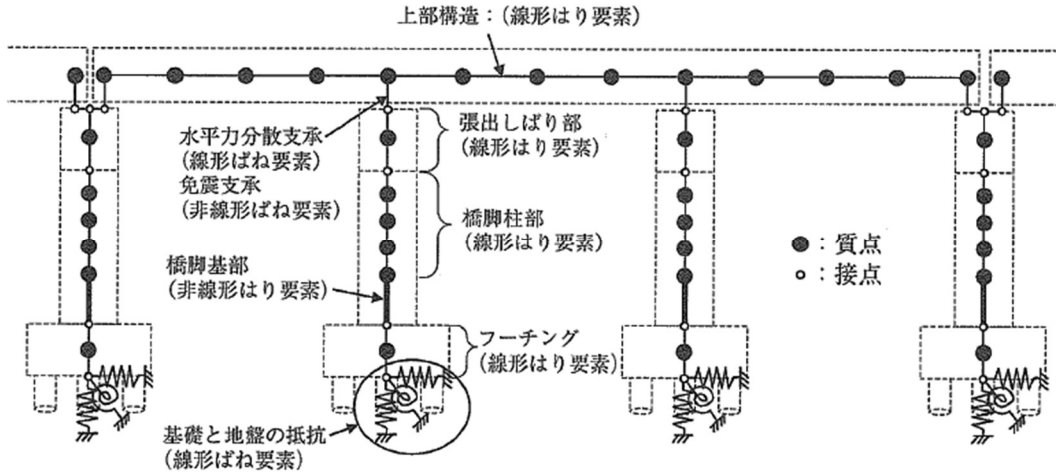


図 5.3.1 橋の解析モデルの例

- (3) 部材のモデル化は、その力学的特性及び履歴特性において適切に行う。
- (4) 橋の減衰特性は、橋を構成する部材等の振動特性を考慮して、適切にモデル化を行う。

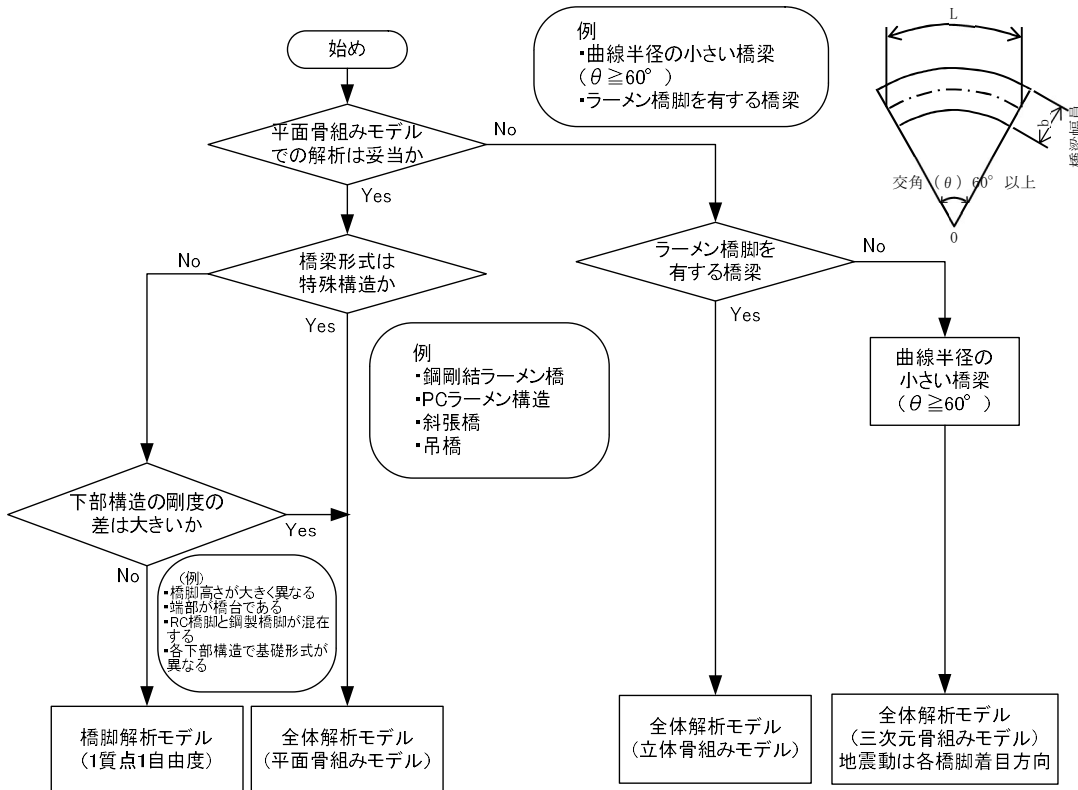


図 5.3.2 橋梁のモデルの区分



### 5.4 耐荷性能の照査

#### (1) 限界状態 1 の照査

動的照査法における限界状態 1 の照査について、各構造物の照査項目及び制限値を表 5.4-1 に示す。

表 5.4-1 限界状態 1 の照査項目及び制限値

部位		照査項目	制限値	備考
RC 橋脚及び橋台		応答値（作用力）	部材の制限値	道示Ⅲ5.5,5.7,5.8 道示Ⅳ5.2
鋼製橋脚		応答値（作用力）	部材の制限値	道示Ⅱ
基礎	杭基礎	軸方向押し込み力 引抜き力 杭の水平変位 応答値（作用力）	杭の軸方向押し込み力の制限値 杭の軸方向引抜き力の制限値 杭の水平変位の制限力 部材の制限値	道示Ⅳ 10.2,10.5,10.6
	直接基礎	鉛直荷重 転倒モーメント 水平荷重	基礎底面地盤の降伏支持力 偏心した鉛直力の作用位置 基礎底面地盤のせん断力	道示Ⅳ9.5
鋼上部構造		応答値（作用力）	部材の制限値	道示Ⅱ
コンクリート上部構造		応答値（作用力）	部材の制限値	道示Ⅲ
上部構造端部（伸縮装置）		レベル 1 地震動の 応答変位 伸縮装置に作用する 作用力	伸縮装置の伸縮量 部材の制限値	道示Ⅴ14.2
支承	鋼製支承	応答値（作用力）	部材の制限値	道示Ⅰ10.1
	ゴム支承	応答値（せん断ひずみ） 応答値（作用力）	せん断ひずみの制限値 部材の制限値	道示Ⅴ13.1



(2) 限界状態 2 又は限界状態 3 の照査

動的照査法における限界状態 2 又は限界状態 3 の照査については、各構造物の照査項目及び制限値を表 5.4-2 に示す。

表 5.4-2 限界状態 2 又は限界状態 3 の照査項目及び制限値

部位	照査項目	制限値	備考	
RC 橋脚	最大応答変位	最大応答変位の制限値	道示 V 8.4	
	最大応答せん断力	せん断力の制限値		
	残留変位	残留変位の制限値	道示 V 8.4	
鋼製橋脚	最大応答変位	最大応答変位の制限値	道示 V 9 章	
	残留変位	残留変位の制限値		
橋脚基礎	応答変位	杭基礎の降伏変位の制限値	道示 IV 10.2, 10.9 道示 V 10.4	
	【十分な耐力を有する】 【液状化の影響がある】 応答塑性率 応答変位	塑性率の制限値 杭基礎の降伏変位の制限値		
橋台基礎 ※液状化が生じると 判断される場合	応答塑性率	塑性率の制限値	道示 V 11.4	
鋼上部工 コンクリート 上部工	【塑性率を考慮する】 応答値（作用力）	部材の制限値	道示 II, III	
	【塑性率を考慮しない】 応答値（作用力）	部材の制限値	道示 II, III	
上部構造端部 (伸縮装置)	遊間量	必要遊間量	道示 V 13.2	
支承	鋼製 支承	応答値（作用力）	部材の制限値	道示 I 10.1 道示 V 13.1
	ゴム 支承	応答値（せん断ひずみ） 応答値（作用力）	せん断ひずみの制限値 部材の制限値	





## 6. 静的照査法による耐荷性能の照査方法

### 6.1 基礎的事項

#### 6.1.1 震度法（レベル1地震動に対する設計法）

日本の耐震設計において昭和初期から基本としてきた震度法は、構造物各部分の重量に一定の係数（設計水平震度）をかけた力を地震荷重と想定し、これを静的に載荷して構造解析を行う手法であり、「横方向に静的に荷重をかける」、「許容応力度法によって照査する」という2つの大きな特徴をもっている。日本では基本的に構造物の重量に水平震度0.2~0.3（地域補正係数1.0の場合）を乗じた力を水平方向に作用させて、構造部材に発生する応力度が許容応力度を超えないように設計してきた。これは図6.1.2に示す弾性変形域（線形域）内での設計法である。レベル1地震動に対しては弾性変形域内（許容応力度以内）にとどめ橋としての健全性を損なわない性能（限界状態1）を確保することが必要である。

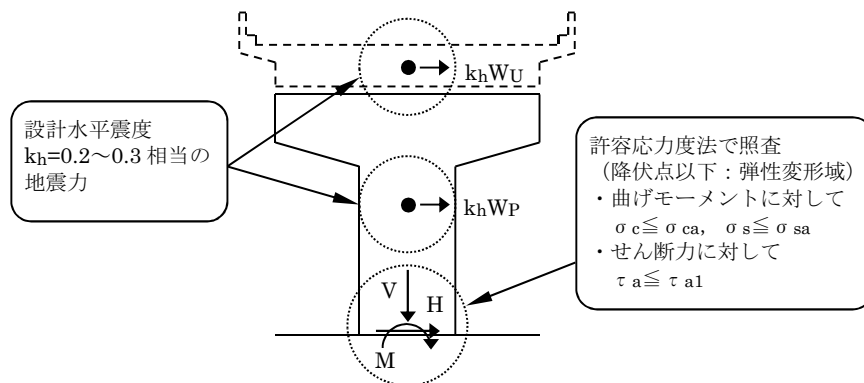


図 6.1.1 震度法（レベル1地震動）による耐震設計

#### 6.1.2 変形性能

1978年宮城県沖地震（M7.4 被害橋数108橋）等大規模な地震が発生した際、震源域近くに作用した地震力は、震度法（レベル1地震動：地震の加速度200~300gal程度）に用いるよりもはるかに大きな地震力を受けたにもかかわらず大部分の鉄筋コンクリート橋脚はよく耐え、その後長期間にわたって無事供用されている。この理由は、鉄筋コンクリート橋脚が図6.1.2に示す弾性限界点（鉄筋の降伏点）を超えて塑性変形域（非線形域）に入ったとしても、著しい耐力の低下を生じるような変形にまでに至らなければ、塑性変形域に入ったことによる長周期化や震動エネルギーの吸収により、ねばりを発揮し、地震を「やり過ごせる」ことができたためである。

しかしながら、一方では、大規模な亀裂、剥離、軸方向鉄筋の座屈等の被害が生じた鉄筋コンクリート橋脚も多く存在している。これは、上記の考え方だけでは全ての橋梁の限界状態は満足しないことを示している。

したがって、大地震時（レベル2地震時）にも落橋等の致命的な被害を防止するには、塑性変形域における鉄筋コンクリート橋脚の耐力及び変形性能を適切に評価した鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法（地震時保有水平耐力法）が重要である。

ここで、鉄筋コンクリート橋脚の変形性能とは、塑性変形域におけるねばれる能力のことであり、変形しても壊れにくい性能（保有耐力をある程度維持できる能力）のことである。このねばりをじん性ともいう。また、変形性能が小さく、ねばりの小さい構造物は、塑性変形域のエネルギー吸収がないことから、大地震時における地震力を「強度」、つまり「大きな力」には「大きな強度」で対抗することから、力が強度を上回った瞬間から崩壊してしまうことになる。このねばりのない構造をぜい性的ともいう。具体的には、鉄筋コンクリート橋脚において横拘束筋が少ない場合やせん断破壊型の場合がこれに相当する。

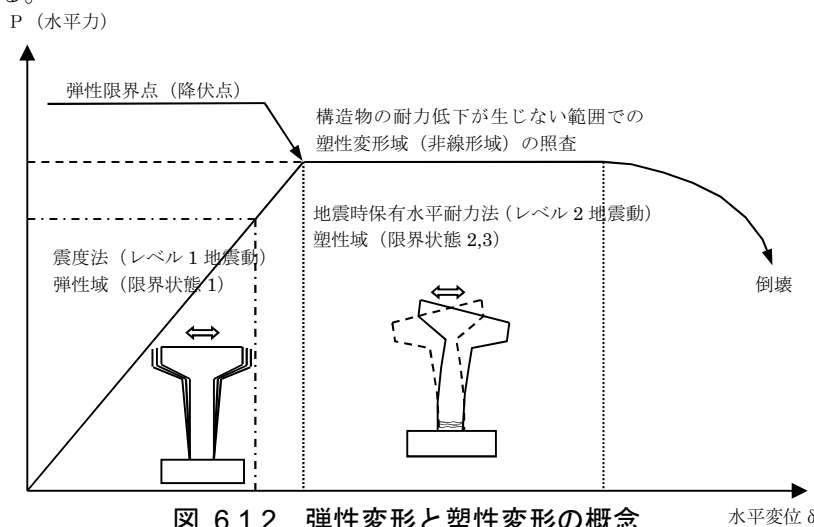


図 6.1.2 弾性変形と塑性変形概念

### 6.1.3 弾性変形と塑性変形

弾性変形と塑性変形を具体的に説明すると以下のようなものである。

弾性変形：力をかけるのをやめると、元に戻る変形（バネのイメージ）

塑性変形：力をかけるのをやめても、元に戻らず残る変形（粘土のイメージ）

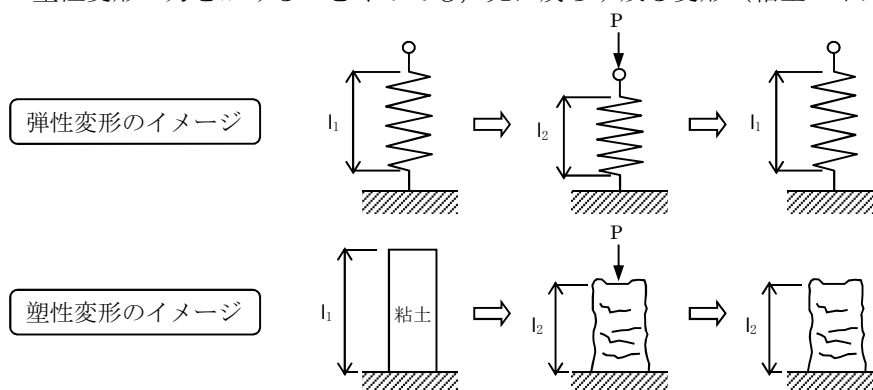


図 6.1.3 弾性変形と塑性変形のイメージ



鉄筋コンクリート構造などは、ある力までは弾性変形し、それ以上の力が加わると塑性変形に移行する。塑性変形域に入ると大きなエネルギーの吸収が可能になるため、耐力低下が生じなければ塑性変形能力（変形性能）を大きくすることにより大きな地震力を吸収できる。

#### 6.1.4 地震時保有水平耐力法（レベル2地震動に対する設計法）

地震時保有水平耐力とは、地震時に橋脚躯体が崩壊せずに抵抗できる水平耐力のことである。地震時保有水平耐力法による耐震設計は、その地震時保有水平耐力と塑性変形領域の変形性能を考慮し、大地震時（レベル2地震動）における損傷が橋として限定的にとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能（限界状態2）、もしくは損傷が橋として致命的にならない性能（限界状態3）を目標とした設計法である。

従来からの0.2~0.3程度の設計水平震度を用いた震度法（レベル1地震動に対する設計法）による耐震設計の考え方だけでは、どの程度の規模の地震に対して構造物のどこにどの程度の損傷をおさめるのかという設計目標がきわめてあいまいである。これに対して地震時保有水平耐力法では、橋の供用期間中に発生する確率が低い大規模な地震動（レベル2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、「限界状態2：地震による損傷が橋として限定的にとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る」もしくは「限界状態3：地震による損傷が橋として致命的にならない」ことを目標とした。

地震時保有水平耐力法では図4.3.1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地震エネルギー吸収を図り、構造物としての耐震安全性を確保する。

#### 6.1.5 エネルギー一定則

地震時保有水平耐力法において重要な点は、弾性応答加速度に相当する地震力（地震時保有水平耐力法に用いるレベル2地震動の設計水平震度の標準値 $k_{hc0}$ に相当する慣性力）を橋脚の弾塑性応答を考慮してどのようにして低減（ $k_{hc}$ ）させるかである。地震時保有水平耐力法で考慮しているような大きな弾性応答加速度に相当する地震力を橋脚が受けると、実際には橋脚は塑性化が生じるため、水平力としてはこれ以上の大きさの地震力は作用しない。しかし、水平変位（塑性変形）は進展（C→D）する。鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力法による耐震設計では、エネルギー一定則により地震力の低減を行っている。具体的には図6.1.4で示す。

エネルギー一定則とは、張り出し橋脚のような完全弾塑性型の復元力を有する1質点系構造物が地震動を受けた場合には、弾塑性応答と弾性応答の両者の入力エネルギーがほぼ同量になるという考え方に基づく近似的な解析法である。

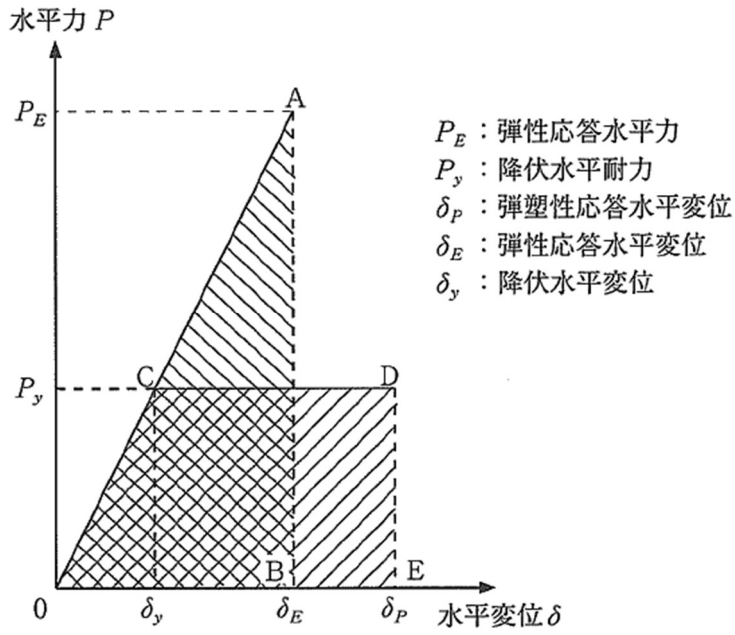


図 6.1.4 エネルギー一定則に基づく構造物の弾塑性応答変位の推定



## 6.2 静的照査法を適用する場合の荷重の算出方法

### 6.2.1 一般

- (1) 静的照査法を適用する場合の荷重の算出方法については「道示V4.1.3」を原則とする。
- (2) 静的照査法により耐荷性能の照査を行う場合には、本編 2.2 に規定する地震の影響として、慣性力、地震時土圧、地震時動水圧、及び地震時に不安定となる地盤の影響を、それぞれ適切に考慮しなければならない。

### 6.2.2 慣性力

- (1) 慣性力は、設計振動単位ごとに、「道示V4.1.5」に規定する固有周期に応じて算出するものとし、レベル1地震動に対しては「道示V4.1.1」の規定により、レベル2地震動に対しては「道示V4.1.1」の規定によるものとする。
- (2) 慣性力の作用方向は以下のとおりとする。
  - 1) 慣性力は、各部材ごとに影響が最も大きくなる方向及びその直角方向に別々に作用させる。
  - 2) 橋脚の慣性力の作用方向は、橋脚の断面二次モーメントが最小となる軸周りに曲げモーメントを発生させる方向及びその直角方向としてよい。
  - 3) 橋台の慣性力の作用方向は、土圧の水平成分の作用方向及びその直角方向としてよい。
  - 4) 基礎の慣性力の作用方向は、これが支持する橋台又は橋脚に作用させる慣性力と同じ方向としてよい。
  - 5) 上部構造の慣性力の作用方向は、橋軸方向及び橋軸直角方向としてよい。
- (3) 支承部の設計においては、5.2.2 (2) 1) に規定する水平2方向の慣性力とともに、鉛直方向の慣性力も考慮すること。
- (4) 上部構造の慣性力の作用位置は、その重心位置とする。ただし、支承部において曲げモーメントが下部構造に伝達されない場合においては、上部構造の慣性力の作用位置には、支承部の底面としてよい。

→本編 5.2.3 参照  
 →本編 5.3.2 参照  
 →本編 5.4.2 参照  
 →「道示」V4.1.3 (p.81~83) 参照

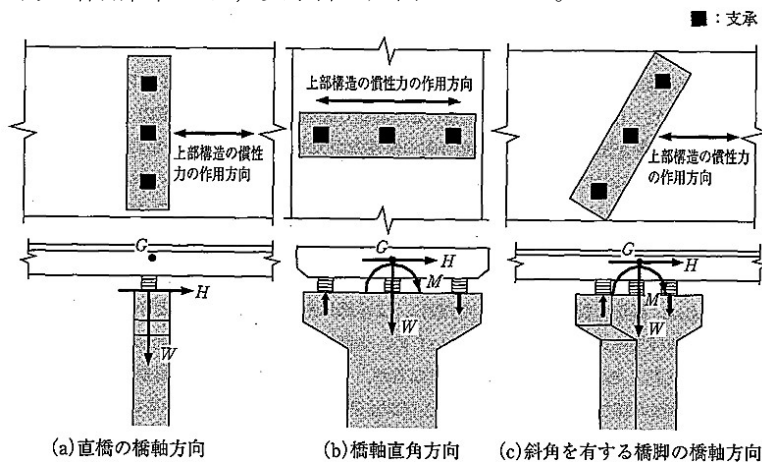


図 5.2-1 下部構造の耐震設計における上部構造の慣性力の作用位置と下部構造の頂部に作用する荷重

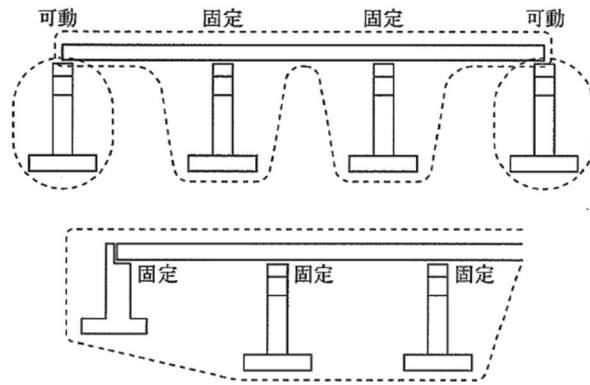


図 6.2.1 橋軸方向に固定支持の場合における設計振動単位

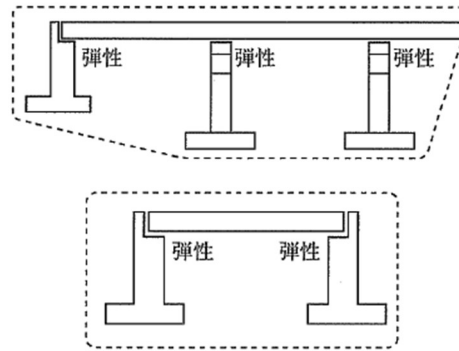


図 6.2.2 橋軸方向に弾性支持の場合における設計振動単位

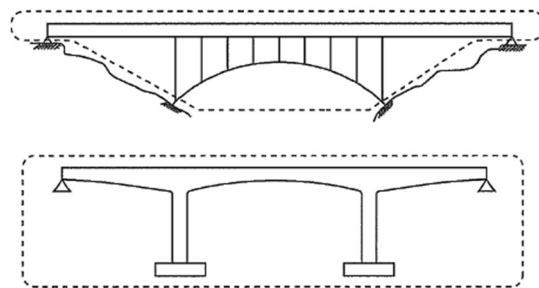


図 6.2.3 アーチ橋, ラーメン橋等の場合における設計振動単位

は設計振動単位を示す。

→「道示」V4.1.4  
(p.84) 参照

→「道示」V4.1.4  
(p.85) 参照

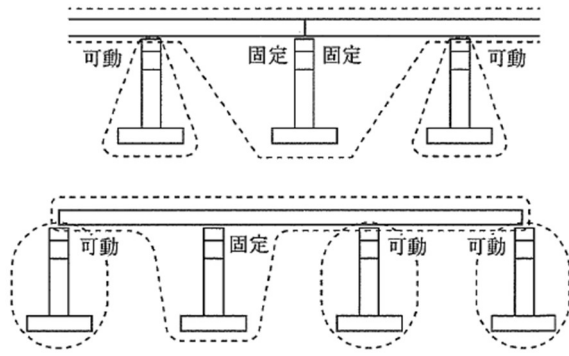


図 6.2.4 橋軸方向に一点固定の場合における設計振動単位

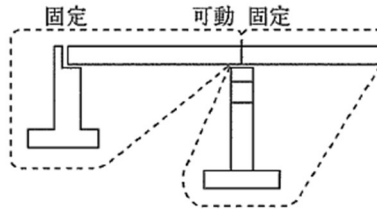


図 6.2.5 橋軸方向に固定・可動の場合における設計振動単位

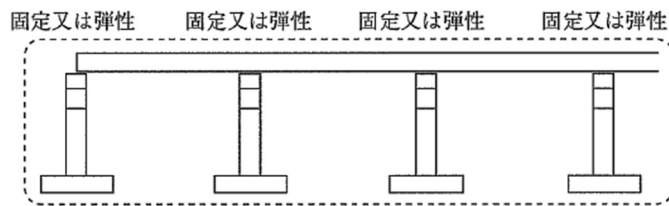


図 6.2.6 橋軸直角方向に固定又は弾性支持の場合における設計振動単位（例）

〔 〕 は設計振動単位を示す。

→ 「道示」 V 4.1.4  
(p.86) 参照





## 6.2.3 固有周期の算出方法

→「道示」V4.1.5  
(p.86～92) 参照

## (1) 固有周期の算出

橋の固有周期は、地震時に同一の振動をすると見なし得る設計振動単位(図 6.2.1～図 6.2.6)ごとに、構造部材及び基礎の変形の影響を考慮し、「道示V4.1.5」の規定に基づき適切に算出する。

## (2) 橋のモデル化にあたっての留意事項を以下に示す。

- 1) 固有周期算出にあたっての橋脚の剛性は、レベル1地震動に対する耐荷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地震動に対する耐荷性能の照査では橋脚の降伏剛性を用いるものとする。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。
- 2) 固有周期算出に用いる上部構造及び基礎構造の剛性は、一般に全断面有効とみなして算出する。
- 3) 固有周期を算出する際に用いる地盤反力係数は、「道示V4.1.5」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、その影響について検討すること。
- 4) 地盤の動的変形係数  $E_D$  の算定に必要となる地盤のせん断弾性波速度  $V_{SD}$  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のがよい。
- 5) 支承部において地震時水平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、「道示V4.1.5(2)1)」により固有周期を算出する。

固有周期の算出にあたっての留意事項を下記に示すものとする。

- ① 固有周期の算出は、「道示V4.1.5(2)1)」の解説文に示される式(解 4.1.8)～式(解 4.1.9)を参考に基礎構造形式に応じて算出する。
  - ② 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」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、「道示V4.1.5」に示す地盤の動的せん断変形係数より求めるものとする。
- 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、「道示V4.1.5(2)2)」に基づいて算出する。橋を離散型の骨組み構造にモデル化する場合は、このモデルの各節点に上部構造及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算出する(静的フレーム法)。

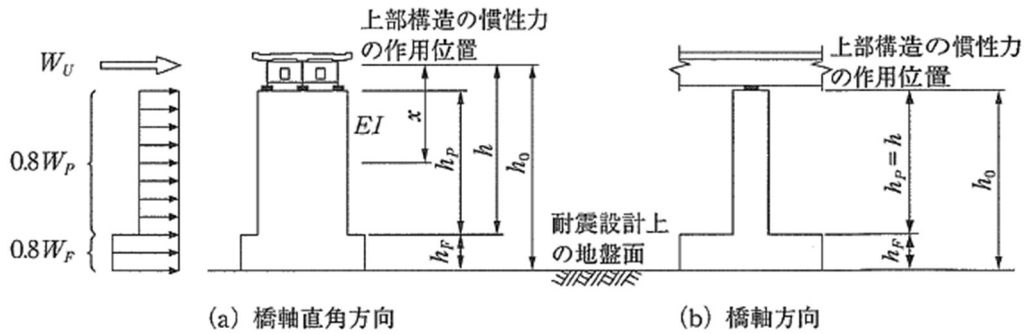


図 6.2.7 固有周期の算出のためのモデル例（設計振動単位が1基の下部構造とそれが固定支承により支持している上部構造部分からなる場合）

- 8) 静的フレーム法により固有周期を算出する際、橋のモデル化における留意事項を下記に示す。
- ① 静的フレームモデルは、橋の固有周期及び分担重量を算出することが目的であることから、剛性及び重量の算出にあたっては、二次部材（上部構造における横桁、橋台におけるウィング等）は無視して重要な部材のみを考慮する。
  - ② 上部構造の剛性の算出については、レベル1地震動及びレベル2地震動の耐荷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。
  - ③ 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、橋台背面土の重量及び変形等の影響は無視してもよい。
  - ④ 橋台及び橋脚の基礎構造物の条件は、動的せん断弾性係数  $E_D$  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。
  - ⑤ 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。
  - ⑥ 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きつい場合には、モデル化に反映することが望ましい。



- ⑦ 支承のモデル化は支承の種類及び支承条件等を考慮し、適切に行うことが必要である。
- ⑧ 固有周期の算出にあたって、可動支承の摩擦の影響は、レベル1地震動に対しては考慮しなくてもよい。レベル2地震動に対しては、上部構造の死荷重反力の1/2を上部構造部分の重量として見込むのがよい。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は、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。
- ⑨ 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表6.2-1のとおりとする。

表 6.2-1 上下部構造間の相対変位の拘束条件の例

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
弾性支承	バネ*	バネ*	拘束**	拘束**	自由**	自由**
免震支承	バネ*	バネ*	拘束**	拘束**	自由**	自由**

注1) \*の条件は、橋軸方向及び橋軸直角方向の両方向に弾性支承あるいは免震支承で支持される場合について示した。

注2) \*\*の条件は、厳密にはバネ支持となるが、解析結果への影響は一般に小さいため、このようにしてよいものとした。

- ⑩ 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  $u_{Be}$  に相当する支承の剛性を用いるものとする。

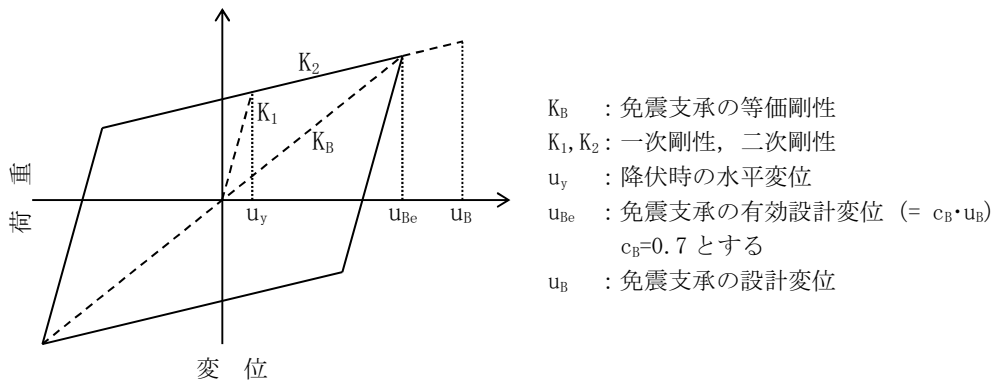


図 6.2.8 免震支承の等価剛性

- ⑪ 一般の固定支承及び可動支承として弾性支承（すべり型ゴム支承）を用いる場合には、固有周期及び慣性力の算定において、弾性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、隣接する連続桁の影響を考慮するものとする。
- ① 橋軸方向には、両方の連続桁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出し、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。
  - ② 橋軸直角方向には、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。
- 10) 地盤のバネ定数は「道示Ⅴ」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、「道示Ⅴ9.5」によるものとするが、その基準値は「道示Ⅴ4.1.5」に示される式（解4.1.2）～（解4.1.7）により求めるものとする。
- ① 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。
  - ② 地盤の動的ポアソン比は、一般の沖積及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。
  - ③ 耐震設計上ごく軟弱な粘性土層又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、土質定数の低減は行わない。
  - ④ 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。

#### 6.2.4 地震時土圧

地震時土圧は、「道示Ⅴ4.2」に規定される修正物部・岡部法により算出する。

#### 6.2.5 地震時動水圧

レベル1地震動に対する限界状態1の照査における地震時動水圧の算定方法は、「道示Ⅴ4.3」に規定される動水圧算定式により算出する。なお、レベル2地震動に対して水に接する下部構造の耐荷性能の照査を行う場合には、地震時動水圧の影響を考慮することができる解析モデルを用いた動的解析により地震時の挙動を解析するのがよい。

### 6.3 レベル1地震動に対する限界状態の照査

#### 6.3.1 一般

弾性域の振動特性を考慮した震度法による限界状態1の照査は、本編5.2.4に規定する地震時土圧、本編5.2.5に規定する地震時動水圧、本編5.3.2に規定する慣性力を作用させたときに各部材に生じる断面力、変位等を算出し、本編5.3.4による。

#### 6.3.2 慣性力の算定方法

慣性力は、本編5.2.3に規定する設計振動単位の固有周期を算出し、構造物の重量に本編5.4.3に規定する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。

→「道示」Ⅴ4.1.3  
(p.81～83) 参照



- 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。ここで、支承の静摩擦力は、支承に作用する死荷重による鉛直反力に可動支承の静摩擦係数を乗じた値とし、静摩擦係数は以下に示すとおりとする。

表 6.3-1 可動支承の摩擦係数

摩擦機構	水平移動の機構（支承の種類）	摩擦係数
ころがり摩擦	鋼製のローラー支承	0.05
すべり摩擦	鋼と鋼	0.25
	PTFE とステンレス鋼	0.10
	簡易ゴム支承（パット沓）	バネ評価※

※ゴム支承の水平力はせん断変形によるものであるため、ゴム支承の水平変位に伴う水平力を評価することを基本とする。

→「道路橋支承便覧（H30.12）」（日本道路協会）2.5.1（p.41）参照

### 6.3.3 設計水平震度

- 1) 震度法に用いる設計水平震度は、式(6.3.1)により算出する。ただし、式(6.3.1)による値が、0.1を下回る場合には0.1とする。

$$k_h = c_z \cdot k_{h0} \quad (\geq 0.1) \dots\dots\dots \text{式 (6.3.1)}$$

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）

$k_{h0}$  : レベル1地震動の設計水平震度の標準値（表 6.3-2）

$c_z$  : レベル1地震動の地域別補正係数（静岡市 1.0）

→「道示」V4.1.6（p.93～98）参照

表 6.3-2 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、 $k_{h0} \geq 0.24$	$0.34 \leq T \leq 1.5$ $k_{h0}=0.30$	$1.5 < T$ $k_{h0}=0.393 \cdot T^{-2/3}$



- 2) 同一の設計振動単位において、地盤種別が変化する場合には、橋脚ごとに異なる設計水平震度が算出されているが、同一の設計振動単位においては、同じ地震力を見込むことが望ましいため、同一の設計振動単位においては、同一の設計水平震度（同一設計振動単位内で橋脚ごとに求めた設計水平震度のうち最大値）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式（5.3.2）により算出する。

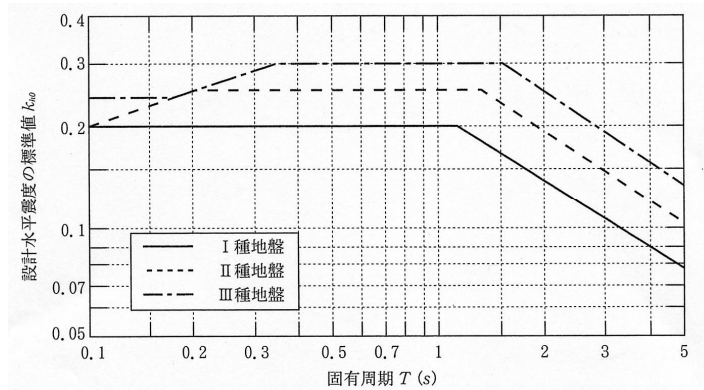


図 6.3.1 レベル1地震動の設計水平震度の標準値

- 3) 土の重量に起因する慣性力及び地震時土圧の算出に用いる設計水平震度  $k_{hg}$  は  $k_{hg} = c_z \cdot k_{hg0}$  (式 5.3.2) で求められ、標準値  $k_{hg0}$  は地盤種別に応じて下記による。

表 6.3-3 土の質量に起因する設計水平震度の標準値  $k_{hg0}$

地盤種別	I種	II種	III種
$k_{hg0}$	0.16	0.20	0.24



6.3.4 限界状態1の照査

鉄筋コンクリート橋脚ならびに橋台の照査は「道示Ⅳ」、基礎の照査は「道示Ⅳ」、鋼製橋脚ならびに鋼上部構造の照査は「道示Ⅱ」、コンクリート上部構造の照査は「道示Ⅲ」、免震橋の照査は本編 8.2、支承部の照査は本編 10.1 の規定に基づいて行うものとする。

表 6.3-4 限界状態1に対する主な照査項目

限界状態1を満たす各 部材の限界状態の組合せ			耐荷性能の観点		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	応答値<部材の制限値
	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 <伸縮装置の伸縮量
支 承 部	弾性 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 <許容せん断ひずみ 応答値<部材の制限値
	鋼製 支承				応答値<部材の制限値
橋脚及び 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	応答値<部材の制限値
基 礎		基礎の力学的特 性が弾性域を超 えることなく、 基礎を支持する 地盤の力学的特 性に大きな変化 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	支持力<許容支持力 応答値<部材の制限値 応答変位<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	応答値<部材の制限値



## 6.4 レベル2地震動に対する限界状態の照査

### 6.4.1 一般

地震時保有水平耐力法による限界状態2又は限界状態3の照査は「道示V8.3」による。

### 6.4.2 慣性力の算定方法

慣性力は、構造物の重量に本編5.4.3に規定する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。

→「道示」V4.1.1  
(p.71~73) 参照

### 6.4.3 設計水平震度

1) レベル2地震動(タイプI)の設計水平震度は、式(6.4.1)により算出する。

$$k_{Ih} = c_{Iz} k_{Ih0} \quad \text{式 (6.4.1)}$$

ここに、 $k_{Ih}$  : 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)

$k_{Ih0}$  : レベル2地震動(タイプI)の設計水平震度の標準値(表6.4-1)

$c_{Iz}$  : レベル2地震動(タイプI)の地域別補正係数(静岡市1.0)

→「道示」V4.1.6  
(p.93~98) 参照

表 6.4-1 レベル2地震動(タイプI)の設計水平震度の標準値  $k_{Ih0}$

地盤種別	固有周期 T (s) に対する $k_{Ic0}$ の値		
I種	$T < 0.16$ $k_{Ih0} = 0.16 T^{1/3}$	$0.16 \leq T \leq 0.60$ $k_{Ih0} = 1.40$	$0.60 < T$ $k_{Ih0} = 0.996 T^{-2/3}$
II種	$T < 0.22$ $k_{Ih0} = 2.15 T^{1/3}$	$0.22 \leq T \leq 0.90$ $k_{Ih0} = 1.30$	$0.90 < T$ $k_{Ih0} = 1.21 T^{-2/3}$
III種	$T < 0.34$ $k_{Ih0} = 1.72 T^{1/3}$	$0.34 \leq T \leq 1.40$ $k_{Ih0} = 1.20$	$1.40 < T$ $k_{Ih0} = 1.50 T^{-2/3}$

2) レベル2地震動の設計水平震度は、式(6.4.2)により算出する。

$$k_{IIh} = c_{IIz} k_{IIh0} \quad \text{式 (6.4.2)}$$

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

$k_{IIh0}$  : レベル2地震動(タイプII)の設計水平震度の標準値(表6.4-2)

$c_{IIz}$  : レベル2地震動(タイプII)の地域別補正係数(静岡市1.0)

表 6.4-2 レベル2地震動(タイプII)の設計水平震度の標準値  $k_{IIh0}$

地盤種別	固有周期 T (s) に対する $k_{IIh0}$ の値		
I種	$T < 0.3$ $k_{IIh0} = 4.46 T^{2/3}$	$0.3 \leq T \leq 0.7$ $k_{IIh0} = 2.0$	$0.7 < T$ $k_{IIh0} = 1.24 T^{-4/3}$
II種	$T < 0.4$ $k_{IIh0} = 3.22 T^{2/3}$	$0.4 \leq T \leq 1.2$ $k_{IIh0} = 1.75$	$1.2 < T$ $k_{IIh0} = 2.23 T^{-4/3}$
III種	$T < 0.5$ $k_{IIh0} = 2.38 T^{2/3}$	$0.5 \leq T \leq 1.5$ $k_{IIh0} = 1.50$	$1.5 < T$ $k_{IIh0} = 2.57 T^{-4/3}$





また、砂質土層の液状化の判定に際しては、下表の地盤面における設計水平震度の標準値を用いるものとする。

土の重量に起因する慣性力及び地震時土圧の算出に用いる設計水平震度は以下による。

$$k_{hg} = c_z \cdot k_{hg0} \quad \text{式 (6.4.3)}$$

$$k_{hg} = c_{Iz} \cdot k_{hg0} \quad \text{式 (6.4.4)}$$

$$k_{hg} = c_{IIz} \cdot k_{hg0} \quad \text{式 (6.4.5)}$$

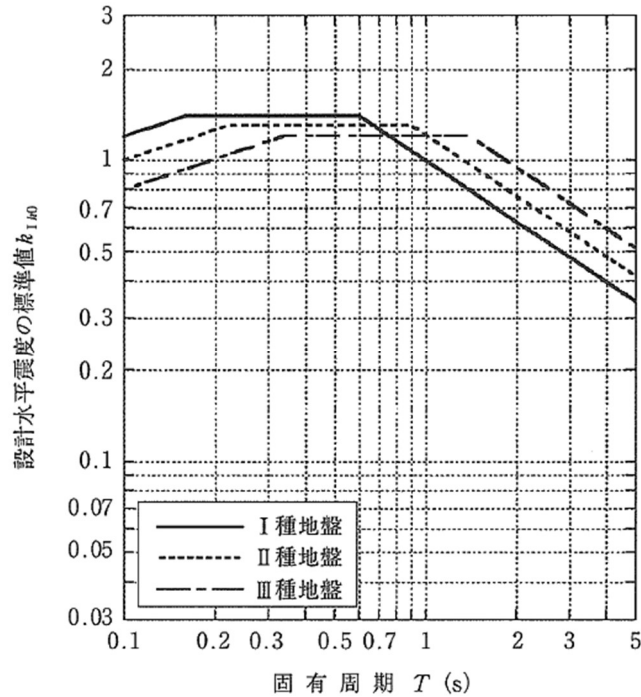
ここに、標準値  $k_{hg}$  は地盤種別に応じて下記による。

表 6.4-3 地盤面における設計水平震度の標準値

地盤面における設計水平震度の標準値	地震動 タイプ	地盤種別		
		I種	II種	III種
レベル1地震動	—	0.16	0.20	0.24
レベル2地震動	タイプI	0.50	0.45	0.40
	タイプII	0.80	0.70	0.60



- 3) 同一の設計振動単位においては、同一の設計水平震度（同一設計振動単位内で橋脚ごとに求めた設計水平震度のうち最大値）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式（6.4.2），（6.4.3）により算出する。



6.4.1 レベル2地震動（タイプI）の設計水平震度の標準値  $k_{Ih0}$

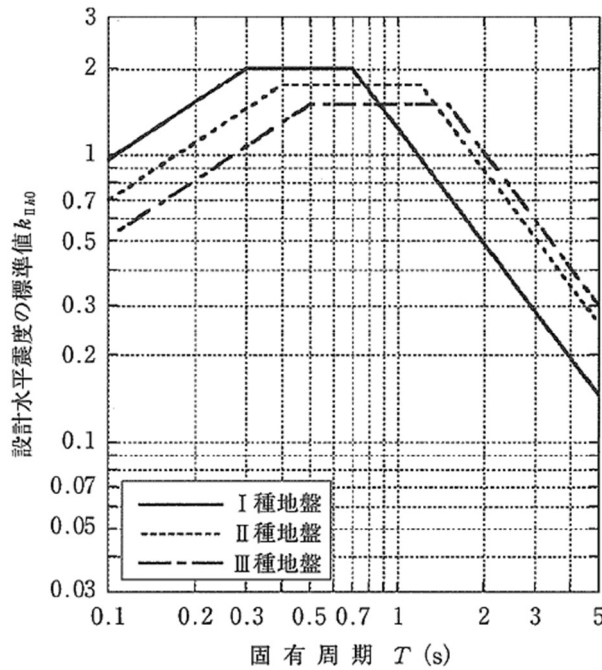


図 6.4.2 レベル2地震動（タイプII）の設計水平震度の標準値  $k_{IIh0}$



6.4.4 限界状態2又は限界状態3の照査

鉄筋コンクリートの照査は本編 5.4.5, 橋脚基礎の照査は 5.4.6, 橋台基礎の照査は 5.4.7, 上部構造の照査は 5.4.8, 支承部の照査は 5.4.9 の規定に基づいて行うものとする。

一般的な桁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を例として、限界状態2又は限界状態3の照査を行う時の各部材に対して設定される限界状態と主な照査項目を表 6.4-4 及び表 6.3-4 に示す。

表 6.4-4 限界状態2に対する主な照査項目

(一般的な桁橋で、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)

限界状態2を満たす各部材の限界状態の組合せ			耐荷性能の観点		耐震設計の観点
			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	耐震設計上の供用性	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	安定した力学的特性を示す限界の状態	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 < 許容せん断ひずみ 断面力 < 耐力
	鋼製支承	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態			断面力 < 耐力
橋脚		損傷の修復を容易に行い得る限界の状態	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		副次的な塑性化に留まる限界の状態	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	設計水平地震力 < 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



表 6.4-5 限界状態 3 に対する主な照査項目

(一般的な桁橋で、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)

限界状態 3 を満たす各 部材の限界状態の組合せ			耐荷性能の観点		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	耐震設計上の供用性	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	安定した力学的 特性を示す限界 の状態	耐震設計上の修復性	耐震設計上の供用性	せん断ひずみ ＜許容せん断ひずみ 断面力＜耐力
	鋼製 支承	力学的特性が弾 性域を超えない 限界の状態		耐震設計上の安全性	断面力＜耐力
橋	脚	橋脚の水平耐力 を保持できる限 界の状態	耐震設計上の安全性		慣性力 ＜地震時保有水平耐力
基	礎	副次的な塑性化 に留まる限界の 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	設計水平地震力 ＜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



### 6.4.5 鉄筋コンクリート橋脚の照査

(1) 限界状態2の照査

鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態が曲げ破壊型の場合は、「道示V8.9」から「道示V8.11」の規定を満足したうえで、以下の1)から3)を満足する場合には、鉄筋コンクリート橋脚の限界状態2を超えないとみなしてよい。

→「道示」V8.4  
(p.177~183) 参照

- 1) 鉄筋コンクリート橋脚に生じる水平変位が、式(6.4.6)により算出する水平変位の制限値を超えない。

$$\delta_{ls2} = \xi_1 \Phi_s \delta_{ls2d} \quad \text{式 (6.4.6)}$$

ここに、

$\delta_{ls2d}$  : 塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚の限界状態2に対応する水平変位の制限値 (mm)

$\delta_{ls}$  : 塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚の限界状態2に相当する水平変位の特性値 (mm) で、単柱式の鉄筋コンクリート橋脚に対しては「道示V8.5」の規定により算出する。一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚に対しては「道示V8.7」の規定により算出する。

$\xi_1$  : 調査・解析係数で、1.00とする。

$\Phi_s$  : 抵抗係数で、0.65とする。

- 2) 鉄筋コンクリート橋脚に生じるせん断力が、「道示V8.6」に規定するせん断力の制限値を超えない。

- 3) 式(6.4.7)により算出する鉄筋コンクリート橋脚に生じる残留変位 $\delta_R$ が、残留変位の制限値を超えない。ここで、残留変位の制限値は地震後に橋に求める機能に応じて適切に設定しなければならない。個別に検討を行わない場合は、橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さの1/100の値とすることを原則とする。

$$\delta_R = c_R (\mu_r - 1)(1 - r) \delta_{yE} \quad \text{式 (6.4.7)}$$

ここに、

$c_R$  : 残留変位補正係数で、0.6とする。

$r$  : 鉄筋コンクリート橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比で、零とする。

$\mu_r$  : 鉄筋コンクリート橋脚の最大応答塑性率で、鉄筋コンクリート橋脚の最大応答変位を $\delta_{yE}$ で除した値とする。静的解析による場合、最大応答塑性率は、式(6.4.8)により算出する。

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{c_{2z} k_{h0} W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \quad \text{式 (6.4.8)}$$



- $k_{ho}$  : レベル2地震動の設計水平震度の標準値で、地震動のタイプに応じて「道示V4.1.6」に規定する $k_{Iho}$ 又は $k_{IIho}$ を用いる。
- $W$  : 等価重量 (N) で、式 (6.4.9) により算出する。

$$W = W_U + c_p W_p \quad \text{式 (6.4.9)}$$

- $c_p$  : 等価重量算出係数で、0.5 とする。
- $W_U$  : 当該鉄筋コンクリート橋脚が支持している上部構造部分の重量 (N)。
- $W_p$  : 鉄筋コンクリート橋脚の重量 (N)。

## (2) 限界状態3の照査

鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態が曲げ破壊型の場合は、「道示V8.9」から「道示V8.11」の規定を満足したうえで、以下の1)から3)を満足する場合には、鉄筋コンクリート橋脚の限界状態3を超えないとみなしてよい。

- 1) 鉄筋コンクリート橋脚に生じる水平変位が、式 (6.4.10) により算出する水平変位の制限値を超えない。

$$\delta_{Is3d} = \xi_1 \xi_2 \Phi_s \delta_{Is3} \quad \text{式 (6.4.10)}$$

ここに、

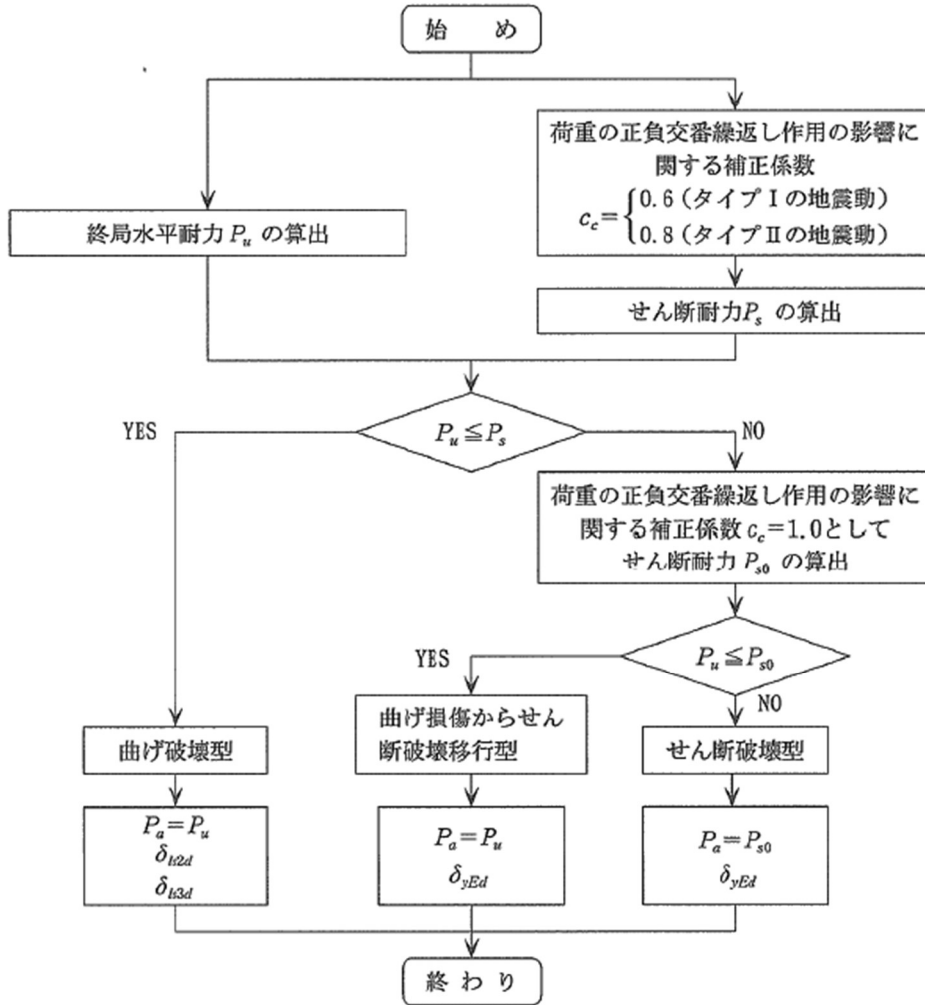
- $\delta_{Is3d}$  : 塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚の限界状態3に対応する水平変位の制限値 (mm)
- $\delta_{Is3}$  : 塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚の限界状態3に相当する水平変位の特性値 (mm) で、単柱式の鉄筋コンクリート橋脚に対しては「道示V8.5」の規定により算出する。一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚に対しては「道示V8.7」の規定により算出する。
- $\xi_1$  : 調査・解析係数で、1.00 とする。
- $\xi_2$  : 調査・解析係数で、1.00 とする。
- $\Phi_s$  : 抵抗係数で、0.65 とする。

- 2) 鉄筋コンクリート橋脚に生じるせん断力が、「道示V8.6」に規定するせん断力の制限値を超えない。



- (3) 鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態が曲げ損傷からせん断破壊移行型の場合及びせん断破壊の場合は、以下の 1)及び 2)を満足する場合には、鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- 1) 鉄筋コンクリート橋脚に生じる変位が、式 (6.4.6) により算出する水平変位の制限値を超えない。
- 2) 鉄筋コンクリート橋脚に生じるせん断力が「道示 V8.6」に規定するせん断力の制限値を超えない。
- (4) 鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態が曲げ損傷からせん断破壊移行型の場合及びせん断破壊型の場合は、(3)1)及び 2)を満足する場合には、鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- (5) 破壊形態の判定及び地震時保有水平耐力
- 1) 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態は、「道示 V8.5」の規定に基づいて算出する終局水平耐力と「道示 V8.6」の規定に基づいて算出するせん断力の制限値の大小関係から、曲げ破壊型、曲げ損傷からせん断破壊移行型、せん断破壊型の 3 種類に分類することとされている。
- 2) 一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面外方向に対しては、上部構造の慣性力が複数の柱部材によって分担される。このため面外方向に対しては、各柱部材が分担する上部構造重量を算定し、これを支持する各柱部材をそれぞれ単柱式の鉄筋コンクリート橋脚として、「道示 V8.3」の規定により地震時保有水平耐力及び「道示 V8.4」の規定により限界状態 1、限界状態 2 及び限界状態 3 のそれぞれに対応する制限値を算出する。

→「道示」V8.3  
(p.172～177) 参照



$P_a$  : 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力 (N)

$P_u$  : 鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 (N)

$P_s$  : 鉄筋コンクリート橋脚のせん断力の制限値 (N)

$P_{s0}$  : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数  $C_c=1.0$  として算出する鉄筋コンクリート橋脚のせん断力の制限値 (N)

$\delta_y E_d$  : 鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 1 に対応する水平変位の制限値 (mm)

$\delta_1 E_{2d}$  : 塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 2 に対応する水平変位の制限値 (mm)

$\delta_1 E_{3d}$  : 塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 3 に対応する水平変位の制限値 (mm)

図 6.4.3 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態の判定と地震時保有水平耐力及び各限界状態に対応する変位の制限値の算出手順





表 6.4-6 照査結果一覧表の例（単柱式鉄筋コンクリート橋脚）

項目	記号	単位	レベル2地震動 タイプI	レベル2地震動 タイプII
柱の塑性化			期待する	期待する
耐震性の判定			OK	OK
応答変位に対する判定			$\delta_r \leq \delta_a$ OK	$\delta_r \leq \delta_a$ OK
応答変位	$\delta_r$	mm	61.19	98.25
最大応答塑性率	$\mu_r$		1.967	3.159
水平変位の制限値	$\delta_a$	mm	110.16	110.16
限界状態1	$\delta_{yEd}$	mm	31.10	31.10
限界状態2	$\delta_{1s2d}$	mm	110.16	110.16
限界状態1の変位の特性値	$\delta_{yE}$	mm	31.10	31.10
限界状態2の変位の特性値	$\delta_{1s2}$	mm	169.47	169.47
残留変位に対する判定			$\delta_R \leq \delta_{Ra}$ OK	$\delta_R \leq \delta_{Ra}$ OK
残留変位の制限値	$\delta_{Ra}$	mm	91.00	91.00
慣性力作用位置	h	m	9.100	9.100
残留変位	$\delta_R$	mm	18.05	40.29
残留変位補正係数	$c_R$		0.6	0.6
降伏剛性に対する2次剛性の比	r		0.0	0.0
水平耐力に対する判定			$P_a \geq 0.4c_z \cdot W$ OK	$P_a \geq 0.4c_z \cdot W$ OK
終局位置			基部	基部
地震時保有水平耐力	$P_a$	kN	6770.48	6770.48
破壊形態			曲げ破壊型	曲げ破壊型
終局水平耐力	$P_u$	kN	6770.48	6770.48
せん断力の制限値	$P_{s0}$ (係数1.0)	kN	10765.77	10765.77
せん断力の制限値	$P_s$	kN	9263.33	10014.55
$kh \cdot W$		kN	11598.34	15613.15
設計水平震度	kh		1.30	1.75
$c_z \cdot kh0$			1.3000	1.7500
$0.4c_z \cdot W$		kN	3568.72	3568.72
$0.4c_z$			0.40	0.40
せん断力に対する判定			$P_{res} \leq P_{sd}$ OK	$P_{res} \leq P_{sd}$ OK
作用せん断力	$P_{res}$	kN	6770.48	6770.48
せん断力の制限値	$P_{sd}$	kN	9263.33	10014.55
斜引張破壊	$S_{usd}$	kN	9263.33	10014.55
圧壊	$S_{ucd}$	kN	29440.00	29440.00
等価重量	W	kN	8921.80	8921.80
等価重量算出係数	cp		0.5	0.5
基礎照査に用いる設計水平震度	$k_{hp}$		0.83	0.83
$k_{hp}$ 算定に用いる耐力			$P_u$	$P_u$
耐力に大きな余裕			ない	ない
$1.5 \cdot khc \cdot W$		kN	7053.74	9495.42
余裕判定に用いる耐力	P		$P_u$	$P_u$
余裕判定に用いる khc			0.527	0.710
水平変位の制限値の塑性率	$\mu_{1s2d}$		3.542	3.542
降伏剛性	$K_y$	kN/m	217678.11	217678.11
柱部の断面2次モーメント	I	m <sup>4</sup>	2.12343	2.12343
はり部の断面2次モーメント			剛体	剛体

## 6.4.6 橋脚基礎の照査

- 1) 橋脚基礎の応答値は、「道示V10.3」に規定する橋脚基礎に作用する力を考慮して算出する。「道示V7.2」の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定される場合は、液状化が生じる場合及び液状化が生じない場合のいずれも応答値を算出する。「道示V4.4.2」の規定により橋に影響を与える流動化が生じると判定される場合は、この影響のみを考慮した応答値も算出する。
- 2) 橋脚基礎の塑性化を期待する場合には、「道示V10.4」の規定により橋脚基礎の応答塑性率及び応答変位を算出する。各部材に生じる断面力は、この応答塑性率及び応答変位に達するときの値とする。
- 3) 橋脚基礎天端の水平変位を算出する。各部材に生じる断面力は、この水平変位に達するときの値とする。
- 4) 杭基礎、ケーソン基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎及び深礎基礎の限界状態の制限値については、それぞれ「道示IV編 10.9,11.9,12.10,13.9 及び 14.8」の規定による。
- 5) 基礎の降伏に達するときの基礎天端における水平変位の2倍を超えない場合には、基礎の限界状態2を超えないとみなしてよい。このとき、限界状態に対応する抵抗の制限値の設定にあたっては、地盤の流動力を考慮する必要のある範囲内の土層の水平抵抗を考慮してはならない。
- 6) 「道示V2.3」に規定する地盤振動変位による局所的な影響に対しては、構造条件、地盤条件等を適切に考慮して必要な配慮を行わなければならない。杭基礎等の柔な構造の場合は、地盤振動変位に対して、少なくとも地盤振動変位の深さ方向分布が急変する土層境界付近で塑性変形能を確保すれば、必要な配慮を行ったとみなしてよい。

→「道示」V10.2  
(p.234～237) 参照

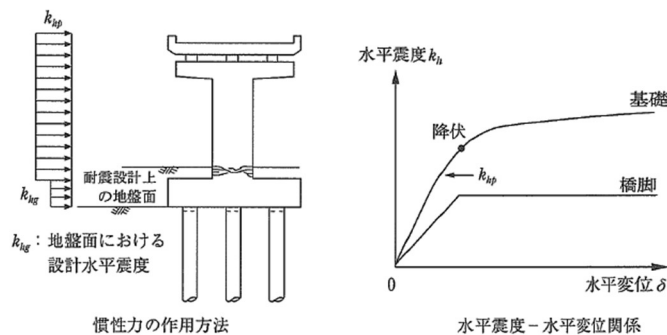


図 6.4.4 橋脚の塑性化を期待する場合

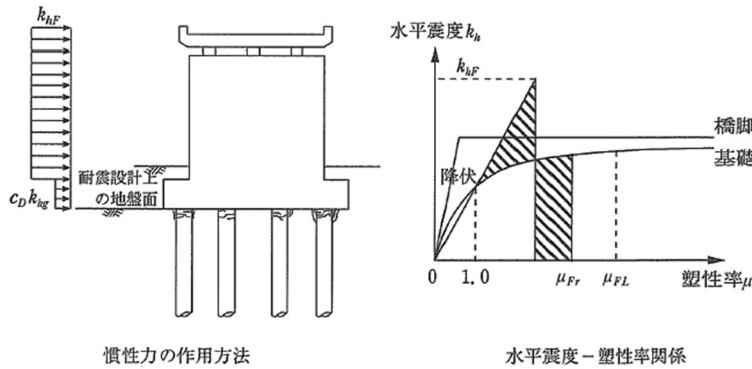


図 6.4.5 橋脚基礎の塑性化を期待する場合

- 7) 「道示V4.1」に規定する構造物の慣性力は、橋脚の塑性化を期待する場合には式(6.4.11)により算出する設計水平震度を用いて算出する。橋脚の塑性化を期待しない場合には、橋脚基部に生じる断面力を考慮する。

→「道示」V10.3 (p.237～239) 参照

$$k_{hp} = c_{dF} k_{hN} \quad \text{式 (6.4.11)}$$

ここに、

$k_{hp}$  : 橋脚基礎の設計水平震度 (小数点以下2桁とする)

$c_{dF}$  : 橋脚基礎の設計水平震度の算出のための補正係数で1.10とする。

$k_{hN}$  : 地震時に橋脚基部に生じる断面力を設計水平震度に換算したもので、橋脚に塑性化を期待する場合には、式(6.4.12)により算出する。

$$k_{hN} = P_u/W \quad \text{式 (6.4.12)}$$

$P_u$  : 橋脚基礎が支持する橋脚の水平耐力 (N) で、鉄筋コンクリート橋脚の場合には「道示V8.5 5)」の規定により算出する終局水平耐力、鋼製橋脚の場合には「道示V9.4 5)」の規定により算出する水平耐力を用いる。

$W$  : 等価重量 (N) で、「道示V 式(8.4.5)」により算出する。ただし、鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態がせん断破壊型の場合には、「道示V8.4(2)3)」に規定する等価重量算出係数 $c_p$ を1.0とする。

- 8) 橋脚基礎の塑性化を期待する場合の橋脚基礎の応答塑性率及び応答変位は、橋脚基礎の設計の水平震度を用いて、式(6.4.13)及び式(6.4.14)より算出する。

→「道示」V10.4 (p.239～242) 参照

$$\mu_{Fr} = \frac{1}{r} \left\{ -(1-r) + \sqrt{1-r+r(k_{hF}/k_{hyF})^2} \right\} \quad (r \neq 0) \quad \text{式 (6.4.13)}$$

$$\mu_{Fr} = \frac{1}{2} \left\{ 1 + r(k_{hF}/k_{hyF})^2 \right\} \quad (r \neq 0)$$

$$\delta_{Fr} = \mu_{Fr} \delta_{Fy} \quad \text{式 (6.4.14)}$$



ここに、

$\mu_{Fr}$  : 橋脚基礎の応答塑性率

$\delta_{Fr}$  : 橋脚基礎の変形による上部構造の慣性力の作用位置における  
応答変位(m)

$\delta_{Fy}$  : 橋脚基礎の降伏変位(m)で、基礎形式別に「道示IV10.9,11.9,12.10  
及び13.9」の規定による。

$r$  : 橋脚基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比

$k_{hyF}$  : 基礎の降伏に達するときの水平震度 (小数点以下2桁とする)

$k_{hF}$  : 橋脚基礎の塑性化を期待する場合の水平震度 (小数点以下2桁  
とする)

橋脚基礎の応答塑性率及び応答変位を算出するための設計水平震度は、式(6.4.15)  
より算出する。

$$k_{hF} = c_D c_{2z} k_{h0} \quad \text{式 (6.4.15)}$$

ここに、

$c_D$  : 減衰定数別補正係数で、側方地盤への振動エネルギーの逸散、基  
礎本体及び地盤抵抗の非線形性の影響を考慮して適切に設定す  
る。ケーソン基礎、杭基礎、鋼管矢板基礎及び地中連続壁基礎の  
場合には、2/3を用いることを標準とする。

$c_{2z}$  : 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「道  
示V3.4」に規定する $c_{Iz}$ 又は $c_{IIz}$ を用いる。

$k_{h0}$  : レベル2地震動の設計水平振動の標準値で、地震動のタイプに  
応じて「道示V4.1.6」に規定する $k_{Ih0}$ 又は $k_{IIh0}$ を用いる。

表 6.4-7 橋脚基礎の照査における照査項目

限界状態	耐荷性能 の観点	照査項目	
副次的な塑性 化に留まる限 界の状態	耐震設計 上の修復 性耐震設 計上の供 用性	基礎の安定及び 基礎本体の修復 性に関する項目	・基礎が降伏に達しない。 ・基礎の部材に生じる断面力は耐力を上回らない
		基礎の過大な変 位及び残留変位 に関する項目	・基礎の安定及び基礎の修復性に関する照査項目の 照査により満足される。
	耐震設計 上の安全 性	基礎の安定の喪 失に関する項目 基礎の課題な変 位に関する項目	・耐震設計上の修復性及び耐震設計上の供用性に関 する照査項目に示される照査により満たされる。
速やかな機能 回復に支障と なるような変 形や損傷が生 じない限界の 状態	耐震設計 上の修復 性	基礎の安定及び 基礎本体の修復 性に関する項目	・基礎の応答塑性率が塑性率の制限値以下とな る。・基礎の部材に生じる断面力は耐力を上回ら ない。
	耐震設計 上の供用 性	基礎の過大な変 位及び残留変位 に関する項目	・基礎天端での応答回転角が基礎の回転角の制限値 以下となる。
	耐震設計 上の安全 性	基礎の安定の喪 失に関する項目	・耐震設計上の修復性及び耐震設計上の供用性に関 する照査項目に示される照査により満たされる。



表 6.4-8 照査結果一覧表の例（橋脚杭基礎）

(1) 降伏していない場合の照査結果

				タイプ I 地震動			
				浮力無視 (設計荷重)		浮力考慮 (設計荷重)	
				押込み 側抗	引抜き 側抗	押込み 側抗	引抜き 側抗
フーチング下 面中心におけ る作用荷重	鉛直力	V	kN	13386		11750	
	水平力	H	kN	11387		11387	
	モーメント	M	kN・m	108255		108255	
杭頭反力	鉛直反力	$P_N$	kN	8201	-5601	8123	-5601
		$P_{NU}, P_{TU}$	kN	13775	-5601	13775	-5601
		-	-	$P_N < P_{NU}$	-	$P_N < P_{NU}$	-
	水平反力	$P_H$	kN	1306	1245	1304	1246
	モーメント	$M_t$	kN・m	1679	1593	1901	1799
地中部最大モーメント		$M_m$	kN・m	-1150	-974	-1192	-1034
最大曲げモーメント		$M_{max}$	kN・m	1679	1593	1901	1799
降伏曲げモーメント		$M_y$	kN・m	2219	1752	2164	1752
				$M < M_y$	$M < M_y$	$M < M_y$	$M \geq M_y$
基礎の降伏の判定		-	-	基礎は降伏しない OK		基礎は降伏しない OK	
杭基礎に生じるせん断力		S	kN	11387		11387	
斜引張破壊に 対するせん断 力の照査	制限値	$\Sigma S_{usd}$	kN	15524		15460	
	判定	-	-	$S \leq \Sigma S_{usd}$ OK		$S \leq \Sigma S_{usd}$ OK	
コンクリート の圧壊に対す るせん断力の 照査	制限値	$\Sigma S_{ucd}$	kN	28419		28419	
	判定	-	-	$S \leq \Sigma S_{ucd}$ OK		$S \leq \Sigma S_{ucd}$ OK	

(2) 降伏した場合の照査結果

				タイプ II 地震動			
				浮力無視 (基礎が降伏した時)		浮力考慮 (基礎が降伏した時)	
				押込み 側抗	引抜き 側抗	押込み 側抗	引抜き 側抗
フーチング下 面中心におけ る作用荷重	鉛直力	V	kN	13386		11750	
	水平力	H	kN	13139		12073	
	モーメント	M	kN・m	122205		112294	
杭頭反力	鉛直反力	$P_N$	kN	9771	-5601	8649	-5601
		$P_{NU}, P_{TU}$	kN	13775	-5601	13775	-5601
		-	-	$P_N < P_{NU}$	-	$P_N < P_{NU}$	-
	水平反力	$P_H$	kN	1522	1429	1394	1315
	モーメント	$M_t$	kN・m	2219	1966	2164	1934
地中部最大モーメント		$M_m$	kN・m	-1477	-1298	-1323	-1170
最大曲げモーメント		$M_{max}$	kN・m	2219	1966	2164	1934
降伏曲げモーメント		$M_y$	kN・m	2219	1752	2164	1752
				$M \geq M_y$	$M \geq M_y$	$M \geq M_y$	$M \geq M_y$
基礎の降伏の判定		-	-	基礎は降伏する		基礎は降伏する	
基礎の降伏震度		$k_{hyF}$	-	1.46		1.35	
基礎の塑性化を期待する 場合の基礎の設計水平震度		$c_D$	-	2/3		2/3	
		$k_{hF}$	-	1.17		1.17	
基礎の変位	応答塑性率	$\mu_{Fr}$	m	$- \leq 4$ OK		$- \leq 4$ OK	
	フーチング 回転角	$\alpha_{FO}$	rad	$0.006 \leq 0.02$ OK		$0.005 \leq 0.02$ OK	
杭基礎に生じるせん断力		S	kN	13139		12073	
斜引張破壊に 対するせん断 力の照査	制限値	$\Sigma S_{usd}$	kN	15619		15493	
	判定	-	-	$S \leq \Sigma S_{usd}$ OK		$S \leq \Sigma S_{usd}$ OK	
コンクリート の圧壊に対す るせん断力の 照査	制限値	$\Sigma S_{ucd}$	kN	28419		28419	
	判定	-	-	$S \leq \Sigma S_{ucd}$ OK		$S \leq \Sigma S_{ucd}$ OK	



6.4.7 橋台基礎の照査

- 1) 橋台基礎のレベル2地震動に対する照査は、橋台及び橋台基礎に対する既往の被災事例に鑑み、原則として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場合を対象として、橋台基礎に所要の耐力を付与するとともに、基礎に損傷が生じた場合でも過大な残留変位が生じないように、「道示V11章」の規定に基づいて行うものとする。ただし、橋台周辺地盤が橋に影響を与える液状化が生じる地盤と判断された場合であっても、橋の機能の速やかな回復が著しく困難とならないと判断される橋（たとえば両端に橋台を有する橋長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等には、レベル2地震動に対する橋台の照査を省略してもよい。
- 2) 地盤に液状化が生じた場合に対する照査であるため、橋脚基礎の場合と同様、橋台でエネルギー吸収を行うように設計することは必ずしも合理的でないことから、橋台基礎に主たる塑性化を考慮し、応答塑性率が塑性率の制限値以下であることを照査する。
- 3) 橋台基礎の照査に用いる設計水平震度は、橋台及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。

$$k_{ha} = c_A c_{2Z} k_{hg0} \dots \dots \dots \text{式 (6.4.16)}$$

- 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)
  - $c_{2Z}$  : 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  $c_{1Z}$  又は  $c_{11Z}$  を用いる
  - $k_{hg0}$  : 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

- 4) 橋台基礎の限界状態2の照査は、「道示V11.4」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、この値が塑性率の制限値以下となることを照査する。
- 5) 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、配筋要領に十分に注意すること。

なお、橋台基礎の応答値と制限値の詳細は、「道示V1章」を参照すること。

→「道示」V11.2  
(p.243～246) 参照

→「道示」V11.3  
(p.247～248) 参照

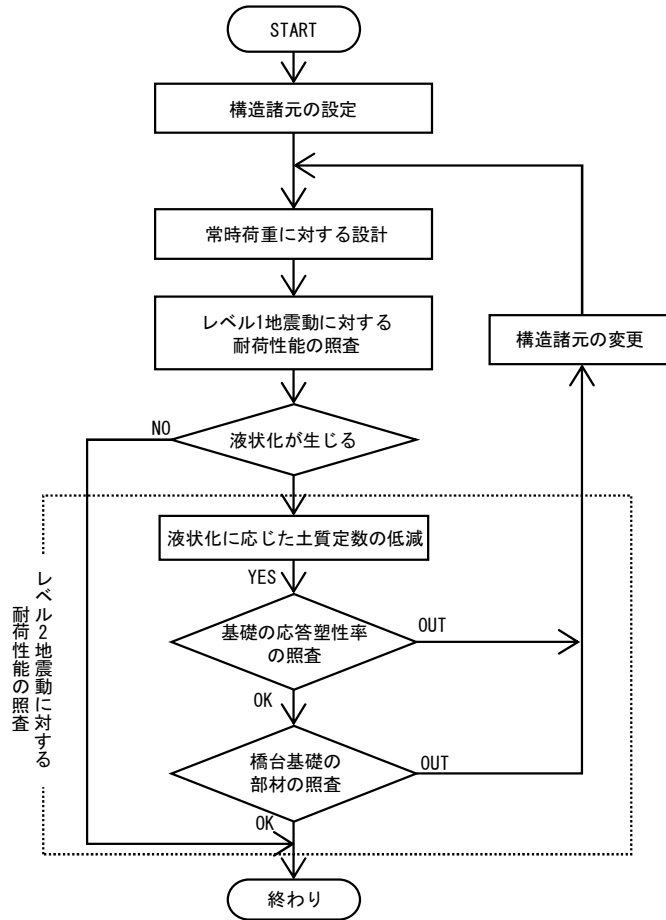


図 6.4.6 地震時保有水平耐力法による橋台基礎の耐震設計のフロー

### 6.4.8 上部構造の照査

上部構造のレベル2地震動に対する照査は、橋軸方向に地震力が作用する場合におけるラーメン橋、アーチ橋及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の部材を対象として行うものとする。この場合、上部構造を構成する部材に生じる応答値が、その制限値以下となることを照査しなければならない。ここで、上部構造を構成する部材に対する制限値は、上部構造に対して設定した限界状態、上部構造の構造形式、その部材の材料特性等に応じて「道示V12章」の規定により設定する。

→「道示」V12.2  
(p.252～253) 参照



- 1) 上部構造においては、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、鋼上部構造に対しては荷重組合せ係数を用いて「道示Ⅱ」により照査を行うものとする。また、コンクリート上部構造に対しては「道示Ⅲ第5章」に規定される設計荷重作用時の照査を行うものとする。
- 3) 鋼上部構造における主桁及びアーチリブ等については、塑性域での耐力及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については、上部構造を塑性化させないことを基本とするが、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も予想されるため、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も検討するものとする。

なお、地震の影響を受ける上部構造の制限値の詳細は、「道示V12章」及び本編9章を参照すること。

#### 6.4.9 支承部の照査

支承部は、支承部に生じる応答値が、その制限値以下となることを照査するものとし、支承部の構造特性に応じて「道示V13章」及び本編10章の規定によるものとする。

→「道示」V13.1.3  
(p.267) 参照



## 7. 地盤の液状化

### 7.1 一般

液状化が橋に及ぼす影響は、以下の 1)及び 2)により考慮する。また、橋に影響を与える液状化が生じると判定される土層がある地盤では、「道示 V4.4」の規定に基づき、必要に応じて地盤の流動化の影響も考慮する必要がある。

- 1) 本編 7.2 の規定により影響を与える液状化が生じるか否かを判定する。
- 2) 本編 7.2 の規定により橋に影響を与えると液状化が生じると判定された土層に対して、本編 7.3 の規定により耐震設計上の土質定数を低減し、これを設計に考慮する。

### 7.2 橋に影響を与える液状化の判定

- (1) 橋に影響を与える液状化の判定は、(2)に該当する土層を対象として(3)により行う。また、液状化の判定を行う必要がある土層の選定の手順を図 7.2.1 に示す。
- (2) 沖積層の土層で以下の 1)から 3)の条件全てに該当する場合には、地震時に橋に影響を与える液状化が生じる可能性があるため、液状化の判定を行う。
  - 1) 地下水位が地表面から 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
  - 2) 細粒分含有率 FC が 35%以下の土層又は FC が 35%を超えても塑性指数  $I_p$  が 15 以下の土層
  - 3) 50%粒径  $D_{50}$  が 10mm 以下で、かつ、10%粒径  $D_{10}$  が 1mm 以下である土層
- (3) 液状化に対する抵抗率 FL をレベル 1 地震動及びレベル 2 地震動のそれぞれに対して「道示 V 式 (7.2.1)」より算出し、この値が 1.0 以下の土層については橋に影響を与える液状化が生じると判定する。

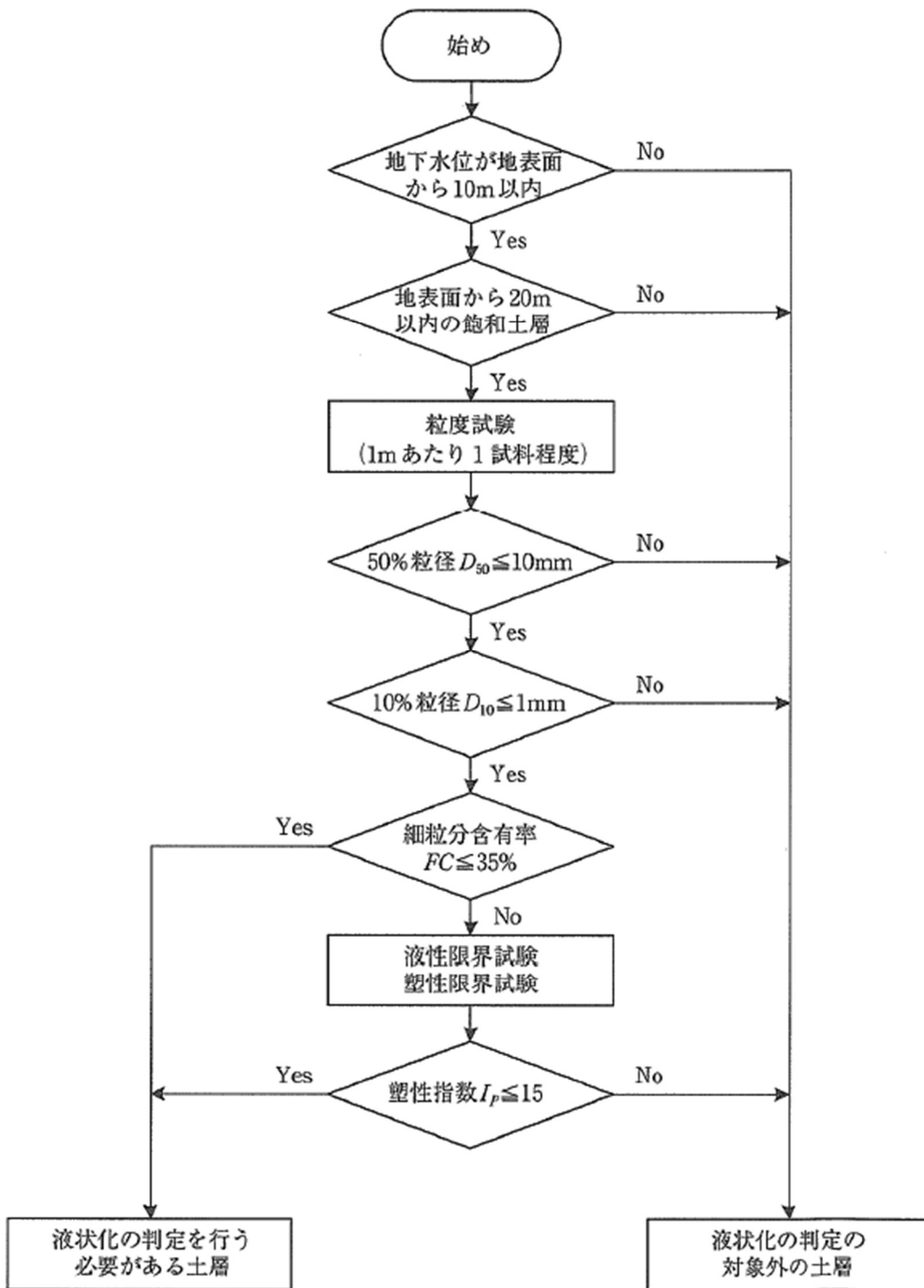


図 7.2.1 液状化の判定を行う必要がある土層の選定の手順



### 7.3 耐震設計上の土質定数を低減させる土層とその扱い

- 1) 本編 7.2 の規定により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ける耐震設計上の土質定数は、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  $F_L$  の値に応じて、表 7.3-1 に示す低減係数  $D_E$  を乗じることで低減させた値とする。ただし、低減係数  $D_E$  が 0 の土層は、耐震設計上土質定数を 0 とする土層とする。

表 7.3-1 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) 耐震設計上の土質係数は、「道示 V3.5」の規定により、地盤反力係数、地盤反力度の上限值及び最大周面摩擦力度とする。
- 3) 土質定数を低減させる土層であっても、その重量を低減してはならない。
- 4) 土質定数を低減させる土層における地震時土圧及び地震時動水圧は、考慮する必要はない。
- 5) 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場合の扱いは、「道示 V4.4」の規定による。



## 8. 橋梁形式別による耐荷性能の照査方法

### 8.1 地震時水平力分散構造

#### 8.1.1 設計一般

##### (1) 照査方法

ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造は、限界状態 1 の照査を静的照査法により、限界状態 2 及び限界状態 3 の照査を動的照査法により行うものとする。

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、基礎構造形式及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、限界状態 2 の照査は動的照査法によるものとする

##### (2) 選定形式

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又は免震支承を用いるものとする。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又は免震支承を用いるものとした。「道示 V」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好ましい条件でないことに留意する。

##### (3) 橋脚の照査

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、曲げ破壊型とすることを原則とする。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、ねばりの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。ただし、壁式橋脚の橋軸直角方向など、曲げ破壊型とすることが不合理となる場合には、この限りではないものとする。

→本編 4.6 参照



(4) 地震時水平力の分散率の設定

地震時水平力の分散率の設定にあたっては、橋脚躯体、基礎構造及び支承寸法等に十分な配慮をおこなって決定すること。ゴム支承のバネ定数の設定方法としては、①橋脚天端に作用する水平力、②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ことが多いが、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、水平力の影響が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。

(5) 設計フロー

地震時水平力分散構造の設計は、下記のフローによって行う。

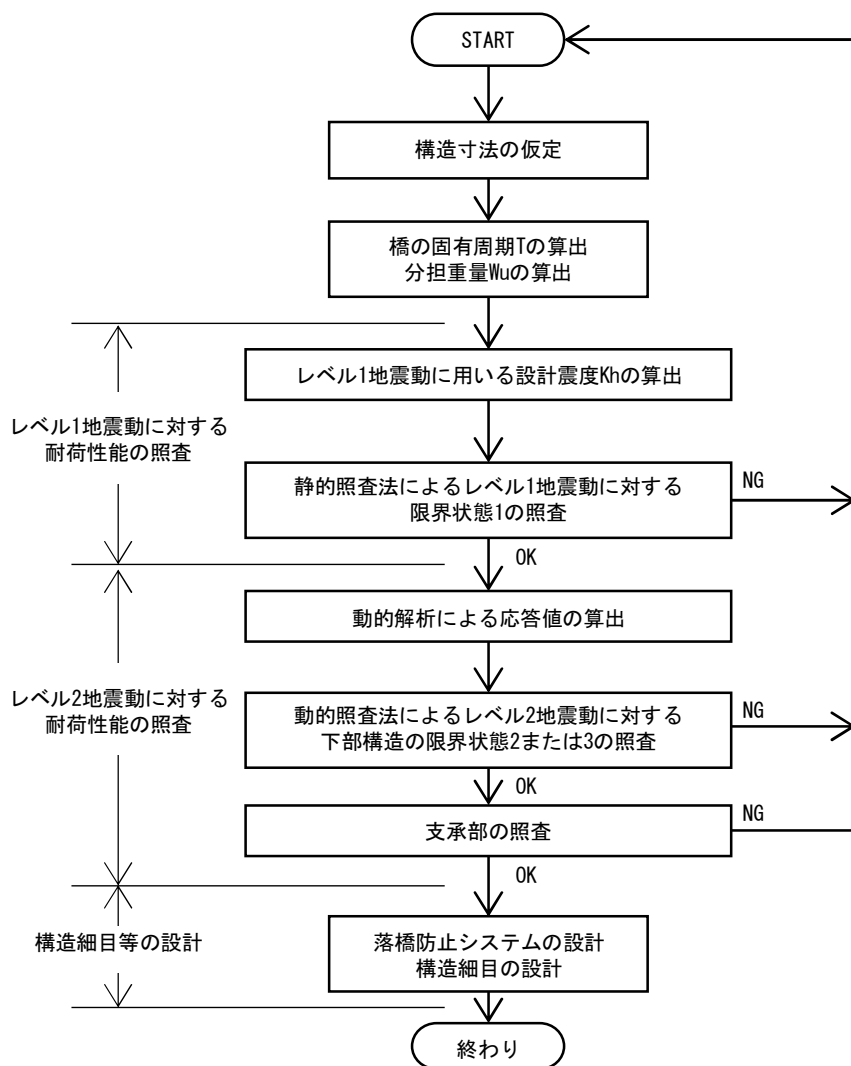


図 8.1.1 地震時水平力分散構造の設計フロー



### 8.1.2 構造細目

#### (1) 桁端部の遊間

地震時に桁とパラペットとの衝突により損傷した場合に補修が容易でないことを考慮し、桁遊間は、原則として地震時に桁と橋台又は橋脚の段違い部、あるいは、隣接する桁どうしが衝突しないように、十分な遊間を設けるものとする。桁遊間は原則として動的解析によって求める。

- 1) 常時の桁の伸縮量は、温度変化、コンクリートのクリープ・乾燥収縮、桁の回転などにより決定すること。
- 2) 地震時の桁遊間は、本編 9.4.1（上部構造端部の遊間）により決定すること。ただし、桁遊間が過度に大きくなる場合は別途協議する。

#### (2) 伸縮装置の移動量

伸縮装置は、レベル 1 地震動の地震力に対してはその機能を維持し、レベル 2 地震動の地震力に対しては損傷してもよいものとする。なお、伸縮装置に求める機能は、橋軸方向及び橋軸直角方向の支承条件に留意して設定すること。

地震時の設計伸縮量は、本編 9.4.2（伸縮装置）により決定すること。

## 8.2 免震構造

### 8.2.1 一般

- 1) 免震橋の採用は、橋の固有周期及びエネルギー吸収性能を増大させる効果を常時、地震時の両面から検討した上で判断する。

#### 【免震橋を採用してはならない条件】

- ① 基礎周辺の土層が、「道示 V 7.3」に規定する「土質定数を耐震設計上零にする土層」に相当する場合。
- 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。
- 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す可能性がある場合。
- ④ 永続作用支配状況において、ゴム製の支承本体に引張力が生ずる場合。
- ⑤ 基礎塑性化を期待する設計を行う場合。

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、橋の耐荷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。

→もともと固有周期の長い橋とは、支点条件を全て固定とした場合の固有周期が 1.0 秒程度以上の場合

→「道示」V 14.2 (p.297～301) 参照



【免震橋に適している橋の条件】

- ① 地盤が堅固で、基礎周辺地盤が地震時に安定している場合
  - ② 下部構造の剛性が高く、橋の固有周期が短い場合
  - ③ 多径間連続橋
- 2) 免震橋の採用に際しては、エネルギー吸収性能の向上による減衰性の向上と地震力の分散に重点を置き、過度な長周期化を図ってはならない。
- 3) 免震橋の固有周期は、免震支承において確実にエネルギー吸収を図るとともに、上部構造の地震時変位の増大が橋の機能に悪影響を与えないように定めるものとする。
- 4) 免震支承の構造及び選定基準
- ① 簡単な機構で完全に機能し、また、力学的な挙動が明確な範囲で使用すること。
  - ② 地震動の継続時間中に安定して機能すること。
  - ③ 免震支承は、材質、機構等の面から長期的に安定して使用できること。また、設計時と同等の特性を有する免震支承と取り替えることができる構造にしておくこと。
  - ④ アンカーボルト等によって免震支承と桁、下部構造間の地震力の伝達が確実にできること。
  - ⑤ 上記を満足する形式の中で、採用可能な支承形式（LRB や HDR など）を抽出し経済比較を実施して、支承形式を選定すること。
- 5) 免震橋を採用する場合には、設計で想定する変位が許容できるように、橋台、橋脚等主要構造物と桁間に遊間を設けるものとする。
- 6) 上部構造の地震時変位量を小さくする目的など、免震支承をエネルギー吸収による地震力の低減を期待しない地震時水平力分散構造に用いる場合には、免震橋の減衰定数に基づく設計地震動の低減を行ってはならない。免震支承のこのような使用法を採用するにあたっては本要領所管課と協議する。



### 8.2.2 免震橋の耐荷性能の照査

- 1) 免震構造は、レベル1地震動に対しては静的照査法、レベル2地震動に対しては動的照査法にて照査することを標準とする。
- 2) 免震設計は、下記のフローによって行う。

→本編 4.5 参照

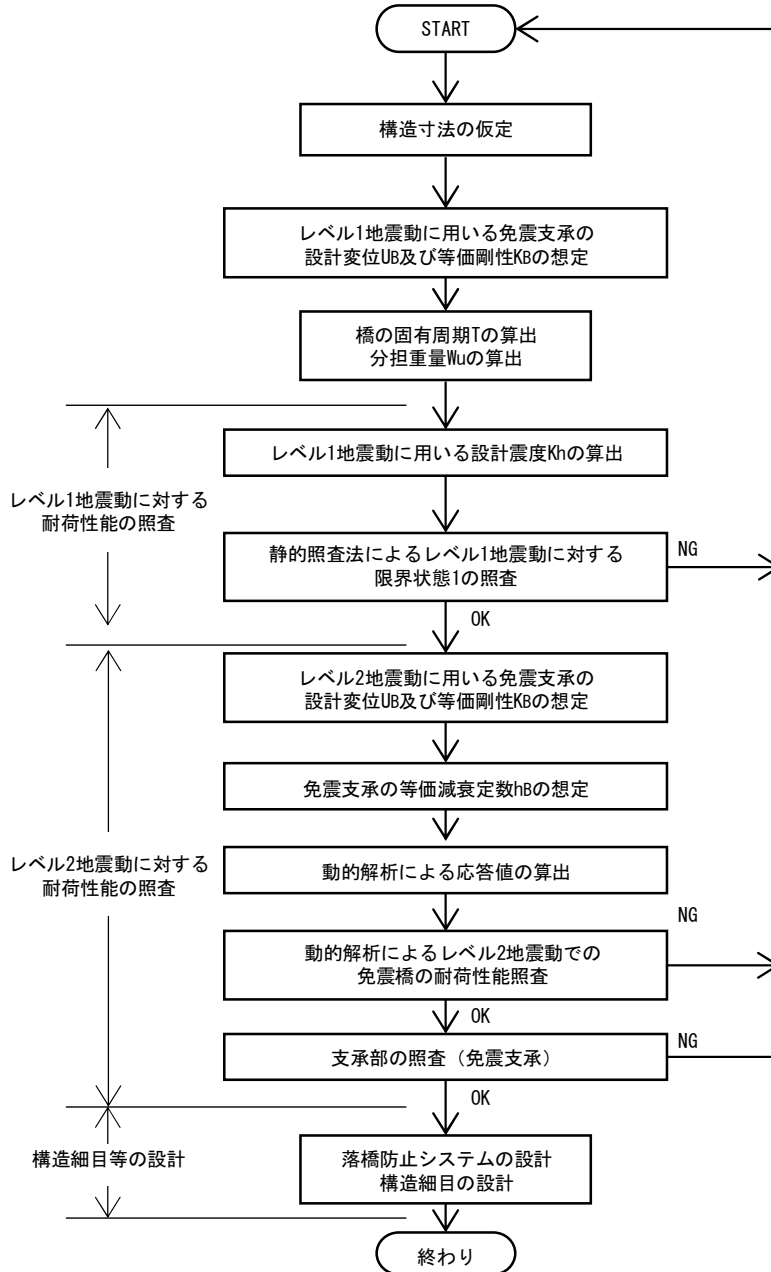


図 8.2.1 免震設計の設計フロー

### 8.2.3 構造細目

#### (1) 桁端部の遊間

免震支承を用いて免震設計を行う場合の桁遊間は、設計で想定している変位を許容できるように、原則として地震時に桁と橋台又は橋脚の段違い部、あるいは、隣接する桁どうしが衝突しないように、十分な遊間を設けるものとする。桁遊間は原則として動的解析によって求める。





- 1) 常時のけたの伸縮量は、温度変化、コンクリートのクリープ・乾燥収縮、桁の回転などにより決定すること。
- 2) 地震時の桁遊間は、本編 9.4.1（上部構造端部の遊間）により決定すること。  
 なお、以下に示す条件に該当する橋で、橋軸直角方向に上部構造の変位を拘束する目的で変位拘束構造を設ける場合には、この方向に対しては上部構造と下部構造とに相対変位が生じないため免震効果を期待してはならない。
  - ① 斜角の小さい斜橋
  - ② 曲線橋
  - ③ 下部構造の頂部幅が狭い橋
  - ④ 1 支承線上の支承の数が少ない橋
  - ⑤ 流動化により橋軸直角方向に橋脚の移動が生じる可能性のある橋

→「道示」V13.2.1 (p.268～272) 参照  
 →「道示」V13.3.7 (p.293) 参照

(2) 伸縮装置の伸縮量

伸縮装置は、レベル 1 地震動の地震力に対してはその機能を維持し、レベル 2 地震動の地震力に対しては応答変位を拘束しないように配慮するものとする。なお、伸縮装置に求める機能は、橋軸方向及び橋軸直角方向の支承条件に留意して設定すること。地震時の設計伸縮量は、本編 9.4.2（伸縮装置）により決定すること。

8.3 その他

8.3.1 ラーメン橋

→本編 4.6 参照

ラーメン橋（上下部剛結構造）の設計上の留意点は以下の通りである。

- 1) レベル 1 地震動に対しては、静的照査法により耐荷性能の照査を行うものとする。
- 2) レベル 2 地震動に対しては、動的照査法により耐荷性能の照査を行うものとする。なお、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、プッシュオーバー解析とエネルギー一定則等を組合せた静的照査法によって耐荷性能の照査を行ってもよい。
  - ① 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。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、次式により終局水平耐力を算定するものとした。

→「道示」V8.4 (p.177～183) 参照

$$P_{ui} = (M_{ui} + M_{li}) / h_{si} \dots \dots \dots \text{式 (8.3.1)}$$

ここに、 $P_{ui}$  : 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

- ② ラーメン橋の橋軸方向地震力作用時の終局点は以下の理由により、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。
- A. 「道示 V」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。
- B. 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経験した時点として橋梁の終局点とすることとした。

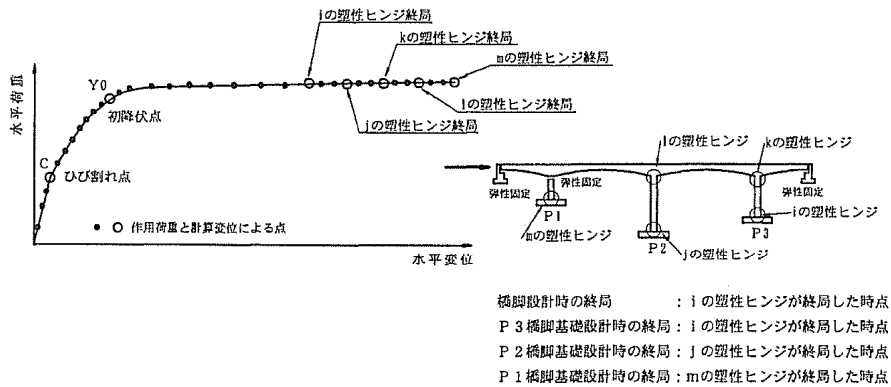


図 8.3.1 ラーメン橋（橋軸方向）設計時の終局点の例

- ③ 静的照査法にて限界状態 2 及び限界状態 3 の照査を行う場合には、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、橋全体系における降伏水平震度  $k_{hy}$  を求め、レベル 2 地震動の設計水平震度  $k_{hc}$  の直接比較を行うこととする。

$$k_{hc} < k_{hy} \dots \dots \dots \text{式 (8.3.2)}$$

ここに、  $k_{hc}$  : レベル 2 地震動における設計水平震度  
 $k_{hy}$  : 橋全体系における降伏水平震度

- ④ 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行うことにより、終局水平震度  $k_{hu}$  を求め、エネルギー一定則を適用することにより次式により最大応答塑性率  $\mu_{rT}$  を算出し、残留変位  $\delta_R$  を「道示 V8.4」に示される式 (8.4.4) により算出する。

$$\mu_{rT} = 1/2 \{ (c_z \cdot k_{hc0} / k_{hu})^2 + 1 \} \dots \dots \dots \text{式 (8.3.3)}$$

ここに、  $\mu_{rT}$  : 橋全体系の最大応答塑性率  
 $c_z$  : 地域別補正係数

- ⑤ ラーメン橋の橋軸直角方向の耐荷性能照査は、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行い、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地震動に対する耐荷性能の照査を行うものとする。
- 3) レベル2地震動に対しては、動的解析において上部構造の部位についても応力状態を照査する。なお、常時状態で生じている内部応力を復元しておく必要がある。

### 8.3.2 曲線橋

交角の大きい曲線橋の場合には、以下の事項に留意して設計を行うものとする。交角の大きい曲線橋とは交角が $60^\circ$ 以上を目安としてよい。

- 1) 交角の大きい曲線橋は地震時に複雑な挙動を示し、静的解析で破壊メカニズムを想定できないため、レベル1地震動（線形時刻歴応答解析）、レベル2地震動（非線形時刻歴応答解析）ともに動的解析により照査を行うものとする。

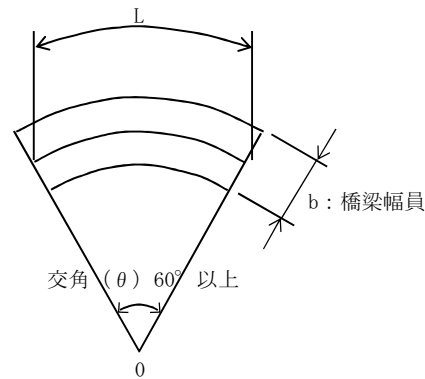


図 8.3.2 曲線橋の交角

- 2) 多径間の場合には、各橋脚にもっとも不利となる地震入力方向によって設計・照査しなければならない。
- 3) 固有周期の算定については、立体骨組モデルによる固有値解析をもって行うものとする。

→本編 4.6 参照

→「NEXCO 設計要領 第二集」4-6 (p.3-47) 参照



### 8.3.3 高橋脚

- 1) 橋脚が 30m 程度以上の高橋脚の場合は、高次モードの影響が懸念されることからレベル 1 地震動（線形時刻歴応答解析）、レベル 2 地震動（非線形時刻歴応答解析）ともに動的解析により照査を行うものとする。
- 2) 高橋脚においては、レベル 2 地震動時の発生する塑性ヒンジ領域の位置が明確ではないため、動的解析を行うにあたっては、塑性ヒンジを設けず、柱全体を非線形の M- $\phi$  モデルとしてモデル化してよい。
- 3) 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場合においては、橋全体としての耐荷性能確保の観点より許容残留変位を別途定めるものとする。

→本編 4.6 参照

→「道示」V8.4  
(p.177~183) 参照

### 8.3.4 偏心橋脚

- 1) 偏心橋脚の場合は、「道示 V8.8」に準じて行うものとする。
- 2) 偏心橋脚の偏心を受けている側の軸方向鉄筋と反対側の軸方向鉄筋の配筋は、同じとする。
- 3) 上部構造等が偏心しているために慣性力によって生じる橋脚のねじりモーメントは、一般には、変形適合ねじりモーメントであるので照査を省略してもよい。ただし、これに伴い生じる他の部材の変形や変位に対しては照査する。
- 4) 橋脚の 2 軸方向の応力状態を再現するためには、動的解析にて照査することが望ましい。

→本編 4.6 参照



## 9. 地震の影響を受ける上部構造の制限値と上部構造端部構造

### 9.1 一般

- 1) 上部構造は、修復性や耐荷力の急激な低下の恐れなどの観点から塑性化を期待する部材として選定しないことが基本となる。
- 2) 地震の影響を受ける上部構造は、本編 4.5 の規定を満たすとともに、レベル 2 地震動に対する応答値を算出するためのモデル及び上部構造の照査に用いる制限値を適切に設定しなければならない。
- 3) 限界状態 2 又は限界状態 3 の照査において、上部構造に塑性化を考慮する場合には、鋼上部構造の耐力、許容変形量及び応答値を算出するためのモデルを本編 9.2 の規定に基づいて、また、コンクリート上部構造の耐力、許容変形量及び応答値を算出するためのモデルを本編 9.3 の規定に基づいて設定する。
- 4) 限界状態 2 又は限界状態 3 の照査において、上部構造に塑性化を考慮しない場合には、鋼上部構造に対しては荷重組合せ係数を用いて「道示Ⅱ」の照査法に準じて、また、コンクリート上部構造に対しては「道示Ⅲ3 章」に規定する設計荷重作用時の照査に準じて行うものとする。
- 5) 支承部、落橋防止構造又は横変位拘束構造から地震力の作用を受けるような上部構造の部位は、鋼上部構造では荷重組合せ係数を用いて「道示Ⅱ」の規定に準じて、また、コンクリート上部構造では「道示Ⅲ10.5」の規定に基づいてそれぞれ設計する。
- 6) 遊間及び伸縮装置等の上部構造端部構造に関する照査は、本編 9.4 の規定により行うものとする。

→「道示」V12.1  
(p.251～252) 参照

### 9.2 鋼上部構造

#### 9.2.1 構造細目

- (1) 支承端部の直上等の集中荷重を受け局部変形を生じる可能性のある部位には、補剛材を設けて局部変形を防ぐとともに、桁が橋軸直角方向の地震力によって面外変形を生じないように、横桁またはダイヤフラム等により補強しなければならない。
- (2) 支承部とコンクリート上部構造との接続部は、「道示Ⅲ10.5」の規定による。

→「道示」V12.5.2  
(p.257～258) 参照



### 9.3 コンクリート上部構造

#### 9.3.1 プレストレスコンクリート箱桁の限界状態

##### (1) プレストレスコンクリート箱桁の限界状態 1

- 1) 曲げモーメント及び軸方向力を受けるプレストレスコンクリート箱桁が、「道示Ⅱ5.2」から「道示Ⅱ5.4」の規定を満足したうえで、(2)を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- 2) 部材等に損傷が生じているものの、部材等の挙動が可逆性を有する限界の状態を限界状態 1 として、「道示Ⅴ6.4」の規定に基づき、その限界の状態に対応する制限値を適切に設定したうえで、応答値がその制限値を超えない。

##### (2) プレストレスコンクリート箱桁の限界状態 3

- 1) 曲げモーメント及び軸方向力を受けるプレストレスコンクリート箱桁が、「道示Ⅲ5.2」から「道示Ⅲ5.4」の規定を満足したうえで、(2)を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- 2) 部材等の挙動が可逆性を失うものの、耐荷力を完全には失わない限界状態を限界状態 3 とし、「道示Ⅴ6.4」の規定に基づき、その限界の状態に対応する特性値及び制限値を適切に設定したうえで、応答値がその制限値を超えない。

#### 9.3.2 構造細目

- 1) コンクリート上部構造の鉄筋は、部材の塑性化の程度に応じて適切な継手構造及び横方向鉄筋の形状を選定し、適切に配置しなければならない。
- 2) 支承及び落橋防止構造から水平力の作用を受けるコンクリート上部構造の支点部は、「道示Ⅲ13.3.1」の規定により設計する。

→「道示」V12.3  
( p.253 ) ,□12.4  
(p.254) 参照

→「道示」V12.5.1  
(p.256) 参照



## 9.4 上部構造端部構造

### 9.4.1 上部構造端部の遊間

→「道示」V13.2.1  
(p.268～272) 参照

- 1) 上部構造端部においては、レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動に対して、隣接する上部構造どうし、上部構造と橋台または上部構造と橋脚の段違い部が衝突しないように必要な遊間を設けることを原則とする。特に、免震支承によるエネルギー吸収に期待する橋の場合においては、設計で考慮する免震効果が確実に得られるように、必要な上部構造端部の遊間を設けなければならない。また、地震時水平力分散構造においても、地震時に桁とパラペットとの衝突により損傷した場合の補修が容易でないことを考慮し、必要な上部構造端部の遊間を設けるものとした。ただし、桁遊間が過度に大きくなる場合は別途協議する。
- 2) 上部構造端部に遊間を設ける場合には、遊間は式 (9.4.1) により算出する値以上とする。なお、本編 6 章に規定する動的照査法により照査を行う橋については、式 (9.4.1) の  $u_s$  として動的解析により求められる相対変位を用いる。

$$S_B = \begin{cases} u_s + L_A & \text{(上部構造と橋台または橋脚の段違い部の間)} \\ c_B u_s + L_A & \text{(隣接する上部構造の間)} \end{cases} \quad \dots \text{式 (9.4.1)}$$

ここで、

$S_B$  : 上部構造端部の必要遊間量 (mm)

$u_s$  : レベル 2 地震動が作用した場合に遊間を算出する位置において生じる上部構造と下部構造の間の最大相対変位 (mm)

$L_A$  : 遊間量の余裕量 (mm) 15 mm程度とする

$c_B$  : 遊間量の固有周期差補係数で、隣接する 2 連の上部構造の固有周期差  $\Delta T$  に基づいて表 9.4-1 に示す値とする (mm)

表 9.4-1 遊間量の固有周期差別補正係数  $c_B$

固有周期差比 $\Delta T/T_1$	$c_B$
$0 \leq \Delta T/T_1 < 0.1$	1
$0.1 \leq \Delta T/T_1 < 0.8$	$\sqrt{2}$
$0.8 \leq \Delta T/T_1 \leq 1.0$	1

$$\Delta T = T_1 - T_2 \quad (T_1 \geq T_2)$$



- 3) 動的解析照査の結果、桁遊間量が過度に大きくなる場合には、図 9.4.1 に示すようなロックオフ構造等の検討を行い、本要領所管課と協議すること。
- ① ロックオフ構造とは、大地震時に桁が橋台と衝突した場合、橋台のロックオフ部が裏込め地盤の方に移動できるようにしておき、桁と橋台の衝突による影響を緩和するものである。
  - ② ロックオフ構造は、衝撃と制動を含んだ常時の交通荷重に対し、浮き上がりや滑動を起こすことなく、長期にわたって安定した機能を果たすものとする。

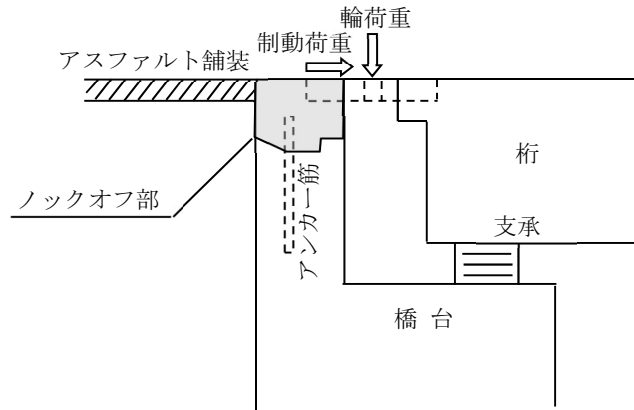


図 9.4.1 ノックオフ構造の例

#### 9.4.2 伸縮装置

- 1) 伸縮装置の伸縮量は、2)に規定するレベル 1 地震動に対する照査においてその機能が確保されるように設計する。
- 2) 伸縮装置の伸縮量は、式 (9.4.2) により算出するレベル 1 地震動に対する地震時設計伸縮量以上を確保する。ただし、「道示 I 10.3.3」に規定する設計伸縮量の方が大きい場合には、その値を下回ってはならない。

$$L_{ER} = \begin{cases} \delta_R + L_A & \text{(上部構造と橋台間)} \\ c_B \delta_R + L_A & \text{(隣接する上部構造の間)} \end{cases} \quad \dots\dots\dots \text{式 (9.4.2)}$$

ここで、

$L_{ER}$  : 伸縮装置の地震時設計伸縮量 (mm)

$L_A$  : 伸縮量の余裕量 (mm) 15 mm程度とする。

$\delta_R$  : レベル 1 地震動が作用した場合に伸縮装置の位置における上部構造と下部構造と相対変位 (mm)

$c_B$  : 遊間量の固有周期差補係数で、隣接する 2 連の上部構造の固有周期差  $\Delta T$  に基づいて表 9.4-1 に示す値とする。(mm)

- 3) 伸縮装置は、レベル 1 地震動が作用したときに伸縮装置本体及び取付部材に生じる断面力以上の耐力を確保する。この場合、伸縮装置本体及び取付部の耐力は、荷重組合せ係数から算出してよい。

→「道示」V13.2.2 (p.272~274) 参照



## 10. 支承部の照査

### 10.1 一般

(1) 支承部は、橋全体構造の一部として重要な部位である。

支承部とは、下記の性能を確保するため上部構造と下部構造との接合部に設置される支承本体、アンカーボルトやセットボルト等の上下部構造との取り付け部材及び沓座モルタルを含む支承本体に取り付く上下部構造部分をいう。支承部に必要な機能を整理すると以下のとおりである。

#### 1) 基本的な機能

##### ① 荷重伝達機能

支承部には、上部構造に作用する荷重を確実に支持して下部構造へ伝達する機能が必要である。荷重伝達機能を分類すると、鉛直方向力を支持し路面の平坦性を確保するために必要な“鉛直力伝達機能”と水平方向力を支持することで路面の平坦性を確保するために必要な“水平力伝達機能”となる。

##### ② 変位追従機能

変位追従機能は、上部構造の移動や回転などの変位に追従し、上部と下部構造の相対変位を吸収する機能である。常時、暴風時及び地震時に上部と下部構造の間に生じる水平変位に確実に追従するための“水平移動機能”と荷重の載荷による上部構造のたわみやねじれ変形によって生じる回転変位に追従する“回転機能”に分類される。

#### 2) 振動に対する付加的な機能

##### ① 減衰機能

減衰機能は、材料の非線形性を利用した履歴減衰(鉛材料や高減衰ゴム材料等)、部材間の摩擦を利用した摩擦減衰、粘性材料を利用した粘性減衰などにより振動エネルギーを吸収する機能であり、地震力の低減効果が最も期待できる。

##### ② アイソレート機能

アイソレート機能は、支承部において水平抵抗をやわらげ、地震時慣性力の伝達を低減する機能である。一般には、部材間のすべりによる方法と、水平方向に柔らかいゴム材料を使用して大きくせん断変形させる方法がある。

##### ③ 振動抑制機能

橋の上部構造と下部構造の間には橋の振動を制御する目的で、支承とは別に振動抑制装置を設ける場合がある。橋に適用される振動抑制装置としては、構造物の振動エネルギーを構造物の相対変位に比例した減衰力で散逸させる粘性ダンパーや摩擦ダンパーなどのエネルギー吸収装置などが代表的である。

支承部の設計にあたっては、橋の構造系において支承部が果たすべき役割や性能を十分認識しておく必要がある。

→「道示」I 10.1.1  
(p.163～165) 参照



支承部には、橋の形式に応じ様々な機能が必要となる。橋の形式と支承部の機能の一般的な関係を表 10.1-1 に示す。

表 10.1-1 橋の形式と支承部の機能

橋の形式		機能		基本的な機能					振動に対する付加的機能		
		鉛直力伝達		荷重伝達機能		変位追従機能			回転	減衰機能	7イール機能
				水平力伝達		水平移動					
				固定支持	弾性支持	弾性支持	可動支持				
床版橋	連続	◎	◎		◎			◎	○	○	
	単純		◎		◎			◎	△	△	
桁橋	連続	◎	◎		◎			◎	○	○	
	単純		◎		◎			◎	△	△	
アーチ橋のアーチ部材基部	上路	◎	◎	—	—	×	◎	×	×		
	下路	◎	◎		◎			◎	△	△	
トラス橋	連続	◎	◎		◎			◎	○	○	
	単純		◎		◎			◎	△	△	
方丈ラーメン橋の橋脚基部		◎	◎	—	—	×	◎	×	×		

注) ◎：必要 ○：採用が可能 △：効果が小さい ×：基本的に適用しない —：該当しない

- (2) 支承部には荷重伝達機能，変位追従機能など複数の機能が求められるが，これまでは機能を集約した機能一体型の支承部構造が多く採用されてきた。しかし単一の部材に複数の機能を保持しようとするすると構造が複雑になることや，一部の局所的な損傷や耐久性の低下による機能損失が他の機能にも影響を与えることから，近年では機能分離型の支承部の採用事例もある。

機能一体型と機能分離型の特徴と適用方法について以下に述べる。

#### ① 機能一体型

機能一体型とは，一つの支承部に複数の機能を一体化させた構造である。機能一体型の支承部の場合は，支承部単体でレベル 1 及びレベル 2 地震動により生じる水平力及び鉛直力に対して支承単体で抵抗する構造である。

#### ② 機能分離型

機能分離型とは，一支承線上に異なった材料や機能を複合的に使用する支承構造である。荷重の種類に応じて抵抗する機能を分類すると，固定支持型，可動支持型，弾性支持型，変位拘束型に分類できる。



### 10.2 支承部の基本条件

- (1) 支承部は、簡単な機構で確実に機能する構造としなければならない。
- (2) 支承部は、本編 4.5 (4) の規定に基づき、以下に示す力学的特性が、使用される条件を考慮した実験により明らかでなければならない。
  - 1) 支承部の機能が失われる状態が明らかであり、その状態に対する安全性が確保できること
  - 2) 供用期間中に発生する地震による作用に対して安定して挙動すること
- (3) 本編 4.5 (4) の規定に基づき、地震による作用を受ける支承部の力学的特性を評価する方法が明らかでなければならない。

→「道示」V13.1.4  
(p.268) 参照

### 10.3 支承部のモデル化

- (1) エネルギー吸収を期待する免震支承は、使用される条件を考慮した実験に基づいて水平力と水平変位の関係を適切に評価できる非線形履歴特性を設定しなければならない。
- (2) エネルギー吸収を期待しない弾性支承は、線形モデルとしてモデル化し、使用される条件を考慮した実験に基づいてその剛性を適切に設定しなければならない。

→「道示」V5.2  
(p.125) 参照

### 10.4 支承部の照査

- 1) 支承部の照査は、それぞれ、本編 10.5 に規定する設計地震力を用いて、「道示 V13.1.1」の規定により行うものとする。支承部（ゴム支承）の照査項目及び制限値を表 10.4-1 に示す。支承部の支承本体及び取付部材の耐力算定にあたっては、荷重組合せ係数から算出する。

→「道示」V13.1.1  
(p.259～264) 参照



表 10.4-1 支承部の照査項目及び制限値

照査項目	照査内容、制限値
最大圧縮応力度 $\sigma_{max}$	$\sigma_{max} \leq \sigma_{maxa}$ $\sigma_{maxa} = 8.0 \text{ N/mm}^2$ ( $S_1 < 8$ ) $\sigma_{maxa} = S_t$ ( $8 \leq S_1 < 12$ ) $\sigma_{maxa} = 12.0 \text{ N/mm}^2$ ( $S_1 \geq 12$ ) ここに、 $S_t$ : 一次形状係数 $\sigma_{maxa}$ : 最大圧縮応力度の制限値
最小圧縮応力度 $\sigma_{min}$	$\sigma_{min} \leq \sigma_{mina}$ $\sigma_{min} = 1.5 \text{ N/mm}^2$ ここに、 $\sigma_{mina}$ : 最小圧縮応力度の制限値
応力振幅 $\Delta \sigma$	$\Delta \sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min} \leq \Delta \sigma_a$ $\Delta \sigma_a = 5.0 \text{ N/mm}^2$ ( $S_1 \leq 8$ ) $\Delta \sigma_a = 5.0 + 0.375(S_1 - 8.0) \text{ N/mm}^2$ ( $S_1 > 8$ ) 最大 $6.5 \text{ N/mm}^2$ とする ここに、 $\Delta \sigma_a$ : 応力振幅の制限値
水平せん断ひずみ $\gamma_{sa}$	永続作用支配状況 $\gamma_s \leq \gamma_{sa}$ (70%) 変動作用支配状況 $\gamma_{sw} \leq \gamma_{sa}$ (150%) ここに、 $\gamma_s$ : 永続作用支配状況のせん断ひずみ $\gamma_{sw}$ : 変動作用支配状況のせん断ひずみ $\gamma_{sa}$ : 水平せん断ひずみの制限値
回転変位	$\delta_r \leq \delta_c / f_v$ ここに、 $\delta_r$ : 桁の回転によるゴム支承縁端での変位量 $\delta_c$ : ゴム支承の圧縮変位量 (mm) $f_v$ : 補正係数で 1.3 とする

→「道路橋支承便覧 (H30.12)」(日本道路協会) 4.6.2 (p.222~233) 参照

表 10.4-2 局部せん断ひずみの制限値

	材料の種類	JIS K 6397 による略号	呼び	制限値 (%)
天然ゴム	天然ゴム	NR	G6	400
			G8	365
			G10	365
			G12	330
			G14	300
クロロブレンゴム	クロロブレンゴム	CR	G8	300
			G10	300
			G12	300
高減衰ゴム	天然ゴムあるいは 合成ゴム	—	G8	430
			G10	400
			G12	365

- 2) 支承部は、その性能を確実に確保するために、本編 10.6 に規定する支承部の構造と 9.2.2 及び 9.3.2 に規定する上部構造の構造細目に配慮する。



### 10.5 支承部の照査に用いる設計地震力

- (1) 支承部の照査に用いる設計地震力には、設計水平地震力と設計鉛直地震力を考慮しなければならない。設計水平地震力と設計鉛直地震力は、静的照査法による場合は(2)の規定に、また、動的照査法による場合は(3)の規定に基づいて算出する。
- 1) レベル2地震動の設計水平地震力は、橋脚に塑性化を考慮する場合には橋脚の終局水平耐力に相当する水平力、また、基礎に塑性化を考慮する場合には基礎の最大応答変位に相当する水平力とする。
- (2) 静的照査法により耐荷性能の照査を行う橋の支承部の設計地震力は、以下により算出する。
- 1) レベル1地震動に対する支承部の設計地震力は、本編6.3.2の規定に基づく慣性力に相当する水平力とする。
- 2) レベル2地震動に対する支承部の設計水平地震力は、本編6.3.3の規定に基づく慣性力に相当する水平力とする。ただし、鉄筋コンクリート橋脚の塑性化を考慮する場合には「道示V8.5」の規定により算出する橋脚の終局水平耐力に相当する水平力、また、基礎に塑性化を考慮する場合には「道示V10.4」の規定に基づく橋脚基礎の変形による上部構造の慣性力の作用位置における応答変位に相当する水平力とする。
- 3) 支承部の下向き及び上向きの設計鉛直地震力は次式により、レベル1地震動及びレベル2地震動に対して算出する。この場合、支承部の照査に用いる設計鉛直地震力及び反力はいずれも下向きを正とする。

→「道示」V13.1.1  
(p.259～264) 参照

$$R_{Bmax} = R_D + \sqrt{R_{HEQ}^2 + R_{VEQ}^2} \dots\dots\dots \text{式 (10.5.1)}$$

$$R_{Bmin} = R_D - \sqrt{R_{HEQ}^2 + R_{VEQ}^2} \dots\dots\dots \text{式 (10.5.2)}$$

ここに、 $R_{Bmax}$ ：支承部の照査に用いる下向きの設計鉛直地震力 (kN)

$R_{Bmin}$ ：支承部の照査に用いる上向きの設計鉛直地震力 (kN)

$R_D$ ：上部構造の死荷重により支承に生じる反力 (kN)

$R_{HEQ}$ ：式(10.5.1)及び式(10.5.2)に規定する支承部の設計水平地震力  
が支承線方向に作用したときに支承部に生じる鉛直方向の反力 (kN)

$R_{VEQ}$ ：設計鉛直震度によって生じる鉛直方向の地震力 (kN)

で、式(10.5.3)により算出する。

$$R_{VEQ} = \pm k_V R_D \dots\dots\dots \text{式 (10.5.3)}$$

$k_V$ ：設計鉛直震度で、レベル1地震動に対しては「道示V4.1.6」に、また、レベル2地震動に対しては「道示V4.1.6」にそれぞれ規定する地盤面における設計水平震度に、表10.5-1に規定する係数を乗じた値とする。



表 10.5-1 設計水平震度に乗じる係数

	レベル 1 地震動	レベル 2 地震動	
		タイプ I	タイプ II
係数	0.5	0.5	0.67

- (3) 動的照査法により耐荷性能の照査を行う橋の支承部の設計地震力は、以下により算出する。
- 1) レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動に対する支承部の設計水平地震力は、「道示 V 5.2」の規定に基づく動的解析により算出した支承部の最大応答値を用いる。
  - 2) レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動に対する設計鉛直地震力は、動的照査法により求めた支承部の応答値を用いて算出した鉛直方向の反力  $R_{HEQ}$  と式 (10.5.3) により算出する鉛直方向の地震力  $R_{VEQ}$  を用いて、式 (10.5.1) 及び式 (10.5.2) により算出する。

## 10.6 支承部の構造

- (1) 支承部としてねばりのある挙動をする材料及び構造を採用するとともに、応力集中が生じにくい構造としなければならない。
- (2) 支承部は、支承本体の取替えが可能な構造を標準とする。
- (3) 支承部が取り付けられる上下部構造の部位は、支承部の維持管理の確実性及び容易さ並びに支承部の取替えに配慮した構造とするのがよい。
- (4) 限界状態 2 を確保する橋の支承部においては、支承部に破壊が生じた場合においても、上部構造を適切な高さに支持できるように、本編 10.7 の段差防止構造の設置が有効である。また、橋軸直角方向への上部構造の残留変位が過大にならないように、1 支承線上の支承数が少ない構造を避ける等、構造的な配慮をしなければならない。

### 10.7 段差防止構造

- 1) 段差防止構造は、支承が破損した場合でも上部構造を適切な高さに支持できる構造とする（被災後の上部構造の沈下量として 50mm～100mm 程度以下）。
- 2) 段差防止構造は、ゴム支承の場合は支承からの逸脱が考えにくいいため一般に設置していないが、支承高が大きい（一般的には高さ 40 cm 程度以上の）鋼製支承を用いる場合には設置することが望ましい。
- 3) 具体的には、予備のゴム支承を設けたり、コンクリート等による台座を設ける構造とする。

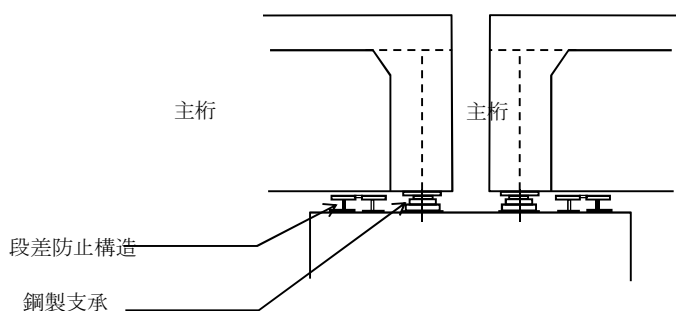


図 10.7-10.7.1 段差防止構造例



## 11. 落橋防止システム

### 11.1 設計の基本

- 1) 上部構造の落下防止対策として、桁かかり長、落橋防止構造及び横変位拘束構造から適切に選定した落橋防止システムを設置しなければならない。
- 2) 落橋防止システムは、橋軸方向に対しては、橋の形式、地盤条件等に応じて、上部構造の端支点を支持する下部構造において桁かかり長を確保するとともに、落橋防止構造を適切な箇所に設置し、また、橋軸直角方向に対しては、上部構造の橋軸直角方向への移動により落橋する可能性のある橋に対して横変位拘束構造を適切な箇所に設置する。
- 3) 上部構造の橋軸直角方向への移動により落橋する可能性のある橋とは、以下の条件のいずれかに該当する橋とする。
  - ・ 上部構造の構造条件や幾何学的条件から、支承部の破壊後に上部構造が隣接桁や橋台の拘束を受けずに回転できる橋で、かつ径間数が1径間または2径間の一連の上部構造を有する橋
  - ・ 下部構造の頂部幅が狭い橋
- 4) 落橋防止システムの構成は、表 11.1-1 に示すとおりとする。

→「道示」V13.3  
(p.275～296) 参照

表 11.1-1 落橋防止システム構成

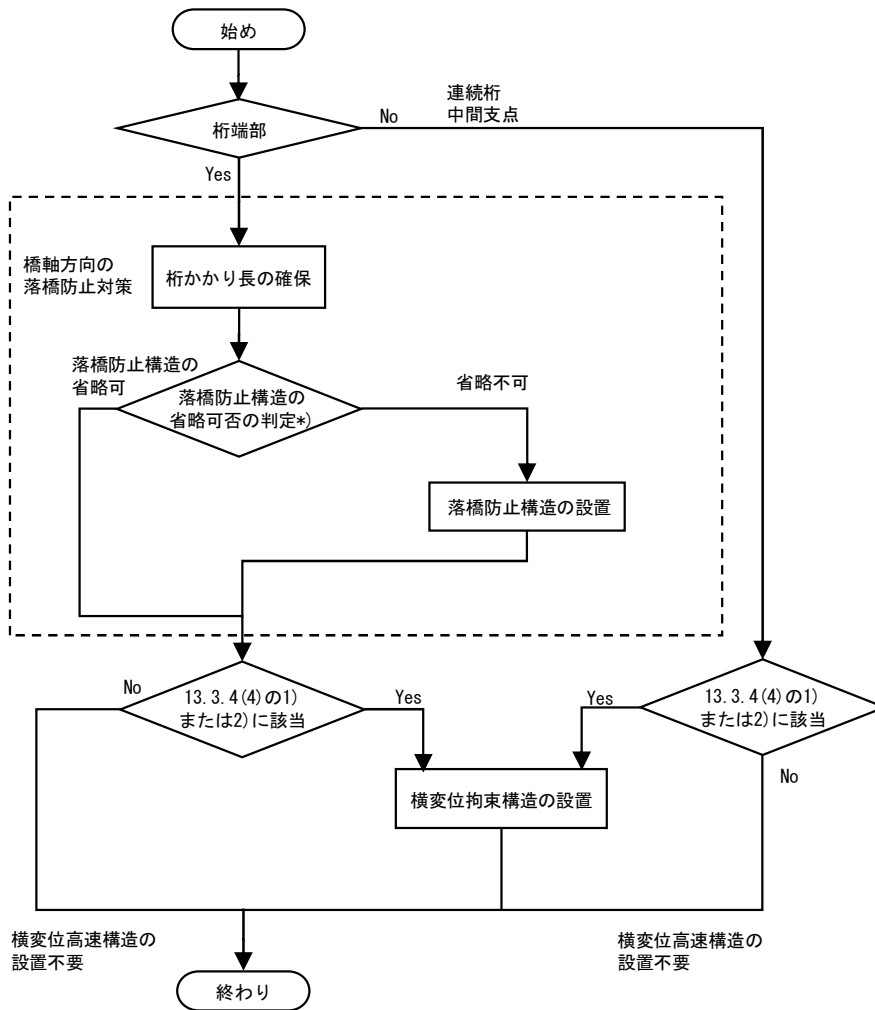
方向	落橋防止システム	橋台	中間橋脚	備考
		かけ違い橋脚		
橋軸	桁かかり長	○	-	
	落橋防止構造	○	-	「道示V13.3.2」に該当する場合に省略可能
橋軸直角	横変位拘束構造	△（「道示V13.3.3」に該当する場合に設置）	△（「道示V13.3.3」に該当する場合に設置）	

凡例 ○：設置する △：必要に応じて設置する -：設置不要





### 11.2 落橋防止システムの構成選定の流れ



\*支承部が破壊した後に上部構造の橋軸方向の応答変位が過大となった場合にも、上部構造の他端部が橋台の parapet に衝突し、parapet や橋台背面の地盤の抵抗により上部構造の応答が拘束されることで、落橋防止構造と同等の役割を果たすとみなすことができる条件。

図 11.2.1 落橋防止システム構成の選定フロー

(1) 落橋防止構造の設置を省略してもよい橋

1) 橋軸方向に大きな変位が生じにくい構造特性を有する橋

以下一連の上部構造を有する橋とは、単支間又は連続支間の橋を指し、単純橋が連続する場合又は床版のみを連結し、主桁を連結しない構造はこれに含まれない。

なお、下記②、③において当該上部構造を支持する下部構造及びこれに隣接する上部構造を支持する下部構造が、「道示V13.3.5(1)(2)の解説1」に示される変状が生じる可能性のある地盤に設置される場合には、橋の構造条件や支点条件に応じて、適切な落橋防止対策を個別に検討する必要がある。

## ① 両端が橋台に支持された一連の上部構造を有する橋

ただし、背面土等がない特殊な形式や橋台平面土に軽量盛土を用いた橋脚と同様の振動特性を有する橋台の場合には、一般的な条件の橋台のように橋台の背面の地盤の抵抗が期待できない可能性があるため、本条件には該当しない。

また、他端部の遊間量に相当する水平変位が上部構造に生じても、当該支点においては落橋を防止するために十分な桁かかり長が確保されていることが前提である。

このため、他端部の遊間量が 0.5m を上回る場合は、「道示 V 13.3.5」の規定により設定される桁かかり長に「道示 V 式 (解 16.1.1)」による桁かかり長に付加する長さ  $S_{EM}$  を加える。

## ② 橋軸方向に 4 基以上の下部構造において弾性支持または固定支持される一連の上部構造を有する橋

ただし、各下部構造において慣性力の分担が均等ではなく、レベル 2 地震動による一連の上部構造の重量による慣性力のうち、その 50% を超える慣性力を 1 つの弾性または固定支持される支点が分担しているような、1 点固定の連続橋の条件に類似する構造はこれに含まれない。

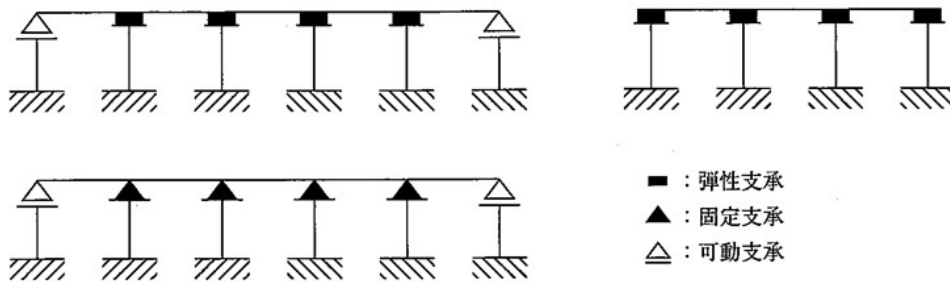


図 11.2-2 橋軸方向に 4 基以上の下部構造において弾性支持または固定支持される一連の上部構造を有する条件の例

## ③ 2 基以上の下部構造が剛結される上部構造を有するラーメン橋

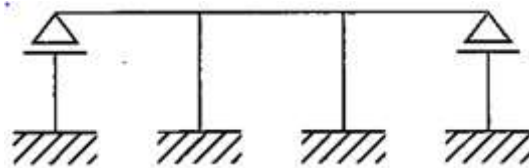


図 11.2-3 2 基以上の下部構造が剛結される上部構造を有するラーメン橋の例

- 2) 端支点の鉛直支持が失われても上部構造が落下しない構造特性を有する橋
  - ・張出し架設によるラーメン橋の端支点などで、活荷重及び衝撃以外の主荷重による作用のみを考慮する場合に支点反力が生じないまたは負反力が生じる端支点の場合



### 11.3 落橋防止システムの構成の基本的な考え方

#### 11.3.1 落橋防止システムのメカニズム

→「平成8年度 道路耐震設計ガイドブック(案)(材)国土開発技術研究センター」参照

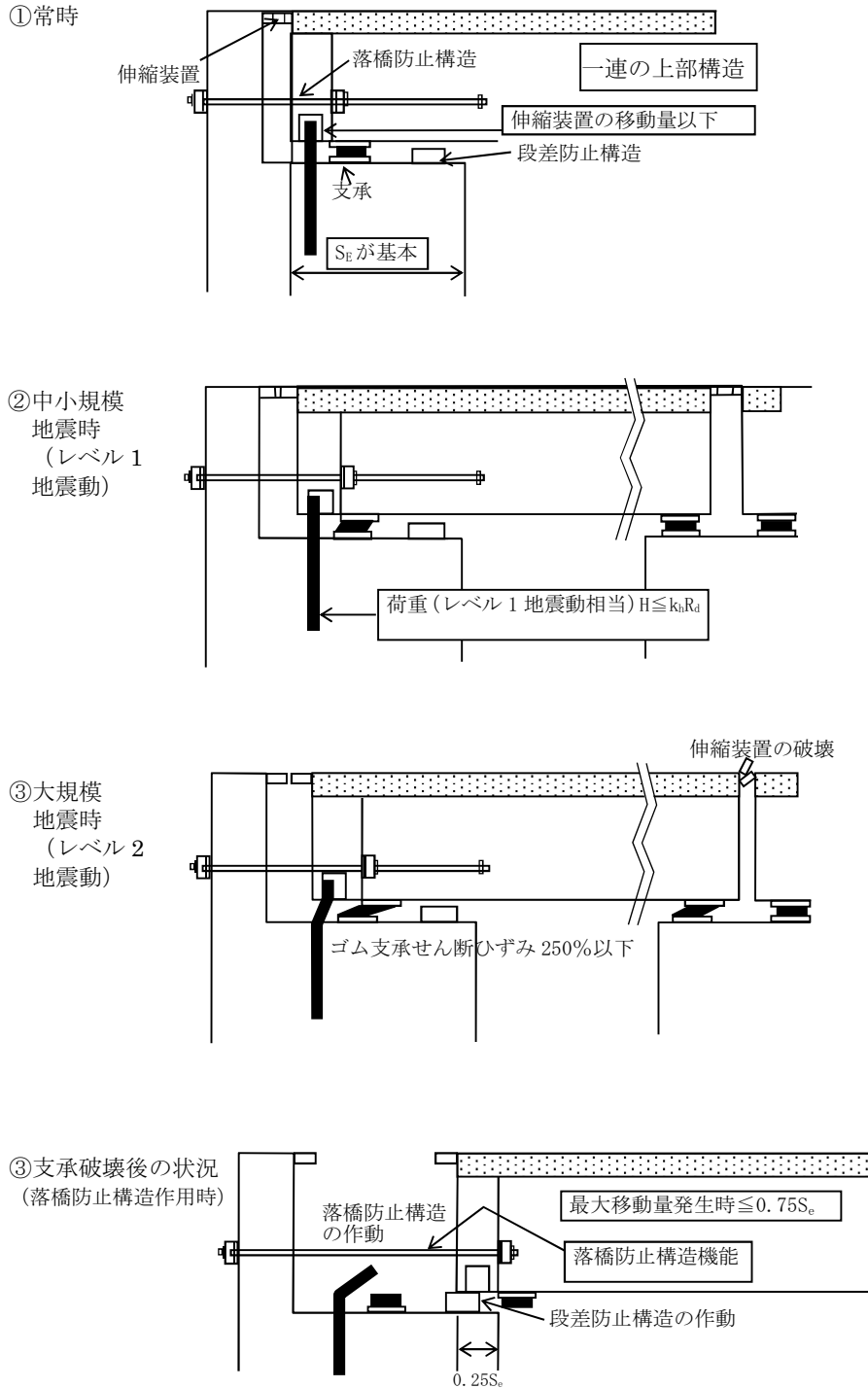


図 11.3.1 落橋防止システムのメカニズム

### 11.4 桁かかり長

- 1) 落橋防止システムとして、桁かかり長を確保することを基本とする。
- 2) 下部構造や支承が破壊し、上下部構造に予測しない大きな相対変位が生じた場合にも、桁かかり長を確保することにより落橋を防止する。
- 3) 橋脚高さが非常に高い橋では、必要桁かかり長が大きな値となる場合が考えられるが、このような場合でも必要桁かかり長を確保することが求められる。このため、桁かかり長が橋の構造上過度に不合理となる場合には、動的解析結果等も参考にしながら、下部構造の剛性を大きくする等の構造的な配慮を行うのがよい。
- 4) 桁かかり長の算出は、桁かかり長を求めようとする支点の支承条件に応じて、以下のように行う。

#### 【固定支承部】

支承部の最大応答変形量  $u_R$  は支承幅の 0.5 倍とする。なお、支承幅は以下の通りとする。

鋼製支承：下沓の橋軸方向幅

ゴム正支承：支承本体の橋軸方向幅

#### 【弾性支持や可動支持部】

その支点条件を踏まえ、かつ、隣接橋の影響や橋に影響を与える地盤の液状化及び流動化の影響を考慮して必要桁かかり長を算出する必要がある。

- 5) 上部構造の構造条件や幾何学的条件から、支承部の破壊後に上部構造が隣接桁や橋台の拘束を受けずに回転できる橋で、かつ径間数が 1 径間又は 2 径間の一連の上部構造を有する橋は、「道示 V 式 (13.3.4)」により桁かかり長を算出する場合の限界脱落回転角 ( $\alpha_E$ ) は、一般に 2.5 度としてよい。

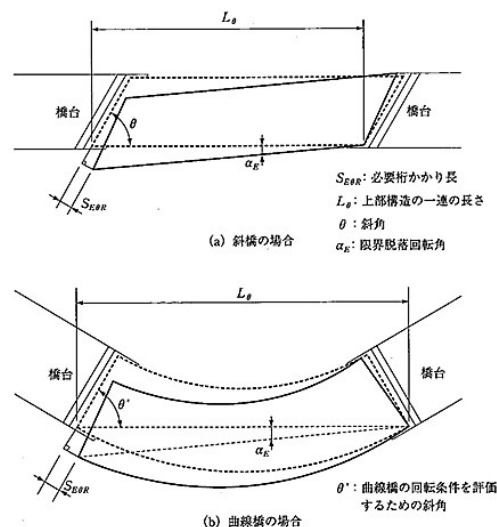
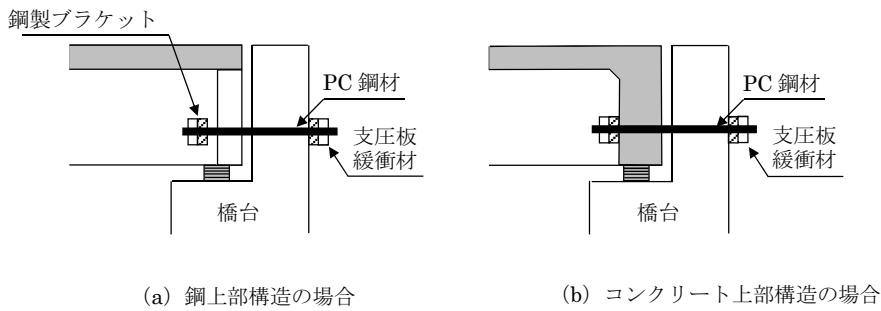


図 11.4.1 5) の条件に該当する橋の桁かかり長

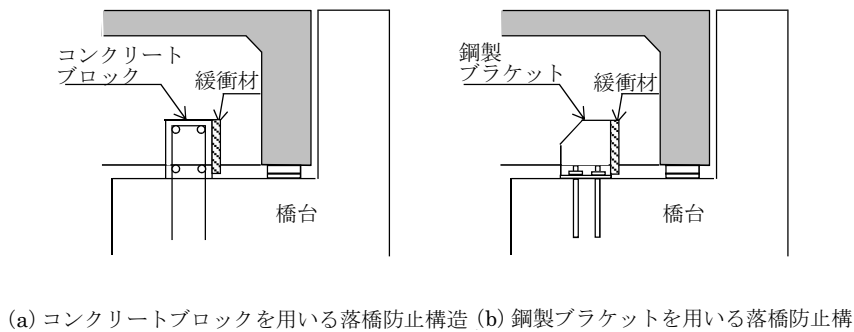
→「道示」V13.3.5  
(p.285~290) 参照

### 11.5 落橋防止構造

- 1) 落橋防止構造は桁かかり長の機能を補完するもので、支承部が破壊し、上下部構造間に大きな相対変位が橋軸方向に生じた場合に、これが桁かかり長に達する前に機能し、上部構造の端部が下部構造の頂部から逸脱することを防止することが期待される構造である。このため、上部構造の端支点部に設置することが求められる。
- 2) 落橋防止構造は、原則として以下に示す構造を用いる。
  - ① 上部構造と下部構造を連結する構造



- ② 上部構造及び下部構造に突起を設ける構造



- ③ 2連の上部構造を相互に連結する構造

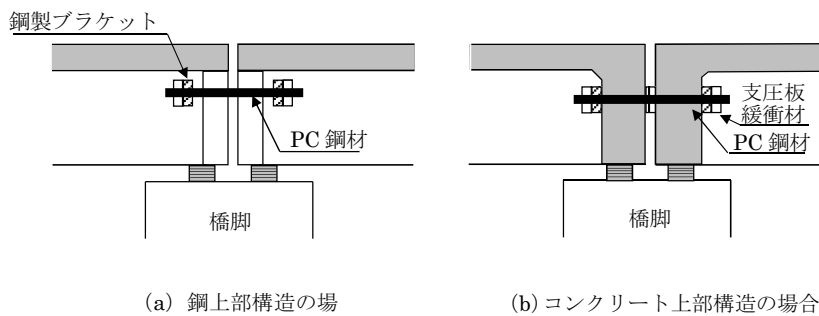


図 11.5.1 落橋防止構造の例



3) 落橋防止構造の耐力は、式 (11.5.1~2) により算出する設計地震力を下回ってはならない。

→「道示」V13.3.6 (p.290~293) 参照

① 上下部構造を連結する形式

$$H_F = P_{LG} \dots\dots\dots \text{式 (11.5.1)}$$

ただし、 $H_F \leq 1.5R_d$

② 2連の桁を相互に連結する形式

$$H_F = 1.5R_d \dots\dots\dots \text{式 (11.5.2)}$$

ここに、  
 $H_F$  : 落橋防止構造の設計地震力 (kN)  
 $P_{LG}$  : 当該支点を支持する下部構造の橋軸方向の水平耐力 (kN)  
 $R_d$  : 死荷重反力 (kN)

表 11.5.2 下部構造の橋軸方向水平耐力  $P_{LG}$

下部構造形式	鉄筋コンクリート橋脚	鋼製橋脚	橋台
$P_{LG}$	道示V式 (8.3.2) により算出する地震時保有水平耐力	道示V9.4 (1) による許容曲げモーメント $M_a$ を橋脚基部から上部構造慣性力の作用位置までの距離で除して算出する水平耐力	道示IV7.7.3 (1) の降伏曲げモーメントを橋台基部から上部構造慣性力の作用位置までの距離で除して算出する水平耐力と道示IV7.7.4 のせん断耐力のいずれか小さい値

※下部工耐力が小さく  $P_{LG} < 0.8R_d$  の場合、桁かかり長に余裕を持たせ、道示V13.3.5の桁かかり長を1.5倍とする

### 11.6 横変位拘束構造

- 1) 横変位拘束構造は、支承部が破壊したときに、橋の構造的要因等によって上部構造が橋軸直角方向に変位することを拘束することを目的として設置する。
- 2) 上部構造の構造条件や幾何学的条件から、支承部の破壊後に上部構造が隣接桁や橋台の拘束を受けずに回転できる橋で、かつ径間数が1径間又は2径間の一連の上部構造を有する橋は、端支点到横変位拘束構造を設置しなければならない。

→「道示」V13.3.7 (p.293) 参照

#### ① 斜角を有する橋の場合

$$\sin 2\theta / 2 > b/L \dots\dots\dots \text{式 (11.6.1)}$$

ここに、 L : 一連の上部構造の長さ (m)  
 b : 上部構造の全幅員 (m)  
 $\theta$  : 斜角 (度)

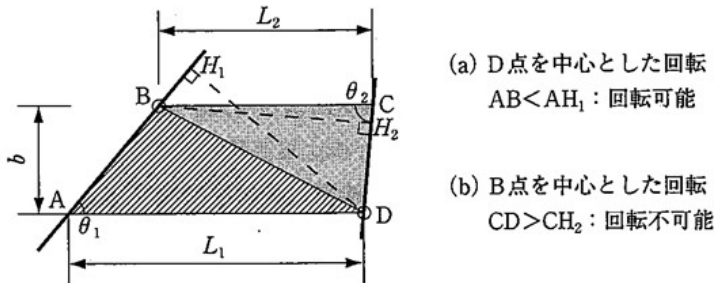


図 11.6.1 隣接桁や橋台の影響を受けずに斜橋が回転できる条件

#### ② 曲線橋の場合

$$\cos \theta' > b/L \dots\dots\dots \text{式 (11.6.2)}$$

ここに、 L : 一連の上部構造の長さ (m)  
 b : 上部構造の全幅員 (m)  
 $\theta'$  : 交角 (度)

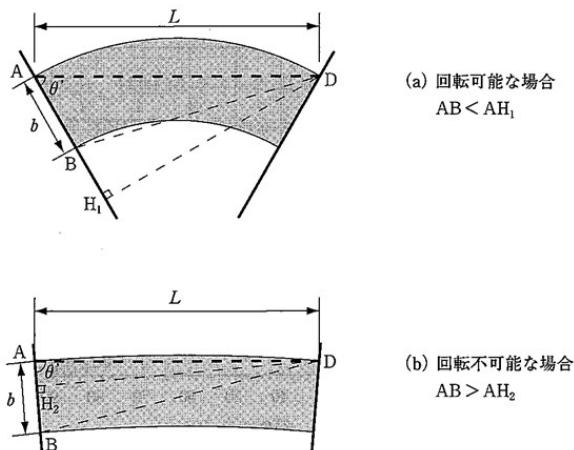


図 11.6.2 隣接桁や橋台の影響を受けずに曲線橋が回転できる条件



### 11.7 構造細目

- 1) 落橋防止構造及び横変位拘束構造は、支承部の移動、回転等の機能を損なわない構造とする。
- 2) 落橋防止構造及び横変位拘束構造は、設計で対象とする方向以外への上部構造の移動にも追随し、また、衝撃的な力を緩和できる構造とする。
- 3) 落橋防止構造及び横変位拘束構造の取付部及びこれらが取り付く上下部構造の部位には、応力集中が生じにくい構造を採用する。また、落橋防止構造又は横変位拘束構造は、これが確実に機能する箇所に設置する。
- 4) 落橋防止構造及び横変位拘束構造は、支承部の維持管理の障害とならない構造とする。

→「道示」V13.3.8  
(p.294～295) 参照