

耐震補強編

北海道におけるコンクリート構造物の性能保全技術指針

[耐震補強編：目次]

1 章 耐震補強の基本.....	1
1.1 耐震補強の基本方針.....	1
1.1.1 基本方針.....	1
1.1.2 耐震補強設計の原則.....	2
1.2 耐震設計基準の変遷.....	4
1.3 耐震診断.....	6
1.3.1 一 般.....	6
1.3.2 調 査.....	6
1.3.3 耐震診断条件.....	7
1.3.4 応答値の算定.....	8
1.3.5 耐震性能の評価および耐震補強の要否の判定.....	14
1.4 耐震補強.....	21
1.4.1 一 般.....	21
1.4.2 耐震補強工法の選定.....	22
1.4.3 耐震補強設計.....	23
1.5 耐震補強の施工.....	23
1.6 耐震補強後の維持管理.....	24
2 章 鉄筋コンクリート橋脚単体の耐震補強工法.....	25
2.1 一 般.....	25
2.1.1 鉄筋コンクリート橋脚補強の考え方.....	25
2.1.2 補強工法の選定.....	29
2.2 鉄筋コンクリート巻立て工法.....	31
2.2.1 設計一般.....	31
2.2.2 補強断面の設計.....	31
2.2.3 使用材料.....	34
2.2.4 構造細目.....	35
2.3 鋼板巻立て工法.....	38
2.3.1 設計一般.....	38
2.3.2 補強断面の設計.....	38
2.3.3 使用材料.....	39
2.3.4 構造細目.....	40
2.4 連続繊維巻立て工法.....	44
2.4.1 設計一般.....	44
2.4.2 補強断面の設計.....	45

2.4.3	使用材料.....	49
2.4.4	構造細目.....	51
2.5	施工時の留意事項.....	54
2.5.1	施工一般.....	54
2.5.2	既設橋脚の削孔.....	54
2.5.3	表面処理工.....	55
2.5.4	鉄筋コンクリート巻立て工.....	56
2.5.5	鋼板巻立て工.....	56
2.5.6	連続繊維巻立て工.....	59
3 章	橋全体系の耐震補強工法.....	61
3.1	橋全体系の耐震補強工法の選定.....	61
3.1.1	基本方針.....	61
3.1.2	設計法.....	61
3.2	変位拘束工法.....	62
3.2.1	基本方針.....	62
3.2.2	設計法.....	64
3.2.3	変位拘束装置.....	66
3.3	免震化工法.....	66
3.3.1	基本方針.....	66
3.3.2	設計法.....	67
3.3.3	免震装置.....	68
3.4	地震時水平力分散工法.....	68
3.4.1	基本方針.....	68
3.4.2	設計法.....	69
3.4.3	分散支承.....	70
3.5	その他の耐震補強.....	70
4 章	支承部および落橋防止システム.....	73
4.1	一 般.....	73
4.2	縁端拡幅.....	79
4.2.1	桁かかり長.....	79
4.2.2	縁端拡幅の構造.....	79
4.2.3	縁端拡幅の設計.....	80
4.2.4	鉄筋コンクリート製ブラケットの構造細目.....	82
4.2.5	鋼製ブラケットの構造細目.....	84
4.3	落橋防止構造.....	85
4.3.1	設計荷重.....	85
4.3.2	設計移動量.....	86
4.3.3	構造形式および構造細目.....	86

4.4	水平力抵抗構造.....	88
4.4.1	設計荷重.....	88
4.4.2	設計移動量.....	89
4.4.3	構造形式および構造細目	90
4.5	横変位拘束構造.....	91
4.5.1	設計荷重.....	91
4.5.2	設計移動量.....	92
4.5.3	構造形式および構造細目	92
4.6	段差防止構造.....	93
4.6.1	設計荷重.....	93
4.6.2	構造形式および構造細目	93
4.7	施工時の留意事項.....	94
5 章	基礎の耐震補強.....	95
6 章	被災時の応急対策.....	98
6.1	一 般.....	98
6.2	復旧の原則.....	98
6.3	点検.....	98
6.4	損傷機構の推定，評価，判定および対策.....	99

1 章 耐震補強の基本

1.1 耐震補強の基本方針

1.1.1 基本方針

- (1) 橋の耐震補強は、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、設計、施工、維持管理を行わなければならない。
- (2) 橋の耐震補強に際しては、上部構造、下部構造、落橋防止システムおよび基礎構造を含めた橋全体系として必要とされる耐震性能が確保されるように耐震補強計画を立てるものとする。
- (3) 橋の耐震補強計画を行うにあたっては、設計のみならず、施工および維持管理の条件を考慮しなければならない。

【解 説】

(1) について

橋は、地震後における避難路や救助・救急・医療・消火活動および被災地への緊急物資の輸送路として重要な役割を担っている。このため、橋の耐震補強においては、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及び地震によって損傷が生じた場合にも、その損傷の発見や機能の回復が比較的容易に行え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、橋の耐震補強では、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目的として、設計、施工、維持管理を適切に行わなければならない。ここで、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾では、橋の重要度として道路種別および橋の機能・構造に応じて、重要度が標準的な橋（A種の橋）と特に重要度が高い橋（B種の橋）の2つの区分を設定している。

(2) について

橋の耐震性能は部材のじん性や耐力のみで確保されるものではなく、橋全体系として必要とされる耐震性能を確保する必要がある。よって、上部構造、下部構造、基礎構造および落橋防止システムを含めた橋全体系として耐震性能が確保できるように合理的な耐震補強計画を立てることが重要である。

なお、国土交通省では、コスト縮減および工期短縮の観点から、暫定的な緊急措置として「緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラム²⁾」を、3箇年プログラム実施後の橋脚に対する追加補強として「3箇年プログラムで段落し部の対策を実施した鉄筋コンクリート橋脚のアップグレード補強マニュアル(案)³⁾」を策定している。また、平成24年の道路橋示方書の改定をうけて、既設橋の耐震補強設計における道路橋示方書の留意事項に関する技術資料⁴⁾が発刊されている。そのため、耐震補強計画を行うにあたっては、発注機関および公的な研究機関と十分に協議した上で補強方針を明確に定める必要がある。

(3) について

耐震補強によって必要とされる耐震性能を確保するためには、設計のみならず、施工性や維持管理性についても十分に配慮しなければならない。よって、耐震補強計画に際しては、施工および維持管理の条件を考慮するものとした。

1.1.2 耐震補強設計の原則

- (1) 耐震補強設計においては、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動（以下、「レベル1地震動」という。）と橋の供用期間中に発生する確率は低い大きな強度をもつ地震動（以下、「レベル2地震動」という。）の2段階のレベルの設計地震動を考慮しなければならない。ここで、レベル2地震動としては、プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプⅠの地震動および内陸直下型地震を想定したタイプⅡの地震動の2種類を考慮しなければならない。
- (2) 耐震補強で目標とする橋の耐震性能は、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」あるいは「耐震性能3」を基本とする。
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
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
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
- (3) 耐震補強設計においては、設計で想定していない挙動や地盤の破壊等により構造系の破壊が生じても、上部構造の落下を防止できるように配慮しなければならない。
- (4) 基礎構造については、躯体補強の有無や補強による躯体基部の耐力向上の有無に関わらず、原則として基礎の耐震性能照査を行うものとする。

【解 説】

(1) について

道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）では、耐震設計で考慮する地震動として、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）と橋の供用期間中に発生する確率は低い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している。

ここで、レベル1地震動は比較的生じる可能性の高い中規模程度の地震動による地震動を想定しており、レベル2地震動は発生頻度が低いプレート境界に生じる海洋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（1995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）を想定している。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り、タイプⅡの地震動は継続時間は短いが極めて大きな強度を有する地震動であり、その地震動の特性が異なることから、両方の地震動を考慮することとした。よって、本指針ではレベル1地震動およびレベル2地震動（タイプⅠ地震動およびタイプⅡ地震動）を対象とする。

(2) について

道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）では、耐震設計で目標とする耐震性能として、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のそれぞれの観点から表一解1.1に示すように3段階のレベルを設定している。ここで耐震設計上の安全性とは、地震による上部構造の落下や橋脚の倒壊によって人命を損なうことのないようにするための性能、耐震設計上の供用性とは、地震後において橋が本来有すべき通行機能や避難路や救助・救急・医療・消火活動および緊急物資の輸送路としての機能を維持できる性能、耐震設計上の修復性とは、地震によって生じた損傷に対する修復の容易さの性能をいう。

本指針では、設計地震動のレベルと橋の重要度に応じて、表一解1.2に示すような耐震性能を確保させるものとした。すなわち、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）で規定されているとおり、レベル1地震動に対しては橋の重要度に関わらず耐震性能1を、レベル2地震動に対してはA種の橋の場合には耐震性能3、B種の橋の場合には耐震性能2を確保するように耐震補強設計を行うことを基本とした。

表一解 1.1 道路橋示方書で要求されている耐震性能¹⁾

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	落橋に対する安全性を確保する	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行い得る性能	落橋に対する安全性を確保する	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	落橋に対する安全性を確保する	—	—	—

表一解 1.2 道路橋示方書における設計地震動と目標とする橋の耐震性能¹⁾

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行ない得る性能 (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)		

なお、参考文献 4) では、耐震補強において目標とする橋の耐震性能の考え方が示されているため参考にする。これによると、新設橋梁への適用を念頭に規定された道路橋示方書の考え方を全てそのまま適用すると、既設橋であるがゆえの様々な構造的条件等により、その対応が困難な場合も想定されるため、道路管理者が耐震補強独自の目標性能を個別に設定してもよいという主旨である。表一解 1.3 に、文献 4) に示されている耐震補強において目標とする橋の耐震性能の例を示す。

表一解 1.3 耐震補強において目標とする橋の耐震性能レベルの例⁴⁾

耐震補強において目標とする 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
① レベル 2 地震動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状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル	落橋に対する安全性を確保する	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
② レベル 2 地震動による損傷が生じる部位があり、その恒久対策は容易ではないが、橋としての機能の回復は速やかに行い得る状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル	落橋に対する安全性を確保する	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	恒久復旧を行うことは可能である
③ レベル 2 地震動に対して落橋等の甚大な被害が防止されるとみなせる耐震性能レベル	落橋に対する安全性を確保する	—	—	—

①レベル2地震動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状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル

この耐震性能レベルは、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）に示されている「耐震性能2」と同等の性能レベルに相当する。

②レベル2地震動による損傷が生じる部位があり、その恒久対策は容易ではないが、橋としての機能の回復は速やかに行い得る状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル

この耐震性能レベルは、機能の回復が速やかに行い得るという観点では①の性能レベルと同じであるが、機能の回復が速やかに行い得る範囲で、一部の構造部材に対して限定的な損傷のレベルを超える損傷が生じることは許容し、その結果、恒久復旧を容易に行えない場合があるという点では①とは異なる。

③レベル2地震動に対して落橋等の甚大な被害が防止されるとみなせる耐震性能レベル

この耐震性能レベルは、地震後に橋として機能を回復できることや、地震によって生じた損傷に対する修復の容易さは求めず、落橋等の甚大な被害を防止することを目標とした性能レベルであり、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）に示されている「耐震性能3」と同等の性能レベルに相当する。

なお、上で示した①および②の耐震性能レベルは、恒久対策の容易さ等には相違はあるものの、橋としての機能の回復が速やかに行えるという観点では、これらの耐震性能レベルは同等とみなすことができると考えられる。

(3) について

設計で想定していない挙動や地盤の破壊により構造系の破壊が生じても、上部構造の落下を防止できるように配慮しなければならない。すなわち、上部構造と下部構造が構造的に分離し、これらの間に大きな相対変位が生じた場合にも上部構造の落下を防止できるような対策を講じるものとする。なお、「4章 支承部および落橋防止システム」を設置すれば、これを満足するとみなしてよい。ここで、落橋防止システムには、桁かかり長、落橋防止構造、横変位拘束構造、段差防止構造があり、橋の構造特性に応じて必要な構造を選定するものとする。また、レベル2地震動に対して支承部の機能を確保するために、必要に応じて、別途水平力に抵抗する構造を設置することも検討しなければならない。

(4) について

基礎構造は橋の耐震性能を確保する上で重要な部分であり、一定の耐震性能を有していることが下部構造の耐震性能を照査する上での前提条件となる。したがって、基礎構造については躯体補強の有無、補強による躯体基部の耐力向上の有無に関わらず、原則として基礎の耐震性能照査を行うものとした。ただし、橋台基礎に関しては、液状化が生じ得ると判定された場合にのみ照査を行うことでよい。

1.2 耐震設計基準の変遷

耐震補強設計にあたっては、当該構造物の建設年次に応じて、所要の性能が異なることに留意しなければならない。

【解 説】

表一解 1.4 関東地震以後の耐震設計に関する諸規定の変遷⁵⁾

年 代	耐震設計関連の規定	主な規定事項			主な地震
		設計震度と耐震計算法	落橋防止対策	液状化対策	
1920(大正 9)年	1920(大正 15)年 道路構造に関する細則案	・最強地震力を考慮する。ただし、具体的な数値、 計算方法は示されず	・規定なし	・規定なし	1923(大正 12)年 関東地震(M7.9)
1930(昭和 5)年	1939(昭和 14)年 鋼道路橋設計示方書案	・水平加速度 0.2g 及び鉛直加速度 0.1g を考慮 ・震度法による耐震計算	・規定なし	・規定なし	1948(昭和 23)年
1940(昭和 15)年	1956(昭和 31)年 鋼道路橋設計示方書	・水平震度は 0.1～0.35 とし、地盤別、地域別に 9 種類に分類して規定 ・震度法による耐震計算	・規定なし	・規定なし	福井地震(M7.3) 1952(昭和 27)年 十勝沖地震(M8.1)
1950(昭和 25)年	1964(昭和 39)年 鋼道路橋設計示方書	・同上	・規定なし	・規定なし	1964(昭和 39)年 新潟沖地震(M7.5)
1960(昭和 35)年	1971(昭和 46)年 道路橋耐震設計指針	・震度法(地域別、地盤別、重要度補正係数を考慮) による耐震計算 ・応答を考慮した修正震度法 ・設計水平震度 (0.1～0.3)	・落橋防止対策を規定 (移動制限装置、沓座縁端距 離、けた間連結装置)	・液状化の可能性を現位置特 性、土質特性による判定し、 液状化する土層の支持力を 無視	1971(昭和 46)年 サンフェル ナンド地震(M6.6) 1978(昭和 53)年 宮城県沖地震(M7.1)
1970(昭和 45)年	1980(昭和 55)年 道路橋示方書 V 耐震設計編	・震度法(地域別、地盤別、重要度補正係数を考慮) による耐震計算 ・応答を考慮した修正震度法 ・設計水平震度 (0.1～0.3) ・地震時変形性能の照査法 ・動的解析の位置づけを行い、設計地震入力を規定 ・下部構造幅において、鉄筋コンクリート橋脚の軸 方向鉄筋段落し部の設計法、せん断耐力に対する 設計法が改訂	・落橋防止対策を規定 (移動制限装置、けたかかり 長 SE、落橋防止装置)	・土の液状化強度と地震荷重の 比較による合理方法を規定 し、液状化の程度に応じて、 土層の土質定数を低減	1983(昭和 58)年 日本海中部地震(M7.7)
1990(平成 2)年	1990(平成 2)年 道路橋示方書 V 耐震設計編	・比較的生じる可能性の高い中規模程度の地震に対 しては構造物としての健全性が損なわれず、大正 12 年の関東地震のような稀に起こる大きな地震 に対して落橋などが生じないことを目標 ・震度法と修正震度法を統合し、新たに震度法(地 域別、地盤別、重要度別、固有周期補正係数を考 慮)による耐震計算 ・設計水平震度 (0.1～0.3) ・連続橋の耐震計算法を規定 ・鉄筋コンクリート橋脚に対する地震時保有水平 耐力の照査を規定(設計震度: 0.7～1.0) ・動的解析による安全性の照査方法を規定	・同上	・同上 ただし、砂質土層の液状化強 度の算定方法に細粒分の影 響を考慮し、液状化判定方法 を高度化	1989(平成元年)年 ロマブリ エータ地震(M7.1) 1993(平成 5)年 釧路沖地震(M7.8) 北海道南西沖地震(M7.8) 1994(平成 6)年 ノースリッジ地震(M6.6)
	1995(平成 7)年 兵庫県南部地震により被災し た道路橋の復旧に係る仕様	・同上、さらに以下を追加 ・平成 7 年兵庫県南部地震のように発生頻度が極め て低いマグニチュード 7 級の内陸直下型地震に よる地震動を考慮 ・強度を向上させると同時に、変形性能を高めて橋 全体系として地震に耐える構造を目指す ・地震動と橋の重要度に応じて橋の耐震性能を確保 することを目標(健全性を損なわない、致命的な 被害を受けない、限定された損傷にとどめる) ・地震の影響の大きい部材(RC 橋脚、鋼製橋脚、 基礎、支承等)に対する地震時保有水平耐力の照 査の実施(設計震度: 1.5～2.0) ・動的解析による兵庫県南部地震に対する安全性の 照査 ・免震設計の採用 ・ねばり強い構造のための配筋細目等	・同上 ただし、落橋防止装置の強度 を強化するとともに、複数個 の落橋防止装置を設置、ま た、緩衝機能を付与	・同上 ただし、液状化の判定範囲を 拡大(礫質土等)するととも に、流動化の影響を考慮	1995(平成 7)年 兵庫県南部地震(M7.3)
	1996(平成 8)年 道路橋示方書 V 耐震設計編	・同上 ・RC 橋脚の設計法、鋼製橋脚の設計法の高度化 (せん断応力度の寸法効果の考慮、変形性能評価 式、コンクリートを充填しない場合の鋼製橋脚の 設計法)	・同上 ただし、必要な機能を明確に して落橋防止システムを考 慮(けたかかり長、落橋防止 構造、変位制限構造、段差防 止構造)	・液状化の判定法(判定範囲、 地震力、地盤定数の低減法) を改訂 ・流動化の判定法と設計地震力 による液状化、流動化を考慮 した基礎の設計法を導入	
2000(平成 12)年	2002(平成 14)年 道路橋示方書 V 耐震設計編	・同上 ・性能規定型基準への改定 ・耐震性能 1～3(健全性を損なわない性能、損傷が 致命的とならない性能、損傷が限定的となり機能 回復が速やかに行い得る性能)の定義、性能の観 点、限界状態の設定法 ・鋼製橋脚の設計法、橋台基礎の設計法、上部構造 の限界状態評価法の高度化等 ・動的解析の活用	・同上	・同上	2003(平成 15)年 三陸南地震(M7.0) 2003(平成 15)年 宮城県北部地震(M6.4) 2003(平成 15)年 十勝沖地震(M8.0) 2004(平成 16)年 新潟県中越地震(M6.8) 2005(平成 17)年
2011(平成 23)年	2012(平成 24)年 道路橋示方書 V 耐震設計編	・レベル 2 地震動(タイプ I)の見直し ・津波に関する地域の防災計画を考慮した構造計画 ・地震の影響を支配的に受ける部材の基本事項 ・RC 橋脚の塑性ヒンジ形成メカニズムを踏まえた 水平変位の評価方法の見直し ・鋼製橋脚の許容ひずみ算出式の見直し ・支承部に求める機能に基づく基本条件の明確化	・橋の構造特性に応じた、より 合理的な落橋防止システムへ の見直し ・タイプ A 支承部の規定削除に 伴う変位制限構造の規定削除 ・横変位拘束構造の新規規定	・同上 ただし、これまでは沖積層の 砂質土層に限定されていた が、砂質土以外の土層も液状 化判定を行うことになった。	福岡県西方沖地震(M7.0) 2011(平成 23)年 東北地方太平洋沖地震 (M9.0)

1.3 耐震診断

1.3.1 一般

耐震補強にあたっては、当該橋梁の現有する耐震性能を把握し、耐震補強の要否を判定するために耐震診断を行わなければならない。

【解 説】

耐震補強の検討にあたり、当該橋梁が補強前の状態でどの程度の耐震性能を有しているかを把握する必要がある。このため、耐震補強設計に先立ち、耐震診断を行わなければならない。

1.3.2 調査

耐震診断のための調査は、図書調査を標準とするが、得られる情報の量や精度が不十分な場合あるいは構造物が劣化している場合には、詳細調査を実施しなければならない。

【解 説】

耐震診断において実施される構造物あるいは部材の現有耐震性能の評価では、通常は構造物の設計で用いられる一般の評価式が用いられ、対象とする部材の寸法や配筋、材料強度等のデータが必要となる。このため、耐震診断のための調査では、設計図書や竣工図等の図書調査を標準とした。図書調査では一般に以下の情報が得られる。

- ・ 設計図面（構造寸法、支承条件、配筋状況等）
- ・ 設計計算書（死荷重反力、地盤条件等）
- ・ 数量計算書（使用材料等）
- ・ 地質調査報告書（地盤条件）
- ・ 点検資料（劣化状況の確認等）
- ・ 補強・補修履歴資料
- ・ 添架物件資料
- ・ その他（拡幅計画、架け替え等に関する資料等）

設計図書や竣工図等がなく耐震性能の評価が困難な場合や、構造物に劣化が生じている場合等には耐震診断のための詳細調査を実施するものとする。

ここで、前者については、コンクリートコア採取による材料強度の確認や非破壊試験やはつり調査によって配筋状況を確認する等、必要な項目について実施するものとする。また、鉄筋の定着部におけるフックの形状やせん断補強鉄筋の配筋、主鉄筋の途中定着部（段落し部）の有無は、部材の耐力やじん性等の耐震性能上重要な性能と密接に関係するため、配筋の詳細が不明な場合には必要に応じて詳細調査を実施して、その実状を可能な限り確認するとよい。一方、後者については、設計で用いられる一般の評価式は健全な状態を想定していることから、対象とする構造物が劣化している場合には、構造物の状態を把握して設計で用いた評価式の適用可能性を十分に検討するとともに、評価式に入力するための定量的な情報を入手するために詳細調査を実施するものとする。なお、定期点検等で劣化状況を把握するための詳細調査が既に実施されている場合には、その結果に基づいて検討を行ってもよい。

1.3.3 耐震診断条件

- (1) 耐震診断における耐震性能の照査は、動的照査法によって行うことを原則とする。ただし、動的応答を静的荷重に置換できると判断される場合には静的照査法を用いてもよい。
- (2) 耐震診断に用いるコンクリートおよび鉄筋の材料特性値は、実構造物から採取した材料サンプルの試験結果に基づいて設定することを原則とする。ただし、コンクリートについては建設当時の品質管理記録が残されている場合には設計図書に記載されている材料特性値を用いてもよい。
一方、鉄筋については、建設当時の JIS 規格に適合した鋼材が用いられていることが明らかな場合には JIS 規格の下限値を用いてもよい。
- (3) 耐震診断に用いる地盤特性は、原位置試験によって定めることを原則とする。ただし、液状化が懸念される砂質土層が存在せず、かつボーリング柱状図記録が残されている場合にはこれによらなくてもよい。
- (4) 地震時の慣性力は、実際の支承特性や地震動の特性を考慮して設定するのがよい。

【解 説】

(1) について

道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）では、耐震性能の照査手法として静的照査法と動的照査法の 2 つがあるが、本指針では既設構造物の地震時挙動を極力精度良く推定するために動的照査法を用いることを原則とした。ここでいう動的照査法とは、直接積分法による時刻歴応答解析法を示している。なお、レベル 1 地震動に対する照査においては、橋の動的応答が弾性範囲内であることが明らかな場合には時刻歴応答解析法以外の手法であっても信頼性が確認されたものであれば、それを用いてもよい。また、「地震時の挙動が複雑ではない橋」に対しては、動的応答を静的荷重に置換した静的照査法を用いてもよい。

(2) について

耐震診断に用いるコンクリートおよび鉄筋の材料特性値は、試験結果に基づいて設定することを原則とした。これは、古い構造物では施工基準が不明であることや、凍害等の材料劣化を受けているコンクリートでは設計図書に記載されている材料特性値が保持されていない可能性があるためである。

したがって、設計図書に設計基準強度が記載されている場合でも、品質管理記録（強度が確認できる資料）が残されていない場合には試験結果に基づいて設定することとした。なお、鉄筋の引張降伏強度については、これまでの実績に基づき一般には JIS 規格の下限値の 1.2 倍としてよい。

(3) について

耐震診断に用いる地盤特性は、原位置試験によって定めることを原則とした。これは、特に液状化が懸念される砂質土層が存在する場合には、N 値のみならず粒度分布等も把握する必要があるためである。

(4) について

地震時の慣性力は、実際の支承条件（固定、可動等）や地震動の特性を考慮して設定してもよいものとした。一般に可動橋脚の慣性力は、損傷した支承が噛み合う等して静摩擦力を超える慣性力が橋脚に作用する恐れがあるため、上部構造の死荷重重力の 1/2 に設計水平震度を乗じた力を考慮している。

しかし、可動橋脚が固定橋脚と同等以上の変形性能を有し、かつ固定橋脚に対して可動橋脚の慣性力が影響を及ぼさないことを確認した場合には、これを満足しなくてもよいこととした。また、長周期構造物（固有周期として 2 秒を目安）に対しては橋脚の地震時保有水平耐力の下限値を考慮するものとする。

1.3.4 応答値の算定

- (1) 耐震診断における応答値の算定は、橋梁全体系の地震時の振動特性を再現できるモデルを用いることを原則とする。ただし、振動単位系が明確に区分できる場合については、振動単位に分割したモデルを用いてもよい。
- (2) 応答値の算定に用いる部材のモデル化は、線材モデル（質点と棒部材とばねから成る 2 次元あるいは 3 次元の集合体）によってモデル化してよい。ただし、線材には軸剛性と曲げ剛性を考慮するものとし、一般にせん断変形は無視してもよい。
- (3) 部材の力学モデルは、部材の形状寸法と材料の力学特性を考慮して設定するものとする。一般には、曲げモーメント (M)－曲率 (ϕ) の関係または曲げモーメント (M)－回転角 (θ) の関係でモデル化するのがよい。
- (4) 鉄筋コンクリート部材の力学モデルの骨格曲線は、ひび割れ点、初降伏点、終局点を考慮したトリリニアモデルとし、非線形履歴則には剛性低下型の武田モデルを用いるのがよい。
- (5) 鋼製部材の力学モデルの骨格曲線は、コンクリートの充てんの有無や断面形状に応じてバイリニアモデルまたはトリリニアモデルを用いるものとし、非線形履歴特性の硬化則には移動硬化則を用いるのがよい。
- (6) 上部構造は、動的特性が適切に表現できるように弾性は要素としてモデル化してもよい。また、鋼桁の場合には床版の剛性を考慮した等価な梁部材としてモデル化してよい。
- (7) 支承部のモデル化は、上部構造と下部構造の相対変位の拘束条件を考慮したモデルとするのがよい。特に既設支承で最も多い鋼製支承については、保有する耐力や変形性能を適切に評価したモデルとしてもよい。
- (8) 基礎構造および地盤の影響は、それらの効果を集約させた線形のばねによってモデル化してよい。ここで、集約ばねは一般に水平バネおよび回転ばねを考慮するものとする。
- (9) 応答解析法は、直接積分法に基づく時刻歴応答解析とし、時間積分法や積分時間間隔は解析精度と安定性が確保されるように適切に設定しなければならない。
- (10) 橋の構造特性や振動特性に応じて、減衰の影響を考慮しなければならない。

【解 説】

(1) について

耐震診断において応答値を算定する場合には、橋梁全体系の地震時の振動特性を適切に再現できるモデルを用いることを原則とした。これは、耐震診断結果は耐震補強を検討する上での重要な指標となるため、橋を各部材単位で評価するのではなく、あくまでも橋全体系として評価すべきであるという考えに基づいたものである。ただし、振動単位系（地震時に同一の振動をすると見なし得る構造系）が明確に区分できる場合には、各振動単位に分割したモデルを用いてもよいものとした。その場合、解析対象の振動単位系と隣接する振動単位系の境界条件には十分に留意する必要がある。

(2) について

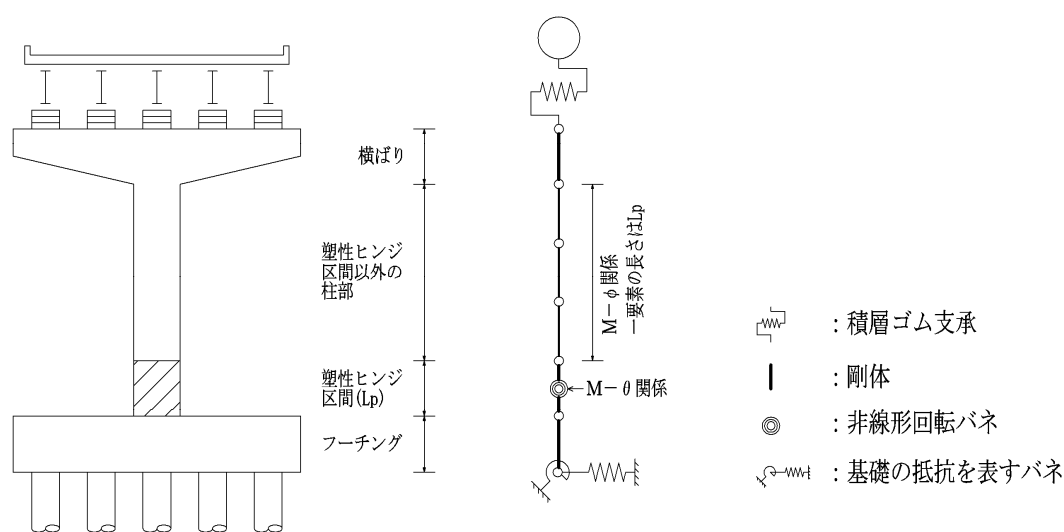
部材をモデル化する方法には、1 次元の要素領域の集合体としてモデル化する「線材モデル」と 2 次元あるいは 3 次元の要素領域を集合体としてモデル化する「有限要素モデル」に大別されるが、本指針では実務に配慮して使用実績の多い前者の線材モデルによるモデル化を標準とすることとした。ここで、線材モデルとは、構造物あるいは部材の質量をある位置に集中させ、その質点同士を棒部材（はり要素）やばね要素等で結合させるモデルである。

(3) について

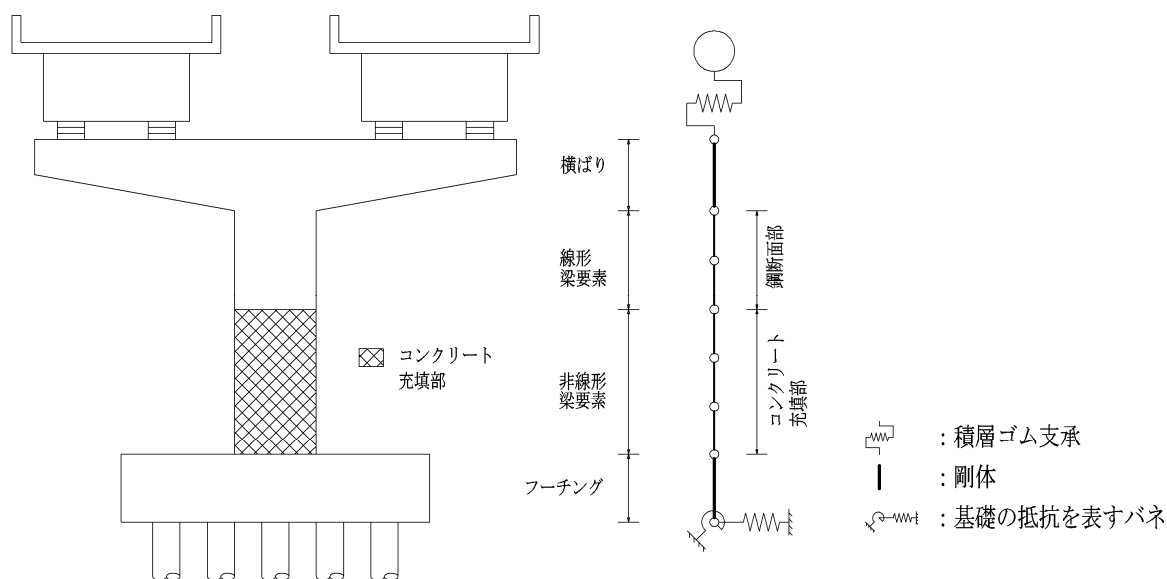
棒部材の力学モデルには、部材の形状寸法および材料の力学特性を考慮したものと、材料の応力－ひずみ関係から直接求めるものがある。前者は、断面を微小部分に分割して平面保持の仮定に基づき、各微小部分に材料の応力－ひずみ関係を適用して数値的に曲げモーメント－曲率関係を求めるものであり、後者は、はり要素に材料の応力－ひずみ関係を直接適用可能ないわゆるファイバーモデルであり、曲げモーメント－曲率関係や軸力－軸ひずみ関係を自動的に考慮するため軸力変動の影響を考慮できるものである。ファイバーモデルは近年その適用事例が増えているが、本指針では前者の力学モデルを標準とすることとした。

ここで、鉄筋コンクリート橋脚のように塑性ヒンジの発生箇所が明瞭な部材を曲げモーメント(M)－曲率(ϕ)関係または曲げモーメント(M)－回転角(θ)関係でモデル化する場合には、塑性ヒンジ領域はその領域の中心位置を回転中心として曲げモーメント－回転角関係を、塑性ヒンジ領域以外の領域は曲げモーメント－曲率関係で、それぞれモデル化するのがよい。また、曲げモーメント－曲率関係でモデル化する区間の部材軸方向の分割長は塑性ヒンジ長程度とするのがよい。これは、曲率でモデル化する場合には要素分割数に解析結果が左右され、特に塑性ヒンジ領域では照査で用いる曲率が塑性ヒンジ領域の平均曲率であるため、塑性化以降の挙動を適切に評価するためには要素を塑性ヒンジ長よりも小さく分割することは不適切であるためである。一方で、降伏までの挙動を考えた場合には分割長を小さくする必要がある。しかし、耐震診断あるいは耐震補強設計では、曲げ降伏以降の非線形性を精度良く算定することが要求されるため、塑性ヒンジ領域はモデル化による解析結果の差異を排除するために塑性ヒンジ領域の平均曲率から定まる回転角でモデル化することとした。また、塑性ヒンジ領域以外は曲率でモデル化することとしたが、分割長を小さくすると場合によっては一部の要素の応答曲率が過大となり、いわゆる局所化が生じて実現象と異なる解析結果を得る可能性がある。そのため、本指針では一要素の分割長を塑性ヒンジ長程度と規定した。なお、このような要素分割を行っても、塑性ヒンジ領域に近接する要素に曲げ降伏が発生する等の場合には塑性ヒンジ以外の領域は弾性体として扱ってもよい。

一方、鋼製橋脚に関しては、塑性化が予想される区間は曲げモーメント－曲率関係でモデル化し、その区間の要素は細かく分割する必要がある。図－解 1.1 には鉄筋コンクリート橋脚、図－解 1.2 には鋼製橋脚の解析モデルの例を示す。



図－解 1.1 鉄筋コンクリート橋脚の解析モデルの例

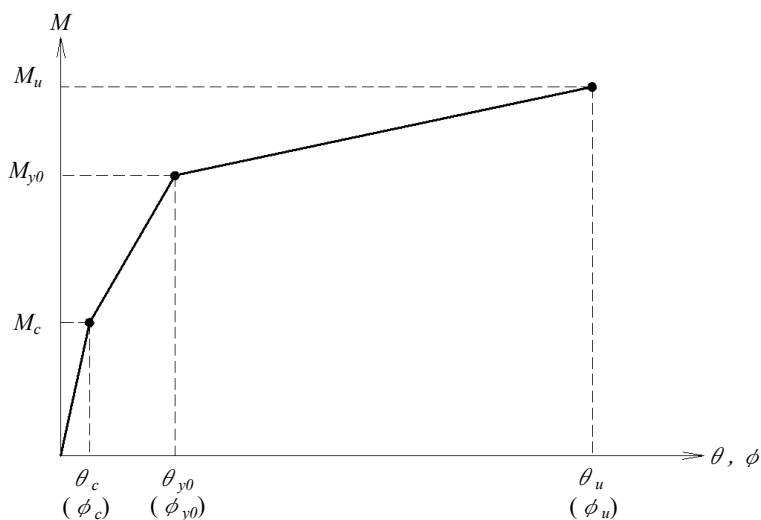


図一解 1.2 鋼製橋脚の解析モデルの例

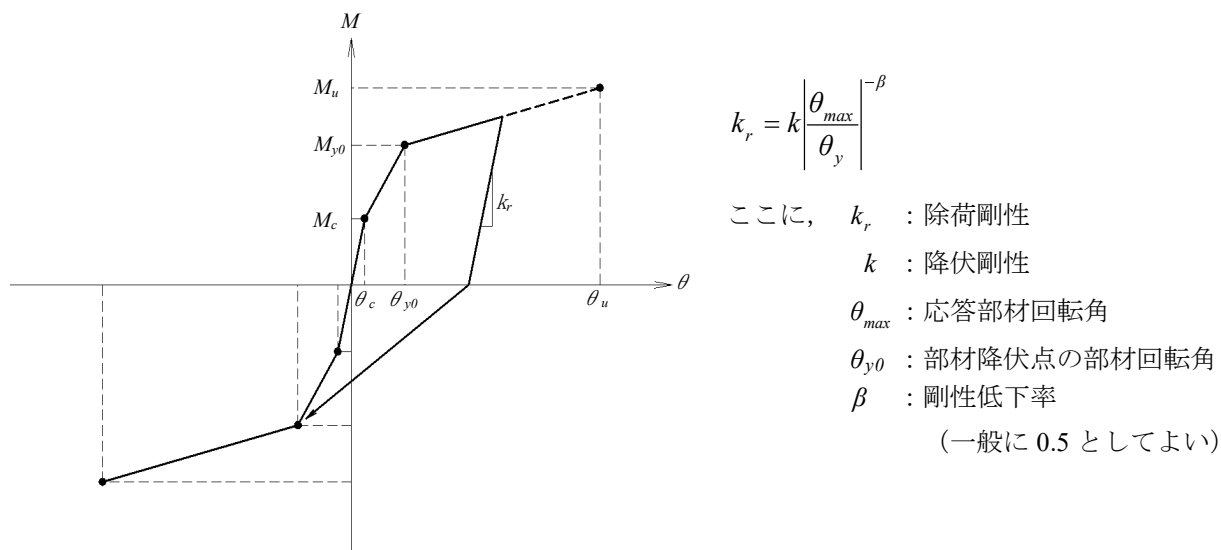
(4) について

鉄筋コンクリート部材の曲げモーメント(M)－曲率(ϕ)関係および曲げモーメント(M)－回転角(θ)関係の骨格曲線は、ひび割れ点、初降伏点、終局点を考慮したトリリニアモデルを用いることとした(図一解 1.3)。また、地震時の応答を精度良く再現するためには、部材の力学モデルに荷重の非線形履歴則を考慮する必要があることから、本指針では鉄筋コンクリート棒部材に対して採用実績の多い剛性低下型の武田モデルを用いることとした。ここで、武田モデルにおける剛性低下率 β は部材の変形状態により異なり、部材の変形が小さい場合には 0.4 程度、最大荷重以降のような変形が大きくなる場合には 0.5 ～ 0.6 程度となることが知られている。しかし、変形状態に応じた剛性低下率を非線形履歴モデルに組み込むことは煩雑であるため、本指針では剛性低下率 β を 0.5 としよものとした(図一解 1.4)。

また、ひび割れモーメントが初降伏モーメントや終局モーメントよりも大きく評価される場合には、部材の寸法効果や乾燥・水和熱の影響による見かけの曲げひび割れ強度の低下を考慮してひび割れモーメントを算定してもよいものとした。この場合、曲げひび割れ強度の設定にあたっては、土木学会コンクリート標準示方書【設計編】⁶⁾ の本編 5.2.1 を参照するとよい。



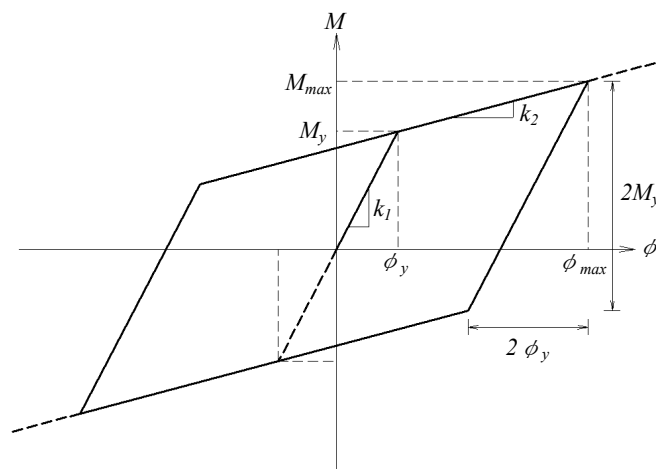
図一解 1.3 鉄筋コンクリート部材の骨格曲線



図一解 1.4 鉄筋コンクリート部材の非線形履歴特性 (武田モデル)

(5) について

鋼製部材の曲げモーメントー曲率関係の骨格曲線は、道路橋示方書 (V耐震設計編) に基づき、コンクリートの充てんの有無や断面形状に応じてバイリニアモデルまたはトリリニアモデルを用いることとした。また、鋼製部材ではバウシンガー効果を考慮する必要があることから、非線形履歴特性にはその効果を近似的に表現することが可能な移動硬化則を用いるのがよい (図一解 1.5)。



図一解 1.5 鋼製部材の非線形履歴モデルの例 (移動硬化則)

(6) について

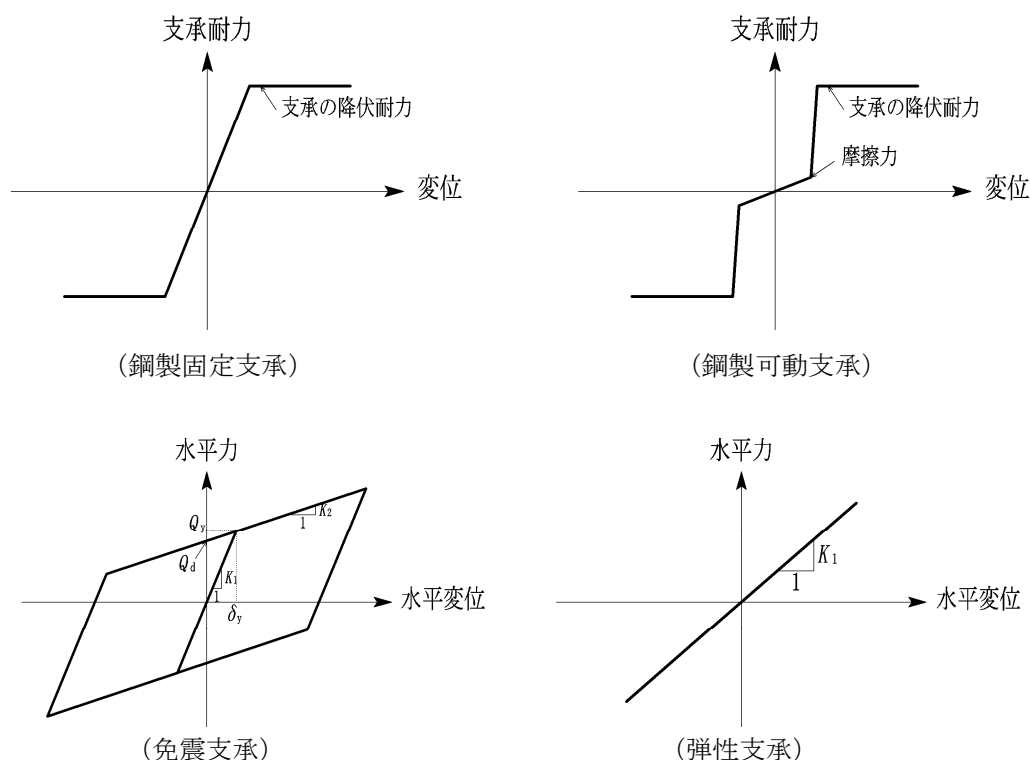
上部構造は線形はり要素でモデル化し、桁は床版剛性を考慮した等価な 1 本の梁部材としてモデル化してもよい。ただし、これは支承を有する高架橋の桁橋を想定しているため、ラーメン橋、アーチ橋、トラス橋のように上部構造が塑性化する可能性がある場合には非線形はり要素によってモデル化を行い、その影響を考慮するのがよい^{7),8),9)}。

ここで、一般的な桁橋では、支間長が短い場合 (支間 50m 以下) は鉛直たわみや橋軸直角方向たわみの固有振動モードのうち対称 1 次と逆対称 1 次の固有振動モードが得られればよく、支間長が長い場合

でも対称 2 次と逆対称 2 次までの固有振動モードが得られればよい。このためには、上部構造は各支間を 10 等分程度に分割して質点を設ければ十分であると考えられる。

(7) について

支承部は、道路橋示方書（V 耐震設計編）の表一解 6.2.2 に基づいて支承条件に応じてモデル化される場合が多いが、橋の挙動を厳密に解析する場合には上部構造と下部構造間の相対変位の拘束条件を適切に反映したモデルとするのがよい（図一解 1.6）¹⁰⁾。固定支承の場合には境界条件または構造要素の結合条件を固定とし、可動支承の場合には一般には完全自由の境界条件としてモデル化される。また、ゴム支承により弾性支持される場合にはばね要素によりモデル化するのがよい。なお、既設鋼製支承の非線形挙動は十分には解明されていないが、幾つかのモデルが考案させているため適宜参考にするのがよい。



図一解 1.6 支承部のモデル化の例

(8) について

基礎構造および地盤の影響は、道路橋示方書（V 耐震設計編）に基づいて、それらの効果を集約させた線形のばねによってモデル化してよいものとした。集約ばねは、基礎構造および地盤の効果を最も簡易に表現するモデル化に相当し、基礎の天端や図心位置、杭基礎の場合にはフーチングの底面位置等に基礎構造と周辺地盤の反力特性を加味した集約ばねで表現するモデルである。水平成分、鉛直成分、回転成分を有するばねでモデル化するが、一般には水平成分と回転成分が考慮される。ただし、このモデルが適用されるのは基礎構造の応答が線形範囲内であることが前提条件となる。

また、このモデルは、あくまでも上部構造や下部構造の耐震性能の判断に利用されるに限られるものであり、基礎構造や地盤の応答値を算定する場合には別途モデル化を行う必要がある。基礎構造の耐震性能照査は、一般には道路橋示方書（V 耐震設計編）に基づいて静的照査法（地震時保有水平耐力法）によって別途照査が行われる。

(9) について

近年、数値解析技術が著しく進歩し、種々の実験結果との比較を通して、解析結果の信頼性も十分に向上したことから、本指針では直接積分法に基づいた時刻歴応答解析を用いることを原則とした。

ここで、時刻歴応答解析における加速度の時間積分法には陽解法と陰解法があり、さらに陽解法には中央差分法や Runge-Kutta 法、陰解法には Newmark の β 法や Wilson の θ 法等がある。これらのうち、実務においては解の安定性（収束性）が良いことから、一般に Newmark の β 法（ $\beta = 0.25$, $\gamma = 0.50$ ：一定加速度法）が採用されている。

また、積分時間間隔は、部材の非線形化の程度や時間積分法によって異なるが、一般には 0.002 秒程度以下とするのがよい。よって、道路橋示方書（V 耐震設計編）における標準加速度波形はデジタル値が 0.01 秒間隔であるが、非線形動的解析では積分時間間隔が 0.002 秒程度以下となるように線形補間によって細かく設定するのがよい。特に、桁端部の衝突現象等を考慮する場合には、積分時間間隔が応答値に大きな影響を及ぼす可能性もあることから注意が必要である。

(10) について

橋の減衰定数は、1) 部材の粘性抵抗に起因する粘性減衰、2) 部材の材料非線形性に起因する履歴減衰、3) 振動エネルギーの地下逸散減衰等からなり、これらは橋の構造特性や振動特性によって変化するものである。動的解析では減衰特性が応答値に大きな影響を及ぼすことから、減衰定数の設定にあたっては十分に留意しなければならない。

一般には、応答が非線形領域に達するような場合には履歴減衰の影響が卓越し、粘性減衰の影響は小さいことが確認されている。よって、耐震性能 2 あるいは耐震性能 3 に対する照査では、非線形履歴特性を考慮した応答解析によって履歴減衰の影響が自動的に考慮されるため、これに加えて過大な粘性減衰を考慮することは危険側の評価を与えることになる。また、非線形領域では粘性減衰の物理的な意味が不明確となることから、粘性減衰の設定に際しては十分に留意する必要がある。ただし、粘性減衰は、数値計算上の安定性（収束性）を確保するために考慮する場合もあるため、解が発散する等の場合には応答値に及ぼす影響が小さいことを確認した上で粘性減衰を設定するのがよい。

粘性減衰には、質量比例型減衰（ $[C] = \alpha [M]$ ）、剛性比例型減衰（ $[C] = \beta [K]$ ）、Rayleigh 型減衰（ $[C] = \alpha [M] + \beta [K]$ ）があり、一般に実務では Rayleigh 型減衰が用いられる場合が多い。Rayleigh 型減衰を用いる場合には粘性減衰マトリックスにおける係数 α および β は、卓越する 2 つの固有振動モードに関する固有振動数とモード減衰定数により求めることができる。一般に、卓越する固有周期としては有効質量比あるいは刺激係数の大きな固有周期を選択することになるが、ここで選択する固有周期によっては解析結果に大きな影響を与え、実務上においても解析結果のばらつきの大きな要因となっている¹¹⁾。そのため、過大な減衰効果や解析結果のばらつきを回避するために、モード減衰定数と固有振動数の関係が上に凸にならないことや、高振動数領域の減衰が過度に大きくならないように、有効質量比あるいは刺激係数の大きい周期帯を包含するよう設定する等の配慮が必要である。また、卓越する振動モードが多数想定される場合には、係数 α および β を設定するための 2 つの基準固有振動モードの組み合わせを種々に変化させ、その違いが解析結果に及ぼす影響を十分に把握した上で設定するのがよい。

なお、モード減衰定数の算定に用いる各構造要素の減衰定数に関しては、道路橋示方書（V 耐震設計編）の表一解 7.3.1 に示されている減衰定数を参考にするとよい。

1.3.5 耐震性能の評価および耐震補強の要否の判定

- (1) 耐震診断における構造物の耐震性能の評価および耐震補強の要否の判定は、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）に準じるものとする。ただし、以下に示す事項は本節によることとしてもよい。
- 1) 橋脚の残留変位量は、部材の降伏以降の二次剛性によって大きく変化することから、耐震診断では実際の橋脚の二次剛性を考慮して残留変位を算定することを原則とする。
 - 2) 道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）に基づいて耐震診断を実施する場合、コンクリートの応力-ひずみ関係の算定に用いる横拘束筋やせん断補強筋は、その定着や加工形状が道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）の規定を満足する鉄筋のみを考慮するものとする。
 - 3) せん断スパン比が小さい壁部材のせん断耐力は、せん断スパン比の影響を考慮したせん断耐力算定式によって評価してもよい。ただし、これを適用する場合は、部材の応答が弾性応答もしくは応答塑性率が 1.5 程度以下でなければならない。
- (2) 構造物に材料劣化等による顕著な変状が認められない場合には、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）に示されている耐震性能の照査の方法に基づいて耐震性能の評価および耐震補強の要否の判定を実施してもよい。

【解 説】

(1) について

耐震性能の評価および耐震補強の要否の判定は、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）に準じるものとする。なお、具体的な耐震性能の照査項目については表一解 1.4 を参考にするとしてよい。

(1) 1) について

通常の橋脚の荷重-変位曲線は、最外縁の軸方向鉄筋が降伏した以降も最大耐力に達するまでは耐力増加があり、かつ一定の剛性を有している。また、残留変位は、部材の降伏以降の剛性によって大きく変化し、二次剛性比が大きくなるほど残留変位が減少することが明らかにされている¹²⁾。

そこで、既設橋脚の耐震診断および耐震補強設計では、実際の橋脚の二次剛性を考慮することを原則とし、橋脚の降伏を最外縁の軸方向鉄筋が降伏する時点の耐力および変形として、降伏から最大耐力までの剛性を考慮した二次剛性比を用いて残留変位を算定することとした。

残留変位の照査は、式一解 1.1 により行うものとする。

$$\delta_R \leq \delta_{Ra} \quad \cdots \cdots \quad (\text{解 1.1})$$

ここに、

δ_R : 橋脚の残留変位 (mm) で次式により算出する。

$$\delta_R = C_R (\mu_r - 1) (1 - r) \delta_{y0}$$

C_R : 残留変位補正係数

鉄筋コンクリート橋脚で、以下の値とする。

二次剛性比が 0.05 以上の場合は、0.35 とする。

二次剛性比が 0.05 未満の場合は、0.60 とする。

ν : 橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比

鉄筋コンクリート橋脚で、以下の値とする。

二次剛性比が 0.05 以上の場合は、0.05 とする。

二次剛性比が 0.05 未満の場合は、0.00 とする。

ここで、二次剛性は、初降伏時の変位と最大耐力時の変位を結んだ勾配としてよい。

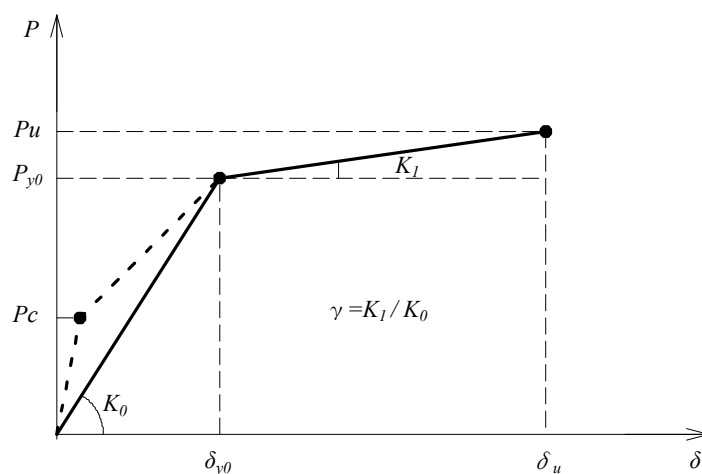
(図一解 1.7) なお、一次剛性は、降伏剛性とする。

δ_{y0} : 橋脚の降伏変位 (mm)

μ_r : 橋脚の最大応答塑性率 ($= \delta_{RESP} / \delta_{y0}$)

δ_{RESP} : 橋脚の最大応答変位 (mm)

δ_{Ra} : 橋脚の許容残留変位 (mm) で、原則として橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さの 1/100 とする。



図一解 1.7 橋脚のモデル化した荷重－変位曲線

(1) 2)について

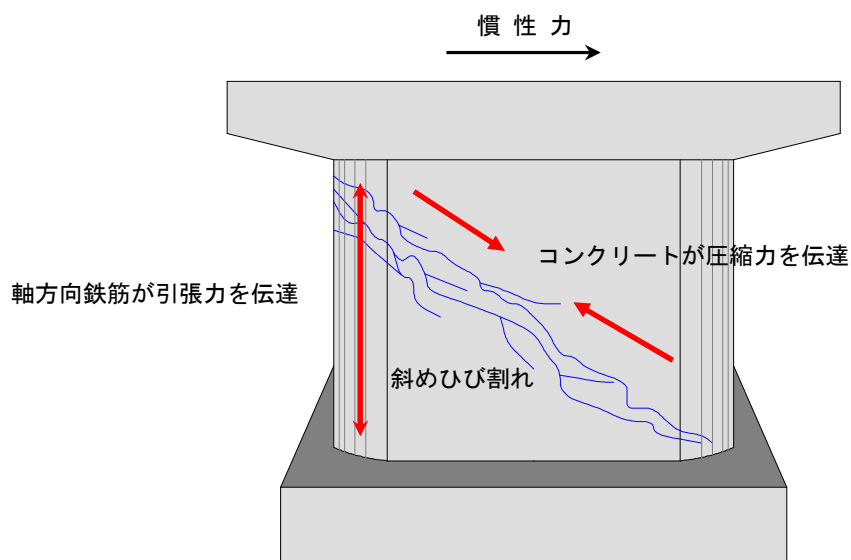
既設構造物の耐震診断や耐震補強を行う場合には、既に配筋されている鉄筋の評価が重要となる。また、耐震性能の照査方法は、道路橋示方書（V耐震設計編）の規定により定着や加工等が実施されていることが前提条件となっている。そのため、既設構造物の配筋詳細が現行示方書の規定を満足していない場合には、これらの鉄筋を設計上は考慮してはならない。

(1) 3)について

壁式橋脚の橋軸直角方向は、せん断スパン a と有効高 d の比であるせん断スパン比 (a/d) が小さくなる場合が多い。せん断スパン比が小さい部材は一般にディープビームと呼ばれ、せん断力に対する耐荷機構がせん断スパン比が大きい棒部材とは異なり、一般に斜めひび割れ発生後も大きなせん断力に抵抗することができる（図一解 1.8）。道路橋示方書（V耐震設計編）では、安全側の判断となるようにこの効果を見逃しているが、本指針では当該部材の応答が弾性応答もしくは応答塑性率が 1.5 程度以下であれば、この効果を考慮してもよいものとした。

ここで、道路橋示方書（V耐震設計編）のフーチング部材に対するせん断耐力算定式では、せん断スパン比の影響が考慮されていることから、このせん断耐力算定式を適用してもよい。ただし、この評価式では、せん断スパン比が 2.5 以下の場合にコンクリートが負担するせん断力を割り増すが、一方でせん断補強筋が負担するせん断力は低減されることに留意しなければならない。

なお、既設構造物のせん断耐力は、信頼性が確認されたものであれば非線形有限要素解析等の高度な解析法を用いて評価してもよい^{5), 13), 14)}。ただし、採用する解析手法によっては求まる精度も異なることに注意する必要があるため、非線形解析法等の高度な解析を用いる場合には土木学会コンクリート標準示方書【設計編】の標準（9編：非線形有限要素解析による照査）⁶⁾等を参考として、品質や精度を確保する必要がある。



図一解 1.8 せん断スパン比が小さい RC 部材の耐荷機構

(2) について

構造物において材料劣化等による顕著な変状が認められない場合には、道路橋示方書（V耐震設計編）に示されている耐震性能の照査の方法に基づいて耐震性能の評価および耐震補強の要否の判定を実施してもよいこととする。

耐震診断や耐震補強設計で用いられる性能評価式は、一般に材料劣化を受けていない健全な部材を対象としており、既設構造物にこの評価式を適用する場合には対象となる部材に顕著な劣化が生じていないことが前提条件となる。特に、鉄筋が腐食して鉄筋に沿ったひび割れが生じているような場合には、腐食による鉄筋の機械的性質の性能低下に加え、鉄筋とコンクリートの付着性能の低下も生じる。このような場合には、設計で用いられる性能評価式が適用できないことに留意する必要がある。なお、顕著な劣化が生じている場合には、それらの影響を考慮した照査を実施するか、生じている劣化に対する補修あるいは補強を行って健全性を担保した後に耐震補強を行う必要がある。ここで、材料劣化の影響を考慮した照査を行う場合には、土木学会コンクリート委員会の検討成果^{15), 16)}等を参考にするとよい。

表一解 1.5 (1) 耐震性能の照査項目の例

5) レベル2地震動に対する柱（壁）部材の照査結果

照査項目		単位	橋軸方向		橋軸直角方向	
タイプⅠ地震動			タイプⅡ地震動		タイプⅡ地震動	
■静的解析による照査結果						
損傷断面位置の判定 ($P_t/P_b \geq 1.2$: 基部損傷先行) ($P_t/P_b < 1.2$: 梁端損傷先行)	P_t	kN				
	P_b					
	P_t/P_b	—				
せん断耐力	判定					
	P_s					
	P_{ϕ}					
破損形態の判定	終局曲げ耐力	kN				
	P_u					
■静的解析による照査結果						
塑性率の照査	最大応答塑性率	μ_r				
	許容塑性率	μ_a				
回転角の照査	最大応答回転角	θ_r				
	許容回転角	θ_a				
せん断力の照査	最大応答せん断力	P_r				
	せん断耐力	P_s	kN			
残留変位の照査	残留変位	δ_g				
	許容残留変位	δ_{Ba}	m			
判定						

6) レベル2地震動に対するフーチング部材の照査結果

照査項目		単位	橋軸方向		橋軸直角方向	
タイプⅠ地震動			タイプⅡ地震動		タイプⅡ地震動	
■静的解析による照査結果						
曲げモーメントに対する照査	最大曲げモーメント	M				
	降伏曲げモーメント	M_y				
せん断力に対する照査	最大せん断力	S				
	せん断耐力	P_s	kN			
判定						

■ 耐震性能照査結果総括表（直接基礎）

1) 対象橋脚の基本諸元

- ・国道名および橋梁名
- ・躯体名
- ・耐震設計上の地震種別
- ・地域区分、地域別補正係数
- ・設計水平震度 (W) 地震動
- ・支承条件
- ・既設コンクリート強度
- ・既設鉄筋の材質
- ・既設骨組筋の取り扱い
- ・主鉄筋設置部の有・無

・上部構造の死荷重反力および分担重量

項 目	単 位	橋軸方向	橋軸直角方向
上部構造死荷重反力	KN	R_d	
上部構造分担重量	KN	W_k	
慣性力の作用位置	m	h	

2) レベル 1 地震動に対する直接基礎の安定照査結果

照査項目		単 位	橋軸方向	橋軸直角方向
■ 直接基礎の非線形性を考慮した安定（転倒）に対する照査結果				
回転角の照査	応答回転角	θ_r		
	限界値	θ_{lim}		
判 定				

3) レベル 1 地震動に対する柱（壁）部材の照査結果

照査項目	単 位	橋軸方向	橋軸直角方向
圧縮応力度	σ_c		
	限界値 σ_{ca}		
引張応力度	σ_s		
	限界値 σ_{sa}		
せん断応力度	τ		
	限界値 τ_a		
判 定			

4) レベル 1 地震動に対するフーチング部材の照査結果

照査項目	単 位	橋軸方向		橋軸直角方向	
		上面	下面	上面	下面
圧縮応力度	σ_c				
	限界値 σ_{ca}				
引張応力度	σ_s				
	限界値 σ_{sa}				
せん断応力度	τ				
	限界値 τ_a				
判 定					

表一解 1.5 (2) 耐震性能の照査項目の例

5) レベル2地震動に対する柱（壁）部材の照査結果

照査項目	単位	橋軸方向	橋軸直角方向
■静的解析による照査結果			
損傷断面位置の判定 ($P_t/P_b \geq 1.2$: 基部損傷先行) ($P_t/P_b < 1.2$: 通常し損傷先行)	P_t	kN	
	P_b		
	P_t/P_b	—	
	判定		
せん断耐力	P_s	kN	
	P_{s0}		
	P_u		
破壊形態の判定	判定		
終局曲げ耐力			
■動的解析による照査結果			
塑性率の照査	最大応答塑性率	μ_r	—
	許容塑性率	μ_a	
回転角の照査	最大応答回転角	θ_r	—
	許容回転角	θ_a	
せん断力の照査	最大応答せん断力	P_r	kN
	せん断耐力	P_s	
残留変位の照査	残留変位	δ_g	m
	許容残留変位	δ_{sa}	
判定	判定		

6) レベル2地震動に対する杭基礎の照査結果（〇〇杭基礎）

照査項目	単位	橋軸方向	橋軸直角方向	液状化を考慮しない場合	液状化を考慮する場合
■杭基礎の降伏判定					
杭体曲げモーメント	M_{max}	kNm			
降伏曲げモーメント	M_y	kNm			
判定（降伏する杭体の状態）					
杭頭最大鉛直反力	P_h	kN			
支持力の上限値	P_{lu}	kN			
判定	判定				
■応答塑性率および応答変位の照査（橋脚の終局水平耐力が大きい場合や液状化が生じる場合にのみ照査を行う）					
応答塑性率	α_{Fr}				
許容塑性率	α_{Fl}				
応答回転角	α_{Fo}	rad			
許容回転角	α_{Fa}				
判定	判定				
■部材の照査（適宜：鋼管杭基礎のため照査を省略する等）					
最大せん断力	S	kN			
せん断耐力	P_s				
判定	判定				
総合判定	総合判定				

7) レベル2地震動に対するワーチング部材の照査結果

照査項目	単位	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	液状化を考慮しない場合	液状化を考慮する場合
曲げモーメント							
最大曲げモーメント	M	kNm					
降伏曲げモーメント	M_y						
せん断力に対する照査	S	kN					
せん断耐力	P_s						
判定	判定						

■耐震性能照査結果総括表（杭基礎）

1) 対象橋脚の基本諸元

- ・国道名および路線名
- ・橋体名
- ・耐震設計上の地震種別
- ・地域区分、地域別補正係数
- ・設計水平震度（L1地震動）
- ・支承条件
- ・既設コンクリート強度
- ・既設鉄筋の材質
- ・既設帯鉄筋の取り扱い
- ・主鉄筋段差し部の有・無
- ・液状化の有・無
- ・上部構造の死荷重反力および分相重量

項 目	単 位	橋軸方向	橋軸直角方向
上部構造死荷重反力	R_d	kN	
上部構造分相重量	W_b	kN	
橋体力の作用位置	h	m	

2) レベル1地震動に対する杭基礎の安定照査結果（〇〇杭基礎）

照査項目		単 位	液状化を考慮しない場合		液状化を考慮する場合	
			橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向
押込み支持力	計算値	R_{max}	kN			
	許容値	R_a				
引抜き支持力	計算値	R_{sux}	kN			
	許容値	P_a				
杭体応力度	計算値	σ_c	N/mm ²			
	限界値	σ_{ca}				
	計算値	σ_s	N/mm ²			
	限界値	σ_{sa}				
せん断応力度	計算値	τ	N/mm ²			
	限界値	τ_a				
		判 定				

3) レベル1地震動に対する柱（壁）部材の照査結果

照査項目	単 位	橋軸方向	橋軸直角方向
圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	
限界値	σ_{ca}		
引張応力度	σ_s	N/mm ²	
限界値	σ_{sa}		
せん断応力度	τ	N/mm ²	
限界値	τ_a		
		判 定	

4) レベル1地震動に対するワーチング部材の照査結果

照査項目		単 位	液状化を考慮しない場合		液状化を考慮する場合	
			橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向
			上面	下面	上面	下面
圧縮応力度	計算値	σ_c	N/mm ²			
	限界値	σ_{ca}				
引張応力度	計算値	σ_s	N/mm ²			
	限界値	σ_{sa}				
せん断応力度	計算値	τ	N/mm ²			
	限界値	τ_a				
		判 定				

表一解 1.5 (3) 耐震性能の照査項目の例

5) レベル2地震動に対する柱（壁）部材の照査結果				
照査項目		単 位	振動方向	振動直角方向
■静的解析による照査結果				
橋脚断面位置の判定 ($P_1/P_2 \geq 1.2$: 基礎側無条件) ($P_1/P_2 < 1.2$: 最悪し損傷進行)	P_1	kN		
	P_2	—		
	P_1/P_2	判 定		
変換状態の判定	P_1	kN		
	P_2	—		
	P_1/P_2	判 定		
■動的解析による照査結果				
塑性率の照査	最大応答塑性率	μ_e		
	許容塑性率	μ_a		
	最大応答回転角	θ_a		
回転角の照査	許容回転角	θ_a		
	最大応答せん断力	P_1	kN	
	せん断力の照査	P_2		
残留変位の照査	残留変位	δ_a	m	
	許容残留変位	δ_a		
	判 定			
6) レベル2地震動に対するケーソン基礎の照査結果				
照査項目		単 位	振動方向	振動直角方向
■ケーソン基礎の降伏判定				
側壁部材モーメントの照査	最大曲げモーメント	M_{max}	kNm	
	降伏曲げモーメント	M_y	kNm	
	判 定			
前面地盤の塑性率の照査	計算値	λ_F	%	
	許容値	λ_{Fa}	%	
	判 定			
基礎底面の浮上り面積率の照査	計算値	λ_a	%	
	許容値	λ_{Fa}	%	
	判 定			
ケーソン基礎の降伏判定				
■応答塑性率および応答変位の照査（側壁の終局水平耐力が生じる場合に行う）				
塑性率の照査	応答塑性率	μ_e		
	許容塑性率	μ_a		
	判 定			
回転角の照査	最大応答回転角	α_F	rad	
	許容回転角	α_{Fa}		
	判 定			
■部材の照査				
側壁部材 (水平方向)	最大曲げモーメント	M_{max}	kNm	
	終局曲げモーメント	M_y	kNm	
	最大せん断力	P_1	kN	
側壁部材 (鉛直方向)	せん断耐力	P_2	kN	
	最大せん断力	P_1	kN	
	せん断耐力	P_2	kN	
頂部部材	最大曲げモーメント	M_{max}	kNm	
	終局曲げモーメント	M_y	kNm	
	最大せん断力	P_1	kN	
	せん断耐力	P_2	kN	
	判 定			
総合判定				

■耐震性能照査結果総括表（ケーソン基礎）

- 1) 対象橋脚の基本諸元
- ・国道名および橋梁名
 - ・橋体名
 - ・耐震設計上の地震種別
 - ・地震区分、地域別補正係数
 - ・設計水平震度 (L_1 地震動)
 - ・変換条件
 - ・既設コンクリート強度
 - ・既設鉄筋の材質
 - ・既設帯鉄筋の取扱い
 - ・主鉄筋段差し部の有・無
 - ・液状化の有・無
 - ・上部構造の死荷重反力および分組重量

項 目	単 位	振動方向	振動直角方向
上部構造死荷重反力	R_d	kN	
上部構造分組重量	W_g	kN	
慣性力の作用位置	h	m	

2) レベル1地震動に対するケーソン基礎の応答照査結果

照査項目		単 位	液状化を考慮しない場合	液状化を考慮する場合
			振動方向	振動直角方向
底面の総直地盤反力	計算値	q_{max}	kN/m ²	
	許容値	q_a		
	底面のせん断抵抗力	H_a	kN	
水平変位	計算値	δ	m	
	許容値	δ_a		
	判 定			

3) レベル1地震動に対するケーソン基礎の部材の照査結果

照査項目		単 位	液状化を考慮しない場合	液状化を考慮する場合
			振動方向	振動直角方向
側壁部材 (水平方向)	圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	
	限界値	σ_{cs}		
	引張応力度	σ_s	N/mm ²	
	限界値	σ_{sa}		
	せん断応力度	τ	N/mm ²	
	限界値	τ_a		
側壁部材 (鉛直方向)	圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	
	限界値	σ_{cs}		
	引張応力度	σ_s	N/mm ²	
	限界値	σ_{sa}		
	せん断応力度	τ	N/mm ²	
	限界値	τ_a		
頂部部材	圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	
	限界値	σ_{cs}		
	引張応力度	σ_s	N/mm ²	
	限界値	σ_{sa}		
	せん断応力度	τ	N/mm ²	
	限界値	τ_a		
判 定				

4) レベル1地震動に対する柱（壁）部材の照査結果

照査項目		単 位	振動方向	振動直角方向
圧縮応力度	圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	
	限界値	σ_{cs}		
	引張応力度	σ_s	N/mm ²	
せん断応力度	引張応力度	σ_s	N/mm ²	
	せん断応力度	τ	N/mm ²	
	限界値	τ_a		
判 定				

表一解 1.5 (4) 耐震性能の照査項目の例

5) レベル2地震動に対する柱（壁）部材の照査結果				
照査項目		単 位	橋軸方向	
			タイプⅠ地震動	タイプⅡ地震動
■静的解析による照査結果				
損傷断面位置の判定 ($P_1/P_b \geq 1.2$: 基部相変先行) ($P_1/P_b < 1.2$: 段落し損傷先行)	P_1	kN		
	P_b			
	P_1/P_b	—		
せん断耐力	判 定			
	P_s	kN		
	P_{s0}			
破壊形態の判定	P_u			
■動的解析による照査結果				
最大応答塑性率	μ_T	—		
	μ_a			
	θ_r	—		
回転角の照査	θ_a			
	P_r	kN		
	P_s			
せん断力の照査	δ_g	m		
残留変位の照査	δ_{ba}			
判 定				
6) レベル2地震動に対する深礎杭基礎の照査結果				
照査項目		単 位	液状化を考慮しない場合	
			橋軸方向	橋軸直角方向
■深礎杭基礎の陥伏判定				
杭体曲げの照査	M_{max}	kNm		
	M_y	kNm		
	判 定 (陥伏する杭体の状態)			
杭頭最大鉛直反力	P_b	kN		
	P_{bu}	kN		
	判 定			
■応答塑性率および応答変位の照査 (橋脚の終局水平耐力が大きい場合や液状化が生じる場合このみ照査を行う)				
塑性率の照査	μ_T	—		
	μ_{FL}			
	α_{Fo}	rad		
回転角の照査	α_{Fa}			
	判 定			
■部材の照査				
せん断力の照査	S	kN		
	P_s			
	判 定			
総合判定				
7) レベル2地震動に対するワーチング部材の照査結果				
照査項目		単 位	液状化を考慮しない場合	
			橋軸方向	橋軸直角方向
曲げモーメントに対する照査	M	kNm		
	M_y			
	S	kN		
せん断力に対する照査	P_s			
	判 定			
液状化を考慮する場合				
せん断力に対する照査	M	kNm		
	M_y			
	S	kN		
せん断力に対する照査	P_s			
	判 定			

■耐震性能診断結果総括表（深礎杭基礎）

1) 対象橋脚の基本諸元

- ・ 国道名および橋梁名
- ・ 橋体名
- ・ 耐震設計上の地震種別
- ・ 地域区分、地域別補正係数
- ・ 設計水平震度（Ⅰ地震動）
- ・ 支床条件
- ・ 既設コンクリート強度
- ・ 既設鉄筋の材質
- ・ 既設帯鉄筋の取り扱い
- ・ 主鉄筋改築し部の有・無
- ・ 液状化の有・無
- ・ 上部構造の死荷重反力および分組重量

項 目	単 位	橋軸方向	橋軸直角方向
上部構造死荷重反力	R_d	kN	
上部構造分組重量	W_u	kN	
慣性力の作用位置	h	m	

2) レベル1地震動に対する深礎杭基礎の安定照査結果

照査項目		単 位	液状化を考慮しない場合	
			橋軸方向	橋軸直角方向
底面の鉛直地盤反力度	計算値	q_{max}		
	許容値	q_a		
	判 定			
水平変位	計算値	δ	m	
	許容値	δ_a		
	判 定			
杭体心力度	計算値	σ_c	N/mm ²	
	許容値	σ_{ca}		
	計算値	σ_s	N/mm ²	
	許容値	σ_{sa}		
	計算値	τ	N/mm ²	
	許容値	τ_a		
判 定				

3) レベル1地震動に対する柱（壁）部材の照査結果

照査項目		単 位	橋軸方向	橋軸直角方向
圧縮心力度	σ_c	N/mm ²		
	σ_{ca}			
	判 定			
引張心力度	σ_s	N/mm ²		
	σ_{sa}			
	判 定			
せん断心力度	τ	N/mm ²		
	τ_a			
	判 定			

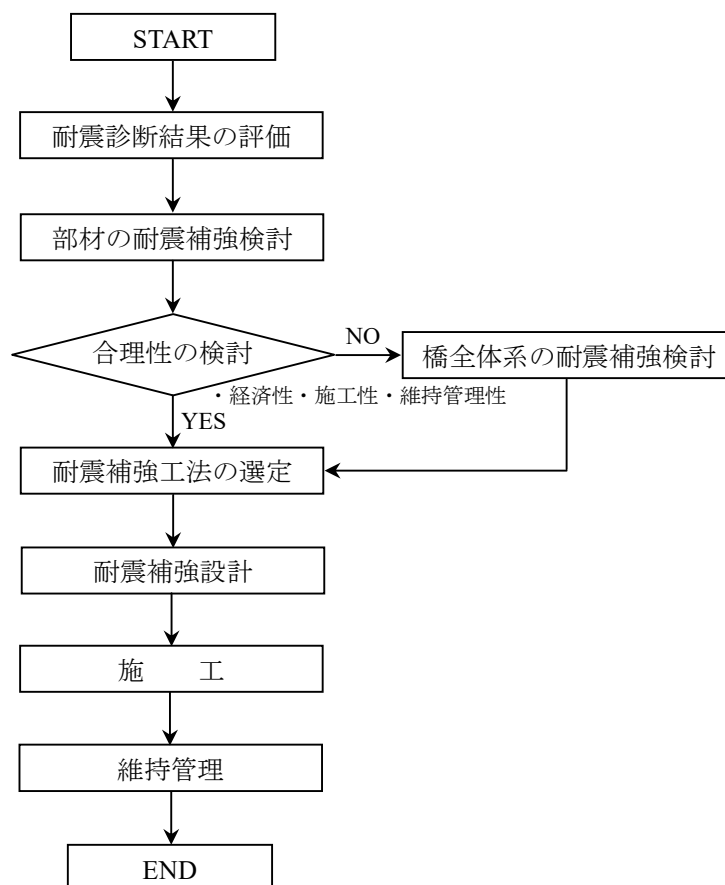
4) レベル1地震動に対するワーチング部材の照査結果

照査項目		単 位	液状化を考慮しない場合	
			橋軸方向	橋軸直角方向
圧縮心力度	σ_c	N/mm ²		
	σ_{ca}			
	判 定			
引張心力度	σ_s	N/mm ²		
	σ_{sa}			
	判 定			
せん断心力度	τ	N/mm ²		
	τ_a			
	判 定			

1.4 耐震補強

1.4.1 一般

- (1) 既設橋梁の耐震補強では、経済性、施工性および維持管理性を考慮して、所要の耐震性能を満足することを照査しなければならない。
- (2) 既設橋梁の耐震補強は、図－1.1 に示すフローに基づいて行うものとする。



図－1.1 耐震補強のフロー

【解 説】

(1) について

既設橋梁の耐震補強は、所要の耐震性能を満足させることが必須である。しかし、既設橋梁は新設橋梁とは異なり、施工条件等で制約を受ける場合が多い。そのため、耐震補強では仮設構造等の必要性や施工期間などの施工性や経済性、および維持管理性を考慮して行わなければならない。

(2) について

耐震補強の流れを示した。本指針では、1.3 に基づいて耐震診断を実施して個々の耐震診断結果を総合的に評価した上で、まずは部材（橋脚）の耐震補強検討を実施するものとした。その検討結果に基づいて、経済性、施工性、維持管理性の観点から部材補強に対する合理性を検討し、例えば河川内の水中橋脚を耐震補強するために莫大な仮設コストを要する場合や長大橋梁や特殊橋梁（ラーメン橋、アーチ橋、斜張橋、吊橋等）で、部材補強自体あるいは部材補強のみの対策では合理的な耐震補強対策が図れないと判断された場合には、橋全体系の耐震補強を検討することとした。

1.4.2 耐震補強工法の選定

耐震補強工法は、対象とする橋梁の現有する耐震性能、目標とする耐震性能、構造条件、施工条件、経済性、維持管理性を考慮して、適切な工法を選定しなければならない。

【解 説】

耐震性能を向上させる方法には、変形性能を高める方法、部材の耐力を高める方法、地震時慣性力を低減させる等の方法がある。これに応じて、耐震補強工法にも、部材の増厚、鉄筋コンクリートや鋼板、連続繊維シートによる巻き立て、補強材の設置、制震デバイスの設置等、各種の工法がある。したがって、耐震補強に際しては、対象とする橋梁が現有する耐震性能、目標とする耐震性能、構造条件、施工条件、経済性、維持管理性を考慮して、これらの工法から適切なものを選定する必要がある。

既設橋梁では、河川内あるいは施工空間が狭隘である場合や車両の通行規制が困難な場合等には、施工に際し、大規模な仮設工事や保安対策等が必要になる。最近では、これらの課題に対して狭隘な空間でも施工が可能となるよう、軽量の補強材を人力で施工する工法や河川内の仮締切りや水替えが不要な工法、仮設土留めや掘削が不要な工法等も開発され、実用化されている。工法選定に際しては、施工条件に応じてこれらの工法も参考にするとよい。

以下に、代表的な耐震補強工法を示す。

1) 部材の耐震補強工法の例

a) 鉄筋コンクリート橋脚単体の耐震補強工法の例

- ・鉄筋コンクリートで巻き立てる工法（2章_2.2を参照）
- ・鋼板で巻き立てる工法（2章_2.3を参照）
- ・連続繊維（FRP）で巻き立てる工法（2章_2.4を参照）

b) 基礎構造の耐震補強工法の例

- ・基礎本体の耐力を向上させる工法（増し杭工法、フーチング拡大工法等）
- ・良好な地盤に荷重を伝達させる工法（増し杭工法、地盤改良工法等）
- ・基礎周辺地盤の液状化による強度低下を防止する工法（地盤改良工法等）
- ・基礎に作用する荷重を低減させる工法（橋梁全体系の耐震補強工法）

2) 橋全体系の耐震補強工法の例

- ・変位拘束工法（3章_3.2を参照）
- ・免震化工法（3章_3.3を参照）
- ・地震時水平力分散工法（3章_3.4を参照）

3) 落橋防止対策の例

- ・桁かかり長（鉄筋コンクリートや鋼製ブラケットによる縁端拡幅：4章_4.2を参照）
- ・落橋防止構造（ケーブル等を用いた連結構造や突起の設置等：4章_4.3を参照）
- ・水平力抵抗構造（アンカーバーや突起の設置等：4章_4.4を参照）
- ・横変位拘束構造（アンカーバーやブラケット、突起の設置等：4章_4.5を参照）
- ・段差防止構造（鉄筋コンクリートブロックや鋼製架台等：4章_4.6を参照）

1.4.3 耐震補強設計

耐震補強設計は、選定した耐震補強工法の特성에応じた限界値を設定し、道路橋示方書（V耐震設計編）に準じて行わなければならない。なお、各耐震補強工法の特性については2章～5章による。

【解 説】

既設橋梁の耐震補強設計は、選定した耐震補強工法の特성에応じた限界値を設定し、道路橋示方書（V耐震設計編）に準じて行うものとした。

なお、各工法の設計法に関する詳細については、部材（橋脚）の耐震補強工法については2章、橋全体系の耐震補強工法については3章、落橋防止システムについては4章、基礎の耐震補強工法については5章を参照されたい。

1.5 耐震補強の施工

- (1) 耐震補強の施工は、品質が確認されている材料を用いて適切に行わなければならない。
- (2) 耐震補強の施工中および施工後における検査では、合理的な検査計画を定め、適切な検査方法により耐震補強設計で意図されている補強効果が確実に発揮されるように施工されていることを確認しなければならない。

【解 説】

(1) について

耐震補強の施工は、品質が確認されている材料を用いて適切に行う必要がある。特に、北海道では雪寒地域という環境の特殊性にも配慮しなければならない。また、耐震補強では、部材の増厚や巻立て、補強材の設置等、既設部材への削孔作業等を伴うことが多い。その際には、作業に先立ち非破壊検査等によって既設部材中の鉄筋位置を十分に確認して、既設鉄筋を損傷させることのないように適切に施工しなければならない。

既設コンクリートと補強のための新たなコンクリートの打継ぎ面や鋼板およびFRP等の接着面においては、適切なアンカーの設置や十分な付着を確保するための下地処理が重要となる。このため、コンクリート表面の脆弱部や付着物は確実に除去しなければならない。

また、耐震補強を目的として支承交換を行う場合、一般に上部構造をジャッキアップして施工することになるが、その場合にはジャッキアップの支点部となる上部構造側および下部構造側の部位に対する検討が必要となる。そして、仮に当該部材の耐力が不足しているという理由で補強を検討する場合には、ジャッキアップという施工時の状況だけでなく、補強後の構造が常時に対する設計や耐久性に影響を及ぼすことがないよう留意する必要がある。

(2) について

耐震補強の施工における検査は、補強された部材や構造物が耐震補強設計において設定した要求性能を満足しているか否かを判定するために行われるものである。

検査の方法は、対象とする構造物や使用した補強工法の種類等によって異なるため、効率的かつ確実な検査ができるよう、工事の各段階での検査項目、検査方法等を事前に検討して検査計画を策定する必要がある。また、検査は、施工の良否や構造物が所定の耐震性能を確保しているか否かの判定のもとになるため、試験方法や合否の判定基準は契約時の特記仕様書等で事前に設定しておくのがよい。

1.6 耐震補強後の維持管理

耐震補強を行った構造物は、残存予定期間を通じて構造物に要求される性能が許容範囲内にあるよう維持管理計画を立てて維持管理しなければならない。また、構造物の耐震補強に関する情報は、適切な方法で記録し、必要な期間保管しなければならない。

【解 説】

耐震補強を行った構造物は、補強設計において計画した予定供用期間を通じて構造物に要求される所要の性能が許容範囲内にあるよう維持管理計画を立てて維持管理しなければならない。また、耐震補強の計画、設計（図面）、施工、補修履歴等の記録は、補強後の構造物の維持管理の基礎資料となるのみならず、以後の耐震補強工法や使用材料の適正を評価するための重要な情報となる。したがって、これらの記録は後に参照しやすいような適切な方法で行い、少なくとも耐震補強された構造物が供用されている期間は保管しなければならない。なお、設計図面等に記載すべき事項については、参考文献 1)、4)を参考にするとよい。

【参考文献】

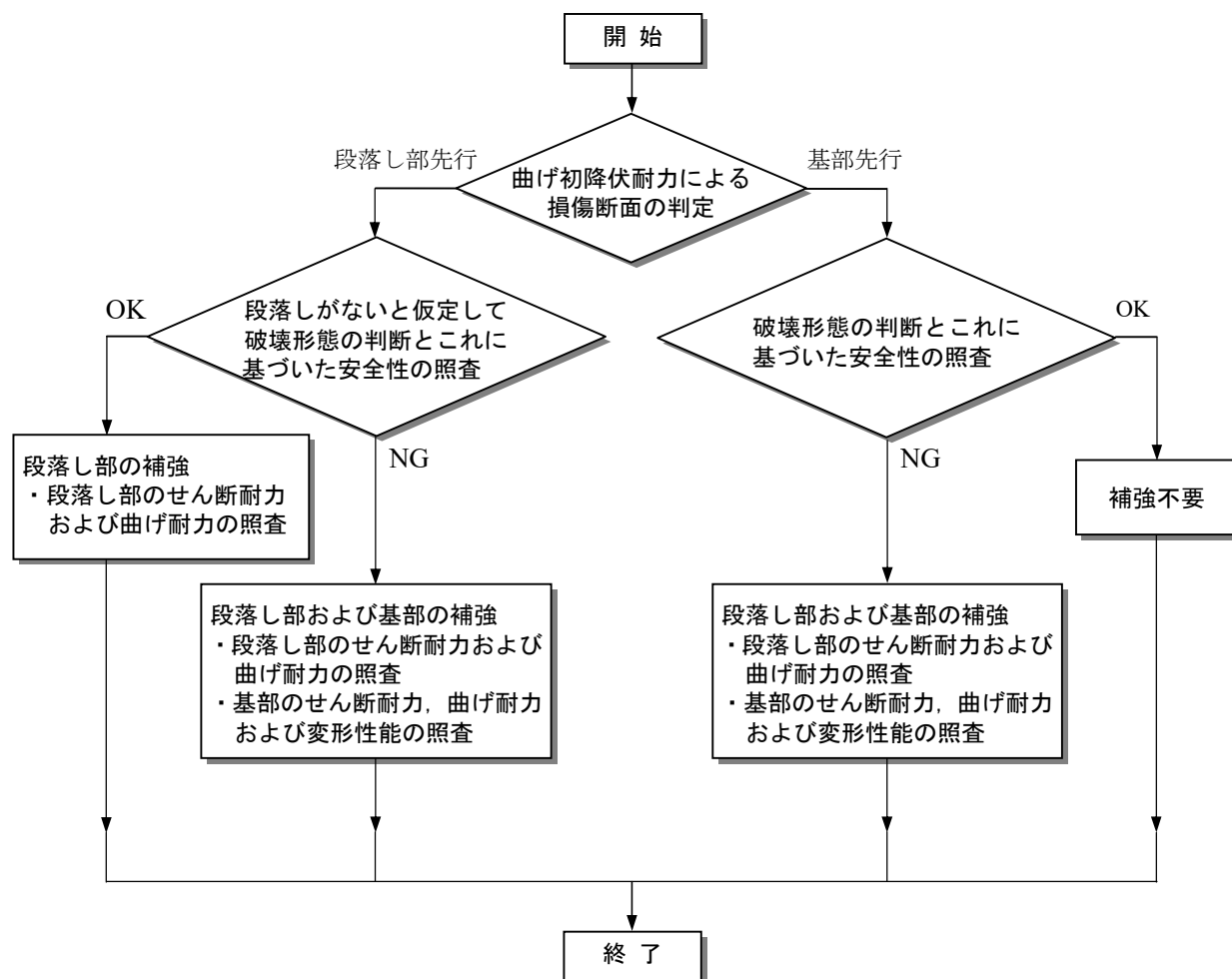
- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ 耐震設計編，平成 24 年 3 月
- 2) 国土交通省：「緊急輸送道路の橋梁耐震補強 3 箇年プログラム，耐震補強マニュアル(案)」，平成 17 年 6 月，<http://www.pwri.go.jp/caesar/manual/list2.html>
- 3) 国土交通省：「3 箇年プログラムで段落し部の対策を実施した鉄筋コンクリート橋脚のアップグレード補強マニュアル(案)」，平成 21 年 3 月，<http://www.pwri.go.jp/caesar/manual/list2.html>
- 4) 国土交通省国土技術政策総合研究所，(独)土木研究所：既設橋の耐震補強設計に関する技術資料，国総研資料第 700 号，土研資料第 4244 号，平成 24 年 11 月
- 5) (財)海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，p. I -4，平成 17 年 4 月
- 6) 土木学会：2012 年制定 コンクリート標準示方書【設計編】，2013 年 3 月
- 7) 土木学会：2008 年制定 鋼・合成構造標準示方書【耐震設計編】，2008 年 2 月
- 8) (社)日本鋼構造協会：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，2006 年 9 月
- 9) (社)日本鋼構造協会：鋼橋の耐震設計の信頼性と耐震性能の向上，2009 年 9 月
- 10) 土木学会：非線形解析によるコンクリート構造物の性能照査～手順と検証例・照査例～，コンクリート技術シリーズ 66，2005 年 9 月
- 11) 坂口淳一，笠井尚樹，小林竜太，三田村 浩：RC 橋脚の非線形動的応答解析に及ぼす粘性減衰の取り扱いの影響，土木学会北海道支部論文報告集第 65 号，2009 年 1 月
- 12) 川島一彦，Gregory A,Macrae，星隈順一，長屋和宏：残留変位応答スペクトルの提案とその適用，土木学会論文集，No.501/I -29，pp.183-192，1994 年 10 月
- 13) 笠井尚樹，渡邊忠朋，三田村 浩，西 弘明：中空断面を有する壁式橋脚のせん断耐力に関する検討，土木学会北海道支部論文報告集第 66 号，2010 年 2 月
- 14) 吉田安寿，小林竜太，南波宏介，工藤浩史：鉄筋コンクリート壁式橋脚のせん断耐力に関する数値解析的検討，土木学会北海道支部論文報告集第 66 号，2010 年 2 月
- 15) 土木学会：地震作用に対するコンクリート構造物の性能照査型設計～設計と照査の現状と将来展望～，コンクリート技術シリーズ 67，2005 年 9 月
- 16) 土木学会：コンクリート構造物の耐震設計～時空間における設計の課題と近未来像～，コンクリート技術シリーズ 81，2008 年 7 月

2 章 鉄筋コンクリート橋脚単体の耐震補強工法

2.1 一般

2.1.1 鉄筋コンクリート橋脚補強の考え方

- (1) 橋脚は、レベル1地震動に対しては道路橋示方書（V耐震設計編）による耐震性能1を、レベル2地震動に対しては、橋の重要度に応じて目標とする橋の耐震性能を設定するものとする。
- (2) 耐震性能の照査は、道路橋示方書（V耐震設計編）の規定を満足するよう照査するものとする。
- (3) 鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強設計は、図－2.1 に示すフローにより行うものとする。
- (4) 耐震補強設計は、橋脚の保有水平耐力の増加を最小限とするように、ねばり（じん性）を向上させることを優先的に検討するものとする。
- (5) 鉄筋コンクリート橋脚の段落し部は、段落し位置と橋脚基部の損傷断面の判定を行い、段落し位置が先行して損傷しないように、曲げ補強，せん断補強を行うものとする。



図－2.1 鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強設計フロー¹⁾

【解 説】

(1) について

耐震補強設計では、レベル 1 地震動に対して平成 24 年道路橋示方書（V 耐震設計編）による耐震性能 1 を、レベル 2 地震動に対しては橋の重要度区分に応じて耐震性能 2 もしくは耐震性能 3 を満足することとした。

なお、耐震性能 1 は地震によって橋としての健全性を損なわない性能とし、橋脚が曲げ降伏しないこと、およびせん断破壊しないことを照査すればよい。一般には、曲げモーメントおよびせん断力に対する限界値を、それぞれ道路橋示方書（V 耐震設計編）によって算定した初降伏曲げモーメントおよびせん断耐力としてよい。

(2) について

平成 24 年道路橋示方書（V 耐震設計編）で規定された鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力および許容塑性率の算出方法は、塑性ヒンジの形成メカニズムを鉄筋の配筋条件に応じて合理的に評価できる方法となっている。しかし、この算出方法は、平成 24 年道路橋示方書（V 耐震設計編）に規定する鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形を確保するための構造細目を満たしていることを前提としている。したがって、既設橋や鉄筋コンクリート巻立て工法で補強された鉄筋コンクリート橋脚は、平成 24 年道路橋示方書（V 耐震設計編）の構造細目を満たさないため、平成 24 年道示を外挿的に挿入すると、許容変位を過小評価することが実験的に確認されている。また、曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法によって補強された鉄筋コンクリート橋脚の場合には、柱基部周辺が鋼板で巻き立てられた上に H 型鋼による拘束されることから、軸方向鉄筋のはらみ出しが生じるという破壊メカニズムを直接的に取り入れた平成 24 年道路橋示方書（V 耐震設計編）に規定される算出方法は、そもそも適用範囲外である。これまで、既設橋の鉄筋コンクリート橋脚、鉄筋コンクリート巻立て工法または曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法により補強された鉄筋コンクリート橋脚は、「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」（以下「H9 参考資料」に省略）に準じた算出方法を用いられてきている。H9 参考資料の方法に基づいて算出されるタイプⅡの地震動に対する耐震性能 2 の許容変位は、平成 24 年道路橋示方書（V 耐震設計編）の考え方に基づく耐震性能 2 の限界状態を超えないことが実験結果との比較により確認されている。以上より、H9 参考資料に基づいた耐震補強設計は、平成 24 年道路橋示方書（V 耐震設計編）に示される耐震性能 2 と同等の耐震性能が確保されると見なすことができる。

鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率は、式(解 2.1)により算出するものとし、目標とする耐震性能に応じて表－解 2.1、図－解 2.1 に示す安全係数で算出した許容値を目安とするのがよい。なお、タイプⅠの地震動に対する許容塑性率としては、タイプⅡの地震動に対する許容塑性率を用いるものとする。

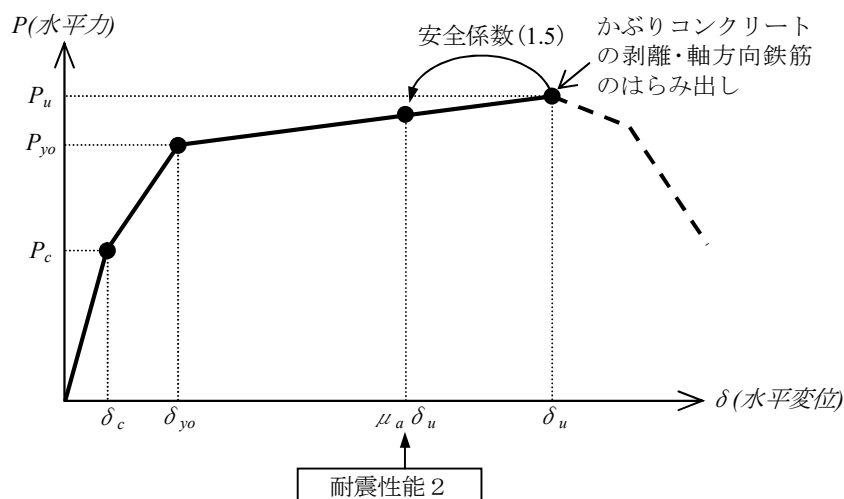
$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \sigma_{yo}}{\alpha \delta_{yo}} \quad (\text{解 2.1})$$

ここに、

- μ_a : 鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率
- δ_u : 鉄筋コンクリート橋脚の終局変位 (mm)
- δ_{yo} : 鉄筋コンクリート橋脚の初降伏変位 (mm)
- α : 安全係数で表(解 2.2)

表一解 2.1 曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出する場合の安全係数

照査する耐震性能	タイプⅠ地震動に対する許容塑性率を算出する場合の安全係数 α	タイプⅡ地震動に対する許容塑性率を算出する場合の安全係数 α
耐震性能 2	1.5	1.5
耐震性能 3	1.2	1.2



図一解 2.1 目標とする耐震性能と破壊状態(耐震性能 2)

(3) について

耐震補強設計のフローを図一2.1 に示した。

(4) について

耐震補強設計においては、既設基礎への負担を極力少なくすることが重要である。そのため、橋脚の保有水平耐力の増加は最小限とし、ねばり（じん性）を向上させることを優先的に検討することとした。そのためには、橋脚の保有水平耐力を橋脚基礎の保有水平耐力上限として補強設計を行い、その照査結果に応じて、橋脚の保有水平耐力を増加させるのがよい。

(5) について

既設橋脚では一般に主鉄筋の段落しが行われているが、橋脚補強に際しては十分なじん性を期待するため、柱部材下端での損傷形態とすることが重要である。

主鉄筋段落し部での損傷判定は、式（解 2.2）によって行い、橋脚柱部材下端での損傷となるよう補強する。

$$\frac{M_{Ty0}/h_t}{M_{By0}/h_B} \geq 1.2 : \text{柱(壁)部材下端での損傷} \quad (\text{解 2.2})$$

$$\frac{M_{Ty0}/h_t}{M_{By0}/h_B} < 1.2 : \text{段落し部での損傷}$$

ここに、

M_{Ty0} : 柱(壁)部材の段落し部における初降伏曲げモーメント (kN・m)

M_{By0} : 柱(壁)部材下端断面における初降伏曲げモーメント (kN・m)

h_t : 段落し断面から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)

h_B : 柱(壁)部材下端断面から上部構造の慣性力作用位置までの高さ (m)

ただし、段落しを照査する位置は、実際に鉄筋が途中定着されている位置から、式（解 2.3）により算出される定着長 λ に相当する長さだけ下げた位置とする。

$$\lambda = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{oa}} \phi \quad (\text{解 2.3})$$

ここに、

λ : 軸方向鉄筋の定着長 (mm)

σ_{sa} : 軸方向鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

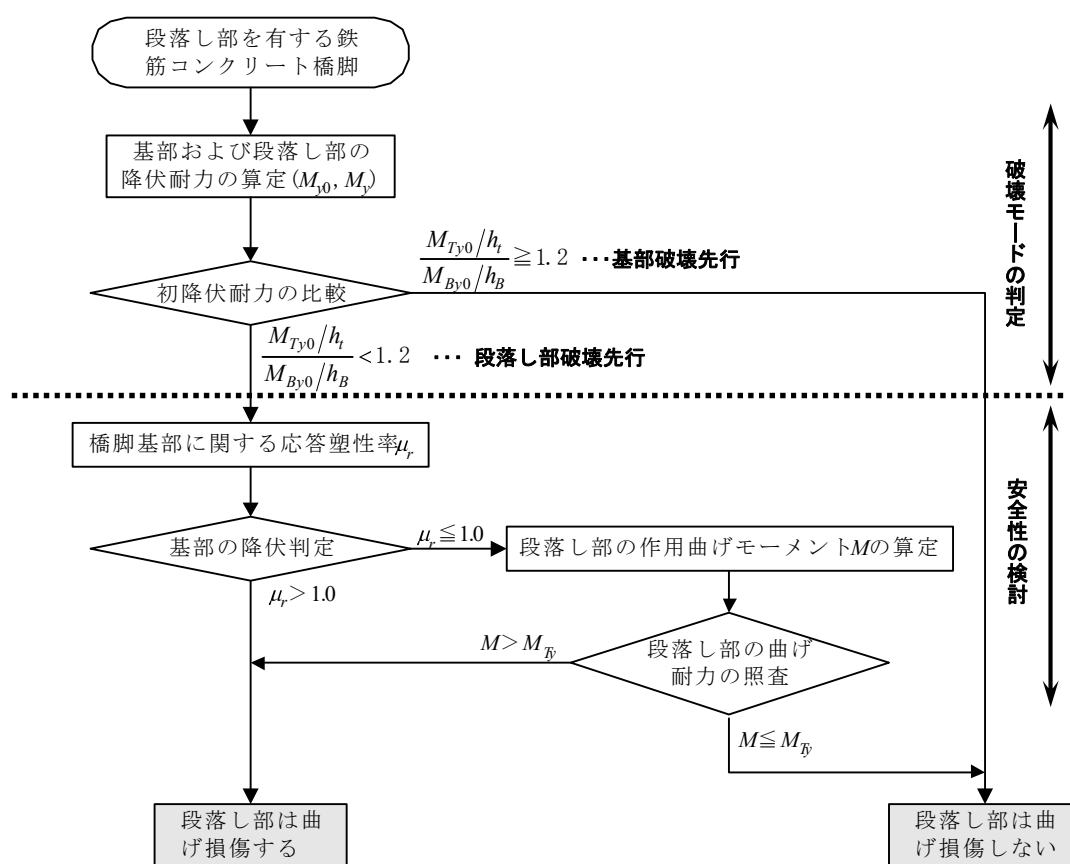
τ_{oa} : コンクリートの許容付着応力度 (N/mm²)

ϕ : 軸方向鉄筋の直径 (mm)

目標とする耐震補強性能によっては、これまでの被害事例を踏まえて、段落し部の補強を優先する場合が考えられる。この場合の補強設計の流れは図一解 2.2 によるものとする。

鉄筋コンクリート橋脚の段落し部の補強設計では、まず、段落し位置と橋脚基部の初降伏耐力を比較して、損傷断面の判定を行う。損傷断面が段落し部と判定されたケースでは、レベル 2 地震動により橋脚基部に曲げ損傷が生じる場合、段落し部の損傷が先行して生じると考えられる。損傷断面が段落し部と判定されたケースでも、断面寸法が大きく耐力に余裕があり、橋脚基部がレベル 2 地震動に対し降伏しない橋脚では、段落し部の断面力が曲げ耐力を下回り損傷が生じない場合がある。このような橋脚では、段落し部の断面力と曲げ耐力を比較して段落し部の損傷判定を行う必要がある。

なお、段落し部において、軸方向鉄筋が 2 段から 1 段に変化する等、せん断補強筋が低減される場合は、段落し部のせん断耐力も照査し補強することが必要である。



図一解 2.2 段落し部の損傷判定の流れ²⁾

2.1.2 補強工法の選定

耐震補強工法は、鉄筋コンクリート巻立て工法を用いることを標準とし、耐震性のみならず、設計施工上の制約条件および経済性、施工性を十分勘案して鋼板巻立て工法、連続繊維巻立て工法を選定するものとする。

【解 説】

一般に補強工法の選定は、工法の特徴および現場の施工条件に大きく影響を受けるため、事前に設計施工の制約条件を検討する必要がある。そのような制約条件がない場合は、各工法の補強効果、経済性、施工性等を比較検討して補強工法を選定することとした。

補強効果については、これまでの研究によれば、鉄筋コンクリート巻立て工法と鋼板巻立て工法ともに耐力の向上（フーチングにアンカーした場合）やじん性の向上の効果が認められている。とくに鋼板巻立て工法では、鋼板を帯鉄筋として換算することにより塑性率が大きくなり、補強設計上有利となる。また、連続繊維巻立て工法については、従来段落し部の補強やせん断補強として用いられてきたが、帯鉄筋効果によるじん性の向上についても実験により効果が確認されているため、適用を限定して採用することとした。

経済性については、一般的には鉄筋コンクリート巻立て工法が最も有利となる場合が多く、次いで鋼板巻立て工法または連続繊維シート巻立て工法の順となる。また、鉄筋コンクリート巻立て工法は、将来的な維持管理面において他工法に比べて有利であると考えられる。

以上のような条件を考慮し、本指針では鉄筋コンクリート巻立て工法を用いることを基本とした。しかし、鉄筋コンクリート巻立て工法については、施工性から最小 25cm の断面増加が避けられず、補強対象橋梁の交差道路の側方余裕等の関係から物理的に採用できない場合もある。また、施工に際しては、他工法に比べて十分な既設橋脚表面処理が必要であるため、周辺環境により採用できない場合もある。

鋼板巻立て工法については、断面増加が数 cm 程度で済むため、交差道路等の側方余裕等が小さい場合には有効である。さらに施工に先立って行わなければならない協議等の準備作業と並行して補強鋼板を製作することができ、現場での作業も比較的短期間で行うことができるという利点もある。なお、長期的には腐食などの問題が懸念されるため、防錆には十分配慮しなければならない。

連続繊維巻立て工法については、鋼板巻立て工法と同様の特徴をもち、さらに軽量な材料を使用するため、施工は手作業によることが可能であり、狭小な箇所での作業が比的容易である上、橋脚位置までの材料搬入に際しても特別な進入路の整備の必要がない。ただし、下地処理やシートの貼付け作業の良否が補強効果に大きく影響を及ぼすため、とくに入念な施工が必要である。また、樹脂材料の機能が補強効果を左右するので、施工時の気温や湿度に十分配慮しなければならない。

なお、これらの耐震補強工法以外を選定する場合は、その補強効果等に関して十分検討した上で選定する必要がある。

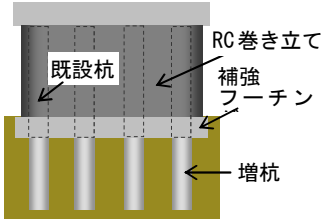
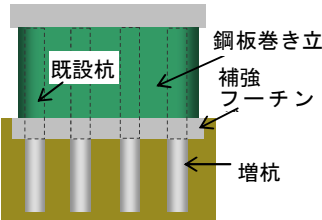
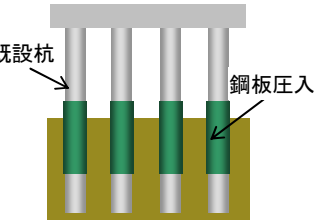
表一解 2.2 鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強工法³⁾

補強対象	段落し部	鉄筋コンクリート巻立て工法	鋼板巻立て工法	繊維材巻立て工法
	せん断補強	適用可能	適用可能 ・段落し区間の補強が可能。	適用可能 ・段落し区間の補強が可能。
	じん性補強	適用可能 ・施工性、景観性から橋脚躯体全体を巻立てる場合が多い。 ・壁式橋脚をじん性補強する場合は中間貫通鋼材等で拘束度を高める。	適用可能 ・壁式橋脚をじん性補強する場合は中間貫通鋼材等で拘束度を高める。	適用可能 ・壁式橋脚をじん性補強する場合は中間貫通鋼材等で拘束度を高める。
	曲げ補強	適用可能 ・曲げ耐力を過度に大きくすると基礎構造に影響をおよぼす。	適用可能 ・曲げ耐力を過度に大きくすると基礎構造に影響をおよぼす。	適用不可 ・繊維材のみの曲げ補強は不可能。繊維材と鉄筋コンクリートとの併用補強については事例あり。
構造的特徴		・巻立て厚が建築限界等の制約を受ける場合がある。 ・巻立て部の自重が基礎構造に影響をおよぼす場合がある。	・建築限界等の制約を受けない。 ・巻立て部の自重が橋脚基礎に影響をおよぼすことは少ない。 ・矩形断面では補強鋼板のはらみ出しを防ぐため橋脚基部の拘束が必要。	・建築限界等の制約を受けない。 ・巻立て部の自重が橋脚基礎に影響をおよぼすことは少ない。 ・複雑な構造物形状に対応できる。 ・繊維材には絶縁性を有するもの、断面コーナー部での破断性を改善したもの等がある。
施工性		・既設コンクリートの十分な表面処理が必要。	・狭隘な場所では、施工の制約を受ける場合がある。	・繊維材をエポキシ系樹脂で接着する作業であり、工期が短い。 ・手作業での施工であり重機が不要。 ・軽量で可搬性に優れ、狭い場所での作業に適す。 ・施工時の気温や湿度に注意が必要。
維持管理性		・維持管理面で有利。	・鋼板の防食対策が必要。	・維持管理面で有利。 ・但し、繊維材は損傷を受けやすいので、仕上げ工が必要。 ・含浸接着樹脂による防水効果でコンクリートの劣化、鉄筋の腐食進行を抑えられる。
経済性		・一般に、鋼板巻立て工法や繊維材巻立て工法に比べ経済的。		・巻立て層数によっては鋼板巻立て工法に比べ経済的。

既設橋脚には、1 本柱または多柱式のパイルベンド橋脚が採用されていることがある。パイルベンド橋脚は 1 列の杭で上部構造の重量を負担するため、地震時の応答変位が大きく、橋脚や杭の降伏によって落橋につながる恐れがある。パイルベント橋脚は、河川内や山岳地等、施工上の制約条件が多い箇所で開催されていることが多いため、橋脚の構造条件や周辺状況を踏まえた補強工法選定が必要となる。また、パイルベント式橋脚の直角方向は、鉄筋コンクリートの梁と杭から成るラーメン構造であるため、梁の耐震性能にも留意する必要がある。

表一解 2.3 にパイルベント橋脚単体の補強例を示すが、この他にも変位拘束、ダンパー等の橋全体系で補強した事例もある。なお、基礎の補強については、「5 章 基礎の耐震補強」を参考するとよい。

表一解 2.3 パイルベント橋脚単体の補強例

	増し杭工法+RC 巻立て工法	増し杭工法+鋼板巻立て工法	鋼板巻立て工法(鋼板圧入)
概要図			
工法概要	橋脚柱部を RC 巻立てにより補強し、フーチングを構築し、増し杭により補強する	橋脚柱部を鋼板巻立てにより補強し、フーチングを構築し、増し杭により補強する	橋脚柱部に鋼管を巻立て、ジャッキにより杭地中部へ圧入し、柱部と基礎部を同時に補強する
特徴	・基礎の重量増加が大きい ・増し杭時にフーチングが必要 ・桁下低空頭での杭打ちに留意 ・壁幅の増加が大きい	・基礎の重量増加が RC 巻立てに比べ小さい ・増し杭時にフーチングが必要 ・桁下低空頭での杭打ちに留意 ・RC 巻立てに比べ高価	・重量増加が最も小さい ・フーチングが必要ない ・桁下低空頭での圧入に留意 ・鋼管圧入は高価であるが、増し杭・仮設等、全体比較が必要

2.2 鉄筋コンクリート巻立て工法

2.2.1 設計一般

- (1) 鉄筋コンクリート巻立て補強部材は、既設部材と一体に機能しなければならない。
- (2) 鉄筋コンクリート巻立ての範囲は、橋脚躯体下端から躯体頂部までを標準とする。

【解 説】

(1) について

鉄筋コンクリート巻立て工法においては、既設橋脚のコンクリート面をブラスト等の表面処理を行うことにより、新旧コンクリートの付着が確保できるので、巻立てる鉄筋コンクリート部材と既設橋脚が一体となって機能するとして設計を行う。

(2) について

鉄筋コンクリート巻立て工法は、既設橋脚の段落し部の補強だけではなく、橋脚柱全体の耐力向上を目的としているので、橋脚全体に鉄筋コンクリートを巻立てることとした。ただし、張出しを有する橋脚等において、施工上、柱部材頭部まで巻立てることが困難な場合には、施工可能な範囲までとしてよい。なお、張出しを有する柱式橋脚で、橋脚高さの低い位置に張出しがある場合については、張出しの付け根部で耐力が不足する場合があるので、補強範囲を張出し部まで延長するなどの検討が必要である。

2.2.2 補強断面の設計

- (1) 鉄筋コンクリート巻立て補強にあたっては、じん性向上または耐力の向上を図るために適切な補強鋼材を配置しなければならない。
- (2) 躯体下端の耐力の算定に際して、補強部材について以下のとおりとしてよい。
 - 1) 曲げ耐力の算定においては、フーチングに定着した軸方向鉄筋のみを有効とする。
 - 2) せん断耐力の算定における部材断面の有効高 d 、軸方向引張鉄筋比 P_t は、フーチングに定着した軸方向鉄筋のみを有効とする。
- (3) 横拘束筋量の算出にあたっては、既設部および巻立て部の帯鉄筋を有効と考え、横拘束筋の有効長 d は補強した帯鉄筋位置を用いてよい。

【解 説】

(1) について

じん性向上のための設計に用いるコンクリートの応力度－ひずみ曲線は以下に示す式を用いてよい。

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} & (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}) \\ \sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) & (\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}) \end{cases} \quad (\text{解 2.4})$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \quad (\text{解 2.5})$$

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8\alpha \rho_s \sigma_{sy} \quad (\text{解 2.6})$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \beta \frac{\rho_s \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \quad (\text{解 2.7})$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \sigma_{sy}} \quad (\text{解 2.8})$$

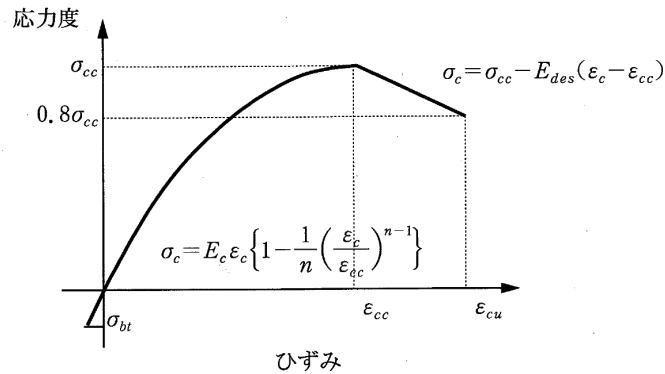
$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} \quad (\text{タイプ I の地震動}) \quad (\text{解 2.9})$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} + \frac{0.2 \sigma_{cc}}{E_{des}} \quad (\text{タイプ II の地震動}) \quad (\text{解 2.10})$$

$$\rho_s = \frac{4A_h}{s d} \leq 0.018 \quad (\text{解 2.11})$$

ここに,

- σ_c : コンクリート応力度 (N/mm²)
- σ_{cc} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの強度 (N/mm²)
- σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
- ε_c : コンクリートのひずみ
- ε_{cc} : コンクリートが最大圧縮応力に達する時のひずみ
- ε_{cu} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ
- E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
- E_{des} : 下降勾配 (N/mm²)
- ρ_s : 横拘束筋の体積比
- A_h : 横拘束筋 1 本あたりの断面積 (mm²)
- s : 横拘束筋の間隔 (mm)
- d : 横拘束筋の有効長 (mm)
- σ_{sy} : 横拘束筋の降伏強度 (N/mm²)
- α, β : 断面補正係数で円形断面の場合には $\alpha=1.0, \beta=1.0$, 矩形断面
中空断面の場合には $\alpha=0.2, \beta=0.4$ とする
- n : 式 (解 2.5) で定義される定数

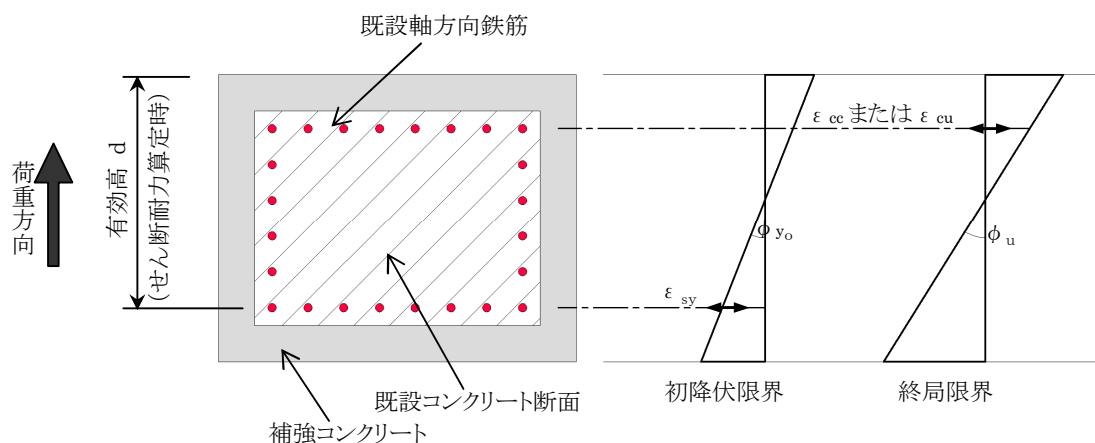


図一解 2.3 鉄筋コンクリートで巻立てたコンクリートの応力度－ひずみ曲線

(2) について

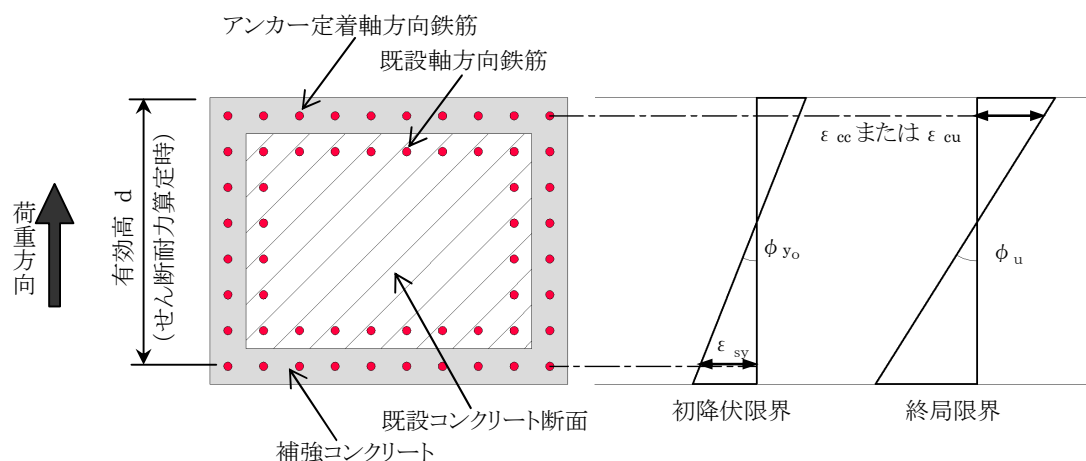
橋脚躯体下端の曲げ耐力の算定においては、補強部材については、フーチングに定着した軸方向鉄筋のみを考慮する。段落し部補強としての効果は、全ての軸方向鉄筋を考慮してよい。なお、巻立てコンクリートには、既設橋脚と同等以上の品質を有するコンクリートを使用することとし、補強断面の設計にあたっては、既設橋脚および補強部材それぞれのコンクリート強度、ヤング係数を適用する。橋脚下端における曲げ耐力、せん断耐力の算定における有効断面の考え方を以下に示す。

1) フーチングに軸方向鉄筋を定着しない場合の橋脚基部の照査断面



図一解 2.4 初降伏限界と終局限界のひずみ分布と有効高の設定（軸方向鉄筋の定着なし）

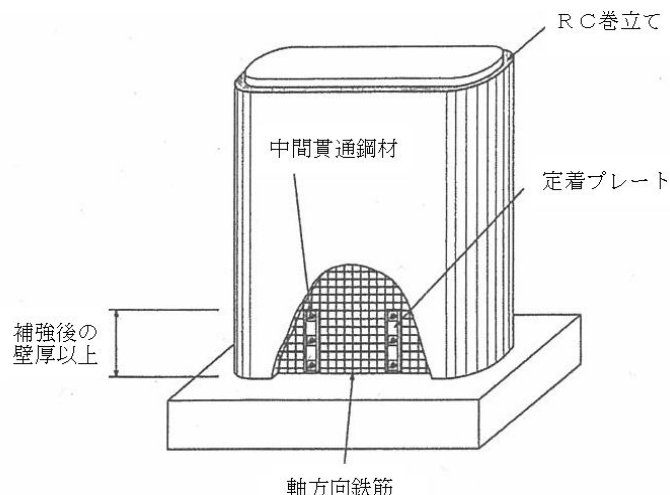
2) フーチングに軸方向鉄筋を定着した場合の橋脚基部の照査断面



図一解 2.5 初降伏限界と終局限界のひずみ分布と有効高の設定（軸方向鉄筋の定着あり）

(3) について

鉄筋の重心位置については、補強部の帯鉄筋量が既設部の帯鉄筋に比べて十分多いことを考慮して、便宜上、補強部の帯鉄筋位置を有効高さに用いてよいものとした。



図一解 2.6 鉄筋コンクリート巻立て工法の概要図^{3),4)}

2.2.3 使用材料

- (1) 橋脚の巻立て補強に使用するコンクリートの設計基準強度は、 $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ あるいは既設橋脚コンクリート強度の、いずれか大きいほうとする。
- (2) 鉄筋は、軸方向鉄筋、帯鉄筋ともに SD345 を標準とする。
- (3) 中間拘束に用いる PC 鋼棒は、B 種 1 号 (930/1080) を標準とする。
- (4) 軸方向鉄筋をフーチングに定着する場合の注入材は、エポキシ樹脂を標準とする。
- (5) 中間貫通 PC 鋼棒の注入材は PC 用グラウトを標準とする。

【解 説】

(1) について

橋脚巻立てに使用するコンクリートの最低設計基準強度は、道路橋示方書（IV 下部構造編）に準拠し、 $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ のコンクリートを使用することとし、既設橋脚コンクリートの設計基準強度以上の強度を有するコンクリートを使用することとした。

(2) について

補強鉄筋の材質は、道路橋示方書（V 耐震設計編）に準拠して SD345 を標準とした。SD390, SD490 をフーチングに定着する軸方向鉄筋に使用する場合は、フーチングへの定着方法や地震時保有水平耐力及び算出方法等について橋脚模型に対する正負交番繰返し実験等に基づき個別の検証が必要である。

(3) について

中間拘束に用いる PC 鋼棒の材質は、過去の実績より B 種 1 号 (930/1080) を標準とした。

(4) について

軸方向鉄筋をフーチングに定着する場合の一般的な注入材としては、無収縮モルタルとエポキシ樹脂がある。無収縮モルタルに比べてエポキシ樹脂の方が付着強度が高く定着長を短くすることができるため、フーチングやケーソン頂版の厚さの範囲内での定着を考慮してエポキシ樹脂を標準とした。

(5) について

中間貫通 PC 鋼棒の注入材は、充填の確実性より、PC グラウトを標準とした。

2.2.4 構造細目

- (1) 巻立てコンクリート厚の標準は 250mm を標準とする。ただし、中間貫通鋼材を配置する場合には、鋼材のかぶりを考慮して巻立てコンクリートの厚さを決定しなければならない。
- (2) 鉄筋コンクリート巻立て部の軸方向鉄筋量は、D16ctc150mm 以上を配置する。
- (3) 鉄筋のかぶり及びあきについては、道路橋示方書（IV下部構造編）によるものとする。
- (4) フーチングに定着する軸方向鉄筋の間隔は 250～300mm を標準とし、定着が容易なエポキシ樹脂による定着方法を標準とする。
- (5) 軸方向鉄筋のエポキシ樹脂接着アンカーの埋込長については、鉄筋径の 20 倍以上を確保する。
- (6) 軸方向鉄筋は、橋脚躯体下端より天端まで同径、同間隔とし断面変化は行わない。
- (7) 帯鉄筋は、橋脚躯体下端より天端まで同径、同間隔を標準とする。
- (8) 中間貫通鋼材を配置する場合は、橋脚躯体下端から補強後の壁厚以上の区間に配置することを標準とする。
- (9) 軸方向鉄筋の継手には、重ね継手を用いないものとし、帯鉄筋の継手はフレア溶接による定着を標準とする。

【解 説】

(1) について

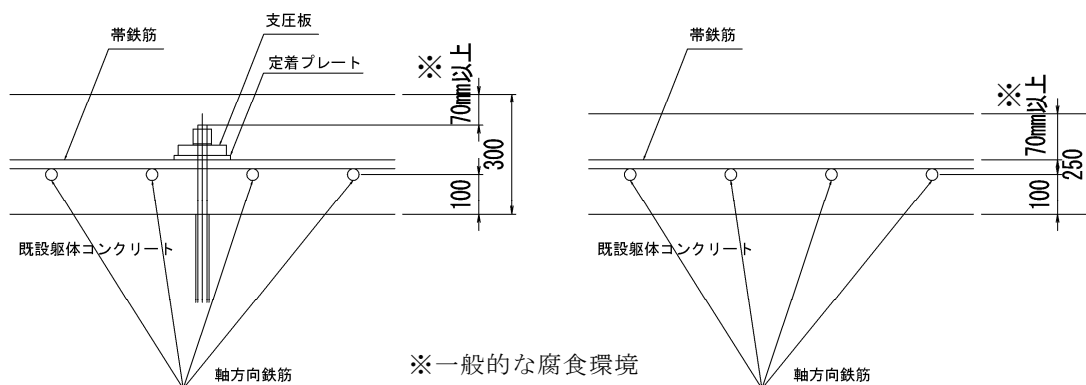
巻立てを行う既設橋脚の表面処理工はブラスト工法を標準とし、付着強度 1N/mm^2 以上が確保されていることを目安とする。

(2) について

鉄筋コンクリート巻立て工法における軸方向鉄筋は、最小鉄筋量を D16ctc150 に設定した。

(3) について

鉄筋のかぶり及びあきについては、道路橋示方書（IV下部構造編）によるものとし、図一解 2.7 に巻立てコンクリート厚さ及び鋼材かぶりの一般的な例を示す。ただし、塩害の影響を考慮する場合には、道路橋示方書（IV下部構造編）6.2 の規定により、別途定める必要がある。



図一解 2.7 巻立てコンクリート厚さ及び鋼材かぶりの例¹⁾

(4) について

フーチングに定着する軸方向鉄筋の間隔については，施工性および過去の実績より 250mm～300mm を標準とした。

(5) について

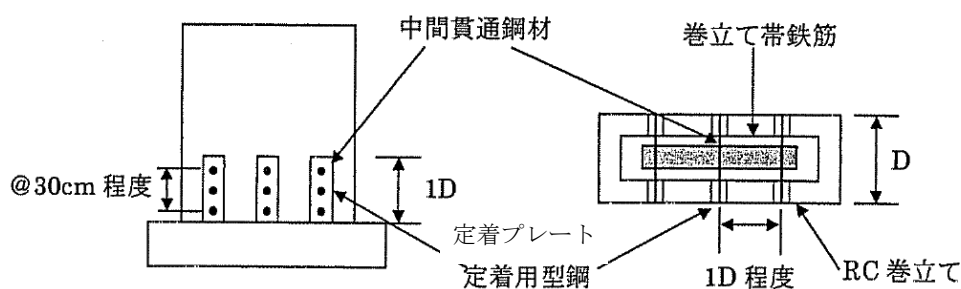
エポキシ樹脂接着アンカーを使用する場合の埋込長については，過去の施工実績，調査検討などにより，アンカー鉄筋径の 20 倍以上を確保することとした。また，削孔径は異形棒鋼径+10mm を標準とする。ただし，削孔する機械にコアボーリングマシンを使用する場合は，コアビットの径に合わせて削孔径を決めてもよい。コアボーリングマシンを使用した時の削孔径を表一解 2.4 に示す。

表一解 2.4 鉄筋径・削孔径（参考）¹⁾

鉄筋径 D(mm)	削孔径 ϕ (mm)
D16	32
D19	32
D22	38
D25	38
D29	50
D32	50
D35	50

(8) について

中間貫通鋼材は PC 鋼棒 $\phi 32$ 等を用い，配置間隔は，水平方向には補強後の橋軸方向の断面幅以内，鉛直方向には 30cm 程度としてよい。PC 鋼材には緊張力を導入せず，降伏強度比により帯鉄筋換算してよい。なお，鉛直方向間隔が鉄筋コンクリート巻立ての帯鉄筋間隔よりも大きいため，鉛直方向に定着プレートを配置して中間貫通鋼材を定着することが必要である。



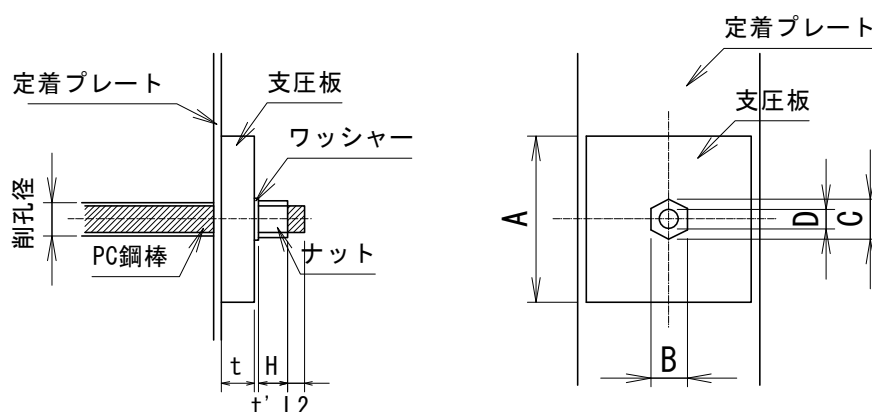
図一解 2.8 中間貫通鋼材の配置例³⁾

PC 鋼棒，付属物等の諸元，削孔径を，北海道における過去の施工実績等を参考に，表一解 2.5～2.6，図一解 2.9 に示す。

表－解 2.5 PC 鋼棒および付属物等の諸元 ^{1),5),6)}

φ 呼び名 (mm)	φ' 基本径 (mm)	公 称 断面積 (mm ²)	単位質量 (kg/m)	ねじの 呼 び	ピッチ (mm)	ナット (mm)		
						B	C	H
17	17.0	227.0	1.78	M18	1.5	35	40.4	27
23	23.0	415.5	3.26	M24	2.0	46	53.1	36
26	26.0	530.9	4.17	M27	2.0	50	57.7	40
32	32.0	804.2	6.31	M33	2.0	58	67.0	49

φ 呼び名 (mm)	ワッシャー厚 t' (mm)	支圧板 (mm)			余長 L2 (mm)	削孔径	
		1 辺長 A	厚み t	孔径 D		呼び径 (インチ)	図示径 (mm)
17	2.9	90	18	20	7	1 1/4	32
23	4.0	120	25	27	10	1 1/2	38
26	4.0	135	28	30	10	1 1/2	38
32	4.5	165	32	36	12	2	50



図－解 2.9 定着部概要図 ¹⁾

表－解 2.6 定着プレートの諸元 ¹⁾

鋼棒呼び 径：φ (mm)	ねじの 呼び径 (mm)	ねじ部 断面積 (mm ²)	定着プレート 必要断面積 (mm ²)	支圧板辺長： A (mm)	定着プレート 幅：B' (mm)	定着プレート 厚さ：T (mm)
17	M18	210.6	833.4	90	100	9
23	M24	381.9	1511.3	120	150	11
26	M27	492.9	1950.6	135	150	14
32	M33	741.5	2934.4	165	220	14

(9) について

鉄筋の継手は、地震時にかぶりコンクリートが剥離しても応力の伝達を損なわない目的から重ね継手を用いないものとする。したがって、軸方向鉄筋の継手には、ガス圧接継手あるいは機械継手を、帯鉄筋の継手にはフレア溶接による定着を標準とする。

2.3 鋼板巻立て工法

2.3.1 設計一般

- (1) 補強部材は、既設部材と一体に機能しなければならない。
- (2) 橋脚躯体下端については、根巻きコンクリートを施工することとする。
- (3) 鋼板巻立ての範囲は、橋脚躯体頂部から躯体下端までを標準とする。

【解 説】

(2) について

地震時に橋脚下端が塑性ヒンジ化した場合、鋼板と橋脚躯体が適切に一体化されていれば、円形断面の場合には鋼板だけでも所要の拘束が得られるが、矩形断面の橋脚では、実験によると、形鋼、コンクリート巻き等で橋脚下端を補強する必要がある。ここでは、鋼板の防食も考慮して根巻きコンクリートの施工を基本とした。なお、補強設計を行った結果、フーチングにアンカー定着する必要が生じた場合は、じん性と耐力の向上をバランスさせることを念頭に、鋼板の厚さ、アンカーの径、間隔を検討する。

(3) について

鋼板巻立て工法は、既設橋脚の段落し部の曲げ・せん断補強だけでなく、橋脚躯体全体のじん性向上、さらにフーチングにアンカー定着する場合は耐力向上を目的としているので、橋脚全体に鋼板を巻立てることを標準とした。

2.3.2 補強断面の設計

鋼板巻立て補強にあたっては、じん性向上または耐力の向上を図るために適切な補強鋼材を配置しなければならない。

- (1) 鋼板は鉄筋換算を行い、鉄筋コンクリート構造として設計し、帯鉄筋として鋼板全断面積が有効として取り扱うものとする。
- (2) 躯体下端の曲げ耐力の算定に際しては、フーチングに定着した鉄筋のみを考慮する。
- (3) 横拘束筋の有効長 d は、既設橋脚躯体断面の外側寸法を用いることを標準とする。
- (4) 躯体の断面寸法の辺長比が 1:3 を超える橋脚の補強においては、原則として中間貫通鋼材を配置するものとする。なお、中間貫通鋼材は、横拘束筋として取扱い、コンクリートの応力度一ひずみ曲線に考慮するものとする。
- (5) 段落し部の性能照査は、2.1.1 に基づき、曲げ耐力に対して行うとともに、せん断耐力についても照査するものとする。

【解 説】

(1) について

既設橋脚の躯体全周に鋼板を巻立てることから、コンクリートの拘束効果とせん断耐力の増加が期待できるため、鉄筋コンクリート巻立ての帯鉄筋として鋼板全断面積が有効として取扱うこととした。

(2) について

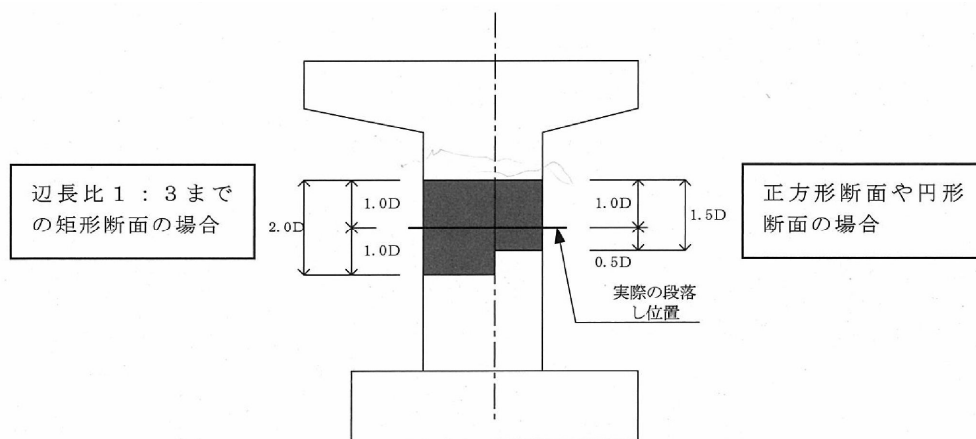
橋脚躯体下端の曲げ耐力の向上に寄与するのは、既設橋脚に定着された軸方向鉄筋のみであると考え、橋脚躯体下端の曲げ耐力の算定においては、フーチングにアンカー定着した鉄筋のみを考慮するものとした。

(3) について

帯鉄筋の有効長は、巻立て部材厚が薄いため既設橋脚外側寸法を標準とした。また、既設橋脚の帯鉄筋と補強鋼板を合算して帯鉄筋換算する。

(5) について

段落し部の補強範囲としては、正方形断面あるいは円形断面の場合は、実際の段落し位置から下方へ $0.5D$ 、上方へ $1.0D$ 、全体では $1.5D$ 以上 (D は矩形断面の場合は長辺、円形の場合は直径)、また、辺長比 1:3 までの矩形断面の場合は、実際の段落し位置から下方へ $1.0D$ 、上方へ $1.0D$ 、全体では $2.0D$ 以上とする (図一解 2.10)。なお、辺長比が 1:3 を超える壁式橋脚の範囲は、鋼板が剥離を起こす可能性があり、橋脚基部に損傷が移行できず、段落し部の損傷を防止する効果について十分な確認が必要である。



図一解 2.10 最小補強範囲^{3),7),8)}

2.3.3 使用材料

- (1) 鋼板の材質は SS400 ($\sigma_{sy}=235 \text{ N/mm}^2$) とする。ただし、現場継ぎ手を溶接継ぎ手とする場合は SM400 とする。
- (2) 既設コンクリートと補強鋼板の間の注入材は無収縮モルタルを標準とし、その注入厚は平均 30mm とする。
- (3) コンクリート、鉄筋および中間貫通 PC 鋼棒の材質は 2.2.4 に準ずる。
- (4) 根巻きコンクリートの設計基準強度は、 $\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$ とする。
- (5) 円形鋼板を併用した下端拘束工法における中詰めコンクリートの設計基準強度は、既設橋脚の強度と同等以上とする。

【解 説】

(1) について

鋼板に期待する重要な性能として、ねばりが挙げられるため、あまり高強度としないよう材質は SS400 とした。また、溶接継ぎ手を用いる場合は、溶接性を保証する鋼材を用いる必要があることから SM400 とした。

(2) について

既設橋脚と鋼板の間には、接着効果を期待して従来エポキシ樹脂を用いられてきたが、実験結果によれば終局状態ではモルタル充填とエポキシ樹脂充填では補強効果に大差がないことから、無収縮モルタルを標準とした。この場合、鋼板と既設コンクリートとの間隔は平均 30mm とする。

ただし、建築限界等の条件により断面の制約を極端に受ける場合には、注入幅を小さくする必要もあるため、エポキシ樹脂による充填としてもよい。この場合、鋼板と既設コンクリートとの間隔は 4mm とする。

(4) について

根巻きコンクリートの強度が高すぎたりすると、橋脚基部に設けた間隙部に塑性ヒンジが生じなくなり、耐震補強の効果が得られなくなることを考慮して決めているので、強度を上げる等の変更をしてはならない。

2.3.4 構造細目

- (1) 鋼板の板厚は、原則として 6mm, 9mm, 12mm のうちから選定する。
- (2) 矩形柱では、鋼板の隅角部を現場溶接継手としてはならない。また、鋼板の形状は、施工性を損なわない範囲で分割数を少なく割付け高さを大きくすることが望ましい。
- (3) 鋼板固定用のアンカーボルトは径 M16 (皿ボルトおよび普通六角ボルト) とし、配置間隔は 500mm を標準とする。
- (4) フーチング定着アンカーは、異形鉄筋を使用し、フーチングへの定着はエポキシ樹脂による定着を標準とする。定着長はアンカー鉄筋径の 20 倍以上を確保するものとする。
- (5) 矩形断面橋脚の場合、鋼板下端を形鋼等で補剛するものとする。
- (6) 下端の根巻きコンクリートは、躯体下端より最低 1D 以上、または土被り+100mm の大きい方を確保し、厚さは 250mm とする。また、ひびわれ防止のために D13etc250mm 程度で縦横に配筋するのを標準とする。
- (7) 根巻きコンクリートの天端は、排水勾配として 2%程度の勾配をつけるのがよい。また、天端部で鋼板と根巻きコンクリートの境界には、雨水などの浸入防止のためシーリングを行うのがよい。
- (8) 鋼板の表面塗装は、C 系塗装を標準とする。

【解 説】

(1) について

フーチングにアンカー定着する場合の鋼板の厚さ t は、式 (解 2.11) により算出する。

$$t \geq (\sigma_{ya} \cdot A_a) / (0.6 \cdot \sigma_{yi} \cdot S_a) \quad (\text{解 2.12})$$

ここに,

t : 鋼板の板厚 (mm)

$$\sigma_{va} : \text{アンカー鉄筋の降伏点 (N/mm}^2\text{)}$$

A_a : アンカー鉄筋 1 本あたりの断面積 (mm^2)

 σ_{vi} : 鋼板降伏点 (N/mm²)

S_a : アンカー鉄筋の間隔 (mm)

(2) について

鋼板重量は、施工方法によって異なるが、5ton クレーン等を考慮した場合、300～400kg/枚の実績がある。なお、チェンブロック等、人力で作業を行う場合は 150kg/枚程度となる。ただし、大型重機等の使用が可能な場合は、現場溶接延長の削減の観点からも、分割数はできるだけ少なくすることが望ましい。

(3) について

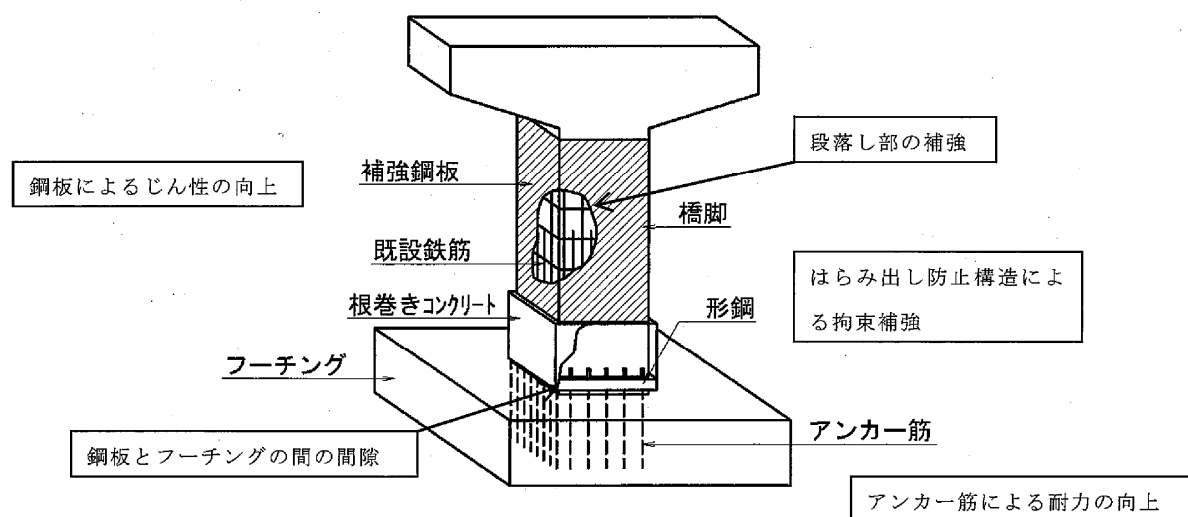
鋼板固定用のアンカーボルトの間隔は、充填材の注入圧により生じる鋼板の残留応力、変形およびアンカーボルトに作用する引抜き力に対して、十分抵抗できることを考慮して、500mm を標準とした。

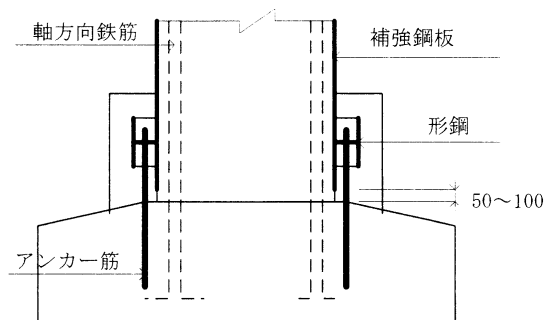
(4) について

2.2.4 (5) と同様の理由により、フーチング定着アンカーの定着長をアンカー鉄筋径の 20 倍以上とした。

(5) (6) について

曲げ耐力制御式鋼鉄巻立て工法の参考図、フーチング定着構造と下端拘束用形鋼の標準寸法を図一解 2.11～2.12 および表一解 2.7 に示す。

図一解 2.11 曲げ耐力制御式鋼鈑巻立て工法³⁾



図一解 2.12 フーチング定着構造³⁾

表一解 2.7 下端拘束用形鋼の標準寸法³⁾

断面寸法 a (mm)	形 鋼
$a \leq 2000$	H 形鋼 (250×250)
$2000 < a \leq 3000$	H 形鋼 (300×300)
$3000 < a \leq 3800$	H 形鋼 (350×350)
$3800 < a \leq 4500$	H 形鋼 (400×400)

断面寸法（検討方向の躯体幅）が 4.5m を超える場合には、式（解 2.13）により求められる値よりも大きな断面係数を有する形鋼等を用いる。

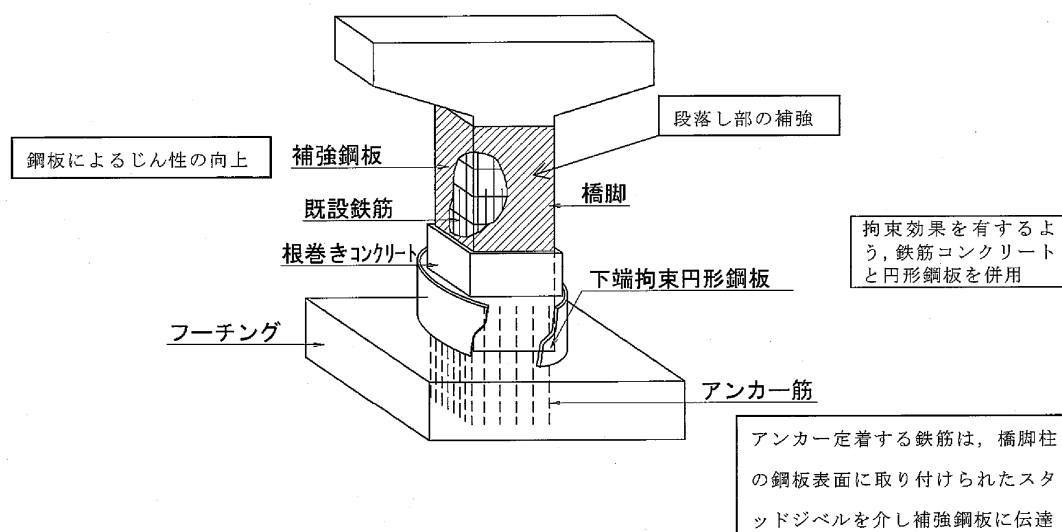
$$W = 0.15 \times a^2 \quad (\text{解 2.13})$$

ここに、

W : 断面係数 (mm³)

a : 断面寸法 (mm)

形鋼による拘束と同等の効果を有するように鉄筋コンクリートと円形鋼板を併用した下端拘束工法（図一解 2.13～2.14）の設計は、下記を参考としてよい。



図一解 2.13 鉄筋コンクリートと円形鋼板を併用した下端拘束工法^{3),9),10),11)}

- 1) 拘束のための補強鋼材は、中詰めコンクリートの周囲に円形鋼板を配置する。アンカー定着する鉄筋は、橋脚柱の鋼板表面に取り付けられたスタッドジベルを介して補強鋼板に伝達する。
- 2) 円形鋼板の設置はフーチング天端から $0.5D$ （矩形橋脚の短辺長）の範囲とする。この場合の補強鋼板と円形鋼板との重ね合わせ長さは $0.3D$ 以上を確保する。
- 3) 円形鋼板の直径は補強鋼板部分を含めた橋脚の対角線上に必要な根巻きコンクリート厚を加えた長さを標準とする。円形鋼板の板厚は補強鋼板と同じとするが、土中部にある円形鋼板は腐食代を 2mm 考慮する。
- 4) 円形鋼板と既設橋脚の間に充填する中詰めコンクリートの強度は、既設の躯体の強度と同等以上とする。また、帯鉄筋として径 13mm 以上の異形棒鋼を間隔 150mm 以下で配筋する。
ここに、図一解 2.14 中のスタッドジベルは橋脚躯体軸方向に 2 段以上、間隔 100mm 以上で定着アンカーに沿って配置するものとし、スタッドジベルが溶植される鋼板に著しい変形が生じないように注意するのがよい。
- 5) 定着アンカー 1 本当たりのスタッドジベルの必要本数は次式により決定する。

$$\Sigma Q \geq \Sigma T \quad (\text{解 2.14})$$

$$T = A_s \cdot \sigma_{sy} \quad (\text{解 2.15})$$

ここに、

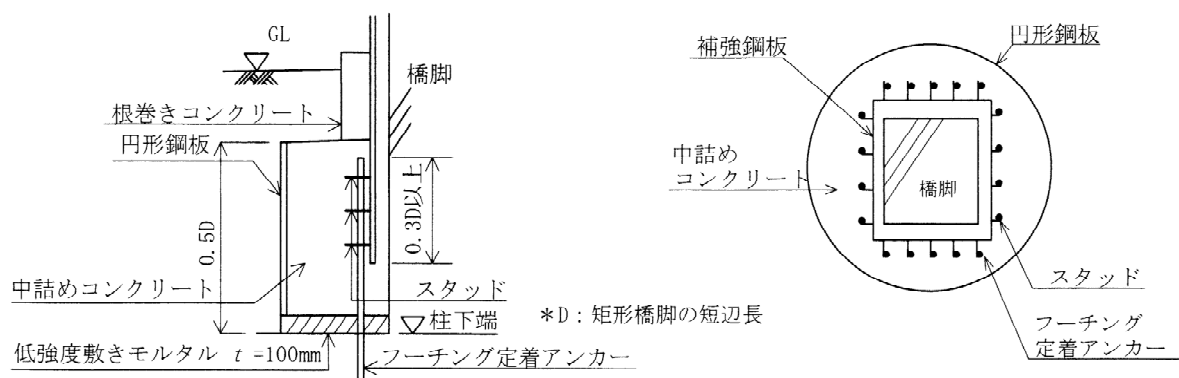
Q : スタッドジベル 1 本あたりのせん断耐力 (N)

T : 定着アンカー鉄筋 1 本あたりの降伏耐力 (N)

A_s : 定着アンカー鉄筋 1 本あたりの断面積 (mm^2)

σ_{sy} : 定着アンカー鉄筋の降伏強度 (N/mm^2)

根巻きコンクリートは設計基準強度 $\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$ とし、ひび割れ防止に異形鋼棒 D13 を 250mm 間隔で縦横に配筋する。ただし、周方向に配筋される鉄筋が横拘束鉄筋として機能しないように定着に留意する必要がある。



図一解 2.14 矩形橋脚下端部の補強鋼板拘束工法^{3),11)}

2.4 連続繊維巻立て工法

2.4.1 設計一般

補強部材は，既設部材と一体に機能しなければならない。

【解 説】

連続繊維巻立て工法として，近年，使用実績の多い炭素繊維巻立て工法とアラミド繊維巻立て工法を対象とする．いずれの工法においても含浸接着樹脂を適切に用いて，既設部材と一体となって機能するとして設計を行うものとする．なお，他の繊維材を用いる場合には実験や解析等，別途検討する必要がある．

表一解 2.8 炭素繊維とアラミド繊維の特徴

	炭素繊維	アラミド繊維
電氣的・電磁的性質	・導電性がある ・電磁遮へい性，電波反射 ・X線透過性がある	・非導電性，非磁性 ・電磁波を透過する
施工性	・隅角部の面取りが必要 (R=50mm 以上)	・隅角部の面取りは小さくてよい (R=10mm 以上)
補強性能	・伸びが小さい ・せん断補強に優位	・伸びが比較的大きい ・じん性補強に優位

2.4.2 補強断面の設計

連続繊維巻立て補強にあたっては、段落し部の曲げ補強，せん断耐力向上，じん性向上を図るために適切な補強材を配置しなければならない。

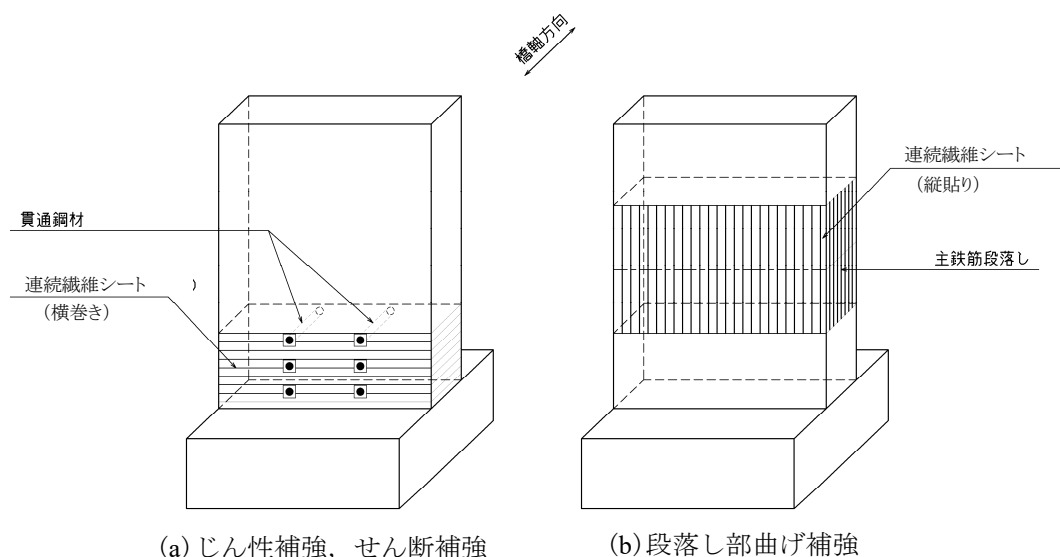
- (1) 連続繊維巻立て工法で期待する補強は，段落し部の曲げ補強，せん断耐力向上，じん性を向上させる補強の3種類である。
- (2) 橋脚基部の曲げ耐力を向上させる補強については，鉄筋コンクリート巻立て工法，鋼板巻立て工法等との併用による方法を採用する。

【解 説】

(1) について

段落し部の曲げ補強は，躯体表面の軸方向に連続繊維シートを貼付けることにより，引張鉄筋を増設することと同様の効果を期待する。併せて，躯体表面帯鉄筋方向に連続繊維シートを貼付けることにより，帯鉄筋を増設することと同様の機能を期待して，せん断耐力の向上を図り，橋脚の破壊形態を躯体下端の曲げ破壊へと移行させる。

じん性向上のための補強は，橋脚の破壊形態が躯体下端の曲げ破壊であることを前提に，躯体下端で帯鉄筋方向に連続繊維シートを貼付けることにより，帯鉄筋を増設することと同様の機能を期待して拘束効果の向上を図り，曲げ変形性能を向上させる工法である。なお，辺長比が1:1.5以上の壁式橋脚に対して連続繊維シートのみで補強を施した場合には，断面長手方向の軸方向鉄筋座屈に伴うかぶりコンクリートのはらみ出しを十分に拘束出来ないという実験結果が得られていることから，断面長手方向に貫通鋼材を適切に配置し，はらみ出しを防止する必要がある。



図一解 2.15 連続繊維シートおよび貫通鋼材配置¹⁾

- 1) 段落し部の曲げ補強は，式(解 2.2)の判定による段落し部の不足モーメントに対して照査を行う。連続繊維シートの補強量の算定は，式(解 2.16)および式(解 2.17)によるものとする。

$$A_F = \Delta M / (7/8 \cdot \sigma_F \cdot d) \quad (\text{解 2.16})$$

$$n_F = A_F / (t_F \cdot b_F) \quad (\text{解 2.17})$$

ここに,

- A_F : 必要となる連続繊維シートの断面積 (mm^2)
- ΔM : 段落し部の不足モーメント ($\text{N}\cdot\text{mm}$)
- σ_f : 連続繊維シートの設計用引張強度 (N/mm^2)
炭素繊維シートの場合 σ_f : 引張強度の 2/3
アラミド繊維シートの場合 $\sigma_f = E_F \cdot \varepsilon_{Fb}$
- E_F : 弾性係数 (N/mm^2)
- ε_{Fb} : 曲げ補強時の許容ひずみ (1%)
- d : 部材有効高さ (mm)
- n_F : 連続繊維の必要枚数 (枚)
- t_F : 連続繊維シートの厚さ (mm)

2) 連続繊維シートによる補強範囲は, 照査段落し位置から段落し部降伏抵抗モーメントと作用モーメントの交点までとする (図一解 2.16).

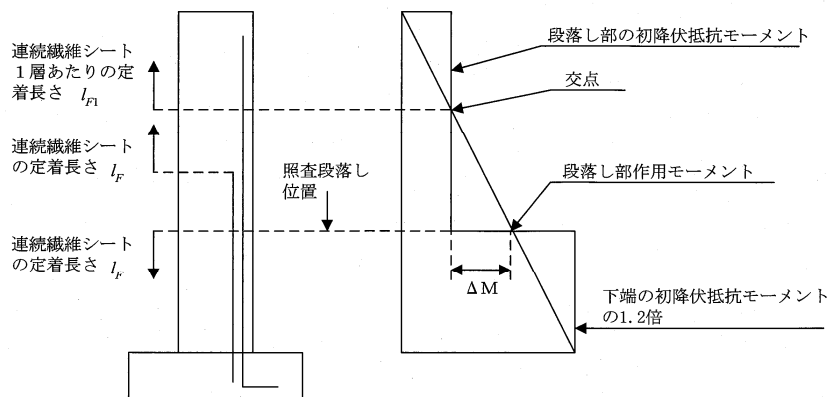
3) 上側定着長は, 実際に段落しされた位置から定着長さ l_F を確保する. ただし, その長さが, 段落し部の降伏抵抗モーメントと作用モーメントの交点から連続繊維シート 1 枚当たりの定着長さ l_{F1} と比較し, l_F が l_{F1} より短い場合には l_F を l_{F1} まで延ばすこととする.

$$l_F = \sigma_f \cdot n \cdot t_F / \tau_F \quad (\text{解 2.18})$$

ここに,

- l_F : 連続繊維シートの定着長さ (mm)
- σ_f : 連続繊維シートの設計用引張強度 (N/mm^2)
- n : 連続繊維シートの必要枚数 (枚)
- t_F : 連続繊維シートの厚さ (mm)
- τ_F : 曲げ補強に用いる連続繊維シートの設計用付着強度 (N/mm^2)
(ここに, $\tau_F = 0.44 \text{N}/\text{mm}^2$ とする)

4) 下側定着長は, 照査段落し位置から式 (解 2.18) に示す定着長さを確保することとする.



図一解 2.16 連続繊維シートの貼付け範囲³⁾

5) じん性向上のための設計に用いるコンクリートの応力度—ひずみ曲線は, 次に示す式を用いてよい.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_c = E_c \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} & (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}) \\ \sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) & (\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}) \end{array} \right. \quad (\text{解 2.19})$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \quad (\text{解 2.20})$$

$$\sigma_{cc} = \sigma_{c0} + 3.8\alpha \sigma_{yh} \left(\rho_s + \rho_F \frac{E_F}{E_S} \right) \quad (\text{解 2.21})$$

$$\sigma'_{cc} = \sigma_{c0} + 3.8\alpha (\rho_s \sigma_{yh} + k1 \rho_F \sigma_F) \quad (\text{解 2.22})$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033\beta \frac{\sigma_{yh}}{\sigma_{c0}} \left(\rho_s + \rho_F \frac{E_F}{E_S} \right) \quad (\text{解 2.23})$$

(アラミド繊維シートの場合 $E_F/E_S=0.5$ としてよい)

$$\varepsilon'_{cc} = 0.002 + 0.033\beta \left(\frac{\rho_s \sigma_{yh}}{\sigma_{c0}} + k2 \frac{\rho_{CF} \sigma_{CF}}{\sigma_{C0}} \right) \quad (\text{解 2.24})$$

$$E_{des} = \frac{\sigma_{cc} - 0.8\sigma'_{cc}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{cc}} \quad (\text{解 2.25})$$

$$E'_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{c0}^2}{\rho_s \sigma_{yh} + k3 \rho_F \sigma_F} \quad (\text{解 2.26})$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} \quad (\text{タイプ I の地震動}) \quad (\text{解 2.27})$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon'_{cc} + \frac{0.2\sigma'_{cc}}{E'_{des}} \quad (\text{タイプ II の地震動}) \quad (\text{解 2.28})$$

$$\rho_s = \frac{4A_h}{s d} \quad (\text{解 2.29})$$

$$\rho_F = \frac{4A_F}{S_F d_F} = \frac{4n_p t_F}{d_F} \quad (\text{解 2.30})$$

ここに,

- σ_c : コンクリート応力度 (N/mm²)
- σ_{cc} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの強度 (N/mm²)
- σ_{c0} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
- ε_c : コンクリートのひずみ
- ε_{cc} : 最大圧縮応力時ひずみ
- ε_{cu} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ
- E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
- E_S : 鉄筋のヤング係数 (N/mm²)

- E_F : 連続繊維シートのヤング係数 (N/mm^2)
 E_{des} : 下降勾配 (N/mm^2)
 ρ_s : 横拘束筋の体積比
 ρ_F : 連続繊維シートの体積比
 A_h : 横拘束筋の断面積 (mm^2)
 A_F : 連続繊維シートの断面積 (mm^2)
 s : 横拘束筋の間隔 (mm)
 S_F : 連続繊維シートの幅 (mm)
 d : 横拘束筋の有効長 (mm)
 d_F : 連続繊維シートの有効長 (mm)
 連続繊維の有効長 d_F は、既設橋脚断面の外側寸法を用いる
 σ_{yh} : 横拘束筋の降伏強度 (N/mm^2)
 σ_F : 連続繊維シートの設計用引張強度 (N/mm^2)
 t_F : 連続繊維シートの1層あたりの厚さ (mm)
 n_p : 連続繊維シートの積層数 (層)
 α, β : 断面補正係数で円形断面の場合には $\alpha=1.0, \beta=1.0$,
 矩形断面の場合には $\alpha=0.2, \beta=0.4$ とする
 n : 式(解 2.20) で定義される定数
 k_1, k_2, k_3 : 炭素繊維シートの場合 $k_1=k_2=k_3=1$
 アラミド繊維シートの場合 $k_1=k_2=0.4, k_3=2.2$

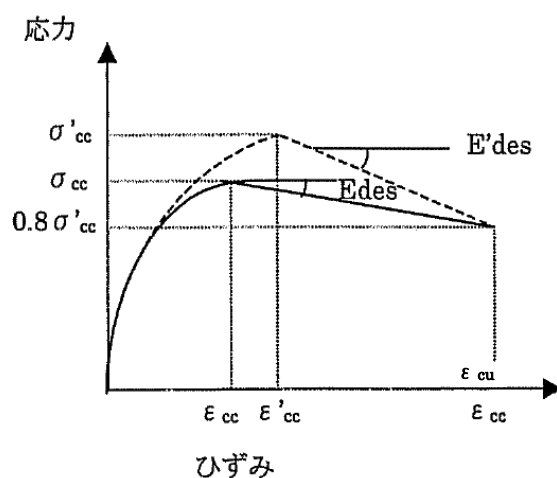


図-解 2.17 連続繊維シートを巻立てたコンクリートの応力度-ひずみ曲線

なお、じん性向上のための補強を行う場合の橋脚軸方向の連続繊維シートは、帯鉄筋方向の連続繊維シートの応力分散を目的としたものであるため、既設の鉄筋断面に比べて断面剛性も著しく小さくなることから、曲げ耐力の算定や荷重-変位関係の算定には考慮しないものとする。

2.4.3 使用材料

- (1) 炭素繊維シートは、引張強度 $3,400\text{N/mm}^2$ 以上のものを用い、繊維目付量は 200g/m^2 もしくは 300g/m^2 を標準とする。
- (2) 高弾性率型アラミド繊維シート（アラミド1）は、引張強度 $2,060\text{N/mm}^2$ 以上のものを用い、繊維目付量は 280g/m^2 から 830g/m^2 を標準とする。
- (3) 高強度型アラミド繊維シート（アラミド2）は、引張強度 $2,350\text{N/mm}^2$ 以上のものを用い、繊維目付量は 235g/m^2 から 700g/m^2 を標準とする。
- (4) 連続繊維シート貼付後は、その表面に仕上げ工を行うものとし、耐候性、耐火性、耐衝撃性、美観等の要求性能を満足させるものとする。仕上げ材はポリマーセメントモルタルを標準とする。

【解 説】

(1) について

炭素繊維シートの繊維目付量は、耐震補強における実績を考慮し、 200g/m^2 と 300g/m^2 を標準としたが、さらに高い耐力をもつ繊維目付量 400g/m^2 から 600g/m^2 までのシートも製品化されているため、これらを合わせて諸元を表一解 2.9 に示した。これらの炭素繊維シートは高強度型と呼ばれ、ピッチ系の糸を用いており、高弾性、高熱伝導率で、熱膨張率が小さいという特徴がある。

炭素繊維シートの繊維目付量は、構造的、施工性、経済性等を比較検討の上、適切に選定するものとする。なお、設計計算上考慮されないものについては、繊維目付量 200g/m^2 の使用を標準とする。

また、表一解 2.10 には中弾性・高弾性型シートの諸元を示した。この炭素繊維は PAN 系と言われる糸を用いており、強度が高く、伸度が大きいという特徴がある。用途は床版や梁の下面・上面に貼り付け、曲げ補強の目的で使用するが多いが、材料特性を踏まえて検討し、必要に応じて採用するのがよい。

表一解 2.9 炭素繊維シートの種類と特性値（高強度型）^{3),12)}

		高強度型（PAN 系）				
繊維目付量	g/m^2	200	300	400	450	600
設計厚さ	mm	0.111	0.167	0.222	0.250	0.333
引張強度	N/mm^2	3,400 以上	3,400 以上	3,400 以上	3,400 以上	3,400 以上
引張弾性係数	N/mm^2	2.3×10^5	2.3×10^5	2.3×10^5	2.3×10^5	2.3×10^5
破断伸度	%	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5

表一解 2.10 炭素繊維シートの種類と特性値（中弾性・高弾性型）¹²⁾

		中弾性型		高弾性型	
繊維目付量	g/m^2	300	300	300	300
設計厚さ	Mm	0.165	0.163	0.143	0.143
引張強度	N/mm^2	2,900 以上	2,400 以上	1,900 以上	1,900 以上
引張弾性係数	N/mm^2	3.9×10^5	4.4×10^5	5.4×10^5	6.4×10^5
破断伸度	%	0.8		0.5	0.3

(2), (3) について

アラミド繊維も炭素繊維同様、コンクリート表面にシートを現場でエポキシ系樹脂により接着・含浸し、AFRP（アラミド繊維強化プラスチック）として補強機能を発揮させる工法である。

アラミド繊維は炭素繊維よりも剛性が低いため、断面コーナーでの破断や接着含浸時の密度等が改善できる。なお、アラミド1は「全芳香族ポリアミド繊維」、アラミド2は「芳香族ポリエーテルアミド繊維」である。

表一解 2.11 アラミド繊維シートの種類と特性値（アラミド1：高弾性率型）^{3),12),14)}

		AK40 AW40	AK60 AW60	AK90 AW90	AK120 AW120
保証耐力	kN/m (tf/m)	392 (40)	588 (60)	882 (90)	1,176 (120)
繊維目付量	g/m ²	280	415	623	830
設計厚さ	mm	0.193	0.286	0.430	0.572
引張強度	N/mm ²	2,060 以上	2,060 以上	2,060 以上	2,060 以上
引張弾性係数	N/mm ²	1.18×10 ⁵	1.18×10 ⁵	1.18×10 ⁵	1.18×10 ⁵
破断伸度	%	1.8	1.8	1.8	1.8

表一解 2.12 アラミド繊維シートの種類と特性値（アラミド2：高強度型）^{3),12),14)}

		AT40	AT60	AT90	AT120
保証耐力	kN/m (tf/m)	392 (40)	588 (60)	882 (90)	1,176 (120)
繊維目付量	g/m ²	235	350	525	700
設計厚さ	mm	0.169	0.252	0.378	0.504
引張強度	N/mm ²	2,350 以上	2,350 以上	2,350 以上	2,350 以上
引張弾性係数	N/mm ²	0.784×10 ⁵	0.784×10 ⁵	0.784×10 ⁵	0.784×10 ⁵
破断伸度	%	3.0	3.0	3.0	3.0

(4) について

仕上げ材には、以下の性能を満足することが要求される。

- 1) 連続繊維シートの含浸・接着樹脂の紫外線による劣化防止
- 2) 連続繊維シートの保護（埋め戻し部分の保護、高架下が駐車場や資材置き場等を使用されている場合など、いたずらや衝突などからの保護）
- 3) 美観の向上

そこで、仕上げ材の種類として標準的に用いるものと、とくに連続繊維を保護する場合に用いるものの2種類とした。なお、走行車両の衝突を考慮する場合や河川内橋脚の補強に用いる場合など、表面仕上げ材だけの保護が不適当と判断される場合には、別途特別な防護工を考慮しなければならない。

表一解 2.13 表面仕上げ材の使用分類^{3),13)}

名 称	施工厚	適 用
仕上げ材 A	1mm 以上	仕上げ材の標準として用いるもの
仕上げ材 B	10mm 以上	高架下が駐車場や資材置き場等を使用されている場合などで、連続繊維シートをとくに保護する必要がある部分に用いるもの

2.4.4 構造細目

- (1) 炭素繊維シートの重ね継手長は、20cm 以上とする。アラミド繊維シートの重ね継手長は、40tf/m, 60tf/m 級シートでは 20cm 以上, 90tf/m, 120tf/m 級シートでは 25cm 以上とする。
- (2) 矩形断面の隅角部は、炭素繊維シートの場合半径 5cm 以上、アラミド繊維シートの場合半径 1cm 以上の面取りをする。
- (3) 段落し部の補強を行う場合は、曲げ補強のために躯体軸方向に連続繊維シートを貼付け、その外周に帯鉄筋方向に連続繊維シートを 1 層巻付ける。
- (4) じん性向上のための補強を行う場合は、躯体軸方向に連続繊維シートを 1 層貼付けた後、その外周に帯鉄筋方向に設計計算で得られた必要量の連続繊維シートを巻立てるものとする。ただし、最少補強総数は軸方向、帯鉄筋方向各 1 層の合計 2 層とする。
- (5) じん性向上を目的とした補強を行う場合は、躯体の下端から躯体の断面厚の 1.5 倍の範囲を補強する。また、辺長比が 1 : 1.5 以上の場合には、連続繊維シートによる拘束効果を十分に発揮させるために補強範囲区間に貫通鋼材を配置する。
- (6) 補強材（繊維シートおよび貫通鋼材、既設横拘束筋）量の上限值は、補強材の体積比 $\rho_s + \rho_F$ が 0.020 を上回らないものとする。

【解 説】

(1) について

連続繊維シートどうしの重ね継手長が十分でないと、その引張強度に影響を及ぼすことも考えられる。そこで、重ね継手長の実験結果により連続繊維シートどうしの重ね継手長さが決められている。

(2) について

連続繊維シート接着時、矩形断面の隅角部は必ず面取りを行うものとする。炭素繊維、アラミド繊維シートのそれぞれの変形に対する追随性を考慮して、面取りのサイズを上記のように規定した。

(3) について

補強が曲げ補強だけで、フープ方向には設計上連続繊維シートを配置しなくても良い場合でも、フープ方向の連続繊維シートが曲げ補強の連続繊維シートとコンクリートの一体性を強化することができるので、このように規定した。

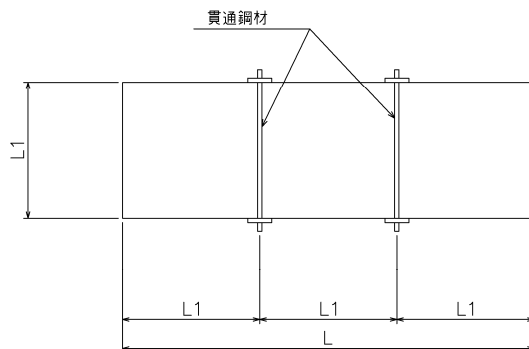
(4) について

橋脚躯体に地震時に発生する最初のひびわれ方向は、躯体軸方向に直交するひびわれであるため、そのひびわれを抑制するとともに、帯鉄筋方向の連続繊維シートにコンクリートの膨張力を分散して伝達するために、躯体軸方向に連続繊維シートを貼り付けることとした。

(5) について

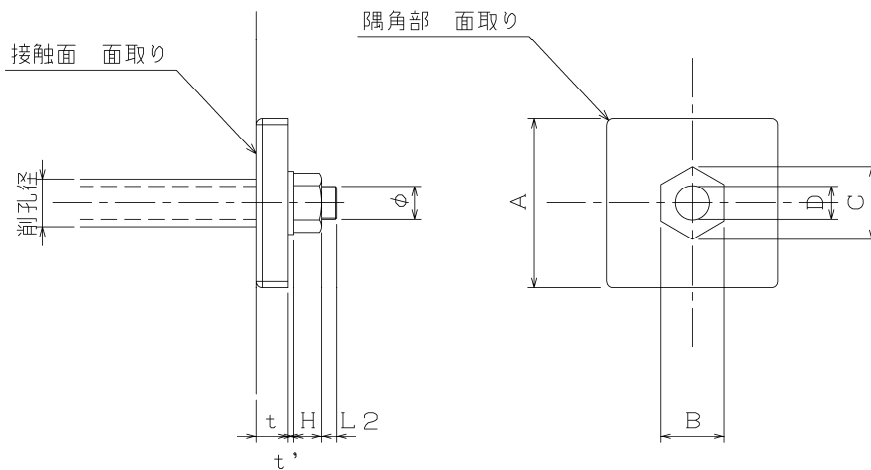
辺長比が 1 : 1.5 以上の壁式橋脚の場合、連続繊維シート巻立てのみではシートのはらみ出し等により、十分な拘束効果が得られないことが寒地土木研究所の実験等により確認されている。また、載荷実験等において柱基部最下段の貫通鋼材配置位置が塑性ヒンジ部より上方である場合には、連続繊維シート最下部がはらみ出し、拘束効果が低減することが確認されている。これらのことから、貫通鋼材は次のように配置するのがよい。

- 1) 貫通鋼材の水平方向の配置間隔は、図一解 2.18 のように貫通鋼材の水平間隔が壁厚程度となるように配置する。



図一解 2.18 貫通鋼材の水平方向配置位置 ¹⁾

- 2) 貫通鋼材の高さ方向の配置間隔は、2.2.4(8)解説の図一解 2.8 を準用してよい。
- 3) 貫通鋼材は、PC 鋼棒等の高強度材料を使用する場合には降伏強度により鉄筋に換算し、中間拘束筋として考慮するものとする。
- 4) 貫通鋼材の定着部は、鋼製座金およびナットを使用し、確実に定着可能な工法を用いることとする。なお、貫通鋼材定着部座金の隅角部およびシートに接する面については面取りを行うものとする（図一解 2.19、表一解 2.14 を参照）。



図一解 2.19 貫通鋼材の定着部概要図 ¹⁾

表一解 2.14 貫通鋼材定着部寸法の例 ^{1),5),6)}

φ 呼び名 (mm)	φ' 基本径 (mm)	公 称 断面積 (mm ²)	単位質量 (kg/m)	ねじの 呼 び	ピッチ (mm)	ナット (mm)		
						B	C	H
17	17.0	227.0	1.78	M18	1.5	35	40.4	27
23	23.0	415.5	3.26	M24	2.0	46	53.1	36
26	26.0	530.9	4.17	M27	2.0	50	57.7	40
32	32.0	804.2	6.31	M33	2.0	58	67.0	49

φ 呼び名 (mm)	ワッシャー厚 t' (mm)	支圧板 (mm)			余長 L2 (mm)	削孔径	
		1 辺長 A	厚み t	孔径 D		呼び径 (インチ)	図示径 (mm)
17	2.9	90	18	20	7	1 1/4	32
23	4.0	120	25	27	10	1 1/2	38
26	4.0	135	28	30	10	1 1/2	38
32	4.5	165	32	36	12	2	50

(6) について

じん性補強を行なう場合の補強量が過大である場合には、軸方向引張鉄筋の破断がコンクリートの圧壊に先行することにより、脆性的な破壊形態を示すおそれがある。軸方向鉄筋比が 0.8～1.5%程度の場合に、補強材の体積比 $\rho_s + \rho_F$ が 0.020 を超えるケースで上記のような破壊形態を示す実験結果が得られていることから、ここでは既設横拘束筋を含めた補強材の体積比の上限値を $\rho_s + \rho_F \leq 0.020$ と設定した。ただし、軸方向鉄筋比が大幅に異なる場合等には、別途載荷実験等により確認を行う必要がある。

2.5 施工時の留意事項

2.5.1 施工一般

施工にあたっては、施工計画、施工管理に必要な調査を実施しなければならない。

- (1) 橋脚躯体の実寸法の計測、非破壊検査による橋脚各部の鉄筋位置を確認し、補強設計の内容との整合を検討し、必要に応じて設計にフィードバックするものとする。
- (2) 工事に支障となる添架物、排水管、埋設管等の調査を行い、必要に応じて撤去あるいは移設・復旧計画を検討するものとする。

【解 説】

(1) について

補強鋼板や軸方向鉄筋固定用のアンカーボルトおよびフーチング定着アンカーボルト用の削孔によって、橋脚および基礎の既設鉄筋を切断しないように、事前に鉄筋位置を確認し、補強設計との整合を検討しなければならない。調査は、鉄筋探査機等を用いた非破壊試験による推定方法を標準とする。

鉄筋位置調査の結果と補強設計図書との整合を検討した結果、既設橋脚の鉄筋とアンカー等が干渉する場合には設計の見直しについて検討しなければならない。

(2) について

橋脚には、付属物として排水管、排水桝、検査路および昇降梯子等が取り付けられている場合が多い。このため、補強部材の取り付けで支障となる範囲において、排水管の場合は切断して仮ホースを接続して集水桝に仮排水することや、検査路および昇降梯子を一時的に撤去する等の必要がある。

なお、撤去時には支障物および取付けボルトが再利用できるか、事前に調査しておく必要がある。また、地下埋設物等がある場合は、その管理者と必要に応じて現地立会の上、埋設物の位置や深さを確認し、必要な措置を講じなければならない。

2.5.2 既設橋脚の削孔

フーチングにアンカー定着を行う場合や中間貫通鋼材を追加する場合等、既設橋脚に削孔を行う場合は、削孔によって既設橋脚の鉄筋を切断しないよう事前に鉄筋位置を調査しなければならない。

【解 説】

中間貫通鋼材の施工に当たっては、既設橋脚鉄筋の位置を確認するとともに既設鉄筋に損傷を与えないように削孔しなければならない。また、削孔時には、衝撃により既設コンクリートの内部にひび割れ、損傷等生じさせないように十分注意する必要がある。

削孔は、一般に削岩機またはダイヤモンドドリル等で行っているが、既設鉄筋の配筋状況等を勘案し、ウオータージェット削孔の採用等、適切な工法の選定が必要である。

鉄筋位置の調査の結果、既設橋脚の鉄筋とアンカー等が干渉する場合には、削孔位置の変更を行い、必要に応じて補強設計の見直しについて検討しなければならない。

2.5.3 表面処理工

耐震補強にあたっては、既設橋脚と耐震補強部材の一体化を図るために、表面処理工を行わなければならない。

【解 説】

表面処理工として、下地処理工、プライマー工、不陸調整工を施すものとする。

1) 下地処理工

既設橋脚と新たに巻立てる補強部材の一体化を図るためには確実な下地処理が重要である。下地処理の方法として、耐震補強部材の一体化を図るための一般的な方法は表一解 2.15 のとおりである。

表一解 2.15 表面処理工法の要求性能と一般的な方法

工 法	要求性能	内 容	方 法
鉄筋コンクリート巻立て	付着性	・ 打継ぎ目の付着強度（1N/mm ² 以上を目安）の確保 ・ 既設コンクリート表面の風化層，レイトランス層，ゴミ等の除去	ブラスト処理
鋼板巻立て	密着性	・ 既設コンクリート表面の風化層，レイトランス層，ゴミ等の除去	ディスクサンダー
連続繊維巻立て	密着性	・ 既設コンクリート表面の風化層，レイトランス層，ゴミ等の除去	ディスクサンダー

鉄筋コンクリート巻立て工法では、付着強度が得られる方法として、ピックハンマーで骨材を露出させる下地処理と、ブラスト処理により 1mm 程度研掃させ一体化を図る方法がある。ピックハンマーによる方法は、ブラスト処理に比べ、凍結融解の影響による打継面の付着性能の低下が実験で確認されていることから、ブラスト処理を採用するのが望ましい。

鋼板巻立て工法は、各種実験によれば既設橋脚と鋼板とが必ずしも一体化しなくとも、密着した状態が確保できれば設計で期待した耐力が確保できることが確認されている。よって、鋼板巻立て工法の下地処理では、既設コンクリートの表面の風化層やレイトランス層、ゴミ、汚れ等の除去を目的として、ディスクサンダー等による方法が一般に採用されている。

連続繊維巻立て工法では、鋼板巻立て工法と同様の理由からディスクサンダー工法が一般に採用されている。ただし、矩形橋脚等に繊維シートを巻立てる場合には、隅角部のエッジによってシートが損傷する可能性があるため、隅角部エッジの面取りを確実に施さなければならない。

2) プライマー工

鉄筋コンクリート巻立て工法では、コンクリート打設時の既設コンクリートの吸水によるドライアウトやコンクリートの劣化防止を目的にプライマー（エマルジョン系）を塗布するのがよい。

3) 不陸調整工

コンクリートの表面に豆板や有害なひび割れ、欠損や段差がある場合には、期待する補強効果が得られない可能性があるため、事前に補修するとともに平坦に仕上げなければならない。

したがって、橋脚の補強にあたっては、豆板等の不良部分の除去、既設鉄筋の錆落とし及び防錆材の塗布、欠損部のパテ用エポキシ系樹脂等による補修、有害なひび割れのグラウト注入やエポキシパテの充填等の事前処置が必要となる。なお、有害なひび割れとは、アルカリシリカ反応によるひび割れ以外は、0.5mm 程度以上を目安としてよい。

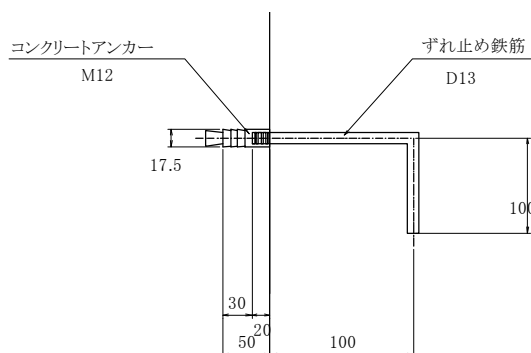
2.5.4 鉄筋コンクリート巻立て工

- (1) 既設橋脚との離隔を確保し、軸方向鉄筋を確実に支持できるように組立用アンカー鉄筋で軸方向鉄筋に固定するものとする。
- (2) コンクリートの打込み、締固め、養生は、道路橋示方書（Ⅲコンクリート橋編）の「20.6_コンクリート工」、や土木学会コンクリート標準示方書【施工編】の規定に準拠し、コンクリートの所用の性能が損なわれないように配慮しなければならない。

【解 説】

(1) について

軸方向鉄筋の位置固定のため、組立て用アンカーを1本/m²程度配置する。軸方向鉄筋と既設橋脚との離れを100mmとしたときの参考図を図一解 2.20 に示す。



図一解 2.20 組立て用アンカー鉄筋の例¹⁾

(2) について

鉄筋コンクリート巻立て工法では、部材厚が薄く、かつ鉄筋が密に配置されていることから、流動化材を使用するのが望ましい。ただし、流動化材を使用する場合は、流動化後の品質が得られるように事前にベースコンクリートの材料、配合、流動化の方法及び品質管理の方法について十分な検討を行う必要がある。また、部材厚が薄く、乾燥収縮に伴うひび割れの発生を抑制するために、膨張材を使用するのが望ましい。

2.5.5 鋼板巻立て工

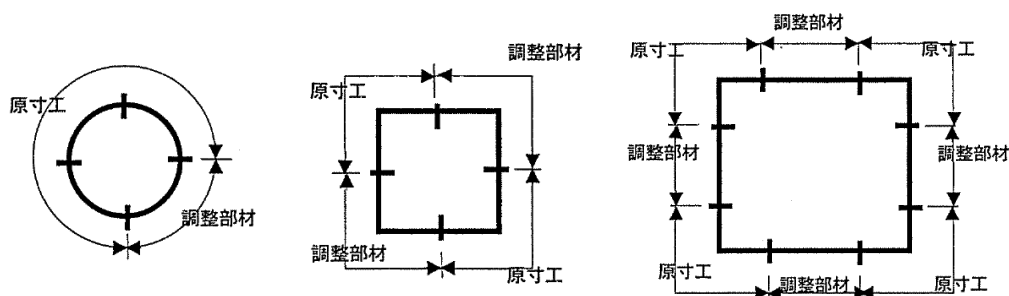
- (1) 鋼板の製作にあたっては、橋脚躯体の実測寸法をもとに、設計図に示す巻立て鋼板と橋脚躯体との隙間を考慮して製作しなくてはならない。
- (2) 鋼板の建込みにあたって、鋼板と既設橋脚との固定、モルタル注入圧による鋼板の変形防止、均一な注入厚を確保するため、鋼板固定用アンカーを配置するものとする。
- (3) 溶接の施工は、道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）の「18.4.4_溶接施工法」によるものとする。
- (4) 無収縮モルタルは、鋼板と既設橋脚とが十分な密着するように完全に充填するものとする。
- (5) 鋼板巻立ての施工は、一般に現場溶接により組立てるため、鋼板本体の防食は、組立後の塗装によることを標準とする。

【解 説】

(1) について

鋼板の分割は、施工性を損なわない範囲で分割数を少なく割付高さを大きくすることが望ましい。

過去の施工実績および施工性を考慮して、鋼板の断面方向の分割数は、橋脚の大きさに応じて4分割あるいは8分割を標準とする。また、鋼板の割付高さは、施工性等から3m程度が好ましく、1枚当たりの重量は、300kgf から500kgf を目安とするのが良い。図一解 2.21 に標準的な分割の参考例を示す。なお、矩形柱では、隅角部に応力が集中するため、ここを現場溶接継手位置としてはならない。



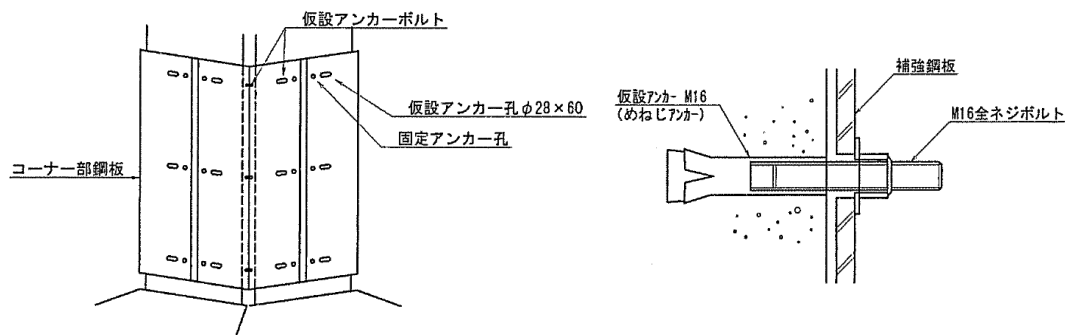
図一解 2.21 補強鋼板の分割方法¹⁵⁾

(2) について

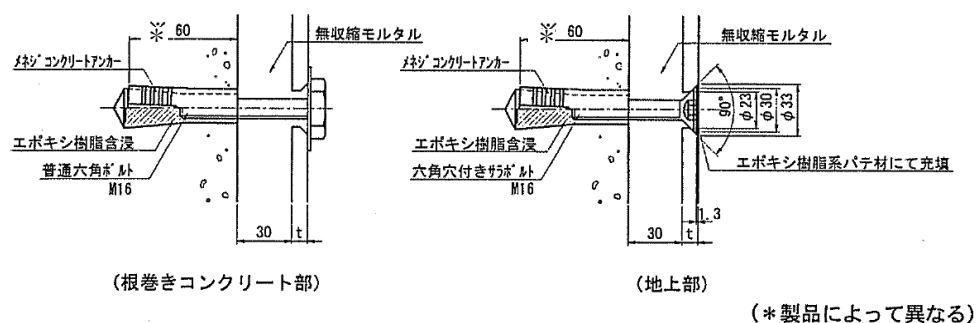
鋼板の孔あけの大きさ及び配置は表一解 2.16 を標準とし、アンカー用孔については、鉄筋調査の結果を反映し、鉄筋位置を避けて計画しなければならない。また、仮設アンカーと鋼板固定用アンカーは兼用してはならない(図一解 2.22)。

表一解 2.16 孔あけの大きさ¹⁵⁾

孔あけ種類	寸 法	寸 法
鋼板固定用 アンカー	皿状 45° $\phi 33$ mm (外) $\phi 23$ mm (内) (M16 皿ボルト用)	矩形: $\phi 500$ mm 円形: $\phi 1000$ mm
仮設アンカー	$\phi 28$ mm $\times$ 60 mm (長孔) (M16 全ネジボルト用)	平板部: 6 本/枚 コーナー部: 9 本/枚
注入孔	$\phi 30$ mm	1 本/m ²



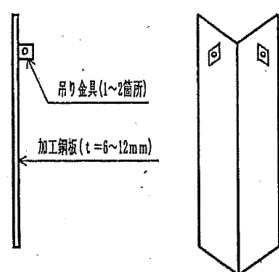
図一解 2.22 仮設アンカー設置例および仮設アンカー断面¹⁵⁾



図一解 2.23 固定アンカーボルトの例^{3),10)}

吊り金具は、図一解 2.24 に示す位置に取付けることを標準とし、モルタル注入前に撤去するものとする。

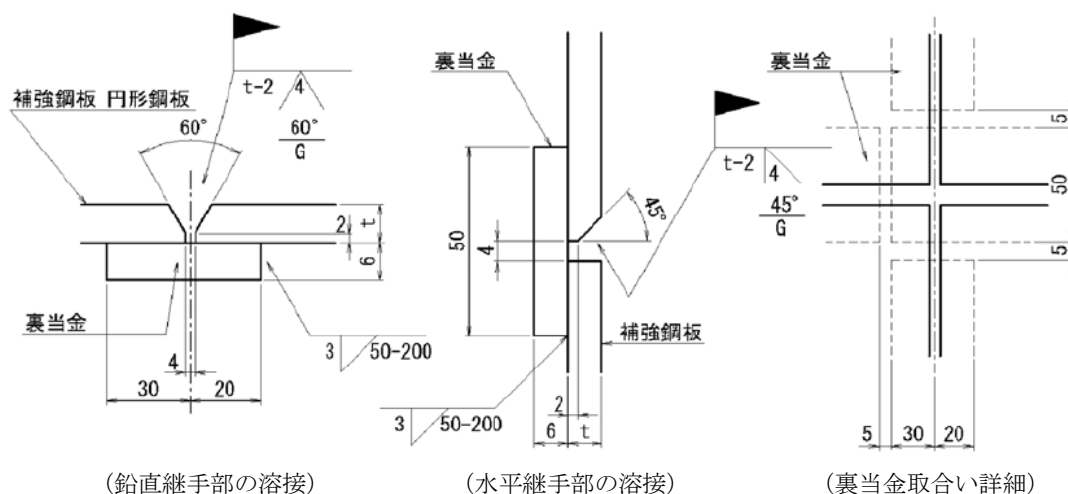
- ・平板部 : 1箇所/枚
- ・コーナー部 : 2箇所/枚



図一解 2.24 吊り金具の取付け標準¹⁵⁾

(3) について

補強鋼板の現場継手は現場溶接による接合とし、その開先形状は良好な溶接施工が確保でき、所定の溶接品質が得られるような形状としなければならない。補強鋼板の現場継手形状は、図一解 2.25 を標準とする。



図一解 2.25 溶接部の標準^{1),3),10),11)}

2.5.6 連続繊維巻立て工

- (1) 繊維シート、プライマーおよび含浸樹脂等のエポキシ樹脂は、材料品質に影響を与えないように適切に保管しなければならない。
- (2) 原則として気温 5℃以下、あるいは雨天等湿度 85%以上の場合には、施工を行ってはならない。

【解 説】

(1) について

連続繊維補強材やプライマーおよび含浸接着用の樹脂類は、以下の条件に留意して保管し、メーカーの取扱い説明書等に従って、劣化が生じないようにする必要がある。

- 1) 繊維シート：暗所で水、砂ぼこり等がかからない乾燥した場所
- 2) プライマーおよび含浸樹脂等のエポキシ樹脂：水、砂ぼこり等がかからない冷暗所

その他の一般的な機器材や資材等は、通常どおりの保管方法でよい。

(2) について

プライマー、不陸修正材、含浸接着樹脂等には、一般に、エポキシ樹脂が用いられており、その粘度、可視時間、硬化時間などは、現場の気温、コンクリートの表面温度の影響を受けることから施工時の気温に合わせて夏用、冬用、春秋用のタイプがあり、施工条件によって選択する必要がある。エポキシ樹脂の場合、施工に適した環境条件は、温度 5℃以上、湿度 85%以下が適用温度である。

現場の気温やコンクリート表面温度が低い場合には、施工現場の保温を行うか低温用プライマーおよび樹脂等を用いる。また、コンクリートの表面が乾燥した状態でない場合は、湿潤面専用プライマーの使用等を検討する必要がある。

【参考文献】

- 1) 国土交通省北海道開発局：既設橋梁の耐震補強マニュアル(案)，pp.9,15-17,24-25,30-32，平成 21 年 6 月
- 2) 国土交通省：「緊急急送道路の橋梁耐震補強 3 箇年プログラム，耐震補強マニュアル(案)」，参考資料 p.8，平成 17 年 6 月
- 3) (財) 海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，pp. I -33, I -49-50, I -53-58, I -61-67, 平成 17 年 4 月
- 4) 日本道路協会：既設道路橋耐震補強に関する参考資料，平成 9 年 8 月
- 5) (社) 土木学会：コンクリートライブラリー第 66 号 プレストレスコンクリート工法設計施工指，p.514, 平成 3 年 4 月
- 6) ディビダーク協会：ディビダーク工法設計・施工マニュアル，p.5，2011 年 5 月
- 7) 首都高速道路公団：既設 R C 橋脚の耐震性向上 設計・施工要領(案)，平成 6 年 5 月
- 8) 川島一彦，運上茂樹，飯田寛之：鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法および耐震補強法に関する研究，土木研究所報告第 189 号，平成 5 年 9 月
- 9) 国土交通省関東地方整備局：既設鉄筋コンクリート橋脚耐震補強 施工管理マニュアル(案)，平成 10 年 7 月
- 10) 国土交通省関東地方整備局：既設橋梁の耐震補強マニュアル (案)，平成 17 年 2 月
- 11) 国土交通省近畿地方整備局：設計便覧 (案) 第 3 編 道路編，平成 12 年 4 月
- 12) (社) 土木学会：コンクリートライブラリー第 101 号 連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針，p.224，平成 12 年 7 月
- 13) 日本道路公団：設計要領第二集 橋梁保全編，平成 9 年 11 月
- 14) アラミド補強研究会：アラミド繊維シートによる鉄筋コンクリート橋脚の補強工法設計・施工要領 (案)，平成 10 年 1 月
- 15) 国土交通省関東地方整備局：既設橋梁の耐震補強マニュアル(案)，施工 pp.2-20 - 2-24，平成 17 年 2 月
- 16) 国土交通省国土技術施策総合研究所，独立行政法人土木研究所：国総研資料第 7000 号，土研資料第 4244 号 既設橋の耐震補強設計に関する技術資料，平成 24 年 11 月

その他参考とした文献

- ・建設省土木研究所：土木研究所資料第 3444 号 曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法による鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強，平成 8 年 5 月
- ・土木研究センター：炭素繊維シートを用いた単柱式鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強マニュアル，平成 10 年 7 月
- ・日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料 (案)，平成 7 年 6 月
- ・建設省土木研究所：土木研究所資料第 1828 号 桁座拡幅に関する実験資料および桁座拡幅標準設計 (改訂案)，昭和 57 年 3 月

3 章 橋全体系の耐震補強工法

3.1 橋全体系の耐震補強工法の選定

3.1.1 基本方針

- (1) 本章は既設橋梁の耐震補強設計のうち、桁橋の橋全体系の耐震補強工法選定に適用する。
- (2) 既設橋の耐震補強設計において、橋脚本体を個々に補強する橋脚単体での耐震補強に比べて橋全体系の耐震補強工法が合理的な場合には橋全体系で検討するものとする。
- (3) 橋全体系の耐震補強工法選定においては、既設橋の構造特性、地盤条件、施工条件、付加機能等を十分踏まえた上で総合的評価を行い、最適な耐震補強工法を選定するものとする。

【解 説】

(2) について

水深の大きい河川低水路内の橋脚、急峻な谷地形に配置される橋脚等では、鉄筋コンクリート巻立て等による一般的な橋脚耐震補強が困難な例も見受けられる。このような場合には既設橋梁の免震化、分散化等による橋全体系の耐震補強により橋脚の無補強化または補強量の軽減、更には橋全体系の耐震性向上を図ることが可能になると考えられる。このため橋脚単体での耐震補強工法が施工性、経済性等から困難となる場合は橋全体系の耐震補強工法を含めた合理性比較検討を行うこととした。

(3) について

橋全体系での耐震補強工法選定においては、当該橋梁の現況耐震性能、被災した場合の影響、耐震補強工事の難易度、耐震補強工事費等を総合的に検討し橋全体系耐震補強の優位性を十分に評価出来る工法選定を行うものとする。ただし、既設支承部周辺、橋台、橋脚部への部材追加においては、将来的な維持管理の確実性および容易さ等に十分配慮し、過度な対策とならないよう留意する必要がある。

なお、橋全体系の耐震補強については不明確な部分が多いため、補強工法決定においては発注機関および公的な研究機関と十分に協議するものとする。

3.1.2 設計法

- (1) 橋全体系の耐震補強工法が合理的と判断された橋梁に対し、構造系の変更により耐震性能を向上させ所定の耐震性能を確保するものとする。
- (2) 構造系の変更に際しては、変位拘束工法、免震工法、地震時水平力分散工法等を用い橋梁の長周期化と減衰性能の向上による地震応答の制御、並びに地震時の慣性力の低減を図るものとする。
- (3) 橋全体系での構造解析に際しては、適切な解析モデルおよび解析方法を用いなければならない。
- (4) 耐震性能の照査方法は動的照査法によることを標準とする。

【解 説】

(1) について

橋全体系の耐震補強工法は、既設橋梁の構造系を変更することにより橋全体としての地震応答の低減や荷重伝達機能の変更等が可能となり、的確な工法選定を行うことにより耐震補強として有効な手段と

なる。しかし一方では、複雑な機能を評価することによる設計モデルの不備や損傷状況判定の見誤り等も懸念される。また、各種解析手法および装置に関してもメカニズムの研究段階であるものも多く、適用に当たっては既存研究成果の十分な調査、検証等に留意することが重要である。

(2) について

既設橋の構造系の変更手法としては、現在での研究事例および補強事例等を鑑み代表的工法として変位拘束工法、免震工法、地震時水平力分散工法を次項以降に取り上げた。なお、粘性オイルダンパー等による制震装置による耐震補強対策については「3.5 その他の耐震補強」として解説する。

構造系の変更では橋全体系のバランス確保に着眼し、構造系変更による橋台荷重負担の増加、橋脚への荷重の一極集中、また変位の増大による過度な桁衝突等に留意する必要がある。橋全体系の耐震補強工法は単独での採用のほか、地震時水平力分散工法と変位拘束工法の併用、一部橋脚補強との併用等多くの組み合わせが考えられるため、経済性、施工性等総合的な観点から検討を加える必要がある。

また、既設上・下部構造や支承取り付け部等の部材の健全性を確認し、補強対策の効果が十分発揮できることを検証する必要がある。

(3) について

橋全体系の耐震補強設計においては、補強構造を的確に解析モデルとして再現する必要がある。道路橋示方書（V耐震設計編）7.3.2 によるほか、部材毎の特性を十分反映したモデル化を行うこととする。

解析モデルは橋全体系の骨組みモデルを原則とするが、構造系が比較的単純な場合や概略検討を行う場合等では、一質点系モデルでの解析も可能となり検討内容に応じて適宜判断するのがよい。

上部構造モデルでは、上部工荷重、上部構造の重心位置、床版・主桁の部材剛性算定等に留意することとし、上部工荷重算定では添架物重量、また必要に応じて雪荷重等を適切に見込む必要がある。下部・基礎構造モデルでは、既設形状、コンクリート強度、鉄筋材質、地盤特性等を十分把握し「1.3 耐震診断」を参考に適切なモデル化を行う必要がある。支承部モデルでは、既設支承または交換後の支承の構造特性に合致するモデルを設定する。モデル化においては、道路橋示方書（V耐震設計編）6.2.3 の表一解 6.2.2 および 15.3 を参考にして、支承部の構造および非線形履歴特性や減衰特性に応じて適切に行うものとする。なお、摩擦抵抗、ゴムせん断剛性、減衰機構等それぞれの特性を十分把握することが重要である。

(4) について

橋全体系の耐震補強では、上部構造、下部構造、支承、緩衝装置、変位拘束装置等が相互に複雑な挙動を示すため、各部材の耐震性能や弱点箇所を精度良く見定めるために動的照査法の適用を標準とした。

3.2 変位拘束工法

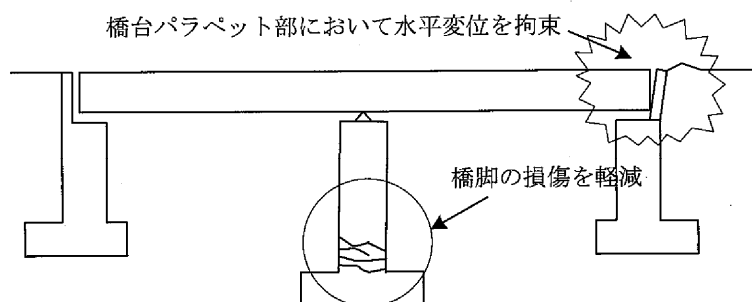
3.2.1 基本方針

- (1) 変位拘束工法とは、レベル1 およびレベル2 の地震動によって生じる上部構造または下部構造の水平変位を橋台パラペットに追突させることで水平変位を強制的に拘束する工法をいう。変位拘束工法は、地震時の橋脚の損傷を軽減させることを目的とする。
- (2) 変位拘束工法の適用にあたっては、既設構造、地形・地質・地盤条件、施工条件、変位拘束装置等の諸条件を考慮し適切に判断しなければならない。

【解 説】

(1) について

変位拘束工法とは、レベル1およびレベル2の地震動によって生じる上部構造または下部構造の水平変位を橋台パラペットに追突させることで、橋台と上部構造との衝突およびパラペットの塑性化によるエネルギー吸収効果の考慮、また橋台・橋脚の相互拘束等により上・下部構造の相対変位を抑制し、橋全体系での耐震性能向上を図るものとする。また、必要に応じて上部構造の連続化・連結化を行うこととする。

図一解 3.1 変位拘束工法の適用例¹⁾

(2) について

本工法は、橋台の耐力や地盤の安定性が高く上部構造の慣性力に確実に抵抗できる場合、桁遊間が狭い場合等で適合性が高い。

変位拘束工法を検討する場合には、既設構造、周囲条件、拘束装置等の相互の条件を十分把握することが重要である。

変位拘束工法の例としては、橋台パラペットへの桁衝突を考慮し、エネルギー吸収により地震時の橋脚応答を抑制する工法や、橋台と橋脚を PC ケーブル等の拘束装置により連結し、地震時の橋脚天端の変位量を抑制し橋脚応答を軽減する工法等がある。また、上部構造を連結してノージョイント化することで、それ自体で落橋被害の可能性を低減することが可能となるため、耐震補強の要求性能に応じて柔軟に検討するのがよい。

変位拘束工法を検討する場合には、上・下部構造の相対変位量の算定、遊間の調整等が必要であり、既設遊間量の把握が重要となる。また、拘束装置や緩衝装置の付加においては、装置取り付けスペースの確認を十分行う必要がある。なお、橋梁内で支持地盤が大きく変化し、橋脚高が変化している場合や構造形式が混在している場合等では、変形性能の相互関係の把握が難しくなるため、工法検討にあたっては十分留意するものとする。

3.2.2 設計法

- (1) 変位拘束工法を適用する場合は、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）7章の規定により耐震性能照査を行うものとする。
- (2) 変位拘束工法に用いる解析モデルは、既設構造および変位拘束条件を適切に評価したものを用いるものとする。

【解 説】

(1) について

道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）では、変位拘束工法についての照査方法の規定はないため、動的照査法による耐震性能の照査方法については、7章の規定を準用するものとした。

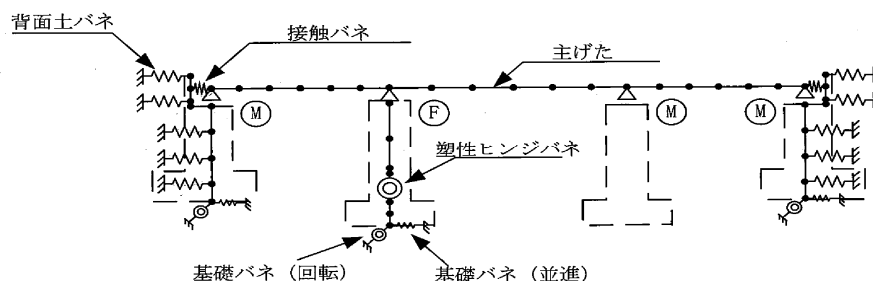
変位拘束工法の設計においては、上部構造、下部構造、変位拘束機能を考慮した橋全体系モデルでの動的解析により耐震性能の照査を行うこととする。

設計においては、橋台および桁端部の拘束効果が確実に得られるよう、必要に応じて遊間量の調整やパラペット部の補強等も検討する。

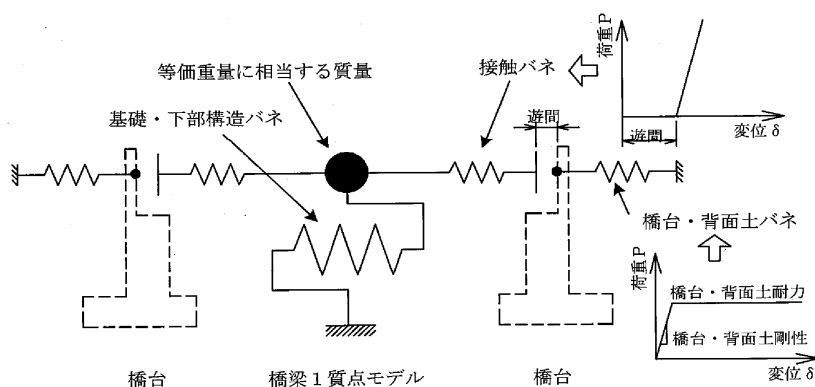
PC ケーブル等で橋台との連結を行う場合には、橋台に大きな慣性力が作用するため、橋台の耐震性能照査を行い必要に応じて橋台の補強対策を講じる必要がある。また、拘束部材を設置する場合には、定着部が所定の耐力を有することを照査し、必要に応じて適切に補強を行うこととする。

(2) について

解析モデルは橋梁の構造特性に合致したものを採用することとし、主構造モデル、上部構造と橋台の接触バネ、背面土バネ、基礎バネ等を適切に設定するものとする。以降に「(財) 海洋架橋・橋梁調査会：既設橋の耐震補強工法事例集¹⁾」に示されるモデル化の例を参考に掲載する。

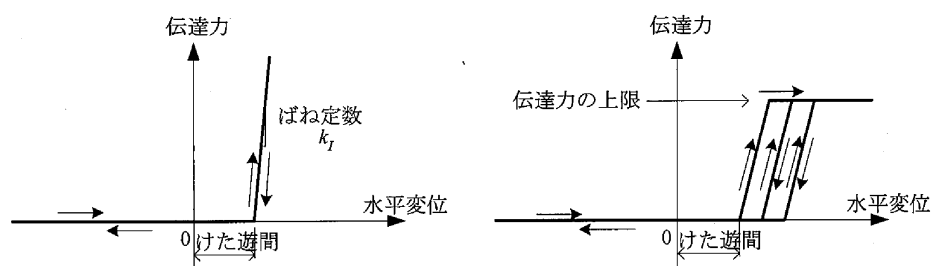


図一解 3.2 変位拘束工法における動的解析モデルの例¹⁾



図一解 3.3 簡易解析モデルの例¹⁾

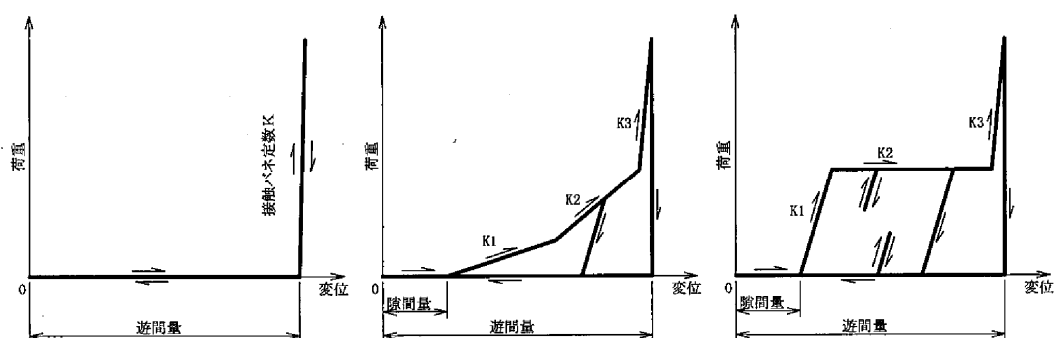
接触バネモデルの例を以下に掲載する。図一解 3.4 は、けた遊間を考慮した接触モデルであり、右図はブラケット、PC ケーブル等を設置した際の非線形特性を考慮したバネモデルの例である。



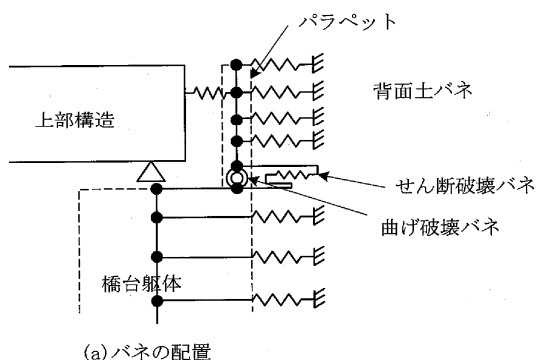
図一解 3.4 接触バネモデルの例¹⁾

図一解 3.5 は、ゴムブロック等の緩衝装置を遊間に設置した場合の接触モデルの例であり、左図は緩衝装置の設置なしのケース、中図は剛性増加型装置設置のケース、右図は剛性低下型装置設置のケースを示している。また、図一解 3.6 および図一解 3.7 には、それぞれパラペット損傷を考慮したモデル化の例、背面土の塑性化を考慮したモデル化の例を示している。

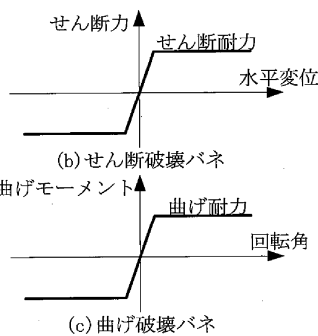
骨組みモデル、また各部位のモデル設定については、表記例以外にも多くの検討例が提案されている。例えば、1 質点系の簡易モデル案²⁾や落橋防止装置と桁衝突の復元力特性を評価したモデル³⁾等があるため、これら検討事例を参考に適切なモデル化を行うものとする。



図一解 3.5 緩衝装置を考慮した接触バネの例⁴⁾

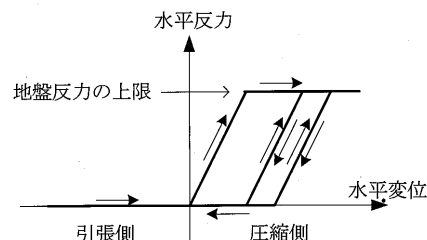


(a) バネの配置



(c) 曲げ破壊バネ

図一解 3.6 パラペットモデル化の例¹⁾



図一解 3.7 背面土モデル化の例¹⁾

3.2.3 変位拘束装置

変位拘束工法に用いる変位拘束装置は、耐震機能のメカニズムが明確であるとともに、使用材料について低温下での性能が確認されたものを使用しなければならない。

【解 説】

変位拘束工法に用いられる装置としては、緩衝装置、PC ケーブル、ブラケット等がある。

緩衝装置としては、ひずみが大きくなるに従って剛性が大きくなる剛性増加型タイプ、硬度や引張強さを高め一次剛性を大きくした剛性低下型タイプ等がある。また、拘束装置としては PC ケーブルの使用例もある。クロス配置による直角方向の拘束効果検証報告⁴⁾もあることから適宜参照するのがよい。

なお、北海道では冬季の気候条件が非常に厳しいことから、拘束装置として使用する材料は、変形、復元等のメカニズムにおいて、低温下での性能が保障されたものを使用しなければならない。

3.3 免震化工法

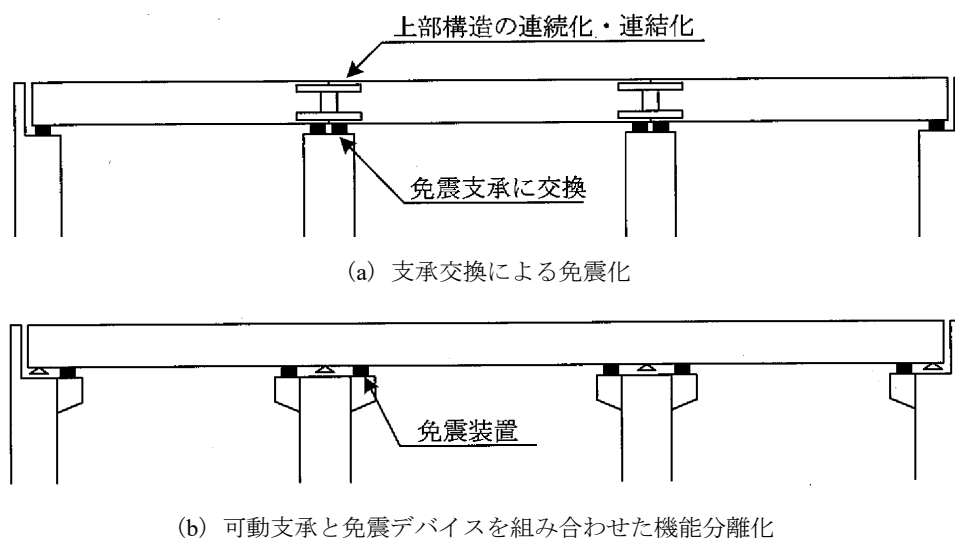
3.3.1 基本方針

- (1) 免震化工法は、免震支承や免震装置を用いて橋梁の固有周期を適度に長周期化するとともに、減衰性能の増大を図って地震時の慣性力の低減を計ることを目的とする。
- (2) 免震化工法の適用にあたっては、既設構造、地形・地質・地盤条件、施工条件、免震装置等の諸条件を考慮し適切に判断しなければならない。

【解 説】

(1) について

免震化工法は、既設支承を免震支承に交換、あるいは免震装置を新たに追加することにより構造系を免震構造とし、慣性力の低減効果を得るものである。また、必要に応じて上部構造の連続化・連結化を行うこととする。



図－解 3.8 免震化工法の適用例¹⁾

(2) について

免震工法を適用する条件としては、道路橋示方書（V耐震設計編）9章の規定によることとする。軟弱地盤では橋と地盤との共振の発生等が懸念されるため、固有周期の検討を行う等免震工法採用にあたっては十分な注意が必要である。土質条件が不足する場合は、追加調査により土質条件を明確にして耐震設計に反映する必要がある。

既設構造、周囲条件、免震装置等の相互の条件を十分把握し検討することが重要であり、免震支承や免震装置の設置においては装置取り付けスペースの確認を十分行うこととする。また、免震工法では上部構造に大きな変位量が発生することが予想され、既設遊間量の把握を的確に行うこととする。

3.3.2 設計法

- (1) 免震工法を適用する場合は、道路橋示方書（V耐震設計編）7章および9章の規定により耐震性能照査を行うものとする。
- (2) 免震工法に用いる解析モデルは、既設構造および免震装置の特性を適切に評価したものを用いるものとする。
- (3) 雪寒地域における免震装置は、温度依存性を考慮した性能を満足しなければならない。

【解 説】

(1) について

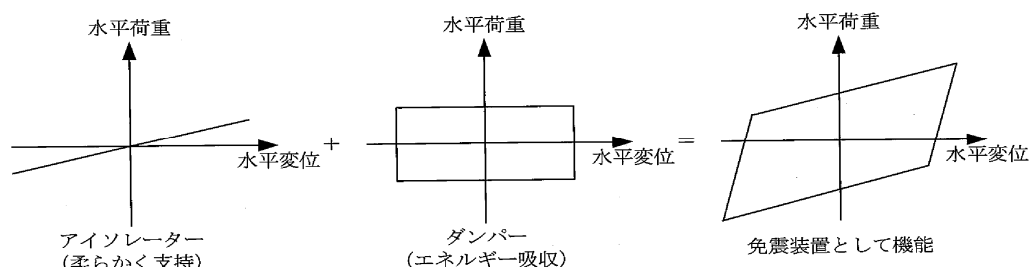
免震工法の設計においては上部構造、下部構造、免震機能を考慮した橋全体系モデルでの動的解析により耐震性能の照査を行うこととする。

免震工法は上部構造変位量の増大を伴うことから、既設桁遊間の照査を行い、必要に応じて桁遊間量の改良、変位拘束装置設置等を総合的に検討するものとする。免震装置を設置する場合には、杓座、上部構造の耐力照査を行い、必要に応じて上・下部構造の補強を行うこととする。

(2) について

解析モデルは上・下部構造の主構造モデル、免震方向、免震支承の履歴特性等を適切に設定するものとする。履歴特性の設定については「道路橋支承便覧⁵⁾」等を参考にするのがよい。

また、支承構造がコンパクトとなる機能分離タイプ⁶⁾等も提案されており、既設橋に適合する構造について検討しなければならない。図一解 3.9 には、機能分離型免震支承の非線形履歴モデルの例を示す。



図一解 3.9 免震支承の非線形履歴モデルの例¹⁾

(3) について

免震支承や免震装置に使用する材料は一般に温度依存性があり、特に低温下ではその変化が顕著な場合が多い。ゴム系支承については低温下での温度依存性に関する研究成果もあるため、低温下での等価

剛性や等価減衰定数の変化率および照査方法等については、それらの成果⁷⁾を参照するのがよい。

3.3.3 免震装置

免震化工法に用いる免震装置は、耐震機能および減衰のメカニズムが明確であるとともに、使用材料について低温下での性能が確認されたものを使用しなければならない。

【解 説】

免震装置としては、アイソレート機能と減衰機能を併せ持つ免震支承や、鉛直荷重支持機能および回転機能と減衰機能を分離させた機能分離型免震装置等がある。いずれも粘性、摩擦、履歴等の減衰機能により地震時のエネルギーを吸収する構造であるが、単純なメカニズムで機能するとともに力学的な挙動が明確な範囲で使用するものとする。

また、雪寒地域で使用する免震装置は、変形、復元等のメカニズムにおいて、低温下での性能が保障された材料を使用しなければならない。

3.4 地震時水平力分散工法

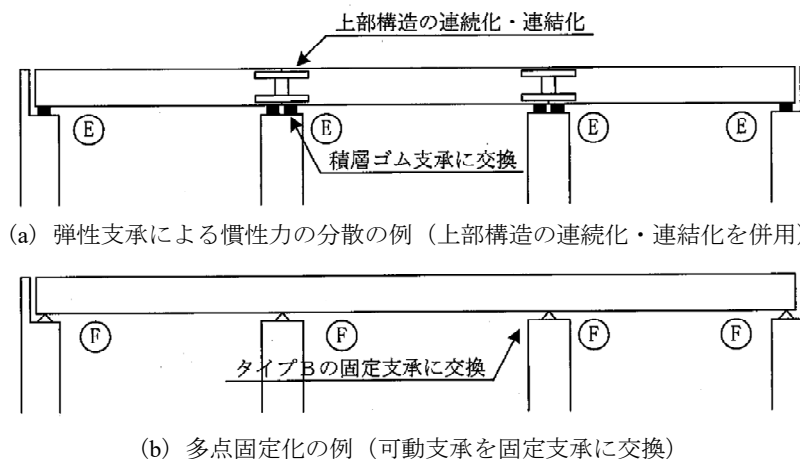
3.4.1 基本方針

- (1) 地震時水平力分散工法は、上部構造と複数の下部構造を結合して地震時の上部構造慣性力を複数の下部構造に分散支持させることを目的とする。
- (2) 地震時水平力分散工法の適用にあたっては、既設構造、地形・地質・地盤条件、施工条件、分散支承等の諸条件を考慮し適切に判断しなければならない。

【解 説】

(1) について

地震時水平力分散工法は、支承条件を変更し地震時慣性力を他の下部構造に分散させることにより、橋全体として地震力に抵抗するものとする。代表的な工法としては、ゴム支承のせん断剛性を利用した工法、多点固定方式による工法等がある。なお、上部構造は、必要に応じて上部構造の連続化・連結化を行うこととする。



図一解 3.10 地震時水平力分散工法の適用例¹⁾

(2) について

ゴム支承を用いて地震時水平力分散工法を行う場合や多点固定を行う場合は、免震化工法の検討と同様に下部構造、地盤等の情報が不可欠である。土質条件が不足する場合は、追加調査により土質条件を明確する必要がある。

鋼製支承を用いた多点固定を用いる場合は桁を支持する構造の剛性がほぼ等しい場合に検討してもよいが、鋼製支承の変位拘束部材の特性を適切にモデル化し照査を行うことが望ましい。なお、照査を確実に満足するように、支承構造は塵埃や錆び等で機能障害が生じないものであることを確認するものとする。

また変位拘束工法や免震化工法と同様に、既設構造、周囲条件、配置装置等の相互条件を十分把握することが重要であり、分散支承や固定装置の付加においては設置スペースの確認を十分行うこととする。

3.4.2 設計法

- (1) 地震時水平力分散工法を適用する場合は、道路橋示方書（V耐震設計編）7章の規定により耐震性能照査を行うものとする。
- (2) 解析モデルは、既設構造および上部構造と下部構造の結合条件を適切に評価したものを用いるものとする。
- (3) 雪寒地域における分散支承は、温度依存性を考慮した性能を満足しなければならない。

【解 説】

(1) について

地震時水平力分散工法の耐震性能照査については、新設橋梁と同様に道路橋示方書（V耐震設計編）の規定により設計を行うこととする。

支承条件を弾性とした場合には長周期化により慣性力が低減される反面、上部構造の変位応答が大きくなる傾向にある。過度な長周期化は、地盤と橋の共振や支承規模が大きくなり不経済となる場合が考えられ、総合的な比較検討が必要となる。また、水平力分担の過度な偏り等にも十分留意する必要がある。

他工法と同様に、上部構造変位に伴う桁遊間の照査と必要に応じた改良、支承接続部の耐力照査と補強等が必要となる。

(2) について

解析モデルは上・下部構造の主構造モデル、分散支承バネ等を適切に設定するものとする。

結合条件の扱いとしては、弾性タイプ、多点固定タイプ、可動タイプ等があり、それぞれ適切にモデル設定を行なうこととする。なお、ゴム支承のせん断バネ定数については、同一支承線上での上部構造反力の変化や常時回転変位の照査等に留意して設定する必要があり「道路橋支承便覧⁵⁾」等を参考にするのがよい。

(3) について

免震支承や免震装置に使用する材料は一般に温度依存性があり、特に低温下ではその変化が顕著な場合が多い。ゴム系支承については低温下での温度依存性に関する研究成果もあるため、低温下での等価剛性や等価減衰定数の変化率および照査方法等については、それらの成果⁷⁾を参照するのがよい。

3.4.3 分散支承

地震時水平力分散工法に用いる分散支承は、耐震機能のメカニズムが明確であるとともに、使用材料について低温下での性能が確認されたものを使用しなければならない。

【解 説】

地震時水平力分散工法で使用する支承は、減衰機能を持たない積層ゴム支承、機能分離型支承等があるが、免震装置同様に単純なメカニズムで機能するとともに力学的な挙動が明確な範囲で使用するものとする。なお、免震支承を地震力の低減を期待しない分散支承として使用する場合は、免震支承としての減衰効果を見込まない等の配慮が必要である。また、雪寒地域で使用する分散支承は、変形、復元等のメカニズムにおいて低温下での性能が保障された材料を使用しなければならない。

3.5 その他の耐震補強

橋全体系の耐震補強工法において、一般的な変位拘束工法、免震工法、地震時水平力分散工法以外の補強工法について示すものである。

【解 説】

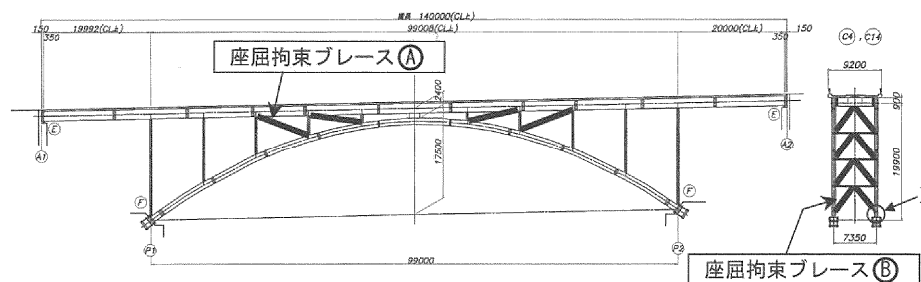
前項までに橋全体系の耐震補強工法として変位拘束工法、免震工法、地震時水平力分散工法を示したが、本節では上記以外の耐震補強、耐震装置等について事例を示すものとする。なお、耐震性能の評価手法、耐震装置のメカニズム等不明確な部分が多いため、検討するにあたっては発注機関および公的な研究機関と十分に協議するものとする。

(1) 制震工法について

制震工法は、ダンパー等の制震装置を用いて減衰機能の向上ならびに地震応答変位や作用力を制御する工法と定義する。制震工法の効果としては、下部構造に作用する慣性力の調整、上部構造の変位量の抑制、上・下部構造相対変位の抑制等が考えられる。また、免震支承、分散支承との併用により変位制御機能を発揮させる例等もあるため、補強目的に応じた検討が必要である。

一般的な桁橋での制震工法の例としては粘性型ダンパーを設置した事例^{8),9)}があるが、トラス橋、アーチ橋等への制震装置設置についても制震工法の一つとして示すものとする。図一解 3.11 にはアーチ橋への適用例を示す。これは、座屈拘束装置（軸降伏型ダンパー）を設置することにより耐震性能を向上させた事例³⁾である。ただし、これら工法検討については、安全性、使用性等の評価、判断に研究途上部分が多く残されることから、前述の通り発注機関および公的な研究機関と十分に協議を行うこととする。

また、拘束ブレース材等の補強部材を使用する場合は、架橋地点の最低気温に対して、地震動における履歴特性が安定的に維持されることが確認された鋼材を使用することを原則とする。



図一解 3.11 アーチ橋への適用例³⁾

(2) 制震装置について

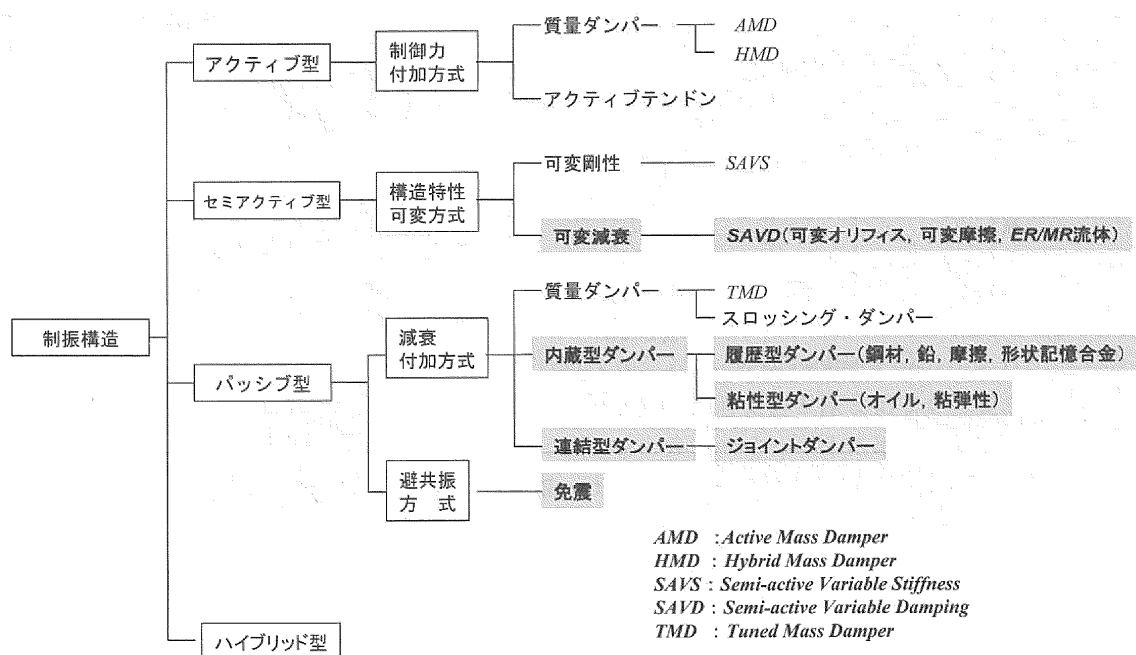
制震装置としては様々な種類のものがあるので、対象とする橋の条件を勘案して要求性能を満足するように選定する必要がある。

図－解 3.12 には制震構造の分類例を示しているが、これらを参考に温度時、レベル 1 地震およびレベル 2 地震時の応答特性を十分把握した上で、制震装置の履歴および解析手法を適切に評価、選定しなければならない。

制震装置の採用実績としては、外的な制御力（電動等）を必要とするアクティブ、セミアクティブといった装置は建築分野での採用が多く、土木構造においては自然稼動方式であるパッシブ（受動）タイプが主流であるといえる。

パッシブタイプでは一般的に粘性型ダンパーと履歴型ダンパーに分類される。粘性型ダンパーは速度依存型の粘性減衰によるエネルギー吸収・消散機構を持つダンパーにより減衰を付与するメカニズムを持ち、オイルダンパー、粘弾性ダンパー等がある。また、履歴型ダンパーはダンパーの断塑性変形履歴に伴うエネルギー吸収・消散機構を持つダンパーにより減衰を付与するものであり、鋼材を用いた構造が最も一般的である。履歴型ダンパーにはせん断降伏型ダンパー、曲げ降伏型ダンパー、軸降伏型ダンパー等の種類があり、軸降伏型ダンパーとして座屈拘束ブレースが用いられた例がある。

なお、雪寒地域で使用する制震装置は、変形機能、減衰機能等において低温下での性能が保障されたものを使用しなければならない。



図－解 3.12 制震構造の分類例³⁾

(3) その他の留意点

トラス橋、アーチ橋等に制震装置を設置した場合には構造系の変化に対する検討が必要である。特に、軸力の変化、降伏塑性域の拡大等、橋全体の応答を検証することが重要である。また、装置の取付け部位の照査、装置そのものの経年劣化の影響等についても留意する必要がある。

【参考文献】

- 1) (財)海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，pp. I -86-105，平成 17 年 4 月
- 2) 小林寛，運上茂樹，西岡勉：両端部に橋台を有する既設橋梁の橋全体系に着目した耐震補強法の検討，第 7 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.267－270，平成 16 年 1 月
- 3) 日本鋼構造協会：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，pp.207－210，230，248，2006 年 9 月
- 4) 岩田秀治，関雅樹，阿知波秀彦：PC ケーブルを用いた橋脚天端の変位拘束の耐震補強工法の振動台実験，土木学会第 62 回年次学術講演会，2002 年 9 月
- 5) (社)日本道路協会：道路橋支承便覧（改訂版），平成 16 年 4 月
- 6) (独)土木研究所：すべり系支承を用いた地震力遮断機構を有する橋梁の免震設計法マニュアル（案），平成 18 年 10 月
- 7) 北海道土木技術会_鋼道路橋研究委員会：北海道における鋼道路橋の設計および施工指針，第 1 編_設計・施工編，平成 24 年 1 月
- 8) 栗山真純，濱側裕久，中谷武弘：制震構造による橋梁耐震補強の検討，土木学会第 59 回年次学術講演会，2004 年 9 月
- 9) 田中智行，愛敬圭二，岩根英義，杣辰雄：ダンパーにより下部構造を連結した橋脚補強対策，土木学会第 60 回年次学術講演会，2005 年 9 月

4 章 支承部および落橋防止システム

4.1 一般

- (1) 支承部および落橋防止システムは、耐震補強において目標とする耐震性能レベルを設定した上で適切に対応しなければならない。
- (2) 落橋防止システムは、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾の16章に従い、システムを構成する各構造機能を十分に把握した上で選定しなければならない。
- (3) 落橋防止システムの設計にあたっては、あと施工アンカー等、既設コンクリート構造物を削孔する場合には既設鉄筋位置を避けて設置することを原則とする。
- (4) 落橋防止システムの設計にあたっては、事前調査を十分に行い、設計図書との整合を確認しなければならない。また、設計図書が不明な場合には、現地調査を実施し、対象構造物の形状寸法および既設鉄筋位置の確認を行うことを原則とする。

【解 説】

(1) について

改定された道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾における支承部の要求性能は、新設橋に対しては設計段階において一般に容易に考慮できる事項であるが、既設橋に対してはレベル1地震動までは抵抗できるように設計された支承部が既に設置されているという固有な構造的与条件があるため注意が必要である。これは、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾の考え方を全て適用しようとする、設計・施工面でその対応が現実的に困難な場合もあり、結果として、支承部周辺が煩雑になるという本来避けるべき構造を生み出す可能性があり得るためである。そこで、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾の改定をうけて、既設橋の耐震補強設計に関する技術資料²⁾が発刊された。そのため、支承部および落橋防止システムの耐震補強計画を行うにあたっては、発注機関および公的な研究機関と十分協議した上で目標とする耐震性能レベルを明確に定める必要がある。

表一解 4.1 は、既設橋の耐震補強設計に関する技術資料²⁾で示された、耐震補強において目標とする3つの耐震性能レベルに対して、支承部や上部構造に生じる状態と対応方針の関係を示したものである。また、表一解 4.2 は、目標とする耐震性能レベルに応じた橋脚および支承部の損傷状態の関係を整理したものである。

これより、「レベル2地震動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状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル」を目標とする場合には、橋脚部ではひび割れ発生程度の損傷を想定しており、支承部では支承部単独で性能を確保可能な状態（無損傷）を想定している。よって、既設橋ではほとんどの場合で支承部単独で機能を確保することができないことから、支承部を取り替える等の対策が基本となる。

一方、「レベル2地震動により損傷が生じる部位があり、その恒久復旧は容易ではないが、橋としての機能の回復は速やかに行い得る状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル」を目標とする場合には、橋脚部ではかぶりコンクリートが剥落する程度の損傷を想定しており、支承部では本体が損傷する状態を想定している。よって、支承部に対しては既設支承をそのまま使用するが、別途、レベル2地震動によって生じる水平力に対して抵抗可能な構造（本指針では以後「水平力抵抗構造」と呼ぶ）を設置することが基本となる。

表一解 4.1 既設橋の耐震補強における目標性能レベルに応じた支承部・落橋防止システムへの対応の考え方の例（橋軸方向の場合）²⁾

耐震補強において目標とする橋の耐震性能レベル	耐震補強において考慮する支承部及び上部構造に生じている状態			既設橋の耐震補強における支承部・落橋防止システムへの対応
	レベル1地震動まで	レベル1～レベル2地震動まで	支承部の破壊後	
レベル2地震動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状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル	支承部（支承本体、取付用鋼板、ボルト等の取付部材等）に変状や損傷が生じない。	支承部（支承本体、取付用鋼板、ボルト等の取付部材等）に変状や損傷が生じない。	支承部は破壊するため、機能を喪失する ^{※)} 。桁かかり長と落橋防止構造により上部構造が下部構造頂部から逸脱しない。	支承部： レベル2地震動に対して機能確保できる支承部（必要に応じて、段差防止構造を設置） 落橋防止システム： 桁かかり長の確保 落橋防止構造の設置
レベル2地震動により損傷が生じる部位があり、その恒久復旧は容易ではないが、橋としての機能の回復は速やかに行い得る状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル	支承部（支承本体、取付用鋼板、ボルト等の取付部材等）に変状や損傷が生じない。	既設の支承部（支承本体、取付用鋼板、ボルト等の取付部材等）に損傷又は変状が生じるため、支承部の恒久復旧は容易に行えないが、供用性に影響を及ぼす段差は生じない ^{※)} 。また、水平力を分担する構造により水平力の伝達機能は確保されている。	支承部（水平力を分担する構造）は破壊するため、機能を喪失する。桁かかり長と落橋防止構造により上部構造が下部構造頂部から逸脱しない。	支承部： 既設の支承部をそのまま使用 レベル2地震動による水平力を分担する構造の追加設置（必要に応じて、段差防止構造を設置） 落橋防止システム： 桁かかり長の確保 落橋防止構造の設置
レベル2地震動に対して落橋等の甚大な被害が防止されるとみなせる耐震性能レベル	支承部（支承本体、取付用鋼板、ボルト等の取付部材等）に変状や損傷が生じない。	既設の支承部（支承本体、取付用鋼板、ボルト等の取付部材等）に損傷又は変状が生じるため、支承部は機能を喪失する。	桁かかり長と落橋防止構造により上部構造が下部構造頂部から逸脱しない。	支承部： 既設の支承部をそのまま使用 落橋防止システム： 桁かかり長の確保 落橋防止構造の設置

※) 支承部に破壊が生じた場合にも、橋の速やかな機能回復が求められる場合には、当該支承部の構造条件等によってはその破壊により路面に数百 mm の段差が生じる可能性がある場合もあるため、段差防止構造の設置等についても検討する。

表一解 4.2 目標性能レベルに応じた橋脚および支承部の損傷状態の関係（例）

耐震補強において目標とする橋の耐震性能レベル	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	損傷状態	橋脚部	支承部
レベル2地震動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状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル	落橋に対する安全性を確保する	地震後、橋としての機能を速やかに回復できる	早期の復旧が可能である	無損傷	残留ひび割れ	本体は無損傷
レベル2地震動により損傷が生じる部位があり、その恒久復旧は容易ではないが、橋としての機能の回復は速やかに行い得る状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル	落橋に対する安全性を確保する	地震後、橋としての機能を速やかに回復できる	恒久復旧を行うことが可能である	損傷	かぶり損傷	本体は損傷するが、水平力抵抗構造によってレベル2地震動に抵抗する。
レベル2地震動に対して落橋等の甚大な被害が防止されるとみなせる耐震性能レベル	落橋に対する安全性を確保する	——	——	損傷	——	本体は損傷するが、落橋防止システムは機能している。

(2) について

既設橋の落橋防止システム計画においては、システムを構成する各構造機能を十分に把握した上で、機能の重複を避け、かつ移動量を適切に考慮して配置を検討しなければならない。

落橋防止システムは、設計で想定した以上の地震力や周辺地盤の破壊等による過大な変位、予期し得ない橋の挙動等に対しても、落橋を防止できるようにすることが目的である。したがって、既設橋の落橋防止システムを計画する場合は、既設橋の構造条件を踏まえてフェイルセーフ思想に極力近づけるべく不足構造の補充等で対応する必要がある。ここで、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾で規定されている落橋防止システムは、桁かかり長、落橋防止構造、横変位拘束構造から構成されている。ただし、既設橋に対しては、前述の目標とする耐震性能レベルによっては水平力抵抗構造の設置が必要となる。

従来の落橋防止システムの構成要素には、変位制限構造および段差防止構造も含まれていたが、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾の改定により、タイプAの支承部の定義が廃止されたため、タイプA支承部と補完し合って地震力に抵抗する変位制限構造の規定が廃止されるとともに、橋軸直角方向の落橋防止対策として設置する変位制限構造は横変位拘束構造に名称が改められた。また、段差防止構造は、落橋防止対策の目的とは異なる構造であるため、支承部の構造的配慮事項として規定された。なお、ジョイントプロテクターは、支承部の点検や維持管理および地震時の部材片落下による第三者被害の発生等に配慮して規定が廃止された。したがって、既設橋に対して落橋防止システムを選定するにあたっては、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾における規定と目標とする耐震性能レベルに基づいて、支点条件に応じて必要な構造を選定する必要がある。表一解 4.3 には落橋防止システムの構成を一覧にして示している。

平成 14 年道路橋示方書（V耐震設計編）では、構造特性により橋軸方向の変位が生じにくい橋として、両端が剛性の高い橋台に支持された橋のうち、桁の長さが 25m 以下（I 種地盤の場合は桁の長さが 50m 以下）の一連の上部構造を有する橋で、上部構造が回転できる幾何学的な条件に該当しない場合には落橋防止構造の設置が省略できるとされていた。道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾の改定では、落橋防止構造が省略できる条件として、レベル 2 地震動に対して設計された支承部により上部構造が支持されていることや道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾16.2 に規定する桁かかり長が確保されていることが前提条件となっているが、構造特性により橋軸方向の変位が生じにくい橋として平成 14 年道路橋示方書（V耐震設計編）に示されていた条件に該当する場合には、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾における落橋防止構造の設置を省略できる前提条件を満たさない場合であっても落橋防止構造の設置を省略できる。また、この省略の可否の判断は、橋台が地震時に不安定となる地盤上にあるかどうかに影響を受けない。これは、両端が橋台に支持される一連の上部構造を有する橋では、地震時に地盤が不安定となっても、橋台には背面土圧の影響によって橋台前面側に移動する方向の力が作用し、その結果として橋台間の距離が狭まる方向に挙動するためである。よって、こうした場合には上部構造の落下が生じにくい構造特性を有する橋と考えられることから、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾の改定において、地震時に不安定となる地盤があることと落橋防止構造の省略の可否は関係しないとした。ただし、このような落橋防止構造の設置を省略できる条件は、単純な構造系で挙動が定性的に予測できる場合を想定しているため、複数連の上部構造から構成される構造系等、支承部の破壊後の挙動が複雑な場合には設置を省略できる対象としてはならない。

なお、国土交通省では、コスト縮減および工期短縮の観点から、暫定的な緊急措置として「緊急輸送道路の橋梁耐震補強 3 箇年プログラム³⁾」を策定している。そのため、3 箇年プログラムに基づいて落橋防止対策を実施する場合については、4.3 項に準じるものとする。

表一解 4.3 落橋防止システムの構成

耐震補強において目標とする橋の 耐震性能レベル	支点区分	桁かかり 長	落橋防止 構造	横変位拘 束構造	水平力抵抗構造	
					橋軸方向	直角方向
レベル2地震動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状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル	端支点	○	△	△	×	×
	中間支点	×	×	×	×	×
	掛け違い	○	△	△	×	×
レベル2地震動により損傷が生じる部位があり、その恒久復旧は容易ではないが、橋としての機能の回復は速やかに行い得る状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル	端支点	○	○	△	○※1	○
	中間支点	×	×	×	○※1	○
	掛け違い	○	△	△	○※1	○
レベル2地震動に対して落橋等の甚大な被害が防止されるとみなせる耐震性能レベル	端支点	○	△	×	×	×
	中間支点	×	×	×	×	×
	掛け違い	○	△	×	×	×

凡例 ○：必要，△：必要に応じて設置，×：不要

※1：可動支承の場合は，支承部移動の阻害となるため不要

道路橋における落橋防止システムの設計規定の変遷を表一解 4.4 に示す。

落橋防止システムを構成する各要素の名称は、1996 年（平成 8 年）道路橋示方書（V 耐震設計編）の改定の際に統一されたものである。また、こうした落橋防止システムの概念は、1971 年（昭和 46 年）の道路橋耐震設計指針において初めて盛り込まれ、1980 年（昭和 55 年）の道路橋示方書（V 耐震設計編）では、ほぼ現在に近いものが規定された。

したがって、既設橋の落橋防止システム各要素の耐震補強においては、設計年代に応じて、設置されているものの強度が不足しているものや段差防止構造のように新たに設置する必要があるもの等があるため、各構成要素の役割や効果を十分に検討した上で効率的な補強を行う必要がある。また、既設の移動制限装置は、設計荷重や移動量の観点から水平力抵抗構造としての機能を満足しているかどうかを確認し、落橋防止システムの一部として有効可能かを判断するものとする。

表一解 4.4 道路橋における落橋防止システムに関する設計規定の変遷⁴⁾⁵⁾

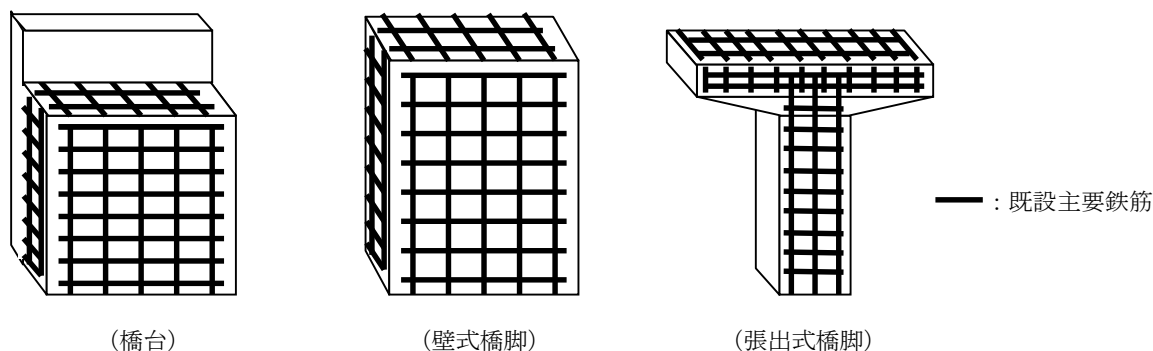
	桁かかり長	落橋防止装置 落橋防止構造	移動制限構造 変位制限構造 横変位拘束構造	段差防止 構造
	初めての落橋防止対策(移動制限装置, 沓座縁端距離, 桁間連結装置)を規定			
1971 年 (昭和 46 年) 道路橋耐震 設計指針	「桁端部から下部構造頂部縁端までの桁の長さ」 および「かけ違い部の桁の長さ」と呼び、支間に 応じて算出する。 下部構造頂部における支承縁端距離は、 支間 100m 以下で $S=20\text{cm}+0.5L$ ， 支間 100m 以上で $S=20\text{cm}+0.5L$ ， L は支間長(m)	可動支承部には移 動制限装置設け、桁 端部では以下のい ずれかを併用する。 1)けたかかり長を確 保。 2)同一下部構造の 2 連の隣接する桁間 を連結する。	可動支承部には、移動制限装 置を設けることを 原則とする。 装置の設計荷重 H は $H=1.5 \cdot k_h \cdot R_d$	なし
1980 年 (昭和 55 年) 道路橋示方書 V 耐震設計編	けたかかり長 S_E と落橋防止装置のいずれかを設 置する。とくに重要な橋、斜橋などでは、併用が 望ましい。 けたかかり長 S_E は、 支間 100m 以下で $S_E=70\text{cm}+0.5L$ ， 支間 100m 以上で $S_E=80\text{cm}+0.4L$ ， L は支間長(m)	装置の設計荷重 H_R は $H_R=2.0 \cdot k_h \cdot R_d$ または $H_R=2.0 \cdot k_{hm} \cdot R_d$	装置の設計荷重 H_S は $H_S=1.5 \cdot k_h \cdot R_d$ または $H_S=1.5 \cdot k_{hm} \cdot R_d$	なし
1990 年 (平成 2 年) 道路橋示方書 V 耐震設計編	同 上 ・斜角 60 度以下、半径 100m 以下の曲線橋、高 橋脚(固有周期 1.5 秒以上)では、併用が望ましい。 ・斜橋における S_E のとり方を解析で規定	$H_R=2.0 \cdot k_h \cdot R_d$ (従来の震度法と修 正震度法をまとめ て震度法とした)	$H_S=1.5 \cdot k_h \cdot R_d$ (従来の震度法と 修正震度法をま とめて震度法と した)	なし
1995 年 (平成 7 年) 兵庫県南部地震 により被災した道 路橋の復旧に係 る仕様	けたかかり長 S_E を確保すると同時に落橋防止装 置を設置する。	装置の設計荷重 P は、 $P=R_d$ とし、許 容応力度の割増は しない。 複数個の設置 緩衝機能の付与	—	なし
	必要な機能を明確にして、全体でシステムを構成するように規定			
1996 年 (平成 8 年) 道路橋示方書 V 耐震設計編	大規模地震を想定した時の桁端部における相対 変位を基本として算出するように改定。下部構造 と上部構造の間の相対変位や地盤のひずみによ る地盤の相対変位も考慮するとともに、斜橋や曲 線橋に対する規定も整備された。 けたかかり長の最小値 S_{EM} は、 $S_{EM}=70\text{cm}+0.5L$ と する。支間長 $L(\text{m})$ は、1 橋脚上に 2 つの上部構造 の端部が支持され両側に桁の支間長が異なる場 合は、大きい方をとる。(支間 100m 以上では S_E が引き上げられた)	装置の設計荷重 P は、 $P=1.5R_d$ とし、許容応力度の 割増 1.5 を考慮す る。 装置の設計移動量 S_F は、 $S_F=0.75S_E$	装置の設計地震力 H_S は、 $H_S=3 \cdot k_h \cdot R_d$ とし、許容応力 度の割増 1.5 を 考慮する。 装置の設計移動 量は、支承の変 形性能と同程度 とする。	支承が破 損しても 上部構造 を適切な 高さで支 持できる 構造とす る。(初め て規定さ れる)
2002 年 (平成 14 年) 道路橋示方書 V 耐震設計編	同 上	同 上	同 上	同 上
2012 年 (平成 24 年) 道路橋示方書 V 耐震設計編	同 上	装置の設計地震力 H_F は、 ①上下部構造を連 結する形式 $H_F=P_{LG}$ ただし、 $P_{LG} \leq 1.5R_d$ ②桁間連結方式 $H_F=1.5R_d$	装置の設計地震 力 H_S は、 $H_S=P_{TR}$ ただし、 $H_S \leq 3 \cdot k_h \cdot R_d$	同 上

備考) k_h : 設計水平震度, k_{hm} : 修正震度法による設計水平震度, R_d : 死荷重反力

(3) について

落橋防止システムを設計する場合，必要な機能を満足することはもちろんのこと，あと施工アンカー等の計画を行う場合には，既設主要鉄筋位置に配慮して設計することを原則とする．

そのため，設計段階において非破壊調査（鉄筋探査）を実施して，既設主要鉄筋の位置確認を行うことを原則とする．ただし，設計段階で非破壊調査が実施できない場合には，工事着手時に調査を実施することとする．なお，ここでの既設主要鉄筋とは図一解 4.1 に示す主鉄筋および配力鉄筋を示す．



図一解 4.1 既設主要鉄筋の概要図

(4) について

既往の設計図書に基づき，対象部位の断面寸法・材質および付属施設等を事前に調査するとともに，現地調査を実施して設計図書との整合性を確認しなければならない．また，立地条件や交通状況等についても現地調査によって確認する必要がある．特に，桁端部や支承部周辺に取付けられた排水管等の付属物やその他の支障物件についても，設置位置等を確認した上で防護や移設を行うための調査を行わなければならない．

4.2 縁端拡幅

4.2.1 桁かかり長

桁かかり長は、全ての端支点において、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）¹⁾16.2 項の規定を満足することを原則とする。

【解 説】

桁かかり長の算出にあたっての規定を示した。

ただし、桁かかり長が数 cm 程度のごく少量が不足する場合の拡幅を行うかどうかの判断は、現場における実測結果を用いるなどして発注機関と協議するものとする。

また、斜橋に用いる桁かかり長が大きな値となる場合も生じる。このような場合で、桁かかり長が橋全体の構造上著しく不合理となる場合には、動的解析等による十分な検討を行い、適切な限界脱落回転角を検討するか、あるいは上部構造の回転変位を確実に拘束できるように橋軸直角方向の横変位拘束構造を落橋防止構造と同等の耐力を有するように強化すること等により対処してもよい。ここで、けたかかり長が橋全体の構造上著しく不合理となる場合とは、橋の構造条件や規模により異なるが、一般には得られた桁かかり長の 1.5 倍程度以上を目安としてよい。

4.2.2 縁端拡幅の構造

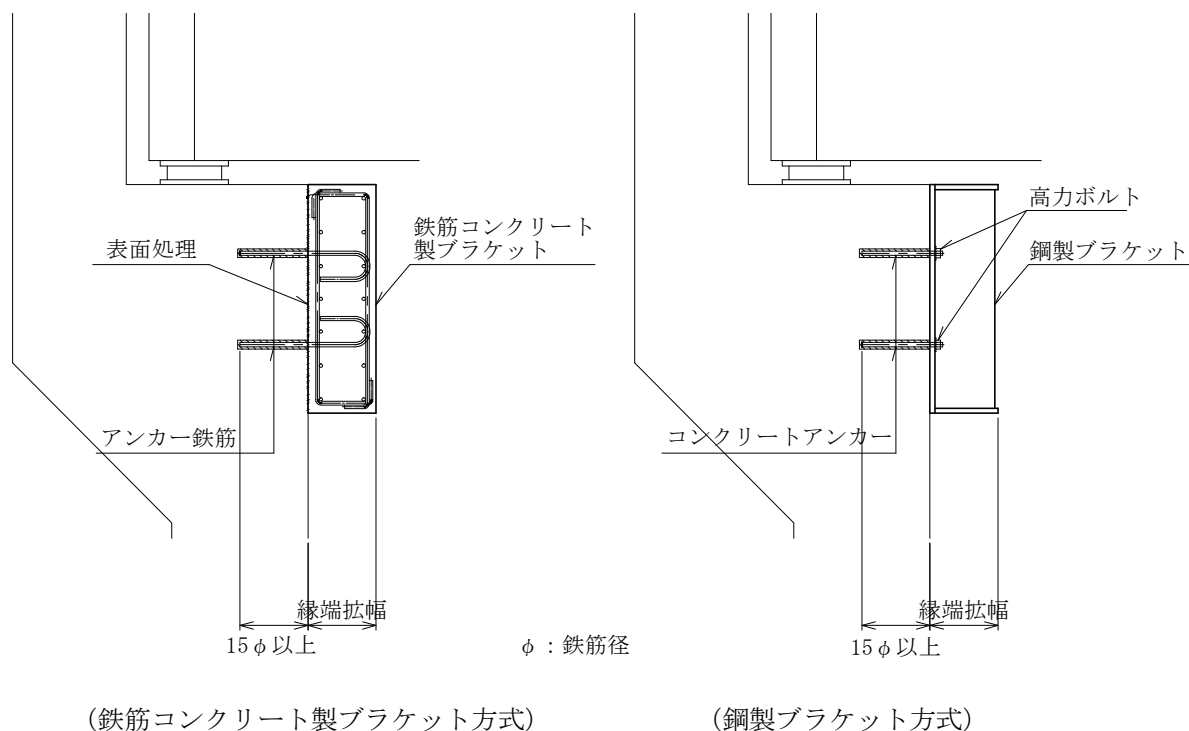
縁端拡幅の構造は、鉄筋コンクリート製ブラケットあるいは鋼製ブラケットを採用することとし、経済性、施工性、施工期間、既設下部構造の配筋状態等を考慮した上でいずれかの構造を選定することを原則とする。ただし、鋼製下部構造に対して拡幅を行う場合には鋼製ブラケットを採用するのがよい。

【解 説】

コンクリート製の下部構造に縁端拡幅を行う場合には、鉄筋コンクリート製ブラケットあるいは鋼製ブラケットの採用が考えられる。それぞれの概要図を図一解 4.2 に示す。

最も留意すべきことは、既設下部構造に対するアンカー鉄筋を、既設鉄筋を避けた位置に設置することであり、特に支承部付近は既設鉄筋が密集した部位であることから、アンカー鉄筋の配置は極力避けるように計画すべきである。

なお、ブラケット構造は経済性、施工性、施工期間等を考慮して選定することとなるが、一般には経済性で優位となる鉄筋コンクリート製ブラケットが採用される場合が多い。鋼製ブラケットは施工性や施工期間の短縮を図る場合に選定されることが多い。



図一解 4.2 縁端拡幅の構造例

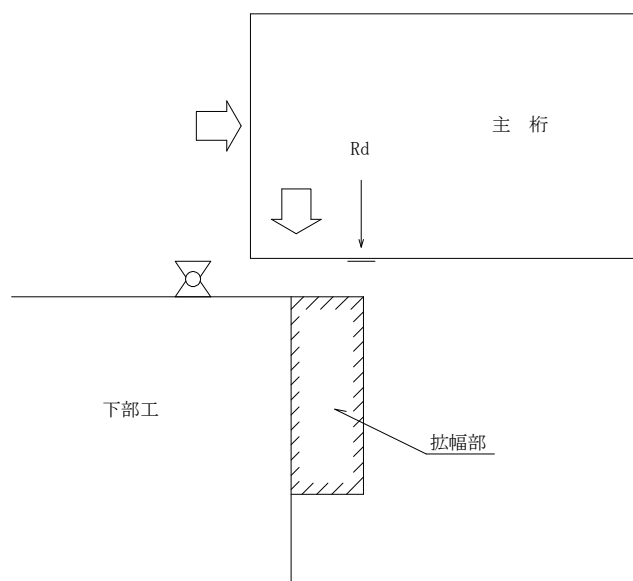
4.2.3 縁端拡幅の設計

- (1) 縁端拡幅の設計は、桁が縁端拡幅部の先端まで移動した状態を想定し、桁の自重（死荷重反力）を支持できるように設計するものとする。ただし、許容応力度の割増しは行わないものとする。
- (2) ブラケットと既設下部構造の接合は、既設下部構造がコンクリート製の場合にはアンカー鉄筋、鋼製の場合には高力ボルトあるいは溶接により行うものとする。
- (3) アンカー鉄筋は、引抜き力およびせん断力を考慮して設計しなければならない。なお、既設コンクリートとの打継ぎ面におけるせん断抵抗は無視するのがよい。
- (4) 鉄筋コンクリート製ブラケットの設計にあたっては、押抜きせん断力に対しても照査を行うものとする。
- (5) 縁端拡幅にあたっては、既設コンクリート面の表面処理工を確実にしなければならない。また、高力ボルトは曲げモーメントによる引張力に対して引張接合として照査を行うものとする。

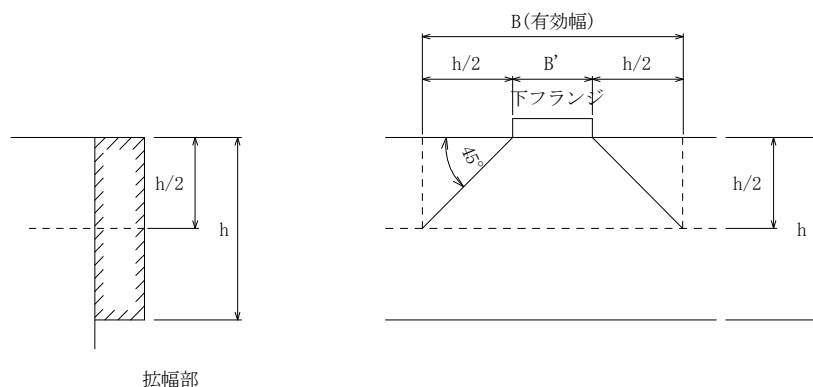
【解 説】

(1) について

縁端拡幅の設計では、図一解 4.3 に示すように各支承部の死荷重反力または支承線上の平均死荷重反力のいずれか大きい値をブラケットの先端に作用させることとする。ただし、許容応力度の割増しは行わないものとする。この理由は、縁端拡幅部は地震後も復旧が完了するまで継続して桁の自重を支持する必要があるためである。



図一解 4.3 設計荷重の考え方⁶⁾



図一解 4.4 有効幅の設定⁶⁾

縁端拡幅の設計は、縁端部を片持梁とみなして単鉄筋矩形断面としての RC 断面計算にて行うか、コーベルとして照査するものとする。ここで、有効幅については図一解 4.4 を参考にするとよい。

なお、許容せん断応力度は、道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）3.2.3(3) 解説 1) に示されているアンカーボルトの許容せん断応力度を準用し、許容引張応力度 $\times (1/\sqrt{3}) \times 0.70$ の値を適用してよい。

(3) について

既設コンクリート面のせん断伝達力は無視するのがよい。これは、既設下部構造によっては、経年劣化（クラック等）の影響を受けているため、現存耐力を評価することが難しいと判断したためである。

(5) について

既設コンクリートの表面は、新旧コンクリート境界面における付着を確保するために、劣化部を確実に除去しなければならない。なお、表面処理の方法としては、ブラスト工法またはチッピングが考えられるが、施工条件等を踏まえて適切な工法を採用するのがよい。

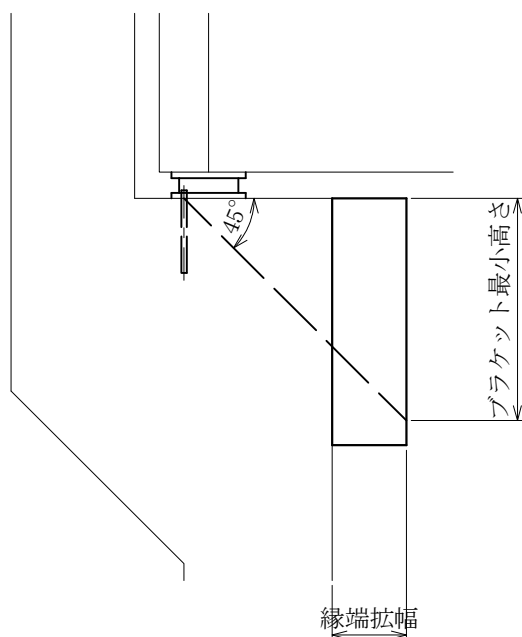
4.2.4 鉄筋コンクリート製ブラケットの構造細目

- (1) 縁端拡幅は下部構造の躯体全幅にわたって行うことを原則とする。
- (2) 橋座の補強が必要な場合には、ブラケットの最小高さは、ブラケット前面において支承背面側のアンカーボルト中心から 45 度の範囲を網羅する高さとするものとする。
- (3) アンカーボルトの間隔は、削孔および既設下部構造の配筋を考慮し、最大間隔 500mm 程度とし、下部構造の既設鉄筋や支承部のアンカーボルトを避けた位置とする。
- (4) 縁端拡幅の鉄筋は、1m 当たり 500mm^2 以上の断面積の鉄筋を中心間隔 300mm 以下となるように配置することを標準とする。
- (5) アンカー鉄筋の直径は 16mm～51mm を標準とするが、削孔および既設下部構造の配筋を考慮し、埋込長が長くなる太径のアンカー鉄筋の使用は極力避けるのがよい。
- (6) アンカー鉄筋の既設コンクリートへの最小埋込長は、圧縮側、引張側ともに 15ϕ (ϕ :アンカー鉄筋の直径) とする。削孔径は直径+10mm、削孔長は最小埋込長+10mm とする。
- (7) 最小拡幅量は、コンクリート打設等の施工性を考慮して 300mm とするのがよい。
- (8) 最上段アンカーボルトの設置位置は、橋座の補強鉄筋等を避けるために下部構造天端から、250mm～300mm 程度の位置とする。

【解 説】

(2) について

橋座の補強が必要な場合のブラケットの最小高さは、図一解 4.5 に示すようにブラケット前面において支承背面側のアンカーボルト中心から 45 度の範囲を網羅する高さとした。ただし、橋座の補強が必要ない場合には、計算で決定されるブラケット高でよい。



図一解 4.5 鉄筋コンクリート製ブラケットの最小高さ

(3) について

アンカー鉄筋の間隔は事前調査を行った結果を用いて、下部構造の既設鉄筋および支承部のアンカーボルト位置を踏まえて決定するのがよい。なお、支承部のアンカーボルトに対しては、鉄筋コンクリート製ブラケットに配置する鉄筋の影響が大きいことから、近接させない位置に鉄筋コンクリート製ブラケットの鉄筋を設置することとした。

(4) について

縁端拡幅部の表面鉄筋は、ひび割れ幅を有害でない程度に抑えるための十分な鉄筋を配置することとした。縁端拡幅に用いるコンクリートの設計基準強度は $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ とし、鉄筋の材質は SD345 を用いるのがよい。

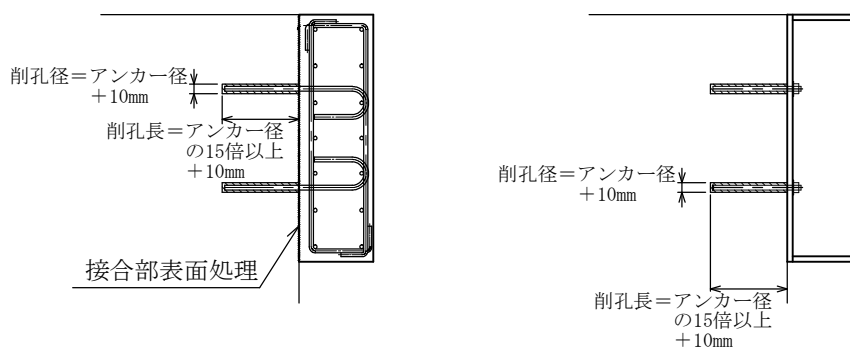
なお、既設コンクリートと縁端拡幅の境界面では、水の侵入を防止するために止水処理（シール処理）を施すのがよい。

(6) について

アンカー鉄筋の最小埋込長は、安全側に曲げ引張を受けるアンカー鉄筋の埋込長とした。ただし、明らかにせん断が卓越する場合には、過去の実験データ⁷⁾に基づき 10ϕ としてもよい。

削孔径は使用する充填材の種類に応じて決定することとした。参考までに、削孔径はモルタルアンカーを充填する場合は鉄筋径の 2 倍程度を上限とし、樹脂系カプセル型接着剤を充填する場合は鉄筋径 + 10mm をこえないものとし、削孔長は定着長 + 10mm とする（図一解 4.6 参照）。

充填材は性能を満足する品質を有することが必要となる。また、削孔径が鉄筋径に対して大き過ぎると既設鉄筋に干渉することも想定されるため、充填材の選定には十分に注意を払う必要がある。



図一解 4.6 縁端拡幅アンカー鉄筋埋込図⁶⁾

(8) について

縁端拡幅部における最上段のアンカー鉄筋の設置位置は、既往設計図書や事前調査の結果を踏まえて、橋座の補強鉄筋等を避けることが可能な位置まで、下部構造天端から十分な距離を確保する必要がある。

4.2.5 鋼製ブラケットの構造細目

- (1) 縁端拡幅の下部構造横梁方向の長さは、1 支承当たり支承幅(ゴム支承の場合はゴム幅) + $2 \times (0.2 + 0.005l)$ m 以上とする。なお、これによる長さが杓設置間隔を上回る場合には、下部構造全長にわたって拡幅を行うことを原則とする。
ただし、 l : 支間長(m)
- (2) 既設のコンクリート製下部構造に鋼製ブラケットを設置する場合のアンカー鉄筋の間隔や直径、埋込長については「4.2.4 鉄筋コンクリート製ブラケットの構造細目」によるものとする。
- (3) 鋼材の板厚は十分な剛性を確保するため最小 22mm 以上²⁾とすることを原則とする。
- (4) 鋼製ブラケットの補強リブは、200mm～300mm 間隔に設置することを原則とする。
- (5) 鋼製下部構造に鋼製ブラケットを設置する場合には、高力ボルトを用いることを原則とする。
- (6) コンクリート製下部構造に鋼製ブラケットを設置する場合には、ブラケットと既設コンクリートの境界面に樹脂または無収縮モルタルを充填して確実に密着させることを原則とする。
- (7) 鋼製ブラケットの高さ(h)は、 $(0.2 + 0.005l)$ m 以上とする。

【解 説】

(3) について

道路橋示方書(Ⅳ下部構造編)の橋座の設計で規定されている橋軸方向の支承縁端と下部構造頂部縁端との距離(支承縁端距離) S ($S = 0.2 + 0.005l$) m の2倍+下杓幅(ゴム支承の場合はゴム支承幅)以上とした。なお、道路橋示方書(Ⅳ下部構造編)では、橋軸直角方向については桁の架設や架け替えのための作業空間を考慮して支承縁端距離を定めることになっており、その必要縁端距離が与えられていないため、橋軸方向の規定を準用することとした。

(5) について

高力ボルト構造を基本とした理由を以下に示す。

- ・既設構造物の建設年度によってはラミネーション等の問題があり、現場溶接に注意が必要である。
- ・溶接の熱影響によって残留応力が生じる可能性がある。
- ・高力ボルトは、溶接に比較して施工管理が容易である。
- ・疲労強度は、溶接に比較して高力ボルトの方が高い。

ただし、構造上、ボルトを締め付けるための機械が入らない等、ボルト接合が困難な場合もある。その場合には溶接接合を採用することになるが、上記留意事項等を踏まえて必要な検討を行う必要がある。

(6) について

ブラケットと既設コンクリートの境界面には、水の侵入防止や鋼製ブラケットの防錆を目的として、樹脂または無収縮モルタルによって充填させることとした。ただし、樹脂を使用した場合においても付着力は期待しないものとする。

(7) について

鋼製ブラケット高さの最小値が定められていないため、ここでは標準的な仕様を示した。道路橋示方書(Ⅴ耐震設計編)¹⁾では(1)および(7)の規定がないため、場合によっては非常に小さい桁高で、かつ非常に狭い幅のブラケットが設計されることを回避するために、このような規定を示した。

4.3 落橋防止構造

4.3.1 設計荷重

落橋防止構造の耐力は、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾16.3 項により算出する設計地震力を下回ってはならない。

【解 説】

落橋防止構造の設計荷重の算出にあたっては、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾16.3 項に準拠するものとする。なお、落橋防止構造の設計荷重 H_F は、各落橋防止構造が均等に分担するものと仮定してよい。

$$P = H_F / n \quad (\text{解 4.1})$$

ここに、

P : 落橋防止構造 1 基当たりの設計地震力 (kN)

H_F : 落橋防止構造の設計荷重 (kN)

n : 落橋防止構造の設置数

1) 上下部構造を連結する形式の落橋防止構造の場合

$$H_F = P_{LG} \quad (\text{解 4.2})$$

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

$$H_F = 1.5 R_d \quad (\text{解 4.3})$$

ここに、

P_{LG} : 当該支点を支持する下部構造の橋軸方向の水平耐力 (kN)

R_d : 上部構造の死荷重による 1 支承線当りの鉛直反力 (kN)

設計荷重を算出する場合の合計死荷重は、2 連の桁を相互に連結する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ものとする。

なお、従来の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、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾の改定では、当該支点を支持する下部構造の耐力相当する力としている。これは、落橋防止構造が有効に機能するためには、落橋防止構造本体だけではなく、この取付け部材やこれが取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や、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。

落橋防止構造の設計における許容値については、以下を考慮するものとする。

- ・鋼部材の場合には地震時に対する割増係数 1.7 を考慮した許容応力度とする。
- ・コンクリート部材の場合には、曲げ耐力およびせん断耐力とする。
- ・PC ケーブルの設計に用いる許容値は、引張降伏点強度を用いる。

4.3.2 設計移動量

落橋防止構造の設計移動量は、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾16.3 項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。

【解 説】

落橋防止構造の設計移動量の算出にあたっては、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾16.3 項に準拠するものとする。設計移動量は、式(解 4.4)を超えない範囲で可能な限り大きい値とするのが望ましいが、ストッパー方式による落橋防止構造の場合は設置する既設上・下部構造との取り付け方法を考慮する。

$$S_F = C_F \times S_E \quad (\text{解 4.4})$$

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。

4.3.3 構造形式および構造細目

- (1) 落橋防止構造は、以下に定める基本構造の中から最適な工法を選定することを原則とする。
 - 1) 上部構造と下部構造を連結する構造
 - 2) 上部構造及び下部構造に突起を設ける構造
 - 3) 2 連の上部構造を相互に連結する構造
- (2) 落橋防止構造は、衝撃的な地震力を緩和するためゴムパッド等の緩衝材を用いて耐衝撃性を高める構造を原則とする。
- (3) 落橋防止構造の設置が困難な場合には、桁かかり長 S_E の 1.5 倍以上確保することで落橋防止構造として取り扱ってもよい。
- (4) 落橋防止構造は、全主桁にバランスよく取り付けることが望ましい。

【解 説】

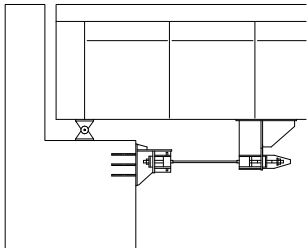
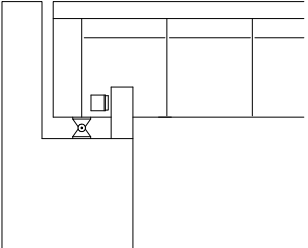
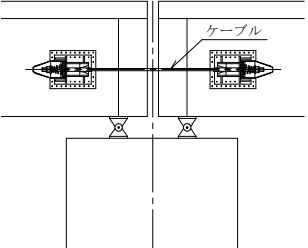
(1) について

落橋防止構造は、桁かかり長と補完し合うものとして互いに独立して落橋を回避するものであり、構造形式としては 3 タイプがある。表一解 4.5 に落橋防止構造の構造形式例を示す。

上部構造と下部構造を連結する構造は、PC ケーブルやチェーン等により連結する方法が考えられる。連結する部位は、上部構造側では端横桁、下フランジ、ウェブ等であり、下部構造側では下部構造天端（堅壁天端）等である。なお、下部構造側の取付け部位を橋台パラペットとする場合は、交通を遮断する必要が生じることから施工性に課題がある。また、橋台パラペットの保有耐力にも留意する必要がある。また、下部構造側の取付け部位を下部構造天端とする場合は景観性や建築限界に注意が必要となる。

上部構造と下部構造に突起を設ける構造は、コンクリートブロックを用いる場合や鋼製ブラケットを用いる場合が考えられる。突起を設ける位置は下部構造の天端、下部構造天端の側面、上部構造の下面、

表一解 4.5 落橋防止構造の構造例

上部構造と下部構造を連結する構造	突起を設ける構造	2連の上部構造を相互に連結する構造
		

下部構造天端と上部構造双方に設ける場合等がある。なお、鋼桁の下フランジに鋼製ブラケットを設ける場合はブラケットに作用する荷重により主桁が損傷しないよう補強が必要となる場合がある。また、下部構造の側面や上部構造下面に設ける場合は景観および建築限界にも配慮が必要となる。

2連の上部構造を互いに連結する場合は、掛け違い部に落橋防止構造を設置する場合に用いる。連結する2連の橋の規模や固有周期が大きく異なる場合（橋の重量の比が2倍以上、固有周期が1.5倍以上）には相互の連結を避けるのがよい。上部構造どうしの連結はPCケーブルやチェーン等により連結する方法が考えられ、連結材を設置する部位は端横桁やウェブ等がある。なお、落橋防止構造を取付ける部位は、それらが作動した際の荷重により破壊しないよう適切に補強しなければならない。

(2) について

衝撃力の緩衝装置は、確実に落橋防止構造の機能を保持するために設置する必要がある。

(3) について

既設橋に落橋防止構造を設置することが構造上や耐荷力等の制約により設置が困難な場合には、やむを得ず $1.5S_E$ を落橋防止構造として取り扱ってもよい。ただし、既設橋の沓座幅が $1.5S_E$ を有していた場合でも、落橋防止構造を設置することが可能な場合には設置しなければならない。

ここで、落橋防止構造の設置が困難な場合とは、現実的に設置するためのスペースが確保できない場合等であり、補強が困難な場合とは、取付け部の耐力が不足して補強が大規模で経済性・構造的・施工性から問題が生じる場合等である。

(4) について

落橋防止構造は、上部構造の全主桁にバランスよく取り付けることが望ましい。しかしながら、隣接する桁配置の関係や支承部周辺の構造条件等により、全主桁に取り付けられない場合も想定される。その場合には、設計荷重は1支承線あたりの設計水平力を落橋防止構造の設置数で除した荷重として設計してよいものとした。

ただし、非合成鋼鈑桁橋のような主桁間（落橋防止構造間）の剛性が小さい構造形式の場合には、全主桁に設置するか、主桁間の剛性が確実に確保されるように可能な限り均等に荷重を作用させることが必要である。

4.4 水平力抵抗構造

4.4.1 設計荷重

- (1) レベル2地震動に対して支承部の機能を確保するために、水平力抵抗構造を設置しなければならない。
- (2) 水平力抵抗構造の設計荷重は、動的解析で算定された支承部の応答値に基づいて設計を行わなければならない。
- (3) 水平力抵抗構造は、レベル2地震動に対して水平力を下部構造に確実に伝達できる構造とし、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾15.4に規定された支承と同等の機能を有しなければならない。また、落橋防止システムと機能を兼用してはならない。

【解 説】

(1) について

道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾の改定において、従来規定されていたタイプA支承部を補完するための構造であった変位制限構造の規定が廃止され、支承部はレベル2地震動に対して機能する構造（従来のタイプB支承部）のみが規定された。一方、既設橋において目標とする耐震性能レベルによっては、支承交換を行わずにレベル2地震動に対する機能を確保するためには、別途水平力に抵抗する構造の設置が必要となる。そこで、本項では、これを水平力抵抗構造と定義して、設計の考え方等を整理した。

水平力抵抗構造は、レベル2地震動に対して水平方向の支承部耐力を確保する目的で設置するものであり、目標とする耐震性能レベルに応じて、既設支承部を利用する場合には既設支承の他に、別途水平方向の地震力に抵抗する構造を設けて、既設支承部を機能分離型支承と同等の構造にするものである。

水平力抵抗構造の設置検討にあたっては、既設支承部の耐力を照査し、水平力に対する抵抗が必要となる方向を検討した上で、水平力抵抗構造を設置するものとする。固定支承部では橋軸方向と橋軸直角方向に、可動支承部では橋軸直角方向に設置することが基本となる。

(2) について

既設橋の耐震性能照査や耐震補強設計においては動的照査法により実施していることから、動的解析で算定された支承作用力を用いることとした。ただし、静的照査法による場合には、静的解析によって算定された上部構造慣性力をもとに設計地震力を設定してもよい。

水平力抵抗構造は、落橋防止構造や横変位拘束構造と類似した構造となるが、その機能は異なるため、原則として兼用してはならない。ただし、水平力抵抗構造と横変位拘束構造の両者の機能を確保できる構造を採用する場合はこれらを兼用してもよい。

(3) について

照査に用いる設計地震力は、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾15.4の規定を準用するものとした。ただし、両端が橋台の単純桁橋においては、両橋台の下部構造剛性が大きく変わらない場合には、上部構造重量と橋軸方向および橋軸直角方向の支承条件に基づき、上部構造の分担重量を適切に算定して設計地震力を設定してもよい。なお、橋脚に水平力抵抗構造を設置する場合には、橋脚耐力によって支承部に作用する水平力の大きさが変化するため、橋脚の耐震補強対策の状況や計画に十分配慮して、適切な設計地震力を設定する必要がある。

4.4.2 設計移動量

水平力抵抗構造を設置する場合には、支承部の機能を阻害しないように、常時および地震時に生じる支承の設計移動量を確保しなければならない。

【解 説】

水平力抵抗構造を設置する場合には、支承部の機能を阻害しないように、常時および地震時に生じる支承の設計移動量に相当する遊間量を確保しなければならない。

水平力抵抗構造が上部構造の温度変化や活荷重による支承の移動や回転等の機能を拘束しないようにする必要があること、また、支承部が損傷した場合には速やかに作動して上・下部構造の相対変位が過大とならないようにする必要があることから、遊間量は支承部の変形性能と同程度とするものとした。ただし、支承の設置誤差等に対する対処としての余裕量を考慮するものとし、余裕量としては 15mm 程度確保するのがよい。

既設の可動支承部が取替え不可能な場合では、設計移動量を式(解 4.5)により算出するものとする。

$$\Delta I_e = \Delta I_s + I_a \quad (\text{解 4.5})$$

ここに、

ΔI_e : 設計移動量(mm)

ΔI_s : 既設支承の全移動可能量(mm)

I_a : 余裕量で 15mm 程度とする。

弾性支承では、設計移動量を式(解 4.6)により算出するものとする。

$$\Delta I_e = \Delta I_r + I_a \quad (\text{解 4.6})$$

ここに、

ΔI_e : 設計移動量(mm)

ΔI_r : ゴム支承の許容せん断ひずみ時の変位量(mm)

I_a : 余裕量で 15mm 程度とする。

なお、この場合には桁端部の遊間量を実測して、実測値を移動可能量として設計移動量に反映することとする。

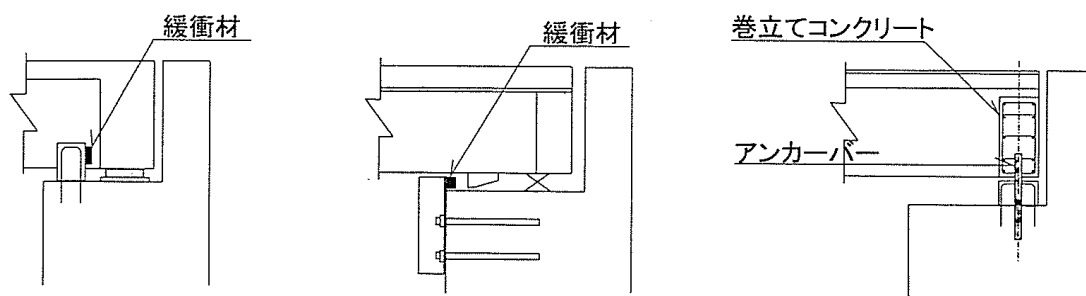
4.4.3 構造形式および構造細目

- (1) 水平力抵抗構造は、以下に定める構造形式を採用することを原則とする。
 - 1) 上部構造と下部構造を連結する構造
 - 2) 上部構造および下部構造に突起を設ける構造
- (2) 水平力抵抗構造は、支承の維持管理の障害とならないような構造を採用しなければならない。
- (3) 水平力抵抗構造は、可能であれば緩衝機能を有する構造とすることが望ましい。
- (4) 水平力抵抗構造は、全主桁にバランスよく取り付けることが望ましい。

【解 説】

(1) について

水平力抵抗構造は、レベル2地震動により生じる地震力に支承部と補完し合って抵抗することを目的としたもので、支承が損傷した場合に上・下部構造間の相対変位が大きくなるようにする役割を担っている。よって、橋の構造条件によっては、支承が損傷しても上・下部構造間に大きい変位が生じ得ない場合もあるので、必要性を十分に検討した上で適切な構造を選定しなければならない。図－解 4.7 に水平力抵抗構造の構造形式例を示す。



図－解 4.7 水平力抵抗構造の構造例

(2) について

水平力抵抗構造を設置する箇所については、支承部や落橋防止システムの設置位置および既設の添架物等の取り合いを考慮するとともに、支承部の点検や補修等の維持管理の障害とならないよう配慮しなければならない。

(3) について

橋梁本体に衝撃的な外力が作用することを防ぐため、可能な場合には硬質ゴム等の緩衝材を設置する等、緩衝機能を有する構造とするのが望ましい。

(4) について

水平力抵抗構造は、上部構造の全主桁にバランスよく取り付けることが望ましい。しかしながら、隣接する桁配置の関係や支承部周辺の構造条件等により、全主桁に取り付けられない場合も想定される。その場合には、設計荷重は1支承線あたりの設計水平力を水平力抵抗構造の設置数で除した荷重として設計してよいものとした。

4.5 横変位拘束構造

4.5.1 設計荷重

横変位拘束構造は、道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾16.4 項により算出する設計地震力を下回ってはならない。

【解 説】

横変位拘束構造は、橋軸直角方向に落橋する可能性のある橋に対して設置するものであり、従来の道路橋示方書Vで規定されていた橋軸直角方向の変位制限構造に相当するものである。上部構造の構造条件や幾何学的条件から上部構造が拘束を受けずに回転ができる橋では端支点部に、1つの支承で支持されるランプ橋のような下部構造の頂部幅が狭い橋では端支点および中間支点に設置が必要となる。

横変位拘束構造の設計荷重 H_F は、

$$H_S = P_{TR} \quad (\text{解 4.7})$$

ただし、 $H_S \leq 3k_h R_d$

ここに、

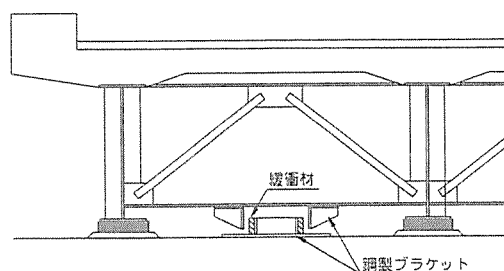
H_S : 横変位拘束構造の設計地震力 (kN)

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)

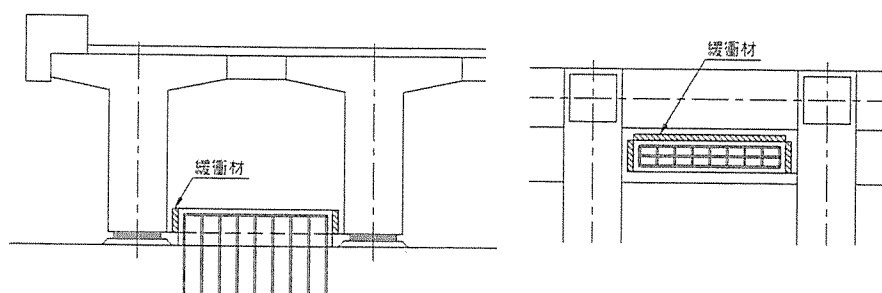
k_h : レベル 1 地震動に相当する設計水平震度

R_d : 死荷重反力 (kN)

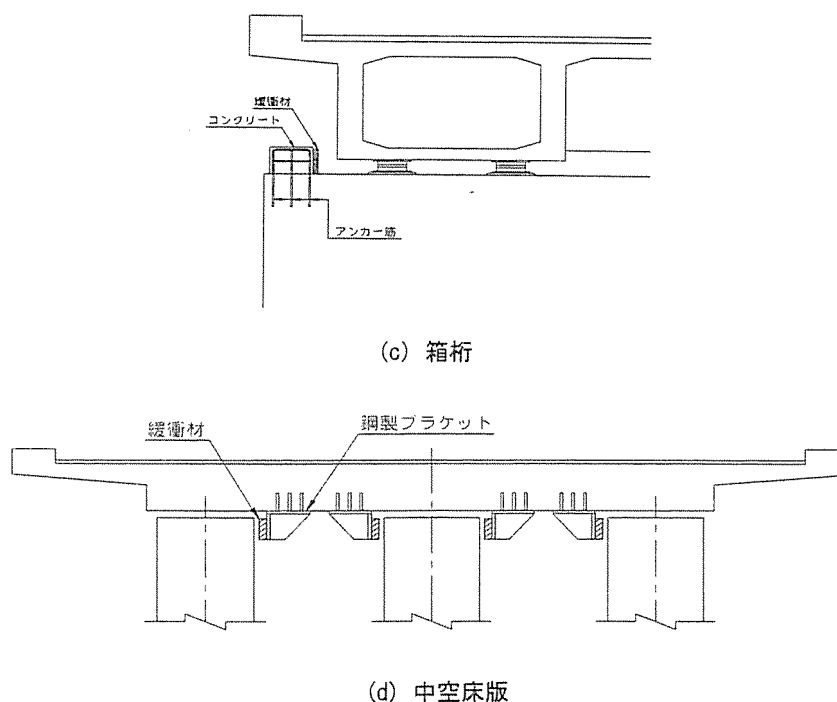
代表的な横変位拘束構造の構造例を図一解 4.8 に示す。



(a) 鋼桁



(b) コンクリート I 桁（橋軸方向を併用する場合）



図一解 4.8 横変位拘束構造の構造例

4.5.2 設計移動量

横変位拘束構造の設計移動量は、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。

【解 説】

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た。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。ただし、固定条件の場合には、支承部の変形量は零としてよい。

なお、橋軸直角方向に温度変化等による移動量を見込まなくてもよい場合には、常時における橋軸方向の上下部構造間の相対的な移動を拘束しないように横変位拘束構造の遊間量を設定すればよい。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。

4.5.3 構造細目

- (1) 横変位拘束構造は、支承部の移動、回転等の機能を損なわない構造とする。また、設計で対象とする方向以外への上部構造の移動にも追従でき、かつ衝撃的な力を緩和できる構造としなければならない。
- (2) 横変位拘束構造の取付け部やこれらが取付く上・下部構造の部位には、応力集中が生じにくい構造を採用する。また、横変位拘束構造は、これが確実に機能する箇所に設置しなければならない。
- (3) 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。

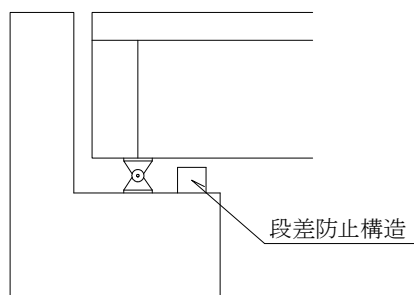
4.6 段差防止構造

4.6.1 設計荷重

段差防止構造の設計における荷重は，上部構造の鉛直荷重を支持できればよく，水平方向に設計地震力を考慮する必要はない。

【解 説】

段差防止構造としては，鋼製架台，コンクリートブロック，ゴムプレート等が考えられるが，維持管理上の障害となりやすいため，支承部の維持管理が可能な構造（取り外しが可能な形式）や維持管理用のジャッキ受け台等と兼用できるような構造とし，下部構造天端が複雑にならないように留意しなければならない。



図一解 4.9 段差防止構造の例

4.6.2 構造形式および構造細目

段差防止構造は，支承高さが高い支承部が破損した場合でも，上部構造を適切な高さに支持できる構造とするものとする。

【解 説】

支承部が損傷した場合にも，路面に発生する段差を極力抑えるために，支承高が高い場合には段差防止構造を設置することが望ましい。一般には，被災後の路面の沈下量が 50～100mm 程度以下であれば，地震直後の緊急車両の通行に致命的な影響を与えないと言われているため，路線の性質によって制限値を定めるのがよい。

4.7 施工時の留意事項

- (1) 落橋防止システムの設置工事を実施するにあたっては、施工条件、周辺環境、交通規制、既設橋への影響等を十分勘案した上で施工計画を立案しなければならない。
- (2) 設計時に既設の配筋状況が確認されていない場合には、工事着手前に非破壊鉄筋探査等によって既設橋台や橋脚の配筋状況を確認しなければならない。
- (3) アンカー削孔時は、既設鉄筋やコンクリートに極力損傷を与えないよう留意しなければならない。
- (4) 縁端拡幅部でのアンカー削孔では、既設鉄筋の配筋状況により設計位置での削孔が不可能となる場合においては、設計計算書において削孔範囲を確認しなければならない。

【解 説】

(1) について

落橋防止システムの設置工事では、一般に狭小空間における作業となる等、種々の制約を受ける。よって、落橋防止システム工事を実施するにあたっては、施工条件、周辺環境、交通規制、既設橋への影響等を十分勘案した上で施工計画を立案しなければならない。

(2) について

落橋防止システムの設置工事では、既設構造物に補強材を取付けることになるが、設計図面と諸寸法や配筋が一致しない場合が多いため、事前に既設構造物の寸法や既設鉄筋位置を調査する必要がある。特に、アンカー削孔を行う場合には、既設鉄筋位置を調査した上でそれを避けた位置で削孔する必要がある。よって、アンカーの設計では、削孔位置がずれることを見込んだ設計とするか、既設鉄筋位置を事前に調査した上で設計するのがよい。また、PC 桁等を削孔する場合には、PC 鋼材位置を X 線透過法等によって事前に調査し、PC 鋼材を切断することがないように十分に注意しなければならない。

(4) について

縁端拡幅の施工時に既設構造物を削孔する場合には、橋座部の配筋を避けて削孔位置を決定することになる。しかしながら、実際の配筋状況が異なり削孔が不可能と判断された場合には、必要な鉄筋本数を削孔可能な位置に削孔すると、鉄筋間隔が確保できず削孔位置が干渉することもある。よって、配筋状況が異なる場合には、設計を満足する削孔位置を確認した上で削孔する必要がある。

【参考文献】

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，平成 24 年 3 月
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所，(独)土木研究所：既設橋の耐震補強設計に関する技術資料，国総研資料第 700 号，土研資料第 4244 号，平成 24 年 11 月
- 3) 国土交通省：「緊急輸送道路の橋梁耐震補強 3 箇年プログラム，耐震補強マニュアル(案)」，平成 17 年 6 月，<http://www.pwri.go.jp/caesar/manual/list2.html>
- 4) (社)プレストレスト・コンクリート技術協会：コンクリート構造診断技術，p.225
- 5) 半野久光：落橋防止構造：基礎工 Vol.25 No.3，pp.97-102，1997 年 3 月
- 6) (財)海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，pp. I -112,120, II -241，平成 17 年 4 月
- 7) 多久和勇，石田博，安松敏雄：アンカーバーの耐荷力に関する載荷実験，日本道路公団試験所報告 Vol.26，pp.135-152，1989 年

5章 基礎の耐震補強

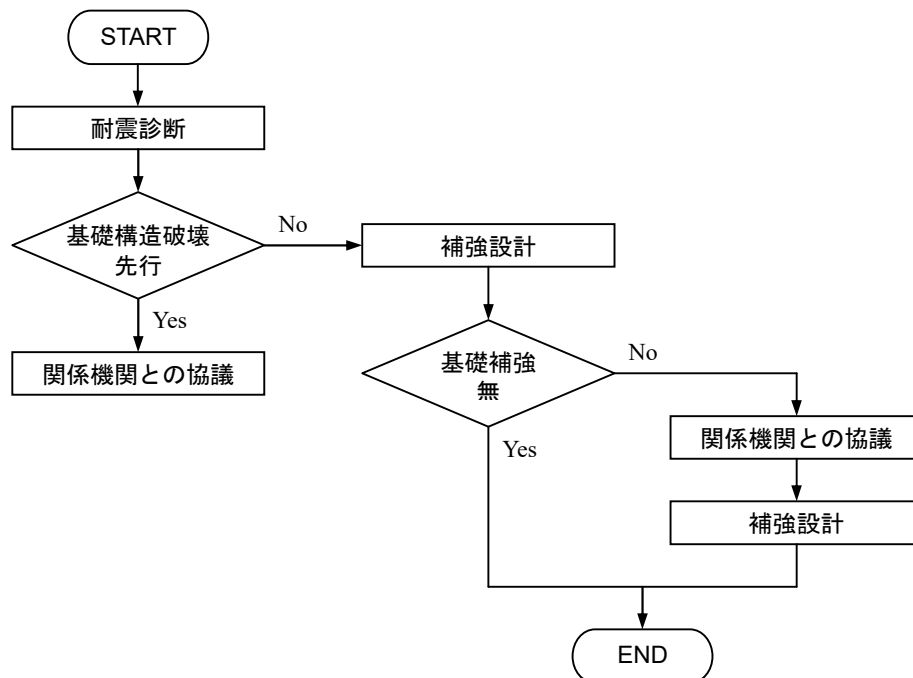
- (1) 基礎の耐震補強は、基礎構造への負担が最小限となる橋脚などの耐震補強工法に対して、補強の必要性を検討しなければならない。
- (2) 基礎の耐震補強は、耐震性能を満足し、かつ、施工性、環境性、経済性などに優れた工法を用いなければならない。
- (3) 基礎の耐震補強は、その必要性も含めて関係機関と協議した上で実施を決定するものとする。その際の基礎の耐震性能の照査は、道路橋示方書（V耐震設計編）に準じるものとする。

【解 説】

(1) について

基礎構造を含む橋の耐震補強設計の流れを図一解 5.1 に示す。本指針では、耐震補強設計にあたって、基礎構造への負担を極力軽減できるように設計することを基本としている。これは、基礎の補強は、極めて大規模となり、かつ新設構造物の建設と異なり施工条件も制約条件が多く施工性が悪く、仮設費用などが発生し、橋脚本体などの下部構造の補強に比べて工事費も多額となるためである。

したがって、本節で規定した基礎の耐震補強は、橋脚本体や支承構造などの構造要素の補強対策のみでは耐震性能を満足することが出来ない場合に、実施されるべき対策と位置づけているものである。



図一解 5.1 基礎構造を含む橋の耐震補強設計の流れ

(2) について

基礎の耐震補強工法としては、基礎形状の拡幅、増し杭工法、地盤改良や鋼矢板を併用する工法などがある（表一解 5.1 参照）。これらの工法の検討にあたっては、耐震性能の確保はもとより、施工性、環境性、経済性などを十分に検討する必要がある。

基礎構造の耐震補強設計では、以下の事項などに留意する必要がある。

- ・基礎の耐震補強工法は、当該構造物の周辺環境や施工条件に十分に配慮して、施工性に優れた経済的な耐震補強工法を選定する必要がある。
- ・基礎構造の耐震補強では、死荷重などは既設基礎構造で負担されているため、新たに接続された部材や基礎構造は、活荷重や地震作用のみに抵抗することを考慮して、設計しなければならない。
- ・既設コンクリート構造と新設コンクリート構造を、一体化された構造として挙動するように設計する場合は、断面力が伝達され、一体として挙動することを確認しなければならない。また、施工は、設計で想定している状態を満足出来るように、既設フーチングなどの健全性を確認した上で、行われなければならない。

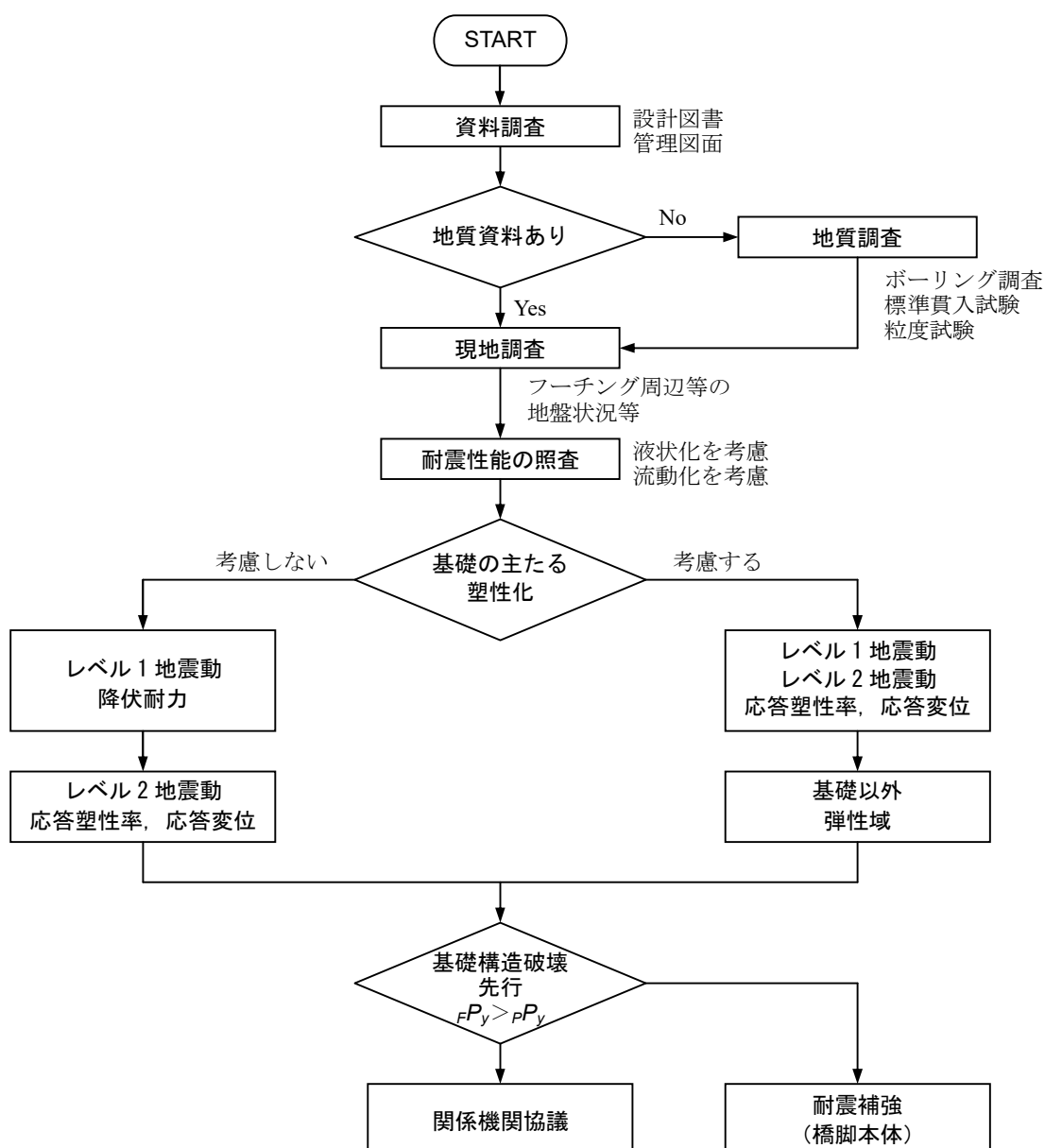
表一解 5.1 基礎構造の補強目的と補強工法の関係の例

原 因	対策概念	対策工法
基礎の耐力不足	耐力の向上	・フーチングの補強 ・増し杭 ・地中連続壁増設 ・鋼管矢板基礎増設 ・ケーソン基礎増設
液状化による基礎の耐力不足	耐力の向上	・フーチングの補強 ・増し杭 ・地中連続壁増設 ・鋼管矢板基礎増設 ・ケーソン基礎増設
	液状化対策	・基礎回りを囲う（鋼矢板、固化壁、コンクリート壁） ・砕石置換え ・固化処理
流動化による基礎の耐力不足	耐力の向上	・フーチングの補強 ・増し杭 ・地中連続壁増設 ・鋼管矢板基礎増設 ・ケーソン基礎増設
	流動量の減少	・防護壁 ・軽量土置換え
	液状化対策	・基礎回りを囲う（鋼矢板、固化壁、コンクリート壁） ・砕石置換え ・固化処理

(3) について

基礎の耐震補強には種々の工法があり、各々の耐震照査法についても十分に確立されているとはいえないのが現状である。そのため、基礎の耐震補強の実施にあたっては 前述した事由により、その必要性も含めて発注機関および公的な研究機関と十分に協議した上で決定する必要がある。

なお、その際の基礎の耐震性能の照査は、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）に準じるものとするが、基本的な基礎の耐震診断フロー(案)を図一解 5.2 に示した。基礎の耐震診断フローは、躯体の耐震補強工法と同様に降伏耐力の確保を基本としたものであるが、耐震性能の照査にあたっては基礎の損傷および地盤変状を調査し、特に地盤の液状化・流動化を考慮する必要がある。



図一解 5.2 基礎の耐震診断の流れ

6 章 被災時の応急対策

6.1 一 般

本章は、地震作用によって損傷した RC 構造物の修復に用いることを原則とする。

【解 説】

本節は、地震作用により損傷した RC 構造物を復旧するための、RC 構造物の点検、劣化機構の推定、評価、対策に対する基本的な考え方をまとめたものである。本節に記載されていない点検に関する詳細な方法は、土木学会コンクリート標準示方書【維持管理編】によることとする。

なお、構造物としての被災状況の判定や、それに伴う構造物の使用制限との関係は、別途、他の基準類を参考とするものとする。

6.2 復旧の原則

- (1) 地震作用による損傷が生じた場合は、土木学会コンクリート標準示方書【維持管理編】に示す臨時の診断を実施して、臨時点検あるいは緊急点検により、損傷や劣化などによる変状の程度を把握して構造物の性能を評価して、対策の要否を判定することを目的として実施するものとする。
- (2) 臨時の点検において、構造物の倒壊など、対人傷害や社会的、経済的に重大な影響が発生すると予想される場合には、可能な限り早急に適切な処置を講じなければならない。
- (3) 診断において、構造物の性能の低下により対策の必要があると判断された場合には、構造物の重要度、残存予定供用期間、維持管理のしやすさ、第三者影響度、経済性等を考慮して、対策後の構造物の性能を所要の期間確保できる適切な対策を行わなければならない。

【解 説】

地震作用により損傷した RC 構造物の復旧の原則は、土木学会コンクリート標準示方書【維持管理編】の臨時の点検によることとした。

6.3 点 検

- (1) 地震作用により構造物の損傷が想定された場合は、臨時点検あるいは緊急点検を行うものとする。
- (2) 点検の結果、応急処置の必要があると判断された場合は、速やかにこれを実施しなければならない。
- (3) 臨時点検は、地震作用により損傷した、または損傷を受けた可能性がある構造物や部位・部材を対象として、点検者の安全を確保して、可能な限り早急に行うものとする。
- (4) 緊急点検は、損傷を受けた構造物と類似の構造物を対象として同種の変状が生じる可能性を有する部位・部材で実施するものとする。
- (5) 臨時点検における調査は、まず、目視やたたきによる方法を原則とし、合わせて書類による方法を実施するものとする。目視やたたきによる方法により点検が不可能な部位は、非破壊検査器による調査、局所的な破壊を伴う調査、実構造物の載荷実験および振動試験による調査、モニタリングによる調査等を適切に選定して実施するものとする。

【解 説】

(3), (4) について

RC 構造物で損傷を受ける可能性が高い部位とは、地震作用によって断面力が大きくなる部位や部材である。一般には、部材接合部近傍と考えてよく、いわゆる設計で塑性化を許容した部位は入念に点検を行うのがよい。また、橋梁の支承構造等は、地震作用によって設計での想定どおり挙動した形跡を点検する必要がある。点検対象構造物と隣接する構造物の境界付近の点検も重要である。なお、臨時の点検を行う場合は、設計図書等を確認して、想定される損傷領域との整合性なども合わせて確認するのがよい。設計図書で想定されない部位に損傷が生じている場合は、当該構造物の設計条件等の差異を合わせて点検で調査する必要がある。それらを損傷機構の推定に生かす必要がある。

(5) について

目視による点検が困難な部位は、本文に示した間接的に損傷状態を推定するための調査を行う必要がある。なお、実構造物の振動試験等は、目視点検が不可能な基礎構造などに対して日常点検等で実施した結果との比較などによって、構造物の損傷の有無を推定することも可能である。

6.4 損傷機構の推定、評価、判定および対策

- (1) 地震作用により損傷した構造物は、点検から得られた情報に基づき、損傷機構の推定を行った上で、構造物の性能を評価して、対策の要否の判定を行わなければならない。
- (2) 地震作用により損傷した構造物は、地盤、隣接構造物を含む損傷した構造物全体としての損傷機構を推定しなければならない。
- (3) RC 部材の損傷機構は、一般に、曲げ損傷とせん断損傷に区分してよい。一般に損傷機構の区分は、目視による調査結果による、残留しているコンクリートのひび割れおよび損傷状態によって区分してよい。なお、必要によりねじりによる損傷に区分するのがよい。
- (4) 損傷した RC 部材の評価は、損傷の程度に応じて行うのがよい。
- (5) 構造物の性能を評価する場合は、損傷した RC 部材やその他の構造要素の性能を考慮して行うこととする。
- (6) 構造物の性能の評価で、修復が必要と判断された場合には、修復した RC 部材や構造要素の性能を考慮して、地震作用に対する要求性能を満足しなければならない。

【解 説】

(2) について

構造物は、地震作用によって地盤や隣接構造物の影響等を受けるため、それらの影響を考慮して構造物全体として損傷機構を推定することとした。実際の構造物の地震作用による応答は、設計で想定した理想的な状態と必ずしも一致しないのが一般である。特に、橋梁などでは、支承の機能や隣接構造物の応答の影響等による衝突などで、対象とする構造物の応答は大きな影響を受けるため、損傷機構を推定する場合には、構造物全体を考慮して検討することが重要である。

(3) について

RC 部材の損傷機構は、種々の機構があるが、一般には、既往の照査手法に従って、曲げとせん断の損傷に区分することとした。ねじりの影響が無視できない構造物は、点検結果に基づいてねじり損傷も区分するのがよい。通常の場合、地震作用による損傷は、地震後の臨時点検により判明する。そのため、

地震後に残留した損傷状態に基づいて RC 部材の損傷機構を推定することが必要となり、残留損傷状態から最大応答値や損傷機構を推定することは、これまでの数多くの RC 部材の実験結果や地震により被災した構造物の解析等によって比較的精度良く行えることが明らかになっている。そのため、本節では、残留損傷状態から構造物の損傷機構を推定することとした。RC 部材の損傷状態を残留損傷状態から、曲げ損傷とせん断損傷に区分し、それぞれの残留損傷状態を 4 段階に区分した例¹⁾を表一解 6.1 に示す。地震後の点検時には、これらを参考にして、損傷状態を区分し応急復旧工法の選定などの情報とするのがよい。なお、損傷レベル 2 程度までは、被災後も耐力変形性能は設計時と同等の能力を有するものと考えてよい。

表一解 6.1 鉄筋コンクリート部材およびプレストレストコンクリート部材の
残留損傷状態に対する補修工法の例¹⁾

(a) 曲げ破壊の場合		
	残留損傷状態	補修工法の例
損傷レベル 1	・ 無損傷 ・ 残留ひび割れ無し	無補修（必要により耐久性上の配慮）
損傷レベル 2	・ 場合によっては補修が必要な損傷 ・ 残留曲げひび割れ有り	必要によりひび割れ注入・断面修復
損傷レベル 3	・ 補修が必要な損傷 ・ かぶりコンクリート損傷あり、座屈無し	・ ひび割れ注入・断面修復 ・ 必要により帯鉄筋等の整正
損傷レベル 4	・ 補修が必要な損傷で、場合によっては部材の取替えが必要な損傷 ・ かぶりコンクリート損傷あり、座屈あり	・ ひび割れ注入・断面修復・帯鉄筋等の整正 ・ 軸方向鉄筋、PC 鋼材の変形が著しい場合は、部材の取替え
(b) せん断破壊の場合		
	損傷状態	補修工法の例
損傷レベル 1	無損傷	無補修（必要により耐久性上の配慮）
損傷レベル 4	・ 補修が必要な損傷で、場合によっては部材の取替えが必要な損傷 ・ せん断ひび割れ	・ ひび割れ注入・断面修復・帯鉄筋等の整正 ・ 軸方向鉄筋、PC 鋼材の変形が著しい場合は、部材の取替え

(4) について

損傷した RC 部材の性能の評価は、残留損傷状態の程度に応じて区分することとした。なお、残留損傷状態から、損傷した RC 部材や修復後の RC 部材の性能を評価するために、最大応答履歴を推定する必要がある。RC 部材の載荷実験結果やこれまでの被災した RC 構造物の検討結果に基づいて設定した、損傷した RC 部材の残留損傷と推定される最大応答履歴の関係の例を表一解 6.2 に示す²⁾。

表一解 6.2 残留損傷状態と予想される最大応答

外観状況	推定最大応答	残存性能推定モデル
残留ひび割れ無し	曲げ降伏	TYPE-1
残留曲げひび割れ有り	最大荷重点	TYPE-2
かぶりコンクリート損傷あり、座屈無し	最大荷重点	TYPE-2
かぶりコンクリート損傷あり、座屈あり	降伏荷重保持点変位	TYPE-3

(5) について

構造物の性能を評価する場合は、損傷した RC 部材やその他の構造要素の性能を考慮して行う必要がある。そのためには、前述のとおり残留損傷状態から、損傷した RC 部材や修復後の RC 部材の性能を評価するために、最大応答履歴を推定する必要がある。RC 部材の載荷実験結果に基づいて、残留損傷、最大応答履歴を推定して、損傷部材の性能を評価した例を以下に示す（表一解 6.2 参照）。なお、損傷履歴を材料構成則などで直接考慮する方法も可能である。

(a) TYPE-1

外観状況で残留ひび割れがない状態では、部材は曲げ降伏まで応答したと考え、残存性能は、初期載荷剛性を曲げ降伏時の再載荷剛性とした履歴特性を有する部材として評価する（図一解 6.1 (a) 参照）。

(b) TYPE-2

残留曲げひび割れがある状態およびかぶりコンクリートに損傷があるが、軸方向鉄筋の座屈が発生していない状態では、部材は最大荷重保持点まで応答したと考え、残存性能は、初期載荷剛性を最大荷重保持点時の再載荷剛性とした履歴特性を有する部材として評価する（図一解 6.1 (b) 参照）。

(c) TYPE-3

コンクリートの顕著な損傷があり、軸方向鉄筋の座屈が発生している状態では、部材は降伏荷重保持点まで応答したと考え、残存性能は、降伏荷重保持点時の再載荷剛性とした履歴特性を有する部材として評価する（図一解 6.1 (c) 参照）。

なお、履歴特性には武田モデルを用いる。また、再載荷時の剛性の算定方法を以下に示す。

$$K_d^+ K_0 \cdot \left| \frac{\delta_{\max}^+}{\delta_{y2}} \right|^{-\beta}$$

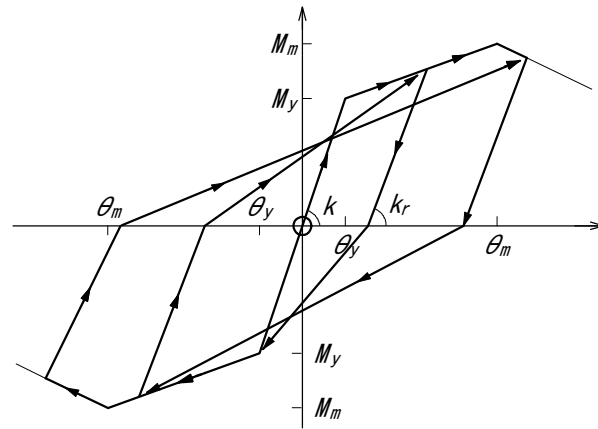
ここに、

k_d : 戻り勾配（第 2 折れ点を越えた場合）

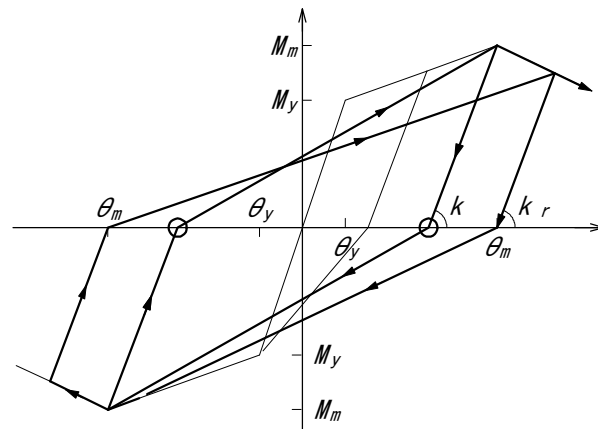
k_0 : 戻り勾配（第 2 折れ点を越えない場合）

$\delta_{\max}$: 最大変形

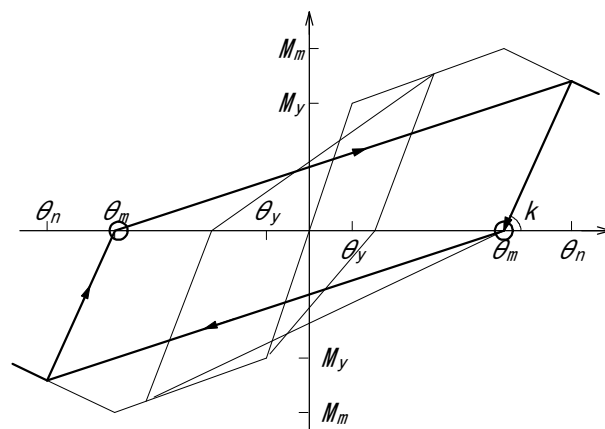
δ_{y2} : 降伏変形



(a) TYPE-1



(b) TYPE-2



(c) TYPE-3

k : 降伏荷重保持点の
再載荷剛性

図一解 6.1 残存性能推定履歴モデル

(6) について

修復が必要と判断された場合には、修復した RC 部材や構造要素の性能を考慮して、地震作用に対する要求性能を満足するようにしなければならない。そのためには、損傷状態、修復行為と修復後の RC 部材の性能が一連とならなければならない。これまでの検討結果に基づき、部材の剛性低下は生じるものの、既設部材の性能を概ね保持することを目的とした一般的な損傷状態と修復工法関係の例を表一解 6.1 に示す。なお、修復後の性能評価方法に関しては、種々の検討¹⁾が実施されているのが現状であるので、それらを参考にするのがよい。

【参考文献】

- 1) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物編），平成 16 年 4 月
- 2) 土木学会：コンクリート構造物の耐震設計～時空間における設計の課題と近未来像～，コンクリート技術シリーズ 81，2008 年 7 月