

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) 橋の耐震設計にあたっては、橋の耐荷性能、耐久性能及びその他使用目的との適合性の観点から設定した橋の性能を満足するように行う。
- (2) 橋の耐震設計にあたっては、地震後における橋の社会的役割及び地域の防災計画上の位置付けを考慮して、耐震設計上の橋の重要度を区分する。
- (3) 橋の耐震設計では、道路ネットワークにおける路線の位置付けや代替性、架橋位置や交差物件との関係等を勘案した橋の限界状態を満足するために必要な橋の耐荷性能を確保する。
- (4) 橋の耐震設計では、橋の耐荷性能に加えて、その他の耐震設計上、橋の性能を満足するために必要な事項の検討を行う。

(参考) 道示 2.1, p.11, H29.11.
道示 2.7, p.38, H29.11.

- (1) 橋の耐震設計にあたっては、橋の耐荷性能を満足するために、様々な地震の影響を考慮して建設地点における地形・地質・地盤条件、立地条件及び地域の防災計画等を考慮して、適切な構造検討を実施する。一般には、強度を向上させる構造部材と塑性変形能及びエネルギー吸収能を高める構造部材を組合せ、橋全体系で地震に耐える構造系を目指すことが合理的である。

地震の影響に対して、橋の性能を確実に発揮できるように設計するためには、下記に挙げる項目を検討項目として考慮する。

1) 入念な調査・検討が必要な事項

)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、入念な調査により地盤の振動特性の把握を行い、この結果を構造計画に適切に反映させる必要がある。

)新しい材料、装置及び構造形式を適用する場合、力学機構が明確であるという前提条件を満たし、かつ、実験等でその性状が確認された条件の範囲内で使用する必要がある。特に、地震による応答特性が速度等の影響により静的な実験により得られる特性と異なる場合、温度等の使用条件の影響を受ける場合及び長期的な使用により力学的特性が変化する可能性を有する場合等では、適用範囲に留意が必要である。

2) 地震時の安定性や地震後の機能確保のために構造上配慮すべき事項

)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。

)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。

)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構造計画において配慮する。

)耐震性の高い橋を設計するために特別な配慮が必要となる可能性がある下記のような構造形式は出来るだけ避けるように配慮する。

過度に斜角の小さい斜角

過度に曲線半径が小さい曲線橋

上部構造等の死荷重により大きな偏心モーメントを受ける橋脚構造

)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の選定、多点固定方式及び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。なお、斜面崩壊等及び断層変位に対しては、「道示 1.4」に示される規定によると共に、これらの影響を受けないような架橋位置又は橋の形式選定を行う。

断層変位の影響を考慮する場合の手順の一例を図8.1.1に示す。

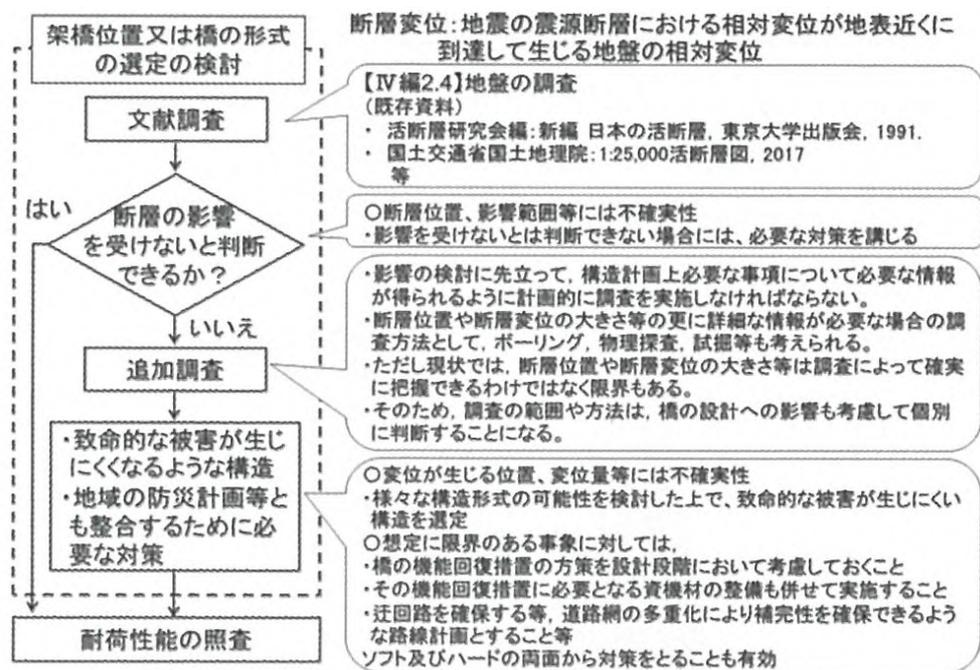


図8.1.1 断層変位を考慮する場合の手順例

(出典) 土木研究センター：土木技術資料, 図2, p.31, H30.2.

3) 地震による損傷が橋として致命的な状態にならないために配慮すべき事項

)耐震設計では、橋全体系としての損傷モードをコントロールするキャパシティデザイン¹⁾、すなわち塑性化が生じる部材とせん断破壊や非線形化を生じさせてはならない部材に分けて、前者には十分な靱性を、後者には十分な耐力を与え、予期しうる応答を引き出そうという考え方により耐震設計法を行うとする統一的设计法の考え方にに基づき、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。

(参考文献) 1) 土木学会編：土木構造物の耐震設計入門，P.105～107，H13.10.

) 支承部や制震装置等が取付く桁端部の場合、取付け部周辺では桁かかり長を確保すると共に落橋防止構造が取付けられる等、上部構造が下部構造から容易に落橋しないための構造的な対策が施されるが、支承部や制震装置の設計では、これらの取付け部周辺に損傷が生じて、上部構造が下部構造から容易に落橋しない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取付け部の設計等には十分留意する。

- (2) 耐震設計上の橋の重要度区分は、地震後における橋の社会的役割や地域の防災計画上の位置付け、橋としての機能が失われることの影響度の大きさに鑑み、道路種別や橋の機能及び構造に応じて表 8.1.1 に示す 2 種類に区分する。

表 8.1.1 耐震設計上の橋の重要度の区分

耐震設計上の橋の重要度の区分	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"> ・ 一般国道の橋 ・ 県道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋又は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特に重要な橋 ・ 市町村道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋又は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特に重要な橋

(出典)「道示 2.1, 表-2.1.1, P.11, H29.11 .」に基づき作成

なお、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耐震設計上の橋の重要度を区分する場合、下記の事項を考慮する。

地域の防災計画上の位置付け：地震後の救援活動や復旧活動等の緊急輸送路

他の構造物や施設への影響：橋が被害を受けた際の第三者への影響

利用状況及び代替性の有無：橋が通行機能を損失した際、機能を維持できる代替性
機能回復の難易：橋が被害を受けた際、機能回復に要する対応の容易さの度合い

- (3) 道示 2.3 に規定される耐荷性能に見合った上部構造、下部構造及び上下部接続部及びこれらを構成する部材における限界状態について、具体的な工学的指標と関連付けて必要となる耐荷性能を確保する。

- (4) 橋の耐震設計において、橋の耐荷性能に加えて、橋の性能を満足するために必要な事項として、下記の事項について考慮する。

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自立して安定を失わず、最低限上部構造を支持する状態の確保が可能な構造形式とする。

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、上部構造が容易に下部構造から落橋しないような適切な対策を講じる。具体的には下記のような構造を避けるような構造計画を行う。

-) 変状が生じる可能性のある地盤に下部構造が設けられる橋
-) 下部構造の形式や地盤条件等が著しく異なる橋
-) 隣接する上部構造の形式や規模が著しく異なる橋
-) 少数の下部構造に慣性力が集中する橋
-) 斜角の小さな斜橋又は曲率半径の小さい曲線橋
-) 下部構造頂部の橋軸直角方向幅が狭い橋
-) 1 支承線上の支承数が少ない橋

8.1.2 耐震設計一般

- (1) 橋の耐震設計では、変動作用支配状況及び偶発作用支配状況において設計状況として地震の影響を含む作用の組合せを考慮する。
- (2) 橋の耐震設計にあたっては、橋の耐荷性能の設計にて考慮する橋の状態の区分を満足するために考慮する上部構造、下部構造及び上下部接続部並びに部材等の状態を下記の3つに区分する。
 - 1) 荷重を支持する能力が低下しておらず、耐荷力の観点からは特段の注意なく使用できる状態
 - 2) 荷重を支持する能力の低下があるものの、その程度は限定的であり、耐荷力の観点からは予め想定する範囲の特別な注意のもとで使用できる状態
 - 3) 荷重を支持する能力が完全に失われていない状態
- (3) 橋の耐震設計では、上部構造、下部構造及び上下部接続部並びに部材等が橋の耐荷性能を満足するように、耐荷性能の照査において考慮する状況に対して、橋の限界状態を設計供用期間中において所要の信頼性をもって留める。
- (4) 橋の耐震設計における橋の耐荷性能の照査にあたっては、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を代表させた限界状態を設定し、これを組合せることを基本とする。
- (5) 下部構造の限界状態を限界状態2とする場合、これと組合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、これと組合せる下部構造の限界状態は限界状態1とする。
- (6) 各構造の限界状態2又は限界状態3で各構造を構成する部材等の限界状態で代表する場合、各構造を構成するいずれかの部材が部材等の限界状態2又は限界状態3に達した時とし、この時にその他の部材が限界状態1を超えないこととする。

(出典)「道示 2.2, p.14, H29.11 .」, 「道示 2.4, p.19, H29.11 .」に基づき作成

- (2) 状態の区分における荷重を支持する能力とは、上部構造、下部構造及び上下部接続部並びに部材等が安定した状態で荷重を支持できる状態である。

なお、橋の耐震設計では、耐震設計上の橋の重要度区分がB種の橋に対して、地震後に橋に求められる荷重を支持する能力を速やかに確保できる状態に留めることが要求されるが、荷重を支持する能力を速やかに確保できる状態とすることで、橋に求める機能を確保することができる。ここで、その速やかさについては、橋ごとに耐荷力の観点から部材等として荷重を支持する能力について予め想定する時間の範囲を個別に適切に設定する。
- (3) 橋の耐震設計では、橋の耐荷性能を満足するために適切に地震の影響を含む設計で考慮する状況を設定し、その設計状況に対して、上部構造、下部構造及び上下部接続部並びに各部材等の状態が求める状態にあることを、達成の確からしさを含めて確認する。
- (4) 橋の耐震設計にあたって、上部構造、下部構造及び上下部接続部並びに部材等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で代表させる場合、各構造と各限界状態の関係は表8.1.2のとおりとする。

限界状態1では、各構造の状態が可逆性を有し力学的特性や挙動を弾性範囲とみなせる状態に留める。限界状態2では、各構造の状態が塑性化を期待する部位のみに塑性化が生じ、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る。特に、直接活荷重が載荷される部材である上部構造については、塑性化を期待してはならない。

表 8.1.2 各構造と橋の限界状態の関係

構 造	橋の限界状態	状 態
上部構造	限界状態 1	・ 上部構造の挙動が可逆性を有する限界の状態
	限界状態 2	・ 橋が有する荷重を支持する能力を低下させる変位及び振動に至らない限界の状態
	限界状態 3	・ 限界状態 1 又は上部構造に損傷等が生じているものの、それが原因で落橋等の致命的な状態に至ることがない限界の状態
下部構造	限界状態 1	・ 下部構造の挙動が可逆性を有する限界の状態 ・ 橋が有する荷重を支持する能力を低下させる変位及び振動に至らない限界の状態
	限界状態 2	・ 限界状態 1 又は下部構造に損傷等が生じているものの、耐荷力が想定する範囲で確保できる限界の状態
	限界状態 3	・ 限界状態 1 又は下部構造に損傷等が生じているものの、それが原因で落橋等の致命的な状態に至ることがない限界の状態
上下部接続部 (支承部)	限界状態 1	・ 支承部の挙動が可逆性を有する限界の状態 ・ 支承部の機能や橋の機能から制限される変位や振動に至っていない限界の状態
	限界状態 2	・ 限界状態 1 又は支承部の部位によっては損傷が生じたり、材料に塑性化が生じたりすることにより支承部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
	限界状態 3	・ 限界状態 1 又は支承部の部位においては損傷が生じたり、材料に塑性化が生じたりすることにより支承部の挙動が可逆性を失うものの、耐荷力を完全に失わない限界の状態
部材等	限界状態 1	・ 部材等の挙動が可逆性を有する限界の状態 ・ 部材等の能力を低下させる変位及び振動に部材等が至らない限界の状態 ・ 部材等の設計で前提とする耐荷機構が成立している限界の状態
	限界状態 2	・ 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
	限界状態 3	・ 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の状態

(出典) 「道示 2.4.2, p.20, H29.11, 道示 2.4.3, p.20, H29.11, 道示 2.4.4, p.26, H29.11, 道示 2.4.5, p.27, H29.11, 道示 10.1.4, p.167, H29.11 .」に基づき作成

限界状態3では、各構造の状態を限界状態2と同様な状態ではあるが、それが原因で致命的とならない状態に留める。

例えば、下部構造のうち鉄筋コンクリート構造の橋脚において、橋脚の損傷度と限界状態の関係は、図8.1.2に示すとおりであり、限界状態1に対して応答値が弾性応答の範囲となる限界以下、限界状態2に対しては、残留変位が大きくなり、速やかな機能回復が可能となる限界以下、限界状態3に対しては、水平力の低下が顕著となり安定して耐力が確保されず、耐荷力を喪失する可能性が生じる限界以下となるように設計する。

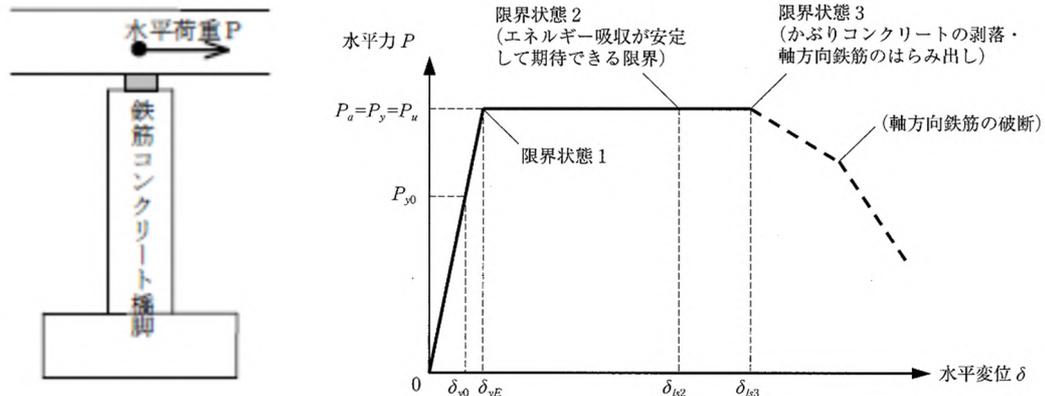


図8.1.2 鉄筋コンクリート橋脚の水平力-水平変位と限界状態の関係

(出典)「道示 8.3, 図-解8.3.1, p.175, H29.11.」に模式図を追記

- (5) 橋の限界状態2において、塑性化を期待する部材等の組合せの考え方として、塑性化を期待する部材と塑性化させない部材を明確に区分し、塑性化を期待する部材等にも塑性化が生じるように設計する。

なお、塑性化を期待する部材には、当該部材が塑性変形能を有し、塑性化によりエネルギー吸収を図る部材だけでなく、免震支承等のエネルギー吸収を図る部材も含む。

ただし、種類の異なる複数の部材に同時にエネルギー吸収を期待する場合、塑性化の進展を限定的に留める等、適用範囲を明確にし、適切に地震応答特性を評価することにより、塑性化を期待する部材を一つの部材に限定した設計とする必要はない。

一般には、確実にエネルギー吸収を図る部材として、橋脚、基礎又は免震橋における免震支承のいずれかが選択される。各部材の限界状態の組合せの考え方を下記に示す。

橋脚の塑性化によるエネルギー吸収を期待する場合

橋脚に塑性化を期待する場合、支承部や上部構造等のその他部材は、部材等に塑性化を生じさせず、その挙動が可逆性を有する状態である必要があり、部材等の限界状態1を超えないことを照査する。基礎構造についても、基礎全体として耐荷力を低下させるような損傷が生じない程度の耐力及び剛性を確保し、基礎全体として可逆性を有する範囲を超えない状態とする。

基礎構造の塑性化を期待する場合

基礎構造に塑性化を期待する場合、基礎構造は限界状態1を超える状態となるものの、基礎構造の限界状態2を超えず、耐荷力が想定する範囲内である設計で想定した地盤反力が得られる範囲内で基礎は挙動し、基礎構造本体に大きな損傷が生じないようにすると共に、基礎構造に生じる変位が上部構造の挙動に悪影響を及ぼさない状態を確保する必要がある。基礎構造に塑性化が生じるようにするためには、上部構造、下部構造及び上下部接合部の各部材については、その挙動が可逆性を有する状態である必要があり、部材等の限界状態1を超えないことを照査する。

免震支承と橋脚の塑性化によるエネルギー吸収を期待する場合

免震橋では免震支承が安定したエネルギー吸収が確保できる状態であることが必要であり、橋脚の状態は塑性化が生じていないことを基本とし、塑性化が生じる場合には、免震支承によりエネルギー吸収が可能な範囲に塑性化を制限した状態である必要である。

なお、免震橋では、基礎構造に液状化の影響により地盤の水平反力が十分に期待できない場合も含め、塑性化を期待してはならない。

橋の限界状態 2 に対する部材の塑性化を期待する部材等の組合せとしての例を図 8.1.3 に示す。

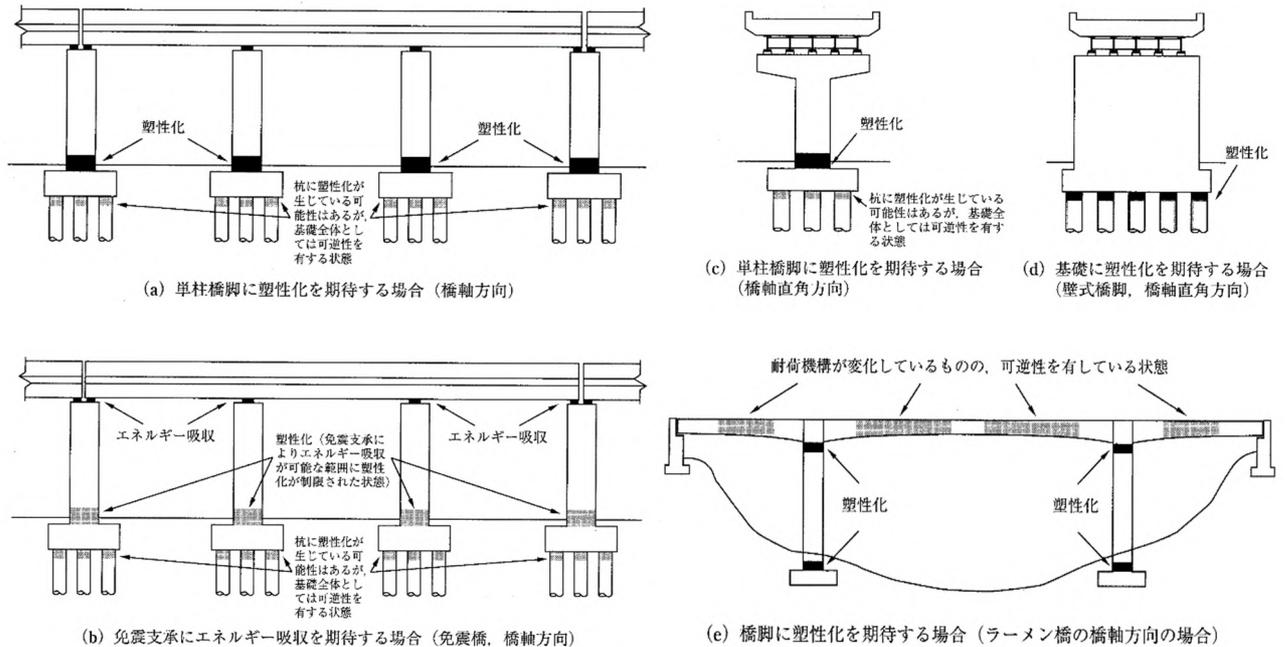


図 8.1.3 橋の限界状態 2 に対する部材の塑性化を期待する部材等の組合せの例

（出典）道示 2.4.3, 図-解 2.4.1, p.24~25, H29.11.

- (6) 橋の耐荷性能を満足することが可能であれば、どの部材に塑性化を期待しても問題ないが、地震後に求められる橋の機能は確実に満足することが必要である。特に、耐震設計上の重要度区分が B 種となる橋では、損傷の発見が容易で、その修復が速やかに行える部材に塑性化を期待するように設計する。また、損傷の把握が困難で、容易に確認できない部位では、塑性化の程度を制限する等、制約条件を踏まえて部材の限界状態を適切に設定する。

したがって、橋脚においては陸上部の高架橋のように、柱基部の状態が比較的容易に確認できる条件の場合、橋脚の柱基部に塑性化を期待するような設計を行うことが一般的である。ただし、河川流水部やダム貯水池内に橋脚を構築し、地震後の損傷の発見や修復が著しく困難となることが想定される場合、塑性化の程度を制限する等、制約条件を踏まえて部材の限界状態に相当する特性値を設定する。

基礎構造に塑性化を期待する場合、基礎構造は損傷の発見が難しく、その修復も大掛かりとなるのが一般的であることより、基礎構造は塑性化が生じにくくなるように設計する。なお、構造条件や地盤条件等により基礎構造に塑性化が生じにくくなるように設計を行うことが合理的でない状況も考えられるが、このような状況においても、地震後の橋の状態を適切に評価し、経済性だけでなく、機能回復のための応急復旧や恒久復旧の実施を含む地震後対応の観点も考慮して基礎構造物の限界状態を設定する。

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構造の損傷による落橋の被害事例、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構造が流出した被害事例及び2016年熊本地震においては、斜面変状等による落橋の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。

特に、橋の耐震設計においては塑性化が生じる部材とせん断破壊や塑性化を生じさせてはならない部材に区分し、前者には十分な靱性を与え、後者には十分な耐力を与え、橋全体系として損傷モードをコントロールするキャパシティデザインの考え方により、予期しうる応答を引き出そうとする統一的な設計法を取り入れていくことが重要です。

8.1.3 耐震設計上考慮すべき作用

- (1) 耐震設計にあたっては、変動作用支配状況及び偶発作用支配状況において地震の影響を考慮する状況を設定するための作用として、下記の荷重又は影響を考慮する。
- 1) 死荷重 D 2) プレストレス力 PS
 - 3) コンクリートのクリープの影響 CR
 - 4) コンクリートの乾燥収縮の影響 SH
 - 5) 土圧 E 6) 水圧 HP 7) 浮力又は揚圧力 U
 - 8) 温度変化の影響 TH 9) 温度差の影響 TF
 - 10) 雪荷重 SW 11) 地盤変動の影響 GD 12) 支点移動の影響 SD
 - 13) 波圧 WP 14) 地震の影響 EQ
- (2) 変動作用支配状況及び偶発作用支配状況において地震の影響を考慮する状況における作用の組合せは、「道示 3.3」に規定される作用の組合せのうち、変動作用支配状況として及び、偶発作用支配状況として の組合せを考慮する。
- (3) 地震の影響を考慮する状況の断面力及び応答値の算出にあたっては、「道示 3.3」に規定される荷重組合せ係数 p 及び荷重係数 q を考慮する。

(出典) 道示 3.1, p.41, H29.11.

道示 3.3, p.47~48, H29.11.

- (1) 変動作用支配状況及び偶発作用支配状況において、地震の影響を考慮する状況では、橋に同時に載荷される確率の高いことが想定される作用または影響を考慮する。
- (2) 耐震設計にあたって、変動作用支配状況及び偶発作用支配状況において地震の影響を考慮する作用の組合せは、「道示 3.3」に規定される 22 項目の作用に基づく 12 通りの作用の組合せのうち、下記の 3 つを考慮する。
- 1) 変動作用支配状況
: D + PS + CR + SH + E + HP + (U) + TH + (TF) + (SW) + GD + SD + WP + EQ
: D + PS + CR + SH + E + HP + (U) + (TF) + GD + SD + WP + EQ
 - 2) 偶発作用支配状況
: D + PS + CR + SH + E + HP + (U) + GD + SD + EQ
- (3) 地震の影響を考慮する状況の断面力及び応答値の算出にあたり考慮する荷重組合せ係数 p 及び荷重係数 q は、「道示 3.3, 表-3.3.1 作用の組合せに対する荷重組合せ係数 p 及び荷重係数 q 」に示される値を作用の特性値に乘じる。

8.1.4 地震の影響を考慮する状況

- (1) 地震の影響は、橋の設計供用期間中にしばしば発生する地震動による影響を変動作用として定義し、橋の設計供用期間中に発生することは稀であるが一旦生じると橋に及ぼす影響が甚大であると考えられる地震動による影響を偶発作用として定義し、適切に設定する。
- (2) 変動作用及び偶発作用として考慮する地震の影響 EQ は、下記に示す影響を地震の影響の特性値として考慮する。
- 1) 構造物及び土の重量に起因する慣性力（以下、「慣性力」）
 - 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」）
- (3) 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各々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。

(出典)道示 8.19, p.145, H29.11.
道示 2.3, p.16, H29.11.

- (2) 慣性力には、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も考慮する必要がある。また、構造物の重量には、添架物等の重量も考慮する。

地震時土圧及び地震時動水圧は静的な荷重として算出し、その作用方向に対して慣性力を算出した結果に加え合わせることで考慮する。

地震時地盤変位は地震動による地盤振動により生じる変位を地盤振動変位として考慮し、地震時地盤変位のうち、斜面崩壊等による変位及び断層変位は、定量的な評価が困難であるため、耐荷性能の照査を行う前に架橋位置と橋梁形式の選定により、耐震設計上は考慮する。

地盤の流動化は「道示 4.4」の規定に基づき流動力を考慮する。

8.1.5 地震動の特性値

- (1) 橋の耐荷性能の照査において地震の影響を考慮する状況を設定するにあたっては、橋の設計供用期間中にしばしば発生する地震動であるレベル1地震動及び橋の設計供用期間中に発生することは極めて稀であるが一旦生じると橋に及ぼす影響が甚大であると考えられる地震動であるレベル2地震動を適切に設定する。
- (2) レベル1地震動の特性値は、耐震設計上の地盤面において、耐震設計上の地盤種別を種～種に区分し、加速度応答スペクトルに基づいて算出する。
- (3) レベル2地震動の特性値は、プレート境界型の大規模な地震を想定した地震動であるレベル2地震動(タイプ)及び内陸直下型地震を想定した地震動であるレベル2地震動(タイプ)の2種類を考慮し、レベル2地震動の特性値は、タイプ 及びタイプ ともに耐震設計上の地盤面において、耐震設計上の地盤種別を区分し、各々の加速度応答スペクトルに基づいて算出する。

(出典)道示 3.1, p.46, H29.11, 道示 3.2, p.48, H29.11.
道示 3.3, p.50, H29.11.

(2) 道示 において地震動の特性値は、標準的な加速度応答スペクトルとして規定され、レベル1地震動の場合には道示 に規定される式(3.2.1)により算出する。レベル1地震動の標準加速度応答スペクトル S_D を図8.1.4に示す。

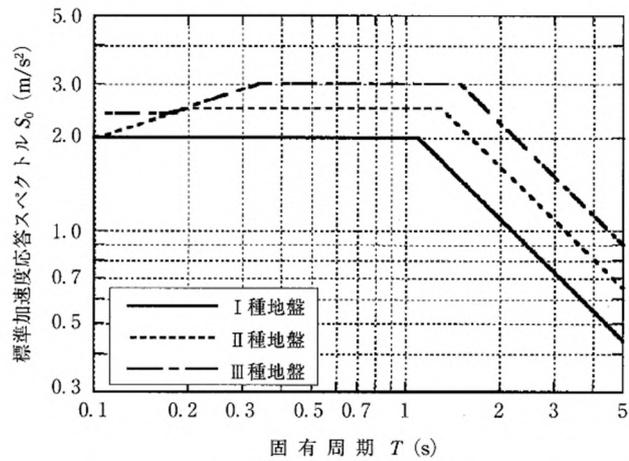


図8.1.4 レベル1地震動の標準加速度応答スペクトル S_D

(出典) 道示 3.2, 図-解3.2.1, p.49, H29.11.

(3) 道示 において地震動の特性値は、標準的な加速度応答スペクトルとして規定され、レベル2地震動(タイプ)の場合には道示 に規定される式(3.3.1)、レベル2地震動(タイプ)の場合には道示 に規定される式(3.3.2)により算出する。レベル2地震動(タイプ)及びレベル2地震動(タイプ)の標準加速度応答スペクトル S_D を図8.1.5に示す。

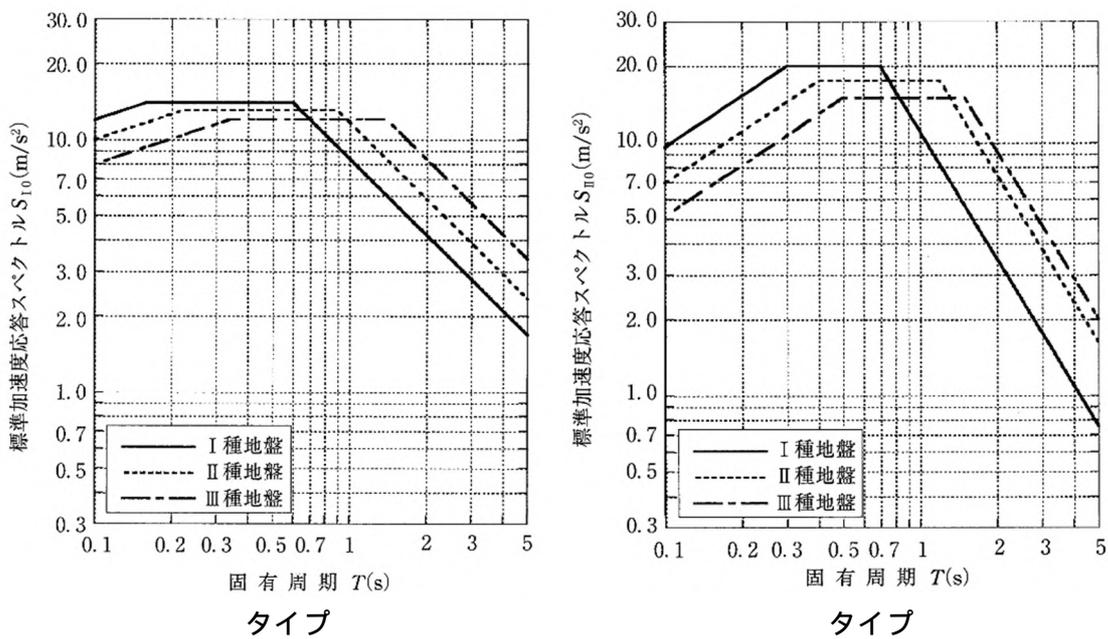


図8.1.5 レベル2地震動の標準加速度応答スペクトル S_D

(出典) 道示 3.3, 図-解3.3.1, p.53, H29.11.

道示 3.3, 図-解3.3.2, p.54, H29.11.

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（コーヒープレイク「減衰定数」参照）が分かれば、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。

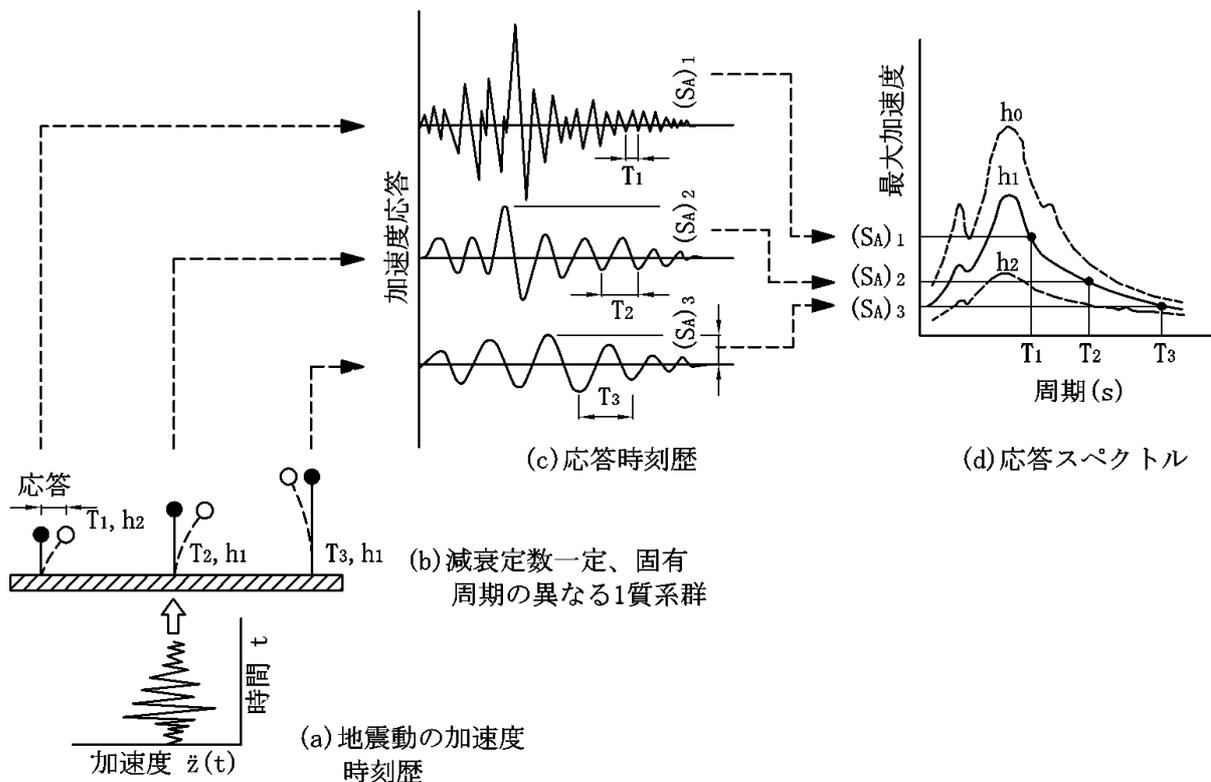


図 8.1.6 応答スペクトルの模式的説明

(出典) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門，図 7-11，p.139，1994.5.

8.1.6 地域別補正係数

- (1) 橋の架橋位置における地震動の特性値は、標準加速度応答スペクトルを地域別補正係数の地域区分に従って補正する。
- (2) レベル1地震動における地域別補正係数 C_z 、レベル2地震動(タイプ)における地域別補正係数 C_z 及びレベル2地震動(タイプ)における地域別補正係数 C_z は、地域区分に応じた値とする。

(出典) 道示 3.4, p.55, H29.11.

- (1) 地震動の特性値の基本となる標準加速度応答スペクトルは、強い地震動が生じる可能性の高い地域において建設する橋に適用すべき標準的な加速度応答スペクトルの値として設定されている。

したがって、これに該当しない地域では、標準加速度応答スペクトルを地域別補正係数の地域区分によって補正する。

- (2) 地域別補正係数は、「道示 3.4 表-3.4.1 地域別補正係数と地域区分」に示される地域区分に応じた値とする。

埼玉県はA2地域に該当するため、地域別補正係数は表8.1.3に示すとおりである。

表8.1.3 地震動別の地域別補正係数

地域区分	地震動		地域別補正係数
A2 (埼玉県)	レベル1		$C_z = 1.0$
	レベル2	タイプ	$C_z = 1.0$
		タイプ	$C_z = 1.0$

(出典)「道示 3.4, 表-3.4.1, p.55, H29.11.」に基づき作成

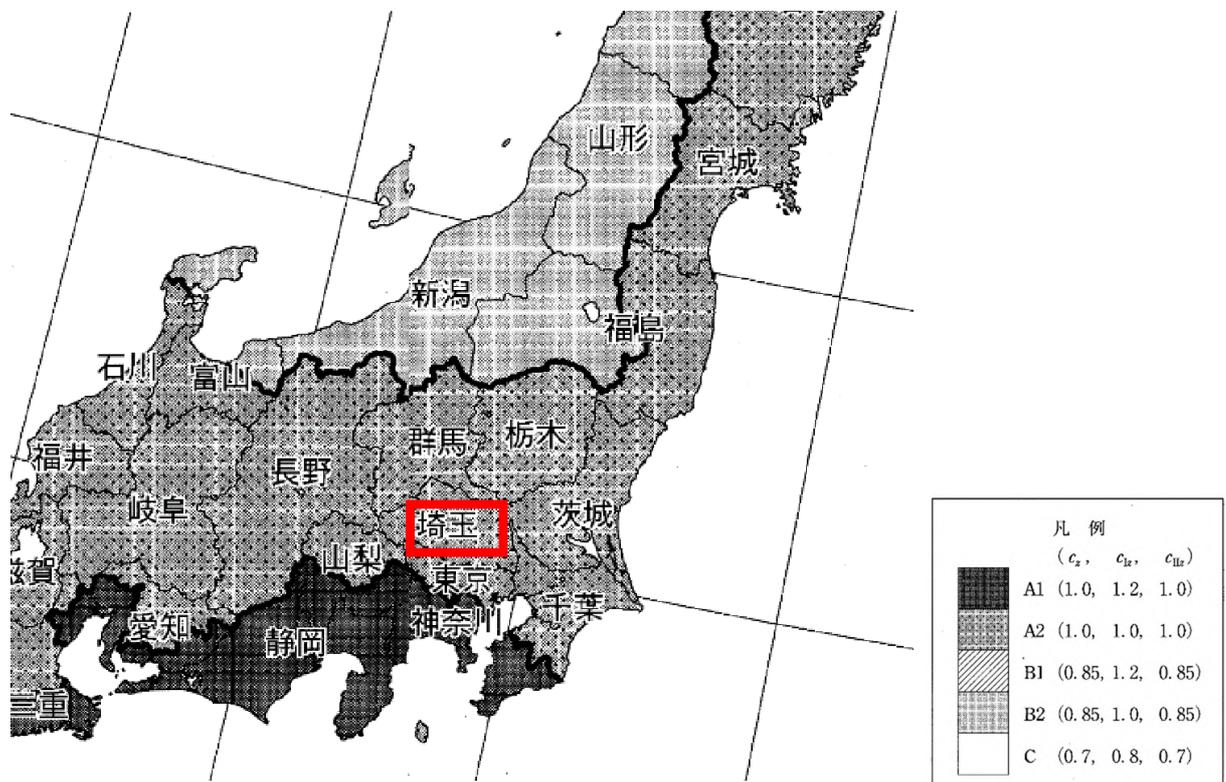


図8.1.7 地域別補正係数の地域区分図

(出典)「道示 3.4, 図-解3.4.4, P.64, p.65, H29.11.」に加筆

8.1.7 耐震設計上の地盤面

耐震設計上の地盤面は、変動作用支配状況及び偶発作用支配状況において地震の影響を考慮する状況において、水平抵抗を期待できる地盤の上面とし、下記のうちいずれか深い地盤面に設定する。

- 1) 「道示 8.5.2」に規定する設計上の地盤面
- 2) フーチングを有する基礎においてはフーチング下面
- 3) 変動作用支配状況及び偶発作用支配状況において地震の影響を考慮する状況で、地盤反力が期待できない土層がある場合、その土層の下面とする。ただし、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、層厚が3 m以上の地盤反力が期待できる最も浅い土層の上面。

(出典) 道示 3.5, p.66, H29.11.

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、「本手引き 8.1.5」に規定した地震動の特性値の入力位置である。耐震設計上の地盤面は、図8.1.8及び図8.1.9に示すとおり、「道示 8.5.2」に規定する永続作用支配状況あるいは変動作用支配状況のうち地震の影響を考慮しない状況における設計上の地盤面としている。ただし、変動作用支配状況及び偶発作用支配状況のうち地震の影響を考慮する状況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、耐震設計上の土質定数に該当する地盤反力係数、地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度を零とする土層であり、下記に該当する地盤とする。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。

-) 橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層のうち、耐震設計上の土質定数を零とする土層
-) 耐震設計上ごく軟弱な土層に該当する地表面から3 m以内の深さにある一軸圧縮強度が20 kN/m²以下の土層

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、図8.1.10に示すように、耐震設計上の地盤面は少なくとも層厚が3 m以上の地盤反力が期待できる土層の上面とする。

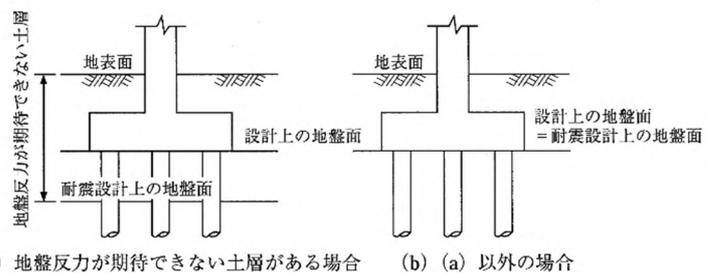


図8.1.8 橋脚における耐震設計上の地盤面

(出典) 道示 3.5, 図-解 3.5.1, p.67, H29.11.

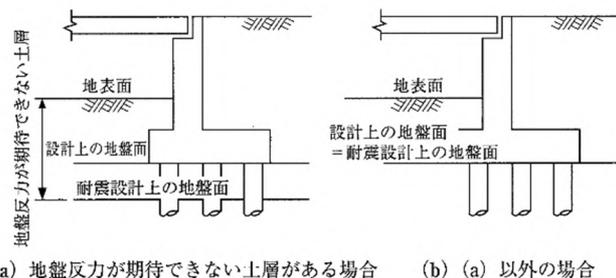


図8.1.9 橋台における耐震設計上の地盤面

(出典) 道示 3.5, 図-解 3.5.2, p.67, H29.11.

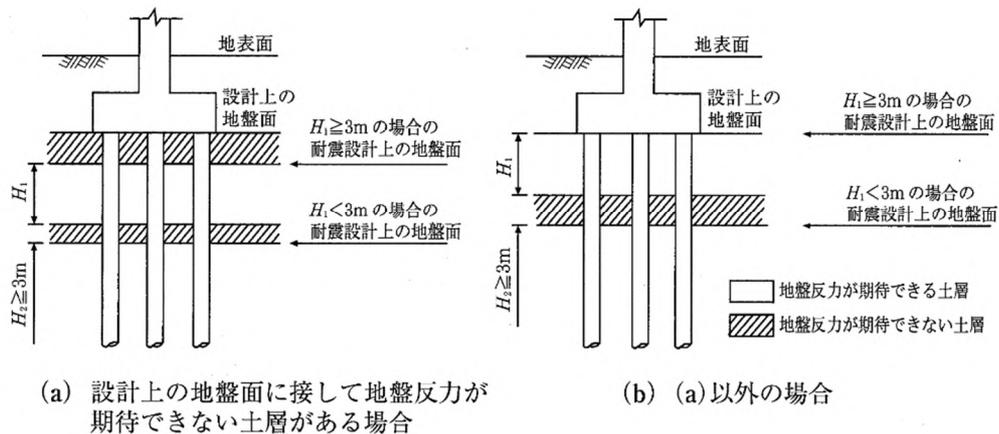


図 8.1.10 地盤反力が期待できない土層が互層状態で存在する場合の耐震設計上の地盤面
(出典) 道示 3.5, 図-解 3.5.3, p.68, H29.11.

8.1.8 耐震設計上の地盤種別

- (1) 耐震設計上の地盤種別は、「本手引き 8.1.9」に規定する耐震設計上の基盤面から地表面までの範囲の地盤の基本固有周期 T_G に応じて区分する。
- (2) 地盤の基本固有周期 T_G は、下式により算出する。

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

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

- (3) 地盤の基本固有周期 T_G の算定にあたり、平均せん断弾性波速度 V_{si} は、架橋位置における地層のせん断弾性波速度を適切な方法で測定又は推定により求める。

(出典) 道示 3.6.1, p.68, H29.11.

道示 3.6.2, p.69, H29.11.

- (1) 橋の耐震設計において、耐震設計上の地盤種別は変動作用支配状況及び偶発作用支配状況のうち地震の影響を考慮する状況で地盤条件の影響を考慮するために表 8.1.4 のように地盤の基本固有周期 T_G により区分する。

表 8.1.4 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の基本固有周期 T_G (s)
種	$T_G < 0.20$
種	$0.20 \leq T_G < 0.60$
種	$T_G \geq 0.60$

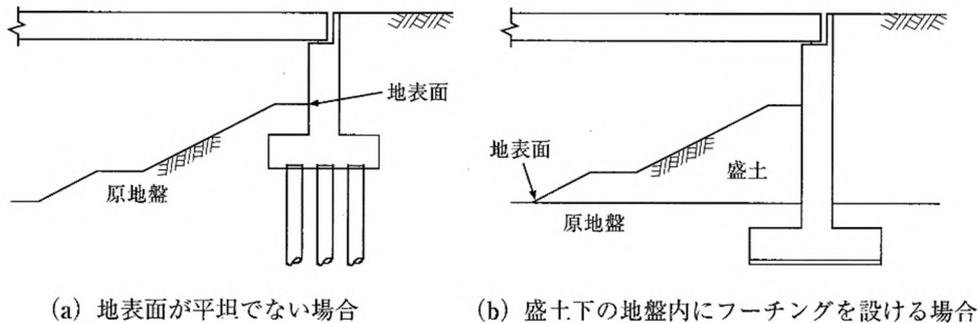
(出典) 道示 3.6.1, 表-3.6.1, p.68, H29.11.

なお、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) 種地盤 良好な洪積地盤及び岩盤
- 2) 種地盤 種地盤及び 種地盤のいずれにも属さない洪積地盤及び沖積地盤
- 3) 種地盤 沖積地盤のうち軟弱地盤

(2) 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、地層ごとの厚さ及び平均せん断弾性波速度から算出する。

なお、地表面が平坦でない場合、図8.1.11に示すように下部構造位置における地表を地表面とみなして地盤の基本固有周期 T_G を求める。



(a) 地表面が平坦でない場合 (b) 盛土下の地盤内にフーチングを設ける場合

図8.1.11 盛土等により地表面が平坦でない場合の地表面のとり方
(出典) 道示 3.6.2, 図-解3.6.1, p.70, H29.11.

(3) 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 $V_{si} = 50$ m/s としてよい。

8.1.9 耐震設計上の基盤面

- (1) 耐震設計上の基盤面は、架橋位置に共通する広がりを持ち、橋の耐震設計上振動するとみなせる地盤の下に存在する十分堅固な地盤の上面とする。
- (2) 十分堅固な地盤は、平均せん断弾性波速度が 300 m/s 程度以上の値を有する剛性の高い地層とする。

(出典) 道示 3.7, p.70, H29.11.

(2) 耐震設計上の基盤面は、「本手引き 8.1.9 (3)」項に示した標準貫入試験による N 値より推定するせん断弾性波速度の算定式より、粘性土層では N 値 25 以上、砂質土層では N 値 50 以上の値を有する剛性の高い地層から成る地盤とする。

8.2 耐荷性能の照査

8.2.1 一般

- (1) 変動作用支配状況及び偶発作用支配状況のうち、地震の影響を考慮する状況における耐荷性能の照査は、部材等の耐荷性能に応じて定める「本手引き 8.1.2」項に示した部材等の限界状態 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確認する。
- (2) 地盤振動変位が部材に及ぼす影響については、部材等の限界状態を超えないことを確認するとともに、地中部の構造に構造上の配慮を行い、適切に塑性変形能を付与する。
- (3) 部材等の塑性化を期待する部材等を連結する場合、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、構造全体の所要の機能を発揮させる。
- (4) 液状化が生じる土層を有する地盤上では、液状化が橋に及ぼす影響を適切に考慮し、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させる。
- (5) 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も橋の性能を満足させる。

(出典) 道示 2.5, p.31, H29.11.

- (1) 変動作用支配状況及び偶発作用支配状況のうち、地震の影響を考慮する設計状況における耐荷性能の照査は、「本手引き 8.1.3(2)」項に示した変動作用支配状況では 2 つ、偶発作用支配状況では 1 つの計 3 つの作用の組合せに対し、「本手引き 8.1.2」項に示した部材等の各限界状態を必要な信頼性をもって超えないことを確認する。

確認の方法は、橋の機能の観点から限界状態 1 及び限界状態 2 について「道示 2.5」に規定される式(2.5.1)により、橋の構造安全性の観点から限界状態 3 について「道示 2.5」に規定される式(2.5.2)により行う。

なお、地震動、橋の重要度及び耐荷性能(限界状態)の関係を表 8.2.1 に示す。

表 8.2.1 地震動、橋の重要度と耐荷性能(限界状態)の関係

地震動	橋の重要度	耐荷性能(限界状態)
レベル 1	B 種の橋	耐荷性能 2 (限界状態 1・限界状態 3)
	A 種の橋	耐荷性能 1 (限界状態 1・限界状態 3)
レベル 2	B 種の橋	耐荷性能 2 (限界状態 1・限界状態 2・限界状態 3)
	A 種の橋	耐荷性能 1 (限界状態 1・限界状態 3)

なお、地震による慣性力等は、動的解析により応答値の算出を行う場合、算出過程における固有周期の算出も含め、死荷重の荷重効果を見込むために、死荷重 D に対する荷重組合せ係数 p 及び荷重係数 q を乗じると共に、加速度応答スペクトルに地震の影響 EQ に対する荷重組合せ係数 p 及び荷重係数 q を乗じ、構造解析モデルに入力して応答を算出する。同様に、地震時土圧 E や地震時動水圧 HP についても各々の作用に応じた荷重組合せ係数 p 及び荷重係数 q を乗じると共に、設計水平震度に地震の影響 EQ に対する荷重組合せ係数 p 及び荷重係数 q を乗じて算出する。

- (3) 塑性化を期待する部材には塑性化が生じる確度を高めて設計上求める塑性変形能を確保し、塑性化を期待しない部材には、それを達成するために荷重伝達機構が変わることなく必要な強度等を確保するように設計するため、その前提条件を把握する。
- (4) 「本手引き 8.1.3(2)」項に示した変動作用支配状況における作用の組合せのうち、温度変化の影響 TH と地震の影響 EQ を同時に考慮する組合せの場合、液状化が生じる場合であると考えられるものの、液状化により橋に及ぼす影響は小さく無視できるものと考え、液状化が橋に及ぼす影響を考慮する必要はない。
- (5) 設計の意図に反して基礎が塑性化せず、橋脚が塑性化する状態においても、橋の性能が満足されるように、橋脚は常に塑性化を考慮した設計を行う。

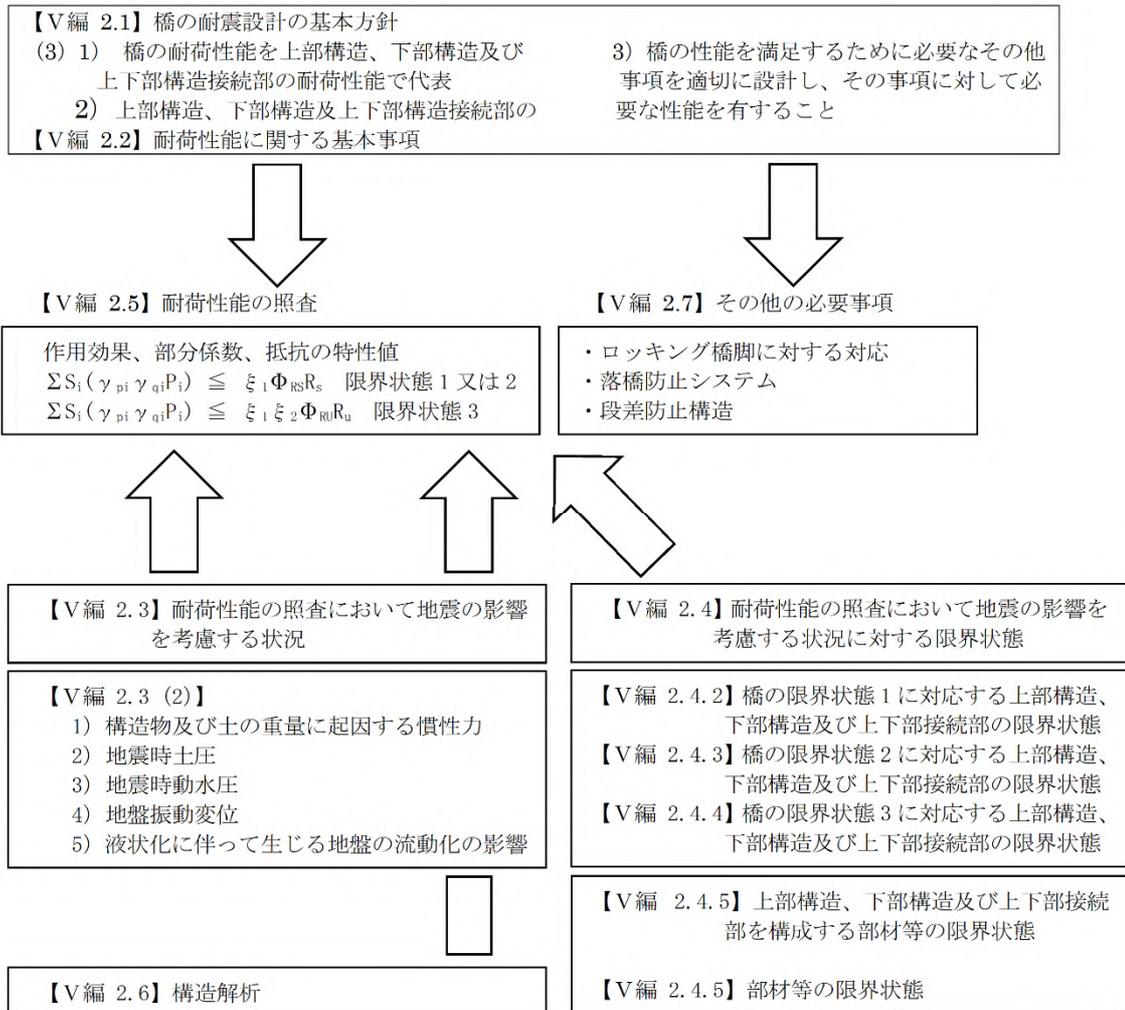


図 8.2.1 耐荷性能照査の流れと、関連する道路橋示方書の主な条文の規定箇所

8.2.2 耐荷性能の照査

変動作用支配状況及び偶発作用支配状況において地震の影響を考慮する設計状況における耐荷性能の照査は、表 8.2.2、表 8.2.3 及び表 8.2.4 に示すとおりとする。

変動作用支配状況及び偶発作用支配状況において地震の影響を考慮する設計状況にて、限界状態 1、限界状態 2 及び限界状態 3 における主たる照査項目を表 8.2.2 に示す。

表 8.2.2 限界状態 1 の主たる照査

部材	主な照査項目
鉄筋コンクリート橋脚 " 橋台	部材に生じる曲げモーメント 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 部材に生じるせん断力 斜引張破壊に対するせん断力の制限値 橋脚に生じる水平変位 水平変位の制限値
鋼製橋脚 鋼上部構造	最大断面応力度に対し道示 により照査
橋脚基礎	基礎に生じる変位 基礎の変位の制限値 橋脚基部の断面力を作用させて道示 により照査 基礎の応答変位 降伏変位の制限値
コンクリート上部構造	コンクリートに生じる最大縁応力度 コンクリート圧縮応力度の制限値 コンクリート引張応力度の制限値 コンクリートに生じる最大縁応力度 コンクリート斜引張応力度 コンクリート斜引張応力度の制限値
支承部	支承本体及び取付け部材に生じる応答値 < 当該部材の制限値 -0.3R _D の設計鉛直地震力が作用した際に生じる断面力 < 当該部材の制限値 (R _D : 支承に作用する死荷重反力)
鋼製の支承本体 及び鋼製の取付部材	最大断面応力度に対し道示 の規定により照査
ゴム支承 (分散・免震支承)	鉛直圧縮力による内部鋼板の引張応力度 内部鋼板の引張応力度の制限値 鉛直圧縮力によりゴムに生じる圧縮応力度 座屈を考慮した圧縮応力度の制限値 (限界状態 3 を超えない) 支承本体に生じる水平せん断ひずみ 水平せん断ひずみの制限値 鉛直引張力によりゴムに生じる引張応力度 引張応力度の制限値(=2.1 N/mm ²)

表 8.2.3 限界状態 2 の主たる照査

部材	主な照査項目
鉄筋コンクリート橋脚	橋脚に生じる水平変位 塑性化を期待する橋脚の水平変位の制限値 慣性力作用位置から算出する残留変位 残留変位の制限値 部材に生じるせん断力 斜引張破壊に対するせん断力の制限値 $0.4 \cdot C_{2z} \cdot$ 等価重量 橋脚の水平耐力
鋼製橋脚	橋脚に生じる水平変位 塑性化を期待する橋脚の水平変位の制限値 慣性力作用位置から算出する残留変位 残留変位の制限値
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 塑性率の制限値 橋脚基礎の応答変位 フーチング底面位置の回転角 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 塑性率の制限値 橋脚基礎の応答変位 フーチング底面位置の回転角 死荷重及び設計水平震度に対応する慣性力を考慮した静的照査によるものとする
鋼上部構造	最大断面応力度 応力度の制限値
コンクリート上部構造	最大変形量 変形量の制限値
ゴム支承 (免震支承)	鉛直圧縮力による内部鋼板の引張応力度 内部鋼板の引張応力度の制限値 (限界状態 1 を超えない) 鉛直圧縮力によりゴムに生じる圧縮応力度 座屈を考慮した圧縮応力度の制限値 (限界状態 3 を超えない) 支承本体に生じる水平せん断ひずみ 水平せん断ひずみの制限値 (= 250%) 鉛直引張力によりゴムに生じる引張応力度 引張応力度の制限値 (=2.1 N/mm ²) 支承部に破壊が生じた場合においても、上部構造を支持することができ、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 8.2.4 限界状態 3 の主たる照査

部材	主な照査項目
鉄筋コンクリート橋脚	橋脚に生じる水平変位 塑性化を期待する橋脚の水平変位の制限値 部材に生じるせん断力 斜引張破壊に対するせん断力の制限値 $0.4 \cdot C_{2z} \cdot$ 等価重量 橋脚の水平耐力
鋼製橋脚	橋脚に生じる水平変位 塑性化を期待する橋脚の水平変位の制限値 $0.4 \cdot C_{2z} \cdot$ 等価重量 橋脚の水平耐力
橋脚基礎	限界状態 2 に同じ
鋼上部部構造 コンクリート上部構造	限界状態 2 に同じ
ゴム支承 (分散・免震)	鉛直圧縮力による内部鋼板の引張応力度 内部鋼板の引張応力度の制限値 (限界状態 1 を超えない) 鉛直圧縮力によりゴムに生じる圧縮応力度 座屈を考慮した圧縮応力度の制限値 支承本体に生じる水平せん断ひずみ 水平せん断ひずみの制限値 (=250 %) 鉛直引張力によりゴムに生じる引張応力度 引張応力度の制限値 支承部に破壊が生じた場合においても、上部構造を支持することができ、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。

なお、免震橋における限界状態 2 では、水平変位の制限値及び免震支承のせん断ひずみの制限値がその他橋梁と異なることに留意が必要である。

また、地震の影響に対して橋の耐荷性能を有していることを確認するにあたり、解析モデルとして十分に考慮できていない事項に配慮するとともに、橋全体系としての水平耐力が過度に小さくなったり変形が過度に大きくなったりしないことにも配慮するため、橋脚には一定以上の耐力を付与するよう、下式で算出される値を地震時保有水平耐力の下限值とする。

$$P_a = 0.4 C_{2z} W$$

ここに、 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)

8.2.3 構造解析手法*

- (1) 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動的解析を用いる。
- (2) 部材等の塑性化を期待しない場合及び部材等の塑性化を期待する場合において、地震時の挙動が複雑でない橋に対しては、静的解析による照査を用いてもよい。
- (3) 地盤抵抗は、耐震設計上の地盤面の下方において考慮する。

(出典)道示 5.1, p.114 H29.11.

- (1) 変動作用支配状況及び偶発作用支配状況において地震の影響を考慮する状況において、橋の応答値を算出する構造解析手法としては、大きく分けて静的解析と動的解析の2つの手法がある。

静的解析は、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。動的解析は、地震時の挙動を動力学的に解析するため、橋の地震応答特性については、静的解析よりも精度よく推定することができ、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、動的解析に関する適切な知識と技術が必要となる。

昨今では、橋の地震応答の評価に動的解析が一般的に用いられるようになっている状況を踏まえ、動的解析による照査を用いる。

- (2) 地震時に橋の挙動が複雑ではない橋においては、橋の応答値を算出する構造解析手法に静的解析を用いてもよい。

地震時に橋の挙動が複雑でない橋とは、下記のような状態に該当する橋とする。

- 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が明確である。
- 3) エネルギー一定則の適用が検証されている。

限界状態1とするレベル1地震動に対する照査では、部材等の塑性化を期待しないため、レベル2地震動に対して静的解析を適用できない場合でも、1次の固有周期が卓越している場合には静的解析の適用が可能である。

上記の基本的な考え方にに基づき、静的解析が適用できない橋梁条件に関する例を表8.2.5に示す。

- (3) フーチング周辺の埋戻しが十分に行われ、地盤面が長期にわたり安定して存在する場合、「道示 8.5.2 解説」により、フーチング前面の地盤抵抗を考慮することができる。

表 8.2.5 静的解析の適用できない橋の構造形式

耐震設計上の橋梁の特徴	橋の構造形式
<p>塑性化やエネルギー吸収を複数箇所に期待する橋</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・ラーメン橋（面内） ・免震橋
<p>1 次の固有振動モードが卓越していない、またはエネルギー一定則の適用性が十分検証されていない橋</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・橋脚高さが高い橋（一般に、30 m 程度以上） ・鋼製橋脚に支持される橋 ・固有周期の長い橋（一般に、固有周期 1.5 秒程度以上） ・弾性支承を用いた地震時水平反力分散構造を有する橋
<p>塑性ヒンジが形成される箇所が明確でない、または複雑な地震時挙動が想定される橋</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・斜張橋、吊橋等のケーブル系の橋 ・アーチ橋（補剛アーチ橋） ・トラス橋 ・曲線橋

8.3 動的解析による耐荷性能の照査方法

8.3.1 一般

- (1) 動的解析にあたっては、時刻歴応答解析を用いる。
- (2) 動的解析により応答値を算出するにあたっては、部材のモデル化を適切に行う。
- (3) 動的解析により応答値を算出するにあたっては、レベル2地震動を考慮する設計状況において、標準加速度波形を用いて算出した応答値の平均値を用いる。

(出典) 道示 5.2, p.116, H29.11.

- (1) 橋の動的解析に用いられる解析手法には、応答スペクトル法や時刻歴応答解析を用いる方法があるが、レベル2地震動を考慮する設計状況では、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を用いることとした。

時刻歴応答解析には、モード解析法及び直接積分法があり、解析目的とそれぞれの解析方法の適用性に留意して適切な方法を選択し、その解析方法に応じた適切なモデルを用いることが必要である。

- (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。動的解析における橋のモデル化にあたっては、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た適切なモデル及び解析方法を選択する。

レベル1地震動を考慮する設計状況では、部材の塑性化を期待しないため、可逆性を有する範囲の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。また、レベル2地震動を考慮する設計状況に対して、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には、橋脚等の非線形履歴特性を考慮した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) 動的解析に用いる入力地震動は、非線形応答変位が大きくなるように振幅調整された加速度波形であるため、応答値の算出にあたっては、橋の周期特性や地震動の位相特性等のばらつきを考慮することとし、応答値の平均値を用いる。

なお、レベル1地震動の場合、弾性域における応答値を対象とするため、入力する地震動は1波形とする。

「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、動的解析が必要となります。

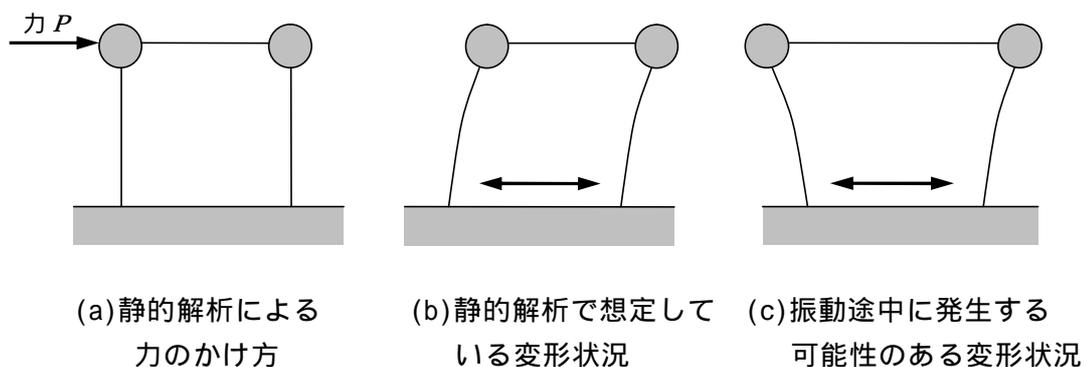


図 8.3.1 静的解析と動的解析の振動想定モデル

8.3.2 入力地震動

- (1) 時刻歴応答解析法による動的解析にあたり用いる地震動は、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。
- (2) レベル2地震動を考慮する設計状況においては、位相特性の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、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。
- (3) 応答値の算出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。
- (4) 地震動は橋の影響が大きくなる方向に入力する。

(出典) 道示 4.1.2, p.73, H29.11.

- (1) 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、「本手引き 8.1.5」に示した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である標準加速度波形を用いる。

図8.3.2～図8.3.4に振幅調整して求めた標準加速度波形を示す。各波形には、設計に用いる標準加速度波形を求める際に振幅調整のもととなった強震記録名も記載している。

なお、動的解析を行う際には、「本手引き 8.1.6」に示した地域別補正係数を乗じて用いる。

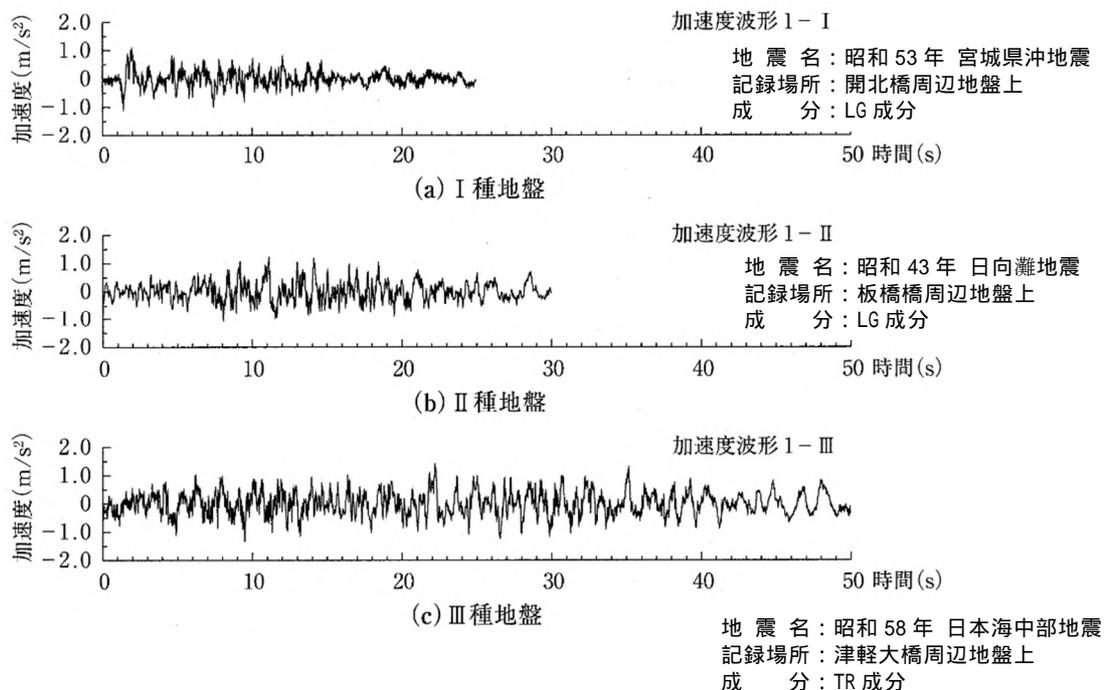
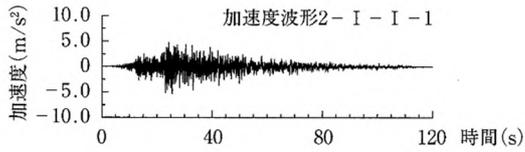
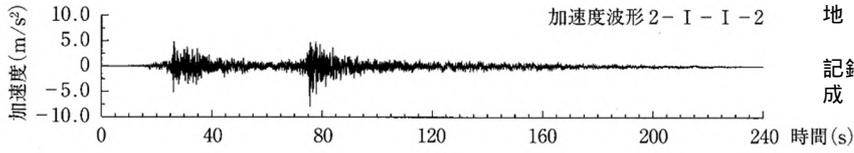


図8.3.2 レベル1地震動の標準加速度波形

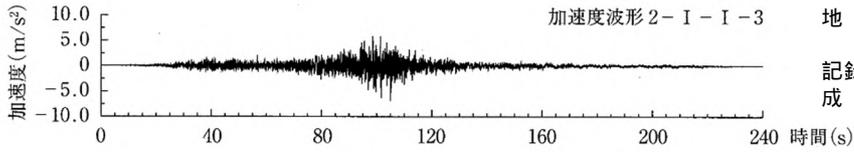
(出典)「道示 4.1.2, 図-解 4.1.2, p.76, H29.11 .」に加筆



地震名：平成 15 年 十勝沖地震
 記録場所：清水道路維持出張所構内地盤上
 成分：EW 成分

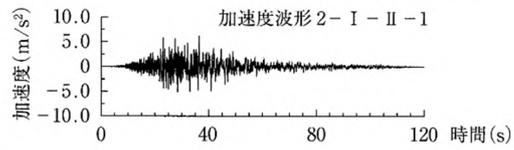


地震名：平成 23 年
 東北地方太平洋沖地震
 記録場所：開北橋周辺地盤上
 成分：EW 成分

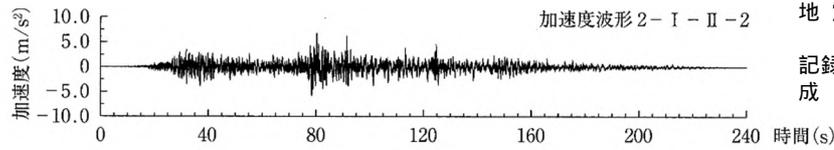


地震名：平成 23 年
 東北地方太平洋沖地震
 記録場所：新晩翠橋周辺地盤上
 成分：NS 成分

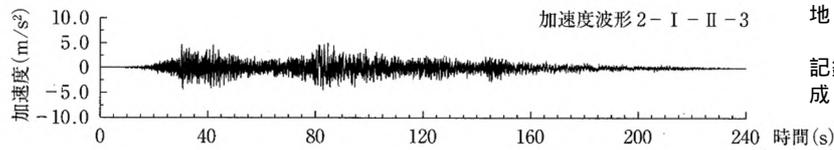
(a) I 種地盤



地震名：平成 15 年 十勝沖地震
 記録場所：直別観測点盤上
 成分：EW 成分

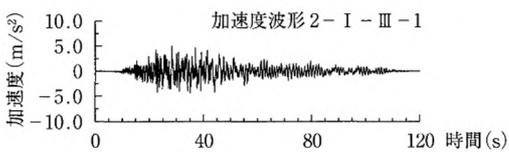


地震名：平成 23 年
 東北地方太平洋沖地震
 記録場所：仙台河川国道事務所構内地盤上
 成分：EW 成分

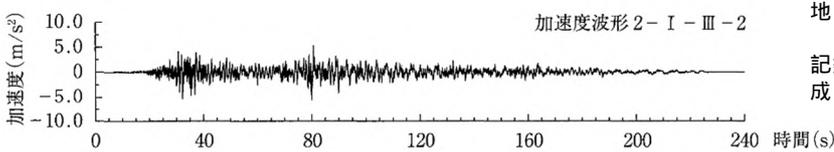


地震名：平成 23 年
 東北地方太平洋沖地震
 記録場所：阿武隈大堰管理所構内地盤上
 成分：NS 成分

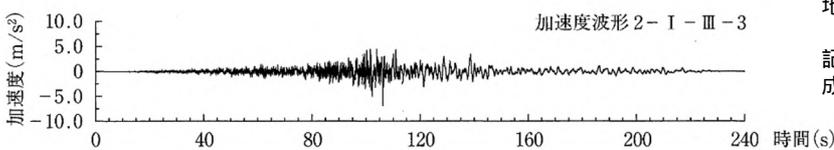
(b) II 種地盤



地震名：平成 15 年 十勝沖地震
 記録場所：大樹町生花観測点盤上
 成分：EW 成分



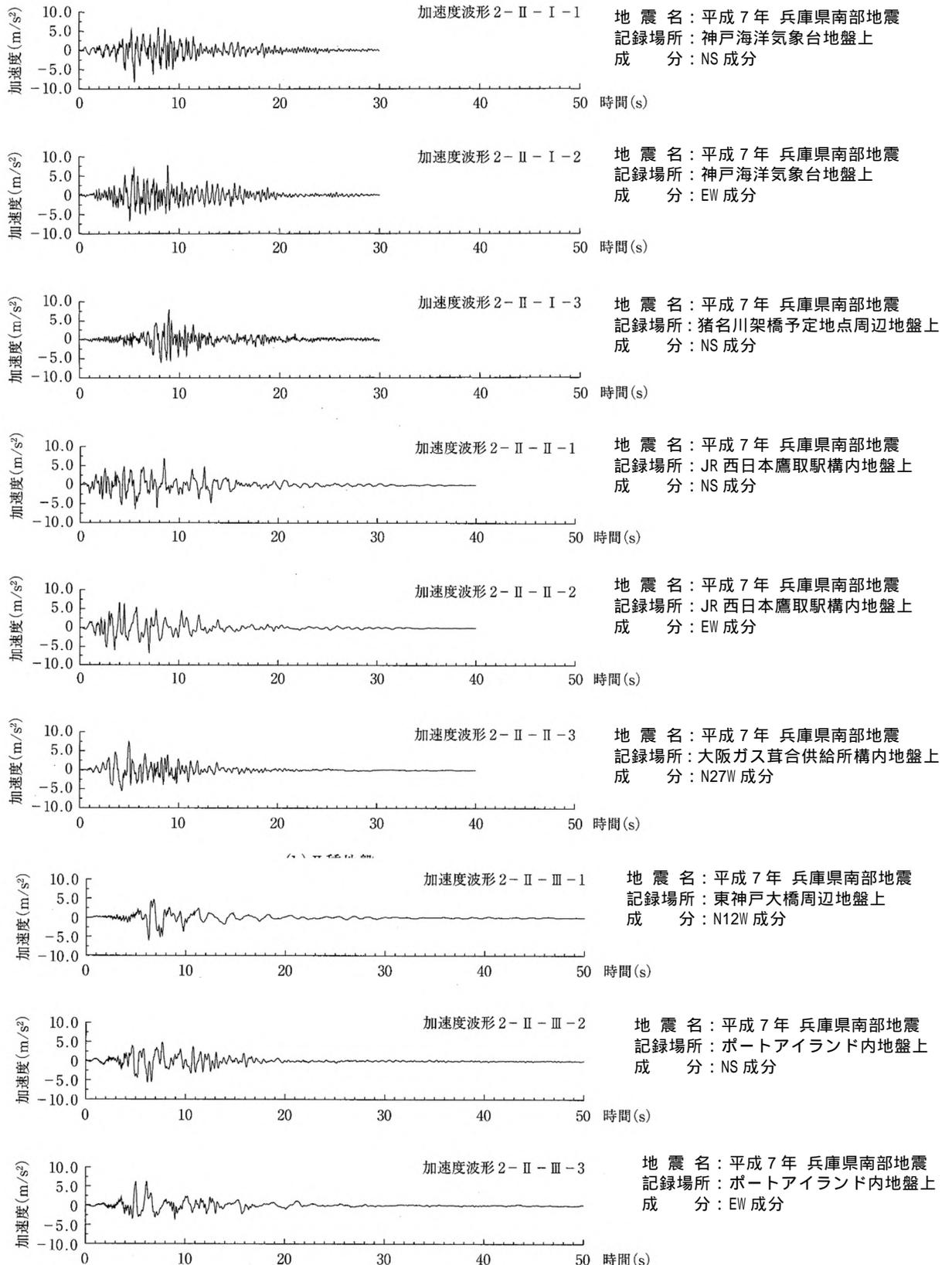
地震名：平成 23 年
 東北地方太平洋沖地震
 記録場所：山崎震動観測所地盤上
 成分：NS 成分



地震名：平成 23 年
 東北地方太平洋沖地震
 記録場所：土浦出張所構内地盤上
 成分：EW 成分

(c) III 種地盤

図 8.3.3 レベル 2 地震動 (タイプ) の標準加速度波形
 (出典)「道示 4.1.2, 図-解 4.1.3, P.77~78, H29.11.」に加筆



(c) III種地盤

図 8.3.4 レベル 2 地震動 (タイプ) の標準加速度波形
 (出典)「道示 4.1.2, 図-解 4.1.4, P.78~79, H29.11 .」に加筆

- (2) 橋の非線形応答を考慮するレベル2地震動では、地震動が繰返し作用する特性や継続時間は短くとも大きな振幅を有する地震動特性が、地震動の位相特性によっては非線形応答が生じにくい加速度波形となること等に留意し、位相特性の異なる振幅調整を行った加速度波形を少なくとも3波設定する。
- (3) 動的解析にあたり、一つの設計振動単位の中で下部構造の位置により耐震設計上の地盤種別が異なることが想定される場合、それぞれの地盤種別に対する地震動を下部構造の位置の地盤種別によらず、共通に作用させて解析を行い応答値を求める。
- (4) 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。一般には、橋軸方向及び橋軸直角方向の2方向に別々に入力すればよい。

8.3.3 解析方法

- (1) 動的解析に際しては、時刻歴応答解析を基本とし、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る。
- (2) レベル1地震動に対する動的解析は、弾性域における橋の動的特性を評価するため、モード解析による時刻歴応答解析による。
- (3) レベル2地震動に対する動的解析は、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するため、非線形時刻歴応答解析による。

(出典) 道示 5.2, p.116, H29.11.

- (1) 動的解析の方法は、昨今の動的解析の実施にあたっての解析方法等を踏まえ、「本手引き8.3.1」に示した時刻歴応答解析によることを基本とする。
- (2) レベル1地震動に対する動的解析は、弾性域における地震動に対する橋の挙動の把握及びより精度の高い応答値の算出が可能であるモード解析による時刻歴応答解析とする。
 応答値の算出はモード解析を基本とした手法であるため、選択するモードが考慮するモードに対する有効質量比(全体の総質量を1とした場合の各次モードに有効な質量の比)の合計が全体重量の90%以上となるように、橋の振動に影響を及ぼす振動モードが包括されていればよい。
- (3) レベル2地震動に対する動的解析は、塑性化を考慮する部材の非線形の効果を反映する方法として、下記の4手法が用いられている。
 非線形履歴モデルを用いた時刻歴応答解析法(非線形動的解析)
 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(非線形静的解析)と時刻歴応答解析法を組み合わせた方法
 上記の から の解析手法のうち、橋の非線形動的解析方法としては、「非線形履歴モデルを用いた時刻歴応答解析法」がよく用いられていることから、この方法を本手引きにおける解析方法とした。
 なお、非線形履歴モデルを用いた時刻歴応答解析法における逐次積分法としては、Newmark-法を用いるものとし、非線形領域での安定した解を得るため、 の標準値は1/4とする。

8.3.4 橋及び部材のモデル化*

- (1) 解析モデルは橋全体を質点、はり要素及びばね要素による骨組み構造によってモデル化する。
- (2) 橋全体系のモデル化は、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、地盤の抵抗特性等に応じて、適切にモデル化する。
- (3) 部材は、その力学的特性及び履歴特性に応じて適切にモデル化する。
- (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、適切にモデル化する。

(出典) 道示 5.2, p.116, H29.11.

- (1) 解析モデルは、構造物の形状を表現するために部材の重心位置に節点や質点を設け、各節点や質点の間を線形はり要素あるいは非線形はり要素及びばね要素により結んだ骨組み構造(フレームモデル)でモデル化する。

図8.3.5に骨組み構造モデルによる解析モデルの例を示す。

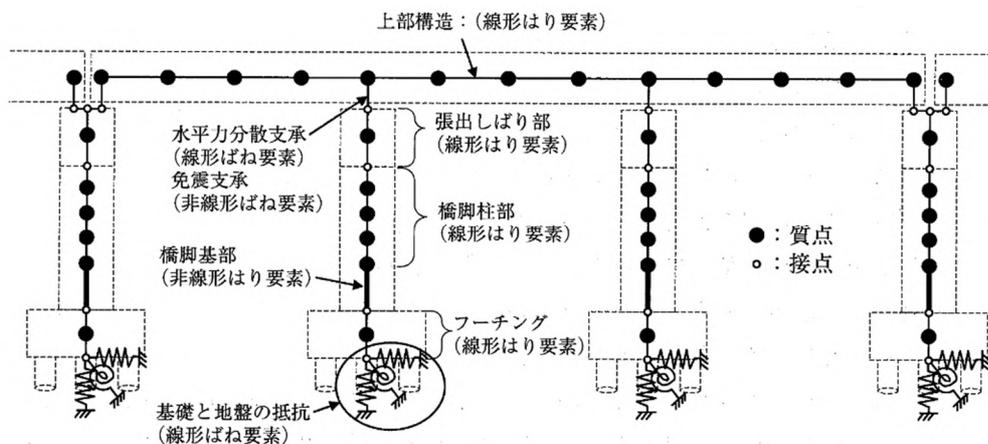


図8.3.5 骨組み構造モデルによる解析モデルの例

(出典) 道示 5.2, 図-解5.2.1, p120, H29.11.

- (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、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。

なお、節点の設定、部材のモデル化及び動的解析における初期状態等の基本的な考え方は、「道示 5.2(2)1」項の解説文に示される) から) の内容による。

また、部材重心位置に設ける質点には、死荷重による荷重効果を見込むことが必要なため、死荷重の荷重組合せ係数 p 及び荷重係数 q を乗じる。

- (3) 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、これに基づき非線形履歴モデルを設定する。

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 5.2(2)2」項の解説文に示される) から) の内容による。

なお、鉄筋コンクリート橋脚の非線形履歴モデルにおいては、塑性変形量に応じた剛性低下を表現できるモデルとして、剛性低下型モデルに Takeda モデル^{2), 3)}を用いる(Takeda, 1970)。Takeda モデルにおける除荷時剛性低下指数 の値は、応答塑性率の値に関わらず 0.5 とする。

(参考文献 2) Takeda et al.: Reinforced concrete response to simulated earthquakes, Journal of the structural Division, ASCE, Vo. 96, No. ST12, p.2257-2273, 1970.

3) 例えば、梅村ほか： 繰り返しによる耐力低下を考慮した鉄筋コンクリート部材の復元力特性のモデル化，コンクリート工学年次論文報告集，20-3，p. 1015-1020，1998．

(4) 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を適切に考慮できるようにする。動的照査法における粘性減衰のモデル化は、橋を構成する部材に減衰定数の標準値を与え、固有振動特性に応じて橋全体のモード減衰定数を評価する方法として、設計実務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る。

Rayleigh 型減衰モデルにおける各構造要素の減衰定数の標準値を表 8.3.2 に示す。

表 8.3.2 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		0.0	
橋脚	0.03	0.05	0.01： コンクリートを充填しない場合 0.02： コンクリートを充填する場合	0.02
基礎	0.1： 種地盤上の基礎及び 種地盤上の直接基礎 0.2： 上記以外の条件の基礎			

(出典)道示 5.2,表-解 5.2.1 ,p.131 ,H29.11 .

ゴム系の免震支承、すべり系の支承及び減衰力の速度依存性を非線形ばねでモデル化した制震装置のように高い初期剛性を有し、相対的に低い作用力で非線形化するという履歴特性でモデル化される部材等は、地震応答中の平均的な振動特性を表さない高い初期剛性を用いて対象とする設計振動単位に対する Rayleigh 型減衰モデルを設定した場合、減衰効果が過大に評価される傾向にある点に留意が必要である。

したがって、部材ごとに Rayleigh 型減衰モデルによる減衰行列を作成する方法を用いる等、初期剛性の高い部分の影響が粘性減衰効果として含まれないように配慮する。

「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。

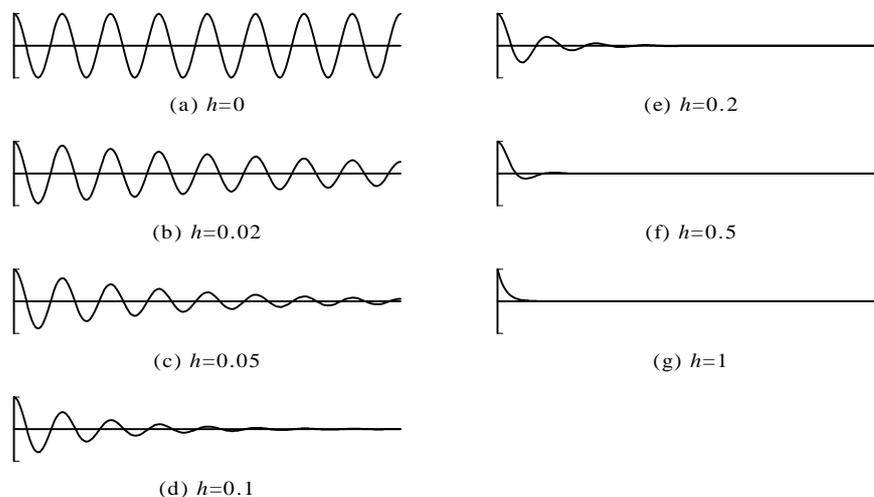


図 8.3.6 自由振動に及ぼす減衰定数の影響

(出典)土木研究センター:橋の動的耐震設計法マニュアル ,p. -6 , 図-1.8 ,H18.5 .

8.4 静的照査法による耐荷性能の照査方法

8.4.1 一般

- (1) 静的解析にあたっては、荷重漸増載荷解析及びエネルギー一定則を用いる。
- (2) 静的解析により応答値を算出するにあたり部材のモデル化は、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適切に行う。

(出典) 道示 5.3, p.132, H29.11.

- (1) 荷重漸増載荷解析は、地盤や構造物の非線形性を考慮したモデルに対して、設計水平震度を超える大きさの荷重を静的に漸増載荷して荷重と変位の関係を求め、橋の弾性挙動及び非線形挙動を推定する手法である。部材等の耐荷性能の照査では、設計水平震度に相当する荷重を作用させた際、生じる断面力等が部材等の限界状態に対応する制限値を超えなければ、その限界状態を超えないとみなすことができる。塑性化が生じる部材が明確でない場合、塑性化が生じる箇所を把握するために荷重漸増載荷解析を適用することができる。

ラーメン橋のように、橋脚基部以外の部位にも主たる塑性化を期待する場合、図8.4.1に示すように、橋全体系に対する荷重漸増載荷解析を行って降伏変位と橋の限界状態2及び限界状態3に相当する変位を求め、これらの値から各限界状態に対応する変位の制限値を求めればよい。

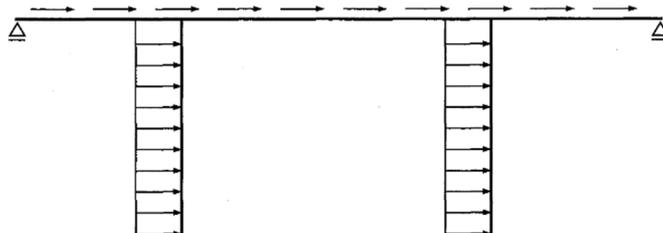


図8.4.1 荷重漸増載荷解析のモデルの例(ラーメン橋の場合)

(出典) 道示 5.3, 図-解5.3.2, p.133, H29.11.

エネルギー一定則は、弾塑性型の抵抗特性を有する1質点系構造物の地震動が作用するときの弾塑性応答により蓄えられるひずみエネルギーとほぼ同量となるという考え方に基づく近似的な解析手法である。

すなわち、エネルギー一定則とは上部構造の慣性力作用位置において橋脚に水平力を作用させた場合、図8.4.2のように水平力 P と水平変位 δ のような関係となり、橋脚基部が塑性化領域に入った場合には、 OAB と $OCDE$ の面積が等しくなるように弾塑性応答が生じるといったものである。

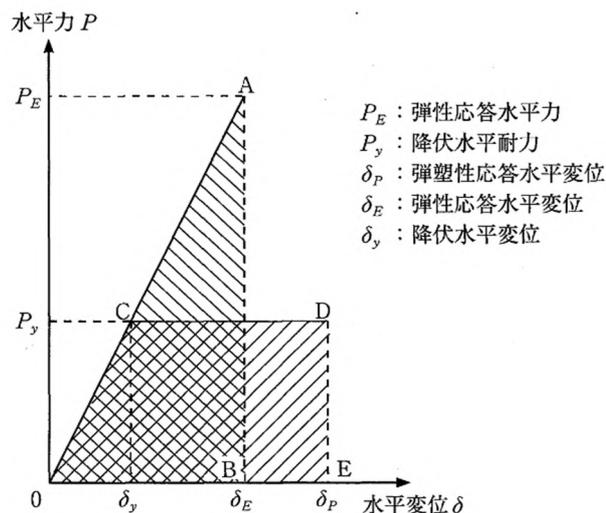


図8.4.2 エネルギー一定則に基づく構造物の弾塑性応答変位の推定

(出典) 道示 5.3, 図-解5.3.1, p.133, H29.11.

- (2) 静的解析により応答値を算出するにあたっての部材のモデル化は、橋の構造特性を踏まえて、橋の地震時の挙動を評価できるように、部材の材料特性、地盤の抵抗特性等に応じて、適切に行う。

コーヒ-ブレイク 

「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8.4.3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 10.8」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8.4.3 RC橋脚のせん断破壊による大規模な損傷の例
(出典)岡村ほか：コンクリート構造物被害，土木学会阪神大震災
震災調査第二次報告会資料，p.14，H7.3.

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 8.4.4、図 8.4.5 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。

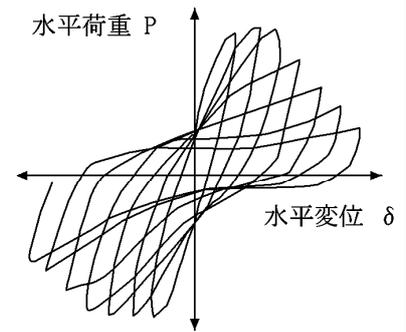
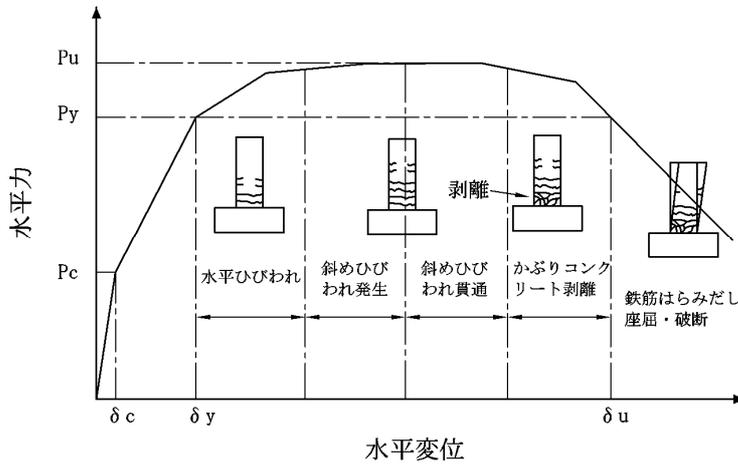


図 8.4.4 RC 橋脚の降伏以降の損傷状況

図 8.4.5 RC 橋脚の履歴特性

(出典) 土木学会：実務の先輩たちが書いた土木構造物の耐震設計入門，図-5.4.7，図-5.4.8，p.120，H13.10.

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 8.4.6 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）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。

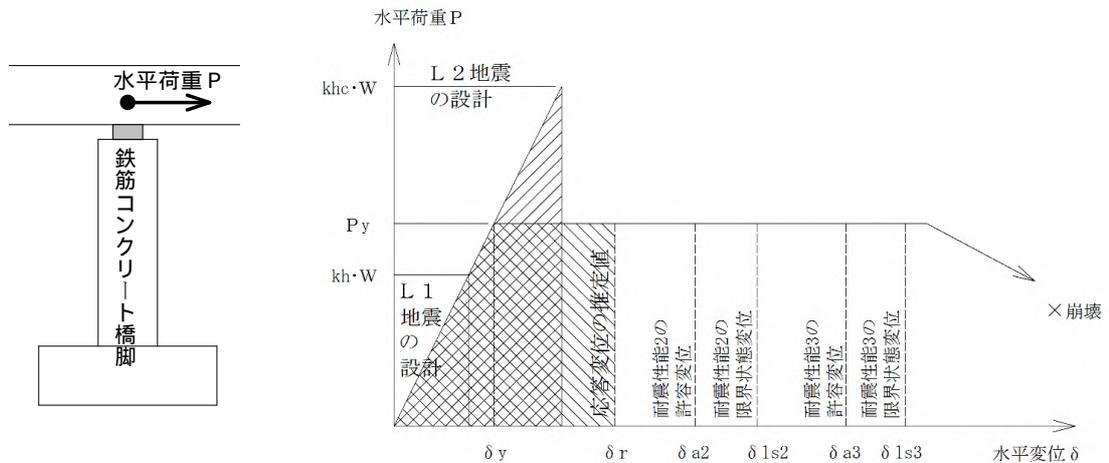


図 8.4.6 地震時保有水平耐力法の考え方

8.4.2 静的解析における慣性力*

静的解析による慣性力の大きさは、設計振動単位における固有周期を算出し、耐震設計上の地盤種別及び固有周期により設計水平震度を求め、構造物の重量に乗じて算出する。

(出典) 道示 4.1.3, p.81, H29.11.

慣性力の算出にあたっては、死荷重 D による荷重効果を見込むことが必要であるため、死荷重 D の荷重組合せ係数 ρ 及び荷重係数 q を重量に乘じ、設計水平震度に地震の影響 EQ の荷重組合せ係数 ρ 及び荷重係数 q を乗じる。

慣性力の算出は設計振動単位ごとに行うが、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と、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ついて区分して慣性力を算出する。

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。

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
図8.4.7に示すように、固有周期 T を算出する過程で、橋の各部に生じる断面力を求めておくことにより、「道示 4.1.3」に示される式(解4.1.1)により慣性力による断面力を算出する。

なお、斜橋では、両端の支承条件が橋軸方向に固定支承と可動支承となる単純桁の場合でも、土圧の水平成分の作用方向に慣性力を作用させる場合には、両端とも固定条件となり、設計振動単位が複数の下部構造とそれを支持している上部構造部分からなる場合に該当する。ただし、斜角 60° 以上の斜角が大きい斜橋では、計算の簡便さを考慮して直橋とみなし、橋軸方向及び橋軸直角方向の支承条件に応じて慣性力を求める。

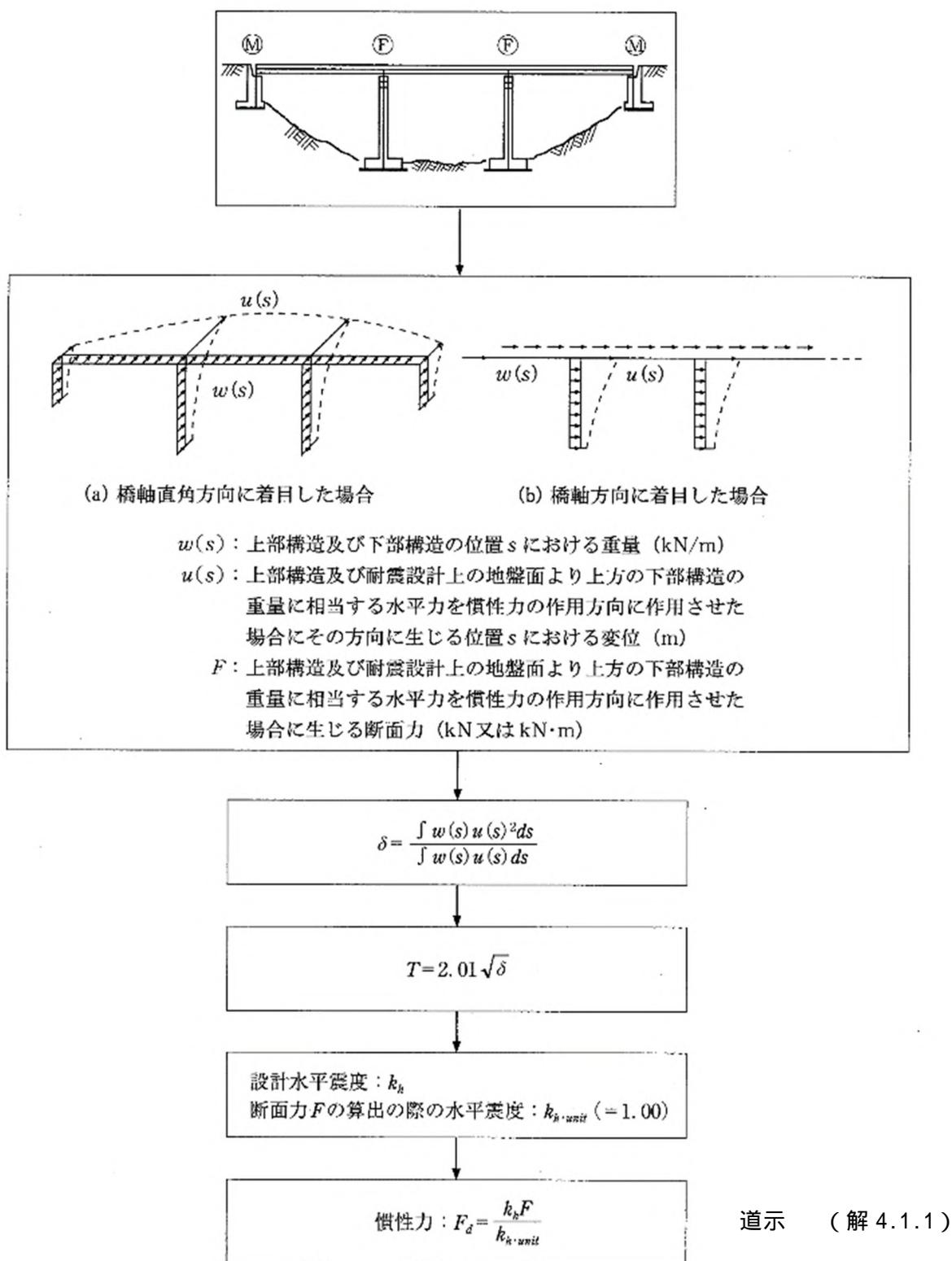
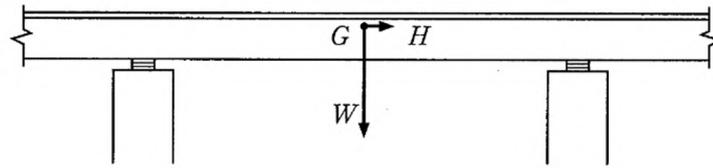


図 8.4.7 固有周期及び慣性力の算出の手順
(出典) 道示 4.1.5, 図-解 4.1.14, p.92, H29.11.

上部構造における慣性力の作用位置は、図 8.4.8 に示すように上部構造重心位置とするが、下部構造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 8.4.9 に示すように適切に設定する。



G：上部構造の重心

図 8.4.8 上部構造における慣性力の作用位置

(出典) 道示 4.1.3, 図-解 4.1.5, p.82, H29.11.

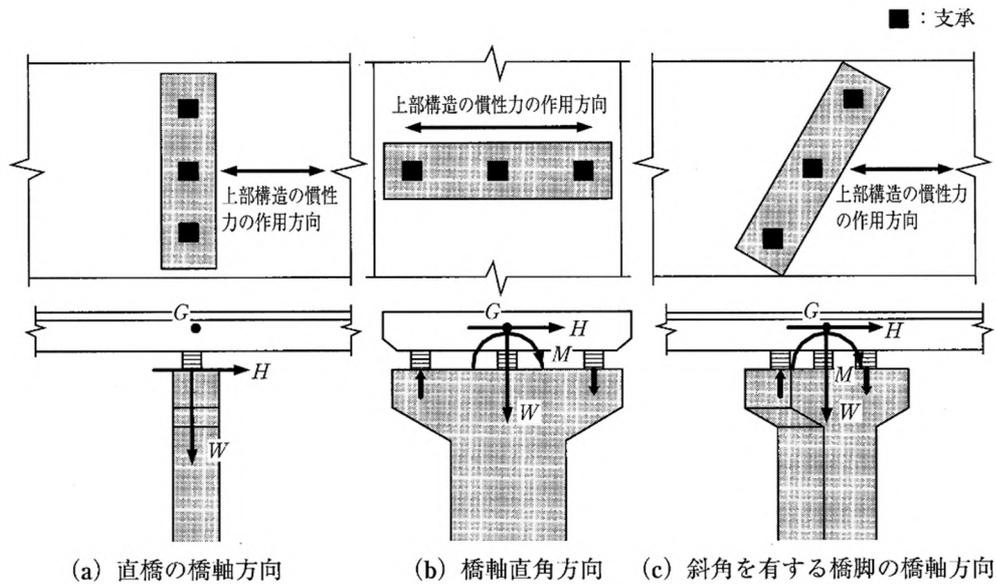


図 8.4.9 下部構造の耐震設計における上部構造慣性力作用位置と下部構造頂部に作用する荷重

(出典) 道示 4.1.3, 図-解 4.1.61, p.83, H29.11.

また、直橋の橋軸方向に対して支承部が回転を許す場合、下部構造設計における上部構造の慣性力の作用位置は、支承部の回転中心となるが、支承の高さの影響が比較的小さいことから支承底面とする。

なお、橋軸直角方向を設計の対象とする場合、上部構造の慣性力作用位置は、上部構造重心位置とする。

8.4.3 設計振動単位*

設計振動単位は、下部構造の剛性及び高さ、基礎とその周辺地盤の特性、上部構造の特性及び支持条件が橋の振動特性に及ぼす影響を考慮して、地震時に同一の振動をするとみなして慣性力の算出が行える構造系ごとに橋を分割し、適切に設定する。

(出典) 道示 4.1.4, p.83, H29.11.

設計振動単位は3つの橋の状態に対して、下記のように設定する。

複数の下部構造の頂部において一連の上部構造の支持条件が慣性力の作用方向に固定または弾性支持の場合

設計振動単位は、慣性力の作用方向に対して、それらの複数の下部構造とそれらが支持している上部構造部分からなる構造系を1つの設計振動単位とする。

図8.4.10及び図8.4.11に設計振動単位の設定例を示し、図中の固定または弾性支持の下部構造を含む点線で囲まれた範囲が1つの設計振動単位となる。

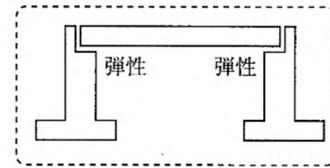
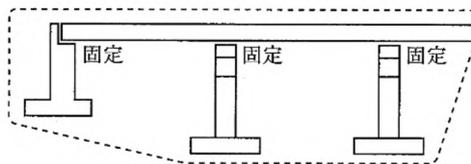
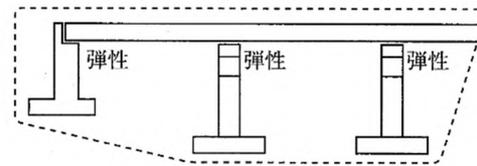
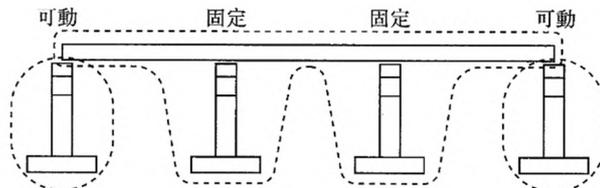


図8.4.10 橋軸方向に固定支持の場合
(出典) 道示 4.1.4, 図-解 4.1.7,
p.84, H29.11.

図8.4.11 橋軸方向に弾性支持の場合
(出典) 道示 4.1.4, 図-解 4.1.8,
p.84, H29.11.

また、アーチ橋やラーメン橋の場合を図8.4.12に示す。

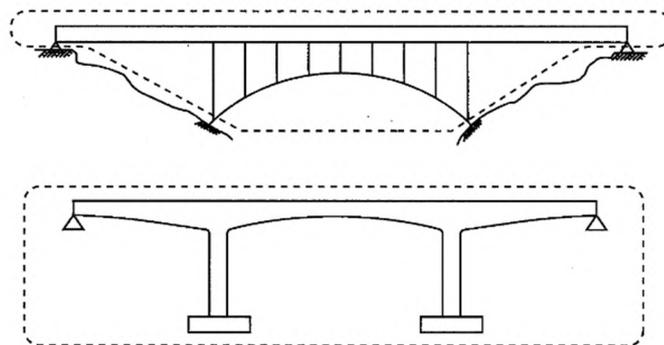


図8.4.12 アーチ橋、ラーメン橋の場合
(出典) 道示 4.1.4, 図-解 4.1.9, p.85, H29.11.

1 基の下部構造の頂部において上部構造の支持条件が慣性力の作用方向に固定または弾性支持の場合

設計振動単位は、慣性力の作用方向に対して、その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構造系を1つの設計振動単位とする。

図8.4.13及び図8.4.14に設計振動単位の設定例を示し、図中の固定支持の下部構造を含む点線で囲まれた範囲が1つの振動単位となる。

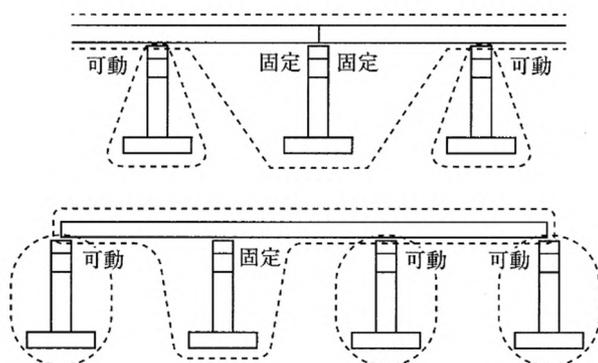


図 8.4.13 橋軸方向に一点固定の場合
(出典) 道示 4.1.4, 図-解 4.1.10,
p.85, H29.11.

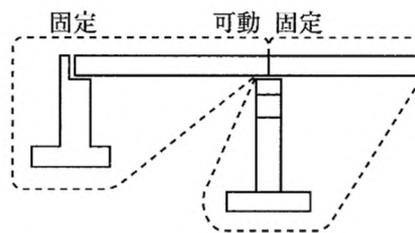


図 8.4.14 橋軸方向に固定・可動の場合
(出典) 道示 4.1.4, 図-解 4.1.11,
p.85, H29.11.

下部構造の頂部において上部構造の支持条件が慣性力の作用方向に可動支持の場合：
設計振動単位は、慣性力の作用方向に対して、その1基の下部構造のみからなる構造系を
1つの設計振動単位とする。

図 8.4.13 及び図 8.4.15 に設計振動単位の設定例を示し、図中の可動支持の下部構造を含む点線で囲まれた範囲が1つの設計振動単位となる。

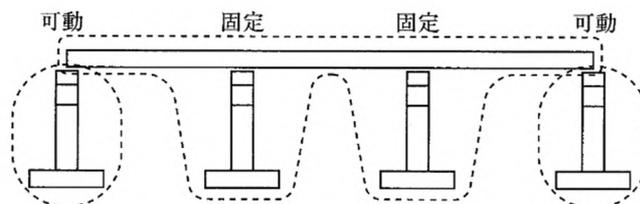


図 8.4.15 橋軸方向に可動支持の場合
(出典) 道示 4.1.4, 図-解 4.1.7, p.84, H29.11.

なお、斜橋の場合、支承条件が橋軸方向に固定・可動の場合にも、土圧の水平成分作用方向に慣性力を作用させる場合には両端ともに固定条件となるため、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構造として取扱う。

また、橋軸直角方向に対しては、 の場合が該当するため、図 8.4.17 に示す点線で囲まれた範囲を1つの設計振動単位とする。

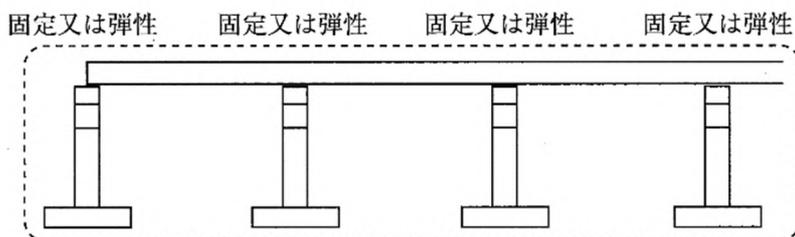


図 8.4.16 橋軸直角方向に固定又は弾性支持の場合
(出典) 道示 4.1.4, 図-解 4.1.12, p.86, H29.11.

8.4.4 設計振動単位の固有周期*

- (1) 設計振動単位の固有周期は、橋を構成する各部材等の変形の影響を考慮して適切に算出する。
- (2) 設計振動単位の固有周期は、設計振動単位に応じた算出方法により算出し、耐震設計上ごく軟弱な土層または液状化が生じると判定される土層を有する場合、耐震設計上の土質定数の低減を行わずに固有周期を算出する。

(出典) 道示 4.1.5, p.86, H29.11.

- (1) 構造部材には、非線形履歴特性を有する部材のように、変形の大きさによって剛性が大きく変化するものがあり、設計振動単位の固有周期の算出にあたっては、この影響を下記のように考慮する。

レベル1地震動を考慮する設計状況における部材等の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を、レベル2地震動を考慮する設計状況に対する各限界状態に対する照査では、橋脚の降伏剛性をそれぞれ用いる。

上部構造及び基礎構造の剛性は、レベル1地震動及びレベル2地震動のいずれを考慮する設計状況における部材等の耐荷性能の照査を行う場合にも、一般には全断面を有効とみなして算出する。

地震時水平反力分散構造に用いる弾性支承の場合で、変形によって剛性がほとんど変わらない範囲で用いる場合には、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り変化する支承では、有効設計変位に相当する等価剛性を用いる。

なお、設計振動単位の固有周期の算出にあたっては、設計状況を踏まえて、考慮する構造物の重量には死荷重 D の荷重組合せ係数 ρ 及び荷重係数 q を考慮する。

- (2) 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または1基の下部構造のみからなる場合、固有周期は「道示 4.1.5」に規定される式(4.1.2)により算出する。

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、固有周期は「道示 4.1.5」に規定される式(4.1.3)及び式(4.1.4)により算出する。

なお、設計振動単位が、支承部に弾性支承を用いた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または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、骨組みモデルにより静的解析を行い、固有周期を算出することができる。骨組みモデルの作成にあたっては、上部構造及び下部構造の二次部材を無視した主要な部材だけを考慮した剛性と重量の分布を算出し、橋をモデル化する。骨組みモデルの作成にあたっての留意事項を下記に示す。

部材の剛性を算出する。

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。

基礎地盤の変形の影響は、基礎の抵抗を表すばねによって考慮する。

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。

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。

上下部構造間の相対変位に対する拘束条件は、支承形式に応じて適切に設定する。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。

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、[道示 4.1.5](#)に示したように拘束条件を適切にモデル化する。

上記により作成した骨組みモデルに、上部構造及び耐震設計上の地盤面から上方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、その方向に生じる変位を「[道示 4.1.5](#)」に示される式(解 4.1.10)により求める。

8.4.5 設計水平震度

- | |
|--|
| <p>(1) レベル1地震動の設計水平震度は、「道示 4.1.6」に規定される式(4.1.5)により算出する。ただし、算出した設計水平震度の値が0.10を下回る場合、レベル1地震動の設計水平震度を0.10とする。</p> <p>(2) レベル2地震動(タイプ)の設計水平震度は、「道示 4.1.6」に規定される式(4.1.6)により算出する。</p> <p>(3) レベル2地震動(タイプ)の設計水平震度は、「道示 4.1.6」に規定される式(4.1.7)により算出する。</p> <p>(4) 土の重量に起因する慣性力の算出に用いる地盤面における設計水平震度は、「道示 4.1.6」に規定される式(4.1.8)、式(4.1.9)及び式(4.1.10)により算出する。</p> <p>(5) 慣性力の算出にあたっては、設計振動単位ごとに算出される同じ設計水平震度を用いる。ただし、土の重量に起因する慣性力の算出にあたっては、各下部構造位置における地盤種別に応じて算出される地盤面における設計水平震度を用いる。</p> |
|--|

(出典) [道示 4.1.6](#), p.93~95, H29.11.

- (1) レベル1地震動の設計水平震度の算出における、地盤種別及び固有周期別の設計水平震度の標準値 k_{r0} は、[表 8.4.1](#)のとおりである。

表 8.4.1 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		
種	$T < 0.1$ $k_{h0} = 0.431T^{1/3}$ ただし、 $k_{h0} = 0.16$	$0.1 < T < 1.1$ $k_{h0} = 0.20$	$1.1 < T$ $k_{h0} = 0.213T^{-2/3}$
種	$T < 0.2$ $k_{h0} = 0.427T^{1/3}$ ただし、 $k_{h0} = 0.20$	$0.2 < T < 1.3$ $k_{h0} = 0.25$	$1.3 < T$ $k_{h0} = 0.298T^{-2/3}$
種	$T < 0.34$ $k_{h0} = 0.430T^{1/3}$ ただし、 $k_{h0} = 0.24$	$0.34 < T < 1.5$ $k_{h0} = 0.30$	$1.5 < T$ $k_{h0} = 0.393T^{-2/3}$

(出典) 道示 4.1.6, 表-4.1.1, p.93, H29.11.

表 8.4.1 を図示すると、図 8.4.18 のようになる。

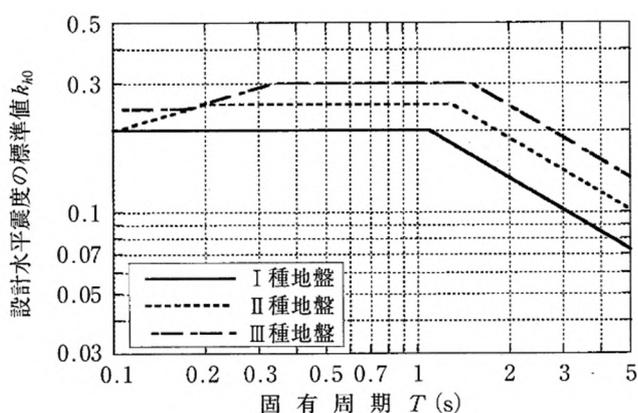


図 8.4.17 レベル 1 地震動の設計水平震度の標準値 k_{h0}

(出典) 道示 4.1.6, 図-解 4.1.15, p.96, H29.11.

なお、免震橋の場合、橋の減衰定数 h の評価にあたり、レベル 1 地震動を考慮する設計状況ではレベル 2 地震動と同様の振動特性にはならず、橋の減衰定数 h を考慮することができないため、レベル 1 地震動を考慮する設計状況における橋の耐荷性能の照査では、橋の減衰定数 h に基づく補正は行わず、算出された設計水平震度の値をそのまま用いる。

(2) レベル2地震動(タイプ)の設計水平震度の算出における、地盤種別及び固有周期別の設計水平震度の標準値 K_{h0} は、表8.4.2のとおりである。

表8.4.2 レベル2地震動(タイプ)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		
種	$T < 0.16$ $K_{h0} = 2.58T^{1/3}$	$0.16 < T < 0.6$ $K_{h0} = 1.40$	$0.6 < T$ $K_{h0} = 0.996T^{-2/3}$
種	$T < 0.22$ $K_{h0} = 2.15T^{1/3}$	$0.22 < T < 0.9$ $K_{h0} = 1.30$	$0.9 < T$ $K_{h0} = 1.21T^{-2/3}$
種	$T < 0.34$ $K_{h0} = 1.72T^{1/3}$	$0.34 < T < 1.4$ $K_{h0} = 1.20$	$1.4 < T$ $K_{h0} = 1.50T^{-2/3}$

(出典) 道示 4.1.6, 表-4.1.2, p.94, H29.11.

表8.4.2を図示すると、図8.4.19のようになる。

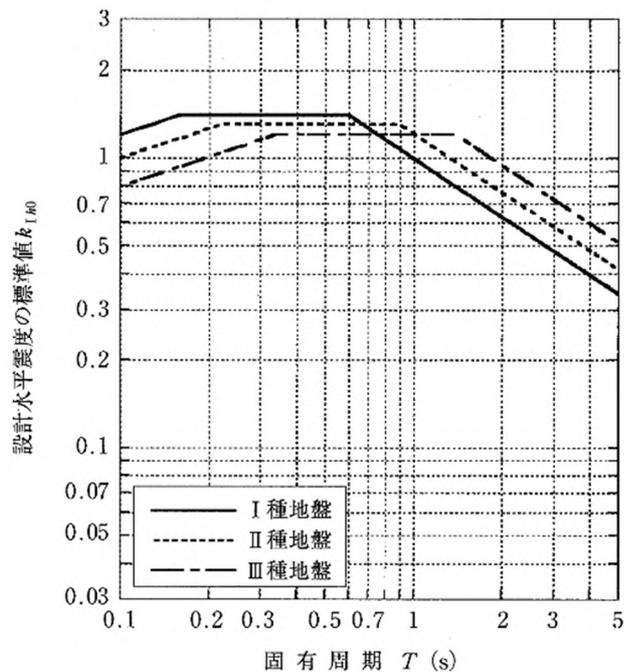


図8.4.18 レベル2地震動(タイプ)の設計水平震度の標準値

(出典) 道示 4.1.6, 図-解 4.1.16, p.97, H29.11.

- (3) レベル2地震動(タイプ)の設計水平震度の算出における、地盤種別及び固有周期別の設計水平震度の標準値 K_{h0} は、表8.4.3のとおりである。

表8.4.3 レベル2地震動(タイプ)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_{hc0} の値		
種	$T < 0.3$ $K_{h0} = 4.46T^{2/3}$	$0.3 \leq T < 0.7$ $K_{h0} = 2.00$	$0.7 < T$ $K_{h0} = 1.24T^{-4/3}$
種	$T < 0.4$ $K_{h0} = 3.22T^{2/3}$	$0.4 \leq T < 1.2$ $K_{h0} = 1.75$	$1.2 < T$ $K_{h0} = 2.23T^{-4/3}$
種	$T < 0.5$ $K_{h0} = 2.38T^{2/3}$	$0.5 \leq T < 1.5$ $K_{h0} = 1.50$	$1.5 < T$ $K_{h0} = 2.57T^{-4/3}$

(出典) 道示 4.1.6, 表-4.1.3, p.94, H29.11.

表8.4.3を図示すると、図8.4.20のようになる。

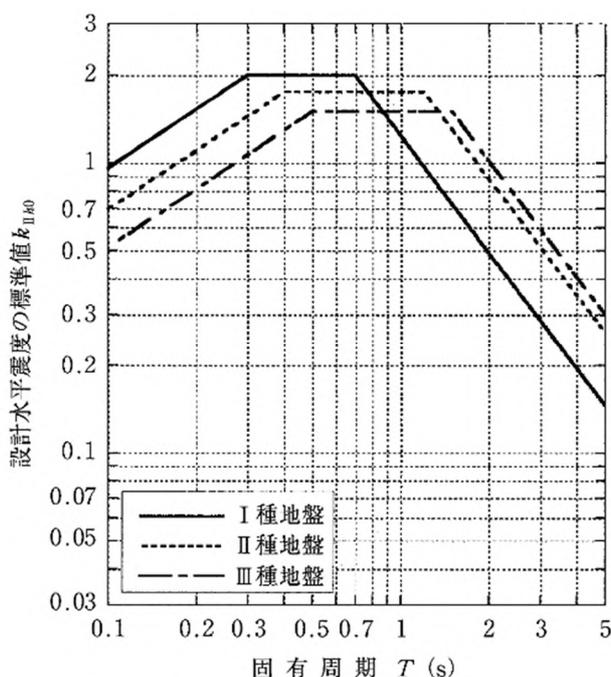


図8.4.19 レベル2地震動(タイプ)の設計水平震度の標準値

(出典) 道示 4.1.6, 図-解4.1.17, p.98, H29.11.

- (4) 土の重量に起因する慣性力や地震時土圧には、橋の振動が大きく影響しないため、これらの算出にあたっては、地盤面における設計水平震度を用いる。
- (5) 一つの設計振動単位の中で地盤種別が変化した場合、下部構造ごとに異なる設計水平震度を与えるが、設計振動単位ごとには同じ設計水平震度の値を用いる。
- したがって、設計振動単位内において各下部構造ごとに求めた設計水平震度のうち、最も大きな値を用いる。

8.4.6 橋脚基礎の照査*

- (1) レベル2地震動に対して、橋脚基礎に塑性化を期待しない場合、基礎に作用する慣性力等の力に対して橋脚基礎が基礎の限界状態1を越えないことを確認する。
- (2) レベル2地震動に対して、橋脚基礎の塑性化を期待する場合、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に留めるため、橋脚基礎が基礎の限界状態2に相当する変形量の制限値を超えないことを確認する。
- (3) 橋脚基礎の応答値は、基礎に作用する慣性力等の力を考慮して算出し、橋に影響を与える液状化が生じると判定される場合、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。
- (4) 地盤振動変位による局所的な影響に対しては、構造条件及び地盤条件等を適切に考慮して必要な配慮を行う。

(出典) 道示 10.2, p.234, H29.11.

- (1) 橋脚基礎に塑性化を期待しない場合、橋脚基礎には橋脚の終局水平耐力と同等以上の水平耐力を保有するように設計する。この場合、想定外の挙動により基礎が塑性化することを考慮して、基礎に適切な塑性変形能を有するように構造細目等で配慮する。

図8.4.2.1に橋脚基礎に塑性化を期待しない場合における橋脚基礎の設計の概念図を示す。

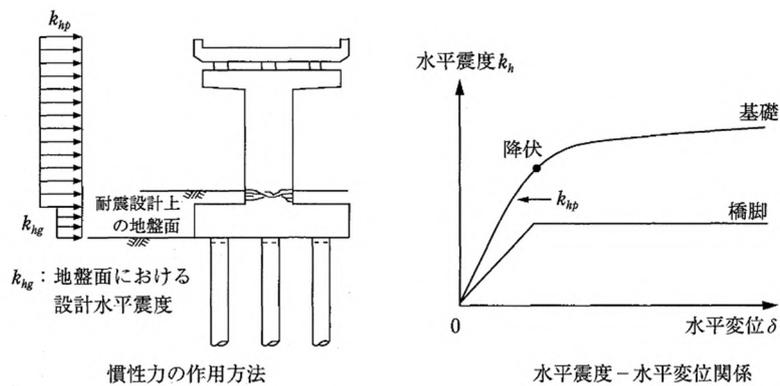


図8.4.2.0 橋脚基礎の設計の概念図(橋脚基礎に塑性化を期待しない場合)

(出典) 道示 10.2, 図-解 10.2.1, p.237, H29.11.

- (2) 橋脚基礎に塑性化を期待する場合、橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度に相当する水平力に対して、橋脚基礎の応答塑性率及び応答変位を算出し、塑性率及び変位の制限値を超えていないことを確認する。

橋脚基礎に作用する力及び橋脚基礎の応答塑性率や応答変位の算出は、「道示 10.3」及び「道示 10.4」の規定による。

図8.4.2.2に橋脚基礎の塑性化を期待する場合における橋脚基礎の設計の概念図を示す。

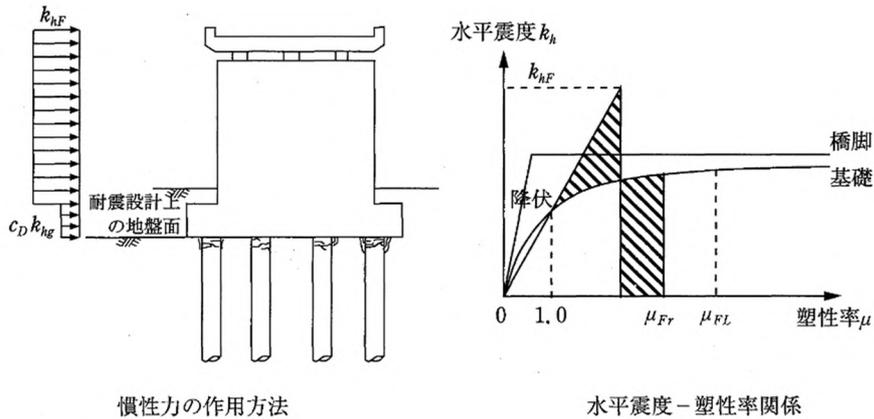


図 8.4.2.1 橋脚基礎の設計の概念図（橋脚基礎に塑性化を期待する場合）
 （出典）道示 10.2，図-解 10.2.1，p.237，H29.11．

- (4) 杭基礎等の柔な構造の場合、地盤振動変位に対して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る。
 場所打ち杭や PHC 杭のようなコンクリート系の杭基礎に対しては、「道示 10.10.5」や「道示 10.10.2」の規定に基づき帯鉄筋やスパイラル鉄筋を配置する。

8.4.7 橋台基礎の照査*

- (1) 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では、レベル 2 地震動に対して、基礎の限界状態 2 及び限界状態 3 を超えないことを確認する。
- (2) レベル 2 地震動に対して、橋台基礎の塑性化を期待する場合、橋台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に留めるため、橋台基礎が基礎の限界状態 2 に相当する塑性率の制限値を超えないことを確認する。
- (3) 橋台基礎が、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又はレベル 2 地震動に対する橋台の荷重支持条件がレベル 1 地震動に対する荷重支持条件と異なる場合を除き、レベル 1 地震動を考慮する設計状況に対して、橋台基礎が限界状態 1 及び限界状態 3 を超えない場合、レベル 2 地震動を考慮する設計状況に対して基礎構造の限界状態 2 及び限界状態 3 を超えないとみなす。
- (4) 地盤振動変位による局所的な影響に対しては、構造条件及び地盤条件等を適切に考慮して必要な配慮を行う。
- (5) 橋脚と同様の振動特性を有する橋台の基礎は、橋脚基礎として設計を行う。

(出典) 道示 10.2，p.243，H29.11．

- (1) 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では、基礎に塑性化が生じた場合でも過大な残留変位が生じないようにするため、レベル 2 地震動に対して、基礎の限界状態 2 を超えないことを確認する。
 ただし、両端に橋台を有する橋長 25 m 以下の単径間の橋等、既往の被災事例やその損傷状況を踏まえ、明らかに橋の限界状態 2 及び橋の限界状態 3 を超えないとみなすことができ、橋の機能の速やかな機能回復が著しく困難とはならないと判断される橋については、レベル 2 地震動に対する橋台基礎の照査を行わない。

- (2) 橋台基礎に塑性化を期待する場合、橋台基礎の照査に用いる設計水平震度に相当する水平力に対して、橋台基礎の応答塑性率を算出し、塑性率の制限値を超えていないことを確認する。

橋台基礎に作用する力及び橋台基礎の応答塑性率の算出にあたっては、「道示 11.3」及び「道示 11.4」の規定による。

図8.4.2.3に逆T式橋台の基礎設計において考慮する慣性力と地震時土圧を示す。

なお、慣性力及び地震時土圧については、「本手引き 8.1.4」に示す地震の影響を考慮する状況により慣性力は「道示V 4.1」、地震時土圧は「道示V 4.2」の規定に基づき考慮する。

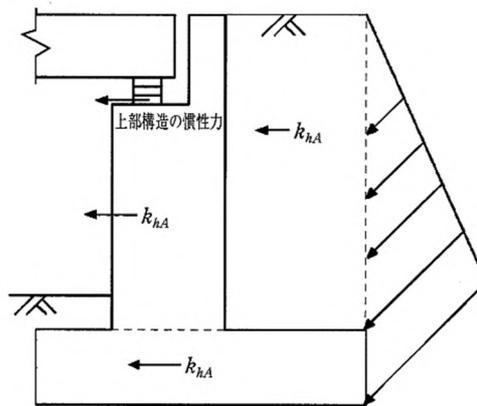


図8.4.2.2 逆T式橋台の基礎設計において考慮する慣性力と地震時土圧
(出典) 道示 11.3, 図-解 11.3.1p.248, H29.11.

- (3) 橋台基礎については、その損傷の順序をも制御した設計ではないため、部材がレベル1地震動に対して限界状態1及び限界状態3を超えない場合、レベル2地震動に対して部材が塑性化したとしても、限界状態2及び限界状態3を超えておらず、下部構造全体として部材等の限界状態2及び限界状態3を超えていないとみなす。
- (4) 「本手引き 8.4.6 橋脚基礎の照査」における(4)に同じ。
- (5) 背面土等がない特殊な橋台や橋台背面に軽量盛土を用いた場合、橋脚と同じような振動特性を示すことが想定されるため、橋脚と同様の設計を行う。

コーヒ-ブレイク 

「応答塑性率と許容塑性率」

応答塑性率とは、塑性変形に関する部材断面に生じる最大応答変位 r と部材断面の降伏変位 y の比率であり、 r/y で表現されます。

したがって、部材断面に塑性化が生じている場合には、応答塑性率は1を超える無次元量となります。

これに対して許容塑性率とは、保有じん性率と言われる塑性変形に関する部材断面の終局変位 u と部材断面の降伏変位 y の比率 u/y に対し、安全係数を考慮して減じた値を呼びます。許容塑性率は、部材が許容できる損傷状態を定量的に表す指標として用いられています。

8.4.8 上部構造の照査*

- (1) 上部構造は、修復性や耐荷力の急激な低下の恐れ等の観点より、塑性化を期待する部材として選定せずに、上部構造を構成する全ての部材等が部材等の限界状態 1 及び限界状態 3 を超えないことを確認する。
- (2) プレストレストコンクリート箱桁の上部構造は、実験等により適切に制限値等が設定されているため、レベル 2 地震動を考慮する設計状況に対して、上部構造が可逆性を有すると考えられる限界の状態を限界状態 1 とし、可逆性を失うものの、耐力を完全には失わない限界の状態を限界状態 3 とする。

(出典)「道示 12.1, p.251, H29.11 .」に基づき作成

- (1) 上部構造を構成する部材の限界状態だけでは、変位の影響により構造全体に不安定化が生じ耐荷力の喪失に至ることが想定され、上部構造の限界状態を代表できない場合もあるため、上部構造を構成する全ての部材等とは、上部構造を構成する各部材だけではなく、それらから構成される耐荷機構を構成するうえで必要となる構造全体を含むものとする。
- (2) プレストレストコンクリート箱桁の上部構造を有するラーメン橋のように、上部構造に軽微な損傷が生じるが、可逆性を有するとみなせる範囲に留めることの優位性が考えられる場合がある。したがって、プレストレストコンクリート箱桁が地震による繰返し作用を受けた時の抵抗特性に基づき、主桁の限界状態 1 の曲率の制限値は、地震後に残留するひび割れ幅が 0.2 mm 程度以下となる状態を目安としており、この状態の制限値としては表 8.4.4 のとおりである

表 8.4.4 プレストレストコンクリート箱桁の限界状態 1 に相当する曲率の制限値

照査の方向	応答曲げモーメントに対する引張縁側に、緊張した PC 鋼材を配置している場合	応答曲げモーメントに対する引張縁側に、緊張した PC 鋼材を配置していない場合
橋軸方向	PC 鋼材が弾性限界に達する曲率	最外縁鉄筋が降伏点に達する曲率 ただし、永続作用支配状況での圧縮縁応力度が 2 N/mm ² 以上の場合は、最外縁鉄筋の引張ひずみが 0.005 に達する曲率
橋軸直角方向	ウェブの最外縁鉄筋が降伏又は PC 鋼材が弾性限界に達する曲率のいずれか小さい方	

(出典)道示 12.3, 表-解 12.3.1, p.254, H29.11 .

なお、表 8.4.4 に示す限界状態 1 に相当する曲率の制限値は、鋼材に付着があり、上フランジ幅に対する外ウェブ間の幅の比率が 0.54 の場合の実験結果に基づいて設定しているため、鋼材に付着がない場合や張出しフランジの比率が 0.54 より大きい場合には別途十分な検討が必要である。

主桁の限界状態 3 の曲率の制限値は、かぶりコンクリートが大きく剥離しない限界の状態とし、主桁に生じる最外縁のコンクリートの圧縮ひずみが 0.002 に達するときとする。これは、プレストレスによる初期ひずみを含めた PC 鋼材の引張ひずみが JIS に規定される PC 鋼材の伸びの最小値である 0.035 に達するときよりも小さくすることが必要であることから主桁の限界状態 3 の曲率の制限値としたものである。

8.5 地盤の液状化

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ような、橋に影響を与える液状化が生じると判定される土層の場合、地震の影響を考慮する設計状況における耐荷性能の照査に、その影響を考慮する。
- (2) 地震の影響を考慮する設計状況における耐荷性能の照査にあたり、橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層に対しては、耐震設計上の土質定数を低減する。
- (3) 地震の影響を考慮する設計状況における耐荷性能の照査では、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場合について照査を行い、両者の耐荷性能の照査を満足させる。

(参考) 道示 7.1, p.161, H29.11.

- (1) 既往の震災事例では、飽和砂質土層に生じる液状化は、地震の影響を考慮する設計状況における耐荷性能の照査に大きな影響を及ぼすため、その影響を考慮した照査を行う。
- (2) 橋に影響を与える液状化が生じた地盤では、土の強度及び支持力が低下するため、その影響を耐震設計上の土質定数を低減することで考慮する。
- (3) 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、設計で考慮した状況とならないことも想定されるため、橋に影響を与える液状化が生じる場合と液状化が生じないとした場合について耐荷性能の照査を行う。

8.5.2 橋に影響を与える液状化の判定*

- (1) 地震時に橋に影響を与える液状化が生じる可能性のある、沖積層の土層で下記の条件全てに該当する場合、液状化の判定を行う。
 -) 地下水位が地表面から 10 m 以内にあり、かつ、地表面から 20 m 以内の深さに存在する飽和土層
 -) 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
 -) 50%粒径 D_{50} が 10 mm 以下で、かつ、10%粒径 D_{10} が 1 mm 以下である土層
- (2) 液状化に対する抵抗率 F_L 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 7.2」に規定される式(7.2.1)により算出し、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。

(出典) 道示 7.2, p.161 ~ 164, H29.11.

- (1) 液状化の判定を行う必要のある土層における沖積土層とは、第四紀のうち新しい地質時代(完新世)における堆積物及び埋立土による土層に概ね該当する。
液状化の可能性のある土層では、標準貫入試験により得られる試料の粒度試験、液性限界試験及び塑性限界試験を 1 m 間隔程度ごとに行う。
図 8.5.1 に液状化の判定を行う必要のある土層の選定手順を示す。

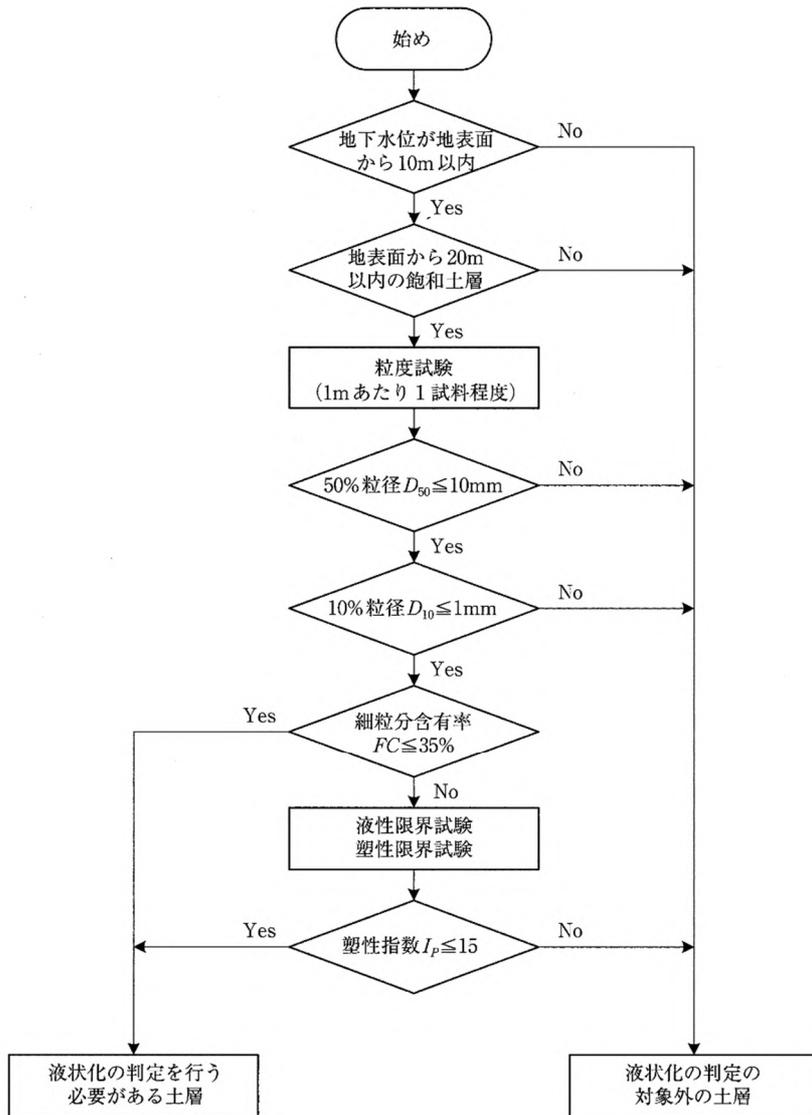


図 8.5.1 液状化の判定を行う必要がある土層の選定手順
(出典) 道示 7.2, 図-解 7.2.1, p.165, H29.11.

なお、液状化の判定の対象とする土層の基準面である地表面とは、橋梁完成後における地表面を指し、橋台の場合、橋台基礎前面側の地盤抵抗に着目するため、橋台前面側における完成後の地表面となる。

また、第四紀のうち古い地質時代（更新世）における堆積物による土層である洪積層は、一般に N 値が高く、続性作用により液状化に対する抵抗が高いこと、さらに地震による繰返しせん断に対して著しい剛性低下を生じにくいことから、橋に影響を与える液状化が発生する可能性は低い。このため、洪積層は液状化の判定の対象としない。

- (2) 液状化の判定は、層厚が 1 m 程度以上の連続した土層を対象に、標準貫入試験が実施された 1 m 間隔程度の深度において、各深度の N 値、物理特性等を適切に反映し、液状化に対する抵抗率 F_L を算出し、各深度における F_L により行う。

したがって、層厚が 1m 程度以上の連続した土層においては、標準貫入試験が実施された各深度において F_L を算出し、 F_L が 1.0 を下回る箇所がその土層に含まれる場合、その土層を橋に影響を与える液状化が生じる土層と判定する。

8.5.3 耐震設計上の土質定数を低減させる土層とその扱い*

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 の値に応じて定まる低減係数 D_E を乗じることで低減を行う。

(出典) 道示 7.3, p.169, H29.11.

低減係数 D_E を乗じて低減させる耐震設計上の土質定数は、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とする。

液状化に対する抵抗率 F_L の値に応じて定まる低減係数 D_E の値を表8.5.1に示す。

表8.5.1 耐震設計上の土質定数の低減係数 D_E

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

(出典) 道示 7.3, 表-7.3.1, p.169, H29.11.

なお、低減係数 D_E は、標準貫入試験が実施された深度において得られた液状化に対する抵抗率 F_L を土層ごとに平均した値を用いて、表8.5.1により求める。

8.6 落橋防止システム

8.6.1 基本的な考え方

- (1) 支承部を用いる上下部接続部には、その破壊により想定される大きな相対変位に対し、上部構造が容易に下部構造から落下しないような適切な対策として、耐震設計の観点から落橋防止システムを設ける。
- (2) 落橋防止システムは、桁かかり長、落橋防止構造及び横変位拘束構造にその機能や役割により区分され、設計で考慮する橋軸方向、橋軸直角方向及び回転方向の3方向に対し、独立して働くシステムとして構成する。
- (3) 落橋防止システムの設置は、橋の構造特性や架橋条件等を考慮した適切な方法とする。

(出典) 道示 10.4, p.183, H29.11.

道示 13.3.1, p.275, H29.11.

- (1) 橋の使用目的との適合性を満足するため、支承部が十分な耐荷機能を有するように設計することとは独立し、支承部を有する上下部接続部の落下が生じないように、フェールセーフ機能を持たせる。
- (2) 落橋防止システムは、支承部が破壊した後の上部構造の挙動を橋の構造条件等を踏まえて適切に想定し、上部構造が容易に落下しないようにするための対策の検討を行うことを基本とする。

落橋防止システムは、上下部接続部である支承部に破壊が生じた場合、不安定とならない下部構造形式とし、下記の2つの事項を想定し、3方向に対して独立して働くシステムとして、桁かかり長、落橋防止構造及び横変位拘束構造を考慮し、上部構造が下部構造頂部より容易に落下しないようにする。

) 上部構造が剛体として挙動すること

) 上部構造を支持する全ての支承部が破壊することを想定し、その後の上部構造の挙動には、支承部の強度や剛性、支点条件等の構造条件が影響しないこと

表8.6.1に桁かかり長、落橋防止構造及び横変位拘束構造の機能及び役割と標準的な設置する方向を示す。

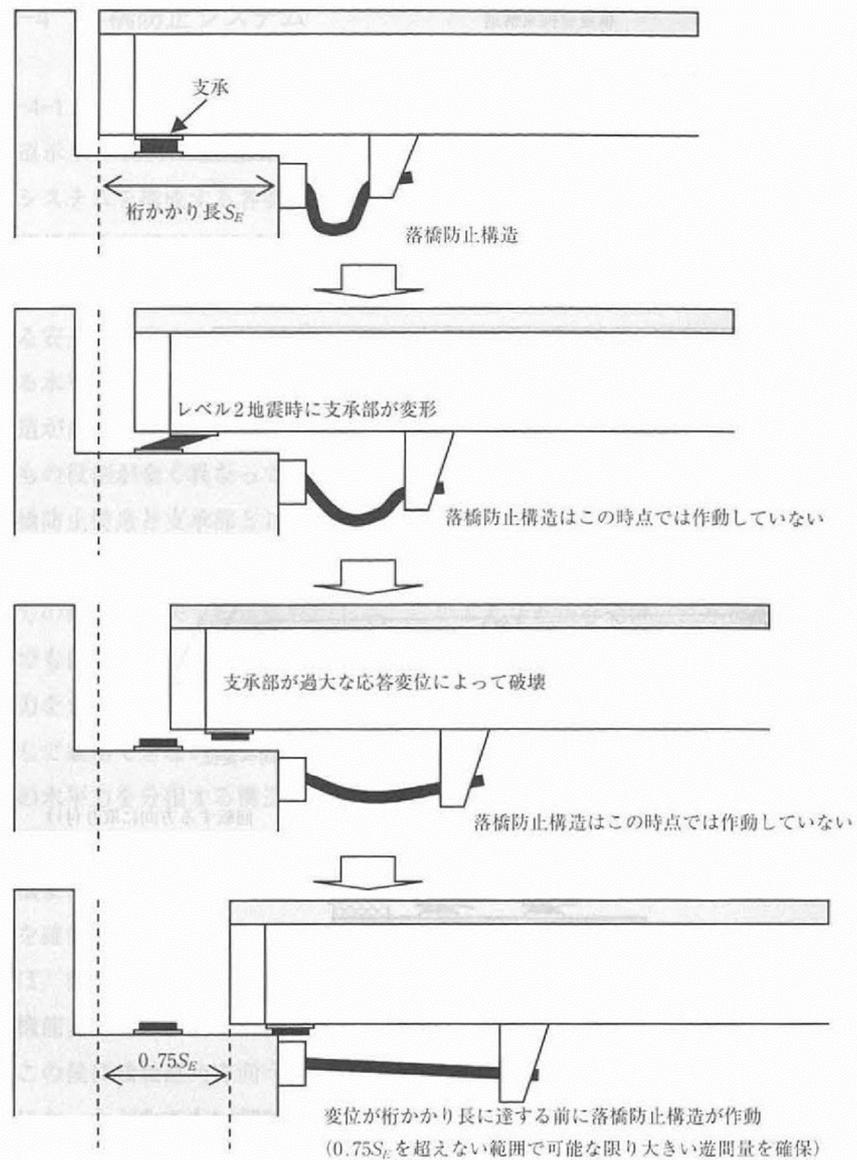
表8.6.1 落橋防止システムの役割と設置対象方向

種別	機能・役割	橋軸方向	橋軸直角方向	回転方向
落橋防止システム	桁かかり長	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	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	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のように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。	-	-

なお、ある落橋防止システムの構成要素をある方向に対して設計するとき、設計する方向以外の方向の力や変位が作用しないこと、または同時に作用したとしても設計で期待する機能を発揮できる場合については、独立して働くシステムとしてよい。

ただし、支承部の水平力を分担する構造と落橋防止構造は、類似した構造となる場合であっても、その機能が異なるため、兼用してはならない。

図 8.6.1 及び図 8.6.2 に設置する落橋防止システムと支承部の破壊後に上部構造が落下するまでの状況の一例を示す。



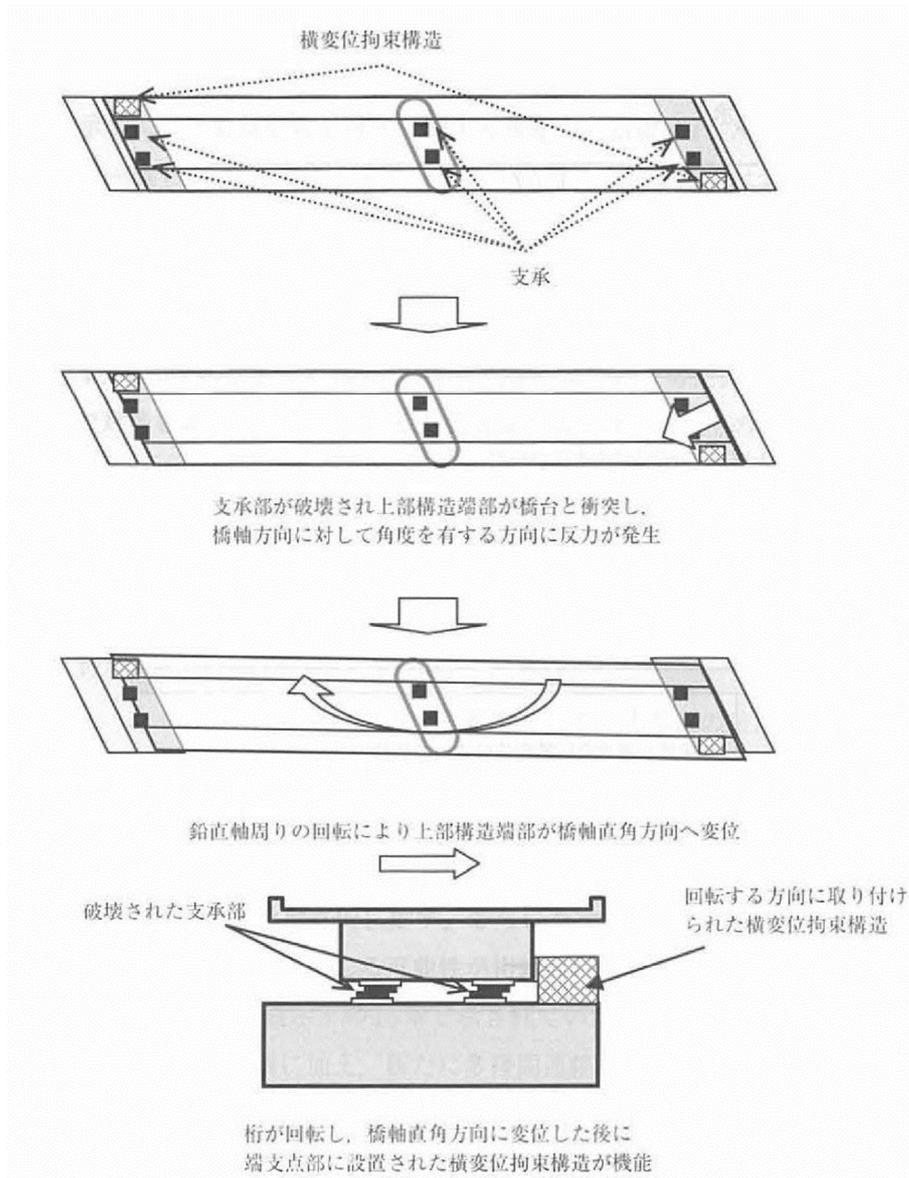


図 8.6.2 落橋防止システムの機能の概念図（橋軸直角方向）

（出典）道示 耐震設計編に関する参考資料 図-参 13.3, p.292, H27.3.

- (3) 落橋防止システムの設置にあたっては、容易に上部構造が落下しないようにするために、必ずしも上下部接続部にその相対変位を制限するようなフェールセーフ装置を取り付けるのではなく、橋の構造特性や架橋条件等を考慮したその他の方法も取り得るため、十分な検討を行う。

図 8.6.3 に標準的な橋の構造特性を考慮した落橋防止システムの設置に関する基本的な考え方を示す。

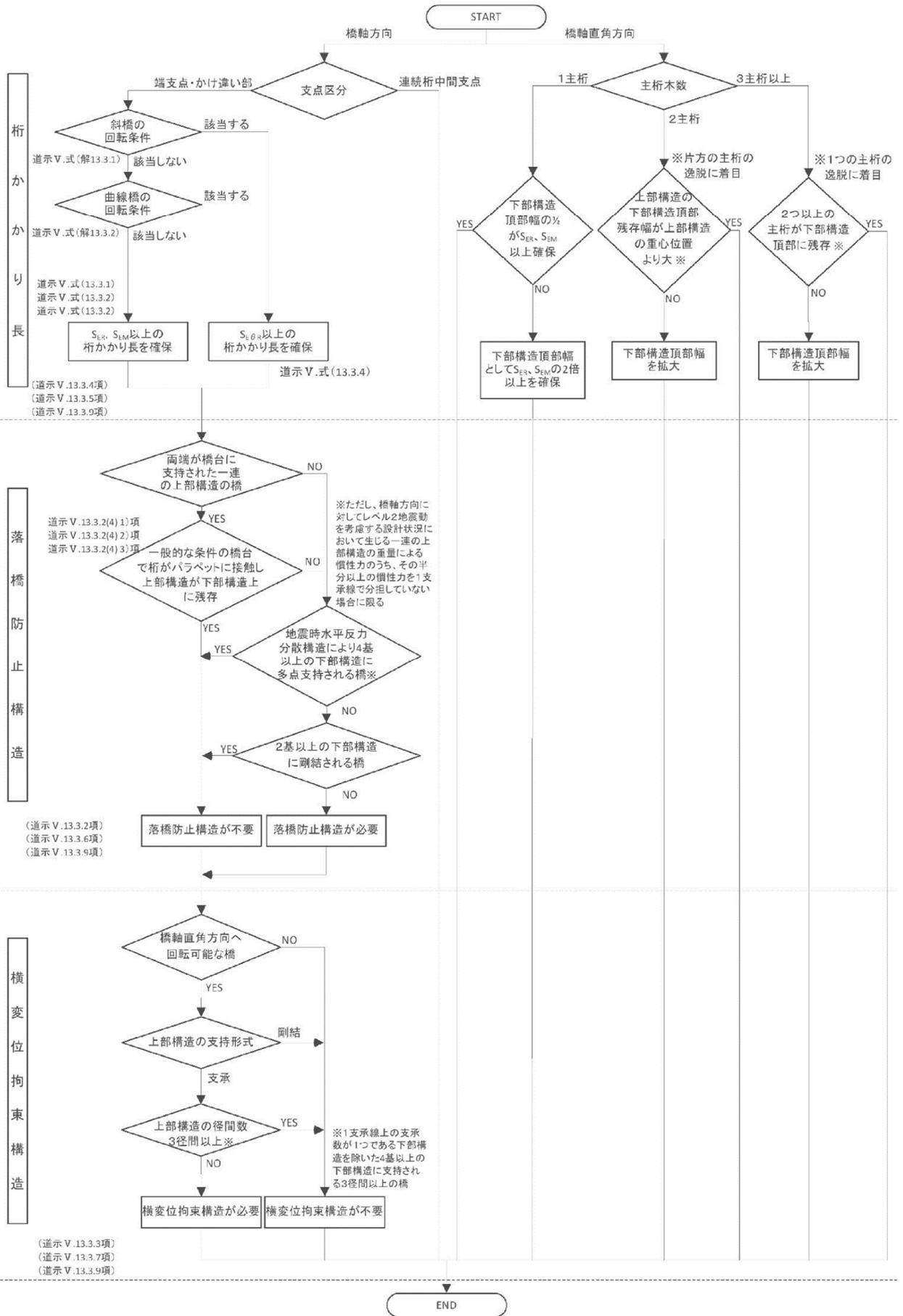


図 8.6.3 落橋防止システムの基本的な考え方

(出典)「東北地方整備局編：設計施工マニュアル[道路橋編]，p.2-32,H28.3.」に加筆修正

8.6.2 橋軸方向に対して上部構造が容易に落下しないための対策*

- (1) 橋軸方向に対して上部構造が容易に落下しないための対策は、必要桁かかり長を確保するとともに、落橋防止構造を設けることにより行う。
- (2) 橋軸方向に対する桁かかり長は、一連の上部構造の端支点部に、一連の上部構造端部から橋軸方向にその長さを確保する。
- (3) 落橋防止構造は、一連の上部構造を支持する支点部のうち、必要桁かかり長を確保した支点部に、上部構造がこれを支持する下部構造から橋軸方向に対する桁かかり長を超えて逸脱しない範囲で機能するように設置する。
- (4) 橋軸方向に対して、両端が橋台に支持された一連の上部構造を有する橋で、パラペットと橋台背面土圧が協働して落橋防止構造の役割を果たす場合、落橋防止構造と同等の役割を果たすとみなす。

(出典) 道示 13.3.2, p.276~277, H29.11.

(2) 橋軸方向に対する桁かかり長は、下記を満足するように確保する。

- 1) 必要桁かかり長は、一連の上部構造の端支点部において確保する。ただし、図8.6.4のように下部構造上の支点が上部構造の橋面の水平投影面上にない場合は、中間支点部であっても端支点部と同様に確保する。

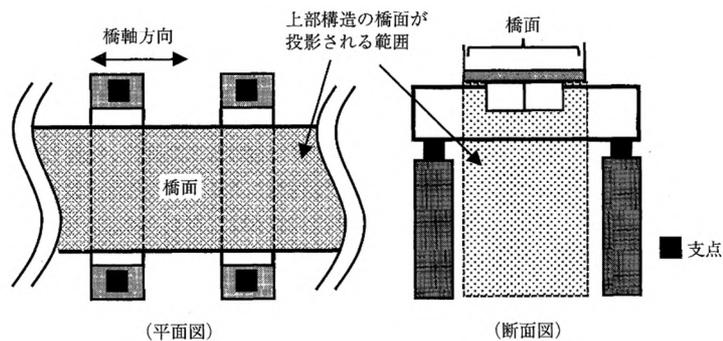


図8.6.4 下部構造上の支点が上部構造の橋面の水平投影面上にない構造の例

(出典) 道示 13.3.2, 図-13.3.1, p.277, H29.11.

- 2) 必要桁かかり長は、一連の上部構造端部から橋軸方向に確保する。

なお、落橋防止システムは橋軸方向、橋軸直角方向及び回転方向それぞれの方向に対して独立して働くシステムが協働して構築されることから、斜橋の場合であっても、橋軸方向の桁かかり長は橋軸方向に対して確保する。

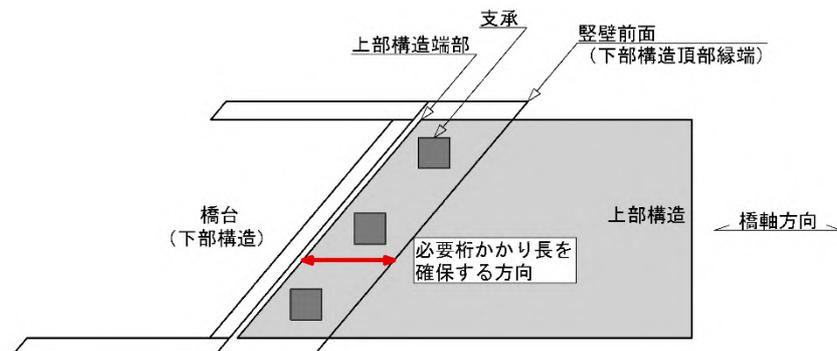


図8.6.5 橋軸方向の必要桁かかり長を確保する方向

3) 必要桁かかり長は、「道示 13.3.5(1)」及び「本手引き 8.6.5」の規定により算出する。

ここに、一連の上部構造を有する橋とは、単径間又は連続構造の複数径間の橋を指し、単径間の橋が連続する場合又は床版のみを連結し、主桁を連続構造としない構造は該当しない。

(3) 落橋防止構造は、下記を満足するように設置する。

1) 落橋防止構造は、「道示 13.3.6」及び「本手引き 8.6.6」に規定する構造とする。

2) 落橋防止構造は、一連の上部構造を支持する支点部のうち、必要桁かかり長を確保した支点部に設置する。

ただし、下部構造が上部構造の橋面の水平投影面上に無い場合、必要桁かかり長が確保された中間支点部には設置する必要は無い。

3) 落橋防止構造は、上部構造がこれを支持する下部構造から橋軸方向に対する桁かかり長を超えて逸脱しない範囲で機能させるため、橋軸方向の桁かかり長の0.75倍以下の範囲で機能するように設置する。

(4) 図8.6.6のように橋台パラペットを有すると共に、橋台背面に土圧が作用する橋台を有する橋では、支承部の破壊後に上部構造の橋軸方向の応答変位が大きくなった場合にも、上部構造の他端部が橋台パラペットに衝突し、パラペットや橋台背面の地盤抵抗により上部構造の応答が拘束されることから、落橋防止構造と同等の役割を果たすとみなせる。

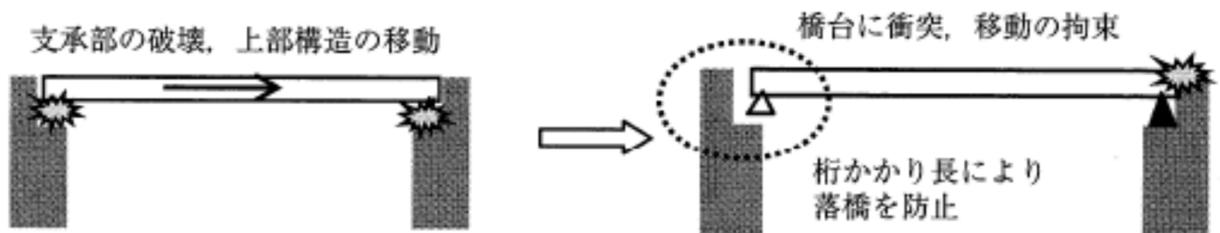


図8.6.6 両端が橋台に支持された一連の上部構造を有する橋の支承部破壊後の挙動
(出典) 道示 耐震設計編に関する参考資料 参 13.5, p.297, H27.3.

ただし、橋脚と同様の振動特性を有する橋台の場合には、該当しない。

また、両端が橋台であっても、図8.6.7のように上部構造の平面形状や橋台の位置関係によっては、上部構造の応答が拘束されない場合がある。このような場合には、落橋防止構造と同等の役割を果たすとみなさず、橋台パラペットに上部構造が接触するか否かにより判断を行う。

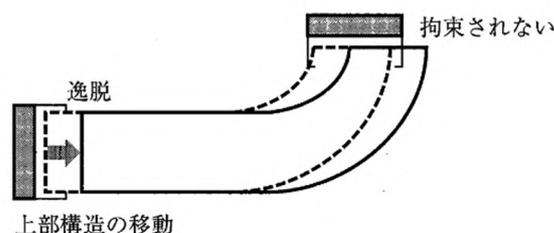


図8.6.7 橋軸方向の上部構造の変位が拘束されない橋の例
(出典) 道示 13.3.2, 図-解 13.3.1, P.279, H29.11.

同様に、図 8.6.8 のように桁かかり長に対して上部構造の他端部の遊間量が大きい場合、上部構造が橋台パラペットに衝突して応答が拘束される前に、下部構造頂部から逸脱する。このような場合も、落橋防止構造と同等の役割を果たすとみなせないため、十分な桁かかり長を確保する必要がある。

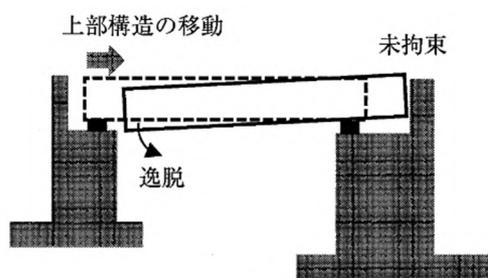


図 8.6.8 上部構造端部における遊間量が桁かかり長より大きい橋の例
(出典) 道示 13.3.2, 図-解 13.3.2, P.279、H29.11.

8.6.3 橋軸直角方向に対して上部構造が容易に落下しないための対策^{*}

橋軸直角方向に対して上部構造が容易に落下しないための対策は、必要桁かかり長を確保することにより行う。

(出典) 道示 13.3.3, p.279, H29.11.

橋軸直角方向に対して上部構造が容易に落下しないための対策として、橋軸方向に対する必要桁かかり長と同じだけの桁かかり長が確保されていることを、一連の上部構造を支持する中間支点部を含めた下部構造位置で照査する。

橋軸直角方向に対する桁かかり長は、下記を満足するように確保する。

- 1) 必要桁かかり長は、一連の上部構造の全ての支点部において確保する。
- 2) 必要桁かかり長は、橋軸直角方向に確保する。
- 3) 必要桁かかり長は、上部構造が下部構造に対して相対的に橋軸直角方向に「道示 13.3.5(1)」の規定により算出した長さ分だけ移動した場合に、上部構造が下部構造から逸脱しても安定した状態で下部構造上に留まることが出来る長さとする。

ここで、橋軸方向では上部構造の桁端部が下部構造縁端から逸脱することで上部構造は落下するが、橋軸直角方向に対しては桁端部の一部が逸脱しても必ずしも上部構造が落下するとは限らない。

したがって、橋軸直角方向に対しては、上部構造が不安定な状態となるまでの橋軸直角方向に対する相対変位が橋軸方向に対する必要桁かかり長に相当する長さより長ければ、上部構造が安定して下部構造上に留まることが出来ると判断される。図 8.6.9 に橋軸直角方向に上下部構造間の相対変位が生じた場合に、安定した状態で上部構造が下部構造上に残存しない例を示す。

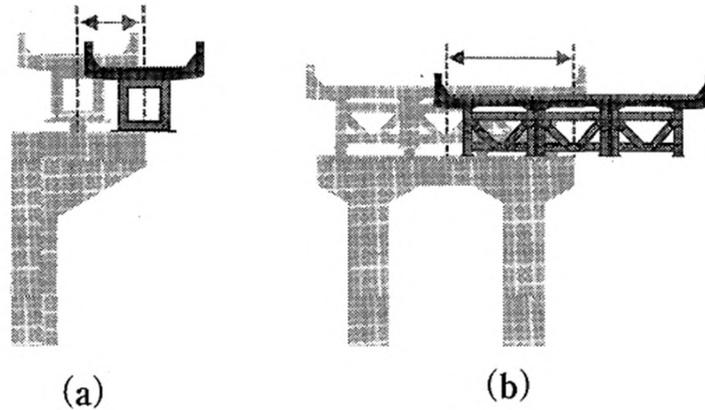


図8.6.9 橋軸直角方向の桁かかり長確保の考え方
(出典) 道示 13.3.3, 図-解 13.3.3, p.281, H29.11.

なお、斜橋や曲線橋の場合には、一連の上部構造を支持する各下部構造位置での橋軸直角方向に対する判断を行うことになるが、着目している下部構造以外の下部構造位置において想定される上部構造の他端部と橋台パラペットや隣接する上部構造による変位が拘束されるかどうかについては考慮しない。

したがって、橋軸直角方向の必要桁かかり長は、両側に確保するものとし、「安定な状態」及び「不安定な状態」は、移動量や橋の上部構造及び下部構造の条件により決まるものであるため、橋の条件に応じての判断が必要である。

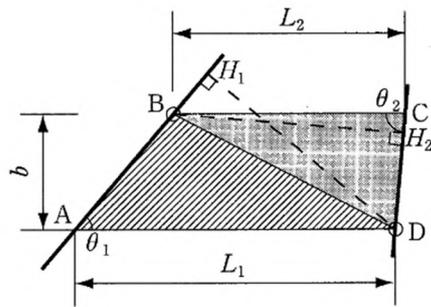
8.6.4 回転方向に対して上部構造が容易に落下しないための対策*

- (1) 回転方向に対して上部構造が容易に落下しないための対策は、一連の上部構造の水平面内での回転挙動を想定した場合、これに隣接する上部構造、橋脚の段違い部又は橋台パラペットで挙動が拘束されない時に行う。
- (2) 回転方向に対して上部構造が容易に落下しないための対策は、桁かかり長を確保するとともに、横変位拘束構造を設けることにより行う。

(出典) 道示 13.3.4, P.281, H29.11.

- (1) 支承部の破壊後に上部構造に水平面内で回転する挙動が生じた時に、隣接する上部構造や橋台パラペットに拘束されない構造条件である場合、回転する挙動への対策として落橋防止システムの設置を検討する。

図8.6.10及び図8.6.11のように、斜橋及び曲線橋において上部構造の幾何学的条件より、上部構造が隣接桁や橋台パラペットの拘束を受けずに回転できる条件は、道示に示される式(解 13.3.1)及び式(解 13.3.2)により判定する。また、図8.6.12及び図8.6.13には、斜橋及び曲線橋における回転に対して上部構造が容易に落下しないための対策が必要な条件を示す。



(a) D点を中心とした回転
 $AB < AH_1$: 回転可能

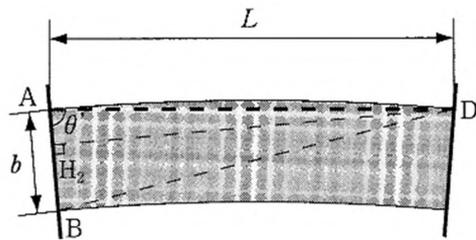
(b) B点を中心とした回転
 $CD > CH_2$: 回転不可能

L : 一連の上部構造の長さ (m)

b : 上部構造の全幅員 (m)

θ : 斜橋における回転条件を評価するための角度 ($^{\circ}$)

図 8.6.10 隣接する上部構造や橋台等の拘束を受けずに斜橋が回転できる条件 (出典) 道示 13.3.4, 図-解 13.3.5, p.283, H29.11 .



(b) 回転不可能な場合
 $AB > AH_2$

L : 一連の上部構造の長さ (m)

b : 上部構造の全幅員 (m)

θ' : 曲線橋における回転条件を評価するための角度 ($^{\circ}$)

図 8.6.11 隣接する上部構造や橋台等の拘束を受けずに曲線橋が回転できる条件 (出典) 道示 13.3.4, 図-解 13.3.6, p.283, H29.11 .

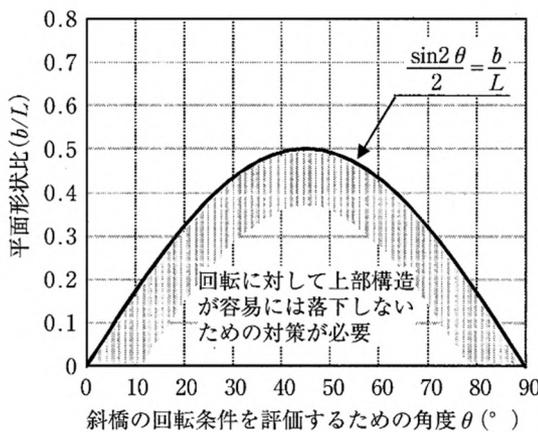


図 8.6.12 斜橋における対策が必要な条件

(出典) 道示 13.3.4, 図-解 13.3.7 p.284, H29.11 .

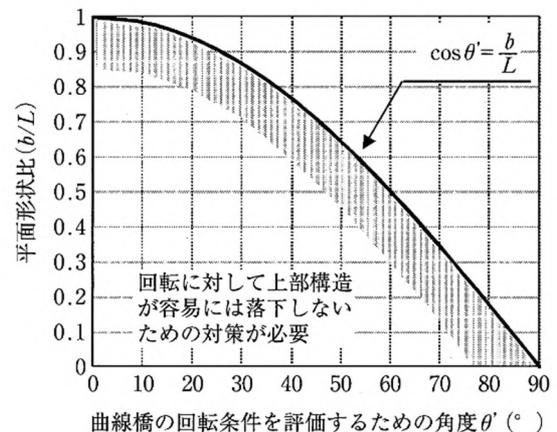


図 8.6.13 曲線橋における対策が必要な条件

(出典) 道示 13.3.4, 図-解 13.3.8 p.284, H29.11 .

(2) 回転方向に対する桁かかり長は、下記項目を満足するように確保する。

- 1) 必要桁かかり長は、一連の上部構造の端支点部において確保する。
- 2) 必要桁かかり長は、一連の上部構造端部から当該支点部の支承線に直角な方向に確保する。
- 3) 必要桁かかり長は、「道示 13.3.5(2)」の規定により算出する。

なお、図8.6.4のように回転変位に伴い中間支点で上部構造を支持できなくなる可能性を有する場合、上部構造を支持できるように中間支点であっても適切な桁かかり長を確保する。

横変位拘束構造は、「本手引き 8.6.7」に規定する構造を下記項目により設置する。

- 1) 横変位拘束構造は、上部構造の回転を拘束する位置に設置する。

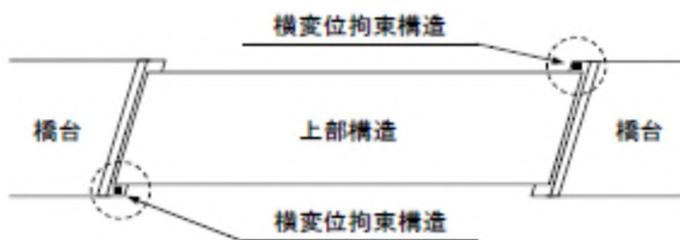


図8.6.14 斜橋の場合の設置位置例

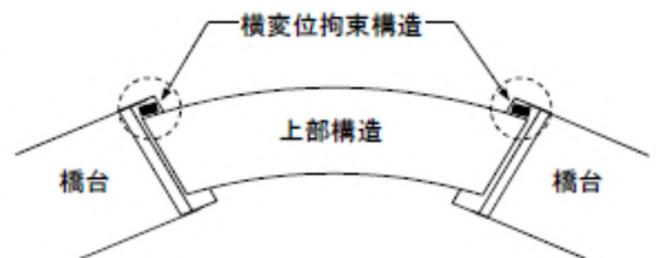


図8.6.15 曲線橋の場合の設置位置例

(出典) 東・中・西日本高速道路(株): 設計要領第二集 橋梁建設編, 図3-5-6(a), p.3-57, H28.8.

(出典) 東・中・西日本高速道路(株): 設計要領第二集 橋梁建設編, 図3-5-6(b), p.3-57, H28.8.

- 2) 横変位拘束構造は、上部構造がこれを支持する下部構造から回転方向に対する桁かかり長を超えて逸脱することのない範囲で機能するように設置する。

なお、回転に対する横変位拘束構造は、支承部が破壊した後の回転変位が小さいうちに機能させることを考慮し、レベル2地震動を考慮する設計状況で生じる橋軸直角方向に対する最大応答変位を超えてほどなく機能するような位置に設置する。

8.6.5 必要桁かかり長*

- (1) 上部構造端部が下部構造頂部の縁端より容易には落下しないための対策として、上部構造がこれを支持する下部構造上または隣接する別の上部構造上に安定して留まるために確保する必要な長さとして、必要桁かかり長以上の桁かかり長を上部構造端部から下部構造頂部の縁端までの長さとして確保する。
- (2) 必要桁かかり長は、道示 に規定される式(13.3.1)により算出する値とする。ただし、この値が道示 に規定される式(13.3.2)により算出する値を下回る場合には、道示 に規定される式(13.3.2)により算出する値とする。
- (3) 回転方向に対する必要桁かかり長は、道示 に規定される式(13.3.4)により算出する値とする。ただし、一連の上部構造の両端部でそれぞれ算出する値が異なる場合には、いずれか長い方とする。

(出典) 道示 13.3.5, p.285, H29.11.

- (1) 下部構造頂部では、支承縁端距離や支承部の点検や支承交換のための空間確保等の条件を満足することが必要なため、実際に確保される桁かかり長が規定される必要桁かかり長より長くなることもある。(実際の桁かかり長 S_E 必要桁かかり長 S_{ER})

図8.6.16に桁かかり長の概念図を示す。

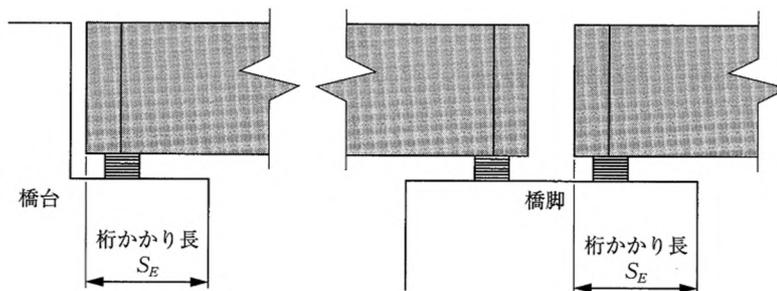


図8.6.16 桁かかり長

(出典) 道示 13.3.5, 図-解 13.3.9, p.287, H29.11.

なお、橋梁点検等の維持管理に配慮し、上部構造端部の主桁を切欠いた場合、必要桁かかり長は切欠かれた主桁端部から確保する。

- (2) 道示 に規定される式(13.3.1)及び式(13.3.2)の適用において、レベル2地震動を考慮する設計状況において支承部に生じる最大応答変位 u_R を算出する際、道示 に規定される作用の組合せ の荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮して算出した値とする。

なお、最大応答変位 u_R の算定に際しては、支承部の設計などのために別途算出しているレベル2地震動を考慮する設計状況に対する応答値を用いてよい。

また、可動支点を支持する橋台では、上部構造が下部構造から逸脱することを防止するために確保する桁かかり長は、上下部構造間が離れる方向に生じる相対変位に対して確保する必要があるが、上下部構造間が離れる方向には背面土があるため、最大応答変位を 0 として桁かかり長を算出する。固定支持されている場合、レベル2地震動を考慮する設計状況に対して、支承としての機能を確保することを前提としているため、可動支持と同様に最大応答変位 u_R を 0 として桁かかり長を算出する。

地震時の地盤ひずみにより生じる相対変位は、地震時地盤ひずみを 種、種、種の地盤種別に応じて、それぞれ 0.250%、0.375%、0.500%として、道示 に規定される式(13.3.3)により算出する。

必要桁かかり長の算定に用いる下部構造間の距離 L は、一般的な桁橋では当該支点の次の固定支承または弾性支承による支点までの距離とする。端支点以外には支承部を有しないラーメン橋等の構造の場合、当該支点到隣接する固定点までの距離とする。

図 8.6.17 に必要桁かかり長の算定に用いる下部構造間の距離 L の考え方の例を示す。

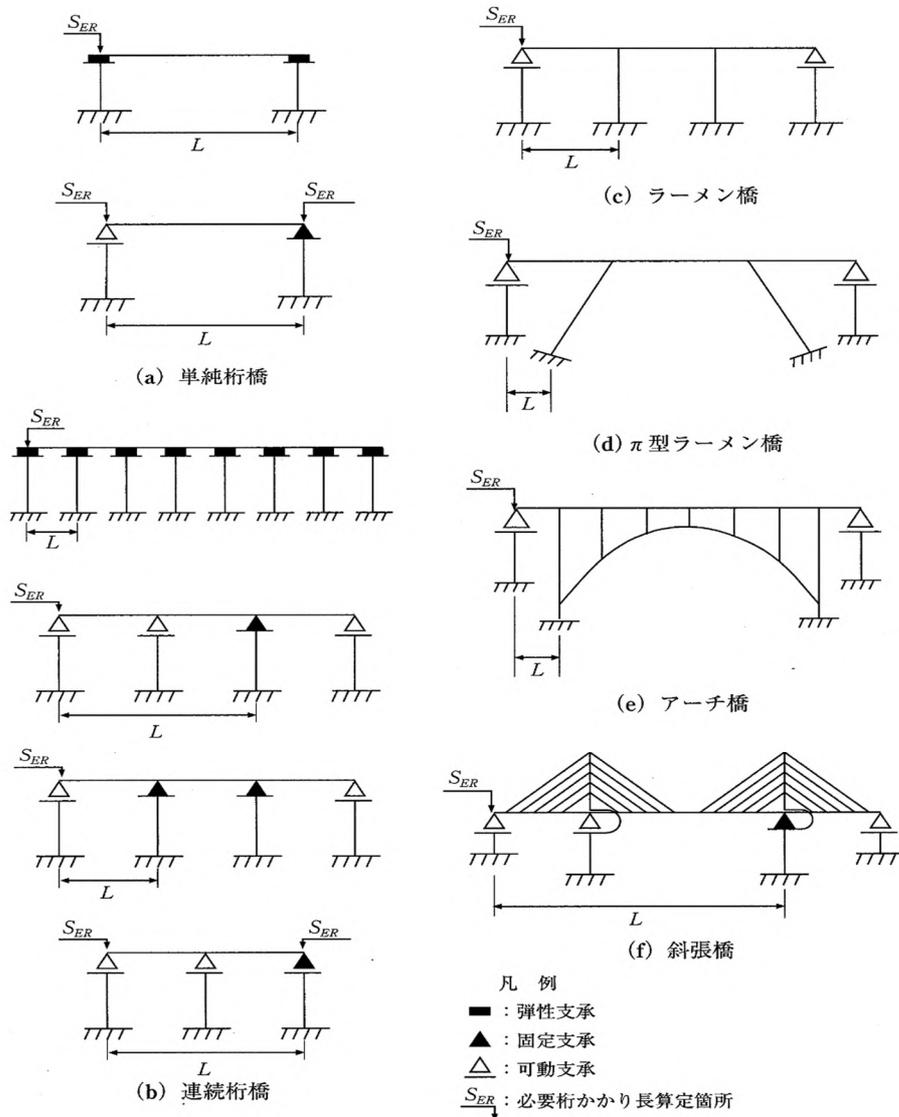


図 8.6.17 必要桁かかり長の算定のための下部構造間の距離 L の取り方

(出典) 道示 13.3.5, 図-解 13.3.10, p.288, H29.11.

- (3) 一連の上部構造の水平面内での回転挙動を想定した場合、これに隣接する上部構造、橋脚の段違い部又は橋台パラペットで挙動が拘束されないような状況となる構造特性を有する橋では、限界脱落角 ϵ ($=2.5^\circ$) を基本として、上部構造の回転の影響を考慮して必要桁かかり長 S_{ER} を道示 13.3.5 に規定される式 (13.3.4) により設定する。

8.6.6 落橋防止構造*

- (1) 上下部構造間で拘束する形式の落橋防止構造に作用する水平力は、当該支点を支持する下部構造が橋軸方向に発揮できる最大の耐力に相当する力とし、道示 13.3.6 に規定される式(13.3.5)により算出する。
- (2) 2連の上部構造を相互に連結する形式の落橋防止構造に作用する水平力は、落橋防止構造と下部構造の水平耐力とは直接的な関係がないため、道示 13.3.8 に規定される式(13.3.5)により算出する。
- (3) 落橋防止構造と上下部構造との接合部は、落橋防止構造に作用する力を落橋防止構造が連結される部材に確実に伝達できる構造であるとともに、衝撃的な力をできるだけ緩和できる構造とする。また、耐久性を考慮し、維持管理の確実性と容易性を兼ね備えた構造及び配置とする。
- (4) 落橋防止構造は、桁かかり長を超えない範囲で必要な強度を発揮し、落橋防止構造に作用する水平力に対して弾性域に留まるように設計する。

(出典) 道示 13.3.6, p.290, H29.11.
道示 13.3.8, p.294, H29.11.

- (1) 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はなく、この取付け部材やこれらに取り付けられる下部構造が下部構造の耐荷力を保持できる範囲で上部構造の応答を拘束する際に生じる力に抵抗することが必要であるため、落橋防止構造に作用する水平力は、当該支点を支持する下部構造が橋軸方向に発揮できる最大の耐力に相当する力とした。

ここに、取付け部とは鋼製ブラケット、取付け用鋼板、取付けボルト及びアンカーボルト等を含めた部材である。

落橋防止構造はフェールセーフを目的として設置するため、落橋防止構造に作用する水平力には、荷重組合せ係数 p 及び荷重係数 q を考慮する必要はない。

また、下部構造の橋軸方向の水平耐力は、一般的な鉄筋コンクリート橋脚の場合には、道示 13.3.6 に規定される式(8.3.3)により算出される地震時保有水平耐力を考える。橋台の場合には、たて壁基部に対して求められる降伏曲げモーメントをたて壁基部から上部構造の慣性力作用位置までの距離で除して算出される水平耐力とたて壁のせん断耐力のいずれか小さい値とする。

図8.6.18に上下部構造間で拘束する形式の落橋防止構造の概念図を示す。

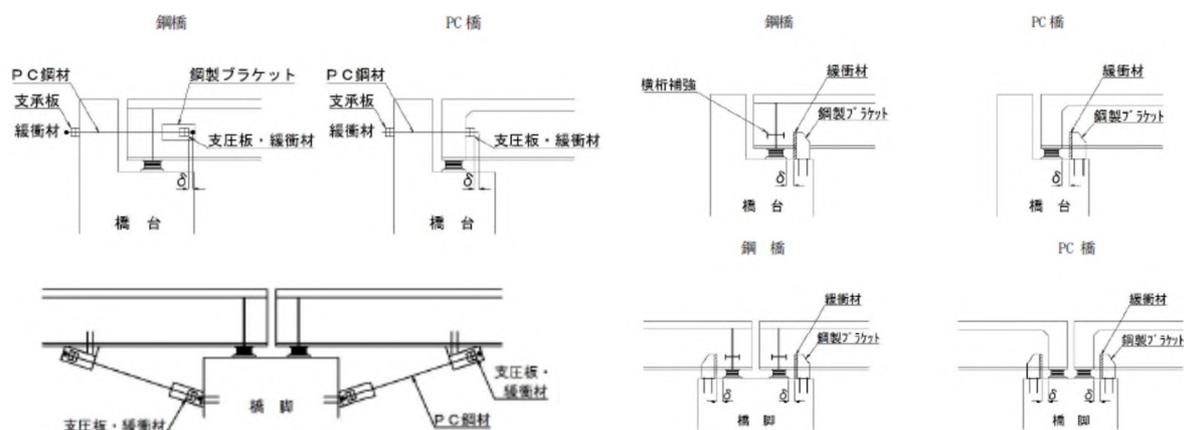


図8.6.18 上下部構造間で拘束する形式の落橋防止構造概念図

(出典) 東北地方整備局編：設計施工マニュアル[道路橋編], p.2-37, H28.3.

- (2) 2連の上部構造を相互に連結する形式の落橋防止構造は、各々の上部構造の振動特性が類似している場合において、これらを連結することであたかも一連の上部構造と同様な挙動とすることができると考えられる場合に適用する。

したがって、この形式の落橋防止構造は、隣接する上部構造の形式や規模が著しく異なる橋のように、明らかに上部構造の振動特性が異なる場合には、適用が好ましくない。適用が好ましくない構造の目安は下記のとおりである。

- 1) 隣接する上部構造の重量比が2倍以上の橋
- 2) 2つの設計振動単位の固有周期の比が1.5倍以上の橋

図8.6.19に2連の上部構造を相互に連結する形式の落橋防止構造の概念図を示す。

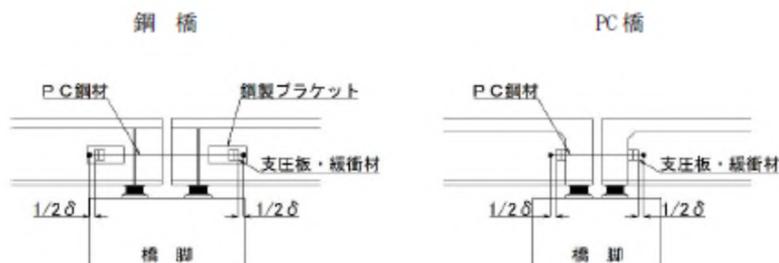


図8.6.19 2連の上部構造を相互に連結する形式の落橋防止構造概念図

(出典) 東北地方整備局編：設計施工マニュアル[道路橋編]，p.2-38，H28.3.

- (3) 落橋防止構造の取付けボルトやアンカーボルトについては、「道示 9.8.2」及び「9.11.2」に規定される引張接合用高力ボルトの規定等に準じて、引張力とせん断力に対して安全となるように設計する。

落橋防止構造と下部構造の接合部について、鉄筋コンクリート構造の橋座部に取付けられる場合、当該箇所に対して橋座部の耐力を「道示 7.6」の規定に準じて確認する。また、橋台パラペットを貫通して落橋防止構造を取付ける場合、パラペットとたて壁の接合部の照査を行うことに加え、パラペットの押抜きせん断の照査を行うことも必要である。

このように落橋防止構造を橋座部やパラペットに取付ける場合、局所的な集中荷重が作用する部分を必要に応じて補強する。

なお、斜橋の場合には落橋防止構造で考慮する力の作用方向と下部構造の弱軸方向が異なるが、下部構造部材の弱軸方向に落橋防止構造で考慮する力を作用させて下部構造の諸元を決定する。

- (4) 落橋防止構造本体や接合部が耐荷力を発揮する際、落橋防止構造の変形が過大とならない範囲に留めるため、作用する力に対して弾性域に留まることとしている。ここに、弾性域とは、曲げ破壊が先行する場合には発生曲げモーメントが降伏曲げモーメントを超えないこととする。

8.6.7 横変位拘束構造*

- (1) 横拘束構造に作用する水平力は、当該支点を支持する下部構造が橋軸直角方向に発揮できる最大の耐力に相当する力とし、道示 に規定される式(13.3.6)により算出する。
- (2) 横変位拘束構造と上下部構造との接合部は、横変位拘束構造に作用する力を横変位拘束構造が連結される部材に確実に伝達できる構造であるとともに、衝撃的な力をできるだけ緩和できる構造とする。また、耐久性を考慮し、維持管理の確実性と容易性を兼ね備えた構造及び配置とする。
- (3) 横変位拘束構造は、桁かかり長を超えない範囲で必要な強度を発揮し、横変位拘束構造に作用する水平力に対して弾性域に留まるように設計する。

(出典) 道示 13.3.7, p.293, H29.11.

- (1) 「本手引き 8.6.6(1)」項に示した事項と基本的には同様であるが、横変位拘束構造は橋軸直角方向に対して上部構造が容易に落下しないための対策として設けるため、橋軸直角方向に着目した計画及び設計を行う。
- (2) 「本手引き 8.6.6(3)」項に示した事項と基本的には同様であるが、横変位拘束構造は橋軸直角方向に対して上部構造が容易に落下しないための対策として設けるため、橋軸直角方向に着目した計画及び設計を行う。
- (3) 「本手引き 8.6.6(4)」項に示した事項と基本的には同様であるが、横変位拘束構造は橋軸直角方向に対して上部構造が容易に落下しないための対策として設けるため、橋軸直角方向に着目した計画及び設計を行う。

8.6.8 落橋防止構造及び横変位拘束構造の設置の例外*

- (1) 橋の構造的特徴から、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、端支点部での鉛直支持が失われても上部構造が落下しない橋、多点支持された支承部の破壊に対する補完性又は代替性が高いと考えられる橋では、必要桁かかり長のみを確保し、落橋防止構造の設置を省略する。
- (2) 橋の構造的特徴から、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低いと考えられる橋では、必要桁かかり長のみを確保し、横変位拘束構造の設置を省略する。

(出典) 道示 13.3.9, p.295, H29.11.

- (1) 橋の構造的特徴から、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、端支点部での鉛直支持が失われても上部構造が落下しない橋、多点支持された支承部の破壊に対する補完性または代替性が高いと考えられる橋は、下記1)及び2)を必ず満足し、下記3)又は4)に該当する橋とする。

- 1) 一連の上部構造を有する3径間以上の橋
- 2) 全ての下部構造上の支点が上部構造の橋面の水平投影面上にある橋
- 3) 上下部構造接続部が2基以上の下部構造で剛結された橋
- 4) 1支承線上の支承数が1つである下部構造を除いた4基以上の下部構造において、橋軸方向に剛結、弾性支持若しくは固定支持又はこれらの併用からなる橋

図8.6.20に橋軸方向に対する落橋防止構造の設置の例外に該当する構造の例を示す。

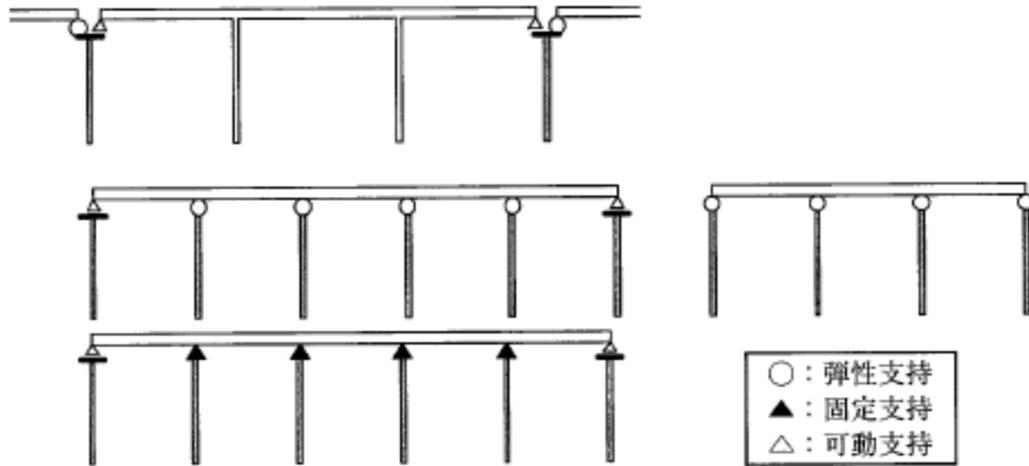


図 8.6.20 橋軸方向に対する落橋防止構造の設置の例外

(出典)道示 耐震設計編に関する参考資料 図-参 13.7, 図-参 13.7、p.298, H27.3.

なお、上記 4) に該当する橋については、橋軸方向に対してレベル 2 地震動を考慮する設計状況において生じる一連の上部構造の重量による慣性力のうち、その半分以上の慣性力を 1 支承線で分担していない場合に限る。

(2) 橋の構造的特徴から、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低いと考えられる橋は、下記 1) を必ず満足し、2) 及び 3) に該当する橋とする。

- 1) 一連の上部構造の水平面内での回転挙動が拘束されない橋で橋軸方向、橋軸直角方向の必要桁かかり長及び回転方向に対する必要桁かかり長が確保された橋
- 2) 上下部構造接続部が 1 基の下部構造で剛結された橋
- 3) 一連の上部構造が 1 支承線上の支承数が 1 つである下部構造を除いた 4 基以上の下部構造で支持されている 3 径間以上の橋

8.7 免震橋

8.7.1 一般

- (1) 免震橋における橋の限界状態 2 を上部構造、下部構造及び免震支承の限界状態で代表させる場合、「道示 2.4.3」の規定によらず、「道示 14.2」の規定による。
- (2) 免震橋の採用は、橋の構造条件及び基礎周辺の地盤条件等を十分に考慮して行う。
- (3) 免震橋の場合、上部構造の端部に設計上の変位を確保する遊間を必ず設ける。
- (4) 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反力分散構造として用いる場合、免震支承のエネルギー吸収による効果を考慮してはならない。

(出典) 道示 14.2 . p.297 , H29.11 .

- (1) 免震橋は、支承による橋の固有周期の適度な長周期化及び支承のエネルギー吸収の両方の効果により、上部構造の慣性力の低減を図る構造である。そのため、エネルギー吸収が下部構造のみではなく、免震支承において確実に行われるようにするため、下部構造の塑性化の程度を抑制することが必要である。

したがって、免震支承を採用する際には、下部構造が下部構造の限界状態 1 を超えるものの限界状態 2 を超えない範囲で、下部構造の塑性化が免震支承によるエネルギー吸収の確実性に影響を及ぼさない限界の状態を超えないことを照査する。

免震橋における橋の限界状態 2 を上部構造、下部構造及び免震支承の限界状態で代表させる場合、各構造における限界状態は下記のとおりとする。

1) 上部構造

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

2) 下部構造

下記の) または) による。

) 「道示 3.4.2」に規定する下部構造の限界状態 1

) 下部構造の限界状態 1 を超えるものの、限界状態 2 を超えない範囲で下部構造の塑性化が免震支承のエネルギー吸収の確実性に影響を及ぼさない限界の状態

3) 免震支承

「道示 10.1.4」に規定する支承部の限界状態 2

- (2) 免震橋の採用を検討するにあたり、下記の 1) から 5) のいずれかの条件に該当する場合、免震橋は採用しない。

1) 基礎周辺の地盤が地震時に地盤反力を期待できずに、耐震設計上の土質定数を 0 と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いこと等により、もともと固有周期の長い橋等で、橋の固有周期の長周期化の効果またはエネルギー吸収の確実性が期待できない可能性がある場合

3) 基礎周辺の地盤が軟らかく、橋を長周期化することにより、地盤と橋の共振を引き起こす可能性がある場合

4) 永続作用支配状況において、ゴム支承本体に引張力が生じる場合

5) 基礎の塑性化を期待した設計を行う場合

上記 1) から 5) より、免震橋が適している橋の条件は、一般に下記のとおりとなる。

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) 多径間連続橋の場合

なお、免震橋は免震支承のエネルギー吸収能に大きく依存し、免震支承の機能が失われると橋の耐荷性能を満足することが出来なくなる構造である。

したがって、免震支承の機能が失われる状態を避けるための配慮として、免震橋では各下部構造に作用する上部構造の地震時慣性力が概ね均等となり、一部の下部構造に慣性力が偏らないようにする。

また、より高い免震効果を得るために橋の固有周期を長周期化した場合、上部構造の慣性力は低減されるが応答変位が増大する。特に、種地盤等に免震橋を適用する場合、相対的に応答変位が大きくなるため、過度に長周期化を図るのではなく、減衰性能の向上により上部構造の地震時の応答変位が設計上許容される範囲内に留まるような配慮が必要である。

- (3) 免震橋を採用し、橋の固有周期の長周期化を図る場合、上部構造の地震時の応答変位が増大し、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。

なお、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いるため、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。

したがって、免震橋の上部構造端部には、「道示 13.2.1」に規定する遊間を設ける。免震支承の設計変位に相当する変位を拘束しないよう、免震橋の採用にあたっては、下記のような事項も考慮する。

- 1) できる限り多径間連続化を図り、橋が一体として挙動する構造系とする。
- 2) 上部構造端部や橋台には、大きな応答変位が生じた場合にも、伸縮装置が応答変位を拘束しないような配慮等、地震の影響を考慮する設計状況において確実な遊間が確保されるような工夫を加える。

免震橋とした場合、橋の置かれた状況によっては、橋軸直角方向の支承条件を固定支承とする場合が考えられるが、このような場合においても、橋軸直角方向の変形を拘束する固定装置の構造等に配慮し、免震支承の橋軸方向の変形を拘束したりしない配慮や、支承本体に損傷が生じないように配慮する。

- (4) 免震支承を地震時水平反力分散支承として用いた橋を動的解析で照査を行う場合、支承部は線形バネとしてモデル化し、減衰定数としてはゴム支承の減衰定数を用いる。

8.7.2 免震橋における下部構造及び免震支承の限界状態*

- (1) 免震橋の下部構造において、下部構造の限界状態1を超えるものの、限界状態2を超えない範囲で、下部構造の塑性化が免震支承によるエネルギー吸収の確実性に影響を及ぼさない限界の状態として、下記の1)及び2)を満足させる。
- 1) 鉄筋コンクリート橋脚の場合、鉄筋コンクリート橋脚に生じる水平変位が、道示に規定される式(14.3.1)により算出する水平変位の制限値を超えない。
 - 2) 道示に規定される基礎の限界状態1を超えない。
- (2) 免震支承では、支承部の限界状態として、支承に生じるせん断ひずみが250%を超えないことを確認する。

(出典) 道示 14.3, p.301, H29.11.

道路橋支承便覧 4.5.2, p.140, H30.12.

(1) 免震橋に固有な事項として、主として免震支承で変形するとともに、エネルギーを吸収するために、下部構造の塑性化の程度を制限することが必要である。主として、免震支承においてエネルギーが吸収されているかどうかについては、動的解析の結果で、免震支承に変形が集中し、エネルギー吸収が行われているかどうかで確認できる。

したがって、免震橋における鉄筋コンクリート橋脚の変位の制限値は、一般的な鉄筋コンクリート橋脚の限界状態2に対応する変位の制限値の0.5倍とし、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共に、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。

なお、道示に規定される式(14.3.1)に基づく制限値が、鉄筋コンクリート橋脚の限界状態1に対応する変位の制限値以下となる場合もあるが、主として免震支承で変形するとともに、エネルギー吸収を図るといった観点より、橋脚の応答が弾性域に留まっていれば問題ないため、鉄筋コンクリート橋脚の限界状態1に対応する変位を制限値とする。

(2) 免震橋を採用する条件の1つとして、永続作用支配状況においてゴム本体に引張力が生じないことがあるため、支承部の限界状態としては、支承に生じるせん断ひずみが250%を超えていないことを確認する。

8.7.3 免震支承のモデル化*

免震橋では、橋の地震時挙動が免震支承によるエネルギー吸収能に大きく依存しているため、免震支承が使用される条件及び力学的特性のばらつきを考慮し、エネルギー吸収の観点から安全側の評価となるように、免震支承の非線形履歴特性を適切に設定する。

(出典) 道示 5.2 解説, p.125, H29.11.

免震支承のモデル化は、下記の事項を考慮することが必要であり、これらの影響が考慮された「道路橋支承便覧(H30.12)」に示される式(4.4.11)から式(4.4.28)により行う。

1) 鉛プラグ入り積層ゴム支承

せん断ひずみが大きい領域におけるゴムのハードニングの影響及びゴムの面積に対する鉛プラグの面積比が降伏時の水平力に与える影響

2) 高減衰積層ゴム支承

さらなる減衰性能の向上が図られた高減衰積層ゴム支承の普及による影響

図8.7.1に、免震支承の非線形履歴モデルの概念図を示す。

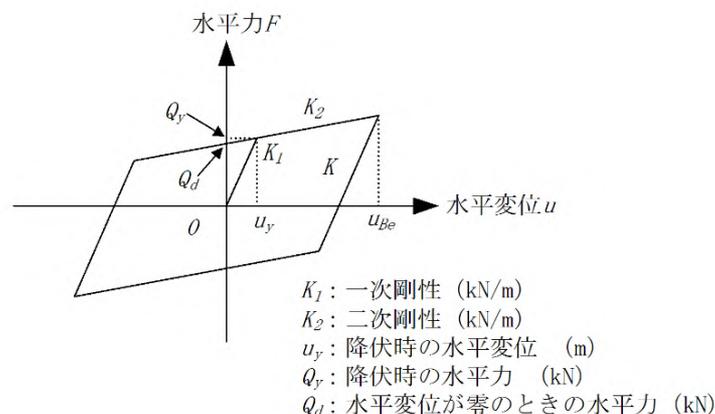


図8.7.1 免震支承の非線形履歴モデル(バイリニアモデルの場合)

(出典) 道示 5.2, 図-解5.2.4, p.128, H29.11.

免震橋は、免震支承により橋が長周期化を図ると共に、減衰性能を付与することにより、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可能であり、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。

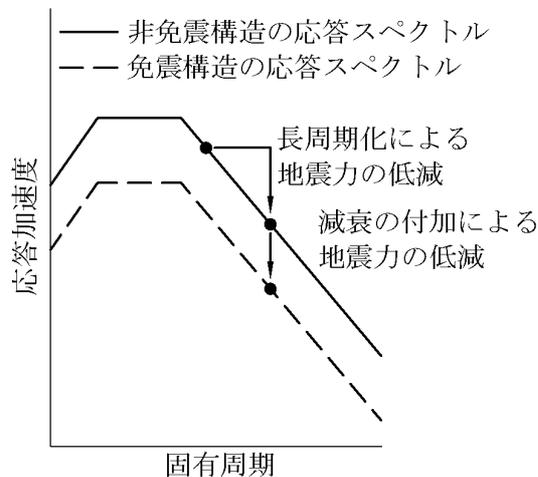


図 8.7.2 免震構造と非免震構造の応答スペクトル