

第8章 耐震設計

8.1 耐震設計の基本方針

8.1.1 耐震設計の基本

- (1) 橋の耐震設計は、設計地震動のレベルと橋の重要度に応じて、必要とされる耐震性能を確保することを目的として行う。
- (2) 耐震設計にあたっては、地形・地質・地盤条件、立地条件、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ともに、橋を構成する各部材及び橋全体系が必要な耐震性を有するように配慮するものとする。

参考：道示V2.1 (H24.3) P.6

- (1) 橋の耐震設計は、橋の供用中に想定される地震に対し、橋の重要度に応じて必要とされる、安全性、供用性、修復性等に関する耐震性能を確保することを目的とする。

橋は、地震後における避難路や救助・救援・医療・消火活動及び被災地への緊急物資の輸送路として非常に重要な役割を担っている。このため、橋の耐震設計においては、地震時における橋の安全性の確保を念頭に置くとともに、橋の重要度に応じて、地域社会生活に支障を与えるような機能の低下をできるだけ抑制することが重要となる。このような橋の役割の重要性を踏まえ、橋の耐震設計では設計地震動のレベルと橋の重要度に応じて必要とされる耐震性能を確保することを基本とする。

- (2) 橋の構造形式は、建設地点における地形・地質・地盤条件、立地条件、地域の防災計画等を考慮して適切な耐震性を有するように選定することが重要である。また、構造部材の強度を向上させると同時に変形性能及びエネルギー吸収能を高めて橋全体系として地震に耐える構造系を目指す必要がある。このような構造計画の観点から、耐震性の高い橋を設計するために検討する事項の例を挙げると次のようになる。

- 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される橋、急傾斜地に架設される橋、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適切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) 当該地域内の個別の路線に求められる性能は、基本的に、その地域の防災計画等に基づいて設定されることになるため、道路橋の設計においては、このようにして設定される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。
- 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

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、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盤や沖積地盤上では、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、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に、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等、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。
 - 12) 支承部周辺の部位においては、維持管理の確実性及び容易さに配慮することが重要であるため、耐震性能の確保のために設置される部材、構造、装置等が支承部や桁端部等の点検の容易さ及び塗装の塗替作業等の作業空間の確保等に影響を及ぼすことがないように配慮が必要である。
 - 13) 新しい材料、装置及び構造形式を適用する場合には、力学的機構が明確であるという前提条件を満たし、かつ、実験で確認された条件の範囲内で使用する必要がある。特に、動的な特性が部材や装置に生じる速度等の影響により静的な特性と異なる場合、動的な特性が温度等の使用される条件の影響を受ける場合又は長期的な使用により力学的特性が変化する可能性がある場合には、適用範囲とそれに応じた力学的特性等に十分留意する必要がある。
 - 14) 地震による部材の損傷に伴い、その部材や損傷部位周辺の破片等の落下による第三者被害を生じることがないように配慮が必要である。

8.1.2 耐震設計一般

- (1) 橋の耐震設計では、以下の2段階のレベルの設計地震動を考慮する。このうち、レベル2地震動はさらにタイプの異なる2種類の設計地震動を考慮するものとする。
- 1) レベル1地震動
橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動
 - 2) レベル2地震動
橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動
タイプⅠの地震動：プレート境界型の大規模な地震
タイプⅡの地震動：内陸直下型地震
- (2) 橋の重要度は、道路種別及び橋の機能・構造に応じて以下の2つに区分する。
A種の橋：重要度が標準的な橋
B種の橋：重要度が高い橋
- (3) 橋の耐震性能は、橋全体系の挙動を踏まえ、以下のとおりとする。
- 1) 耐震性能1
地震によって橋としての健全性を損なわない性能
 - 2) 耐震性能2
地震による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能
 - 3) 耐震性能3
地震による損傷が橋として致命的とならない性能
- (4) 橋の耐震設計においては、設計地震動のレベルと橋の重要度に応じて、以下のように設計するものとする。
- 1) レベル1地震動に対しては、A種の橋、B種の橋ともに、耐震性能1を確保するように耐震設計を行う。
 - 2) レベル2地震動に対しては、A種の橋は耐震性能3を、また、B種の橋は耐震性能2を確保するように耐震設計を行う。
- (5) 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り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ものとする。

参考：道示V2.2 (H24.3) P.9

- (1) 耐震設計で考慮する地震動は、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）と発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動（レベル2地震動）の2段階の地震動を考慮する。

レベル1地震動は、比較的生じる可能性の高い中程度の強度の地震動を想定している。レベル2地震動は、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（タイプⅠの地震動）と平成7年兵庫県南部地震のように発生頻度が極めて低い内陸直下型地震による地震動（タイプⅡの地震動）の2種類を考慮する。タイプⅠの地震動は大きな振幅が長時間繰り返して作用する地震動であるのに対し、タイプⅡの地震動は継続時間は短いが大きな強度を有する地震動であり、各々特性が異なるため、両方の地震動を耐震設計で考慮する。

- (2) 従来の道路橋の耐震設計の慣例に従い、道路種別や橋の機能に応じて2種類の重要度の区分を設定した。

なお、埼玉県が管理する橋はB種の橋となる。

表 8.1.1 橋の重要度の区分

橋の重要度の区分	対象となる橋
A種の橋	下記以外の橋
B種の橋	<ul style="list-style-type: none"> ・高速自動車国道、都市高速道路、指定都市高速道路、本州四国連絡道路、一般国道の橋 ・都道府県道、市町村道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋及び地域の防災計画上の位置付けや当該道路の利用状況等からとくに重要な橋

参考：道示V2.3 (H24.3) P.13 表-2.3.1

(3) 橋の耐震性能の観点は表 8.1.2 に示す通りである。

耐震性能を設定する目的は、設計上想定する地震動のレベルに応じて構造物の限界状態を設定するという合理的な考え方をとることにある。

表 8.1.2 耐震性能の観点

橋の耐震性能	耐震設計上の安全性	耐震設計上の供用性	耐震設計上の修復性	
			短期的修復性	長期的修復性
耐震性能1： 地震によって橋としての健全性を損なわない性能	落橋に対する安全を確保する	地震前と同じ橋としての機能を確保する	機能回復のための修復を必要としない	軽微な修復でよい
耐震性能2： 地震による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに実行できる性能	落橋に対する安全を確保する	地震後橋としての機能を速やかに回復できる	機能回復のための修復が応急修復で対応できる	比較的容易に恒久復旧を行うことが可能である
耐震性能3： 地震による損傷が橋として致命的とならない性能	落橋に対する安全を確保する	—	—	—

参考：道示V2.2 (H24.3) P.11 表-解2.2.1

(4) 設計地震動のレベルと橋の重要度に応じた橋の耐震性能は、表 8.1.3 のように整理される。埼玉県が管理する橋梁においてはB種の端なので、レベル1地震動に対しては耐震性能1、レベル2地震動に対しては耐震性能2を確保することを基本とする。

表 8.1.3 設計地震動と橋の要求性能

設計地震動		A種の橋	B種の橋
レベル1地震動		地震によって橋としての健全性を損なわない性能 (耐震性能1)	
レベル2地震動	タイプⅠの地震動 (プレート境界型の大規模な地震)	地震による損傷が橋として致命的とならない性能 (耐震性能3)	地震による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに実行できる性能 (耐震性能2)
	タイプⅡの地震動 (兵庫県南部地震のような内陸直下型地震)		

参考：道示V2.2 (H24.3) P.12 表-解2.2.2

例えば、橋脚の損傷度と耐震性能の関係は図 8.1.1 に示す通りであり、レベル1地震に対しては応答値が弾性応答の範囲となり、レベル2地震に対しては応答変位が許容変位以下となるように設計する (B種の橋)。

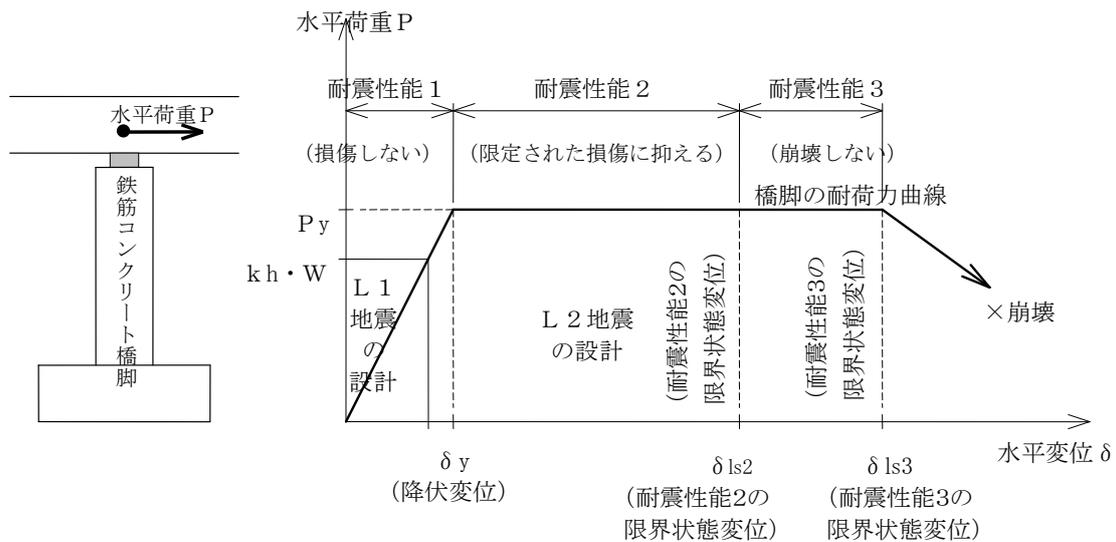
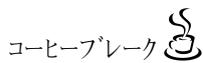


図 8.1.1 鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能

(5) 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り支承部の破壊が生じた場合においても、上部工が落下することを防止できるように配慮するものとする。



コーヒープレーク

「大規模地震が与える橋への影響」

2008年の岩手・宮城内陸地震においては斜面の地すべりによる大規模な下部工の損傷による落橋の被害事例や、2011年東北地方太平洋沖地震においては、巨大津波により、上部工が流出した被害事例が見られました。こうした大規模な地震の影響を直接橋の設計に反映させることは現状では困難なので、橋梁計画からの配慮が重要であり、また今後の調査研究の進展に応じて適切に対応していく必要があります。

更には、未知のどのような地震動に対しても橋を安全に設計することには現状では制約があるため、このような地震については、個々の橋の耐震設計で対応するのみでなく、道路ネットワークのリダンダンシーを高めたり、早期に復旧できる体制整備や技術開発等を図っていくことが重要です。

8.1.3 耐震設計上考慮すべき荷重

(1) 耐震設計にあたっては、次の荷重を考慮するものとする。

1) 主荷重

道示 I 2.1 に示す主荷重のうち活荷重及び衝撃を除いた荷重

- a 死荷重 (D)
- b プレストレス力 (P S)
- c コンクリートのクリープの影響 (C R)
- d コンクリートの乾燥収縮の影響 (S H)
- e 土圧 (E)
- f 水圧 (H P)
- g 浮力又は揚圧力 (U)

2) 従荷重

地震の影響 (E Q)

(2) 荷重の組合せは次のとおりとする。

(1) に示す主荷重 (D) + 地震の影響 (E Q)

(3) 荷重は最も不利な応力、変位、その他の影響が生じるように作用させるものとする。

参考：道示 V 3.1 (H24.3) P. 14

(1) 耐震設計においては、以下の理由により活荷重の影響は考慮する必要はないとされる。

- 1) 活荷重は時間的、空間的に変動するものであり、活荷重の満載と地震が同時に発生作用する確率は一般に小さい。
- 2) 地震時に車両が橋面上にある場合、車両が橋の振動を抑制する効果がある。
- 3) 大型車の動的振動特性を考慮した車両-橋梁系の動的解析でも橋の地震応答に及ぼす影響は顕著ではない。

8.1.4 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) 地震時に不安定となる地盤の影響
- (5) 地震時地盤変位

参考：道示 V 3.2 (H24.3) P. 15

橋の耐震設計において考慮すべき地震の影響の種類を規定している。橋の耐震設計では、個々の設計条件に応じて、これらの中から考慮すべき地震の影響を適切に選定する必要がある。

構造物の重量には添架物等の重量も考慮する必要がある。また、構造物と一体となって振動し、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必要がある。

8.1.5 設計地震動

レベル1地震動は道示V4.2の規定に、レベル2地震動は道示V4.3の規定により設定するものとする。

参考：道示V4.1 (H24.3) P.16

道示Vでは入力地震動の特性値は、標準的な加速度応答スペクトルとして規定されている。加速度応答スペクトルを以下に示す。

なお、従来は建設地点周辺の活断層の調査結果に基づき、断層モデルを用いて設計地震動を算定する手法も記載していたが、活断層情報、プレート境界で発生する地震の情報等、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容易ではないため、今回の改定から記述を削除している。

(1) レベル1地震動

レベル1地震動の加速度応答スペクトルは以下の式により算出する。

$$S = c_z c_D S_0$$

ここに、

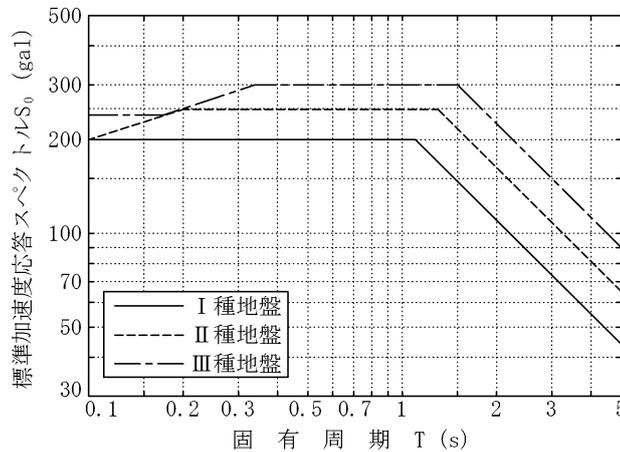
S : レベル1地震動の加速度応答スペクトル (1gal 単位に丸める)

c_z : 地域別補正係数 (埼玉県: A_2 地域、 $c_z=1.0$)

c_D : 減衰定数別補正係数であり、減衰定数 h に応じて以下により算出する。

$$c_D = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5 \quad \dots \text{式 (8.1.1)}$$

S_0 : 図8.1.2に示すレベル1地震動の標準加速度応答スペクトル(gal)



参考：道示V4.2 (H24.3) P.18 図-解4.2.1

図8.1.2 レベル1地震動の標準加速度応答スペクトルS0

(2) レベル2地震動

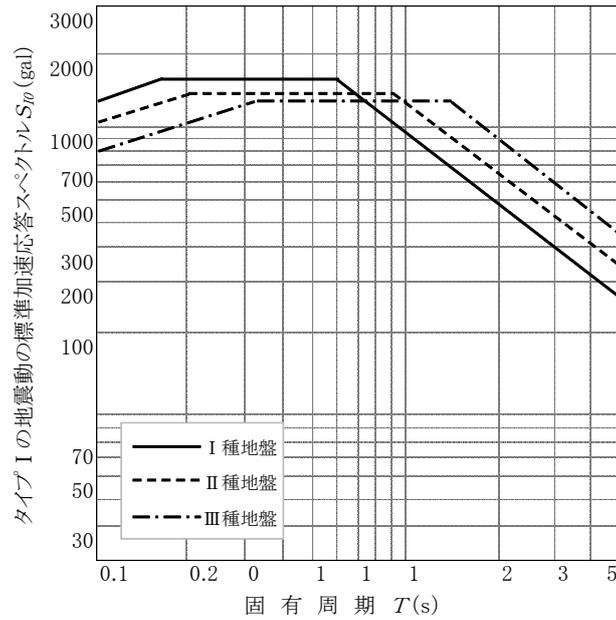
レベル2地震動の加速度応答スペクトルは以下の式により算出する。

$$S_I = c_{Iz} c_D S_{I0}$$

$$S_{II} = c_{IIz} c_D S_{II0}$$

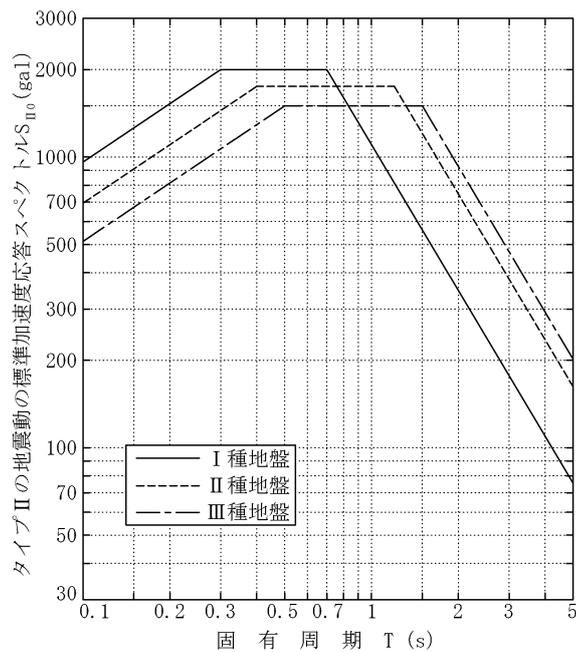
ここに、

- S_I : タイプ I の地震動の加速度応答スペクトル (1gal 単位に丸める)
- S_{II} : タイプ II の地震動の加速度応答スペクトル (1gal 単位に丸める)
- c_{Iz} : タイプ I の地震動の地域別補正係数 (埼玉県: A_2 地域、 $c_{Iz}=1.0$)
- c_{IIz} : タイプ II の地震動の地域別補正係数 (埼玉県: A_2 地域、 $c_{IIz}=1.0$)
- c_D : 減衰定数別補正係数で、減衰定数 h に応じて式 (8.1.1) により算出
- S_{I0} : 図 8.1.3 に示すタイプ I の地震動の標準加速度応答スペクトル (gal)
- S_{II0} : 図 8.1.4 に示すタイプ II の地震動の標準加速度応答スペクトル (gal)



参考：道示V4.3 (H24.3) P.22 図-解 4.3.1

図 8.1.3 タイプ I の地震動の標準加速度応答スペクトル S_{I0}



参考：道示V4.3 (H24.3) P.22 図-解 4.3.2

図 8.1.4 タイプ II の地震動の標準加速度応答スペクトル S_{II0}

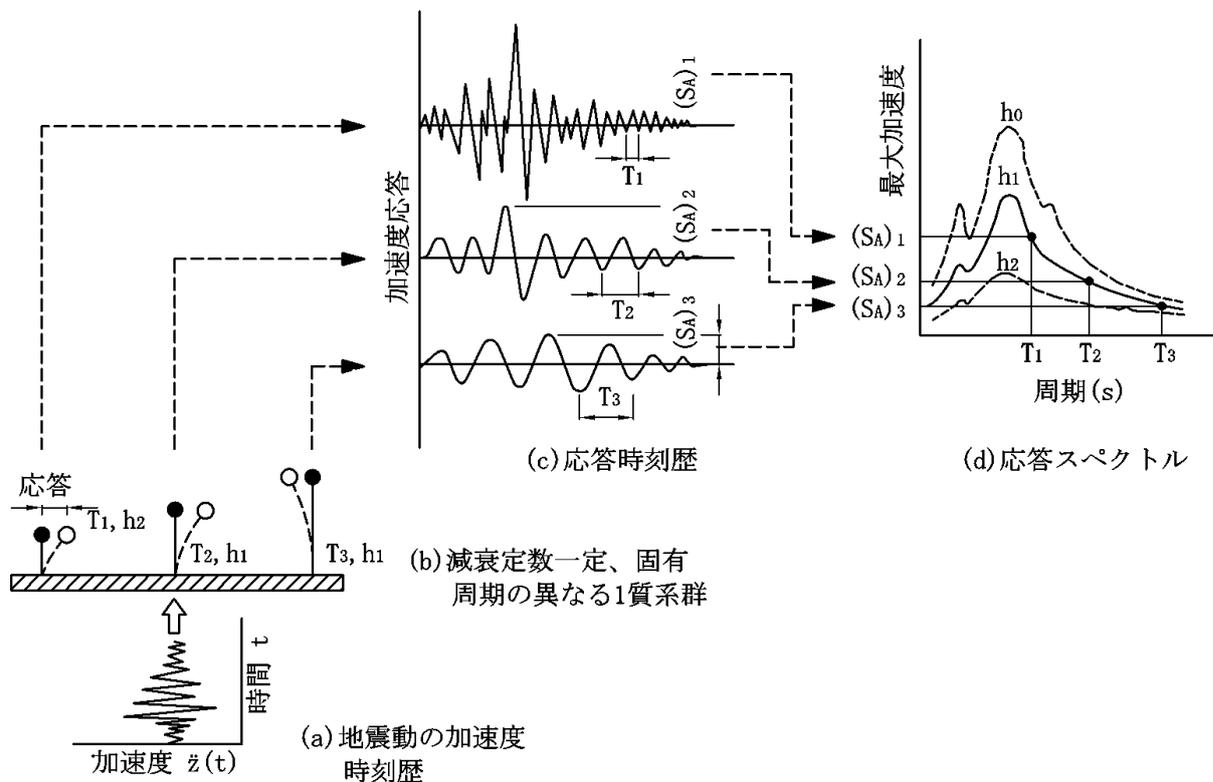


「加速度応答スペクトル」

地震動の特性を構造物に生じる揺れの強さの観点から表す指標の一つです。

下図に示すように、揺れやすい周期（固有周期）の異なる複数の振動系を用意し、ある地震動に対してそれぞれがどのように揺れるかを解析します。そして、それぞれの振動系の固有周期を横軸に、振動系の最大応答加速度を縦軸にプロットしたものが加速度応答スペクトルです。

ある地震動に対して加速度応答スペクトルが算定されている場合、構造物の固有周期と減衰定数（後述）が分かっているならば、その地震動によりどの程度の強さの揺れ（最大応答加速度）が生じるかを図から容易に求めることができます。



参考：動的解析と耐震設計第1巻地震動・動的物性 土木学会 (H1.6) P.56 図 I-33
 図 8.1.5 応答スペクトルの模式的説明

(3) 地域別補正係数

地域別補正係数は道路橋示方書V編 4.4 地域別補正係数により設定する。
 埼玉県はA2地域に該当し、 $C_z=1.0$ 、 $C_{Iz}=1.0$ 、 $C_{IIz}=1.0$ である。

8.1.6 耐震設計上の地盤種別

耐震設計上の地盤種別は、以下の式により算出する地盤の基本固有周期 T_G をもとに、表 8.1.4 より区別する。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。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \dots\dots\dots (8.1.2)$$

ここに、

T_G : 地盤の基本固有周期 (s)

H_i : i 番目の地層の厚さ (m)

V_{si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

i : 当該地盤が地表面から耐震設計上の基盤面まで n 層に区分される場合の地表面から i 番目の地層の番号

参考：道示V4.5 (H24.3) P.32

耐震設計上の地盤種別は、橋の耐震設計において、設計水平震度等に地盤条件の影響を考慮するために規定したものである。

耐震設計上の地盤種別の概略の目安は以下のとおりである。

- 1) I種地盤 良好な洪積地盤及び岩盤
- 2) II種地盤 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
- 3) III種地盤 沖積地盤のうち軟弱地盤

地盤の基本固有周期 T_G は、微小ひずみ振幅領域における表層地盤の基本固有周期であり、基盤から地表面までせん断弾性波が伝播するのに要する時間の4倍として算定される。

平均せん断弾性波速度 V_{si} は、弾性波探査やPS検層によって推定するのが望ましいが、実測値がない場合はN値から推定してもよい。この場合のN値は各層の平均的なN値で代表し、むやみに計算を繁雑にする必要はない。

粘性土層の場合

$$V_{si} : 100 N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 25)$$

砂質土層の場合

$$V_{si} : 80 N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 50)$$

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

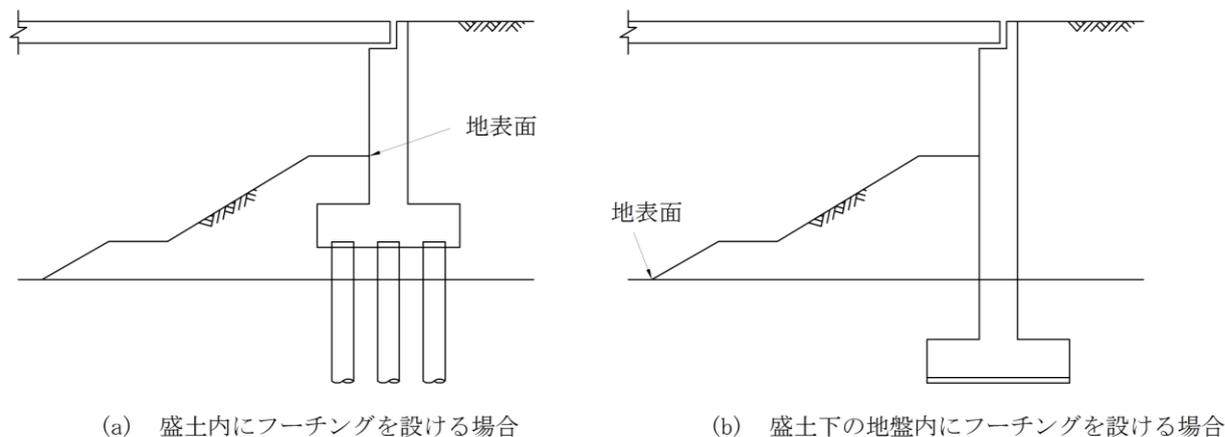
なお、N値が0の場合は $V_{si}=50\text{m/s}$ としてよい。

表 8.1.4 耐震設計上の地盤種別

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

参考：道示V4.5 (H24.3) P.32 表-4.5.1

一般には、盛土等、地表面が平坦でなく、図8.1.6(a)に示すように盛土内にフーチングを設ける場合には、盛土の天端を地表面とみなして前項の式により地盤の基本固有周期を求める。図8.1.6(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。



参考：道示V4.5 (H24.3) P.33 図-解4.5.1

図8.1.6 盛土等における地表面の取り方

8.1.7 耐震設計上の地盤面

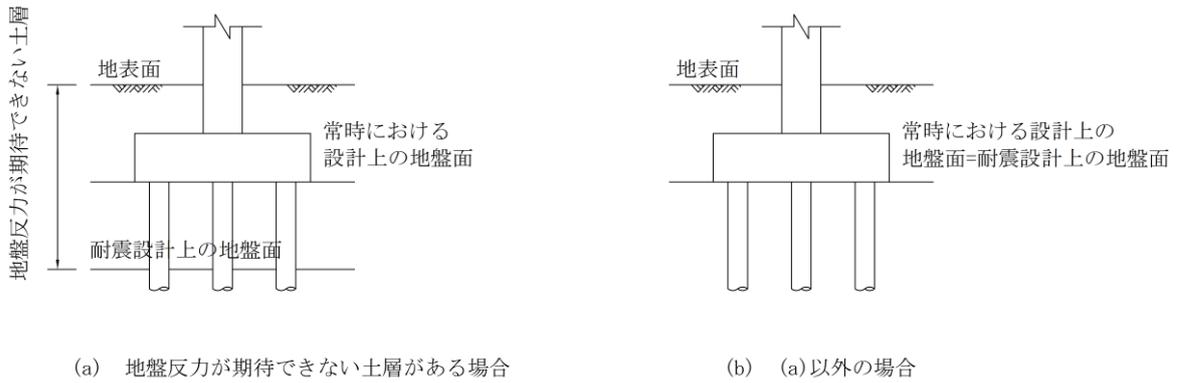
耐震設計上の地盤面は、常時における設計上の地盤面とする。ただし、フーチングを有する基礎において、常時における設計上の地盤面がフーチング下面より上方にある場合には、耐震設計上の地盤面はフーチング下面とする。また、地震時に地盤反力が期待できない土層がある場合においては、その影響を考慮して適切に耐震設計上の地盤面を設定するものとする。

参考：道示V4.6 (H24.3) P.33

耐震設計上の地盤面とは、構造物や土の重量に起因する慣性力を、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して定めた地盤面であり、8.1.5 (P.324) に規定する設計地震動の入力位置である。耐震設計上の地盤面は、図8.1.7及び図8.1.8に示すとおり、道示IV9.5に規定する常時における設計上の地盤面としているが、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耐震設計上の地盤面を設定する必要がある。

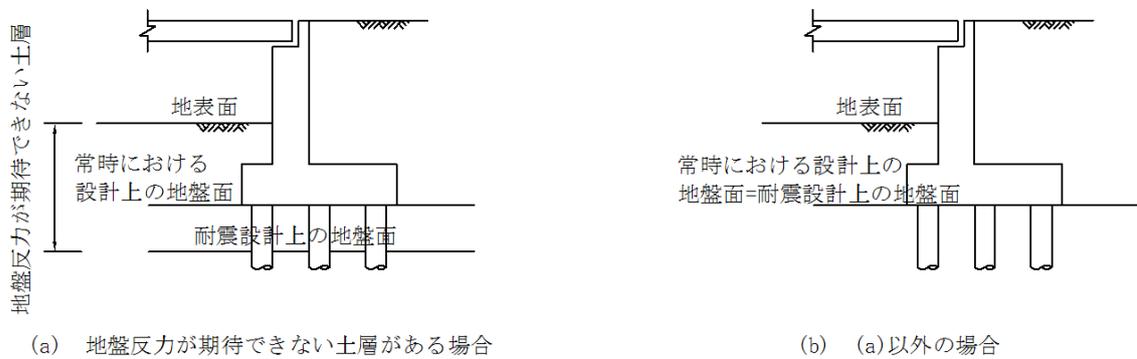
ここで、地震時に地盤反力が期待できない土層とは、ごく軟弱な土層又は液状化する土層で8.5.3 (P.365) の規定により耐震設計上土質定数を零とする土層である。そのような土層がある場合には、耐震設計上の地盤面はその層の下面に設定する。

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には、図8.1.9に示すように、耐震設計上の地盤面は少なくとも層厚が3m以上の地盤反力が期待できる土層の上面としてよい。



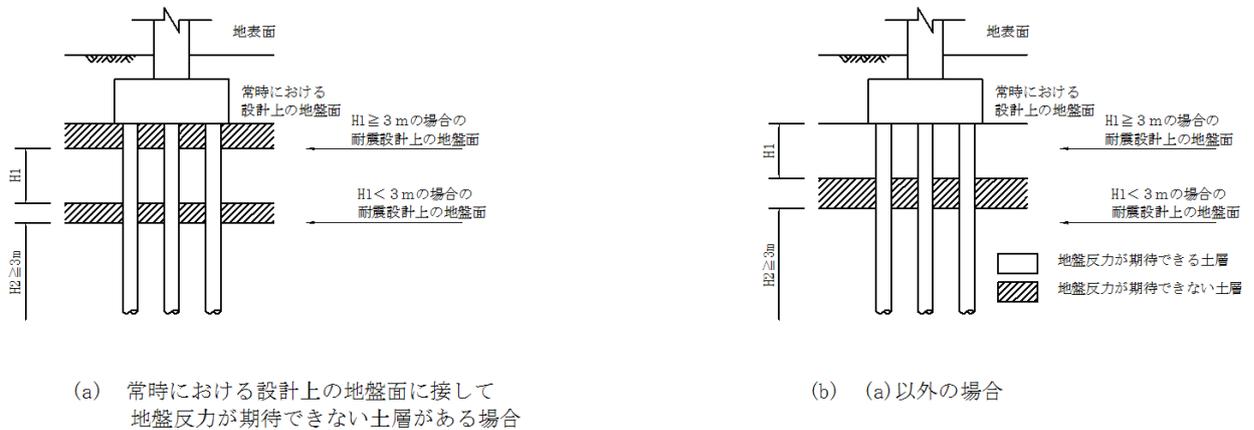
参考：道示V4.6 (H24.3) P.35 図-解4.6.1

図8.1.7 橋脚における耐震設計上の地盤面



参考：道示V4.6 (H24.3) P.35 図-解4.6.2

図8.1.8 橋台における耐震設計上の地盤面



参考：道示V4.6 (H24.3) P.35 図-解4.6.3

図8.1.9 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

「減衰定数」

振り子のように自由振動している物体は、放っておくと揺れが徐々に弱まり、やがて静止します。このような、揺れが収まる傾向の程度を表す指標の一つが減衰定数 h です。

減衰定数 h は振動の波形が1波ごとにどの程度振幅が低減してゆくかを示す値であり、 $h=0$ の場合はいつまでも振動を続けることとなります。下図に示すように、 h の値を 0.02、0.05、0.1 と大きくすると、揺れが1波ごとに減衰してゆく程度が強くなります。 $h=1$ の場合には、往復振動は生じなくなり、初期の位置から原点に戻るように運動します。このように往復振動が生じなくなる限界となる $h=1$ の場合を臨界減衰と呼びます。減衰定数 h の値は、構造物の揺れが収まる性質を、揺れが収まらない $h=0$ から臨界減衰まで $h=1$ の間のどの位置にあるかを示しています。

構造物の減衰定数が大きい場合は、揺れがすぐに収まるため、地震時に構造物の揺れが比較的小さく、地震の被害を受けにくいのですが、逆の場合は揺れが大きく、被害を受けやすくなります。このため、部材の耐力を向上させるか、免震構造を採用して減衰性能を向上させる等の対策が必要となります。減衰定数は、固有周期と並んで構造物の地震時の揺れ方を推定するための重要な指標です。

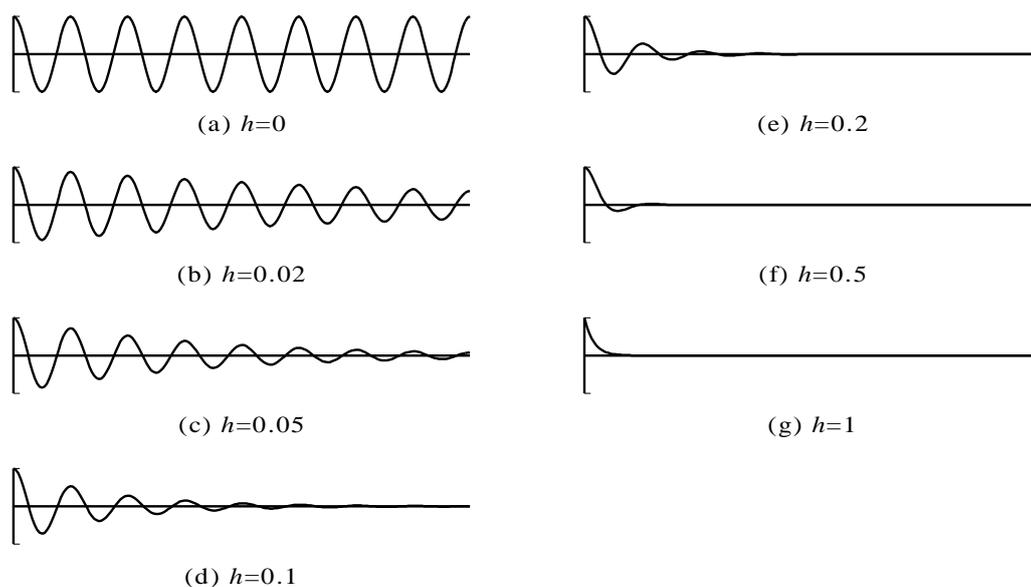


図 8.1.10 自由振動に及ぼす減衰定数の影響

8.2 耐震性能の照査

8.2.1 一般

- (1) 耐震性能の照査にあたっては、8.2.2 (P.333) から8.2.4 (P.333) までに規定された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ものとする。
- (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、道示V5.5の規定を満たす部材を用いるものとする。
- (3) 耐震性能の照査は、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。耐震性能の照査方法は8.2.5 (P.336) の規定による。
- (4) 8.1.2 (5) (P.320) に規定する上部構造の落下を防止するための配慮については、8.2.6 (P.337) の規定によるものとする。

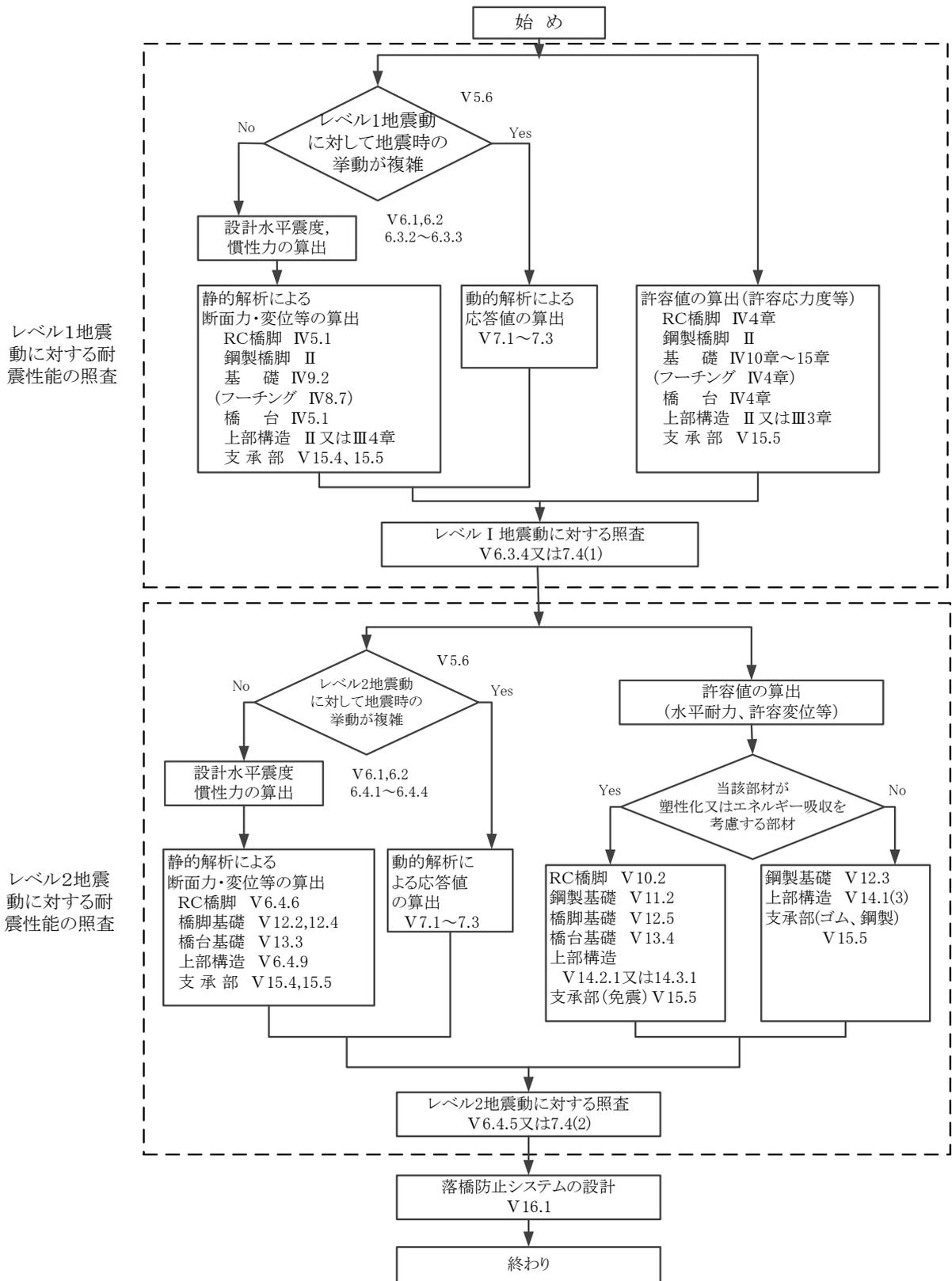
参考：道示V5.1 (H24.3) P.36

具体的な耐震設計の手順は以下のとおり。

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

地震応答計算においては、想定する系の挙動（弾性応答、塑性応答）を評価しうる解析モデル及び解析手法を用いなければならない。

道示Vに示された耐震設計の流れを図8.2.1に示す。



参考：道示 V 5.1 (H24.3) P.37 図-解 5.1.1

図 8.2.1 耐震設計の流れと関連する主な条文の規定箇所

8.2.2 耐震性能1に対する限界状態

耐震性能1に対する橋の限界状態は、地震によって橋全体系としての力学的特性が弾性域を超えない範囲内で適切に定めるものとする。

参考：道示V5.2 (H24.3) P.38

耐震性能1に対する橋の限界状態は、地震後において地震前と同じ橋としての機能が確保でき、かつ各部材に生じる損傷の修復が軽微な程度に抑えることができるように適切に定めることを規定している。

一般的な橋においては、耐震性能に対する各部材の限界状態は力学的特性が弾性域を超えない限界の状態に設定すればよい。また、伸縮装置は損傷が生じない限界状態としてよい。

8.2.3 耐震性能2に対する限界状態

- (1) 耐震性能2に対する橋の限界状態は、塑性化を考慮する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行い得る範囲内で適切に定めるものとする。
- (2) 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でき、かつ速やかに修復を行うことが可能な部材を選定するものとする。
- (3) 橋の構造特性を踏まえ、塑性化又はエネルギー吸収を考慮する部材を適切に組合せるとともに、その組合せに応じて、各部材の限界状態を適切に設定するものとする。

参考：道示V5.3 (H24.3) P.38

耐震性能2に対する橋の限界状態は、橋としての機能の回復を速やかに行えるようにするために、塑性化を考慮した部材と塑性化させない部材を明確に区別し、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行い得る程度のものまでに抑えられるように定めたものである。

表8.2.1には、塑性化あるいは非線形性を考慮する部材の組合せに応じた各部材の限界状態を示す。

また、確実にエネルギー吸収を図るための主たる塑性化あるいは非線形性を考慮する部材として、図8.2.2に示すように、橋脚、基礎あるいは免震橋であれば免震支承のいずれかに塑性化又はエネルギー吸収させることが望ましい。なお、大水深のダム湖に建設される橋脚等の場合、修復困難な制約条件を踏まえて限界状態を適切に設定する必要がある。

8.2.4 耐震性能3に対する限界状態

- (1) 耐震性能3に対する橋の限界状態は、塑性化を考慮する部材にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の保有する塑性変形能を超えない範囲内で適切に定めるものとする。
- (2) 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できる部材を選定するものとする。
- (3) 橋の構造特性を踏まえ、塑性化又はエネルギー吸収を考慮する部材を適切に組合せるとともに、その組合せに応じて、各部材の限界状態を適切に設定するものとする。

参考：道示V5.4 (H24.3) P.46

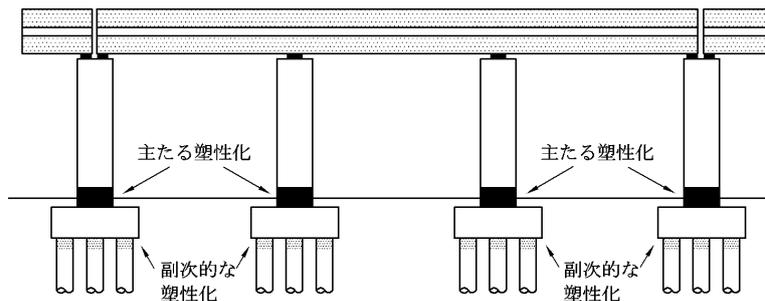
耐震性能3に対する橋の限界状態は、塑性化を考慮する部材と塑性化させない部材を明確に区別し、地震時においては、塑性化を考慮した部材にのみ確実に塑性化が生じるようにした上で、生じる損傷が橋として致命傷とならないように定めたものである。

表8.2.2には、一般的な橋に対して、橋全体系として耐震性能3を確保するために設定する各部材の限界状態の組合せの例とその組合せに対する各部材の限界状態を示したものである。

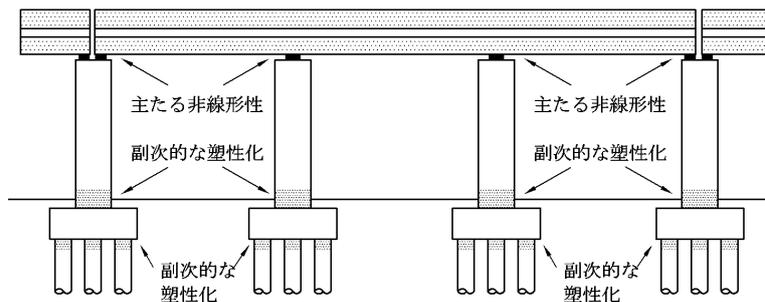
表 8.2.1 塑性化を考慮する部材の組合せの例と各部材の限界状態（耐震性能2）

塑性化又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
橋脚	損傷の修復を容易に行い得る限界の状態	損傷の修復を容易に行い得る限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	限定的な塑性化に留まる限界の状態
橋台	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態
支承部	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的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	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	副次的な塑性化に留まる限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態
基礎	副次的な塑性化に留まる限界の状態	副次的な塑性化に留まる限界の状態	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	副次的な塑性化に留まる限界の状態
	フーチング	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的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

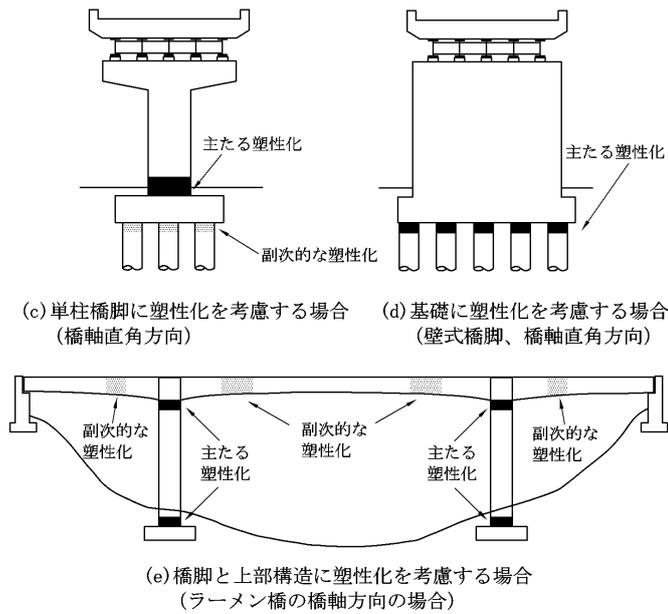
参考：道示V5.3 (H24.3) P.43 表-解5.3.1



(a) 単柱橋脚に塑性化を考慮する場合（橋軸方向）



(b) 免震支承に非線形性を考慮する場合（免震橋、橋軸方向）



参考：道示V5.3 (H24.3) P.44～P.45 図-解5.3.1

図8.2.2 塑性化あるいは非線形性を考慮する部材の組合せの例

表8.2.2 塑性化を考慮する部材の組合せの例と各部材の限界状態 (耐震性能3)

各部材の限界状態	塑性化又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
橋脚	橋脚の水平耐力を保持できる限界の状態	橋脚の水平耐力を保持できる限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	限定的な塑性化に留まる限界の状態
橋台	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態
支承部	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的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	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	副次的な塑性化に留まる限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態
基礎	副次的な塑性化に留まる限界の状態	副次的な塑性化に留まる限界の状態	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	副次的な塑性化に留まる限界の状態
	フーチング	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的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

参考：道示V5.4 (H24.3) P.48 表-解5.4.1

8.2.5 橋の形式と耐震設計法

- (1) 地震時の挙動が複雑でない橋に対しては、静的照査法により耐震性能の照査を行うものとする。
- (2) 地震時の挙動が複雑な橋に対しては、動的照査法により耐震性能の照査を行うものとする。

参考：道示V5.6 (H24.3) P.50

橋の耐震性能の照査方法としては大きく分けて静的照査法と動的照査法の2つがある。

- (1) 静的照査法は、地震の影響によって構造物や地盤に生じる作用を静的な荷重に置き換えて応答値を解析するため、比較的簡便に地震時の挙動を推定することができる。しかしながら、静的荷重へのモデル化や地震時挙動の推定方法等については適用条件があり、全ての橋梁形式や構造条件に対して適用できるものではない。
- (2) 動的照査法は、地震時の挙動を動力的に解析するため、橋の地震応答特性については、静的照査法よりも精度よく推定することが出来き、また構造形式等による適用条件も少なく汎用性は高い。しかし、解析モデルの設定方法等が解析結果に重要な影響を及ぼすこともあり、求められた結果の妥当性の評価や解析結果の耐震設計への反映方法等については、動的照査法に関する適切な知識と技術が必要となる。

地震時の挙動が複雑な橋とは、静的照査法では地震時の挙動を十分表すことが出来ない橋、又、静的照査法の適用性が限定される橋を指し、一般には以下に示す場合がある。

- 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、塑性化が複数箇所に生じる可能性がある場合又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検討されていない場合

上記の基本的な考え方にに基づき、地震時の挙動が複雑な橋に対する耐震性能の照査において、動的照査法を適用する対象橋梁に関する具体例を示すと次のとおりである。

- ① 固有周期の長い橋（一般に、固有周期1.5秒程度以上）又は、橋脚高さが高い橋（一般に、30m程度以上）
- ② 弾性支承を用いた地震時水平力分散構造を有する橋
- ③ 免震橋
- ④ ラーメン橋
- ⑤ 鋼製橋脚に支持される橋
- ⑥ 斜張橋、吊橋等のケーブル系の橋
- ⑦ アーチ橋
- ⑧ トラス橋
- ⑨ 曲線橋

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8.2.3のとおりである。

表 8.2.3 地震時の挙動の複雑さと耐震性照査に適用できる耐震設計法

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を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 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"> 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） 両端橋台の単純桁橋（免震橋を除く） 	<ul style="list-style-type: none"> 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） 免震橋 ラーメン橋 鋼製橋脚に支持される橋 	<ul style="list-style-type: none"> 固有周期の長い橋 橋脚高さが高い橋 	<ul style="list-style-type: none"> 斜張橋、吊橋等のケーブル系の橋 アーチ橋 トラス橋 曲線橋

参考：道示V5.6 (H24.3) P.53 表-解 5.6.1

なお、動的照査法により耐震性能2、3を照査する橋についても、地震時保有水平耐力法により以下の震度の下限值を満足することを確認する必要がある。

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

ここで、

Pa：橋脚の地震時保有水平耐力

C_{2z}：レベル2地震動の地域別補正係数

W：地震時保有水平耐力法に用いる等価重量

参考：道示V7.4 (H24.3) P.130

8.2.6 上部構造の落下防止対策

橋の複雑な地震応答や流動化に伴う地盤変位等が原因による支承部の破壊により、上部構造と下部構造との間に大きな相対変位が生じる状態に対して、上部構造の落下を防止できるように、適切な対策を講ずるものとする。

参考：道示V5.7 (H24.3) P.54

8.6 (P.367) に規定する落橋防止システムを設ければ上記を満足するとみなしてよい。

8.3 静的照査法による耐震性能の照査方法

8.3.1 一般

- (1) レベル1地震動に対する耐震性能1の照査を静的照査法により行う場合には、震度法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又は耐震性能3の照査を静的照査法により行う場合には、地震時保有水平耐力法を用いるものとする。

- (1) レベル1地震動に対する耐震性能1の照査を静的照査法により行う場合は慣性力地震時土圧、地震時動水圧、地盤の液状化、流動化を考慮して、橋梁部材に生じる断面力、変位等を算出し各部材の許容応力度・許容変位以下であることを照査する。

照査方法は、弾性域の振動特性を考慮した震度法によるものとする。

- (2) レベル2地震動に対する耐震性能2、3の照査を静的照査法により行う場合は、慣性力、地震時土圧、地震時動水圧、地盤の液状化、流動化を考慮して、橋梁部材に生じる断面力、変位等を算出し、各部材の限界状態を超えないことを照査する。

照査方法は、地震時保有水平耐力法によるものとする。

(3) 震度法

震度法は、橋に動的に作用する地震力を、静的な水平荷重（慣性力）に置き換えて作用させて、橋に生じる変位や断面力等を算定する手法である。

現在、道示Vに示されている震度法は、下記に示す設計水平震度に橋の固有周期を考慮した修正震度法を示している。

震度法では、慣性力 F は以下の式で算出する。

$$F = k_h \times W$$

ここで、 k_h は設計水平震度、 W は橋の重量である。

設計水平震度 k_h は、水平方向の加速度が重力の何倍かという倍数で表している。例えば1939年の「鋼道路橋設計示方書(案)」では水平震度の値として0.2が採用されている。

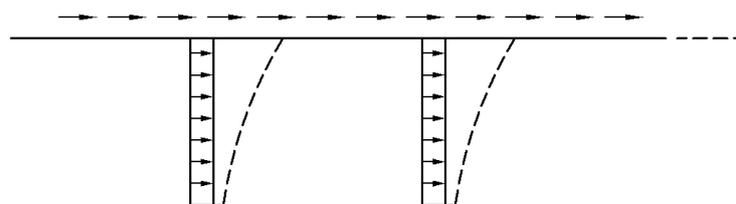


図 8.3.1 震度法での荷重の載荷方法

震度法では、設計水平震度を橋の振動特性とは無関係に設定している。しかし、実際の応答加速度は橋の固有周期により異なる。特に、橋の固有周期と地震の周期が一致すると共振現象が生じて橋の揺れが大きくなる。この共振現象を考慮して震度法を修正したのが修正震度法である。道示Vでは、平成2年の改訂より修正震度法が全面的に採用されている。これ以降、道示Vでは震度法は修正震度法の意味で用いられている。

修正震度法では、設計水平震度の標準値は、図8.3.6に示すように、固有周期によって変化する値として規定されている。これは、図8.1.2に示すレベル1地震動の標準加速度応答スペクトルを重力加速度で除したものが基本となっている。

(4) 地震時保有水平耐力法

慣性力として、構造物に動的に作用する地震力を、塑性化する部材の影響を考慮して補正された設計水平震度と構造物の重量の積として静的な力に置き換えて作用させて、橋に生じる変位や断面力等を算定する手法である。

補正係数は、弾塑性（非線形）応答量を弾性（線形）応答量から推測する方法（エネルギー一定則）により算出するものである。

レベル2地震では、表8.3.5（P.345）～表8.3.6（P.345）に示すように、設計水平震度がレベル1地震に比べて著しく高く設定されている。このように高いレベルの震度に対して橋を弾性設計（損傷させない）することは困難であるため、レベル2地震に対しては橋の損傷を考慮した弾塑性域での設計方法が必要となる。その手法の一つが地震時保有水平耐力法である。

コーヒープレイク

「RC橋脚のせん断破壊」

RC橋脚がねばり強く地震に耐えるためには、橋脚がせん断破壊しないように十分な鋼材を配置する必要があります。

RC構造物のせん断型の破壊は、鉄筋の降伏と伸びによるエネルギー吸収が図れず、もろい損傷形態となっています。そのため、図8.3.2に示すような大規模な損傷にいたる恐れがあります。そこで、道示V10.8のような構造細目を規定しています。また、既設の橋脚で靱性が不足する場合は、RC巻立て、鋼板巻立て、繊維巻立て等によりせん断耐力の不足を補う補強が行われます。

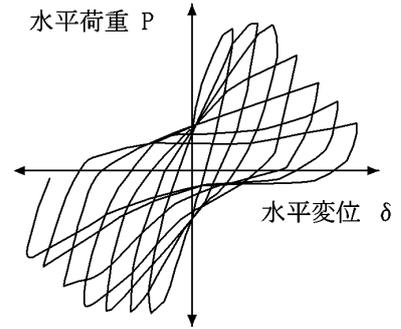
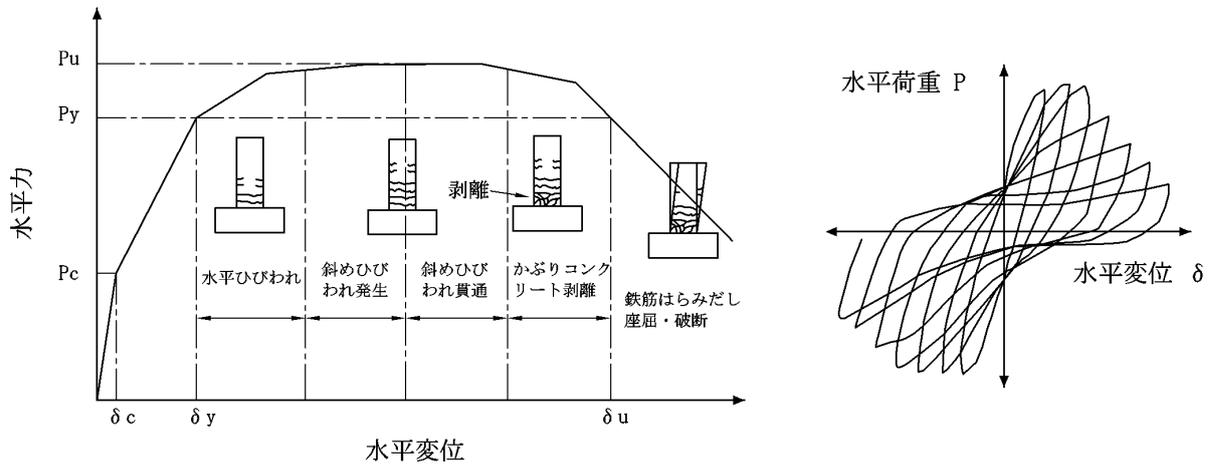


図8.3.2 RC橋脚のせん断破壊による大規模な損傷の例

コーヒープレイク

「エネルギー一定則」

鉄筋コンクリート橋脚は、適切な配筋がなされていれば、大きい水平荷重が作用した際、図8.3.3、図8.3.4に示すように降伏した後、終局に達するまでに大きく変形する能力を有しており、ねばり強い（じん性の高い）構造物です。



参考：土木構造物の耐震設計入門 土木学会（H13.10）P.120 図-5.4.7、図-5.4.8
 図8.3.3 RC橋脚の降伏以降の損傷状況 図8.3.4 RC橋脚の履歴特性

地震時保有水平耐力法で用いるエネルギー一定則は、鉄筋コンクリート橋脚のようにじん性の高い構造物を想定し、弾性応答と塑性応答の入力エネルギーがほぼ同量となると考えて塑性応答を近似的に解析する方法です。

図8.3.5において、橋脚が弾性応答したと仮定する場合に入力される弾性エネルギー（三角形部分）と、降伏後の変形を考慮した塑性応答でのエネルギー（台形部分）の面積が等しいとして、塑性応答での変形量を算定します。

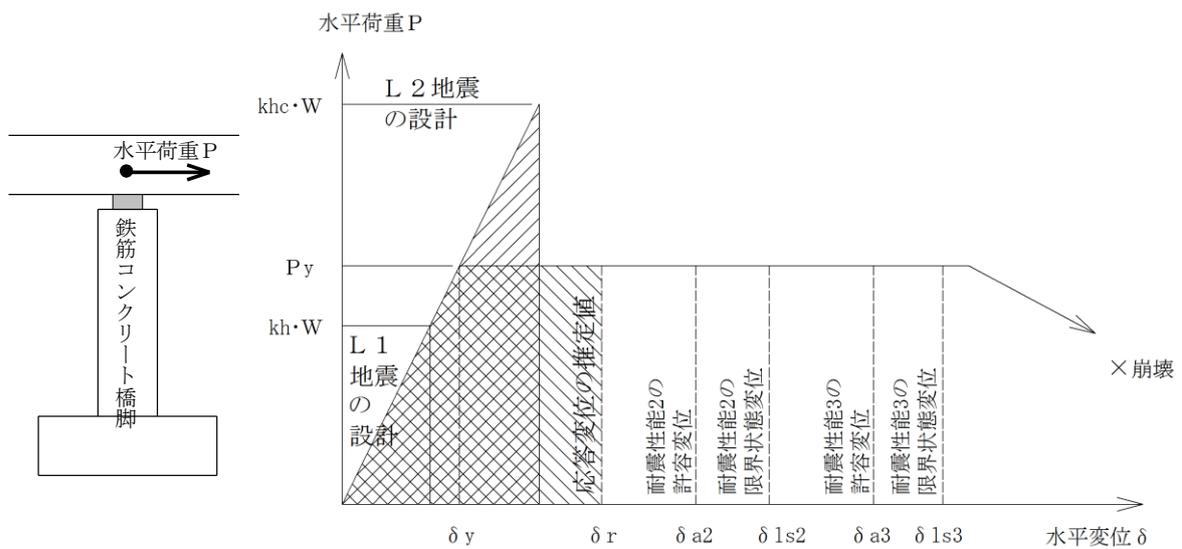


図8.3.5 地震時保有水平耐力法の考え方

8.3.2 レベル1地震に対する耐震性能の照査

弾性域の振動特性を考慮した震度法による耐震性能1の照査は、地震の影響として、慣性力、地震時土圧、地震時動水圧、地盤の液化化及び流動化の影響を考慮した荷重を作用させた時に、各部材に生じる断面力、変位等を算出し、各部材について許容応力度法に基づいて照査するものとする。

レベル1地震に対する耐震性能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表8.3.1のとおりまとめる。

表8.3.1 耐震性能1に対する主な照査項目

耐震性能1を満たす各部材の限界状態の組合せ			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	応力度<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<伸縮装置の伸縮量
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 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 応力度<許容応力度
	鋼製支承				応力度<許容応力度
橋脚及び橋台		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	応力度<許容応力度
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 応力度<許容応力度 応答変位<許容変位
	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	応力度<許容応力度

参考：道示V6.3.4 (H24.3) P.87 表-解6.3.1

8.3.3 レベル1地震の設計水平震度

(1) レベル1地震動の慣性力は、設計振動単位ごとに、構造物の重量に設計水平震度を乗じた水平力とし、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) レベル1地震動の設計水平震度は、次の式により算出するものとする。

$$k_h = c_z k_{h0}$$

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桁に丸める)

k_{h0} : レベル1地震動の設計水平震度の標準値で表8.3.2による。

c_z : レベル1地震動の地域別補正係数 (埼玉県内は1.0)

(3) 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、次の式により算出するものとする。

$$k_{hg} = c_z k_{hg0}$$

ここに、

k_{hg} : レベル1地震動の地盤面における設計水平震度 (小数点以下2桁に丸める)

k_{hg0} : レベル1地震動の地盤面における設計水平震度の標準値で、地盤種別がⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種に対して、それぞれ、0.16、0.20、0.24とする。

参考：道示V6.3 (H24.3) P.83

(2) 設計水平震度の下限値は0.10とする。

表8.3.2 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	$T < 0.1$ $k_{h0} = 0.431T^{1/3}$ ただし、 $k_{h0} \geq 0.16$	$0.1 \leq T \leq 1.1$ $k_{h0} = 0.20$	$1.1 < T$ $k_{h0} = 0.213T^{-2/3}$
Ⅱ種	$T < 0.2$ $k_{h0} = 0.427T^{1/3}$ ただし、 $k_{h0} \geq 0.20$	$0.2 \leq T \leq 1.3$ $k_{h0} = 0.25$	$1.3 < T$ $k_{h0} = 0.298T^{-2/3}$
Ⅲ種	$T < 0.34$ $k_{h0} = 0.430T^{1/3}$ ただし、 $k_{h0} \geq 0.24$	$0.34 \leq T \leq 1.5$ $k_{h0} = 0.30$	$1.5 < T$ $k_{h0} = 0.393T^{-2/3}$

参考：道示V6.3.3 (H24.3) P.84 表-6.3.1

8.3.4 レベル2地震に対する耐震性能の照査

地震時保有水平耐力法による耐震性能2又は耐震性能3の照査は、地震の影響として慣性力、地震時土圧、地震時動水圧、地盤の液状化及び流動化を考慮した荷重を作用させた時に、各部材に生じる断面力、変位等を算出し、各部材について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。

レベル2地震に対する耐震性能2又は耐震性能3の照査において各部材に対して設定される限界状態を主な照査項目を次のとおりまとめる。

表 8.3.3 耐震性能2に対する主な照査項目

耐震性能2を満たす各部材の限界状態の組合せ			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 供用性	上部工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 修復性 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

参考：道示V6.4.5 (H24.3) P.98 表-解6.4.1

表 8.3.4 耐震性能3に対する主な照査項目

耐震性能3を満たす各部材の限界状態の組合せ			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 供用性	上部工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		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

参考：道示V6.4.5 (H24.3) P.99 表-解6.4.2

8.3.5 レベル2地震動の慣性力の算定と設計水平震度

(1) レベル2地震動の慣性力は、設計振動単位ごとに、構造物の重量に設計水平震度を乗じた水平力とし、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) レベル2地震動の設計水平震度は次の式により算出するものとする。

1) レベル2地震動(タイプI)の設計水平震度

$$k_{hc} = c_s c_{Iz} k_{hc0}$$

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桁に丸める)

k_{hc0} : レベル2地震動(タイプI)の設計水平震度の標準値で、表8.3.5による。

c_s : 構造物特性補正係数で、以下により算出する。

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}}$$

c_{Iz} : レベル2地震動(タイプI)地域別補正係数(埼玉県内は $c_{Iz} = 1.0$)

μ_a : 完全弾塑性型の抵抗特性を有する構造系の許容塑性率で、鉄筋コンクリート橋脚の場合には次式による。

$$\mu_a = \frac{\delta_{ls}}{\alpha \delta_y}$$

δ_{ls} : 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能2もしくは耐震性能3の限界状態に相当する変位(mm)

δ_y : 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位(mm)

α : 許容塑性率を算出する場合の安全係数で1.2とする。

2) レベル2地震動(タイプII)の設計水平震度

$$k_{hc} = c_s c_{IIz} k_{hc0}$$

ここに、

k_{hc} : レベル2地震動(タイプII)の設計水平震度(小数点以下2桁に丸める)

k_{hc0} : レベル2地震動(タイプII)の設計水平震度の標準値で、表8.3.6による。

c_{IIz} : レベル2地震動(タイプII)地域別補正係数(埼玉県内は $c_{IIz} = 1.0$)

(3) 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、次の式により算出するものとする。

$$k_{hg} = c_k k_{hg0} \quad (\text{タイプI})$$

$$k_{hg} = c_{IIz} k_{hg0} \quad (\text{タイプII})$$

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桁に丸める)

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である。

地盤種別がI種、II種、III種に対して、タイプIの場合はそれぞれ、0.50、0.45、0.40とし、タイプIIの場合はそれぞれ、0.80、0.70、0.60とする。

参考：道示V6.4(H24.3)P.89、90、道示V10.2(H24.3)P.160

(2) レベル2地震動の設計水平震度は以下の下限値が設定されている。

$$c_{Iz} k_{hc0} \geq 0.4 \quad (\text{タイプ I})$$

$$c_{IIz} k_{hc0} \geq 0.6 \quad (\text{タイプ II})$$

$$k_{hc} \geq c_{Iz} 0.4 \quad \text{あるいは} \quad k_{hc} \geq c_{IIz} 0.4 \quad (\text{タイプ I、タイプ II})$$

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 $0.4c_z$ としたのは、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、このような場合でも構造物に一定以上の耐力を付与し、耐力が過度に低い構造物が設計されないことに配慮したためである。

構造物特性補正係数 c_s は、構造部材に許容できる塑性化の程度によってレベル2の地震動の設計水平震度が変化するため、当該構造部材の力学的特性を踏まえて適切に構造物特性補正係数を定めるものとし、非線形応答をエネルギー一定則によって近似的に求めた場合の設計水平震度の補正係数を与えたものである。

表 8.3.5 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	$T < 0.16$ $k_{hc0} = 2.58T^{1/3}$	$0.16 \leq T \leq 0.6$ $k_{hc0} = 1.40$	$0.6 < T$ $k_{hc0} = 0.996T^{-2/3}$
II 種	$T < 0.22$ $k_{hc0} = 2.15T^{1/3}$	$0.22 \leq T \leq 0.9$ $k_{hc0} = 1.30$	$0.9 < T$ $k_{hc0} = 1.21T^{-2/3}$
III 種	$T < 0.34$ $k_{hc0} = 1.72T^{1/3}$	$0.34 \leq T \leq 1.4$ $k_{hc0} = 1.20$	$1.4 < T$ $k_{hc0} = 1.50T^{-2/3}$

参考：道示 V6.4.3 (H24.3) P.91 表-6.4.1

表 8.3.6 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	$T < 0.3$ $k_{hc0} = 4.46T^{2/3}$	$0.3 \leq T \leq 0.7$ $k_{hc0} = 2.00$	$0.7 < T$ $k_{hc0} = 1.24T^{-4/3}$
II 種	$T < 0.4$ $k_{hc0} = 3.22T^{2/3}$	$0.4 \leq T \leq 1.2$ $k_{hc0} = 1.75$	$1.2 < T$ $k_{hc0} = 2.23T^{-4/3}$
III 種	$T < 0.5$ $k_{hc0} = 2.38T^{2/3}$	$0.5 \leq T \leq 1.5$ $k_{hc0} = 1.50$	$1.5 < T$ $k_{hc0} = 2.57T^{-4/3}$

参考：道示 V6.4.3 (H24.3) P.92 表-6.4.2

8.3.6 慣性力の算定方法

- (1) 慣性力は、設計振動単位ごとに固有周期に応じて求まる設計水平震度を構造物の重量に乗じて算出するものとする。

$$\text{慣性力} = \text{設計水平震度} \times \text{重量}$$

- (2) 慣性力の作用方向は次のとおりとする。
- 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、(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。
- (4) 上部構造の慣性力の作用位置は、上部構造の重心位置とする。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は支承部の底面としてよい。
- (5) 下部構造の頂部において上部構造を支持する支点の条件が慣性力の作用方向に対して可動の場合においては、レベル 1 地震動に対しては上部構造の慣性力として支承の静摩擦力を支点に作用させる。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 に 8.3.5 (P. 344) に規定する設計水平震度を乗じた力を支点に作用させる。

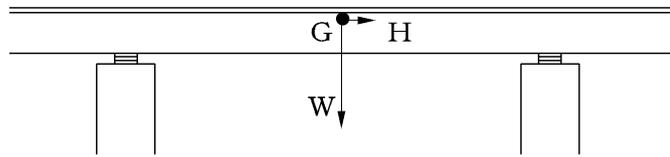
参考：道示 V6.2.2 (H24.3) P. 59、道示 V6.3.2 (H24.3) P. 81、道示 V6.4.2 (H24.3) P. 89

- (1) 慣性力は構造条件により以下のように求める。
- 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からなる場合、上部構造の慣性力として、当該下部構造が支持している上部構造部分の重量に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、静的なフレーム解析により慣性力による断面力を算出することが出来る。解析の手順は以下とする。
 - ① 構造物を骨組モデルにモデル化する
 - ② 上部構造及び耐震設計上の地盤面から上の下部構造に、それらの重量に相当する水平力を慣性力の作用方向に作用させる
 - ③ この解析により算出された断面力に、設計水平震度を乗じる。
- (2) 地震時には、地震動の振動方向に慣性力が作用し、任意の方向の慣性力は水平 2 方向の慣性力の作用として表わすことができる。これらの 2 方向の慣性力が同時に最大値をとる可能性は低いことから、水平 2 方向の慣性力を独立に橋に作用させてよいとし、それぞれを各部材ごとに影響が最も大きくなる方向とその直角方向に作用させるとしている。
- 慣性力は設計振動単位ごとに求めるため、橋軸方向と橋軸直角方向で異なった設計水平震度をとる場合がある。
- (3) 鉛直方向の地震動が上下部構造の耐震性に与える影響は一般に小さいのでこれを考慮しないが、上部構造に作用する水平力によって支承部に作用する鉛直力と鉛直方向の地震動

の影響が重なることで、鉛直方向の慣性力が大きな影響を与える場合もあるため、支承部の設計においては鉛直方向の慣性力を考慮することを規定している。

- (4) 上部構造における慣性力の作用位置は、図8.3.6に示すようにその重心位置とするが、下部構造の設計における上部構造の慣性力の作用位置は、慣性力の伝達機構を考慮して、図8.3.7に示すように適切に設定する必要がある。
- (5) 下部構造の頂部において上部構造を支持する支点の条件が慣性力の作用方向に対して可動の場合には、レベル1地震動に対しては上部構造の慣性力の代わりに支承に作用する静摩擦力を考慮する。

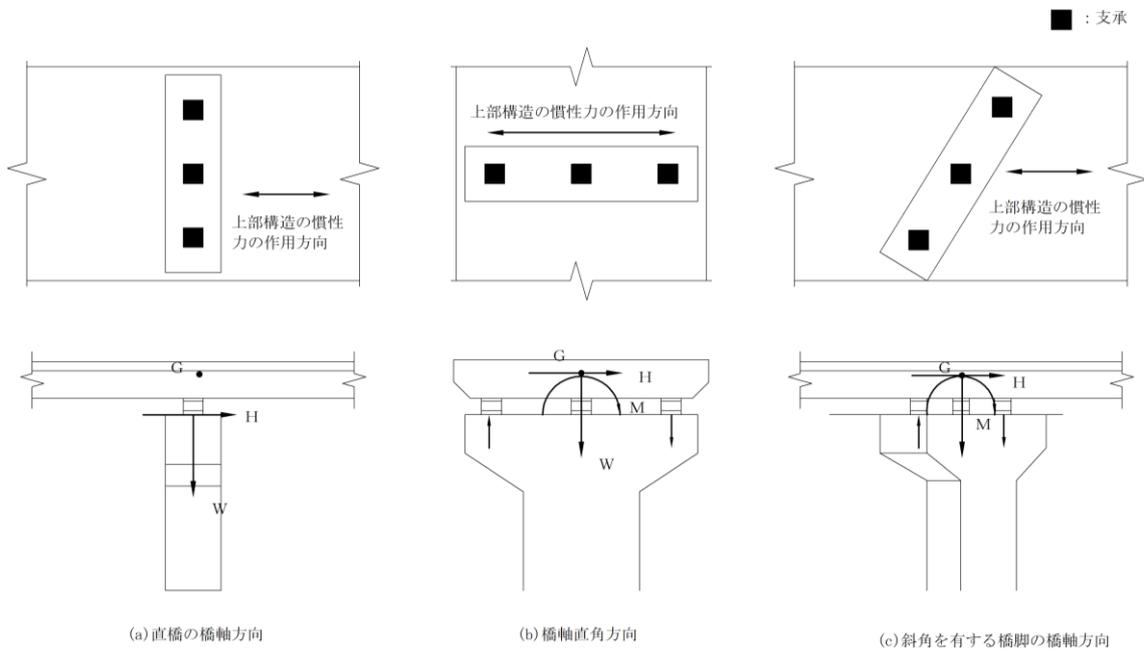
一方、レベル2地震動に対しては上部構造の慣性力として、上部構造の死荷重反力の1/2に設計水平震度を乗じた力を作用させるとしている。これは、静摩擦力のみで設計すると耐力が極端に低い橋脚が設計される場合もあるが、大きな地震力を受けて可動支承が損傷し、損傷した支承がかみあう等して静摩擦力を超えるような慣性力が可動支承を有する橋脚に作用することも予想されるためである。



G : 上部構造の重心

参考：道示V6.2.2 (H24.3) P.61 図-解6.2.1

図8.3.6 上部構造における慣性力の作用位置



(a) 直橋の橋軸方向

(b) 橋軸直角方向

(c) 斜角を有する橋脚の橋軸方向

参考：道示V6.2.2 (H24.3) P.62 図-解6.2.2

図8.3.7 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

8.3.7 設計振動単位の考え方

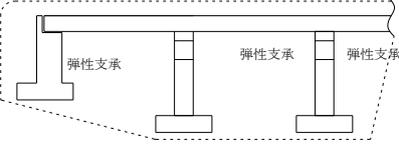
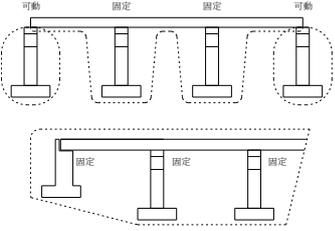
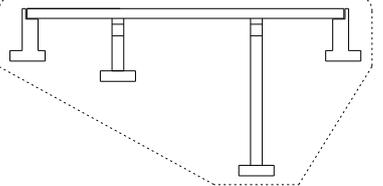
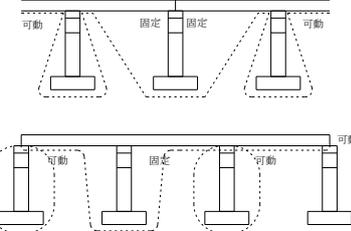
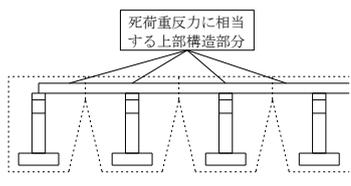
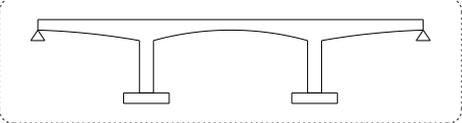
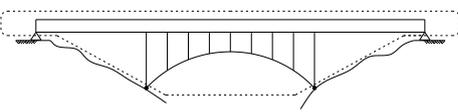
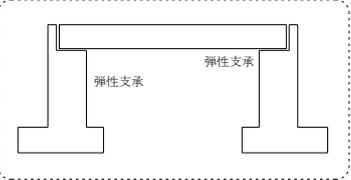
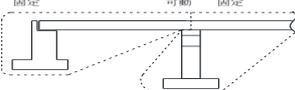
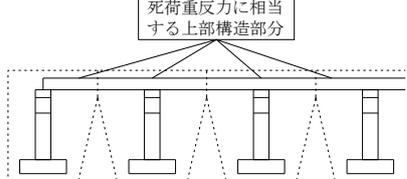
設計振動単位とは、地震時に同一の振動をすると見なし得る構造系のことであり、慣性力を算出する際の基本となるものである。

参考：道示V6.2.2 (H24.3) P.60

- (1) 慣性力の作用方向に対して、上部構造と下部構造が固定されている場合には、それらは一体とした構造系となる。
- (2) 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の連結部分が、固定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。
- (3) 地震時水平分散構造の橋や免震橋の場合には、原則として、耐震設計上複数の下部構造とそれが支持する上部構造部分からなるとみなされる。

設計振動単位は慣性力の作用方向、橋の形式、支承の固定条件、橋脚間の固有周期特性に応じて、原則として表8.3.7のように定める。

表 8.3.7 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
連続桁橋	<p>地震時水平力分散構造の場合</p>  <p>橋軸直角方向に固定条件の場合には、以下に示す橋脚間の固有周期特性に応じて設計振動単位を定める</p>		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
	<p>橋軸方向の支承条件</p> <p>多点固定の場合</p> 	<p>大きく異なる</p> 	
	<p>一点固定の場合</p> 	<p>大きく異なるらない</p> 	耐震設計上複数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とみなす場合
アーチ橋 ラーメン橋等			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
単純桁橋	<p>橋軸方向の支承条件</p> <p>地震時水平力分散構造の場合</p>  <p>(橋軸直角方向に固定条件の場合には、以下による)</p>		
	<p>固定・可動条件を有する場合</p> 		耐震設計上複数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とみなす場合

参考：道示V6.2.2 (H24.3) P.63 表-解6.2.1

8.3.8 固有周期の算定方法

固有周期は、部材及び基礎の変形の影響を考慮して、適切に算出するものとする。ただし、地震時に不安定となる地盤がある場合においては、8.5.3に規定する土質定数の低減は見込まないで固有周期を算出する。

- (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、固有周期は次式により算出してよい。

$$T = 2.01\sqrt{\delta}$$

ここに、

T : 設計振動単位の固有周期 (s)

δ : 耐震設計上の地盤面より上方にある下部構造の重量の80%と、それが支持している上部構造部分の全重量に相当する力を慣性力の作用方向に作用させたときの上部構造の慣性力作用位置における変位 (m)

- (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、固有周期は次式により算出してよい。

$$T = 2.01\sqrt{\delta}$$

$$\delta = \frac{\int w(s)u(s)^2 ds}{\int w(s)u(s) ds}$$

ここに、

T : 設計振動単位の固有周期 (s)

$w(s)$: 上部構造及び下部構造の位置 s における重量 (kN/m)

$u(s)$: 上部構造及び耐震設計上の地盤面より上方の下部構造の重量に相当する水平力を慣性力の作用方向に作用させた場合にその方向に生じる位置 s における変位 (m)

なお、 \int は設計振動単位全体に関する積分を示す。

参考：道示V6.2.3 (H24.3) P.64

- (1) 固有周期の算出にあたって、非線形部材の取扱いは以下のように行う。

1) 橋脚の剛性

レベル1地震では、橋脚の全断面を有効とみなして算出される剛性を用いる。

レベル2地震では、橋脚の降伏剛性を用いる。

2) 上部構造及び基礎の剛性

上部構造及び基礎は一般には全断面有効とみなして算出してよい。

これは、一般的にはこうした部材には塑性化ヒンジを生じさせないこと、固有周期を長く見積ることにより地震力を過小評価することを避けるためである。

ここで、基礎の剛性を算出する際の地盤反力係数は道示IVの規定により求めるが、地盤反力係数の基準値は道示Vにより算出する。地震時に不安定となる地盤がある場合は、土質定数の低減を見込まないで固有周期を算出する。

3) 弾性支承

地震時水平力分散構造に用いる弾性支承のように変形によって剛性がほとんど変わらない支承では、その剛性を用いる。免震支承のように等価剛性が変形によって変化する支承では、有効設計変位に相当する等価剛性を用いる。

- (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からなる場合には、骨組モデルを用いて、固有値解析により固有周期を算出することができるが、道示Vでは図8.

3.8に従いフレームモデルに対する静的解析を行い固有周期を算出してもよいとされる。

固有周期算定時の δ の値は、次の手順により算出することができる。なお、動的照査法における動的解析モデルの作成においても、ここに示すモデル化手法を参考にすることができる。

1) 上部構造及び下部構造の剛性と重量の分布を算出し、橋をモデル化する。剛性及び重量の算出には二次部材は無視して主要な部材だけを考慮して求めてよい。モデル化は図8.3.9及び以下のように行うのがよい。

- ① 部材の剛性を算出する。
- ② 橋台のモデル化に際しては、橋台背面土の重量、変形等の影響を無視してもよい。
- ③ 基礎地盤の変形の影響は、基礎の抵抗を表すバネによって考慮する。
- ④ 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。
- ⑤ 固有周期の算出においては可動支承の摩擦の影響を無視してよい。ただし、斜橋、曲線橋等で慣性力の作用方向と可動支承の可動方向が一致しない場合には、可動方向に直角方向の分力も生じるため、支承部の可動方向を適切にモデル化する必要がある。
- ⑥ 上下部構造間の相対変位に対する拘束条件は、一般には支承形式に応じて表8.3.5による。ここで、固定支承や可動支承の鉛直軸周りの拘束条件は支承部を複数の支承部による1つの支承線として考えると一般には固定であると考えられるが、計算の簡便さを考慮して一般には自由としてよい。ただし、曲線橋を支持する橋脚や常時死荷重により大きな偏心モーメントを受ける橋脚を含むような構造系では、固定支承や可動支承の鉛直軸周りの拘束条件を固定とする等、適切に考慮するのがよい。
- 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、その剛性をばねとしてモデル化してよい。ゴムのせん断変形で水平方向の変位に追従させる弾性支承を可動支承として用いる場合には、そのせん断剛性を考慮する。ただし、固定部材によって水平変位を拘束する固定型ゴム支承又はすべり機構を有する可動型ゴム支承（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出に際しては、原則としてゴム支承の剛性を考慮せず、⑥に示したように拘束条件を適切にモデル化する。

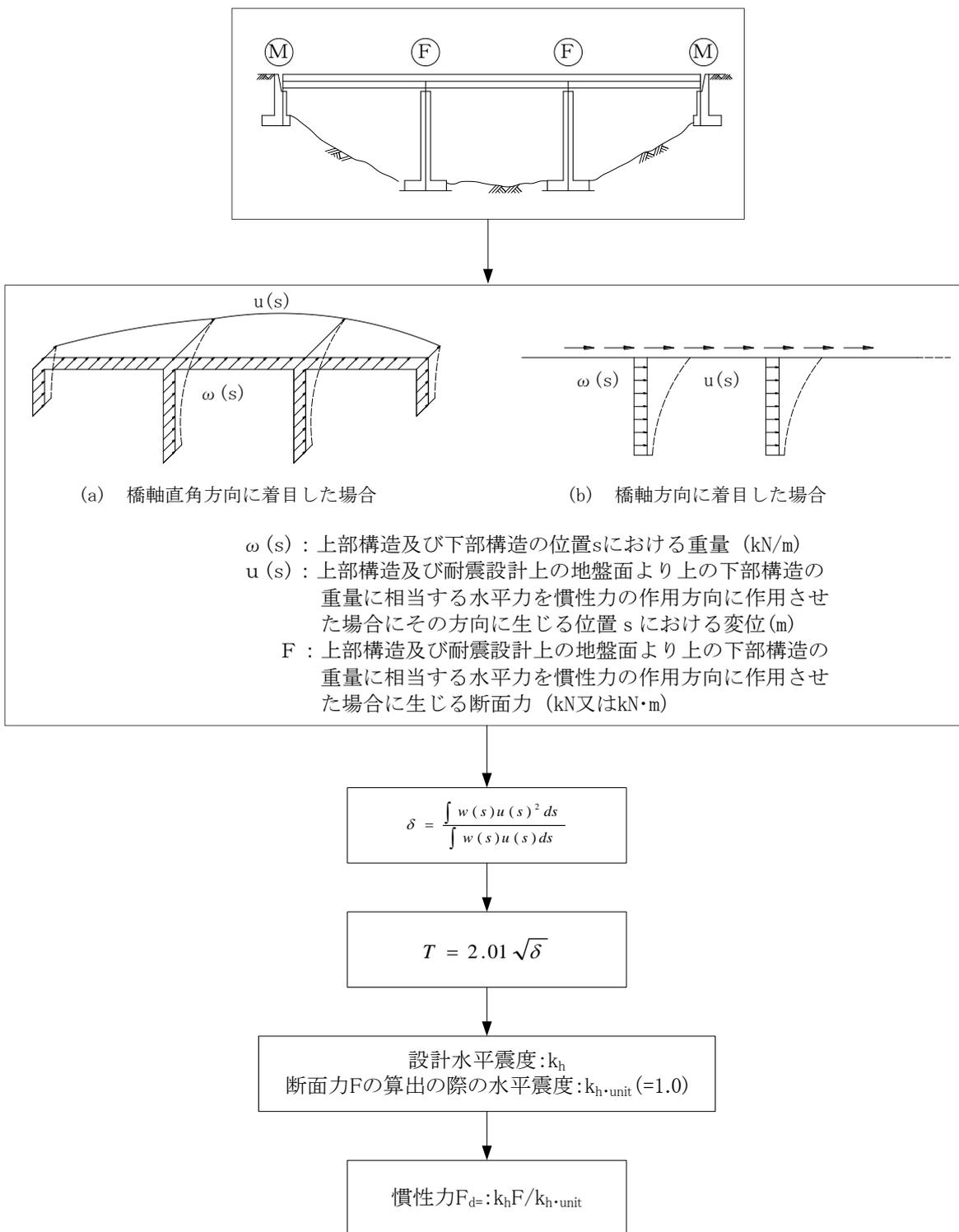
表8.3.8 支承部のモデル化の例（上下部構造間の相対変位の拘束）

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、このようにしてもよいものとした。

表8.3.8は複数の支承を有する1支承線ごとの挙動を表したものであり、立体モデルを作成する際等に支承1基ごとに拘束条件を設定する場合は、別途支承の挙動を検討して設定する必要がある。



参考：道示V6.2.3 (H24.3) P.70 図-解6.2.4

図8.3.8 固有周期及び慣性力の算出の手順

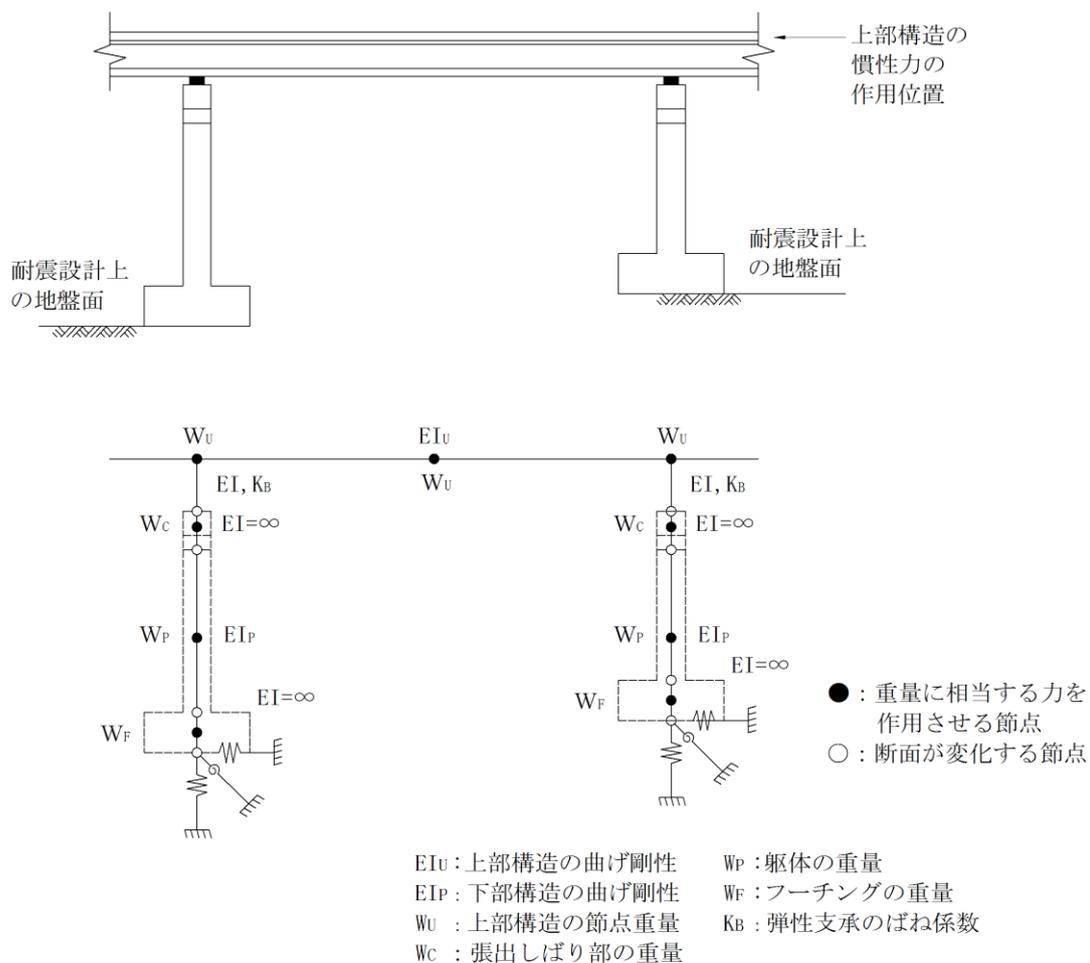


図 8.3.9 固有周期算出のためのモデル例

(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)

8.3.9 橋脚基礎の地震時保有耐力照査

- (1) レベル2地震時に橋脚基礎の塑性化を考慮しない場合は、橋脚基礎は橋脚の地震時保有水平耐力と同等以上の水平耐力を保有させる。また、十分な変形性能を有するように耐震設計を行う。
- (2) レベル2地震時に橋脚基礎に主たる塑性化を考慮する場合は、橋脚基礎に生じる損傷が橋の速やかな機能回復の支承とならない程度の範囲に収まるように橋脚基礎の変形性能を照査する。
- (3) 橋脚基礎の部材に生じる断面力は道示V12.6の規定に基づいて照査する。
- (4) 橋脚基礎は(1)に従い、降伏に達しないよう設計することを原則とする。ただし、橋脚耐力に十分な余裕がある場合、又は液状化の影響がある場合等のやむをえない場合は(2)に従い、橋脚基礎に塑性化を考慮してもよい。

参考：道示V6.4.7 (H24.3) P.103

地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査手順は、図8.3.10に基づき行うものとする。

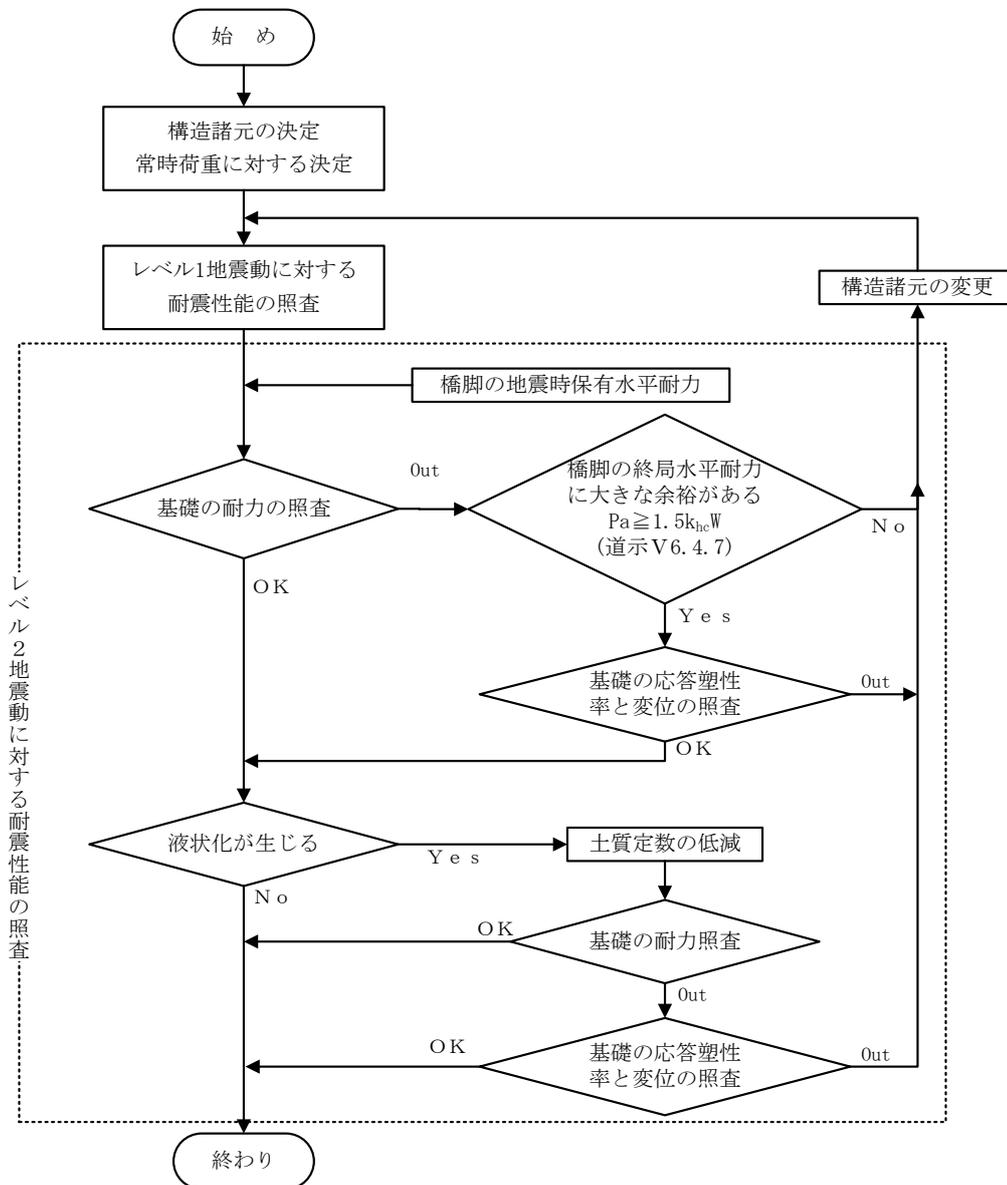


図8.3.10 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査の手順

基礎は降伏に達しないように設計することが原則であるが、設計水平震度に対して橋脚の地震時保有水平耐力に大きな余裕がある場合には、橋脚基礎を橋脚の地震時保有水平耐力と同等以上の耐力を有するように設計することは必ずしも合理的ではない。また、液状化が生じる場合には、基礎周辺の地盤の強度や支持力が低下することにより基礎全体としての耐力が低下するが、この場合においても基礎の耐力を橋脚の終局水平耐力よりも大きくしようとすると、構造断面が過度に大きくなり、橋全体系の設計として不合理な場合があると考えられる。

そこで、このようなやむを得ない場合には、橋脚基礎に主たる塑性化が生じることを許容してもよいとし、橋脚基礎に生じる損傷が橋の速やかな機能回復の支障とならない程度の範囲に留まるように、橋脚基礎の塑性率を照査するとしている。なお、ここで、設計水平震度に対して橋脚の地震時保有水平耐力に大きな余裕がある場合の1つの目安としては、下式を満たしている場合と考えてよい。

$$Pa \geq 1.5k_{hc}W$$

ここに、

Pa : 基礎が支持する橋脚の地震時保有水平耐力 (N)

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)

8.3.10 橋台基礎の照査

橋台基礎に対する照査は、橋に影響を与える液状化が生じると判定される土層を有する地盤上にある場合を対象として行うものとする。

参考：道示V6.4.8 (H24.3) P.107

地震時保有水平耐力法による橋台基礎の照査手順は、8.5.4に基づき行うものとする。

8.4 動的照査法による耐震性能の照査方法

8.4.1 一般

- (1) 動的照査法による耐震性能の照査は、8.1.5 (P.324) 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、8.2の規定に基づいて行うことを標準とする。
- (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、8.4.3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ものとする。

参考：道示V7.1 (H24.3) P.109

- (1) 動的照査法では、橋が地震によりどのように揺れるのかを直接解析し、橋の耐震性能の照査を行う。

動的照査法では、動的解析結果により得られた各構造部材に生じる断面力、応答塑性率等の応答値が、断面の耐力、許容塑性率等の許容値以下に留まっていることを照査する。さらに、以下の点を確認するのがよい。

- ① 解析モデルや設定パラメータが構造特性に適合していること
- ② 固有周期、固有振動モードの形状、応答波形、履歴曲線、変形分布、断面力分布、塑性化が生じた部材の位置等に基づき橋全体系の挙動を把握し、得られた解析結果が橋の地震時の挙動からみて妥当であること
- ③ 塑性化を考慮してはならない部位に塑性化が生じていないこと
- ④ 部材に塑性化が生じることにより橋全体系が不安定にならないこと
- ⑤ 免震橋においては、設計で考慮したように主として免震支承でエネルギーを吸収していること

コーヒーブレイク

「静的解析と動的解析」

静的解析は橋の揺れ方をあらかじめ決め、それに合わせて地震時に作用する静的な荷重を設定し、解析を行います。これに対し、動的解析では、橋の揺れ方そのものを解析します。

静的解析では、(a)図に示すような構造物の解析を行う場合、力を矢印のように一方向にかけていきます。この場合、2本の柱は常に同じ方向へ同時に揺れるという(b)図のような揺れ方を想定していることとなります。しかし、(c)図のように2本の柱が逆方向に揺れることもあり得ます。このように、静的解析で想定する揺れ方以外にも、構造物は地震によっていろいろな揺れ方をします。

また、構造物の揺れやすい振動数と、地震波に含まれている振動数成分とが一致すると共振現象が発生し、揺れが大きくなる場合があります。ある部材の損傷によって、当初とは異なる揺れ方に途中から変化する場合もあるでしょう。減衰が大きく揺れが止まりやすい構造物もあれば、いったん揺れるとなかなか振動が止まりにくい構造物もあります。

これらは、静的解析ではわかりません。想定外の橋の揺れ方を求めるためには、動的解析が必要になります。

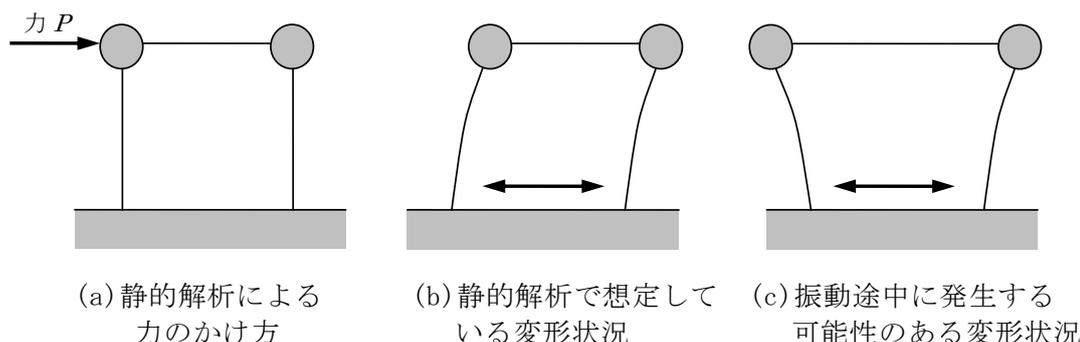


図8.4.1 静的解析と動的解析の振動想定モデル

8.4.2 入力地震動

- (1) 動的解析に応答スペクトル法を用いる場合、解析に用いる地震動は、加速度応答スペクトルを用いるものとする。
- (2) 時刻歴応答解析法を用いる場合、解析に用いる地震動は、加速度応答スペクトルに近い特性を有するように振幅調整した加速度波形を用いるものとする。
- (3) 地震動は橋への影響が大きくなる方向に入力しなければならない。

参考：道示V7.2 (H24.3) P.111

- (1) 応答スペクトル法を用いる場合、入力地震動は8.1.5 (P.324)に規定する加速度応答スペクトルを用いてよい。
- (2) レベル2地震に対する耐震性能2又は3の照査では、部材の非線形応答を考慮する必要があることから、時刻歴応答解析法を選定する必要がある。
時刻歴応答解析法では、入力地震動は時刻歴波形として与えるため、8.1.5に規定する加速度応答スペクトルに近い特性を有するように振幅調整して算出した地震波を用いるのがよい。表8.4.1に標準的な地震波を示す。解析を行う際は地域別補正係数を乗じて用いる。
- (3) 地震動は、橋の構造形式を踏まえ、橋への影響が大きくなる方向に入力することを規定している。一般には、橋軸方向及び橋軸直角方向に別々に入力すればよい。

表8.4.1 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

地盤種別	地震名	記録場所及び成分
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
II種地盤	昭和43年日向灘地震	板島橋周辺地盤上 LG成分
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

地盤種別	地震名	記録場所及び成分	呼び名
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	I-I-1
		開北橋周辺地盤上 EW成分	I-I-2
	平成23年東北地方太平洋沖地震	新晩翠橋周辺地盤上 NS成分	I-I-3
II種地盤	平成15年十勝沖地震	直別観測点地盤上 EW成分	I-II-1
		仙台河川国道事務所構内地盤上 EW成分	I-II-2
	平成23年東北地方太平洋沖地震	阿武隈大堰管理所構内地盤上 NS成分	I-II-3
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	I-III-1
		山崎震動観測所地盤上 NS成分	I-III-2
	平成23年東北地方太平洋沖地震	土浦出張所構内地盤上 EW成分	I-III-3

(c) レベル2地震動タイプII

地盤種別	地震名	記録場所及び成分	呼び名
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	II-I-1
		神戸海洋気象台地盤上 EW成分	II-I-2
		猪名川架橋予定地点周辺地盤上 NS成分	II-I-3
II種地盤		JR西日本鷹取駅構内地盤上 NS成分	II-II-1
		JR西日本鷹取駅構内地盤上 EW成分	II-II-2
		大阪ガス葺合供給所構内地盤上 N27W成分	II-II-3
III種地盤		東神戸大橋周辺地盤上 N12W成分	II-III-1
		ポートアイランド内地盤上 NS成分	II-III-2
		ポートアイランド内地盤上 EW成分	II-III-3

8.4.3 解析方法

- (1) 動的解析に際しては、解析目的及び設計地震動のレベルに応じて、適切な解析方法を用いなければならない。
- (2) 次による場合においては、(1) を満たすものとみなす。
- 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評価できる解析方法を用いる。
 - 2) レベル2 地震動に対する耐震性能2又は耐震性能3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評価できる解析方法を用いる。

参考：道示V7.3.1 (H24.3) P.117

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る。これらの動的解析法の特徴をよく理解し、解析の目的及び入力地震動のレベルに応じて適切な解析方法を用いる必要がある。

レベル2地震動に対する耐震性能の照査に用いる動的解析法としては、一般には、構造部材に対して非線形履歴モデルを用いた時刻歴応答解析法を選定するのがよいが、解析目的に応じて、等価線形化法を用いた時刻歴応答解析法、等価線形化法を用いた応答スペクトル法、プッシュオーバー解析と時刻歴応答解析法を組み合わせた方法等もあるため、それぞれの解析方法の特徴と適用性に留意して適切な方法を選定するのがよい。

8.4.4 橋及び部材のモデル化

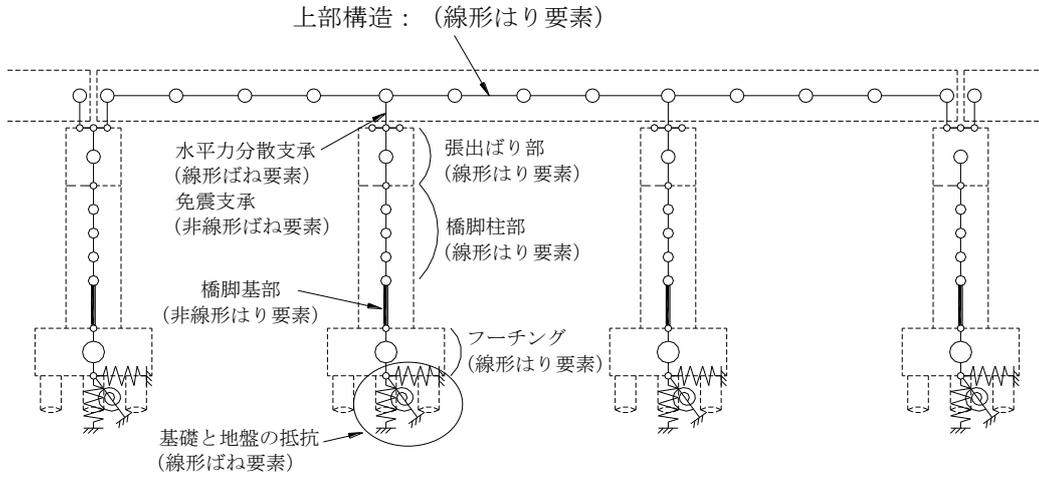
- (1) 橋全体系のモデル化は、橋の地震時の挙動を推定できるように、橋の構造特性、部材の材料特性、地盤の抵抗特性等に応じて、適切に行わなければならない。
- (2) 部材のモデル化は、その力学的特性に応じて適切に行わなければならない。
- (3) 動的解析における減衰特性のモデル化は、橋を構成する各要素の振動特性を考慮して、適切に設定しなければならない。

参考：道示V7.3.2 (H24.3) P.118

- (1) 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とき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）、部材に発生する断面力と変形の間接関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。基本的な方針は道示V7.3.2に従うものとする。
- (2) 非線形挙動をする部材を非線形要素でモデル化する場合には、実験によりその復元力特性を求め、これに基づき設定する。なお、副次的な塑性化を考慮する場合のモデル化については、エネルギー吸収を考慮できる非線形履歴モデルではなく、骨格曲線は非線形だがエネルギー吸収を考慮しない非線形弾性モデルを用いることを標準とする。これは、副次的な塑性化を考慮する部材には設計上エネルギー吸収を期待するものではないためである。橋の主要部材に適用する標準的な非線形履歴モデルについては道示V7.3.2に従うものとする。また、RC脚柱等の主要部材において、作用軸力が地震時慣性力により変化し、これが非線形挙動に影響を及ぼす場合は、適切に考慮できるよう道示V7.3.2を参考にモデル化することとする。
- (3) 減衰定数は、部材の粘性抵抗により生じる粘性減衰、部材の塑性化による履歴減衰、振動エネルギーの地下逸散減衰等からなり、橋の構造特性によって変化する。動的照査法における粘性減衰のモデル化については現状での技術的知見は限られており、標準的な方法を実験や地震観測に基づく根拠をもとに設定することは難しい。一方で、動的照査法による橋の耐震性能の照査結果には、粘性減衰のモデル化が大きな影響を及ぼすため、実務設計

における便を考慮して、設計の対象とする設計振動単位に対する Rayleigh 型減衰モデルを用いた粘性減衰モデルを標準的な粘性減衰モデルとして用いて良い。また、表 8.4.2 に一般的な動的解析で用いる標準値を示す。

以下に動的解析モデルの一例を示す。



参考：道示 V7.3.1 (H24.3) P.120 図-解7.3.1

図 8.4.2 動的解析モデルの一例

表 8.4.2 各構造要素の減衰定数の標準値

構造部材	線形部材としてモデル化する場合		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種地盤上の直接基礎 0.2: 上記以外の条件の基礎		-	

参考：道示 V7.3.1 (H24.3) P.126 表-解7.3.1

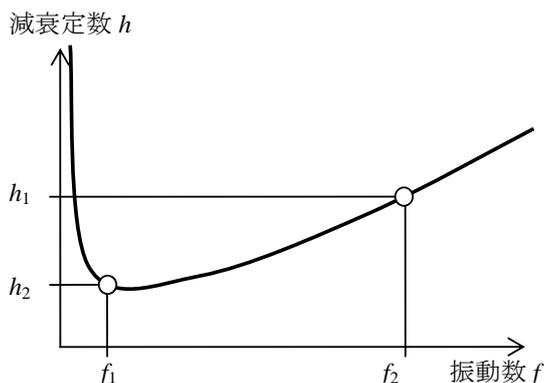


図 8. 4. 3 減衰定数と振動数の関係

8. 4. 5 耐震性能の照査

- (1) 耐震性能 1、2、3 に対する動的解析による耐震性能の照査は、表 8. 4. 3、表 8. 4. 4、表 8. 4. 5 に示すとおりとする。
- (2) 免震橋は、耐震性能 1 に対しては静的照査法により、耐震性能 2、3 に対しては動的照査法により耐震性能を照査するものとし、照査内容は、表 8. 4. 6 に示すとおりとする。
- (1) 動的解析による照査項目を以下に示す。

表 8. 4. 3 耐震性能 1 の照査

部材	主な照査項目
鉄筋コンクリート橋脚 〃 橋台	最大応力度 ≤ 許容応力度
鋼製橋脚 鋼上部構造	最大断面力に対し道示Ⅱ編により照査
橋脚基礎	橋脚基部の断面力を作用させて道示Ⅳ編により照査
コンクリート上部構造	最大応力度 ≤ 許容応力度
支承部	支承本体及び取付け部材に生じる応答値 < 当該部材の許容値 -0.3R _D の設計鉛直地震力が作用した際に生じる断面力 < 当該部材の許容値 (R _D : 支承に作用する死荷重反力)
鋼製の支承本体及び鋼製の取付け部材	割増係数 1.7 を考慮した許容応力度を用い、道示Ⅱの規定により照査
ゴム支承 (分散・免震支承)	支承本体に生じるせん断ひずみ < 許容せん断ひずみ 支承本体の座屈に対する安全 水平変位を受けた状態に鉛直地震力の作用がある際の支承本体に生じる引張応力度 < 許容値 鉛直地震力の作用による内部鋼板に生じる引張応力度 < 許容値

表 8.4.4 耐震性能2の照査

部材	主な照査項目
鉄筋コンクリート橋脚	応答塑性率 $\mu_r \leq$ 許容塑性率 μ_a 慣性力作用位置から算出する残留変位 $\delta_R \leq$ 許容残留変位 δ_{Ra}
鋼製橋脚	最大応答値 \leq 許容値 慣性力作用位置から算出する残留変位 $\delta_R \leq$ 許容残留変位 δ_{Ra}
橋脚基礎	各部材の耐力 $<$ 基礎の降伏
橋脚基礎に塑性化を考慮し、橋脚柱は塑性化しない場合	橋脚基礎の応答塑性率 $\mu_{Fr} \leq$ 許容塑性率 橋脚基礎の応答変位 $\delta_{Fr} \leq$ 許容変位 ※動的解析の応答値を用いた静的照査によるものとする
橋脚基礎に塑性化を考慮し、橋脚柱も塑性化を考慮する場合	橋脚基礎の応答塑性率 $\mu_{Fr} \leq$ 許容塑性率 橋脚基礎の応答変位 $\delta_{Fr} \leq$ 許容変位 ※死荷重及び設計水平震度に相当する慣性力を考慮した静的照査によるものとする
鋼上部部構造 コンクリート上部構造	最大断面力 \leq 耐力 最大変形量 \leq 許容変形量
支承部（鋼製及びゴム支承）	耐震性能1に加えて、支承部に破壊が生じた場合においても、上部構造を支持でき、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な配慮（段差防止構造、支承数が少ない構造の回避等）を行うのが望ましい

表 8.4.5 耐震性能3の照査

部材	主な照査項目
鉄筋コンクリート橋脚	応答塑性率 $\mu_r \leq$ 許容塑性率 μ_a
鋼製橋脚	最大応答値 \leq 許容値
橋脚基礎	耐震性能2に同じ
鋼上部部構造 コンクリート上部構造	耐震性能2に同じ
支承部	耐震性能2に同じ

(2) 免震橋の照査項目を以下に示す。

表 8.4.6 免震橋の照査（耐震性能2）

部材	主な照査項目
鉄筋コンクリート橋脚	応答塑性率 $\mu_r \leq$ 許容塑性率 μ_m 慣性力作用位置から算出する残留変位 $\delta_R \leq$ 許容残留変位 δ_{Ra}
免震支承	表 8.4.3 及び表 8.4.4 に同じ

(3) 動的照査法により耐震性能2又は3を照査する橋においても、長周期の橋等で耐力を過度に小さく設計してしまうことを防ぐために、静的照査法により橋脚の地震時保有水平耐力が以下を満足することを照査する。

$$P_a \geq 0.4C_{2z}W$$

ここで、

P_a : 橋脚の地震時保有水平耐力

C_{2z} : レベル2地震動の地域別補正係数

W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量(N)

8.5 地震時に不安定となる地盤の影響

8.5.1 基本的な考え方

- (1) 基礎周辺地盤が地震時に不安定となる影響を考慮する場合には、その影響を橋の耐震性能の照査に考慮するものとする。ここで、地震時に不安定となる地盤とは、耐震設計上ごく軟弱と判断される土層を有する地盤、橋に影響を与える液状化が生じると判定される土層を有する地盤とする。
- (2) 橋の耐震性能の照査においては、橋に影響を与える液状化が生じると仮定した場合及び橋に影響を与える液状化が生じないと仮定した場合の照査を行い、両者の耐震性能の照査を満足させるものとする。

参考：道示V8.1 (H24.3) P.132

- (1) 既往の震災事例によれば、ごく軟弱な粘性土層及びシルト質土層に生じる地震時の強度の低下と、飽和砂質土層に生じる液状化及びこれに伴う地盤の流動化は橋の耐震性能に大きな影響を与える。このため、地盤が地震時に不安定となる場合には橋の耐震性能の照査においてその影響を考慮することとする。
- (2) 液状化が生じた場合の構造物の応答特性は複雑であり、地震動や地盤の物性によっては、設計で仮定したとおりの状況にならない可能性もあることから、橋に影響を与える液状化が生じないという条件でも耐震性能の照査を行うこととしている。
- 橋に影響を与える液状化が生じると判定された場合には、液状化が生じないとした場合の耐震性能の照査を行い、いずれか厳しい方の結果を用いる。
- (3) 動的解析では、以下の理由により、地震時に地盤が不安定とならないという条件で基礎のモデル化を行う。
- 1) 地盤が不安定となる過程における構造物の応答特性は複雑である。
 - 2) 地盤が計算通り不安定となるとは限らない場合もある。
 - 3) 橋の地震応答が最大となる時刻に対し、地盤が不安定となる時刻は一般に遅れる。
 - 4) 地盤の不安定化を考慮しない方が基礎の剛性を高く評価し、橋の固有周期を短く算定することとなるため、一般的な固有周期帯を持つ橋の場合では地震応答を大きく算定して安全側の仮定となる。

地震時における軟弱な地盤の模式図を図8.5.1に示す。

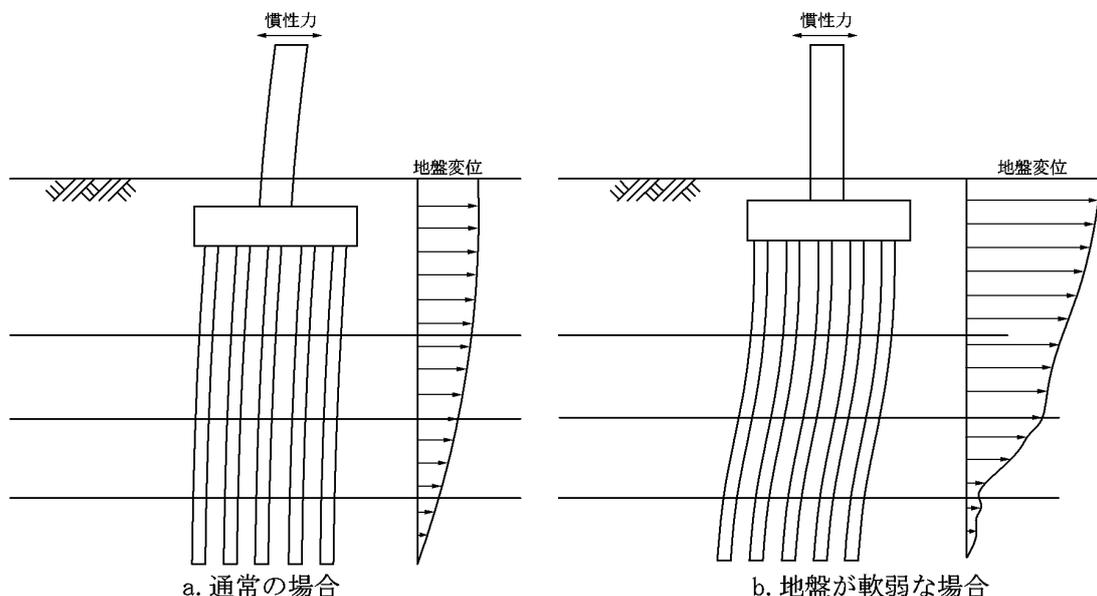


図8.5.1 地震時に不安定となる地盤の模式図

8.5.2 耐震設計上ごく軟弱な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の取扱い

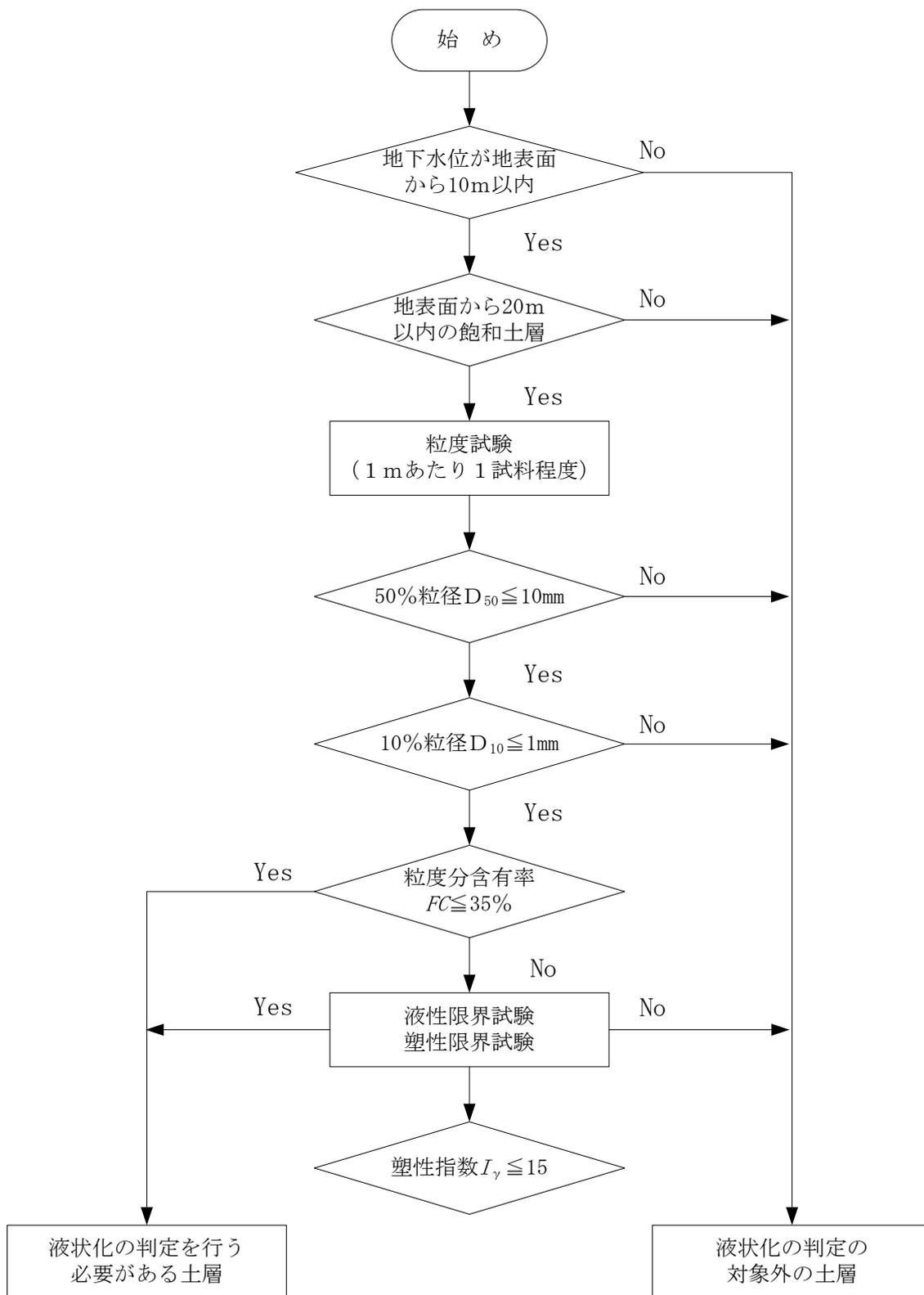
耐震設計上ごく軟弱な土層と判定された土層、または、今日に影響を与える液状化が生じると判断された砂質土層については、耐震設計上土質定数を低減させるものとする。

参考：道示V8.2.2～道示V8.2.4 (H24.3) P.133～P.143

ごく軟弱な粘性土層やシルト質土層、液状化すると判定された土層がある場合には、土の強度及び支持力が低下する可能性がある。このため、次に示すように判定された土層については、耐震設計上の土質条件を零とする又は低減させるものとする。

- (1) 以下の条件に全て該当する土層は、耐震設計上ごく軟弱な土層とみなす。
- 1) 地表面から3m以内にある粘性土層及びシルト質土層
 - 2) 一軸圧縮強度試験又は原位置試験により推定される一軸圧縮強度が 20kN/m^2 以下の土層
- (2) 沖積層で以下の3つの条件すべ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必要がある。
- 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

液状化の判定を行う必要のある土層に対しては、液状化に対する抵抗率 F_L を算出し、この値が1.0以下の土層については液状化するとみなすものとする。



参考：道示V8.2.3 (H24.3) P.138 図-解8.2.1

図8.5.2 液状化の判定を行う必要がある土層の評価の手順

8.5.3 耐震設計上土質定数を低減させる土層とその取扱い

- (1) ごく軟弱な土層と判定された土層は、耐震設計上その土質定数を零とする。
- (2) 橋に液状化を与える液状化が生じると判定された砂質土層は、液状化に対する抵抗率 F_L の値に応じて耐震設計上の土質定数を低減させるものとする。

参考：道示V8.2.4 (H24.3) P.141

- (1) 耐震設計上ごく軟弱な土層は、その強度及び支持力を期待できないので、耐震設計上の土質定数を零として扱うものとした。
- (2) 液状化した砂質土層においては、土の強度及び支持力が低下する。このため、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8.5.1の係数 D_E を乗じて算出する。なお、 $D_E=0$ の場合の土層は耐震設計上土質定数を零とする土層とする。

表8.5.1 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

参考：道示V8.2.4 (H24.3) P.142 表-8.2.2

8.5.4 液状化が生じる地盤上の橋台について

耐震性能2又は耐震性能3の照査において、橋に影響を与える液状化が生じると判定される土層を有する地盤にある橋台基礎では、地震時保有水平耐力法によってレベル2地震動に対する照査を行うものとする。

参考：道示V13 (H24.3) P.251

橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある橋台のみ対象として、レベル2地震動に対して照査を行うことを原則とした。

具体的には、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ることのないようにするものとする。

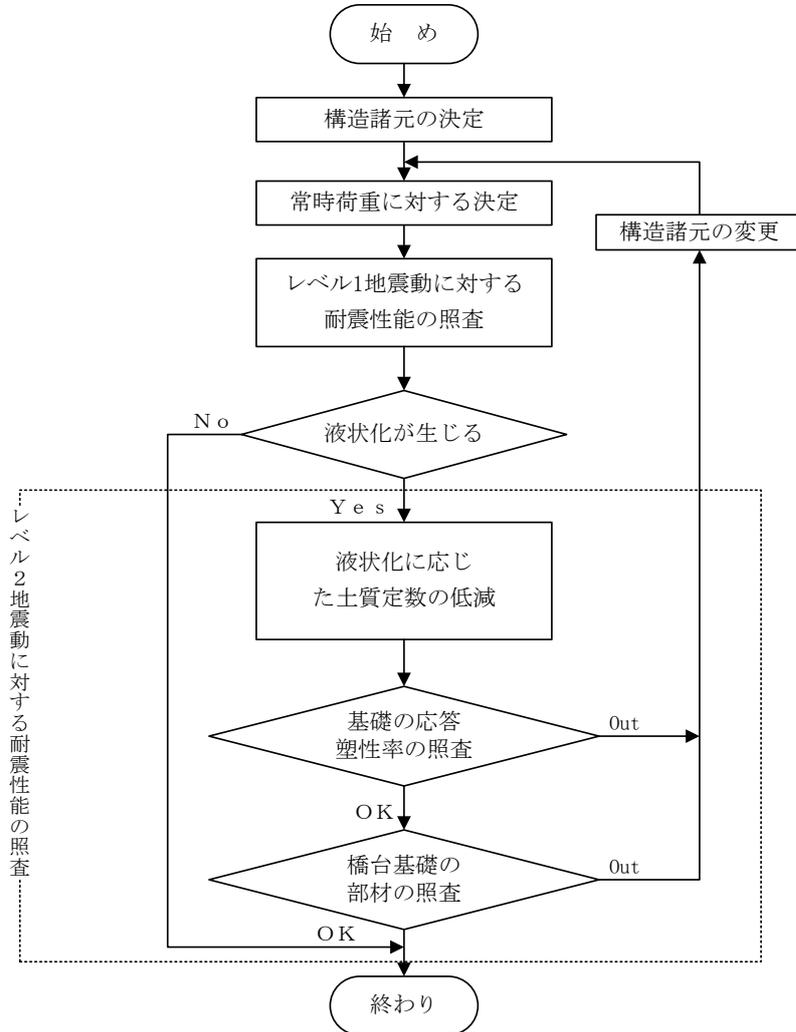
地震時保有水平耐力法による橋台基礎の照査の手順を図8.5.2に示す。また、橋台基礎の照査において想定する荷重状態を図8.5.3に示す。

照査における個々の考え方を次のように示す。

- (1) 耐震設計上の地盤面より上方にある橋台、フーチング上載土及び杭基礎のフーチングのように基礎全体における重量の影響が大きい構造物部分の慣性力並びに地震時土圧の算出に用いる設計水平震度は、8.3.3 (P.342) 及び8.3.5 (P.344) に規定する地盤面の設計水平震度に基づき算出する。
- (2) 橋台基礎の照査において、橋台基礎の応答塑性率を推定し、これが許容塑性率以下となることを照査するのが望ましい。この際、応答塑性率及び応答変位は、エネルギー一定則により算出してよい。
- (3) 橋台基礎の許容塑性率は、橋台基礎に生じる損傷が橋として機能の回復が容易に行い得る程度にとどまるよう、3を目安とする。また、斜杭の場合には、許容塑性率は2を目安と

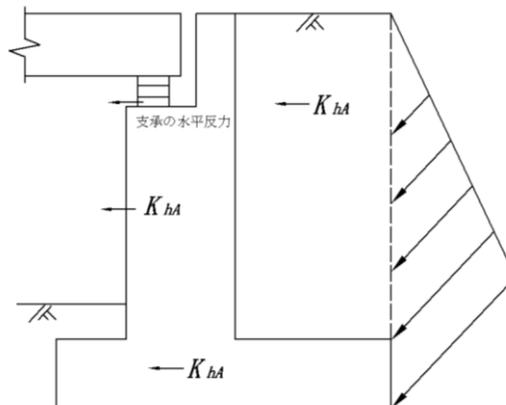
する。ただし、軸方向鉄筋に SD390・SD490 の鉄筋を使用する場所打ち杭基礎については各杭体の変位量が大きくなることを考慮して塑性化を許容しないのがよい。

- (4) 橋台基礎の部材は、橋台基礎の部材に生じる断面力が、当該部材の耐力以下になることを照査するものとする。



参考：道示V13.1 (H24.3) P.253 図-解 13.1.1

図 8.5.3 地震時保有水平耐力法による橋台基礎の照査の手順



参考：道示V13.2 (H24.3) P.255 図-解 13.2.1

図 8.5.4 逆T式橋台基礎の照査において考慮する荷重状態
(図の簡略化のために地震時土圧以外の鉛直力は省略して示している)

8.6 落橋防止システム及び支承部

8.6.1 基本的な考え方

- (1) 上部構造と下部構造が構造的に分離し、これら間に大きな相対変位が生じるような状態に対して、上部構造の落下を防止する目的として、落橋防止システムを設けるものとする。
- (2) 落橋防止システムは、橋の形式、支承のタイプ、地盤条件等に応じて、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するものとする。
- (3) 支承部はレベル1地震動及びレベル2地震動により生じる水平力及び鉛直力に対して、道示I4.1.1(1)を満たす構造とするものとする。
- (4) 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8.6.2(P.371)に規定する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。ただし、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又は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の場合においては、落橋防止構造の設置を省略してもよい。

参考：道示V15.1(H24.3)P.275、道示V16.1(H24.3)P.295

- (1) 下部構造が倒壊等の致命的な状態に至っていない段階において、支承部の破壊によって上部構造と下部構造が構造的に分離し、これら間に大きな相対変位が生じる場合にも上部構造の落下を防止する目的で、落橋防止システムは設置される。落橋防止システムの3つの要素の機能は表8.6.1に示すとおりである。また、落橋防止システム構成の選定に関する基本的な考え方を図8.6.1に示す。落橋防止対策は、橋の構造特性に応じて、橋軸方向と橋軸直角方向に対してそれぞれ検討する。

- (2) 主として上下部構造を支承を介して結合する形式の橋を対象として、落橋防止システム構成の選定に関する基本的な考え方を表8.6.2に示したものである。

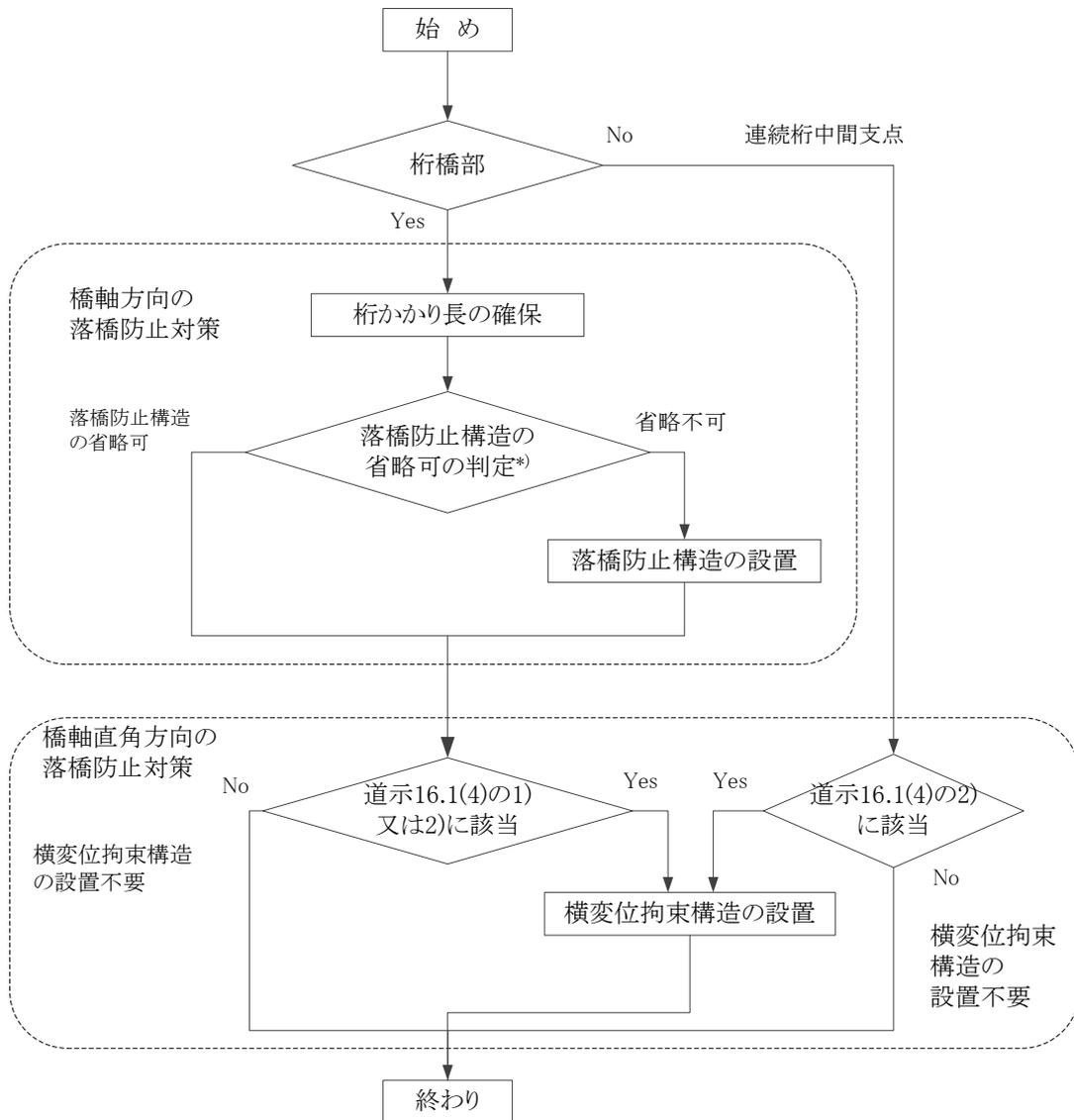
上路式アーチ橋、斜張橋等においては、橋の動的挙動を考慮して上部構造の落下を招かないように慎重に検討する必要がある。

既往の震災の経験から、以下に示す橋については、とくに入念に落橋防止システムに対する検討をするのがよい。

- 1) 変状を起こす可能性のある地盤に下部構造が設けられる橋
- 2) 下部構造の形式、地盤条件等が著しく異なる橋
- 3) 隣接する上部構造の形式や規模が著しく異なる橋
- 4) 橋脚が非常に高い橋
- 5) 斜橋及び曲線橋
- 6) 下部構造頂部の橋軸直角方向幅が狭い橋
- 7) 1支承線上の支承線が少ない橋

表 8.6.1 落橋防止システムに求められる機能

		機能方向	役割
落橋防止システム	桁かかり長	橋軸方向	支承部が破壊したときに、上部構造が下部構造から逸脱して上部構造が落下するのを防止する。
	落橋防止構造	橋軸方向	支承部が破壊したときに、橋軸方向の上下部構造間の相対変位が桁かかり長を超えないようにする。
	横変位拘束構造	橋軸直角方向	回転変位しやすい斜橋や曲線橋、下部構造の頂部幅が狭い橋等により橋軸直角方向に橋脚の移動が生じる可能性がある橋において、支承部が破壊したときに、橋の構造的要因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。



*) 橋軸方向の落橋防止構造の省略の可否については、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又は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という観点から判定

参考：道示V16.1 (H24.3) P.296 図-解16.1.1

図 8.6.1 落橋防止システム構成の基本的な考え方

表 8.6.2 落橋防止システム等の設計条件

橋梁形態	落橋防止システムの適用条件	機能方向	設計荷重	許容応力度割増し	設計移動量、設定長さ		備考
					最小	最大	
桁かかり長 直橋 斜橋 曲線橋	・端支点、かけ違い部	橋軸	—	—	—	—	<ul style="list-style-type: none"> ・支承線に直角方向に対しての距離 ・斜橋、曲線橋については直橋の式も満足すること
落橋防止構造 全橋	<ul style="list-style-type: none"> ・桁端部が下部構造と剛結された構造形式の橋以外 ・流動化で橋脚移動の可能性がある橋 ・重量比2倍以上固有周期比1.5倍以上の橋は桁間連結を避ける 	橋軸	H_F : 設計地震力 ①上下部構造を連結する形式 $H_F = P_{LG}$ ②桁間連結形式 $H_F = 1.5R_d$	鋼部材: 1.7 コンクリート: 最大抵抗曲げモーメント相当の耐力 PC鋼材: 降伏点	—	0.75 S_E (可能な限り大) SE: 桁かかり長	<ul style="list-style-type: none"> ・落橋防止構造を設置する下部構造の耐力が小さい場合(=0.8R_dより小)には、必要桁かかり長を1.5倍とすることで、安全性を確保 ・両端が橋台に支持された一連の上部構造を有する橋で落橋防止構造を省略する場合で、他端部の遊間が0.5mを上回る時は、桁かかり長に余裕量を付加 ・直角方向変位に追随 ・緩衝性の付与
横変位制限構造 直橋 斜橋 曲線橋	・下部構造の頂点幅が狭い橋	橋軸直角	H_s : 設計地震力 $H_s = P_{TR}$ ①ただし、 $H_s \leq 3k_h R_d$	鋼部材: 1.7 コンクリート: 最大抵抗曲げモーメント相当の耐力及び道示IV5.2.3の規定によるせん断耐力	—	—	<ul style="list-style-type: none"> ・道示V16.1(4)1)に該当する橋で径間数にかかわらず桁端部に設置 ・下部構造の頂部が狭い場合は、端支点と中間支点に設置 ・流動化で橋軸直角方向に橋脚移動の可能性がある橋は、個々の構造条件や支持条件に応じて検討 ・遊間量に対する余裕量は15mm程度
	<ul style="list-style-type: none"> ・$\sin 2\theta / 2 > b/L$ を満たす一連の上部構造を有する橋 ・b: 全幅員、L: 一連の上部構造の長さ ・下部構造の頂部幅が狭い橋 						
	<ul style="list-style-type: none"> ・$\cos \theta > b/L$ を満たす一連の上部構造を有する橋 ・θ: 回転条件を評価するための斜角 ・下部構造の頂部幅が狭い橋 						

※記号説明 (表中で説明された記号以外)

P_{LG} : 橋軸方向の下部構造の耐力、 P_{TR} : 橋軸直角方向の下部構造の耐力、 R_d : 死荷重反力、 k_h : レベル1地震動の設計水平震度

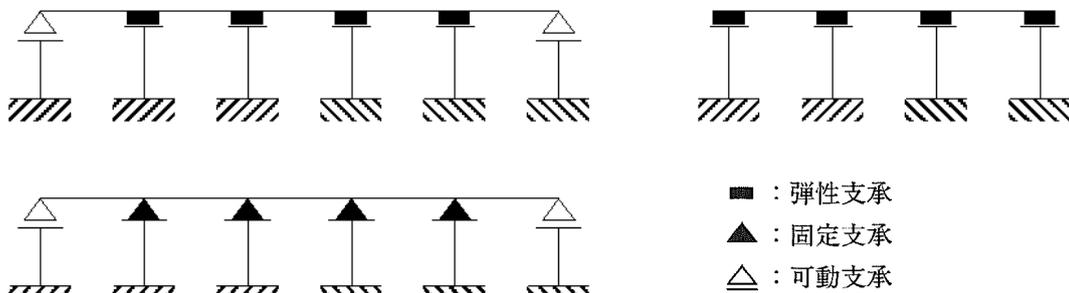
(3) 上部構造と下部構造との接合部となる支承部には、地震時に上部構造から伝達される荷重を確実に下部構造に伝達する機能(荷重伝達機能)及び地震時の上部構造と下部構造の相対的な変位に追随する機能(変位追従機能)を確保することが求められる。

また、支承部には、こうした複数の機能を同一の構造部分に集約して確保する構造の支承部と複数の機能を複数の構造部分に分離させた機能分離型の支承部がある。複数の機能を同一の構造部分に集約して確保する構造の支承部では、支承部周辺が煩雑になることを避けることができるが、一般に支承部の構造規模が大きくなる傾向にあり、また、局所的な損傷や耐久性の低下による一部の機能の損失が他の機能にも影響を与える場合もある。

一方、機能分離型の支承部では、一般にそれぞれの機能を有する構造の規模は小さくなり、局所的な損傷等が支承部全体の機能損失にはつながりにくい、支承部周辺が煩雑となる。このため、橋の構造や規模及び支承部周辺の維持管理の確実性及び容易さ等を考慮した上でそれぞれの構造的特性を踏まえて、適切な構造の支承部を選定するのがよい。

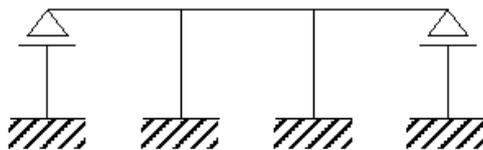
具体的な設計は道示V.15 支承部の照査による。

- (4) 以下の条件を全て備える橋は、橋軸方向の変位が生じにくい橋とみなすことができるため、落橋防止構造を設けなくてもよい。
- 1) 両端が橋台に支持された一連の上部構造を有する橋
ここで、一連の上部構造とは、端支間あるいは連続及び連結構造の複数支間の橋を指し単純橋が連続する場合は含まない。
 - 2) 橋軸方向に4基以上の下部構造において弾性支持又は固定支持される一連の上部構造を有する橋
ただし、下部構造間の剛性の違いにより1基の下部構造の地震時慣性力の分担が極端に大きい場合には、分担荷重が大きい支承部の破壊により、他の支承部も破壊する可能性が高いため、落橋防止構造を省略することはできない。
 - 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
- (5) 橋軸直角方向への落橋防止対策が必要な橋とは、以下が該当する。
- 1) 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2径間以下の一連の上部構造を有する橋
 - 2) 下部構造の頂部幅が狭い橋
- (6) B種の橋では、被災後に緊急道路としての橋の供用性を確保する必要があるため、支承高さの高い支承を用いる場合は段差防止構造が有効である。
なお、一般にゴム系の支承の場合には路面の大きい段差の発生が防止できるため、段差防止構造を設ける必要はない。



参考：道示V16.1 (H24.3) P.300 図-解16.1.2

図8.6.2 橋軸方向に4基以上の下部構造において弾性支持又は固定支持される一連の上部構造を有する条件の橋例



参考：道示V16.1 (H24.3) P.301 図-解16.1.3

図8.6.3 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

8.6.2 桁かかり長

桁かかり長 (S_E) は以下の式により設定する値 (S_{ER}) 以上とする。この値は S_{EM} を下限値とする。

斜橋や曲線橋のように橋軸方向と下部構造に働く土圧の作用方向が一致しない場合には、桁かかり長は支承線に直角な方向に確保する。

$$S_{ER} = u_R + u_G \geq S_{EM}$$

$$S_{EM} = 0.7 + 0.005l$$

$$u_G = \varepsilon_G L$$

ここに、

S_{ER} : 図8.6.4に示す必要桁かかり長(m)

u_R : レベル2地震動により生じる支承部の最大応答変形量(m)

ただし、 u_R の算出では落橋防止構造や変位制限構造の効果は見込まない。

橋に影響を与える地盤の液状化が生じると判定される場合においては、この影響を適切に考慮する。

u_G : 地震時の地盤ひずみによって生じる地盤の相対変位(m)

S_{EM} : 桁かかり長の最小値(m)

ε_G : 地震時地盤ひずみで、地盤種別がⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種に対して、それぞれ0.0025、0.00375、0.005とする。

L : 必要桁かかり長に影響を及ぼす下部構造間の距離(m)

l : 支間長(m)、1橋脚上に2つの上部構造の端部が支持され両側の桁の支間長が異なる場合には、大きい方の支間長を用いる。

参考：道示V16.2 (H24.3) P.305

(1) レベル2地震動により生じる上部構造と下部構造間の最大相対変位 u_R は、動的照査法により耐震性能照査を行う橋では動的解析により求められる最大相対変位を用いる。

(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は、必要桁かかり長は以下の式による照査も行う。

$$S_{E\theta R} \geq 2L_\theta \sin(\alpha_E / 2) \cos(\alpha_E / 2 - \theta)$$

ここに、

$S_{E\theta R}$: 斜橋・曲線橋に用いる必要桁かかり長(m)

L_θ : 上部構造一連の長さ (m)

θ : 斜角(°)

α_E : 限界脱落回転角(°)で、一般に、2.5°としてよい。

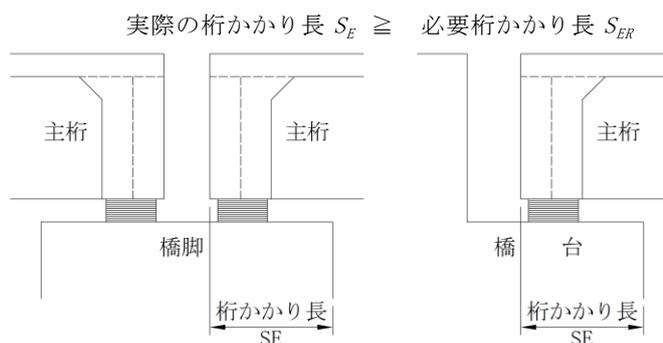


図8.6.4 桁かかり長

8.6.3 落橋防止構造

(1) 落橋防止構造の耐力は、以下の式により算出する設計地震力を下回ってはならない。ここで、落橋防止構造の耐力は、鋼部材の場合には割増し係数 1.7 を考慮した許容応力度から算出してよい。コンクリート部材の場合においては、その耐力を用いてよい。

1) 上下部工を連結する形式の落橋防止構造の場合

$$H_F = P_{LG} \quad \text{ただし、} H_F \leq 1.5R_d$$

2) 2連の桁を相互に連結する形式の落橋防止構造の場合

$$H_F = 1.5R_d$$

ここに、

H_F ：落橋防止構造の設計地震力(kN)

P_{LG} ：該当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)、ただし、2連の桁を相互に連結する形式の落橋防止構造を用いる場合には、いずれか大きい方の鉛直反力の値を用いる。

(2) 落橋防止構造の設計遊間量は以下の式による値を超えない範囲で可能な限り大きい値とするのがよい。

$$S_F = c_F S_E$$

ここに、

S_F ：落橋防止構造の設計最大遊間量(m)

S_E ：桁かかり長(m)

c_F ：落橋防止構造の設計変位係数で、0.75 を標準とする。

(3) 落橋防止構造から地震力の作用を受ける上部構造の部位は道示V14.1(4)の規定に基づいて設計する。また、下部構造の部位は、鉄筋コンクリート部材の場合においては道示IV8章の規定に、また、鋼製部材の場合においては道示IIの規定に基づいてそれぞれ設計する。

参考：道示V16.3 (H24.3) P.310

(1) 従来は、落橋防止構造の設計地震力は、落橋防止構造を設置する支点の死荷重反力の1.5倍に相当する力としていたが、今回の改定では、当該支点を支持する下部構造の耐力に相当する力としている。これは、落橋防止構造が機能するためには、落橋防止構造本体だけでなく、この取付部材やこれが取り付けられる下部構造が上部構造の応答を拘束する際に生じる力に抵抗できることが前提となること、落橋防止構造には支承部の水平方向の荷重伝達機能を補完することが求められること等を踏まえたためである。なお、下部構造の耐力が小さい場合には、落橋防止構造の耐力も小さくなり、落橋防止対策としての効果が小さくなる。このため、この場合には桁かかり長に余裕を持たせることにより上部構造の落橋に対する安全性を確保するのがよい。ここで、下部構造の耐力が小さい場合とは、下部構造の耐力が $0.8R_d$ に相当する耐力よりも小さい場合としてよい。また、桁かかり長に余裕を持たせる場合には、8.6.2 (P.371)の規定により設定される桁かかり長の1.5倍とするのがよい。

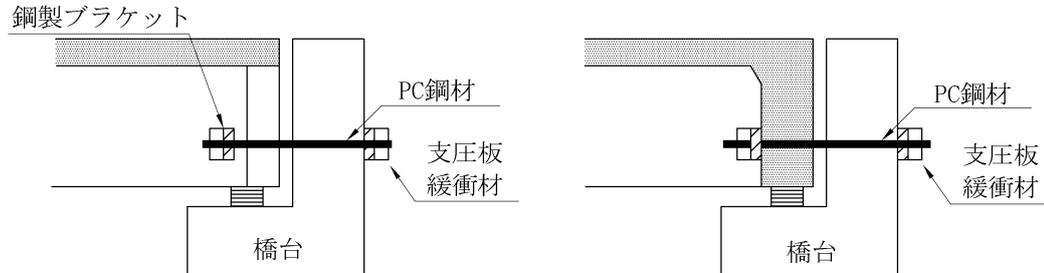
(2) 落橋防止構造の設計遊間量 S_F は、ある程度の変位を橋全体系に生じさせる方が、全体としての構造的な損傷は少なくなるものの、実際の桁かかり長よりも小さくしなければならないという観点もあることから、落橋防止構造の設計最大遊間量を超えない範囲で可能な限り大きい値とすることを規定している。

(3) 落橋防止構造が取り付けられる上下部構造の部位は、道示II、道示III、道示IVに基づいて安全性の照査を行う。

落橋防止構造の一般的な構造を以下及び図8.6.5～図8.6.7に示す。

- 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

なお、落橋防止構造については、検査路の配置や支承周りが煩雑にならないなどの維持管理面にも配慮して計画すること。

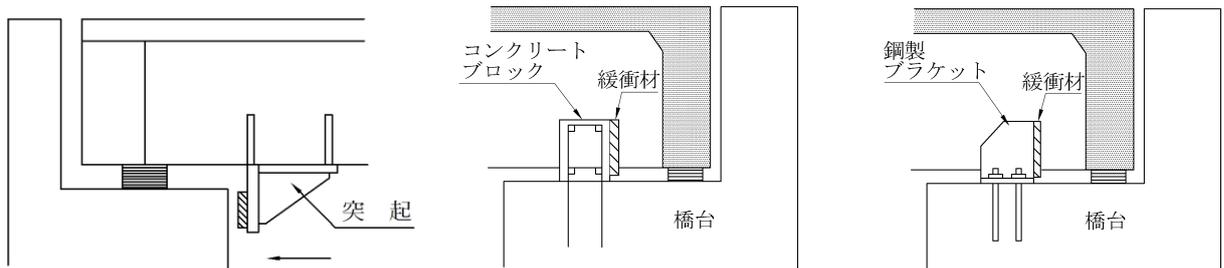


(a) 鋼上部構造の場合

(b) コンクリート上部構造の場合

参考：設計便覧（道路編）四国地方整備局（H26.4）P.6-62 図6-5-7

図8.6.5 上部構造と下部構造を連結する落橋防止構造の例



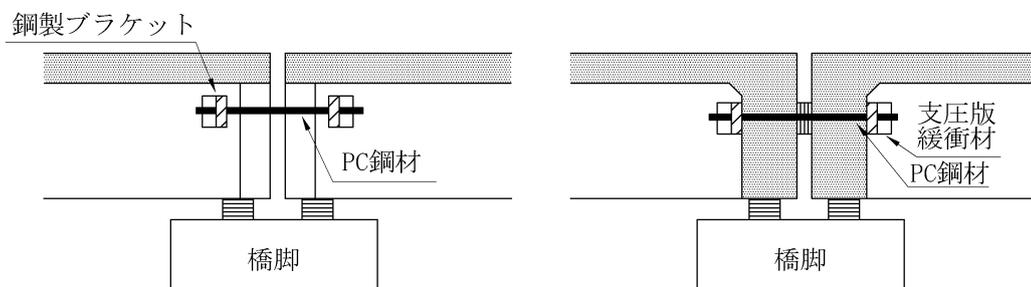
上部構造に突起を用いる例

(a) コンクリートブロックを用いる落橋防止構造

(b) 鋼製ブラケットを用いる落橋防止構造

参考：道路設計要領 北海道開発局（H25.4）P.3-7-59 図7.5.9

図8.6.6 上部構造及び下部構造に突起による落橋防止構造の例



(a) 鋼上部構造の場合

(b) コンクリート上部構造の場合

参考：設計便覧（道路編）四国地方整備局（H26.4）P.6-62 図6-5-7

図8.6.7 2連の上部構造を相互に連結する落橋防止構造の例

8.6.4 横変位拘束構造

- (1) 横変位拘束構造は、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の上部構造においては端支点に、下部構造の頂部幅が狭い橋の上部構造においては端支点及び中間支点到に設置するものとする。
- (2) 横変位拘束構造の耐力は、下式により算出する設計地震力を下回ってはならない。この場合、横変位拘束構造の耐力は、鋼部材の場合においては割増係数 1.7 を考慮した許容応力度から算出してよい。コンクリート部材の場合においては、その耐力を用いてよい。

$$H_s = P_{TR}$$

$$\text{ただし、} H_s \leq 3k_h R_d$$

ここに、

H_s : 横変位拘束構造の設計地震力 (kN)

P_{TR} : 当該支点を支持する下部構造の橋軸直角方向の水平耐力 (kN)

k_h : レベル 1 地震動に相当する設計水平震度で、道示 V 6.3.3 の規定によるものとする。

R_d : 死荷重反力 (kN)

- (3) 横変位拘束構造の設計遊間量は、レベル 2 地震動に対する支承部の橋軸直角方向への変形量に余裕量を見込んだ値とする。
- (4) 横変位拘束構造は、支承の移動、回転等の機能を損なわない構造とする。
- (5) 横変位拘束構造は、橋軸直角方向への移動にも追従し、また、衝撃的な地震力を緩和できる構造とする。
- (6) 横変位拘束構造の取り付け部は、横変位拘束構造の設計地震力を確実に上下部構造に伝達できる構造とする。
- (7) 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。

参考：道示 V 16.4 (H24.3) P.314

- (1) 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 2 径間の連続橋の場合には、桁の回転が端支点上で拘束されれば橋軸直角方向への変位は生じにくいと、中間支点上における横変位拘束構造は必要ないとしている。一方、下部構造の頂部幅が狭い橋では、支承部に破壊が生じることにより橋軸直角方向に落橋の可能性があるため、端支点上及び中間支上に横変位拘束構造を設置することを規定している。
- (2) 落橋防止構造と同様に、横変位拘束構造が機能するためには、横変位拘束構造本体だけでなく、この取付部材やこれが取り付けられる下部構造が上部構造の応答を拘束する際に生じる力に抵抗できることが前提となる。このため、横変位拘束構造の設計地震力は当該支点を支持する下部構造の耐力に相当する力としている。ここで、下部構造の耐力の算出方法は、道路橋示方書 V 編 16.3(2) の解説に従う。なお、橋台の場合には、橋軸直角方向にはその耐力が非常に大きいため、横変位拘束構造の耐力は $3k_h R_d$ としてよい。また、レベル 1 地震動に相当する設計水平震度 k_h が通常の設計では求められない場合には、レベル 1 地震動に相当する設計水平震度 k_h は地盤種別ごとの最大値を用いるのがよい。
- (3) 横変位拘束構造の設計遊間量は、レベル 2 地震動に対する支承部の変形量に余裕量を見込んだ値としている。ここで、設計遊間量は支承部が破壊した場合に、横変位拘束構造が速やかに作動して上下部構造の相対変位量が過大とならないようにする必要があることから、レベル 2 地震動に対する支承部の変形量と同程度としている。なお、固定条件の場合には、支承部の変形量は零としてよい。

また、横変位拘束構造の遊間量に対する余裕量は、一般に 15mm 程度を目安としてよい。

8.7 免震橋

8.7.1 一般

- (1) 免震橋の採用は、上部構造の慣性力を適切に複数の下部構造に分散できることを前提とし、免震支承により橋の固有周期及びエネルギー吸収能を増大させる効果を検討した上で判断するものとする。特に、次のいずれかの条件に該当する場合には、原則として免震橋を採用しないものとする。
- 1) 基礎周辺の地盤が、耐震設計上の土質定数を零にする土層を有する地盤の場合
 - 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) 活荷重及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る場合
- (2) 免震橋を採用する場合には、上部構造の端部に設計上の変位を確保できる遊間を設けるものとする。また、橋軸方向に免震支承によるエネルギー吸収を期待し、橋軸直角方向の支承条件を固定支承とする場合には、橋軸直角方向の変形を拘束する部材が免震支承の橋軸方向の変形を拘束することがないように配慮する。
- (3) 免震支承をエネルギー吸収による慣性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、免震支承のエネルギー吸収による効果を考慮しないものとする。

参考：道示V9.1、道示V9.2 (H24.3) P.150

- (1) 免震橋は、上部構造の慣性力を複数の下部構造に分散させる地震時水平力分散構造であるとともに、免震支承による固有周期の増大とエネルギー吸収能の向上により、慣性力の低減を図る構造である。免震橋の耐震性能は、免震支承のエネルギー吸収能に大きく依存するため、免震支承の機能が失われると橋の耐震性能に大きな影響を及ぼす。このため、免震支承の機能が失われる状態にならないようにするための配慮が必要である。少数の下部構造に慣性力が集中する場合には、支承部が破壊する可能性が相対的に高くなるため、免震橋では少数の下部構造に慣性力が偏らないような配慮をするのがよい。

また、本文には免震橋を採用してはならない条件を示したが、逆に免震橋が適している橋の条件は、一般に次のとおりである。

- 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) 長周期化すると上部構造の地震時の応答変位が増大するため、それに応じて橋台と上部構造との間、隣接する上部構造間等、主要構造物間に適切な遊間量を確保することが必要となる。免震橋では、免震支承の設計変位に相当する変位が支承に生じることを前提としており、橋台と上部構造間の衝突等によって支承に設計で考慮している変位が生じないことがないようにする必要がある。

8.7.2 免震橋の耐震性能の照査

- (1) 免震橋は地震時の挙動が複雑な橋であるため、レベル2地震に対する耐震性能2又は3に対する照査は動的照査法により行う。免震支承は8.7.3に従ってモデル化してよい。
- (2) 免震橋における鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率は以下により算出する。

$$\mu_m = \frac{\delta_{ls2}}{\alpha_m \delta_y}$$

ここに、

μ_m ：免震橋における鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

α_m ：免震橋における鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出するための安全係数で、以下の式により算出する。

$$\alpha_m = 2\alpha_2$$

α_2 ：鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能2の許容塑性率を算出する場合の安全係数で、1.2とする。

δ_y 、 δ_{ls2} ：鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位ならびに耐震性能2の限界状態に相当する変位。

参考：道示V9.3 (H24.3) P.155

- (2) 免震橋の鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を地震時水平力分散構造を有する橋等の鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率の0.5倍とし、これを用いて照査することを規定している。これは、鉄筋コンクリート橋脚に生じる応答を限定的な塑性変形に抑え、損傷を小さくすると同時に、長周期化やエネルギー吸収が橋脚ではなく免震支承において確実に行われるようにするためである。なお、今回の改定では鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出するための式を見直しており、許容塑性率が1.0以下となる場合もあるため、この場合には1.0とすればよい。

8.7.3 免震支承のモデル化

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するものとする。

参考：道示V15.3 (H24.3) P.280

免震支承を等価線形部材としてモデル化し、等価線形化法により免震橋の耐震性能の照査を行う場合には、免震支承の設計で対象とする範囲の変位における等価剛性及び等価減衰定数を適切に設定する必要がある。ここで、等価剛性は、有効設計変位に対する割線剛性として定める。有効設計変位とは、免震支承に生じる応答変位の時間的な変化を考慮して設定された、変位の実効値（有効値）に相当する値であり、これは一般には最大応答変位の70%としてよい。また、等価減衰定数は、有効設計変位に相当する変位が生じた際に吸収されるエネルギーをもとに設定する。等価線形化法を適用する場合には、解析の前に免震支承に生じる変位を仮定し、その仮定した変位に対応する等価剛性及び等価減衰定数を算出し、これらの値を用いて免震支承に生じる変位を計算し、その値が仮定した免震支承の変位値に収束するまで繰返し計算が必要になる。

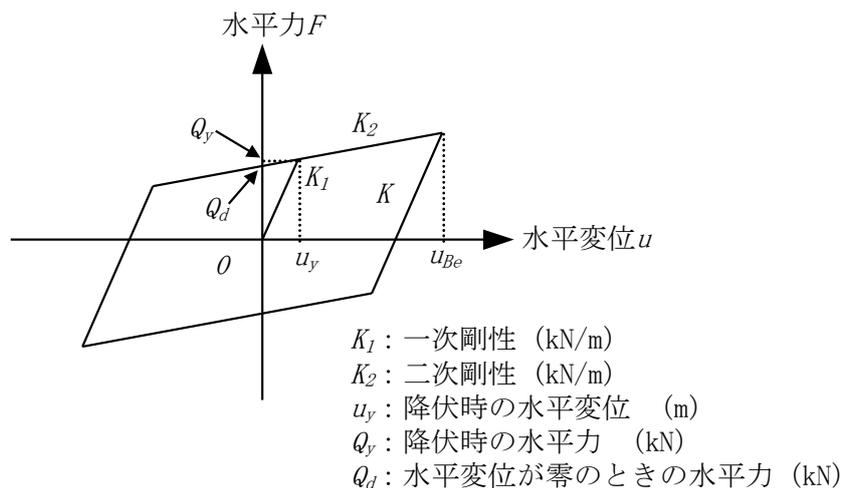
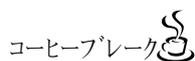


図 8.7.1 免震支承の非線形履歴モデル (バイリニアモデルの場合)



「免震橋と固有周期」

免震橋は、免震支承により橋が長周期化し、また、減衰性能が向上することにより、地震時の橋の応答の低減を図る構造です。

免震支承は以下の二つの機能を有しています。

橋を軟らかく支持し長周期化を図る機能：アイソレーター

履歴減衰により橋に減衰を付加する機能：ダンパー

加速度応答スペクトルで免震装置の効果を見ると、まず、橋の長周期化により、スペクトルの負勾配の領域にて応答加速度が低減されます。また、減衰を付加する効果により応答スペクトル自体が下方に移動します。

これらにより、免震橋では上部構造の応答加速度を低減することができ、上部構造が橋に与える慣性力も低減されることから、橋全体に与える地震動の影響を軽減することができます。

