

耐震補強設計マニュアル

鋼板巻立て耐震補強工法

一面耐震補強工法

RB(リブバー)耐震補強工法

令和4年4月

東京都交通局建設工務部

目 次

| | | |
|-----------------------|-------|----|
| 1 章 総則 | | |
| 1.1 適用範囲 | ----- | 1 |
| 1.2 関係基準類 | ----- | 1 |
| 1.3 用語の定義 | ----- | 2 |
| 1.4 設計の基本 | ----- | 2 |
| 2 章 耐震補強の要否判定 | | |
| 2.1 耐震補強の要否判定方法 | ----- | 6 |
| 2.2 耐震補強の要否判定 | ----- | 6 |
| 2.3 耐震補強の要否判定に用いる設計用値 | ----- | 12 |
| 3 章 補強後の耐震性能に対する照査 | | |
| 3.1 補強後の耐震性能に対する照査 | ----- | 14 |
| 3.2 安全係数および修正係数 | ----- | 15 |
| 4 章 鋼板巻立て耐震補強工法 | | |
| 4.1 一般 | | |
| 4.1.1 適用範囲 | ----- | 16 |
| 4.1.2 用語の定義 | ----- | 16 |
| 4.2 材料 | ----- | 16 |
| 4.3 補強鋼板の設計 | ----- | 17 |
| 4.4 構造細目 | ----- | 18 |
| 4.5 地中部の構造細目 | ----- | 21 |
| 付図資料 1 | ----- | 22 |
| 付図資料 2 | ----- | 23 |
| 5 章 一面耐震補強工法 | | |
| 5.1 一般 | | |
| 5.1.1 適用範囲 | ----- | 24 |
| 5.1.2 用語の定義 | ----- | 24 |
| 5.2 材料 | ----- | 25 |
| 5.3 設計一般 | ----- | 25 |
| 5.4 補強鉄筋の設計 | | |
| 5.4.1 補強鉄筋量の算定 | ----- | 25 |
| 5.4.2 補強鉄筋の構造細目 | ----- | 27 |
| 5.5 補強鋼板の設計 | | |
| 5.5.1 補強鋼板断面の算定 | ----- | 29 |
| 5.5.2 補強鋼板の構造細目 | ----- | 31 |
| 5.6 その他の構造細目 | ----- | 33 |
| 6 章 RB（リブバー）耐震補強工法 | | |
| 6.1 一般 | | |
| 6.1.1 適用範囲 | ----- | 35 |
| 6.1.2 用語の定義 | ----- | 36 |
| 6.2 材料 | ----- | 36 |

| | | |
|-------------------------------------|-------|----|
| 6.3 設計一般 | ----- | 37 |
| 6.4 補強鋼材の設計 | | |
| 6.4.1 補強鋼材量の算定 | ----- | 38 |
| 6.4.2 補強鋼材の構造細目 | ----- | 39 |
| 6.5 コーナー支持材の設計 | | |
| 6.5.1 コーナー支持材タイプ B、タイプ BS、タイプ D の設計 | ----- | 41 |
| 6.5.2 山形鋼と充填モルタルを用いる場合 | ----- | 44 |
| 6.6 その他の構造細目 | ----- | 48 |

【参考資料 1】 一般的なトンネル中柱の耐震補強に必要なスペース、工法選定フロー ----- 50

【参考資料 2】 柱単独の耐震性能と地盤変位量による簡易な耐震性能照査の事例 ----- 51

【参考資料 3】 シンダーコンクリートが打設されている柱の R B 耐震補強事例 ----- 53

【通達集】

1 章 総 則

1.1 適用範囲

本マニュアルは、東京都交通局が管理する鉄道構造物の高架橋や開削トンネルにおける鉄筋コンクリート柱等の耐震補強を行う場合に適用するものとする。

なお、本マニュアルに記載されている方法以外でも適切と考えられる場合は、その方法を採用してよいものとする。

【解説】

本マニュアルは、東京都交通局が管理する標準的な鉄道構造物の高架橋や開削トンネル等の鉄筋コンクリート柱（以下、RC柱という）を対象として、耐震補強の要否の判定方法および代表的な耐震補強工法の設計方法を示すとともに、標準的な使用材料および施工法を示したものである。

ただし、耐震補強は対象構造物の現地の利用状況や構造特性により適用を一義的に定めるものではないことから、状況に応じて本マニュアルに記載されている以外の耐震補強の要否の判定方法、耐震補強設計手法、耐震補強工法（各機関、学協会が性能を保証するもの）も取り入れることで、合理的に計画、設計、施工するとよい。

1.2 関係基準類

本マニュアルに記載されていない事柄については、関係基準類による。

【解説】

関係基準類を以下に示す。

- | | |
|--|---------|
| (1) 鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物） | 【RC標準】 |
| (2) 鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物） | 【鋼標準】 |
| (3) 鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物） | 【基礎標準】 |
| (4) 鉄道構造物等設計標準・同解説（土留め構造物） | 【土留め標準】 |
| (5) 鉄道構造物等設計標準・同解説（開削トンネル） | 【開削標準】 |
| (6) 鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計） | 【耐震標準】 |
| (7) 建造物設計標準（鉄筋コンクリート構造物及び無筋コンクリート構造物、プレストレストコンクリート鉄道橋） | |
| (8) あと施工アンカー工法設計施工の手引き | |
| (9) 既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針（鋼板巻立て補強編） | |

1.3 用語の定義

本マニュアルで使用している用語は、関係基準類によるほか、以下によるものとする。

- (1) せん断補強 : 部材の破壊形式がせん断破壊先行型のものを対象にせん断耐力の向上を目的とした補強
- (2) じん性補強 : 部材の変形性能（じん性）の向上を目的とした補強
- (3) 曲げ補強 : 部材の曲げ耐力の向上を目的とした補強
- (4) せん断耐力比 : せん断耐力と部材が曲げ耐力に達するときのせん断力の比
- (5) 設計応答塑性率 : 想定地震に対し構造物に許容する最大塑性変位を降伏変位で除した値
- (6) じん性率 : 部材が交番载荷を受けたとき、耐力が降伏点の耐力よりも低下しない限界の変位を降伏変位で除した値
- (7) せん断スパン : 部材の载荷点と支点を結ぶ距離
- (8) 換算弾性応答加速度 : 弾塑性体の耐震性能に等価な弾性加速度
- (9) 鋼板巻立て耐震補強工法 : 既設 RC 柱等を鋼板で取り囲み、せん断およびじん性補強を行う耐震補強工法
- (10) 一面耐震補強工法 : 施工上の制約から既設の RC 柱等を、柱の一面側からだけで行うせん断およびじん性補強工法
- (11) RB 耐震補強工法 : 既設 RC 柱等に補強鋼材を柱外周に配置し、せん断およびじん性補強を行う工法

1.4 設計の基本

- (1) 本マニュアルで示す耐震補強は、大規模地震動に対して構造物を崩壊させないことを目的に設計する。
- (2) 耐震補強の要否判定は、「2章 耐震補強の要否判定」により行うことを基本とするが、必要に応じて【耐震標準】に準拠した方法で耐震性能を照査し、補強の要否を判定してもよい。
- (3) 耐震補強設計は、「4章 鋼板巻立て耐震補強工法」、「5章 一面耐震補強工法」、「6章 R B（リブバー）耐震補強工法」により行い、柱部材を曲げ破壊モードとすることを原則とするが、これらによって設計することが合理的でない場合は、別途 L2 地震動に対する安全性を検証した上で、柱部材のせん断破壊モードを許容した設計としてもよい。

【解説】

(1)について

耐震性能の目標については、「鉄道施設耐震構造検討委員会の提言に基づく鉄道構造物の耐震性能に係わる当面の措置について」（鉄技第 113 号、平成 7 年 7 月）により、兵庫県南部地震における被害実態を踏まえ、「大規模な地震に対しても構造物が崩壊しないこと」としている。

兵庫県南部地震の際に行われた鉄道高架橋の主な被害状況と耐震性能に対する調査¹⁾によると構造物の設計水平震度と変形性能を加味した設計上の耐震性能が換算弾性応答加速度で 1000gal 以上あれば構造物の崩壊はない（柱の部分的な損傷により桁・スラブの沈下、構造物としての変形のみ）こと、設計、施工上のバラツキ等を考慮して耐震性能が換算弾性応答加速度で 1500gal 程度以上で設計を行えば、兵庫県南部地震に対して十分な安全性が確保できることなどが確認されている。

一方、行政側より、【耐震標準】の考え方を参考にするとともに、施工性や経済性を考慮して、効果的な耐震性の向上が図られるように実施するように指導されている²⁾。これは、【耐震標準】が制定された現在、耐震補強における耐震性能も、原則としてこれと同等に近づけるべきものであるが、新設する場合と異なり、構造物全体系としてこれと同等のレベルに引き上げることは、施工性や経済性の観点に照らして困難な場合が多いと考えられることによる。そこで、前述の調査結果¹⁾等を参考に、耐震補強においては、兵庫県南部地震や東京都の防災会議地震部会によって想定された首都直下地震等の大規模地震動に対して、構造物の崩壊や大きな損傷が生じないよう、設計上の耐震性能として、換算弾性応答加速度 1500gal 程度を目標に耐震補強を行うことを原則とした。一般的な条件下において、本

マニュアルに示す鋼板巻立て耐震補強工法、一面耐震補強工法、RB耐震補強工法については、適用範囲の中で本マニュアルに従って設計することで、換算弾性応答加速度 1500gal を確保しているとみなすことができる。

なお、耐震性能の目標（要求性能）である「構造物が崩壊しないこと」は、H11【耐震標準】の「耐震性能Ⅲ」、H24【耐震標準】の「L2地震動に対する安全性」に相当するものであり、表 1.4.1 にその内容を示す。

表 1.4.1 H11【耐震標準】、H24【耐震標準】における耐震性能に関する記述

| 設計基準 | 記載章 | 耐震性能に関する記述 |
|---------------|-------------------|---|
| H11 【耐震標準】 | 2.2.2 構造物の耐震性能 | 耐震性能Ⅲ：地震によって構造物全体系が崩壊しない。 【解説】 耐震性能Ⅲは、地震度に構造物が修復不可能になったとしても、構造物の重量および負載重量、土圧、水圧などによって、構造物全体系は崩壊しない状態とする性能である。 |
| H24 【耐震標準】 | 3.2 構造物の要求性能 | (1)構造物には、使用目的に適合するために要求されるすべての性能を設定するものとする。地震時における要求性能は、安全性について設定し、「2.4 重要度の設定」に示す重要度の高い構造物については、復旧性についても設定するものとする。 (2)安全性は、想定される作用のもとで、構造物が使用者や周辺の人々の生命を脅かさないための性能である。安全性には、構造物の構造体としての安全性と機能上の安全性がある。 (a)地震時における構造物の構造体としての安全性は、L2地震動に対して、構造物全体系が破壊しないための性能である。 |

(2)、(3)について

図 1.4.1 に耐震補強設計フローを示す。耐震補強設計は、柱の破壊形態を曲げ破壊モードにし、さらに換算弾性応答加速度 1500gal を確保できる補強諸元を算定することを基本とする。

最初に、「2.2 耐震補強の要否判定」に示す方法でせん断耐力比および地盤の相対変位量を算定し、補強の要否を確認する。補強が必要と判定された柱については、本マニュアルに示す標準的な耐震補強工法を用いて、破壊モードを曲げ破壊先行型にするために必要な補強諸元を算出し、所要の補強諸元が施工可能であることを確認する。施工可能である場合は、柱の制約条件（支障物の有無および移設の可否、施工上の制約）に対して検討を行い、詳細な設計を進める。

ここで、曲げ破壊先行型への移行に必要な補強諸元を施工することが困難であると判断された場合には、破壊形態はせん断破壊モードを許容するが、L2地震時に発生するせん断力を上回るせん断耐力を保有させる方針に変更して補強設計を進めるものとする。この場合は、L2地震時に発生するせん断力を算出する必要があるため、【耐震標準】に準拠した方法で構造物全体系の詳細な耐震照査を実施することとなる。

詳細な耐震照査の結果、L2地震時の設計せん断力を柱部材のせん断耐力が上回るようであれば、破壊形態がせん断破壊先行型でも補強不要としてもよいこととした。ただし、部材の破壊形態を少しでも曲げ破壊先行型に近付けるためには、制約条件の中で可能な範囲の補強を行うことが望ましい。

詳細な耐震照査の結果、L2地震時の設計せん断力を柱部材のせん断耐力が下回るようであれば、設計せん断力を上回るせん断耐力を有する補強諸元を検討する。

それでも施工可能な補強方法がない場合には、中柱の壁構造化や添え柱の設置等、代替機能を付与することを検討する。

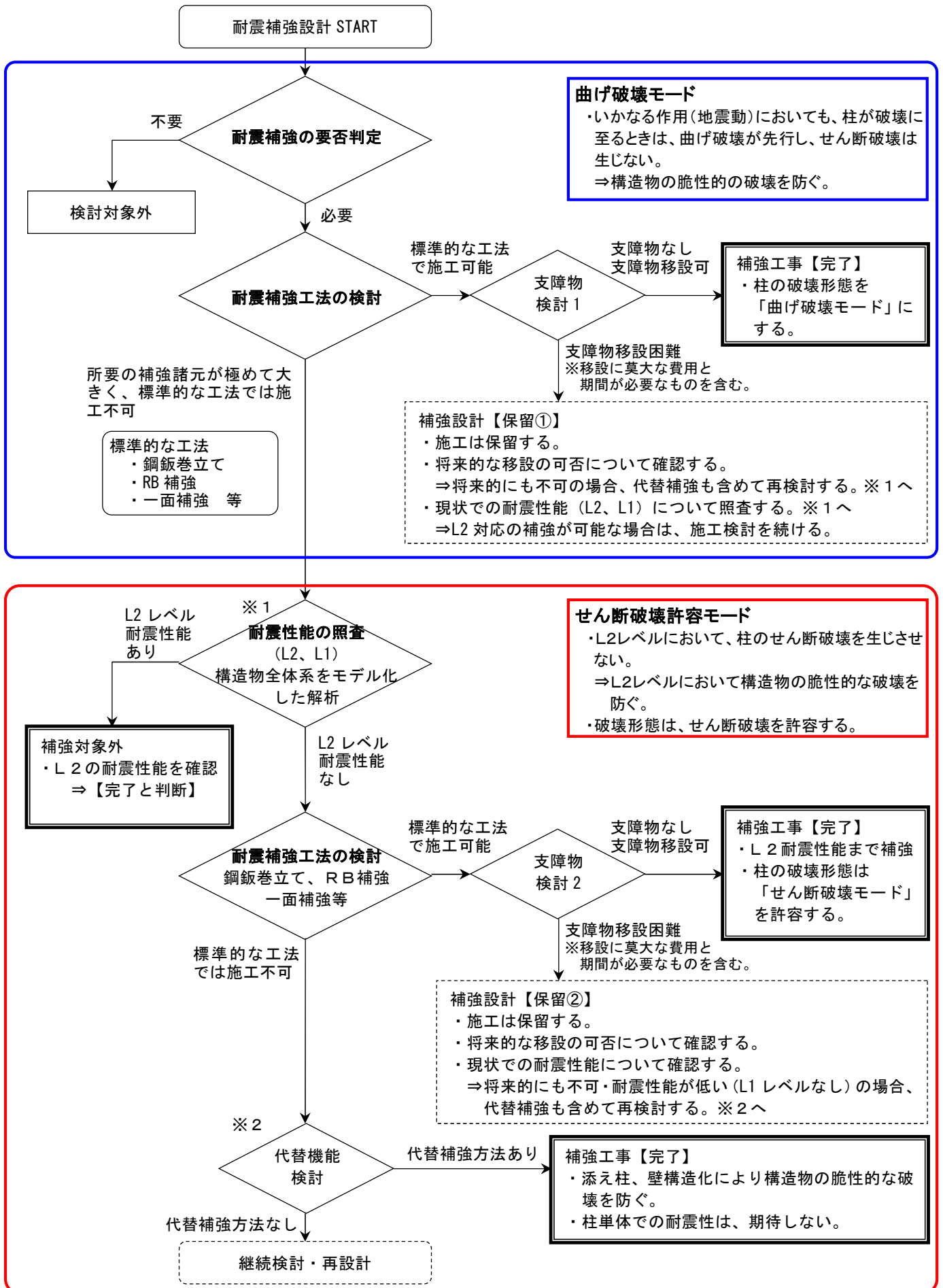
構造物の耐震性能は、構造物を構成する各部材がせん断破壊しないことを前提に、地震エネルギーを構造物が吸収した際に発生する変形量と、復旧の容易性等より設定される構造物に要求される変形量の制限値を比較することで確認するものである。

ここで、柱の破壊形態が曲げ破壊先行型であることと、柱が地震エネルギーを吸収した際に発生する変形量が制限値内に収まること（＝【耐震標準】に示される性能を有すること）は等価ではないことに留意する必要がある。柱の破壊形態が曲げ破壊先行型でも、曲げ耐力が小さければエネルギー吸収量も少なくなるため、耐震性能が不足することになる。構造物の耐震性能を把握するためには、【耐震標準】に準拠した方法で構造物全体系の詳細な耐震照査を実施する必要がある。

しかし、全ての既設構造物に対して詳細な耐震照査を実施することは、補強設計に要する期間・費用等の面で合理的ではないこと、検証の範囲は限定的であるものの、部材を曲げ破壊先行型とし、一定の変形性能を付与する設計方法で補強された構造物は、補強後に経験した新潟県中越地震や東北地方太平洋沖地震などの大規模な地震動に対しても崩壊せず、復旧性においても優れた性能を発揮したことなどを踏まえ、耐震補強設計の基本的考え方を示した。

【参考文献】

- 1) 石橋忠良、池田靖忠、菅野貴浩、岡村甫：「鉄筋コンクリート高架橋の地震被害と設計上の耐震性能に関する検討」、土木学会論文集 No. 563/ I -39、1997. 4
- 2) 「既存鉄道構造物に係る耐震補強について」、国鉄施第 49 号、2001. 6



2章 耐震補強の要否判定

2.1 耐震補強の要否判定方法

- (1) 耐震補強の要否は、柱のせん断耐力比によって判定することを基本とするが、構造物の形状や使用状況、周辺状況を踏まえて総合的に判断するものとする。
- (2) 柱の構造条件や制約条件によって、せん断耐力比による補強要否の判定が合理的でないと判断された場合には、静的非線形解析等によって求められた L2 地震時における柱のせん断力と、柱のせん断耐力の比較によって判定しても良い。

【解説】

(1)について

柱の耐震補強の要否は、平成7年7月の運輸省通達「既存の鉄道構造物に係る耐震補強の緊急措置について」に示されるせん断耐力比による方法に従って判定することを基本としている。ただし、同一構造物内で補強が必要と判断される柱と補強が不要と判断される柱が混在している場合や、「2.2 耐震補強の要否判定」に示すせん断耐力比 V_{yd}/V_{mu} の値が 1.00 をわずかに超えているような場合などについては、判定式の数値のみを要否の判断基準とするのではなく、構造物の形状や使用状況、周辺状況を踏まえて総合的に判断するものとする。

例えば、同一構造物内で補強する柱と補強しない柱が混在した場合、地震時に補強していない柱が弱点となり、補強した柱が有する耐震性能を発揮する前に大きな損傷を受ける可能性がある。また、せん断耐力比が 1.00 をわずかに超えているような場合は、破壊形態は曲げ先行型であっても、L2 地震動に対して構造物全体系が崩壊しないために必要なじん性を所有していない可能性がある。

柱の耐震補強はせん断耐力の増加のみでなく、じん性の向上にも寄与することから、曲げ破壊先行型の構造物に対しても、耐震性能の向上を図ることができる。

柱のせん断耐力比による補強要否の判定は、膨大な数の構造物に対して早期に判断することが主目的であり、この判定方法によって補強不要と判断されれば L2 地震時に対して求められる耐震性能を保有していると言えるわけではないことに注意が必要である。

2.2 耐震補強の要否判定

(1) ラーメン高架橋、ラーメン橋台、橋脚（RC柱）

ラーメン高架橋、ラーメン橋台、橋脚のRC柱に対する耐震補強は、せん断耐力比の判定式(1)を満足できない場合に実施するものとする。

$$V_{yd}/V_{mu} > 1.00 \quad \dots(1)$$

ここに、 V_{mu} : 柱部材が曲げ終局耐力 (M_u) に至る際に発生するせん断力
(H7 運輸省通達においては V として表記)

V_{yd} : 柱部材のせん断耐力
(H7 運輸省通達においては V_u として表記)

(2) 開削トンネル（RC中柱）

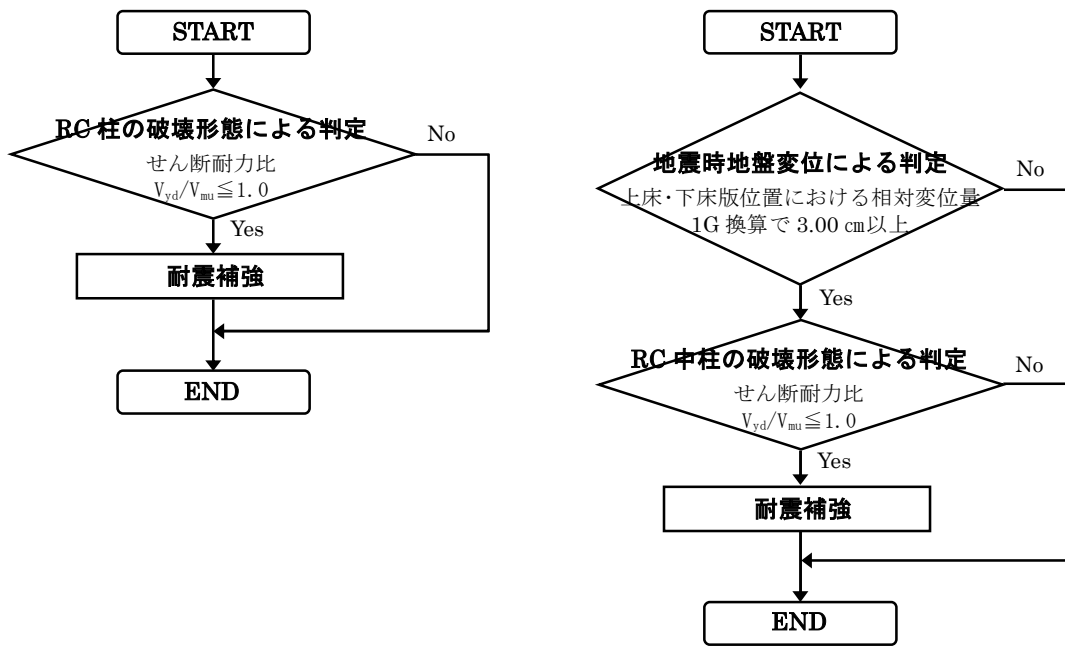
開削トンネルのRC中柱に対する耐震補強の要否は、前述の式(1)、および式(2)の両方を満足できない場合に実施するものとする。

$$\frac{f(Z_u) - f(Z_L)}{K_h} > 3.00 \quad \dots(2)$$

ここに、 $f(Z_u)$: 上床版上端位置における水平変位量 (cm)
 $f(Z_L)$: 下床版下端位置における水平変位量 (cm)
 K_h : 水平変位量算定時の設計水平震度

【解説】

耐震補強の要否判定手順を図 2.2.1 に示す。



ラーメン高架橋、ラーメン橋台、橋脚（RC柱）

開削トンネル（RC中柱）

図 2.2.1 耐震補強の要否判定フロー

平成 7 年 7 月の運輸省通達「既存の鉄道構造物に係る耐震補強の緊急措置について」においては、RC 柱のせん断耐力比 0.8 未満、開削トンネルの 1G 換算の相対変位量 5cm 以上が耐震補強実施の目安となっていたが、東日本大震災の経験を踏まえ、耐震補強の要否判定基準を厳しくしている。また、従来の耐震補強の要否の目安として、柱高さ 4m 以上を検討対象としていたが、柱高さが低い場合でも、耐震性能Ⅲの確保を目指すものとし、柱高さによる要否判定は除外することとした。

(1)について

柱部材が曲げ終局耐力 (M_u) に至る際に発生するせん断力 V_{mu} (通達では V と表記) および柱部材のせん断耐力 V_{yd} (通達では V_u と表記) は、以下の方法 (通達にて示された方法) によって算定するものとする。

① V_{mu}

V_{mu} は気中の柱部材など曲げモーメントが直線的に分布し、かつせん断スパンが明らかな部材においては、 $V_{mu}=M_u/L_a$ (L_a : 部材のせん断スパン) として求められる。せん断スパン L_a は、壁式橋脚や単柱式橋脚の柱部材など片持ち梁としてモデル化できる場合には $L_a=L$ (L : 柱の高さ) となり、ラーメン高架橋の柱部材など両端固定梁としてモデル化できる場合には $L_a=L/2$ と考えることができる。

以下に、代表的な構造形状に対する V_{mu} の算定式を示す。ここで、柱の高さについては、ハンチや中層梁の高さを除くこととする。ラーメン高架橋等で縦梁と横梁のハンチ高さが異なる場合には、ハンチ高の大きい方を柱高より除くものとする。壁式橋脚や単柱式橋脚については、桁座面からフーチング接合面までの高さを柱高さとする。

$$V_{mu} = \frac{M_u}{L_a} \quad (\text{壁式橋脚、単柱式橋脚})$$

$$= \frac{2M_u}{L_a} \quad (\text{1層ラーメン})$$

$$= \frac{2M_u + M_{bu}}{L1 + L2} \quad (2 \text{ 層ラーメン：中層梁片側})$$

$$= \frac{2M_u + 2M_{bu}}{L1 + L2} \quad (2 \text{ 層ラーメン：中層梁両側})$$

M_{bu} : 中間梁の破壊曲げモーメント

L : 柱の高さ (ハンチ部、中層梁部は除く)

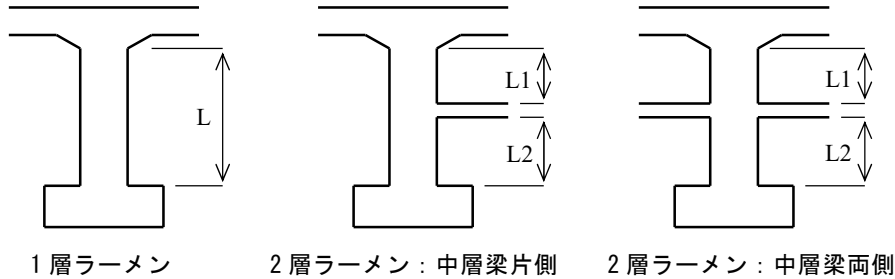


図 2.2.2 柱高の考え方

②曲げ終局耐力 (M_u)

曲げモーメントと軸方向力を受ける部材の断面耐力 M_u を求めるためには、部材断面に生じるひずみの分布と、それから計算される応力度の分布を知る必要がある。一般的な算定方法（鉄道構造物等設計標準等）としては、以下の手順によっている。

- 中立軸の位置を仮定し、圧縮縁のコンクリートひずみをコンクリートの終局圧縮ひずみ ϵ'_{cu} として、平面保持の仮定により部材断面のひずみ分布を求める。
- 部材断面のひずみ分布を用いて、コンクリートの応力-ひずみ曲線よりコンクリートの圧縮応力度の合力 C' を、また鋼材の応力-ひずみ曲線より引張鋼材の合力 T および圧縮鋼材の合力 T'' を算定する。
- 部材断面内の力の釣合い条件式 ($N = C' + T' - T$) を満足させる中立軸の位置を求める。
- c) により得られた C' 、 T' 、 T にそれぞれ中立軸からの距離を乗じて合計したものが断面耐力 M_u となる。

上記の算出手法では計算が煩雑になることから、これに対して幾つかの条件を計算が簡易かつ安全側 (M_u が大きくなる傾向) の解が得られるように仮定し、次式により M_u を算定することとする。以下に仮定条件を示す。

- 引張鉄筋のひずみ分布より得られる引張力は、全て設計引張降伏強度になる。
- コンクリートの圧縮応力度を矩形応力分布 (等価応力ブロック) と仮定する。

中立軸 (引張鉄筋本数) を仮定し、上記の仮定条件の下に d_c を算出し、仮定した中立軸の位置と d_c が合致 (d_c より引張側の配置鉄筋本数が仮定した引張鉄筋本数と合致) した状態となれば、 M_u が算定できる。

$$M_u = \sum A_s \cdot f_{syd} \cdot d + N \cdot d'$$

ここに、 A_s : 鉄筋の断面積

f_{syd} : 鉄筋の設計引張降伏強度

N : 死荷重による軸力

d : コンクリート圧縮中心 (中立軸) と鉄筋との距離

d' : コンクリート圧縮中心 (中立軸) と死荷重作用位置との距離

$$d' = h/2 - d_c/2$$

$$d_c = \frac{\sum A_s \cdot f_{syd} + N}{0.85 f'_{cd} \cdot b_w}$$

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度

b_w : 腹部の幅

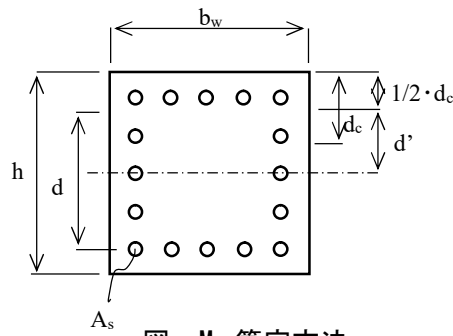


図 Mu 算定方法

③柱部材のせん断耐力 V_{yd}

V_{yd} は「鉄道構造物等設計標準 コンクリート構造物 (H11.10)」に準じて次式により算出する。

$$V_{yd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d + A_w \cdot f_{wyd} \cdot d / S_a / 1.15$$

ここに、 $f_{vcd} = 0.9 (f_{cd})^{1/3}$

f_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度

$$\beta_d = (100/d)^{1/4} \leq 1.5$$

$$\beta_p = (100 \cdot p_c)^{1/3} \leq 1.5$$

$$p_c = A_s / (b_w \cdot d)$$

A_s = 引張側鋼材の断面積

$$\beta_n = 1 + 2M_o / M_u \leq 2$$

M_o : 引張縁において軸力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント

$$M_o = N \cdot h / 6$$

N : 部材の軸力

b_w : 腹部の幅

h : 断面高さ

d : 有効高さ

A_w : 区間 S_a におけるせん断補強鉄筋の総断面積

f_{wyd} : せん断補強鉄筋の設計引張降伏強度で 400N/mm^2 以下とする

S_a : せん断補強鉄筋の配置間隔

④円柱の M_u 、 V_{yd} 算定方法について

円柱断面については、①～③の算出式を当てはめるために矩形換算断面を仮定した上で、耐震補強の要否判定を行うものとする。換算断面の考え方を下図に示す。

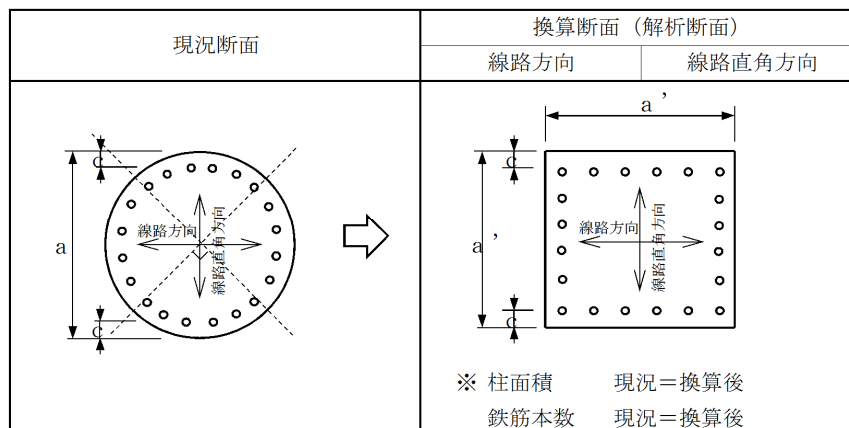


図 矩形換算断面の考え方

(2)について

単位震度（1G）あたりの水平地盤変位量を以下に示す計算式から求め、相対変位量（上床位置の変位量と下床位置の変位量との差）より耐震補強の要否を判定する。水平地盤変位量の算定方法（通達にて示された「国鉄建造物設計標準解説 基礎構造物（S61.3）」の方法）を以下に示す。

なお、ここで示す水平地盤変位量は、設計水平震度 $K_h=0.2$ レベルでの地盤変位量を 1G ($K_h=1.0$) レベルに比例補間しているものであり、地盤の大ひずみ領域でのせん断強度等が考慮されておらず、【耐震標準】に示される地盤変位量算定式とは異なることに注意する必要がある。本算定式は補強の要否を判定するためのみに用いるものであることに留意する必要がある。

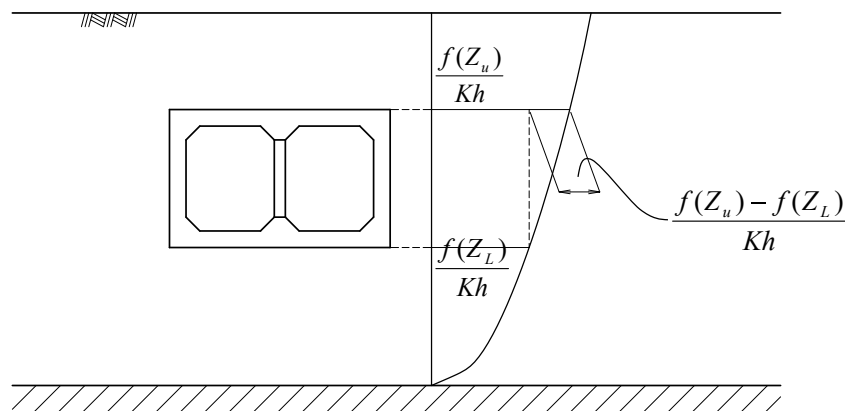


図 相対変位量の概念

1) 地盤の状態は、原則として A、B、C の 3 種とする。ここに、A 地盤とは地盤の強さが表層地盤の深さ方向に一樣な場合であり、B 地盤とは地盤の強さが表層地盤の上方付近で小さく、下方で大きい三角形分布の場合であり、C 地盤とは表層地盤の強さが 2 層以上に分かれている地盤とする。C 地盤で表層地盤が 2 層の場合を C₂ 地盤とする。

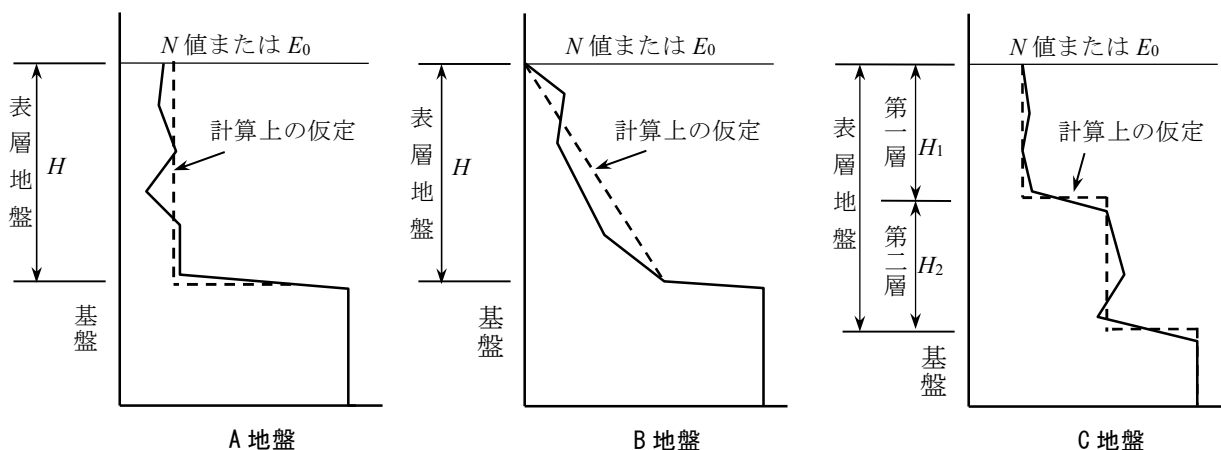


図 地盤状態

2) 地盤の耐震設計上の地盤面の変位量は、次式により求める。

A 地盤 $\alpha_g = 0.20 \cdot T \cdot S_v \cdot K_h$

B 地盤 $\alpha_g = 0.25 \cdot T \cdot S_v \cdot K_h$

C 地盤 $\alpha_g = 0.16 \cdot \phi \cdot T \cdot S_v \cdot K_h$

ここに、 α_g : 耐震設計上の地盤面の水平変位量 (mm)

T : 表層地盤の固有周期 (sec)

S_v : 応答速度の基準値 (cm/sec)

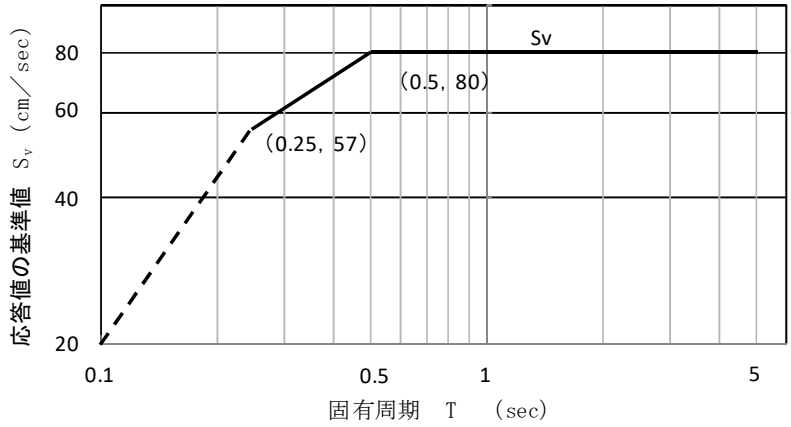


図 応答速度の基準値

K_h : 基準面における水平震度で 0.2 とする。

ϕ : 刺激係数

$$\phi = \frac{2\gamma_2 v_{s2} \cos \frac{\omega_0 H_1}{v_{s1}} \sin \frac{\omega_0 H_2}{v_{s2}}}{\omega_0 \left\{ \gamma_1 H_1 \sin^2 \frac{\omega_0 H_2}{v_{s2}} + \gamma_2 H_2 \cos^2 \frac{\omega_0 H_1}{v_{s1}} \right\}}$$

ω_0 は、表層地盤の固有円振動数であり、次式から求める。

$$\omega_0 = \frac{\omega_0 H_1}{v_{s1}} \tan \frac{\omega_0 H_2}{v_{s2}} = \frac{\gamma_2 v_{s2}}{\gamma_1 v_{s1}}$$

v_{s1}, v_{s2} : 第 1 層、第 2 層のせん断弾性波速度 (m/sec)

H_1, H_2 : 第 1 層、第 2 層の厚さ (m)

γ_1, γ_2 : 第 1 層、第 2 層の湿潤単位体積重量 (tf/m³)

3) 表層地盤の固有周期は、次式により求める。

A 地盤 $T = 4 \frac{H}{v_s}$

B 地盤 $T = 5.2 \frac{H}{v_s}$

C 地盤 $T = \frac{6.3}{\omega_0}$

ここに、

T : 表層地盤の固有周期 (sec)

H : 表層地盤の厚さ (m)

v_s : 表層地盤のせん断弾性波速度 (m/sec)

4) 地盤変位の鉛直方向分布は、次式により求める。

$$\text{A 地盤} \quad f_A(z) = \alpha_g \cos \frac{\pi z}{2h}$$

$$\text{B 地盤} \quad f_B(z) = \alpha_g \left\{ 1 - 1.446 \left(\frac{z}{H} \right) + 0.517 \left(\frac{z}{H} \right)^2 - 0.071 \left(\frac{z}{H} \right)^3 \right\}$$

$$\text{C 地盤} \quad f_{C1}(z_1) = \alpha_g \cos \frac{\omega_0 z_1}{v_{s1}}$$

$$f_{C2}(z_2) = \alpha_{g2} \left\{ \cos \frac{\omega_0 z_2}{v_{s2}} - \cot \frac{\omega_0 z_2}{v_{s2}} \sin \frac{\omega_0 z_2}{v_{s2}} \right\}$$

$$\alpha_{g2} = \alpha_g \cos \frac{\omega_0 z_1}{v_{s1}}$$

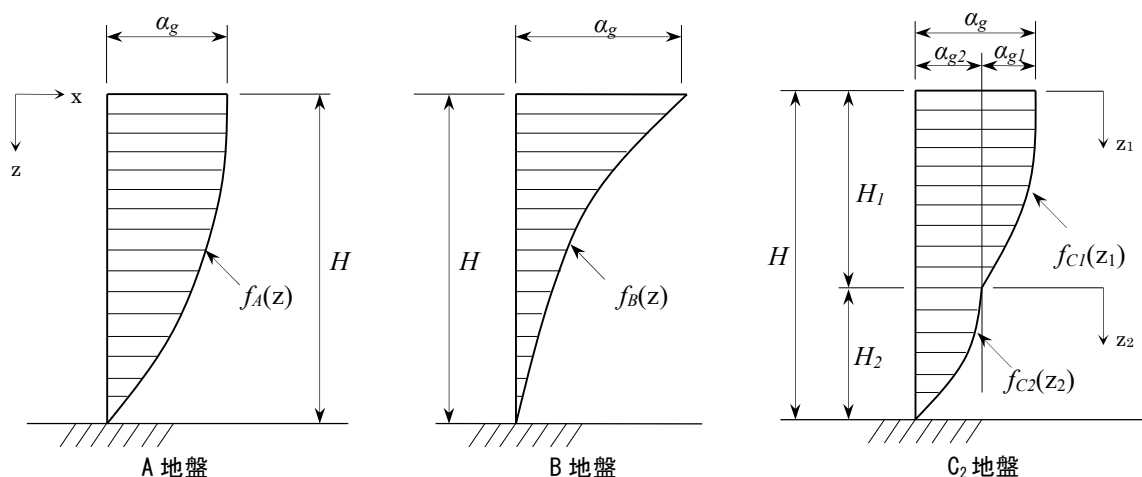


図 地盤変位の鉛直方向分布

2.3 耐震補強の要否判定に用いる設計用値

- (1) コンクリート、鉄筋等の設計強度は、既設構造物設計計算書にて用いられている値に準じるものとする。ただし、建設後に強度調査を行っている場合で、調査によって得られた強度が構造物全体に適用できると判断した場合には調査値に適切な安全係数を乗じた上でその値を用いても良い。
- (2) 柱に作用する死荷重による軸力は、既設構造物設計計算書に示される数値を用いるものとする。ただし、既設構造物設計計算書から軸力が読み取れない場合には、柱の荷重分担範囲を適切に設定し、死荷重による軸力を算出するものとする。
- (3) 土の湿潤単位体積重量は、構造物付近の地質調査結果より設定することを基本とするが、調査結果がない場合等においては、「鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物 (H12)」に示される標準的な値を用いてもよい。
- (4) 地盤のせん断弾性波速度は、構造物付近の地質調査結果より設定することを基本とするが、調査結果がない場合には、「国鉄建造物設計標準解説 基礎構造物 (S63.3)」に示される推定式を用いてもよい。

【解説】

(3) について

土の湿潤単位体積重量について、調査結果がない場合においては、下表に示す値を用いてよい。
(下表の数値は「国鉄建造物設計標準解説 基礎構造物 (S63.3)」においても同様である)

表 土の単位体積重量 (kN/m³)

| N 値 | | 単位体積重量 |
|-----|-------|--------|
| 砂質土 | 50 以上 | 20 |
| | 30~50 | 19 |
| | 10~30 | 18 |
| | 10 未満 | 17 |
| 粘性土 | 30 以上 | 19 |
| | 20~30 | 17 |
| | 10~20 | 16 |
| | 10 未満 | 15 |

(4)について

せん断弾性波速度を標準貫入試験の N 値から推定する場合は次式による。

N ≥ 2 の場合

砂質土 $V_s = 20\sqrt{N}$ (m/sec)

粘性土 $V_s = 30\sqrt{N}$ (m/sec)

N 値が 2 より小さい場合は、一軸圧縮強さ q_u (kgf/cm²) から次式によってよい。

$V_s = 60q_u^{0.36}$ (m/sec)

なお、表層地盤の固有周期の計算に用いる V_s は、A 地盤の場合は表層地盤の平均的 V_s とし、B 地盤の場合は表層地盤最下部の V_s とする。

【耐震標準】では、せん断弾性波速度を標準貫入試験の N 値から推定する場合の式が別途示されているが、上述の関係式は耐震補強の要否判定に使用する水平地盤変位量を算定するためのみに用いる式であることに留意する必要がある。

3章 補強後の耐震性能に対する照査

3.1 補強後の耐震性能に対する照査

(1) 既設 RC 柱等の耐震補強を行う場合の耐震性能の照査は、以下に示す方法により行うことを標準とする。なお、一般に各章に示す耐震補強工法ごとの補強量を配置することで式(3.1)、式(3.2)を満足することとしてよい。

(a) 塑性ヒンジ区間（変形性能の検討を行う区間）

塑性ヒンジ区間と同量の補強を行う区間は、次式を満足するように補強を行うものとする。

$$\gamma_i \cdot \mu_{rd} / \mu_{dd} \leq 1.0 \quad (3.1)$$

ここに、 μ_{rd} ：設計応答塑性率

μ_{dd} ：じん性率

γ_i ：構造物係数（一般に 1.0）

(b) (a) 以外の区間

上記(a)以外については、次式を満足するものとする。

$$\gamma_i \cdot V_d / V_{ud} \leq 1.0 \quad (3.2)$$

ここに、 V_d ：部材の設計せん断力（= M_{ud} / L_a ）

M_{ud} ：設計曲げ耐力

L_a ：せん断スパン

V_{ud} ：設計せん断耐力

γ_i ：構造物係数（一般に 1.0）

(2) 上記の検討方法によるほか、特別な検討により安全性が確認される場合には、適切と考えられる方法を採用してよい。

【解説】

(1) (a) について

耐震性能の照査については、非線形応答スペクトル法や解析等により設計応答塑性率が得られることを前提に、式(3.1)により判定することを標準とした。

非線形応答スペクトル法により構造物の応答値を算定する場合は、静的非線形解析から得られる等価固有周期および降伏震度を用いて、所要降伏震度スペクトルにより設計応答塑性率を算定するものとする。

また、補強後のじん性率は、補強工法によって異なるので各耐震補強工法に応じて適切に評価する必要がある。

(1) (b) について

補強設計において、部材の設計せん断力 V_d を算出するために用いる部材の設計曲げ耐力 M_{ud} および設計せん断耐力 V_{yd} は、【RC標準】に準じて算出するものとする。耐震補強の要否判定に用いる部材の設計曲げ耐力 M_{ud} および設計せん断耐力 V_{yd} は、平成7年7月の運輸省通達「既存の鉄道構造物に係る耐震補強の緊急措置について」に準じて算出することとしているが、これは補強の要否判定のみに使用する数値として取り扱うものであり、特に M_{ud} は設計せん断力が大きめに算出されるような簡便式となっている。したがって、補強設計を実施する際には別途 M_{ud} および V_{yd} を算出する必要がある。

(2) について

耐震標準に準拠した検討または詳細な解析を行うなど適切な方法によって既設構造物の耐震性を評価できる場合には、本マニュアルに準拠しないことができる。

3.2 安全係数および修正係数

耐震補強設計に用いる安全係数および修正係数は、【RC標準】および【耐震標準】による。

【解説】

耐震補強設計において、適用に際し注意を要する安全係数には、材料係数 γ_m （コンクリートの材料係数 γ_c 、鉄筋の材料係数 γ_s ）、部材係数 γ_b があり、修正係数には材料修正係数 ρ_m がある。これらの安全係数および修正係数の値は表解3.2.1を標準としてよい。

なお、耐震補強に用いる材料の安全係数については、各耐震補強工法の定義によるものとする。

表解3.2.1 耐震補強設計において適用に際し注意を要する安全係数および修正係数の標準的な値

| | 材料係数 γ_m | | 部材係数 γ_b | | 材料修正係数 ρ_m |
|--|-----------------|------------|-----------------|---------------|--------------------|
| | γ_c | γ_s | γ_{bc} | γ_{bs} | |
| 設計せん断力 V_d の算定時 | 1.3 | 1.0 | 1.3 | 1.1 | 1.0 |
| 設計せん断耐力 β_n 算定に用いる設計曲げ耐力 M_{ud} の算定時 | 1.3 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| 破壊モードの判定および補強鋼材量の算定などに用いる設計曲げ耐力 M_{ud} の算定時 (V_{mu} の算定時) | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.2 |

4章 鋼板巻立て耐震補強工法

4.1 一般

4.1.1 適用範囲

本章は、既設 RC 柱等の周囲を鋼板で取り囲みせん断およびじん性補強を行う場合に適用する。

【解説】

本章に記載する鋼板巻立て耐震補強工法は、せん断耐力、じん性が不足する既設の RC 柱等に対して、鋼板を用いて補強することにより部材のせん断破壊を防止するものである。

なお、曲げ補強を目的とした鋼板巻立て耐震補強工法については、設計震度が増加することになり、基礎構造や梁、スラブ部材等、他部位の負担が増加することになる。このため、別途定めるものとする。

4.1.2 用語の定義

本章で使用している用語、記号は、1.3 用語の定義によるほか、以下によるものとする。

- (1) 鋼板 : 既設 RC 部材を取り囲む鋼板
- (2) 充填材 : 鋼板と既設 RC 柱等との隙間に充填する材料

4.2 材料

本工法に用いる材料は、以下によることを標準とする。

- (1) 鋼板 : SS400 (JIS G3101)以上
- (2) 充填材 : 圧縮強度が材齢 28 日で $5\text{N}/\text{mm}^2$ 以上とし、試験等で耐震性能が確認されたもの

【解説】

(1)について

鉛直方向の継手にかみ合わせ継手を用いる場合には、かみ合わせ継手の仕様が材質 SS400、鋼板厚 6～14mm を対象としていることに留意する必要がある。

(2)について

せん断およびじん性補強としての鋼板巻立て耐震補強工法の場合、充填材に求められる性能を以下に示すものを標準とする。

a) 流動性

鋼板と既設 RC 柱等部材との隙間全体に行き渡るような流動性を有する必要がある。

b) 圧縮強度

せん断・じん性補強の場合、実験により低強度の充填材でも耐震性能が確保されることが確認されている。

c) その他

- ①終局ひずみは 3000×10^{-6} 以上とすること。
- ②材料分離抵抗性を有しノンブリージングとする。

4.3 補強鋼板の設計

補強鋼板厚の算定は、【RC標準】による他、『鉄道新設構造物の耐震設計に係わる当面の措置について』及び『既存の鉄道構造物に係わる緊急措置について』の鋼板巻立て補強（変形性能を向上させる場合）に基づき、以下により行うことを原則とする。

(1) 補強計算の前提

(a) 材料強度

当該構造物の当初設計時の強度とする。

なお、当該構造物から採取した資料をもとに定めた場合は、その値を用いてよい。

(b) 断面形状

鋼板で囲まれたコンクリート断面は、既設部材断面と一体化しているとして断面形状が増加したRC断面とし、設計してよい。

(c) 安全係数

【RC標準】による。

(2) 耐力および変形性能の計算

(a) 曲げ耐力

鋼板の影響を無視して、【RC標準】による。

(b) せん断耐力

【RC標準】による。

なお、鋼板の影響は次式による。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{wd} + V_{sd}$$

V_{yd} : 設計せん断耐力

V_{cd} : せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力

V_{wd} : せん断補強鋼材により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力

V_{sd} : 補強鋼板により受け持たれる設計せん断耐力

$$V_{sd} = f_{rvy} \cdot z_w \cdot t_w / \gamma_b$$

f_{rvy} : 鋼材の設計せん断降伏強度 ($f_{rud} / \sqrt{3}$)

z_w : 鋼材の腹部高さ

t_w : 鋼材の腹部厚さ

γ_b : 部材係数で、一般に 1.0 としてよい。

(c) じん性率

鋼板巻き立て補強を行った場合のじん性率の計算は、次式による。

$$\mu_{dd} = (\mu_{o1} \cdot \delta_{yo} + \delta_{u1}) / (\delta_{yo} + \delta_{y1})$$

$$\mu_{o1} = -1.61 + 6.57 \cdot V_y \cdot L_a / M_u + 11.22P_{wp}$$

$$P_{wp} = (2t + A_b / S) / b \cdot 100(\%)$$

μ_{dd} : 鋼板補強した部材のじん性率

μ_{o1} : 鋼板補強したく体みのじん性率

δ_{yo} : 鋼板補強前の断面における降伏時のく体変形による変位で、【RC標準】による。

δ_{y1} : 鋼板補強前の断面における降伏時の軸方向鉄筋の抜き出しによる回転変位で【RC標準】による。

δ_{u1} : 鋼板補強前の断面における終局時の軸方向鉄筋の抜き出しによる回転変位

V_y : 鋼板補強前の断面におけるせん断耐力

L_a : せん断スパン

M_u : 鋼板補強前の断面における曲げ耐力

P_{wp} : 補強鋼材比

t : 補強鋼板の厚さ

A_b : 貫通ボルト断面積
 S : 貫通ボルト配置ピッチ
 b : 補強後の部材幅

4.4 構造細目

(1) 鋼板の鉛直の継手形式は、鋼板継手標準図（付属資料 1 および 2 参照）により、かみ合わせ式継手、溶接式継手とする。板厚別には表 4.4.1 によることを標準とする。

表 4.4.1 板厚別の継手形式

| 補強鋼板厚 (mm) | 継手タイプ | |
|---------------|--------|-----|
| | かみ合わせ式 | 溶接式 |
| 6 | ○ | ○ |
| 9 | ○ | ○ |
| 12 | ○ | ○ |
| 14 | ○ | ○ |
| 14 を超えるもの | — | ○ |

(2) 鋼板と既設 RC 部材との隙間（充填材厚さ）は 30 mm を標準とする。ただし、かみ合わせ式の継手を使用する場合、継手のある面については 50mm を標準とする。

(3) 鋼板補強範囲は、原則として部材全範囲（フーチングまたは、地中梁天端からハンチまたは梁下端まで）とする。ただし、鋼板上端と梁またはハンチ下との隙間は 50 mm 以下を標準としてよい。

(4) 鋼板には、適切な防錆処理を行うことを原則とする。

【解説】

(1) について

鋼板巻立て耐震補強工法の鉛直継手に要求される性能としては、①母材（鋼板）以上の引張強度を確保できること、②鋼板周面方向のはらみ出しに対して継手が外れないこと、③鋼板鉛直方向のはらみ出しに対して外れがなく変形性能を維持できることが求められる。現在、使用されている継手は、以下に示す、かみ合わせ式継手、溶接式継手である（図解 4.4.1）。本マニュアルではかみ合わせ式継手、溶接式継手を使用することとする。

一般には鋼板の厚さが 14 mm 以下の場合、かみ合わせ式継手を用いる。

a) かみ合わせ式継手

鋼板の接合をメカニカルに結合する方法である。特徴として、機械による施工が可能であるほか、継手の品質も安定しており、品質管理も容易となる。

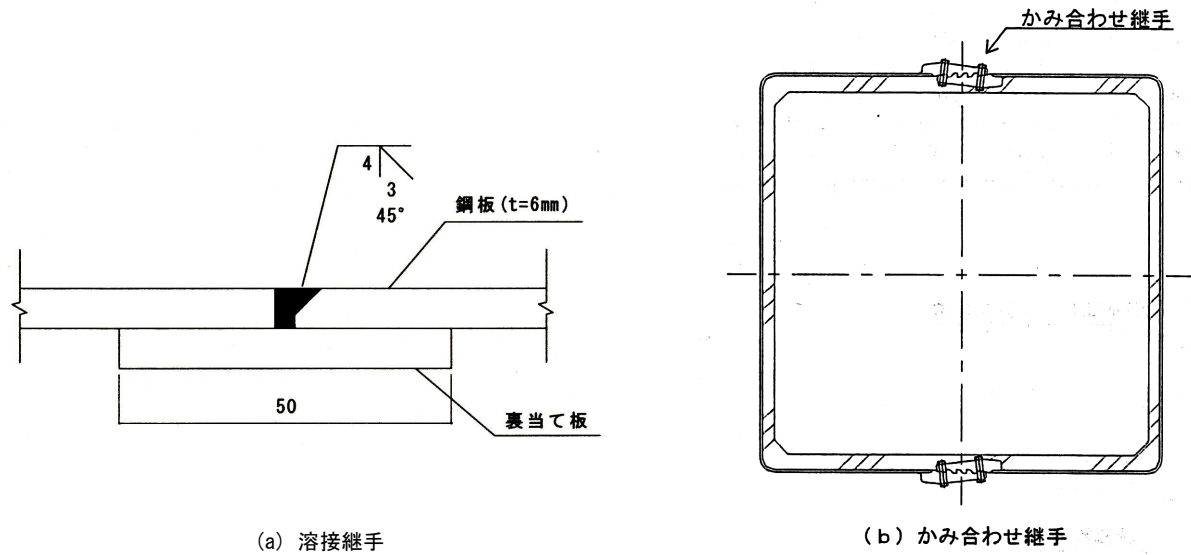
b) 溶接式継手

鋼板の接合を現場溶接により行う方法で、完全溶け込み開先レ型とし、裏当て材を使用するものとする。

なお、鋼板を部材軸直角方向に分割する場合の水平継手については、補強目的が、せん断・じん性補強であるため耐震性能に大きな影響を与えないことが明らかにされていることから、充填材が流出しない程度にするとよい。その際、継手施工の効率性および平滑性を確保するため、補強鋼板上端に厚さ 6mm 以上の裏当金をすみ肉溶接で取り付けるものとする。

(2)について

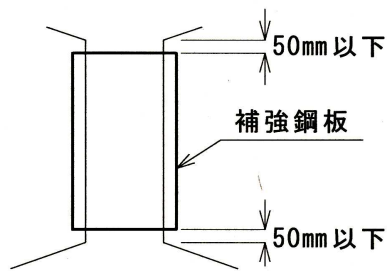
鋼板と既設 RC 柱等との隙間は、充填材が十分に流動できるような間隔を設ける必要がある。既設 RC 柱等表面の不陸、充填性を考慮して 30 mm を標準とした。また、かみ合わせ継手を使用する場合の隙間については、継手のある面は継手部の厚さを考慮して定めた。



図解 4. 4. 1 各種継手概略図

(3)について

鋼板上端と梁またはハンチ下との付け根部分は、充填材の充填のため隙間が必要となる。このため、せん断・じん性補強の場合は、50 mm 程度の隙間を設けても耐震性能に大きな影響を与えないことから、隙間は 50 mm 以下を標準とした（図解 4. 4. 2）。なお、耐震補強上、この隙間は小さいほど望ましい。



図解 4. 4. 2 部材端部と鋼板端部との隙間

(4)について

鋼板表面は一般環境用の外面塗装系を標準（表解 4. 4. 1 参照）とし、色合いはコンクリートに近い色とする。

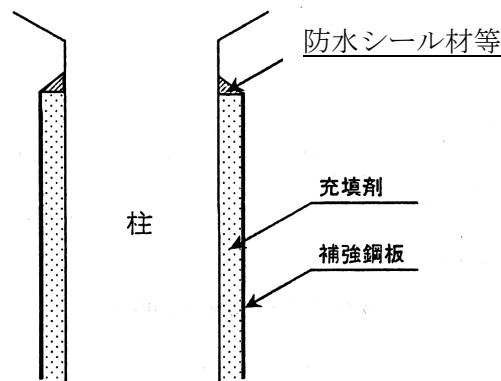
また、鋼板内面についても防錆処理または雨水等が浸入しないように防水処理を行うこととする。（図解 4. 4. 3）

表解 4. 4. 1 塗装系

| 工種 | | 塗装名 | 標準使用量 (g/m ²) | 塗装間隔 (20℃) |
|------|-------|-----------------------|---------------------------|------------|
| 工場塗装 | 素地調整 | ブラスト方法で、さび、黒皮などを除去する。 | | 2D～1M |
| | 第 1 層 | 無機ジンクリッチプライマー | スプレー130 | |
| 現場塗装 | 第 2 層 | 厚膜型変性エポキシ樹脂系塗料 | はけ 200 | 12H～3M |
| | 第 3 層 | 厚膜型変性エポキシ樹脂系塗料 | はけ 200 | 24H～7D |
| | 第 4 層 | 厚膜型ポリウレタン樹脂塗料上塗 | はけ 150 | 24H～7D |

なお、かみ合わせ継手を用い、さらに鋼板を上下に多数分割した輪切り工法によって施工する場合等においては、めっき処理によることもできる。めっきによる防錆処理を行う場合には、JIS H 86 41 HDZ35（亜鉛めっき）によるものとする。この際、かみ合わせ継手の性能を確保するため、継手内面には「りん酸塩処理」または「不めっき処理」を行い、確実な摩擦力を発揮できるようにする。

溶接式接手を用いる場合は、溶接接手の溶接線より 200mm 程度以内の部分には工場塗装を行わないこと。この部分は現場で溶接完了後に素地調整を行い、表解 4. 4. 1 に準じて塗装を行うこと。なお、現場溶接後の素地調整は、現場溶接完了後 48H 以上間隔を開けること。



図解 4. 4. 3 鋼板内面の防水処理

【参考文献】

- 1) 宮本征夫、石橋忠良、斉藤俊彦：「既設橋脚の鋼板巻き耐震補強方法に関する実験的研究」、コンクリート工学年次論文報告集、vol. 9, No. 2, 1987.
- 2) 菅野、石橋、大庭、水野：「鋼板巻き補強 RC 柱の載荷試験」、SED, vol. 6, 1996. 5.

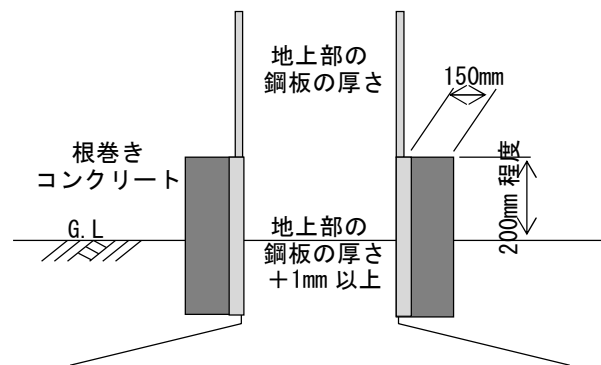
4.5 地中部の構造細目

地中部の耐震補強は、腐食を考慮した処置を行うことを原則とする。

【解説】

鋼板巻立て耐震補強工法の地中部（地表面から +200mm 以下）については、鋼板の腐食を考慮して、原則として、以下に示す(1)の処置を行う必要がある。(1)の処置が施工できない場合には(2)の処置を行うこと。

- (1) 腐食防止のために、鋼板の周囲に根巻きコンクリートで巻きつける。
- (2) 腐食代を考慮して、鋼板厚を地上部より 1mm 以上厚くし、かつ塗装を行う。なお、地中部は地表面から 200mm 以上の深さまで塗装を行う。また、柱の周囲を舗装等により、復旧する場合には、水切り勾配を設ける等、滞水による鋼板の腐食防止を図るものとする。



図解 4.5.1 地中部の補強

5章 一面耐震補強工法

5.1 一般

5.1.1 適用範囲

本章は、既設 RC 柱等のせん断およびじん性補強を、柱の一面側から行う工法を用いる場合に適用する。本工法は、以下に示す範囲で適用することを原則とする。

(1) 対象部材

RC 柱等

(2) 死荷重時の軸圧縮応力度

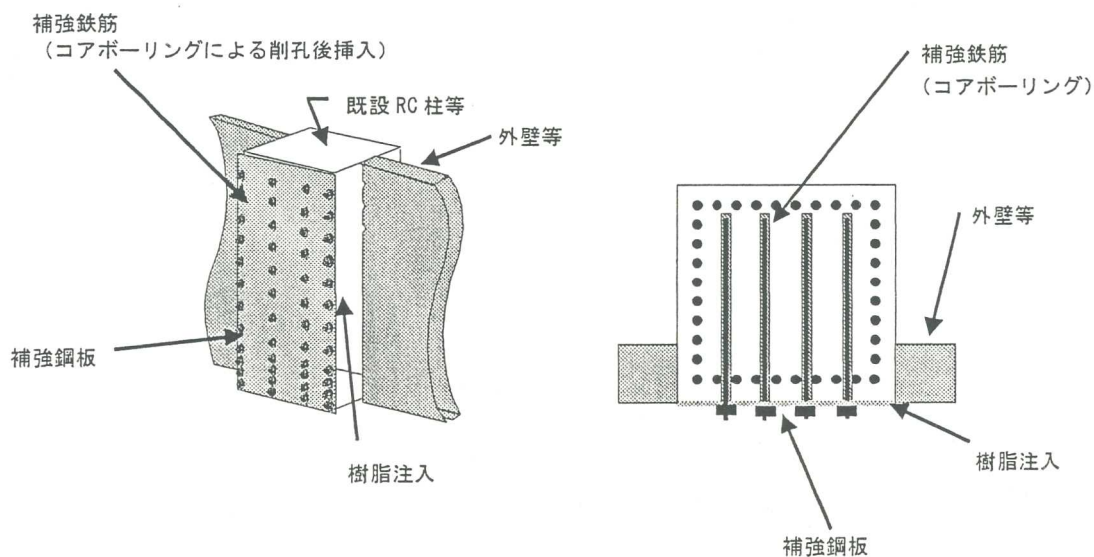
$3\text{N}/\text{mm}^2$ 以下の範囲で使用できるものとする。

【解説】

一面耐震補強工法は、高架下利用箇所ラーメン高架橋等の柱部材を露出して一面側からだけで耐震補強工事を可能にしたものである。具体的な施工手順としては、露出面からコアボーリングにより削孔を行い、補強鉄筋の挿入後、モルタルカプセルにより既設 RC 柱等との一体化を図り、鋼板を取り付け、樹脂系の接着剤により接着を行い施工が完了する。

本工法は、実験で耐震性能を確認した部材の設計、施工に適用することを基本としているため、本工法の適用可能となる部材を示した。実験は、軸方向圧縮応力度で $3\text{N}/\text{mm}^2$ 以下の柱タイプの諸元を有する試験体で行っているため、断面の大きな橋脚や作用軸力が大きい柱などは適用外となる。

なお、本文に示した適用範囲を超える部材に本工法を適用する場合には、補強効果を別途検討すること。



図解 5.1.1 一面耐震補強工法の概要

5.1.2 用語の定義

本章で使用している用語、記号は、1.3 用語の定義によるほか、以下によるものとする。

- (1) 補強鉄筋 : コアボーリングによる削孔後に挿入されるあと施工アンカーで、挿入する方向の既設 RC 柱等のせん断耐力を増加させる鋼材
- (2) 補強鋼板 : RC 柱等の露出面に取り付けられ、取り付けられた面に平行方向の既設 RC 柱等のせん断耐力を増加させる鋼板

5.2 材料

本工法に用いる材料は、以下によることを標準とする。

- (1) 補強鉄筋：SD345、SD390（JIS G 3112）
- (2) 補強鋼板：SS400、SS490（JIS G 3101）
- (3) 接着剤：樹脂系接着剤
- (4) モルタルカプセル：所要の性能を有するものとし、試験などで耐震性能が確認されたもの

【解説】

(2)について

補強鋼板にSS490を使用する場合には、経済性等の検討が必要である。

(4)について

モルタルカプセルの品質は、以下の条件を満足すること。

- ・圧縮強度が既設RC柱等の設計基準強度以上であること
- ・孔内をモルタルで確実に充填できること
- ・引抜試験の結果が補強鉄筋の降伏荷重以上の強度を満足すること
- ・製造後6ヶ月以内のものであること

5.3 設計一般

本章で示す設計法は、通常の既設構造物において、せん断補強による変形性能の向上を目的として定めている。

【解説】

一面耐震補強工法の適用によってRC柱等の変形性能を改善しようとするものである。

本設計では、補強鋼板による補強効果に対しては、大規模地震後の残存耐力として降伏荷重の1/2に低下するまで消費されるエネルギー吸収性能に期待している。

5.4 補強鉄筋の設計

5.4.1 補強鉄筋量の算定

補強鉄筋量の算定は以下により行うことを原則とする。

(1) 柱上下1D区間（D：断面高さ）の補強鉄筋量の算定

柱上下1D区間の補強鉄筋は、式(5.4.1)を満足するように配置するものとする。

$$V_{yd} / V_{mu} \geq 2.0 \quad (5.4.1)$$

ここに、 V_{yd} ：部材の設計せん断耐力

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd1} + V_{sd2}$$

V_{cd} ：既設RC部材のせん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力で【RC標準】により算出する。なお、部材係数 γ_b は1.3とする。

V_{sd1} ：既設RC部材に配筋されている帯鉄筋により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力で、【RC標準】により算出する。なお、部材係数 γ_b は1.10とする。

V_{sd2} ：後挿入する補強鉄筋で受け持たれる設計せん断耐力で V_{sd1} と同様な方法で算出してよい。

V_{mu} ：部材が曲げ耐力に達するときのせん断力

$$V_{mu} = M_{ud} / L_a$$

M_{ud} ：部材の設計曲げ耐力で【RC標準】により算出する。なお、部材係数 γ_b 、材料係数 γ_c 、 γ_s はすべて1.0とし、鋼材の降伏強度 f_{sy} は材料修正係数 ρ_m を1.2として算定する。

L_a ：せん断スパン

(2) 1D区間以外の補強鉄筋量の算出

1D区間以外の補強鉄筋は、式(5.2)を満足するように配置することを標準とする。

$$V_{mu} / V_{yd} \leq 1.0 \quad (5.4.2)$$

V_{mu} 、 V_{yd} ：(1)と同様に算出する。

【解説】

(1)、(2)について

本項は、補強後のエネルギー換算した設計じん性率 μ_{dd} を 10 程度以上にするための設計方法を定めたものである。

通常の構造物の場合には「耐震標準」スペクトルⅡクラスの地震に対しても崩壊しない程度の変形性能が付与できる。

実験結果から、本設計法を満足した RC 柱等では、下表に示すじん性率を得られることが確認されている。

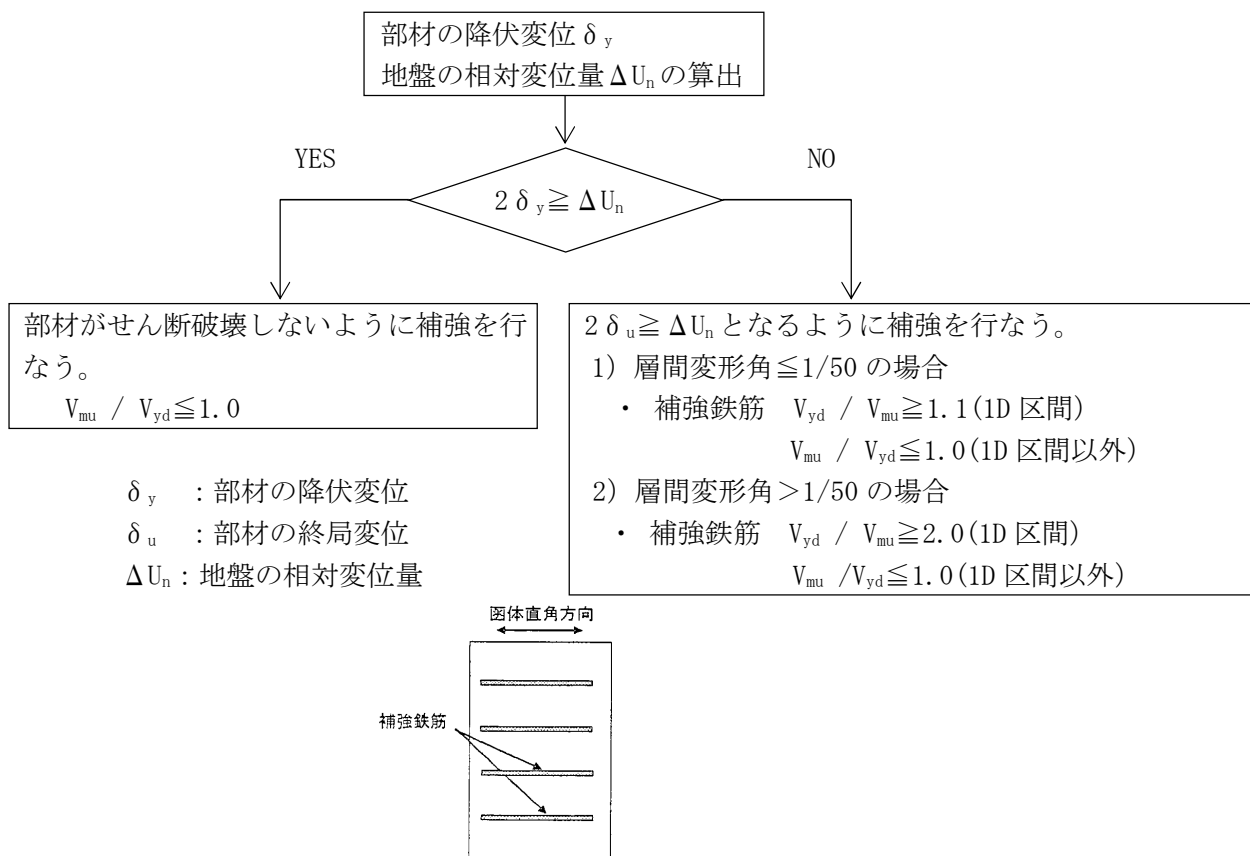
表解 5.4.1 補強鉄筋により得られるじん性率

| 死荷重時の軸方向 圧縮応力度 (N/mm^2) | 補強後のじん性率 |
|-----------------------------------|----------|
| $0 \leq \sigma \leq 1$ | 12 程度 |
| $1 < \sigma \leq 6$ | 8 程度 |

作用軸力が大きくなる構造物に本補強工法を適用する場合は、要求される変形性能が満足されることを確認する必要がある。

補強鉄筋は、挿入する方向の既設 RC 部材のせん断耐力の増加に寄与する。

また、ボックスカルバート等の中柱の耐震補強について、函体直角方向のみの耐震性能が問題となる場合の函体直角方向の耐力比は、図解 5.4.1 による。



図解 5.4.1 ボックスカルバート等の中柱の耐震補強（一面耐震補強 補強鉄筋）

5.4.2 補強鉄筋の構造細目

(1) 補強鉄筋の配置間隔

補強鉄筋の配置間隔の最大値は、 $d/2$ (d : 部材の有効高さ) 程度を原則とする。

(2) 補強鉄筋と RC 柱等の左右端部との間隔

補強鉄筋の RC 柱等の左右縁端からの距離の最大値は、 $0.3W$ (W : 部材の幅) 程度を原則とする。

(3) 補強鉄筋と RC 柱等の上下端部との距離

補強鉄筋の RC 柱等の上下端からの距離は、 100 mm 程度以下を標準とする。

(4) 補強鉄筋の定着長

補強鉄筋は、対面する軸方向鉄筋近傍まで挿入することを原則とする。

(5) 補強鉄筋と既設 RC 柱等との一体化

補強鉄筋と既設 RC 柱等との一体化は、モルタルカプセルを用いて一体化することを原則とする。

【解説】

(1)、(2)、(3)について

図解 5.4.2 および図解 5.4.3 に、補強鉄筋の配置の考え方を示す。

補強鉄筋は、既設 RC 柱等の帯鉄筋および軸方向鉄筋を避けて配置する必要がある。本補強工法では、コンクリート標準との整合性および交番載荷実験結果から柱上下 1D 区間および 1D 区間以外のそれぞれについて、5.4.1 で算定された補強鉄筋量を、この構造細目を満足するように配置することとした。また、補強鉄筋の水平方向の配置間隔については、補強鉄筋量にも左右されるが、基本的に軸方向鉄筋の配置間隔で決定されるため、一般に軸方向鉄筋 2 本あたり 1 本の配置間隔以上（一般に、配置間隔 $160\sim 200\text{ mm}$ 程度以上）を目安に設計するとよい。

なお、これらの補強鉄筋量や構造細目を満足した上でも、補強鉄筋は、1D 区間および 1D 区間以外のそれぞれの区間において、極力均等に配置するのが一般に望ましい。これは、柱上下 1D 区間内の必要な補強鉄筋量を不均等に配置した場合、均等に配置した場合と比較して、変形性能が劣る傾向にあることが実験で確認されているためである。柱の 1D 区間において、偏った補強鉄筋の配置をした場合（柱下端から $D/2$ までの区間に 20%、 $D/2$ から 1D までの区間に 80%）、じん性率が 7~8 程度であったという結果が得られている。

また、既設 RC 柱の実配筋状態等によっては、軸方向鉄筋やハンチ筋等の支障により、施工時に、これらの構造細目を満足することが困難となる場合も想定される。その場合、補強鉄筋の強度を考慮した上で、設計上必要な補強鉄筋量となるように、施工時に細径の補強鉄筋を必要量配置するように設計を見直したり、以下を参考とし、耐震補強効果が得られるよう、補強鉄筋の配置等を工夫するとよい。

① RC 柱等の左右縁端からの距離 $0.3W$ 程度以内に補強鉄筋を配置できない場合

RC 柱等の左右縁端から $0.3W$ 程度の位置に配置する補強鉄筋は、せん断またはじん性補強効果に加えて、補強鋼板の剥離防止の効果も期待したものである。

したがって、このような場合でも、細径の鉄筋（一般に、 $D16\sim D38$ 、 $SD345$ または $SD390$ ）を、柱上下 1D 区間内においては、 15ϕ +被り (ϕ : 鉄筋の径) または $D/2$ のうち大きいほうの値以上、1D 区間以外においては、 15ϕ +被りの値以上の定着長を確保の上、RC 柱等の左右縁端からの距離 $0.3W$ 程度以内に配置（柱長方向の配置間隔の最大値は $d/2$ 以下）し、補強鋼板の剥離防止を図ること。この場合、この鉄筋は 5.4.1 で算定される補強鉄筋としては考慮せず、補強鉄筋は、他の構造細目を満足した上で、極力均等となるように配置すること。なお、鉄筋の定着長を対面する軸方向鉄筋まで確保できる場合には、5.4.1 で算定される補強鉄筋として考慮してよい。

② RC 柱等の上下端から 100 mm 程度の位置に補強鉄筋を配置できない場合

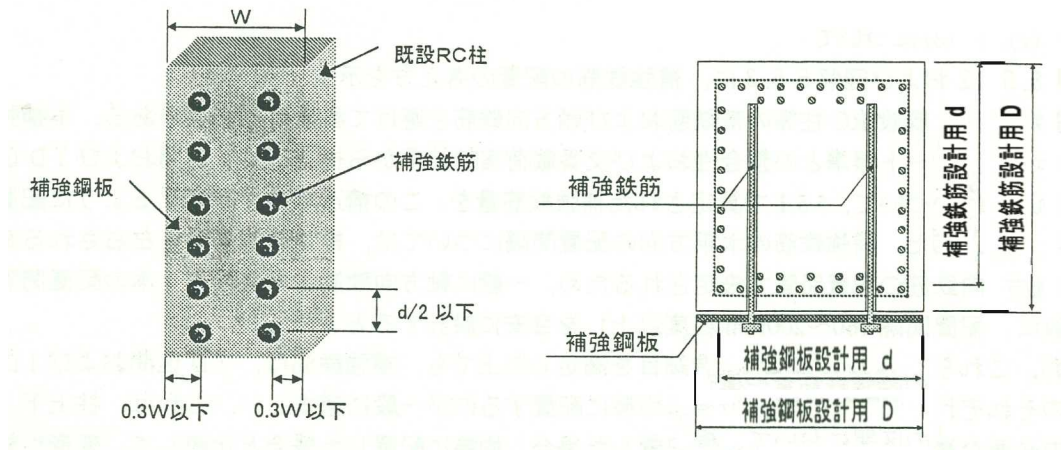
RC 柱等の上下端から 100 mm 程度の位置に配置する補強鉄筋は、せん断またはじん性補強効果に加えて、補強鋼板の剥離やはらみ防止の効果も期待したものである。

したがって、このような場合でも、細径の鉄筋（一般に、 $D16\sim D38$ 、 $SD345$ または $SD390$ ）を、RC 柱等

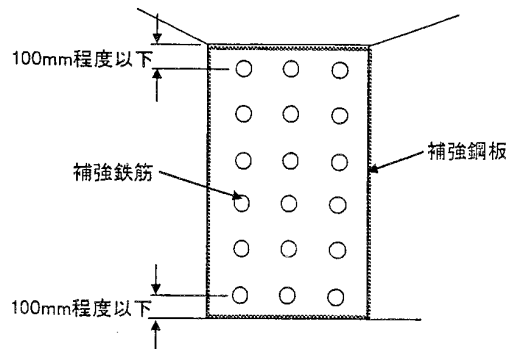
の上下端からの100 mm程度の位置に配置し、補強鋼板の剥離やはらみ防止を図ること。この場合、この鉄筋は5.4.1で算定される補強鉄筋としては考慮せず、補強鉄筋は、他の構造細目を満足した上で、極力均等となるように配置すること。なお、鉄筋の定着長を対面する軸方向鉄筋まで確保できる場合には、5.4.1で算定される補強鉄筋として考慮してよい。

鉄筋量は、鉄筋の強度を考慮した上で、同位置における設計上必要な鉄筋量となるようにその量を決める必要がある。

また、柱上下端から100 mm程度の位置への補強鉄筋の配置の取り扱いについては、補強鋼板を分割し、溶接等により一体化せずに取り付ける場合の補強鋼板の上下端部に配置する補強鉄筋の場合も同様とする。



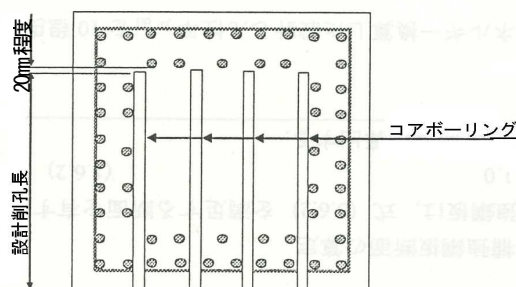
図解 5.4.2 補強鉄筋の配置の考え方



図解 5.4.3 補強鉄筋の柱上下端部の配置

(4) について

補強鉄筋の挿入は、対面する軸方向鉄筋まで挿入することが望ましいが、施工時の軸方向鉄筋の配置のバラツキ等を考慮して、コアの削孔長を対面する軸方向鉄筋まで行う。なお、削孔長の設計値（図解5.5.4参照）は、対面する軸方向鉄筋の表面の20 mm程度手前としてよい。多段配筋の場合で、最外縁軸方向鉄筋と2段目以降の軸方向鉄筋の配置が異なる場合については、対面する直近の軸方向鉄筋に合わせて、その表面の20 mm程度手前としてよい。



図解 5.5.4 削孔長

5.5 補強鋼板の設計

5.5.1 補強鋼板断面の算定

補強鋼板断面の算定は以下により行うことを原則とする。

(1) 2D 区間の補強鋼板断面の算定

2D 区間の補強鋼板は、式(5.5.1)を満足する断面を有するものとする。

$$V_{yd} / V_{mu} \geq 1.4 \quad (5.5.1)$$

ここに、

V_{yd} : 部材の設計せん断耐力

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd1} + V_{pld}$$

V_{cd} : 既設 RC 部材のせん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力で【RC標準】により算出する。なお、部材係数 γ_b は 1.3 とする。

V_{sd1} : 既設 RC 部材に配筋されている帯鉄筋により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力で【RC標準】より算出する。なお部材係数 γ_b は 1.10 とする。

V_{pld} : 補強鋼板で受け持たれる設計せん断耐力で、次式によるものとする¹⁾。

なお、補強鋼板の材料係数 γ_s は 1.05 とする。部材係数 γ_b は 1.15 とする。

$$V_{pld} = f(s) \cdot V_{sy}$$

$$V_{sy} = f_{vy} \cdot t_w \cdot Z_w / \gamma_b$$

$$f(s) = 2.7 + 0.16 \cdot k - 0.68(L_a/d)$$

ただし、 $0.6 \leq f(s) \leq 2.5$

$$1.0 \leq L_a / d \leq 3.5$$

$$2.0 \leq k \leq 7.0$$

f_{vy} : 補強鋼板のせん断降伏強度

$$f_{vy} = (f_{syk} / \sqrt{3}) / \gamma_s$$

f_{syk} : 補強鋼板の降伏強度の特性値

t_w : 補強鋼板の厚さ

Z_w : 補強鋼板の幅

k : 鉄骨比 $k = (t_w \cdot Z_w) / (h \cdot b_w) \times 100$

L_a : せん断スパン

d : 有効高さ

V_{mu} : 部材が曲げ耐力に達するときのせん断力

$$V_{mu} = M_{ud} / L_a$$

M_{ud} : 部材の設計曲げ耐力で【RC標準】により算出する。なお、部材係数 γ_b 、材料係数 γ_c 、 γ_s はすべて 1.0 とし、鋼材の降伏強度 f_{sy} は材料修正係数 ρ_m を 1.2 とし、算定する。

(2) 2D 区間以外の補強鋼板断面の算定

2D 区間以外の補強鋼板は、式(5.5.2)を満足する断面を有するものとする。

$$V_{mu} / V_{yd} \leq 1.0 \quad (5.5.2)$$

V_{mu} 、 V_{yd} : (1) と同様に算出する。

【解説】

(1)、(2)について

本項は、補強後のエネルギー換算した設計じん性率 μ_{dd} を 10 程度以上にするための設計方法を定めたものである。通常の構造物の場合には「耐震標準」スペクトルⅡクラスの地震に対しても崩壊しない程度の変形性能が付与できる。

実験結果から、本設計法を満足した RC 部材では、下表に示すじん性率を得られることが確認されて

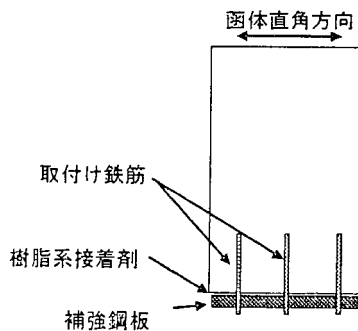
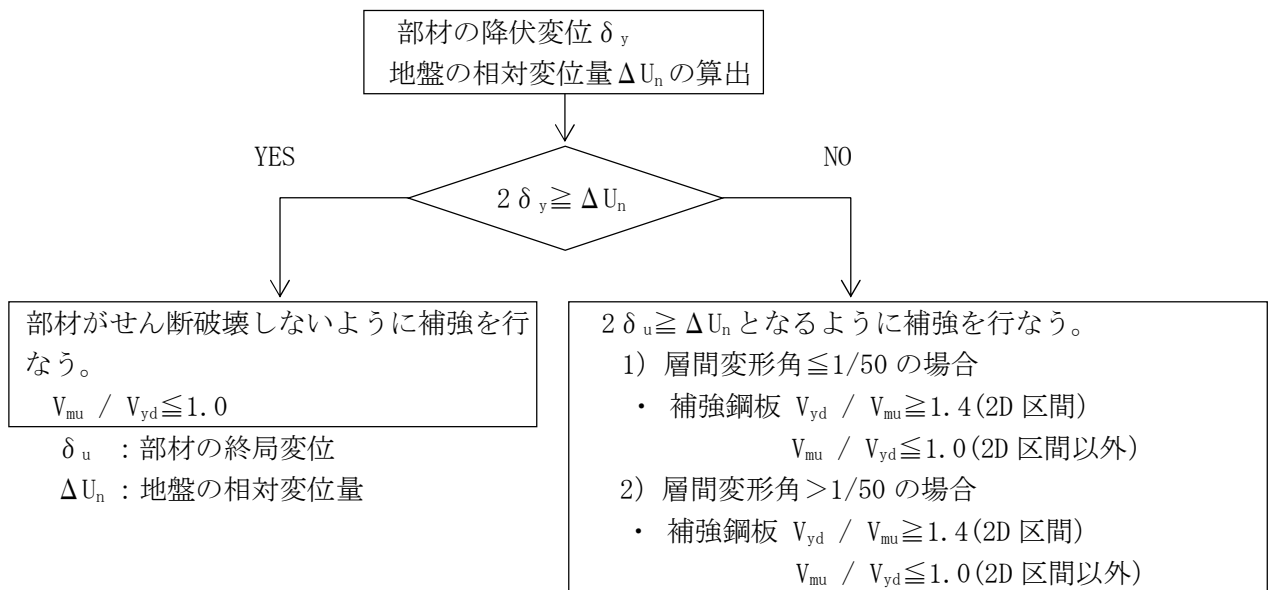
いる。

表解 5.5.1 補強鉄筋により得られるじん性率

| 死荷重時の軸方向 圧縮応力度 (N/mm^2) | 補強後のじん性率 |
|-----------------------------------|----------|
| $0 \leq \sigma \leq 1$ | 10 程度 |
| $1 < \sigma \leq 3$ | 8 程度 |
| $3 < \sigma \leq 6$ | 6 程度 |

作用軸力が大きくなる構造物に本補強工法を適用する場合は、要求される変形性能が満足されることを確認する必要がある。

また、ボックスカルバート等の中柱の耐震補強において、函体直角方向のみの耐震性能が問題となる場合の函体直角方向の耐力比は、**図解 5.5.1**による。取付け鉄筋の構造細目は、5.5.2【解説】を参考とすること。



図解 5.5.1 ボックスカルバート等の中柱の耐震補強（一面耐震補強 補強鋼板）

【参考文献】

- 1) 村田清満、池田学、渡浪忠朋、戸塚信弥：鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断耐力，土木学会論文集、No626/I-48、PP207-218、1999.7

5.5.2 補強鋼板の構造細目

(1) 補強鋼板と既設 RC 柱等との一体化

補強鋼板と既設 RC 柱等との一体化は、以下の方法を用いて行うことを標準とする。

- (a) 樹脂系接着剤を用いて一体化する方法
- (b) アンカーを用いて一体化する方法

補強前の既設 RC 部材の耐力比 (V_{yd} / V_{mu}) が 0.7 以上の場合は、アンカーを用いて補強鋼板と既設 RC 部材との一体化を図ってよい。

(2) 補強鋼板の分割

2D 区間の補強鋼板を分割して取り付けた場合は、溶接等により一体化することを原則とする。

(3) 補強鋼板と RC 柱等端部との距離

補強鋼板端部と RC 柱等端部との隙間は、30 mm 以下を標準とする。

(4) 補強鉄筋の孔径

補強鉄筋の孔径は、補強鉄筋に加工したねじ部に取り付ける座金の内径を標準とする。

(5) 補強鉄筋孔の縁から補強鋼板縁端部までの距離

補強鉄筋孔の縁から補強鋼板縁端部までの距離は、削孔径以上を標準とする。

(6) 補強鋼板厚さ

補強鋼板厚さは、下限値 12 mm、上限値 38 mm を標準とする。

【解説】

(1)について

- a) 補強鋼板と既設 RC 部材との一体化に樹脂系接着剤を用いる場合、既設 RC 部材の表面は、使用する接着剤の性能が発揮できる状態にしてから、接着作業を行う必要がある。エポキシ樹脂注入で補強鋼板の接着を行う場合、補強鋼板と既設 RC 柱の空隙は 3~5 mm を標準とする。注入を行う場合、空気抜きパイプから注入樹脂の漏出の確認を行うとともに補強鋼板表面の打音検査等から充填状況の確認を行うものとする。

補強鉄筋量が少ない場合、補強鋼板に先行して補強鉄筋が損傷し、補強鋼板の受け持つせん断耐力が低下することが実験で確認されている。補強鋼板の厚さが鉄骨比 k から決定される場合は、補強鉄筋に加えて取付鉄筋を配置することとする。

取付鉄筋の定着長は、 $15\phi + c'$ (ϕ : 取付鉄筋の径、 c' : かぶり) とする。また、取付鉄筋は中柱の左右縁端から 0.3W 程度以内に配置し、取付鉄筋の柱長方向の配置間隔の最大値は、 $d/2$ (d : 部材の有効高さ) 以下とする。

取付鉄筋は、補強鋼板が受け持つ設計せん断耐力 V_{pld} に対して、式 (解 5.5.2) を満足するように定めること。

$$(A_{s2} \cdot \tau_{s2} + A_s \cdot \tau_{sa}) \geq V_{pld} \quad (\text{解 5.5.2})$$

ここに、 A_{s2} : 補強鋼板幅 Z_w に等しい高さにおける後挿入する補強鉄筋ネジ部の有効断面積

τ_{s2} : 後挿入する補強鉄筋の設計せん断降伏強度

$$\tau_{s2} = f_{s2yd} / \sqrt{3} / \gamma_s$$

f_{s2yd} : 補強鉄筋の設計引張降伏強度

γ_s : 材料係数 (一般に 1.05)

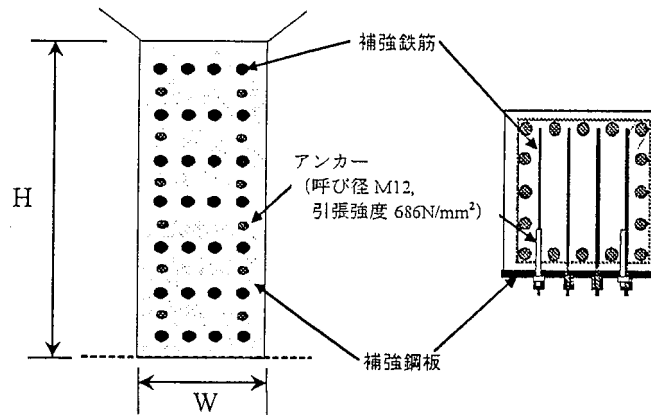
A_s : 補強鋼板幅 Z_w に等しい高さにおける取付鉄筋ネジ部の有効断面積

τ_{sa} : 後挿入する取付鉄筋の設計せん断降伏強度

$$\tau_{sa} = f_{sayd} / \sqrt{3} / \gamma_s$$

f_{sayd} : 取付鉄筋の設計引張降伏強度

γ_s : 材料係数 (一般に 1.05)



図解 5.5.2 アンカーによる一体化の例

なお、5.5.1【解説】に示すように、ボックスカルバート等の中柱のように函体直角方向のみの耐震補強を補強鋼板のみで行う場合には、補強鋼板と中柱との一体化は、樹脂系接着剤と取付鉄筋にて一体化することとする。

取付鉄筋は、補強鋼板が受け持つ設計せん断耐力 V_{pld} に対して、次式を満足するように定めること。

$$A_s \cdot \tau_{sa} \geq V_{pld}$$

ここに、 A_s : 補強鋼板幅 Z_w に等しい高さにおける取付鉄筋ネジ部の有効断面積

τ_{sa} : 後挿入する取付鉄筋の設計せん断降伏強度

$$\tau_{sa} = f_{sayd} / \sqrt{3} / \gamma_s$$

f_{sayd} : 取付鉄筋の設計引張降伏強度

γ_s : 材料係数 (一般に 1.05)

- b) 補強前の既設 RC 部材のせん断耐力比 (V_{yd} / V_{mu} : V_{yd} および V_{mu} は 5.4.1 (1) と同様に算出) が 0.7 以上の場合は、図解 5.5.2 に示すアンカーを用いて補強鋼板と既設 RC 部材との一体化を図ることができることを実験で確認している。補強鋼板と補強鉄筋およびアンカーは、溶接等により一体化すること。なお、アンカーの配置間隔の最大値は $d/2$ (d : 部材の有効高さ) 程度とし、柱縁端からの最大距離は $0.3W$ (W : 部材の幅) 程度とする。また、アンカーの補強量は、次式を満足するように配置するものとする。

$$(A_{s2} \cdot \tau_{s2} + A_{sa} \cdot \tau_{sa}) / (W \cdot H) > 2.1 \text{N/mm}^2$$

ここに、 A_{s2} : 後挿入する補強鉄筋ネジ部の有効断面積

τ_{s2} : 後挿入する補強鉄筋の設計せん断降伏強度

$$\tau_{s2} = f_{s2yd} / \sqrt{3} / \gamma_s$$

f_{s2yd} : 補強鉄筋の設計引張降伏強度

γ_s : 材料係数 (一般に 1.05)

A_{sa} : アンカーネジ部の有効断面積

τ_{sa} : アンカーの設計せん断降伏強度

$$\tau_{sa} = f_{sayd} / \sqrt{3} / \gamma_s$$

f_{sayd} : アンカーネジの設計引張降伏強度

γ_s : 材料係数 (一般に 1.05)

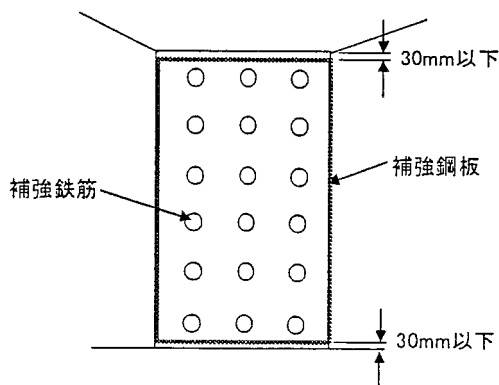
W, H : 部材幅、部材長

(2)について

補強鋼板の分割を行うと RC 柱等の変形性能が低下することが実験で確かめられている。このため、分割して施工する場合は、補強鋼板を溶接またはボルト接合等を用いて一体化するものとする。

(3)について

補強鉄筋および補強鋼板と RC 柱等端部との距離は、**図解 5.5.3** による。



図解 5.5.3 補強鋼板の端部の配置

(6)について

補強鋼板厚さの上限値の標準は施工性等を勘案して定めた。

5.6 その他の構造細目

- (1) 補強鉄筋、補強鋼板、ナット等は、適切に防錆処理することを原則とする。
- (2) 地中部の耐震補強
地中部は、鋼板の腐食を考慮した処置を行うことを原則とする。

【解説】

(1)について

補強鉄筋、補強鋼板、ナット等の鋼材の露出部は、原則として塗装等の防錆処理を行う。塗装による場合は、**表解 5.6.1** によるものとする。なお、めっきによる防錆処理を行う場合には、JIS H 8641 HD Z35 (亜鉛めっき)、亜鉛クロム酸複合被膜 (ダクロタイズド処理、2コート、2ベーク) と同等以上とする。また、エポキシコーティングによる場合の被膜厚は 200 μm 以上とする。

塗装による場合は、表解 5.6.1 に示す塗装系を標準とする。

表解 5.6.1 塗装系

| 工種 | | 塗装名 | 標準使用量 (g/m ²) | 塗装間隔 (20℃) |
|------|-------|-----------------------|---------------------------|------------|
| 工場塗装 | 素地調整 | ブラスト方法で、さび、黒皮などを除去する。 | | 3H 以内 |
| | 第 1 層 | 無機ジンクリッチプライマー | スプレー 200 | |
| 現場塗装 | 第 2 層 | 厚膜型変性エポキシ樹脂系塗料 | はけ 200 | 2D~1M |
| | 第 3 層 | 厚膜型変性エポキシ樹脂系塗料 | はけ 200 | 24H~7D |
| | 第 4 層 | 厚膜型ポリウレタン樹脂塗料上塗 | はけ 150 | 24H~7D |

(2)について

補強鋼板の腐食を考慮し、原則として、以下に示す(1)の処置を行うものとする。(1)の処置が施工できない場合には(2)の処置を行うこと。

- (1) 補強鋼板を配置した面に対して、根巻きコンクリートを行う。
- (2) 腐食度を考慮して補強鋼板の厚さを地上部より 1 mm以上厚くし、かつ塗装を行う。ただし使用する補強鋼板厚と、設計上必要な補強鋼板厚の差が 1 mm以上ある場合には、特にこれを考慮しなくてよい。なお、地中部は地表面から 200mm 以上の深さまで塗装を行うものとする。また、柱周囲を舗装等により復旧する場合には、水切り勾配を設ける等、滞水による鋼板の腐食防止を図るものとする。

6章 RB（リブバー）耐震補強工法

6.1 一般

6.1.1 適用範囲

本章は、RC柱等に対して補強鋼材を柱外周に配置し、柱四隅で定着することにより、せん断及びじん性補強を行う場合に適用する。

本工法は、以下に示す範囲で適用することを原則とする。

(1) 対象部材

RC柱等

(2) 死荷重時の軸圧縮応力度

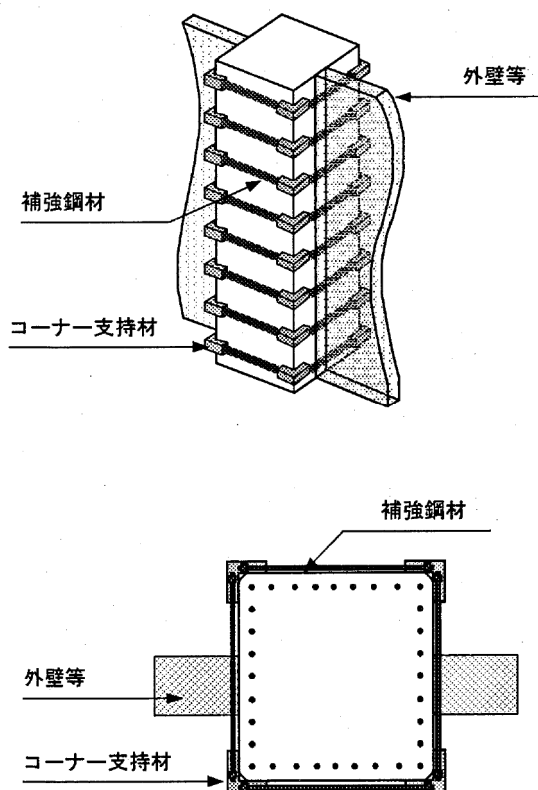
3N/mm^2 以下とする。 3N/mm^2 を超える場合は、構造物の設計応答塑性率と目標とする設計じん性率を踏まえた上で、 10N/mm^2 以下の範囲で使用できるものとする。

【解説】

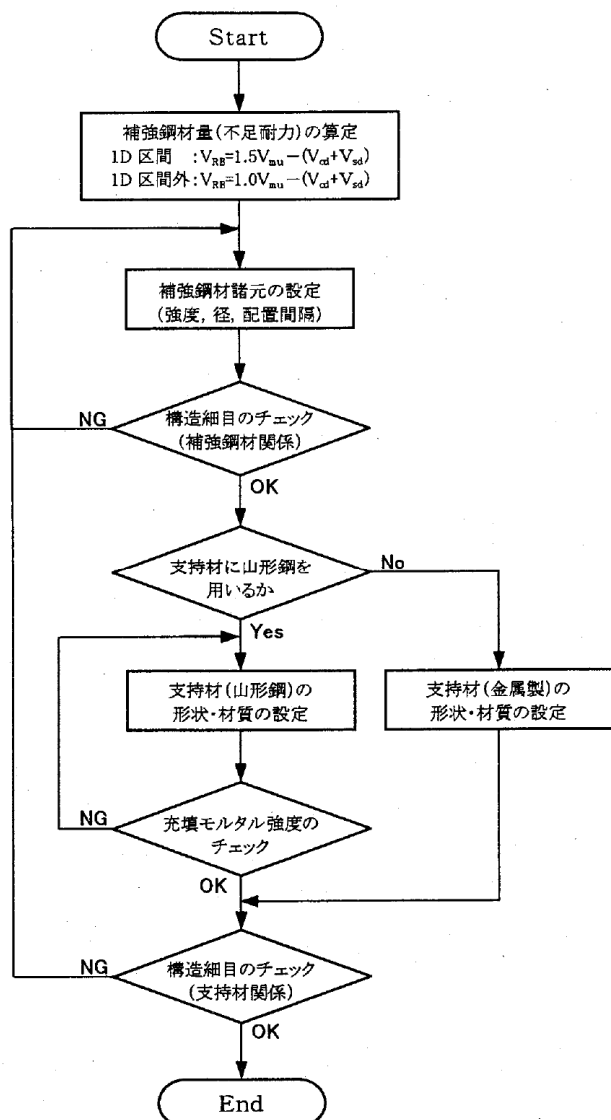
RB耐震補強工法は、間仕切り壁を有するRC柱や狭隘な施工環境において、既存の補強工法では施工が困難な場合などでも、簡易な施工により耐震補強ができるものである。本工法の概要を図解6.1.1に示す。

本工法は、実験により確認した範囲で設計、施工することを基本としており、適用可能な範囲を示した。なお、本章に示した適用範囲を超える部材については別途検討すること。

図解6.1.2に設計フロー図を示す。



図解 6.1.1 RB耐震補強工法の概要図



図解 6.1.2 設計フロー図

6.1.2 用語の定義

本章で使用している用語、記号は、1.3 用語の定義によるほか、以下によるものとする。

- (1) 補強鋼材 : 柱外周に配置する鋼材
- (2) コーナー支持材 : 補強鋼材を柱四隅で定着する部材（鋼製のコーナー支持材は山型鋼 1、2、鋼板、ナットを組み合わせたもので、図 6.5.1 に断面図を示す。）

6.2 材料

本工法に用いる材料は、以下によることを標準とする。

- (1) 補強鋼材
 - SD345、SD390、SD490、USD685 のねじふし鉄筋および PC 鋼棒（丸棒 B 種）
- (2) コーナー支持材
 - (a) タイプ A
 - ・山形鋼は、支圧板としての機能を発揮する平面寸法、板厚を確保することを原則とする。
 - (b) タイプ B、タイプ BS、タイプ D
 - ・補強鋼材に作用する力に対して有害な変形や損傷がないことを試験等により確認されたもの。

表 6.2.1 補強鋼材とコーナー支持材の標準適用区分

| 補強鋼材 | 直径または 呼び径 (mm) | コーナー支持材 | | | |
|---------------|----------------------|--------------------|---------------------|-----------------|---------------------------|
| | | 鋳鉄製・鋳鋼製 (タイプ B) | 鋳鉄製・鋳鋼性 (タイプ BS) | 鋼製 (タイプ D) | 山形鋼と 充填モルタル (タイプ A) |
| SD490 | 19 | — | ○ | ○ | ○ |
| SD390 | 32 | ○ | — | ○ | ○ |
| SD345、SD390 | 19、32 以外 | — | — | ○ ^{※1} | ○ |
| USD685 | 41 | — | — | ○ ^{※2} | — |
| PC 鋼棒（丸棒 B 種） | 19、23、26、32 | — | — | ○ ^{※2} | — |

※1 鋼製コーナー支持材に適用する補強鋼材の径は D41 以下とする。

※2 既設部とコーナー支持材との間に表 6.5.1 に示す山形鋼 2 を設置しなければならない。設置範囲は補強区間全長とする。

- (3) ナット : 補強鋼材に作用する力に対して有害な変形や損傷がないことが試験等により確認されたもの。

【解説】

(1)について

補強鋼材として SD345、SD390、SD490 が適用可能であるが、市場性、経済性を考慮し、D19 鉄筋には SD490、D32 鉄筋には SD390、それ以外の径の鉄筋には SD345 もしくは SD390 を使用することを標準とする。

高強度鋼材である USD685 または PC 鋼棒（丸棒 B 種）の使用は、SD345 や SD390 に比べ、補強鋼材量を少なくできることから、搬入困難な箇所や施工性が求められる箇所において有利である。なお、柱上下端 1D 区間に高強度鋼材、1D 区間外にねじふし鉄筋（SD345、SD390）を用いて組み合わせることも可能であり、その適用には、施工性、経済性の検討が必要である。

(2)について

山形鋼と充填モルタルを用いたコーナー支持材「タイプ A」は、補強鋼材を隅角部に配置した L 型鋼に固定し、L 形鋼と柱との間にモルタルを充填したものであり、現場打タイプとプレキャストタイプがある。「タイプ A」は、補強鋼材径に関らず適用することができるが、現場でのモルタル打設が必要となったり補強厚が厚くなったりするため、現場条件を考慮して適用するとよい。

コーナー支持材「タイプ B」は、プレキャストタイプであり、材質は鋳鉄製または鋳鋼製である。どちらの材質も同等の性能を有しているため、現場条件を考慮して適用するとよい。「タイプ B」は、施工性に優れるだけでなく使用する補強鋼材が D32 であることから、汎用的に用いられている。なお、補強鋼材に L 字型の鉄筋を用いて補強鉄筋の隅角部を既設く体に支持させる場合に、L 型コーナー支持材「タイプ C」を「タイプ B」のコーナー支持材と組合せて用いることができる。

コーナー支持材「タイプ BS」はプレキャストタイプであり、材質は鋳鉄製または鋳鋼製である。どちらの材質も同等の性能を有しているため、現場条件を考慮して適用するとよい。角度調整機能を有しているため、一般に柱の隅角部の角度が 75 度～105 度の範囲に斜角柱に適用することができる。面取り寸法や既設断面へのかかり長の確認を行うことで前述の範囲外にも適用することができる。各コーナー支持材の中で最も補強厚を薄くすることができるため、補強厚を薄くしたい場合に適用するとよい。なお、「タイプ B」と同様に L 形で鋳鉄製のコーナー支持材「タイプ CS」と組合せて用いることができる。「タイプ C」、「タイプ CS」については、既設く体断面の隅角部がほぼ直角の場合に用いることができる。

コーナー支持材「タイプ D」は、6.5 で後述する柱の隅角部に配置した山形鋼 2 の上から補強鋼材を山形鋼 1 に固定し、山形鋼 1 と山形鋼 2 の間に鋼板を配置したものである。補強鋼材に高強度鋼材を用いることができるため、USD685 または PC 鋼棒（丸棒 B 種）を使用する場合に適用する。SD345、SD390、SD490 を適用する場合には、現場条件や経済性を考慮して使用するとよい。

なお、コーナー支持材と補強鋼材の径の組合せを表 6.2.1 によらない場合は、試験等により所要の性能を確認したうえで組合せて用いることができる。

6.3 設計一般

本章で示す設計法は、通常の既設構造物において、せん断補強による変形性能の向上を目的として定めている。

【解説】

この設計法によると、下表に示すじん性率を得られることが確認されている。死荷重時の軸方向圧縮応力度が 3N/mm^2 以下の場合には部材のじん性率が 10 程度以上確保でき、通常の構造物の場合には「耐震標準」スペクトル II クラスの地震に対しても崩壊しない程度の変形性能が付与できる。耐震補強のレベルに応じて、要求する変形性能（目標とする設計じん性率）が満足されれば、死荷重時の軸方向圧縮応力度が 3N/mm^2 を超える場合にも、本工法により耐震補強の設計を行える。

表解 6.3.1 補強鉄筋により得られるじん性率

| 死荷重時の軸方向 圧縮応力度 (N/mm^2) | 補強後のじん性率 |
|--|----------|
| $0 \leq \sigma \leq 3$ | 10 程度 |
| $3 < \sigma \leq 6$ | 7 程度 |
| $6 < \sigma \leq 10$ | 5 程度 |

また、ボックスカルバート等の中柱の耐震補強において、函体直角方向のみの耐震性能が問題となる場合の函体直角方向の耐力比は、図解 6.3.1 による。なお、函体方向の補強鋼材量は、函体直角方向の鋼材量と同量とする。

- 1D 区間¹⁾ : USD685 の上限値 685 N/mm²、PC 鋼棒の上限値 800 N/mm²
- 1D 区間以外²⁾ : コンクリート圧縮強度の 25 倍または 800 N/mm² (USD685 の場合は 685 N/mm²) のいずれか小さい方を上限値
- 1) : PC 鋼棒を用いた実験結果から、PC 鋼棒の引張降伏強度を 800 N/mm² として計算した耐力比 (V_{yd} / V_{mi}) を 1.5 倍程度とすることにより、じん性率が 10 程度以上確保できることが確認されている。
- 2) : 【RC 標準】による。

6.4.2 補強鋼材の構造細目

(1) 補強鋼材の配置間隔

補強鋼材の配置間隔は、 $d/2$ (d : 部材の有効高さ) 以下を標準とする。

(2) 補強鋼材と柱表面の間隔

補強鋼材と柱表面との間隔は、 $D/20$ (D : 部材の断面高さ) 以下、かつ 50 mm 以下を標準とする。

(3) 最端に配置される補強鋼材と補強対象部材端の間隔

最端に配置される補強鋼材は、補強対象部材端から 100mm 程度以内の位置に配置する。

【解説】

(1) について

補強鋼材は、ケーブル、天井などの添加物を避けるために、配置間隔を不均等なものとしてよいが、その最大間隔は $d/2$ 以下を標準とすることとした。なお、この場合にも、柱断面の有効高さあたりの鉄筋量は、計算上必要とされる鉄筋量以上となるように補強鋼材を配置しなければならない。

なお、支障物の移設ができず、標準的な配置が極めて困難な場合においては、柱中間部 (1D 区間以外) を対象に、式 (解 6.4.2) および式 (解 6.4.3) を満たすことで、補強鋼材の配置間隔を最大 2D まで拡大してもよい。ただし、配置間隔の拡大量は、支障物の支障範囲に合わせて必要最小限とすることとし、 $d/2$ 以上拡大できるのは、柱 1 本につき 1 箇所とする。

$$V_d / (V'_{cd} + V_{sd}) < 1.0 \quad (\text{解 6.4.2})$$

$$V_d / (V''_{cd} + V_{sd} + V_{RB(-段)}) < 1.0 \quad (\text{解 6.4.3})$$

V'_{cd} : 拡大した補強鋼材の配置間隔 a_1 (図解 6.4.1) をせん断スパンとし、せん断スパン比の影響を考慮したせん断補強鋼材を用いない設計せん断耐力 (N) で、【RC 標準】におけるせん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断力 V_{cd} に準じて算出する。ただし、算定式における f_{vcd} は次式により求める。

$$f_{vcd} = 0.76 (a_1/d)^{-1.166} \cdot \sqrt[3]{f'_{cd}} \quad (N/mm^2)$$

V''_{cd} : 拡大した補強鋼材の配置間隔にもう一段分の間隔を足した長さ a_2 (図解 6.4.1) をせん断スパンとし、せん断スパン比の影響を考慮したせん断補強鋼材を用いない設計せん断耐力 (N) で、【RC 標準】におけるせん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断力 V_{cd} に準じて算出する。ただし、算定式における f_{vcd} は次式により求める。

$$f_{vcd} = 0.76 (a_2/d)^{-1.166} \cdot \sqrt[3]{f'_{cd}} \quad (N/mm^2)$$

$V_{RB(-段)}$: 配置間隔を拡大した補強鋼材の両端に配置する補強鋼材のうち、一段分の補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力 (N)

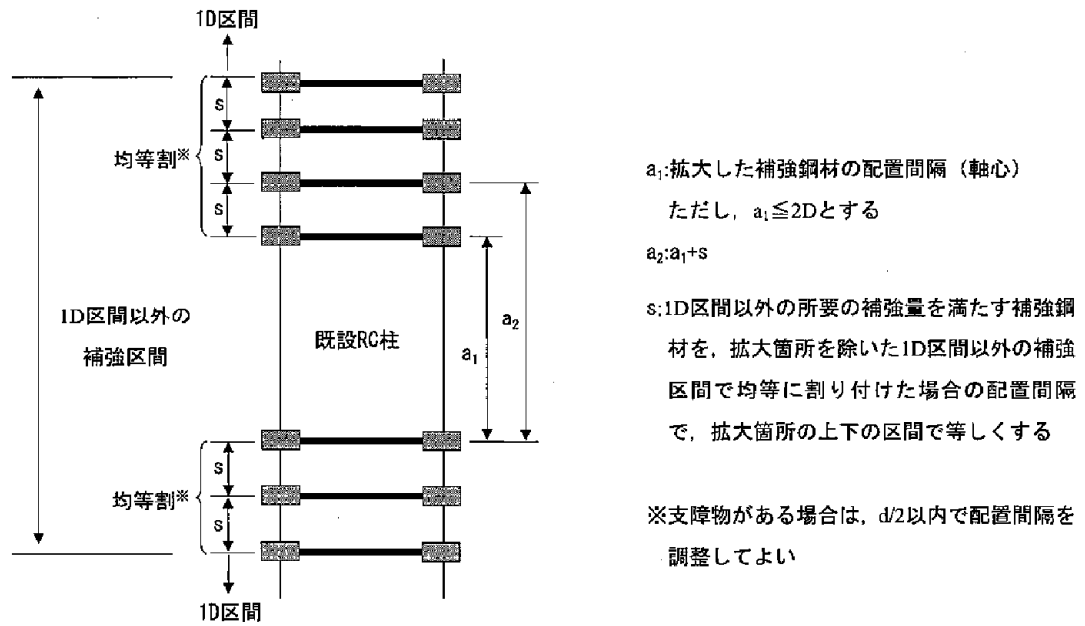
$$V_{RB(-段)} = A_{sRB} \cdot f_{wyd} / \gamma_b$$

A_{sRB} : 補強鋼材一段分の断面積 (mm^2)

f_{wyd} : 補強鋼材の設計引張降伏強度 (N/mm^2)

γ_b : 部材係数で、1.1 とする。

V_{sd} : 既設 RC 柱に配筋されている帯鉄筋により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力で、【RC標準】により算定し、部材係数 γ_b は 1.1 とする。



図解 6. 4. 1 V'_{cd} 、 V''_{cd} の算定におけるせん断スパンの考え方

(2) について

一般に、柱表面には不陸等があり、補強鋼材を密接して配置することが困難であるため、ある程度隙間は許容することとした。なお、実験では、400 mm × 400 mm の断面に対して $D/20$ (D : 柱断面高さ) の隙間までは、その変形性能に与える影響は小さいことを確認している。50 mm の上限は、それ以上の隙間を設けなくても実施工上の問題はないと考えられるので、標準値として設定した。

6.5 コーナー支持材の設計

6.5.1 コーナー支持材タイプB、タイプBS、タイプDの設計

(1) コーナー支持材にタイプB、タイプBS、タイプDを用いる場合には、コーナー支持材は、補強鋼材に作用する力に対して有害な変形や損傷がないものを使用することとする。なお、補強鋼材に作用する力は、補強鋼材の降伏強度に材料修正係数 $\rho_m (=1.2)$ を考慮することを原則とする。

USD685 または PC 鋼棒 (丸棒 B 種) を補強鋼材として用いる場合のコーナー支持材は、表 6.5.1 および図 6.5.1 によることとする。

表 6.5.1 USD685 および PC 鋼棒の支持材

| PC 棒鋼径 (mm) | 断面積 (mm ²) | 最小ピッチ (mm) | 山形鋼 1 | | 山形鋼 2 | | 鋼板 | |
|----------------|---------------------------|---------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | | | b (mm) | t (mm) | b (mm) | t (mm) | A (mm) | B (mm) |
| 19 | 283 | 100 | 90 | 7 | 120 | 8 | 50 | 22 |
| 23 | 415 | 110 | 100 | 10 | 130 | 9 | 50 | 28 |
| 26 | 531 | 110 | 130 | 12 | 150 | 10 | 65 | 30 |
| 32 | 804 | 124 | 150 | 15 | 175 | 12 | 65 | 36 |

| USD685 鉄筋径 (mm) | 断面積 (mm ²) | 最小ピッチ (mm) | 山形鋼 1 | | 山形鋼 2 | | 鋼板 | |
|--------------------|---------------------------|---------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------------|
| | | | b (mm) | t (mm) | b (mm) | t (mm) | A (mm) | B (mm) |
| D41 | 1340 | 150 | 200 | 25 | 200 | 15 | 90 | 44 (22×2) |

b_1 : 山形鋼の辺長 t : 山形鋼の板厚 A, B : 図 6.5.1 参照

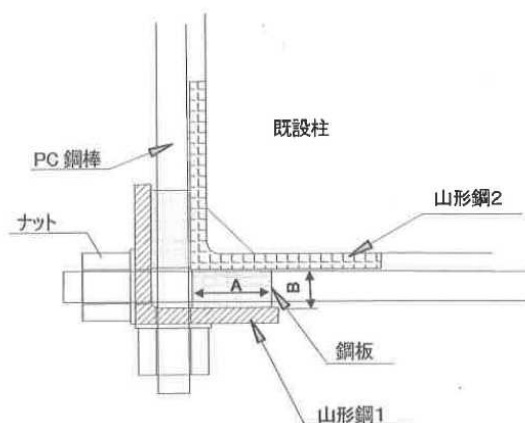


図 6.5.1 支持部材断面図 (高強度鋼材)

(2) コーナー支持材の構造細目

(a) コーナー支持材の柱へのかかり幅は、6.5.4 (2) (a)を満たすことを原則とする。

(b) コーナー支持材は、柱の長手方向に分割して配置してよい。なお、分割する場合には、図 6.5.2 に示したコーナー支持材の柱長に対する設置率は、1D 区間では 30%以上を標準とする。なお、6.5.4 (2) (b)と同様に、定着部には回転力が作用しない構造とすることとする。

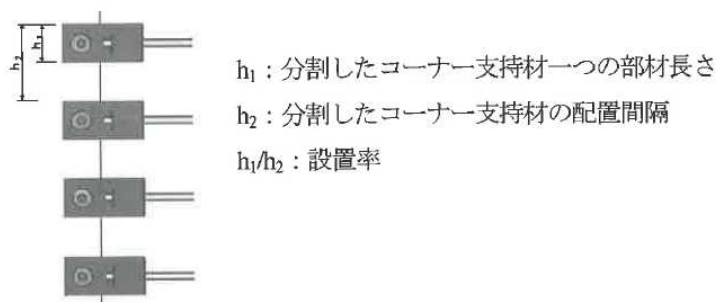


図 6.5.2 コーナー支持材の設置率の考え方

- (3) 補強鋼材を D32 (SD390) とする場合、**図 6.5.3** に示すコーナー支持材が既設 RC 柱と接する長さ B_{22} が 50 mm 以上である場合は、面取り部のモルタル充填を省略してよい。ただし、50 mm を満たさない場合は、面取り部にモルタル等を充填することとする。

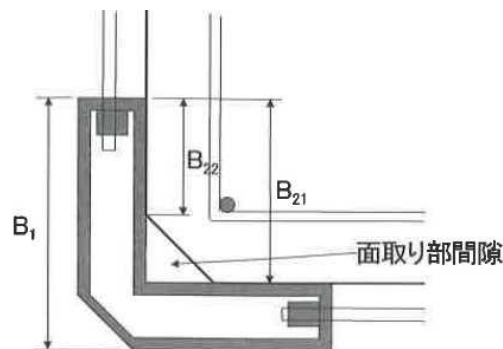


図 6.5.3 定着部詳細図

- (4) 補強鋼材を USD685 または PC 鋼棒 (丸棒 B 種) とし、**表 6.5.1** に示すコーナー支持材を用いることができない場合は、支圧に対する検討を行い、必要により所要の支圧面積が確保できる対策を行うこと。
- (5) 補強鋼材に USD685 または PC 鋼棒 (丸棒 B 種) を用いる場合、**表 6.5.1** に示す山形鋼 2 は、1D 区間以外の任意の箇所でもよい。ただし、分割した場合、山形鋼 2 の間隔は空けないことを原則とし、1 つの山形鋼は必ず 2 段以上の補強鋼材によりコーナー支持材を固定すること。

【解説】

(1) について

コーナー支持材にタイプ B、タイプ BS、タイプ D を用いる場合には、補強鋼材に作用する力に対して有害な変形や損傷がないことを実物大のコーナー支持材の供試体を作成し、試験により確認することを原則とした。

なお、USD685 または PC 鋼棒 (丸棒 B 種) を補強鋼材として用いる場合のコーナー支持材は、タイプ D を標準とし、実物大の実験により強度が確認されている組み合わせを表 6.5.1 に示した。

PC 鋼棒 $\phi 32$ (丸棒 B 種) 用のコーナー支持材を用いる場合は、実験等により所要の性能が確認できたものを使用し、表 6.5.1 に示す山形鋼 2 を補強区間の全長に配置しなければならない。

(2) (a) (b) について

コーナー支持材をタイプ B、タイプ BS、タイプ D とする場合にも、コーナー支持材を山形鋼と充填モルタルで作製する場合と同様の、柱へのかかり幅、設置率に対する構造細目を満たすことを原則とした。

なお、1D 区間で、柱長に対する設置率が 30% 以上確保できない場合は、L 形の鋼材を連続して通す等の処置が必要である。また、せん断スパン比 La/d が 1.5 程度未満の場合は、コーナー支持材間で柱く体のずれが生じる可能性があるため、隅角部に L 形鋼を連続して配置すること等を検討し、所要の性能が満足されることを確認する必要がある。

(3) について

補強鋼材が所要の耐震性能を発揮するためには、補強鋼材の定着部である既設 RC 柱とコーナー支持材とが接する部位を、支圧力により局部的に破壊させないことが重要である。一般的な RC 柱にコーナー支持材タイプ B もしくはタイプ BS を用いる場合、**図 6.5.3** に示す B_{22} が 50mm 以上であれば支圧破壊しないことが確認されていることから、 B_{22} (面取りした場合は B_2) の制限値を 50mm とした。

コーナー支持材をタイプ B とする場合には、補強鋼材に D32 の SD390 を使用することを標準として

いるが、SD490 を使用する場合には既設部の支圧に対する検討を行うこと。なお、既設部とコーナー支持材の間に表 6.5.1 に示す山形鋼 2 (PC 鋼棒径 $\phi 32$ 用) を設置する場合には支圧の検討を省略してよい。

コーナー支持材タイプ BS を斜角柱に用いる場合には、コーナー支持材が既設 RC 柱と接する長さ B_{22} が小さくなる可能性があるため注意が必要である。

(4)について

補強鋼材を USD685 または PC 鋼棒 (丸棒 B 種) とし、コーナー支持材の形状や最小ピッチを表 6.5.1 によることができなない場合は式 (解 6.5.1) により支圧に対する検討を行うことを原則とする。

なお、支圧に対する検討において、式 (解 6.5.2) に示す方法により支圧応力を低減してよい。

$$\gamma_i \cdot \sigma_{md} / f_{ad} \leq 1.0 \quad (\text{解 6.5.1})$$

ここに、 σ_{md} : 設計作用応力度で式 (6.5.1) と同様に算定する。

f_{ad} : 設計支圧強度

$$f_{ad} = \eta \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

η : 分布係数

f_{ck} : 既設 RC 柱の設計基準強度

γ_c : 材料係数 (一般に 1.3)

$$\eta = \sqrt{A/A_m} \leq 2.0$$

A : コンクリート面の支圧分布面積

$$A = h_2 \cdot B_{23} = 2 \cdot h_2 \cdot B_2$$

h_2 : 応力の縦方向の分布幅で、 B_{23} と同じ断面で決める

山形鋼が連続して配置されている場合には $h_2 = h_1$

山形鋼が分割して配置されている場合には $h_2 = \leq h_1 + 2 \cdot B_2$

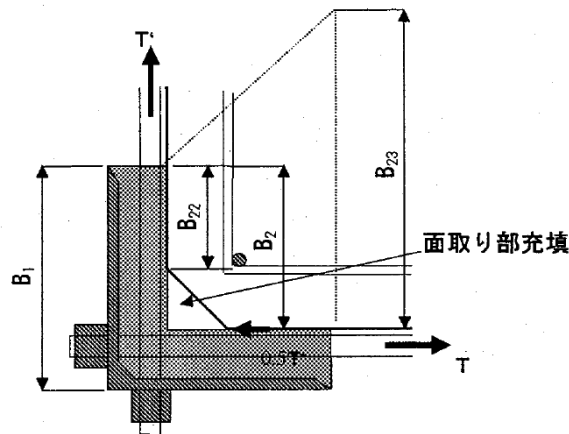
h_1 、 B_2 、 B_{23} : 6.6.4 及び図解 6.6.1 による

A_m : 補強鋼材 1 段あたりのコーナー支持材が既設 RC 柱と接する面積

$$A_m = B_{22} \cdot h_1$$

$B_{22} \cdot h_1$: 6.6.4 及び図解 6.6.1 による

γ_i : 構造物係数 (一般に 1.0)



図解 6.6.1 支圧応力を低減する場合の詳細図

6.5.2 山形鋼と充填モルタルを用いる場合

(1) 山形鋼は、支圧板としての機能を発揮する平面寸法、板厚を確保することとし、一般には、補強鋼材径に応じて表 6.5.2 に示した値以上の大きさの山形鋼を用いることを標準とする。

表 6.5.2 山形鋼の寸法 (SD345、SD390)

| 補強鋼材径 | 山形鋼サイズ | |
|-------|---------------|---------|
| | 板幅 b_1 (mm) | 板厚 (mm) |
| D29 | 80 | 12 |
| D32 | 88 | 13 |
| D35 | 96 | 14 |
| D38 | 104 | 16 |
| D41 | 112 | 17 |
| D51 | 140 | 20 |

b_1 : 山形鋼の辺長 (図 6.6.4 参照)

(2) 山形鋼の構造細目

(a) 図 6.5.4 に示した山形鋼の柱へのかかり幅 b_2 は、既設柱の最外縁軸方向鉄筋の中心かぶり b_3 以上を原則とする。

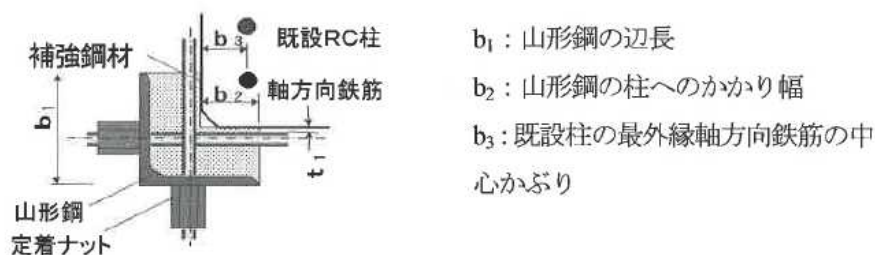


図 6.5.4 定着部の詳細図 (断面図)

(b) 山形鋼は、柱長手方向に分割して配置してもよい。なお、分割する場合、図 6.5.2 に示した山形鋼の柱長に対する設置率は、1D 区間では 30% 以上を標準とする。また、橋軸方向と直角方向の補強鋼材を段違いに配置する場合には、定着部に回転力が作用しない構造を原則とする。

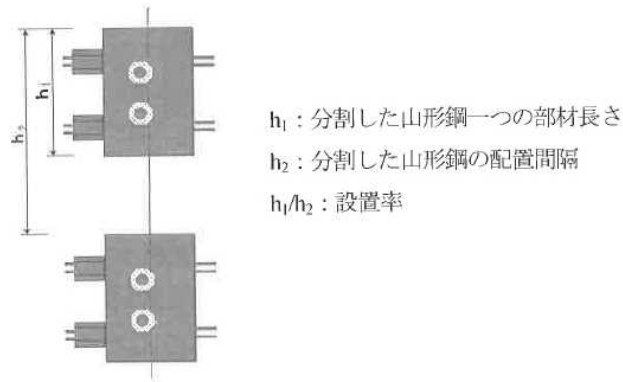


図 6.5.5 山形鋼を分割して配置する場合の設置率の考え方

(3) 充填モルタルの設計

山形鋼と既設柱の充填モルタルに作用する応力に対して、式 (6.5.1) を満たすことを原則とする。

$$\gamma_i \cdot \sigma_{md} / f_{md} \leq 1.0 \quad (6.5.1)$$

ここに、 σ_{md} : 設計作用応力度

$$\sigma_{md} = \rho_m \cdot f_{sy} \cdot A_s / (B_{21} \cdot h_1)$$

ρ_m : 材料修正係数で 1.2 とする

f_{sy} : 補強鋼材の降伏強度

A_s : 補強鋼材一本あたりの断面積

B_{21} : コーナー支持材が既設 RC 柱と接する長さ (図 6.5.6)

h_1 : 補強鋼材一段あたりの山形鋼の高さ

$$f_{md} = f_{mk} / \gamma_c$$

f_{mk} : 充填モルタルの圧縮強度

γ_c : 材料係数 (一般に 1.3)

γ_i : 構造物係数 (一般に 1.0)

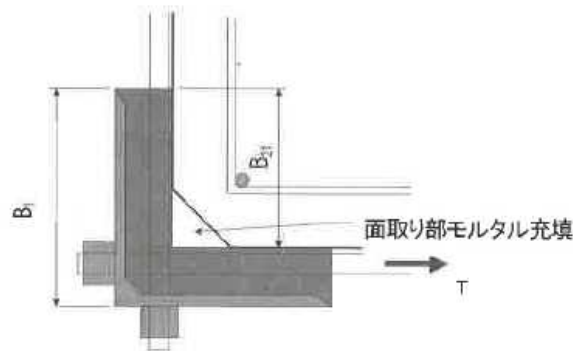


図 6.5.6 定着部詳細図

(4) 充填モルタルの構造細目

(a) コーナー支持材をプレキャストとする場合で、補強鋼材を挿入する孔と補強鋼材の空隙を残す場合には、孔による断面欠損を考慮して 6.5.4(3) の検討を行うことを原則とする。

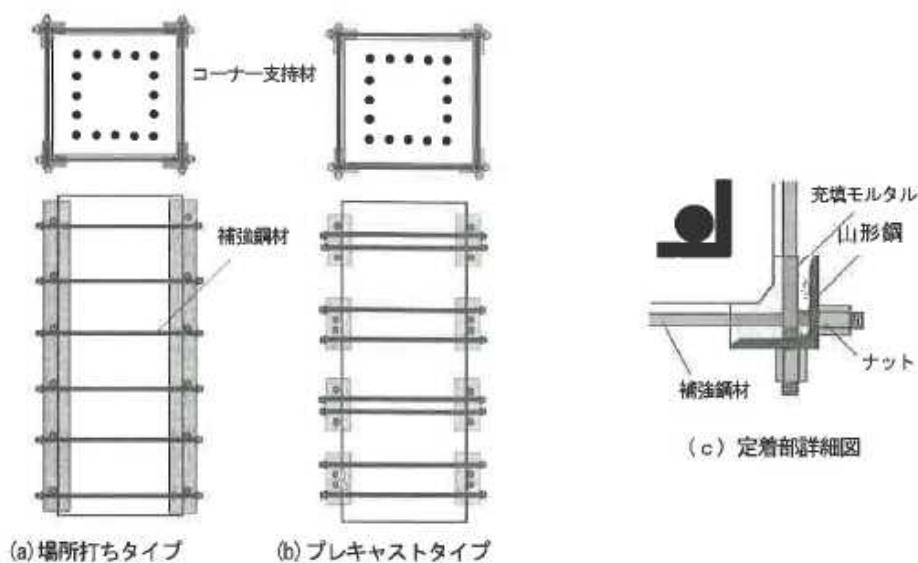
(b) コーナー支持材をプレキャストとする場合には、既設柱との間に生じる面取り部の空隙は、支持材に使用した充填モルタルと同等以上の強度をもつ無収縮モルタル等を注入することを原則とする。

【解説】

(1)について

図解 6.5.2 に山形鋼と充填モルタルを用いる場合の補強概要図の例を示す。ここでは、充填モルタルを場所打ちする場合と、コーナー支持材をプレキャスト製とする場合を示す。

本項は、図解 6.5.2 に示したように、山形鋼で補強鋼材を定着し、既設柱と山形鋼の隙間に充填したモルタル等を介して、柱を補強する場合に適用できる。表 6.5.2 に示した値は、鋼材の材質が SD390、コンクリート強度が 21 N/mm^2 を対象とした実験結果から定めたもので、一般には、表 6.5.2 に示した値でよいこととした。したがって、補強鋼材強度として SD390 よりも大きいものを採用する場合や、コンクリート強度が 21 N/mm^2 よりも低い柱を対象とする場合には、別途適切な方法で山形鋼の大きさを定めなければならない。



図解 6.5.2 山形鋼と充填モルタルを用いる場合の補強概要図

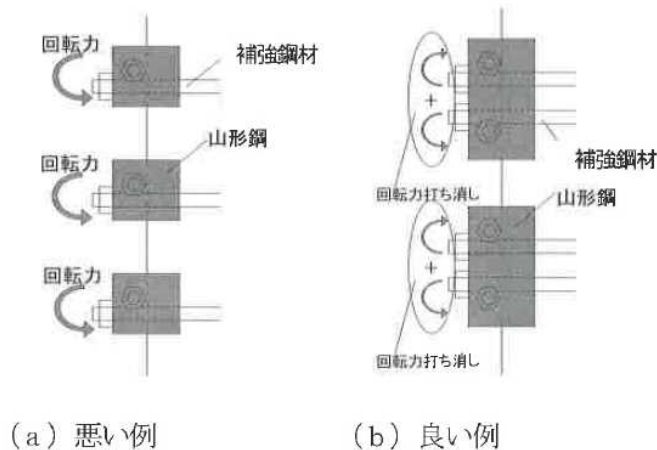
(2) (a)について

山形鋼の柱へのかかり幅が小さいと、定着部で局部的な破壊を起こすなど、所要の機能を発揮できないことが考えられるため、実験で確認している最外縁の軸方向鉄筋の中心かぶり以上のかかり幅を確保することとした。

(2) (b)について

山形鋼は現場の状況に応じて、場所打ちタイプ、プレキャストタイプとも、分割して設置してよい。その場合、柱の長手方向には、隙間を設けてよいが、1D 区間での隙間間隔が、山形鋼の設置長さに対して大きい場合には、変形が進むにつれて補強効果が発揮できないことが実験により確認されている。そのため、1D 区間の設置率を 30% 以上確保することを標準とした。

また、柱長手方向に山形鋼を分割して設置する場合には、定着部に回転力が作用すると、定着部の局部破壊が発生するため、定着部に回転力が作用しないような構造としなければならない。図解 6.5.3 は、回転力がかからないように配慮した例である。(a) のように、補強鋼材 1 段ずつを一つの山形鋼に段違いに定着すると、補強鋼材の引張力により、定着部に回転力が作用することとなる。一方、(b) のように、補強鋼材 2 段ずつを一つの山形鋼に配置する場合に、同方向の補強鋼材を内側と外側に配置すると回転力が打ち消されることとなる。このように、山形鋼を分割して配置する場合には、定着部に回転力が作用しないように配慮が必要である。



図解 6.5.3 山形鋼の分割配置例

(3)について

山形鋼と既設柱の充填モルタルは、補強鋼材の引張力を既設柱に伝える重要な役割を果たす。したがって、鋼材が降伏しても、圧壊しないことを前提とすることとした。

なお、実際には、図解 6.5.4 に示すように、検討方向と直交する鋼材にも力が作用し、充填モルタルに作用する力が軽減されるため、以下に示す方法により、作用応力度を低減してよい。

$$\sigma_{md} = (\rho_m \cdot A_{s1} \cdot f_{sy} - 0.5 \cdot A_{s2} \cdot f_s) / (B_{21} \cdot h_1) \quad (\text{解 6.5.2})$$

ここに、 ρ_m : 材料修正係数で 1.2 とする

A_{s1} : 検討方向の補強鋼材の断面積

f_{sy} : 補強鋼材の降伏強度

A_{s2} : 検討直交方向の補強鋼材の断面積

f_s : 検討直交方向の補強鋼材の応力度で次式により求める

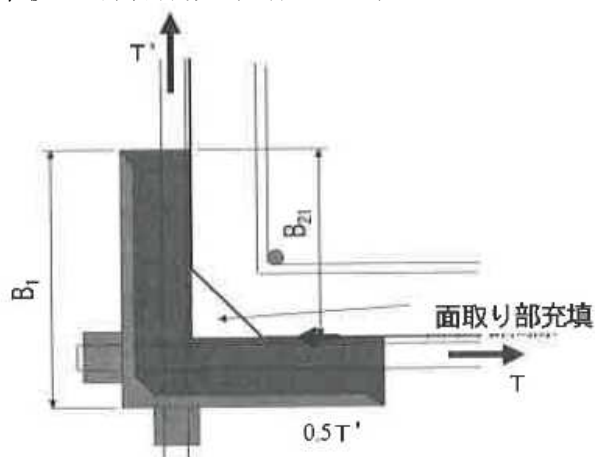
$$f_s = (V_d - V_{sd}) / (A_{s2} / S_s \cdot z / \gamma_b)$$

V_d, V_{sd} : 4.5.1 による

S_s : 補強鋼材の配置間隔

z : $d / 1.15$ (d : 既設柱の有効高さ)

γ_b : 部材係数 (一般に 1.1)



図解 6.5.4 作用を低減する場合の詳細図

(4) (a)について

コーナー支持材に山形鋼と充填モルタルを用いる場合で、コーナー支持材をプレキャスト製とする場合には、充填モルタル部に、補強鋼材を通す孔を設ける必要がある。現場で、補強鋼材を通したのちに、孔と補強鋼材の間隔に無収縮モルタルなどを注入せず、隙間があいたままにする場合には、6.5.4 (3) に示す充填モルタルの設計において、孔による断面欠損を考慮して検討を行わなくてはならない。

なお、孔を確保するための埋め殺し型枠として、鋼管など、充填モルタルと同等以上の強度のある部材を用いる場合には、断面欠損を考慮しなくてもよい。

(4) (b) について

コーナー支持材に山形鋼と充填モルタルを用いる場合で、コーナー支持材をプレキャスト製とする場合には、6.5.4(3)の検討を、面取り部を充填しない前提で行った場合でも、既設柱の面取り部の隙間には充填モルタルと同等以上の強度をもつ無収縮モルタルを注入することを原則とした。これは、空隙があるとコーナー支持材に曲げモーメントが作用し、充填モルタル部に過大なクラック等が生じ、局部破壊につながる恐れがあるためである。

6.6 その他の構造細目

- (1) ナットは、ダブルのナットとすることを原則とし、供用中に緩みが生じないように締め付けた上で、ナットの緩み止め対策の措置を行うこと。なお、SD345、SD390、SD490 およびUSD685 のねじふし鉄筋に使用するナットの締め付けトルクは177N・mを標準とし、PC鋼棒（丸棒B種）に使用するナットの締め付けトルクは表6.7.1を標準とする。

表 6.7.1 ナットの締め付けトルク

| PC 鋼棒径 (mm) | 1次締め付け (N・m) | 2次締め付け (N・m) |
|----------------|-----------------|-----------------|
| 19 | 100 | 200 |
| 23 | 120 | 250 |
| 26 | 150 | 300 |
| 32 | 180 | 350 |

- (2) 補強鋼材、ナット、コーナー支持材などは、適切に防錆処理することを原則とする。

【解説】

(1) について

ナットは、設計で期待している補強鋼材の強度を確保する観点から、ダブルのナットを原則とするが、D51 (SD345、SD390、SD490) およびPC鋼棒（丸棒B種）を使用する場合には、ねじやナットの形状寸法等の相違から、補強鋼材の強度をシングルナットで確保できるため、シングルのナットとしてよい。

ナットの本締めにあたっては、トルクレンチにより所定のトルクが導入されていることを確認すること。

PC鋼棒（丸棒B種）に使用するナットは、供用中に緩みが出ないように、表4.7.1に示す締め付けトルクで全体を1次締め付けした後、2次締め付けを行うことを原則とする。

片面のナットのみを大きな力で締め付けると、柱にクラックが発生する可能性があるため、ナットの締め付けは1次締め付けとして柱の外周すべてを締め付けた後、2次締め付けを行うこととした。締め付け作業には、片面のみを締め付けることがないように、十分に留意して締め付けを行うのがよい。

上記のナット締め付けの後、緩み止め対策を行うこととする。緩み止め対策は、補強鋼材とナットの間には接着剤（ハードロックⅡボルトロック6M、ボルトロック2M、または同等品以上）の注入もしくは塗布、または、これと同等の効果のあるものにより行うこと。接着剤（ハードロックⅡボルトロック6M、ボルトロック2M）を注入する場合、ナットの頂部に注入孔を設け、確実に注入すること。また、塗布する場合には、補強鋼材とナットの間には接着剤を全周にわたり塗布すること。

なお、接着材の標準的な注入量または塗布量は、注入の場合はシリンダーのレバー1握り、塗布の場合は補強鋼材とナットの間全周塗布1周分を目安とし、約2gとなる。施工終了時には、緩み止め対策について、全箇所について確認することとする。

(2)について

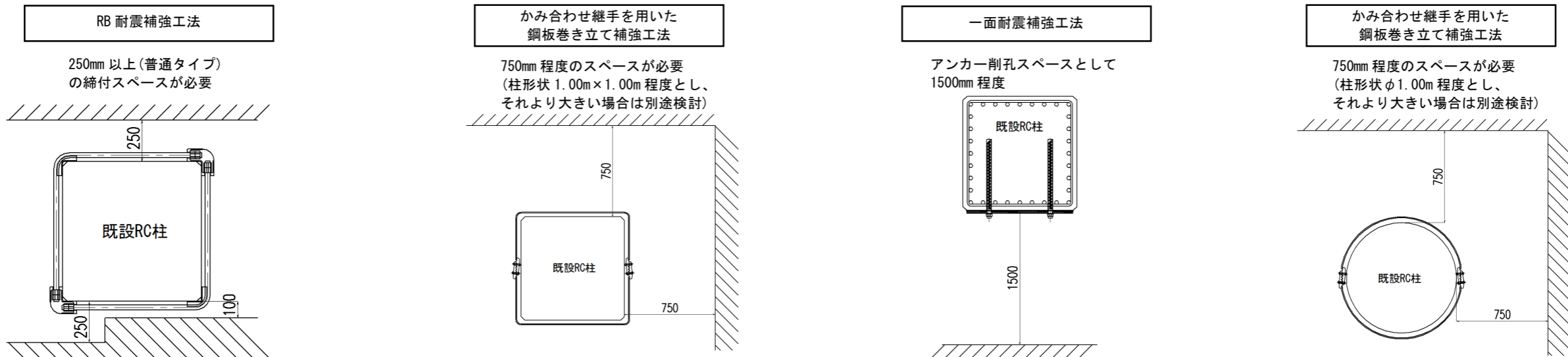
鋼材は、腐食しないように適切に防錆処理することを原則とし、めっき、エポキシコーティング、または塗布等を施すものとする。一般環境における防錆対策として、めっきとする場合には JIS H 8641 HDZ35（亜鉛めっき）、亜鉛・クロム酸複合皮膜（ダクロタイズド処理、2コート、2ペーク）と同等以上とする。また、エポキシコーティングによる場合の被覆厚は 200 μ m 以上とし、塗装による場合は、表解 6.7.1 によるものとする。補強鋼材に PC 鋼棒（丸棒 B 種）を用いる場合の PC 鋼棒およびナットについては、原則としてディスゴ処理（2コート、2ペーク）または亜鉛・クロム酸複合皮膜（ダクロタイズドめっき、2コート、2ペーク）により防錆処理すること。

地中部については、鋼材に原則としてめっき等の防錆処理を施しているため、根巻きコンクリートは行わず、そのまま埋め戻してもよい。

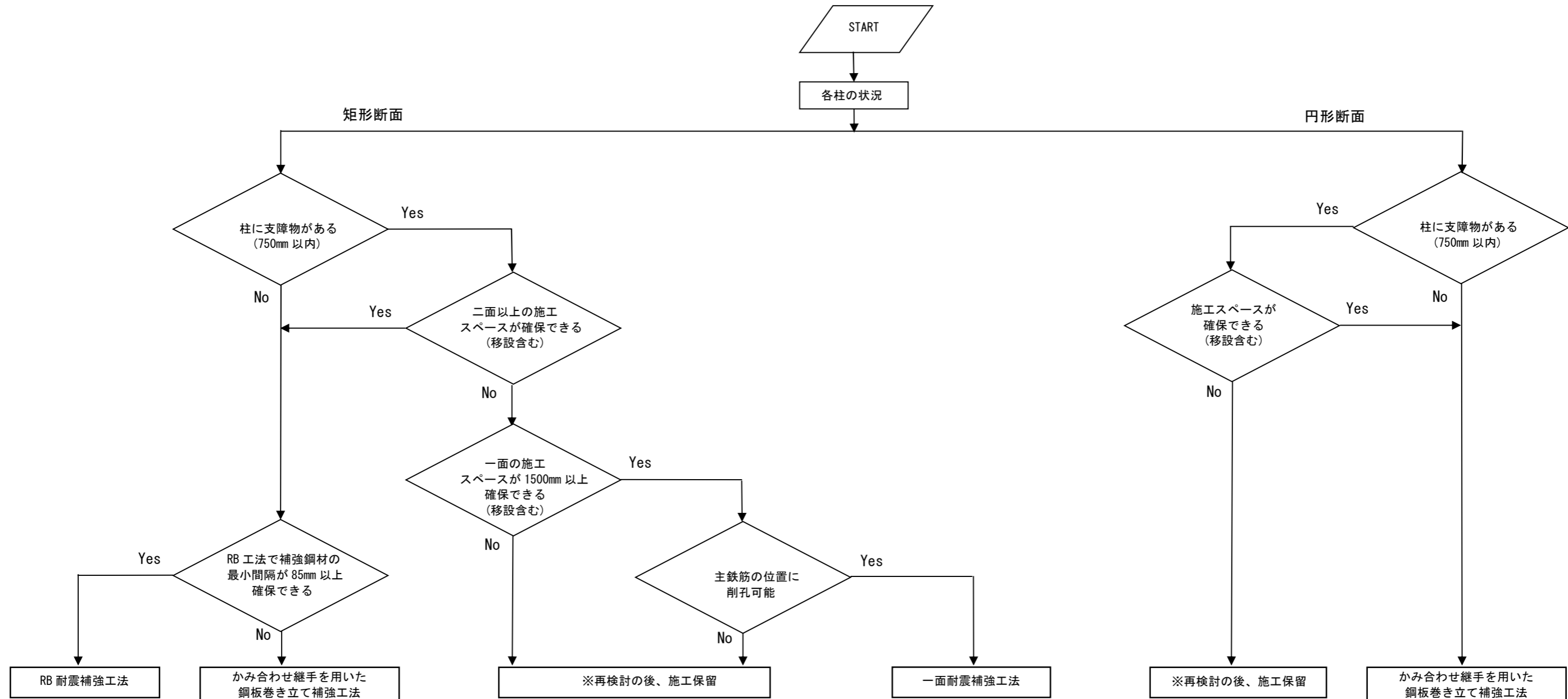
表解 6.7.1 塗装系（工場塗装）

| 工種 | 塗装名 | 標準使用量(g/m ²) | 塗装間隔(20℃) |
|------|----------------------|--------------------------|-----------|
| 素地調整 | ブラスト方法で、さび、黒皮などを除去する | | |
| 第1層 | 無機ジンクリッチプライマー | スプレー200 | 3H以内 |
| 第2層 | 厚膜型変性エポキシ樹脂系塗料 | スプレー240 | 2D~1M |
| 第3層 | 厚膜型変性エポキシ樹脂系塗料 | スプレー240 | 24H~7D |
| 第4層 | 厚膜型ポリウレタン樹脂塗料上塗 | スプレー180 | 24H~7D |

各工法の施工に必要な標準スペース



耐震補強工法選定標準フローチャート



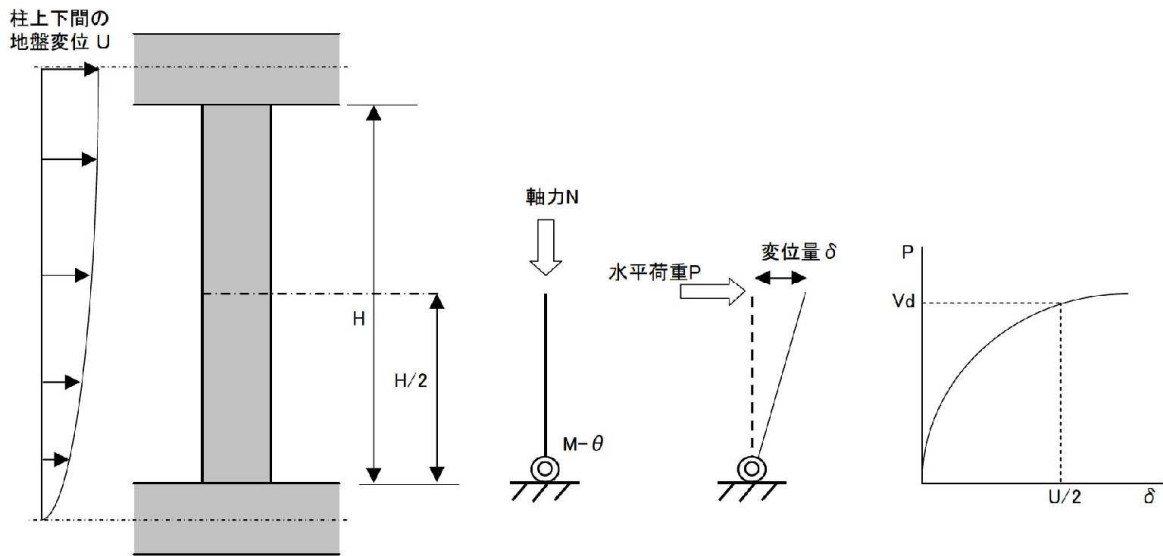
【参考資料 2】 柱単独の耐震性能と地盤変位量による簡易な耐震性能照査の事例

静的非線形解析によって多層多径間の地下構造物の耐震照査を実施することは、多くの時間・費用を要することから、柱単独の耐震性能と地盤変位量を用いて簡易に耐震性能を照査した事例を示す。

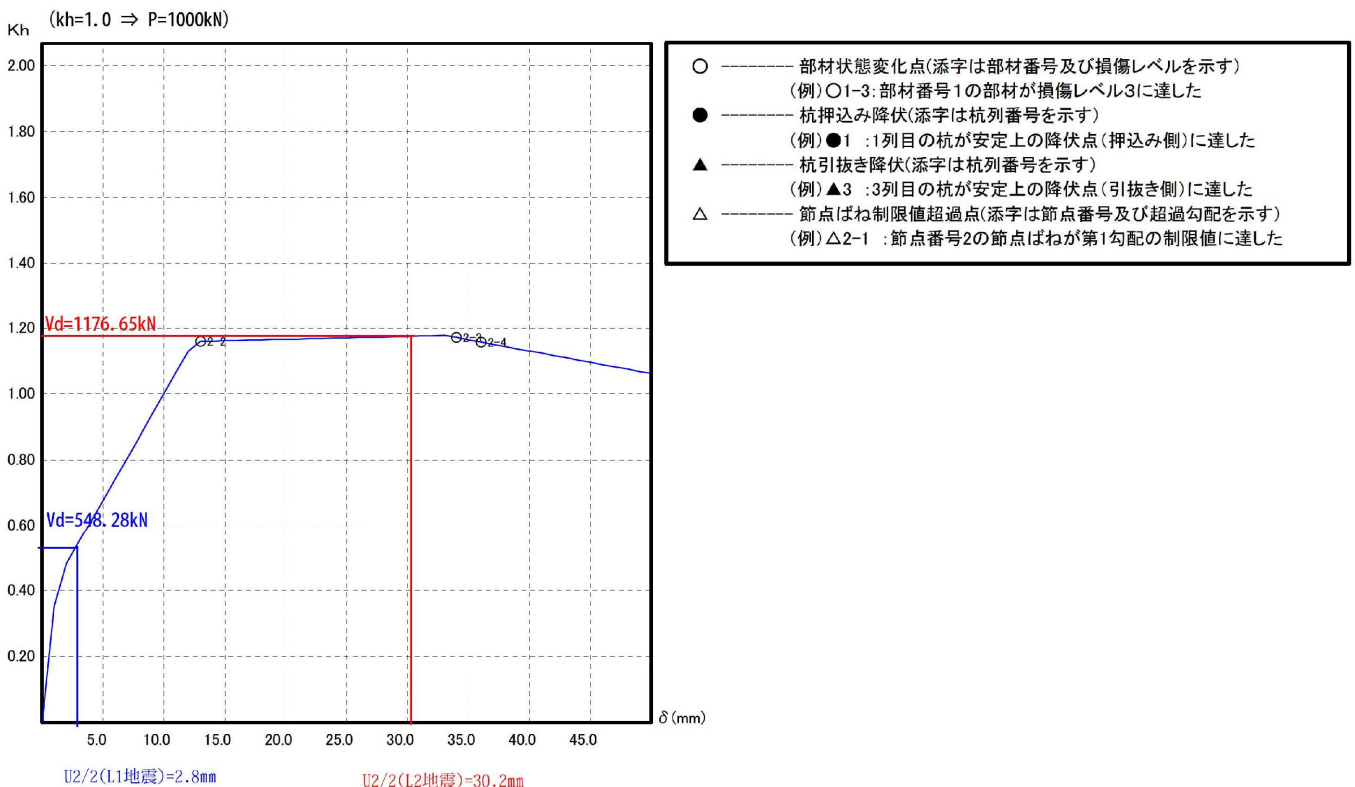
一般に、地下構造物の地震時挙動は周辺地盤の挙動に大きく影響されることから、ここでは地下構造物の地震時層間変位量が周辺地盤の地震時変位量と同じであると仮定する。

地震時の地盤変位量 U は【耐震標準】に準じて算出する。また、柱単独の変形性能を確認するために、柱を高さ $H/2$ (H : 柱高さ) の片持ち梁としてモデル化し、静的非線形解析を実施する。

静的非線形解析により得られた荷重-変位関係に対して、 $U/2$ の変位量に相当する設計せん断力を抽出し、設計せん断耐力と比較する。その他、荷重-変位関係より $U/2$ 変位時の損傷レベルの確認も可能である。



図参 2.1 簡易な耐震照査の解析モデル



図参 2.2 柱単独の静的非線形解析結果の例

【せん断耐力照査】 3/50 ステップ

| 要素番号 | せん断力 Vd(kN) | 設計せん断耐力 Vyd(Vdd) | 設計せん断耐力 Vwcd | 判定 | 要素番号 | せん断力 Vd(kN) | 設計せん断耐力 Vyd(Vdd) | 設計せん断耐力 Vwcd | 判定 |
|------|-------------|------------------|--------------|-----|------|-------------|------------------|--------------|----|
| 1 | 548.28 | ----- | ----- | --- | | | | | |
| 2 | 548.28 | 570.71 | 2445.81 | ○ | | | | | |

図参 2.3 L1 地震時のせん断耐力照査の例

【せん断耐力照査】 31/50 ステップ

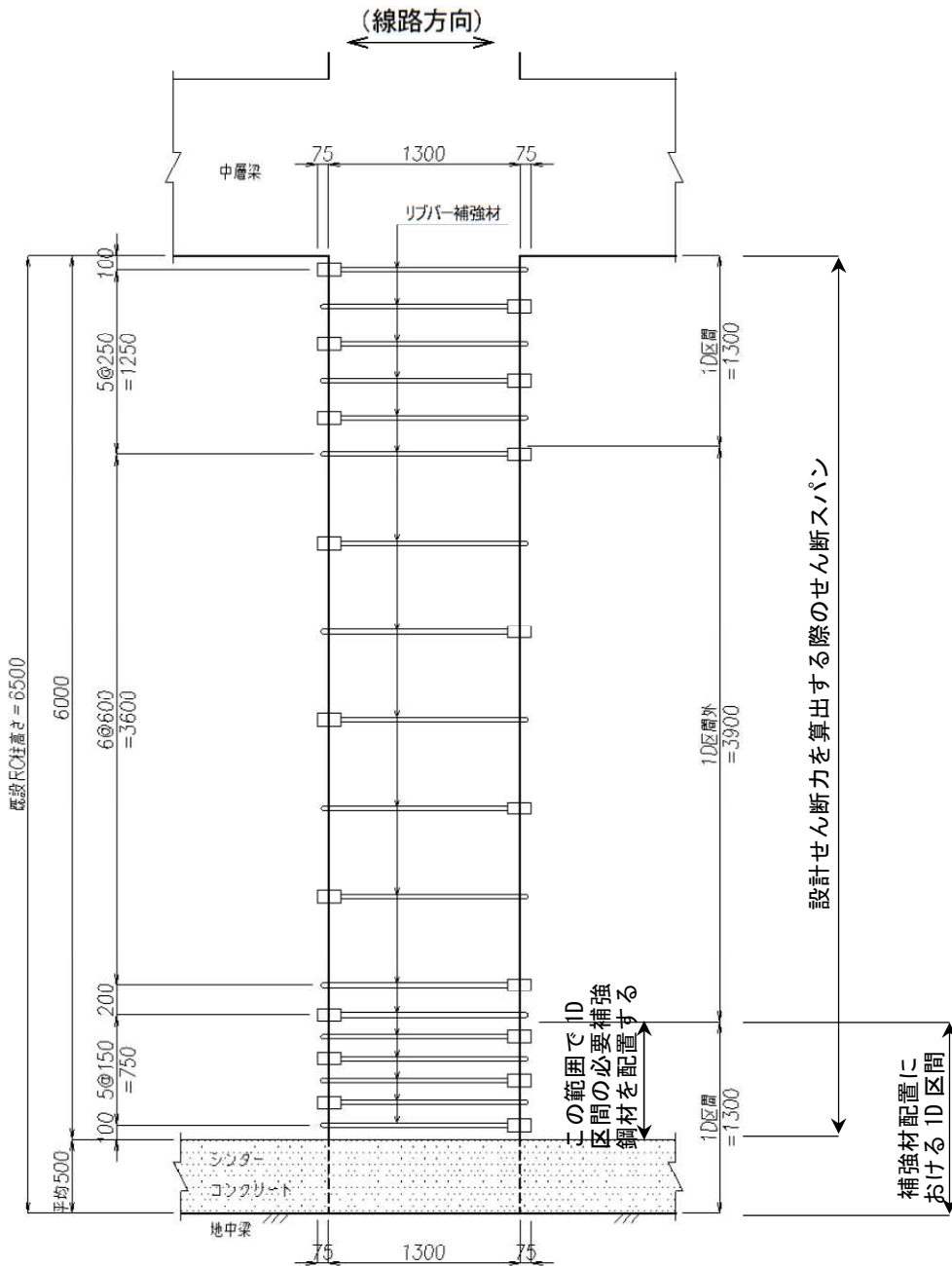
| 要素番号 | せん断力 Vd(kN) | 設計せん断耐力 Vyd(Vdd) | 設計せん断耐力 Vwcd | 判定 | 要素番号 | せん断力 Vd(kN) | 設計せん断耐力 Vyd(Vdd) | 設計せん断耐力 Vwcd | 判定 |
|------|-------------|------------------|--------------|-----|------|-------------|------------------|--------------|----|
| 1 | 1176.65 | ----- | ----- | --- | | | | | |
| 2 | 1176.65 | 570.71 | 2445.81 | × | | | | | |

図参 2.4 L2 地震時のせん断耐力照査の例

【参考資料3】 シンダーコンクリートが打設されている柱のRB耐震補強事例

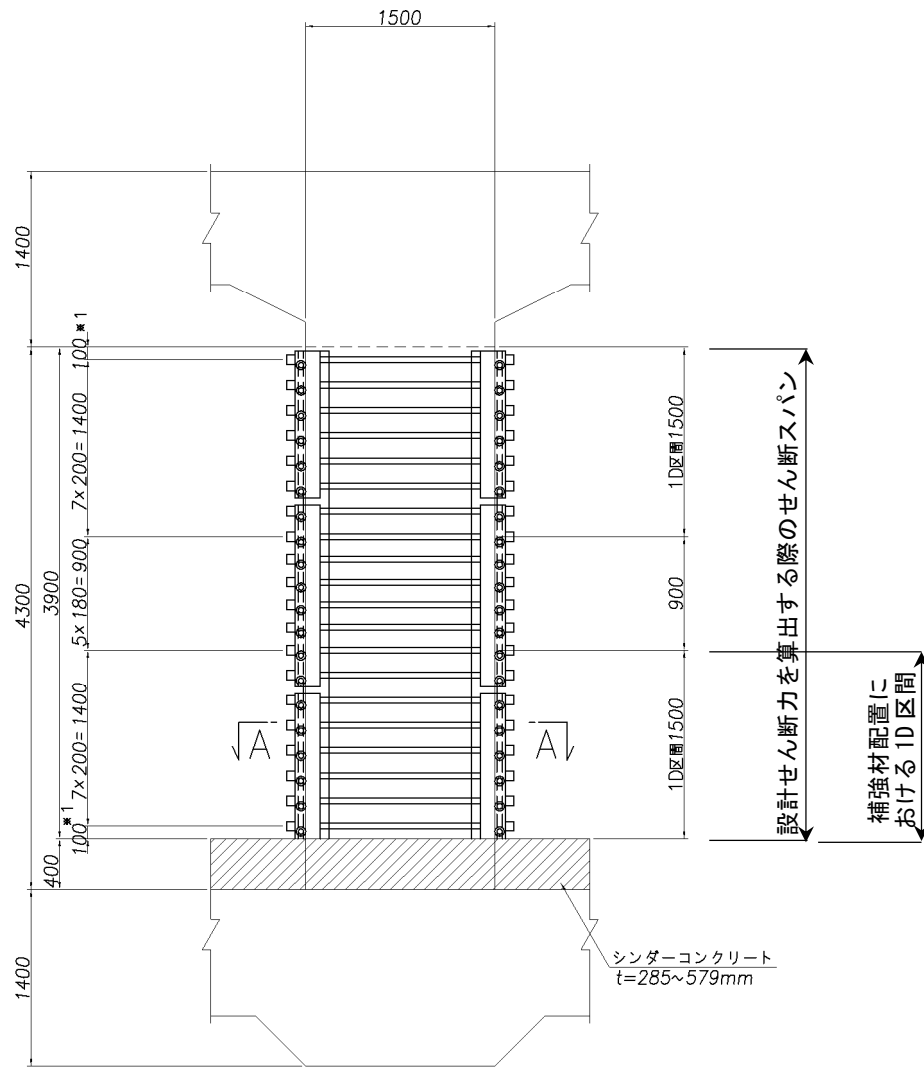
設備室等において、柱基部付近にシンダーコンクリートが打設されている場合、厚さの違いや施工時期等による品質にばらつき等の要因により、その強度の判断が難しく、塑性ヒンジを形成する部位（せん断クラックの発生部位）が柱下端になるケースとシンダーコンクリート天端面になるケースとが考えられる。

このような場合において、安全側の考え方として、柱のせん断スパン L_a はシンダーコンクリート天端面～柱上端として設計せん断力を算出し、補強鋼材の配置は柱下端から1D区間内のシンダーコンクリートを除いた範囲に1D区間の必要補強鋼材量を配置した事例、およびシンダーコンクリートの強度が高いと判断して、柱のせん断スパン L_a と補強鋼材の配置の両方について、シンダーコンクリート天端面～柱上端を柱高と捉えて設計した事例を示す。



図参 3.1 シンダーコンクリートが打設されている柱のRB補強例1
 (せん断スパンはシンダーコンクリートを除く高さとするが、柱基部の補強鋼材はシンダーコンクリートを含む1D区間に配置した事例)

直角方向断面図 S=1/30



図参 3.1 シンダーコンクリートが打設されている柱のRB補強例 2
 (せん断スパン、柱基部の補強鋼材配置共にシンダーコンクリート除く柱高とした事例)