ＩＳＳＮ 0386－5878
土木研究所資料第4044号

土木研究所資料

コンクリート構造物の設計に関する国際標準導入による影響とその対応

平成19年２月

独立行政法人土木研究所
技術推進本部構造物マネジメント技術チーム

Copyright © (2007) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土 木 研 究 所 資 料
第 4044 号 2007 年 2 月

コンクリート構造物の設計に関する国際標準導入による影響とその対応

構造物マネジメント技術チーム　主席研究員　渡辺　博志
主任研究員　古賀　裕久
研　究　員　中村　英佑

要　旨

ISO 19338 は，コンクリート構造物の設計規準が明記すべき要求性能や照査項目を規定し，限界状態設計法に基づいた設計体系を推奨している．欧州で策定が進められている Eurocode は，既に限界状態設計法へと移行し，従来設計法とのキャリブレーションを行っている．一方で，我が国の実務的なコンクリート構造物の設計体系は，これらの設計規準とは大きく異なるため，必ずしも国際的な整合性が取れていない状態にある．

本報告書は，コンクリート構造物の設計規準を対象として，国際規格の導入による影響とその対応について検討したものである．具体的には，諸外国のコンクリート構造物の設計規準における限界状態の定義や部分係数の設定方法を比較した．また，照査項目の例として，ひび割れ幅の取り扱いやせん断耐力算定式の違いを整理し，構造細目の例として，鉄筋の曲げ内半径の規定値の妥当性を検討した．

キーワード：　国際標準，ISO 19338，限界状態設計法，ひび割れ，せん断耐力算定式，構造細目

目　次

1. はじめに 1

2. 国際規格の策定状況と本報告の検討範囲 2
2.1 コンクリート構造物の設計に関する国際規格の策定状況 2
2.2 規格のヒエラルキー 3
2.3 本報告の検討範囲 4

3. 要求性能，設計・照査の前提条件と限界状態の定義 6
3.1 考慮すべき要求性能と設計・性能照査の前提条件 7
3.2 照査すべき限界状態 9

4. 部分係数の設定方法 12
4.1 土木学会コンクリート標準示方書の安全係数 12
4.2 EN1990・EN 1992 の部分係数 13
4.3 AASHTO LRFD の部分係数 18

5. 使用限界状態の照査におけるひび割れの取扱い 22
5.1 許容ひび割れ幅の規定 22
5.2 曲げひび割れ幅の算定式 25
5.3 ひび割れの取扱いの比較検討結果 27

6. 終局限界状態の照査におけるせん断耐力の算定式 28
6.1 せん断補強鉄筋を有する RC はり部材のせん断耐力算定式 28
6.2 せん断耐力算定式の精度検証 31
6.3 せん断耐力算定式の比較検討結果 34

7. 構造細目の規定内容 39
7.1 ISO 19338 における構造細目の規定内容 39
7.2 各規準における鉄筋の曲げ内半径の規定内容 40
7.3 実験の概要 41
7.4 実験結果および考察 43
7.5 鉄筋の曲げ内半径に関する規定の比較検討結果 47

8. 結論 48
8.1 検討結果のまとめ 48
8.2 日本版 National Annex(案)の提案例 49
8.3 今後の課題 50

参考文献 51

1. はじめに

ISO(国際標準化機構)は，品質管理に関するISO 9000シリーズや環境分野を対象とするISO 14000シリーズだけでなく，土木構造物の分野においても国際規格の策定を進めている．例えば，1998年にISO 2394「構造物の信頼性に関する一般原則」[1.1)]，2003年にISO 19338「構造体コンクリートに関する国家規格の認証のための性能および評価要求事項」[1.2)]を制定し，現時点では，ISO規格の最終原案としてISO/FDIS 22965「コンクリートの仕様，性能，製造および適合性」の審議を行っている．1995年に成立したWTO(世界貿易機関)の政府調達協定ならびにTBT協定(貿易の技術的障害に関する協定)により，各国で国内規準を整備する際には，その基礎として国際規格を尊重することが求められている．従って，今後は，コンクリート構造物の設計や施工の面においても，国際規格を遵守しなければならない可能性がある．

現在，国際的に策定が進められている構造物の設計規準の多くは，土木構造物と建築構造物，あるいは鋼構造物とコンクリート構造物，基礎構造物といった分野・構造種別の区分を行わず，共通する事項を共通的に取り扱い，分野・構造種別の違いに大きく依存する部分のみを個別に示す形式を用いている．この形式は，欧州でCEN(欧州標準化機構)によって精力的に策定が進められているEN(欧州規格)でも採用されている．また，1991年にISOとCENにより締結されたウィーン協定により，規格の策定作業の重複を避けることを目的として，ENとして制定された規格がそのままの形でISO規格として提案される可能性が高い状況にある．

一方，これまでの我が国の技術規準の大部分は，分野・構造種別ごとに検討されてきた．この形式は，構造種別ごとの設計規準の策定や要素技術の発展には十分に寄与したが，我が国の構造物の設計体系が国際的な潮流と必ずしも一致していないことを示唆している．このため，コンクリート構造物の実務レベルの設計規準については，国際規格の導入にあたって生じる問題点を明らかにしておくことが強く求められる．また，国際規格を導入する際には，導入によって生じる混乱を最小限に抑えるための対応策を提示することも不可欠である．

このような背景から，本報告では，コンクリート構造物の設計規準に着目し，国際規格の導入による影響とその対応について検討を行った．具体的には，現時点でのコンクリート構造物の設計規準の策定状況を整理した上で，諸外国の設計規準の内容を比較し，国際規格の導入にあたっての問題点とその対応策について考察した．

2. 国際規格の策定状況と本報告の検討範囲

2.1 コンクリート構造物の設計に関する国際規格の策定状況

コンクリートに関連する国際規格は，ISO/TC71(国際標準化機構第 71 専門委員会：コンクリート，鉄筋コンクリートおよびプレストレストコンクリート)において検討されてきた．ISO/TC71 は，**表-2.1** に示す 7 つの SC(分科委員会，Subcommittee)を組織し，コンクリート構造物の試験方法や設計規準，維持管理など様々な側面から国際規格の制定準備を進めている．

表-2.1　ISO/TC71 の各 SC における検討内容

SC1	コンクリートの試験方法 Test Methods for Concrete
SC2	コンクリート構造物の設計の規定 Rules for Design of Concrete Structures ※活動停止．SC4とSC5の設立により存在意義が薄れたため．
SC3	コンクリートの製造とコンクリート構造物の施工 Production and Control of Concrete
SC4	コンクリート構造物の性能規格 Performance Requirements for Concrete Structures
SC5	コンクリート構造物の簡易設計 Simplified Design Standards for Concrete Structures
SC6	コンクリートの新しい補強材 Non Traditional Reinforcing Materials for Concrete Structures
SC7	コンクリート構造物の維持管理と補修補強 Maintenance and Repair for Concrete Structures

コンクリート構造物の設計規準については主に SC4 で検討が行われ，2003 年に ISO 19338 が制定された．これは，各国・機関が作成しているコンクリート構造物の設計・施工に関連する規準が規定すべき要求性能と評価項目の原則的標準を定めたものであり，これに適合するとみなされる規準をリスト化して示す，いわゆるアンブレラコードの体系となっている．また，リストに新たに規準を追加する際の手続きも明示しており，ISO 加盟国から追加申請が行われた場合には，ISO/TC71 での審査を経た後の投票によって承認の可否が決定される．

ISO 19338 の 2003 年版は 2004 年に改訂され[2.1)]，現時点でリストに示されているものは，米国の ACI 318 と ACI 432，欧州の EN 1992-1-1，日本の土木学会のコンクリート標準示方書(構造性能照査編，耐震性能照査編，施工編)，日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準とプレストレストコンクリート設計施工規準，オーストラリアの AS 3600 である．また，新たに承認を申請しているものとしては，コロンビア，サウジアラビア，ブラジルの規準やアジアコンクリートモデルコードなどがある[2.2)]．コロンビア，サウジアラビア，ブラジルの規準は，いずれも ACI の規準をベースとしたものである．

ISO/TC71 により ISO 19338 へのリスト化が承認された規準は，ISO 19338 に規定された原則的標準を満たしているものであり，コンクリート構造物の設計には支障なく使用できると考えられる．しかしながら，ISO 19338 は，各規準が規定すべきコンクリート構造物の要求性能や照査項目を示しているが，具体的な照査方法や耐力照査の前提となる構造細目の内容までは明記していない．この結果，コンクリート構造物の設計に異なる設計規準を採用した場合，必然的に異なる照査方法や構造細目の取り決めに従って設計を行うことが起こり得る．このため，仮に各規準の耐力算定式の精度が大きく異なるような場合には，同一形状の構造物であっても安全性の照査結果が異なるという問題が生じる可能性がある．

また，ISO 19338 は限界状態設計法による設計方法を規定しているのに対し，現行の道路橋示方書[2.3)]の設計体系は許容応力度法に基礎を置いた状態で今日に至っている．今後，構造物の設計規準は，信頼性設計に基づく限界状態設計法へと移行することが国際的にも確実視されている．このため，ISO 19338 にリスト化され既に限界状態設計法の思想を取り入れている設計規準同士の相違点を明確にし，コンク

リート構造物の設計に関する国際規格の導入によって生じる問題点を整理することは，将来的に道路橋示方書の設計体系を検討する際にも役立つと考えられる．

2.2 規格のヒエラルキー

図-2.1 は，コンクリート構造物の設計に関連する規格の関係を整理したものである．コンクリート構造物の設計に関する規格は，その策定主体により国際規格，地域・国家規格，団体規格の 3 つに大きく分類することができ，上位規格が下位規格に強い影響を与えていると考えられる．

国際規格は，ISO 規格に代表され，広く国際的に適用される規格である．WTO の政府調達協定と TBT 協定に従えば，構造物の設計においても各国は ISO 規格を尊重することが求められる．ISO 2394 は，構造物全般の設計規準の原則を定めたものである．ここでは信頼性理論に基づいた限界状態設計法を提示しており，ISO 2394 の下位に位置しコンクリート構造物を対象とした ISO 19338 でも限界状態設計法に基づいて設計を行うことを明記している．この結果，我が国における構造物の設計規準体系も，確率論的な概念を導入した限界状態設計法へと移行することが急務となる．

地域・国家規格は，国もしくは地域単位で策定された規格であり，我が国の土木学会コンクリート標準示方書[2.4, 2.5, 2.6]，米国の ACI 318[2.7]，欧州の EN 1992-1-1[2.8]などがある．いずれも適用範囲はコンクリート構造物全般を含み，ISO 19338 に適合していることが承認された「適合みなし規準」である．

団体規格は，各国の団体等により実務レベルの設計規準として策定されたものである．ここでは，道路橋の設計規準を示した道路橋示方書や AASHTO(American Association of State Highway and Transportation Officials)の LRFD[2.9]が相当し，それぞれコンクリート橋の実務面における設計方法が示されている．

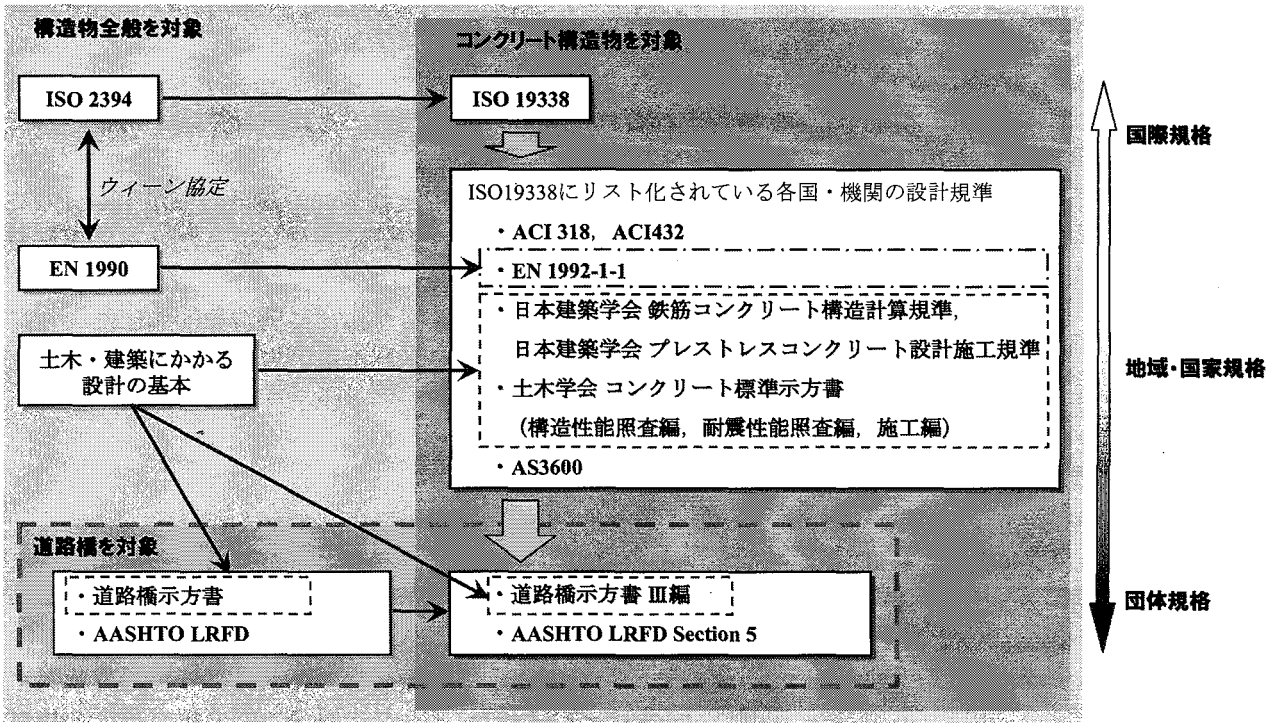


図-2.1　コンクリート構造物の設計に関連する規格のヒエラルキー

こうした規格のヒエラルキーが存在する一方で，設計規準の策定における国際的な動向として，土木・建築といった分野の違いやコンクリート・鋼といった構造種別の違いに関係なく，構造物全般に関わる共通事項は共通的な技術規準として定め，構造種別の特性などに依存するものについては構造種別ごとに技術規準を定める傾向がみられる．ISO 規格を例にすれば，ISO 2394 は構造物全般を対象とした

共通事項を定めたものであり，その下位にある ISO 19338 はコンクリート構造物の設計規準が明記すべき要求性能と照査項目を示したものである．

また，EN は，図-2.2 に示すように，設計の基本原則や作用，耐震設計など構造物全般に共通する項目を統一して示し，構造種別の特性に関連する部分については構造種別ごとに記載する方法を採用している．しかしながら，EU 加盟国が EN の全ての規定事項に即座に準拠することは現実的とは言えないことから，各国は National Annex(付属文書)として EN の規定値に代わる独自の数値を示すことが認められている．現時点では，各 EN に加えて各国が独自に作成した National Annex を用いて設計作業を進めているが，将来的には，National Annex を排除し，欧州全域で EN 本文のみで設計を行うことを目指している．

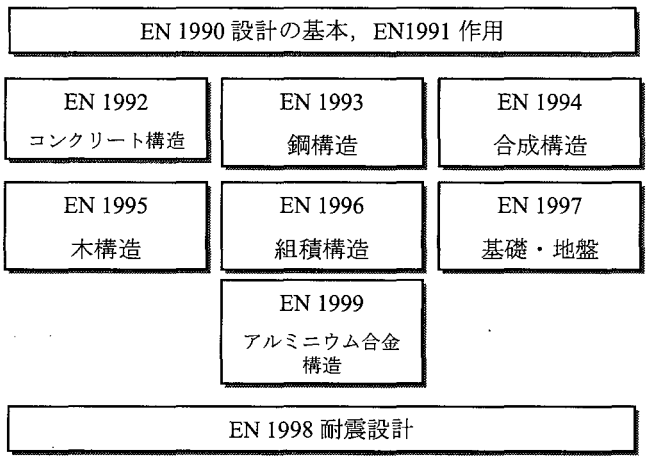


図-2.2　EN の体系

一方，国内では，これまで土木・建築分野のそれぞれにおいて構造種別ごとに設計体系が構築されてきた．このため，米国では ACI 318，欧州では EN 1992 にコンクリート構造物の設計規準が一本化されて集約されているのに対し，我が国の設計規準は土木分野と建築分野それぞれの設計規準が ISO 19338 にリスト化されている．こうした流れは，個別の技術規準の発展には十分に寄与してきたと考えられるが，必ずしも共通的な認識に基づいて構造物の設計がなされてきたとは言えないことを示唆している．こうした反省から，「土木・建築にかかる設計の基本」[2.10]は，土木・建築ならびに構造種別の区別なく，構造物全般に適用できる規準のあり方を示したものであり，今後策定される技術規準の基盤となることが期待される．

2.3 本報告の検討範囲

国際的な構造物の設計規準は，信頼性理論に基礎を置く限界状態設計法へと移行している．また，これらは，分野や構造種別の区別を行わずに，共通的な項目は共通事項として設計規準を定め，構造種別に大きく依存する部分のみを構造種別ごとに示す形式を採用しつつある．

こうした状況を加味すれば，コンクリート構造物の設計に関する国際規格の導入による影響を検討するためには，まず，各設計規準における限界状態の定義やこれのもととなる要求性能の規定内容の相違を明確にする必要がある．また，コンクリート構造物の設計規準の国際規格である ISO 19338 では各限界状態に対する具体的な照査方法や構造細目の内容は記載していない．このため，ISO 19338 にリスト化されている各設計規準の照査方法や構造細目の違いについても検討を加える必要がある．さらに，国際的な構造物の設計規準が限界状態設計法へと移行していることを踏まえれば，既に信頼性理論に基づいた限界状態設計法を取り入れた諸外国の部分係数の設定方法を整理しておくことも不可欠である．

本報告では，コンクリート構造物の設計に関連する国際規格の導入による影響とその対応策を検討することを目的としている．このため，ISO 19338 にリスト化されている設計規準と道路橋に関する実務

レベルの設計規準を対象として，これらの規格で定義されている要求性能と限界状態の定義，部分係数の設定方法，各限界状態の照査方法，構造細目の規定内容などを相互比較する．各限界状態の照査方法では，使用限界状態におけるひび割れの取り扱い，終局限界状態における RC 部材のせん断耐力の算定式を取り上げる．構造細目の比較では，鉄筋の曲げ内半径の規定値について材料実験を交えた考察を行う．

なお，本報告で対象とする既存の設計規準は，我が国の土木学会コンクリート標準示方書(構造性能照査編)と道路橋示方書 I 編・III編，米国の ACI 318 と AASHTO LRFD，欧州の EN1990[2.11)]と EN1992-1-1 とする．

3. 要求性能，設計・照査の前提条件と限界状態の定義

これまでに示した国内外の設計規準を比較するため，ここでは各設計規準に明記されている要求性能，設計および照査を行うにあたっての前提条件，限界状態の定義の相違点を明確にする．比較対象として，ISO 19338，土木・建築にかかる設計の基本，土木学会コンクリート標準示方書(構造性能照査編)，EN 1990・EN 1992，道路橋示方書Ⅰ編・Ⅲ編，AASHTO LRFD の 6 つを取り上げる．ここで ACI 318 を取り上げなかった理由は，コンクリート構造物に対する要求性能や限界状態に関連する具体的な記述が行われていなかったためである．これらの規準の適用範囲を**表-3.1** に示す

ISO 19338 は構造体コンクリートの設計規準を対象とし，土木・建築にかかる設計の基本は構造物全般の構造設計に関する技術標準を示している．すなわち，これら 2 つは，設計技術標準を策定あるいは改訂する際の基礎となる事項を示す，「Code for Code Writers」に相当するものである．一方，土木学会コンクリート標準示方書は土木分野のコンクリート構造物全般に関する技術規準を明記し，EN は，EN 1990 で構造物全般に関する設計の基本原則，EN 1992 でコンクリート構造物全般に関する設計規準を示している．また，道路橋示方書と AASHTO LRFD は各国の実務レベルの道路橋の設計規準である．

表-3.1　適用範囲の整理

ISO19338	土木・建築にかかる設計の基本
・構造体コンクリートの設計規準の性能と評価要求事項を規定する．設計と施工における要求事項の国際調和を目的としており，要求事項，基準，評価条項が含まれる． (1)要求事項 構造体コンクリートに要求される性能を規定する． (2)基準 要求性能を示す手段を規定する． (3)評価条項 特定の基準を照査する手法を規定する．	・構造物全般を対象として，構造設計に係わる技術標準の策定・改訂の基本的方向を示す．土木・建築の両分野を通じた包括的なフレームであり，各構造物に対応する設計技術標準を策定あるいは改訂するにあたって基本となる事項を示している． ・構造物の安全性等の基本的要求性能と構造物の性能に影響を及ぼす要因を明示的に扱うことを基本とし，要求性能を満たすことの検証方法として信頼性設計の考え方を基礎とする．これは，限界状態を設定して作用および構造物の耐力が有する不確定性を考慮し，設計供用期間内に限界状態を超える状態の発生を許容目標範囲内に収めることを意図している．
土木学会コンクリート標準示方書(構造性能照査編)	**EN1990・EN1992**
・構造性能照査編は，一般のコンクリート構造物並びにプレストレスコンクリートおよび鋼コンクリート合成構造の要求性能としての安全性と使用性の照査の原則を示すとともに，照査の前提である構造細目を規定したものである．ただし，地震作用の影響下での要求性能に対する照査，部材の設計，構造細目については耐震設計編によるものとする． ・構造物の安全性・使用性に関する要求性能を明確にし，これを信頼性が高く合理的な方法で照査することを設計作業段階における原則とするものであり，要求性能の照査には，限界状態設計法を採用している．	・EN1990は，構造物の安全性，使用性，耐久性に関する原則と要求性能を規定しており，設計と照査の基本を明記し，構造物の信頼性側面に関わるガイドラインを与えている．EN1991～1999とともに，地盤，耐火設計，地震，施工，仮設構造物など建築・土木の構造物の構造設計に適用される． ・EN1992は，建築・土木における無筋，鉄筋，プレストレストコンクリートの設計に適用する．EN1990で規定されている構造物の安全性と使用性の原則と要求性能，設計の原則，照査方法により編成されている．抵抗性，使用性，耐久性，耐火性能を規定しており，他のものは含まれていない． ・EN1991は作用，EN1993は鋼構造，EN1994は合成構造，EN1995は木構造，EN1996は組積構造，EN1997は基礎・地盤，EN1998は耐震設計，EN1999はアルミニウム合金構造を対象としている．
道路橋示方書Ⅰ編・Ⅲ編	**AASHTO LRFD**
・支間長が200m以下の橋の設計及び施工に適用する．ただし，支間長200mをこえる橋についても，橋種，構造形式，架橋地点の実状等に応じ必用かつ適切な補正を行って適用することができる． ・Ⅰ共通編，Ⅱ鋼橋編，Ⅲコンクリート橋編，Ⅳ下部構造編，Ⅴ耐震設計編で構成される．	・固定式および可動式の道路橋の設計，照査，復旧に適用する．ただし，機械面，電気面，特別な車両，可動式橋梁における歩行者などの安全性は含まれていない．また，鉄道，鉄道車両の通過，公共施設のみを目的とした橋梁は含まれていない．ここで規定されていない橋梁については，追加的な設計規準の検討等を行って適用することができる． ・コンクリート構造，鋼構造，アルミニウム構造，木構造，床版，基礎，橋脚，擁壁，トンネルなどの章によって構成される．

3.1 考慮すべき要求性能と設計・性能照査の前提条件

一般に，構造物の設計を行う際には，設計対象とする構造物の設計供用期間を定め，設定した期間において所定の要求性能が確保されるように設計を行う．このためには，設計供用期間内に生じる作用に対して構造物の性能を検証することが必要であり，限界状態設計法では各限界状態における構造物の性能照査を行うことで要求性能を満たしているかを判定する．各規準では，こうした一連の設計作業において考慮すべき構造物の要求性能や，設計および性能照査の前提条件が明記されている．仮に要求性能や設計・性能照査の前提条件が規準間で大きく異なった場合，構造物の設計作業における根本的な認識も異なることを意味しており，そうした規準に従って設計された構造物同士は全く異なる性能を持つ構造物となる可能性がある．**表-3.2** に，各規準における要求性能と設計・性能照査の前提条件を整理する．

3.1.1 考慮すべき要求性能の比較

ここで取り上げた規準では，各規準とも複数の要求性能を明記している．これらの要求性能のうち，安全性と使用性(もしくは，供用性)については全ての規準で示されている．これは，構造物を使用する人々の安全性と構造物が適切に機能することで得られる使用性を確保することが，構造物の設計作業において考慮すべき最も重要な要求性能であることを反映したためと考えられる．安全性と使用性以外では，修復性，経済性(コスト)，環境との整合性(調和)，耐久性，使用目的との整合性，景観(美観)など，各規準で異なる項目が記載されている．

ISO 19338 と EN 1990・EN1992 では，火災や爆発，衝撃，人為的なミスなど他の規準では指摘されていない特定の作用に対する影響について触れている．この理由は，土木学会コンクリート標準示方書や道路橋示方書，AASHTO LRFD と異なり，ISO 19338 や EN 1990 が土木分野以外の構造物も適用の範囲としているためと考えられる．

AASHTO LRFD は，最も詳細に要求性能を記述し，使用性の具体的な項目として，検査や維持管理，走行，公共性などについても触れている．

また，ISO 19338 と土木・建築にかかる設計の基本では，構造ロバスト性の確保(Structural Integrity)について触れている．構造ロバスト性の確保とは，構造物の局所的な破壊もしくは損傷が全体に致命的な影響を及ぼすことなど，原因に対して不釣り合いな破壊を招くことがないように設計を行うという概念である．しかしながら，他の規準は，構造ロバスト性の確保を要求性能として明記していない．

以上を踏まえると，各規準は，いずれも安全性や使用性といった重要な項目については要求性能として明示し，これ以外の項目については各規準で独自の内容が示されていると考えられる．

3.1.2 設計・性能照査の前提条件の比較

設計・性能照査の前提条件は，ここで取り上げた全ての規準で明確な形で記載されておらず，各規準で異なる記載内容となっている．

ISO 19338 では，構造物の品質が，品質管理や技術者の注意力によって決まることを明記している．

土木学会コンクリート標準示方書では，性能照査の前提条件として，一般構造細目の遵守，耐久性の照査，標準的な施工方法とコンクリートの施工性能を満たすことを示している．また，設計耐用期間を通じた安全性と使用性の照査を行うにあたっては，コンクリート標準示方書(施工編)の耐久性の照査を満足すれば，設計耐用期間内の構成材料の劣化を考慮することなく安全性と使用性を照査することができるとしている．また，安全余裕度は，標準的な施工方法とコンクリートの標準的な施工性能を前提として設定することとしている．

EN 1990・EN1992 では，設計と施工が適切な技術と経験を有する技術者によって行われること，適切な構成材料の選択，適切な維持管理，設計時の使用目的と一致した構造物の使用，施工と施工技術の必要条件などを設計・性能照査の前提条件としている．

道路橋示方書では，設計にあたって施工の条件を満足し，施工のしやすさに配慮することとしている．

このように，各規準で明記されている設計・性能照査の前提条件は，施工の条件のみとするものから，適切な維持管理や耐久性の照査までを記載するものまで，かなり大きな違いがあることがわかる．

表-3.2　各規準における要求性能と設計・性能照査の前提条件

ISO19338	土木・建築にかかる設計の基本
・構造物全体の質は，厳格な品質管理と専門知識を有する技術者の注意によって決まる．構造物のシステム，最大荷重や頻度の大きな荷重を載荷した際の耐荷性能，材料とその組み合わせ，施工性，コスト，環境側面や美観を考慮する． ・設計では，構造ロバスト性を直接・間接的に考慮し，部分的な損傷や劣化が構造物全体の機能を損ねないものとする． ・設計は，限界状態における定量的な性能評価に基づいて行われ，安全性，使用性，修復性，構造ロバスト性，環境との整合性，耐久性を考慮する．必要な場合には，疲労，火災，爆発，衝撃，希な偶発作用，他の厳しい作用などに対する限界状態も考慮する． ・完成後の構造物の性能を設計・計画段階の要求性能や前提条件と一致させるために，品質保証や施工計画を検討し，適切な品質管理検査を行う．	・設計においては，設計対象とする構造物の設計供用期間を定め，設定した期間において下記の(1)～(3)の基本的要求性能を確保することを基本とする． (1)想定した作用に対して構造物内外の人命の安全性等を確保する(安全性)． (2)想定した作用に対して構造物の機能を適切に確保する(使用性)． (3)必要な場合には，想定した作用に対して適用可能な技術でかつ妥当な経費および期間の範囲で修復を行うことで継続的な使用を可能とする(修復性)． ・設計では上記以外に景観，自然環境に与える影響，経済性等にも配慮するが，ここでは安全性，使用性，修復性等を考慮した構造設計に限定する． ・構造ロバスト性の確保については，安全性，修復性に含めて考慮する．

土木学会コンクリート標準示方書(構造性能照査編)	EN1990・EN1992
・設計作業段階では，構造詳細を設定し，施工法，維持管理手法等を，経済性を考慮して設定する．設計耐用期間を通じて，構造物が安全性，使用性，環境との整合性や景観等に関して，要求された性能を満足することを確認しなければならない． ・性能照査は，[構造性能照査編]で規定する一般構造細目，[施工編]の耐久性照査を満足し，[施工編]による標準的な施工方法とコンクリートの標準的な施工性能を満たすことを前提とする． ・一般構造細目は，照査法の前提条件が確保されるように規定している．性能照査法の適用範囲の拡大により，一般構造細目で規定しなければならない項目は少なくなる． ・安全性と使用性の照査では，設計耐用期間に発生する性能の経時変化を考慮するのが原則であるが，[施工編]の耐久性照査を満足すれば，設計耐用期間中の構成材料の劣化を考慮しないで，安全性と使用性を照査することができる． ・[施工編]で示されている標準的な施工方法とコンクリートの施工性能を前提として，安全余裕度を考慮する．	・構造物は，施工・設計耐用期間中に生じると考えられる全ての作用や影響に耐え，使用目的と整合し，十分な信頼性と経済性を有するように，設計・施工される． ・構造物は，構造的な抵抗性，使用性，耐久性を有するように設計される． ・火災時には，要求された期間の間，十分な構造的な抵抗性を発揮する． ・構造物は，爆発や衝撃，人的ミスの影響によって損傷を受けないように，設計・施工される． ・潜在的な損傷の発生は，構造物の事故を減らすこと，偶発的な部材の撤去や局所的な損傷にも十分に耐えうる構造形式を選択すること，警告なく崩壊する構造システムを避けること，部材を結束することにより避けられるかもしくは制限される． ・要求性能は，適切な材料の選択，適切な設計方法と構造細目，設計・製造・施工・使用の管理手順を明記することにより満足される． ・設計は以下の前提条件のもとで行われる． (1)適切な技術と経験を有する技術者による設計と構造システムの選択 (2)適切な技術と経験を有する技術者による施工 (3)施工時における適切な監督と品質管理 (4)ENおよびその他の関連規準で規定された材料と製品の使用 (5)構造物の適切な維持管理 (6)設計の使用目的に一致した構造物の使用 (7)ENV13670に規定された施工と施工技術の必要条件

道路橋示方書Ⅰ編・Ⅲ編	AASHTO LRFD
・橋の設計にあたっては，使用目的との整合性，構造物の安全性，耐久性，施工品質の確保，維持管理の容易さ，環境との調和，経済性を考慮しなければならない． ・要求性能のうち，施工の確実性，安全性，維持管理の容易さ，環境との調和及び経済性については，構造設計，耐久性の検討を行う際に常に念頭におくものとし，最適なものとなるよう検討しなければならない． ・通行者が安全かつ快適に使用できる供用性を確保するためには，供用性を害するような過大な変形を生じないこと及び通行者に不快感を与えるような振動を生じないことが要求される． ・構造物の安全性を確保するためには，断面の破壊によって耐荷能力が失われることを避けなければならない． ・設計は，理論的な妥当性を有する手法，実験等による検証がなされた手法等適切な知見に基づいて行うものとする． ・コンクリート橋の設計にあたっては，施工の条件を適切に考慮しなければならない．コンクリート橋は，その施工が安全性，耐久性等を大きく左右するため，設計にあたっては施工の条件を満足し，さらに施工のしやすさに配慮することが重要である．施工の条件が満たされない場合には，試験等を別途行い，構造物を設計しなければならない．	・橋梁は，規定した限界状態に対して，検査性，経済性，美観を十分に考慮し，施工性，安全性，使用性の目的を達成するように設計される． (1)安全性 技術者の第一の責任は，公共の安全性を確保することである． (2)使用性 ・耐久性 材料は，契約書において，高品質材料と製造・組立の高水準な施工を求める．漏水や接合部の変動に対して，構造物自身を守るための措置を講じる． ・検査性 近接目視検査が困難な場合には，必要に応じて，検査のためのはしごや通路などを設ける． ・維持管理性 維持管理の困難な構造システムは避けるべきである．設計供用期間中に架け替えが生じる気候や交通環境下では，契約書において架け替えや追加的な補強などの対策が与えられる． ・走行性(Rideability) 橋床版は，なめらかな交通を可能とするように設計される． ・公共性(Utility) 必要に応じて，公共輸送を維持するための対策がとられる． ・変形 橋梁は，変形により構造的，心理的に望ましくない影響を避けるように設計される． (3)施工性 橋梁は，過度に困難な製造・組立がなく，施工時の荷重の影響が許容範囲に収まるように設計される． (4)経済性 構造物の形式，スパン長，材料は，プロジェクトのコストを考慮して選定される．設計供用期間における将来的なコストも考慮する． (5)橋梁の美観 橋梁は，周辺環境を引き立たせ，形式が優美であり，適切な外観を持つものでなければならない．

3.2 照査すべき限界状態

3.2.1 限界状態の定義の比較

既に述べたように，構造物の設計方法における国際的な潮流は，照査すべき限界状態を定義し，これに対する構造物の性能を照査する限界状態設計法へと向かいつつある．ISO 19338 とこれに適合するとみなされる設計規準は，いずれも限界状態設計法を基本とした設計体系を有し，それぞれ限界状態を定義している．**表-3.3** に，各規準で定義されている限界状態を整理する．なお，現行の道路橋示方書は許容応力度法による設計体系に基礎を置くため，ここでは他の規準と相互比較することが困難であったが，規準間の相違点を明確にすることは，今後の道路橋示方書の設計体系のあり方を議論する際にも有効であると考えられる．

表-3.3 によると，各規準では，それぞれ複数の限界状態を定義している．ISO 19338 では，終局限界，使用限界，耐久限界，耐火限界，疲労限界の 5 種類の限界状態を設定している．これらは，それぞれ構造物の安全性，使用性，耐久性，耐火性，疲労に対する抵抗性を念頭に置いて定義されたものと考えられ，先に示した構造物の設計にあたって考慮する要求性能の項目とも概ね一致する．すなわち，ISO 19338 では，構造物の要求性能を設定し，これに対応する形で各限界状態を定義している．

一方，他の規準では，ISO 19338 の 5 種類の限界状態がそのまま反映されてはいないが，共通して終局限界(AASHTO LRFD では強度限界)と使用限界を定義している．終局限界では，構造物の破壊を防ぎ安全性を照査することを示し，使用限界では，構造物の使用性を確保するために，たわみ，変形，応力，ひび割れなどを照査することを示している．いずれの規準においても，供用期間中に生じる作用に対する安全性と使用性を確保することを照査する点は一致している．これは，要求性能の規定において各規準とも構造物の安全性と使用性を記述していたことを反映したためと考えられる．

これら以外の限界状態では，土木・建築にかかる設計の基本が修復限界，AASHTO LRFD が疲労・損傷限界と非常時限界を定義している．土木・建築にかかる設計の基本における修復限界は，損傷後の構造物に一定範囲の費用内で修復を行うことで使用を継続することができる状態を意味し，地震作用を念頭に置いたものである．また，AASHTO LRFD の非常時限界は，地震作用だけでなく，洪水や船，車両，流氷の衝突など再現期間の比較的大きい作用に対する限界状態である．

設計規準を策定あるいは改訂する際の基本として定められた ISO 19338 や土木・建築にかかる設計の基本では，各規準が定義すべき限界状態は定義しているが，これを照査するための具体的な照査方法については明示してない．しかし，土木・建築にかかる設計の基本では，耐久性に関しては，現時点では，構造細目により仕様規定として扱われることが多く明示的な取り扱いとなっていないことを理由として，要求性能として明示しながらも耐久性に関連する限界状態を定義していない．これは，構造物の設計にあたって考慮する要求性能を設定しこれに対応する形で限界状態を定義したとしても，限界状態を明示的に照査する方法が確立されていなければ，限界状態設計法を採用する意義は薄れることを反映したものと思われる．土木学会コンクリート標準示方書，EN 1990・EN 1992，AASHTO LRFD では，終局限界状態と使用限界状態を照査するための照査方法を具体的に示している．ただし，環境との整合性や景観，橋梁の美観，経済性などについては具体的な限界状態とこれを検証する照査方法が明示されていないことから，各規準において要求性能として記載されているものの，設計段階において考慮すべき留意事項との位置づけにあると考えられる．

なお，使用限界状態と終局限界状態についての具体的な照査方法の比較検討は，5 章と 6 章で行う．

3.2.2 信頼性設計法による限界状態の照査

ISO 19338 では，終局限界状態の照査において，設計供用期間内に生じる作用に対して十分な抵抗性能を有することを実証するために，信頼性設計法に基づいた設計方法を明記することとしている．同様に，EN 1990・EN 1992 でも，各限界状態の照査を，作用，材料特性，製品特性，地理条件などの数値データを用いた部分係数設計法もしくは確率論的手法により行うこととしている．両者で信頼性設計に基づいた照査方法が推奨されている理由としては，これが国際的な設計規準の策定動向であることに加えて，ISO 19338 の上位規格である ISO 2394 に EN 1990 の記載事項の多くが反映される形で，信頼性設計の思想が取り入れられたことが考えられる．

こうしたことを踏まえ，土木・建築にかかる設計の基本では，国内の構造物の設計規準の国際性を確保するために，要求性能を満たすことを検証する方法として信頼性設計の考え方を基礎とすることとしている．ここで指摘する信頼性設計の考え方は，「限界状態を設定して作用および構造物の耐力が有する不確定性を考慮し，設計供用期間内に限界状態を超える状態の発生を許容目標範囲内に収める」というものである．この結果，信頼性設計の導入は，構造物の設計段階における意志決定の際に，透明性や説明性の確保に寄与するものと考えられる．しかしながら，信頼性設計の思想を取り入れた設計規準を策定するためには信頼性指標を設定するための基礎データの蓄積が重要であり，国内の設計規準は必ずしもこうした観点から策定されたものとは言えないのが現状である．ここで取り上げた，土木学会コンクリート標準示方書は限界状態を定義しているが，照査時に使用する安全係数の決定根拠は明確でなく，現行の道路橋示方書は限界状態設計法ではなく，許容応力度法を採用している．

以上の視点から，4 章では，限界状態設計法を取り入れた設計規準を対象として，部分係数の設定方法について検討する．

表-3.3　各規準における限界状態の定義

ISO19338	土木・建築にかかる設計の基本
(1)終局限界状態(Structural Safety and Ultimate Limit States) 安全性のレベルは，崩壊の影響，施設の機能，想定される破壊モードの柔軟性，構造物の冗長性，完成後の検査や維持管理能力を考慮して選択される．永続荷重作用時の圧縮応力により，コンクリートの圧縮破壊を生じさせない． 設計規準は，終局限界状態における作用の組み合わせと，設計耐用期間における十分な性能レベルを実証する信頼性設計に基づいた設計思想を明記する． (2)使用限界状態(Serviceability Limit States) 構造物の使用性を損ねないように，使用時の荷重が作用した際の変形，振動，ひび割れを制限する．以下の2つの限界状態を考慮する． ・たわみ・ひび割れ限界状態 ・振動限界状態 (3)耐久限界状態(Durability Limit State) 設計供用期間中の劣化によって終局限界状態や使用限界状態に至らないように，構造物は設計される． もしくは，設計供用期間を決定する際に，定期的な維持管理について明記する． (4)耐火限界状態(Fire Resistance Limit State) 構造物が供用期間中に火災にさらされる可能性がある場合，構造体コンクリートには火災時と火災後の人命と残存耐荷性能の観点から適切な耐火性能を持たせる． (5)疲労限界状態(Fatigue Limit State) 疲労が設計を制限する構造物や部材では，疲労限界状態が考慮される．疲労を考慮する場合，疲労荷重作用時の要求性能を規定する．	・終局限界状態，使用限界状態，修復限界状態の3つの限界状態を設定しており，設計においては，各構造物の特性に応じて限界状態を選択する． (1)終局限界状態 部材の破壊，大変形や力の釣合いの喪失等により，その安定性が損なわれず構造物内外の人命に対する安全性を確保しうる限界の状態． 構造物の安定性が損なわれず，構造物の内外の人命に対する安全性を確保しうる以下の限界状態を含む． ・疲労限界状態 ・耐久限界状態 ・耐火限界状態 (2)使用限界状態 構造物に要求される使用性を損なわず，目的とする機能が確保される限界の状態． 構造物の使用性が損なわれない以下の限界状態を含む． ・疲労限界状態 ・耐久限界状態 ・耐火限界状態 (3)修復限界状態 損傷後，適用可能な技術でかつ妥当な経費および期間の範囲で修復を行えば，継続使用を可能とすることが出来る限界の状態． 現時点で，修復限界状態として明示的な扱いの必要性が認められているのは，地震作用に対するものに限定されている．
土木学会コンクリート標準示方書(構造性能照査編)	**EN1990・EN1992**
・検討方法の相違に基づいて，終局限界状態，使用限界状態，疲労限界の3つに区分している． (1)終局限界状態 最大耐荷性能に対応する限界状態であり，安全性の照査に用いる．代表例として以下のものがあり，断面破壊の終局限界状態の照査では，指標と限界値に，断面力と断面耐力を用いる． ・断面破壊の終局限界状態 ・剛体安定の終局限界状態 ・変位の終局限界状態 ・変形の終局限界状態 ・メカニズムの終局限界状態 (2)使用限界状態 通常の使用性や機能確保または耐久性に関連する限界状態であり，使用性あるいは耐久性の照査に用いる．代表例として以下のものがあり，ひび割れの使用限界状態では，指標と限界値に，ひび割れ幅と許容ひび割れ幅を用いる． ・ひび割れの使用限界状態 ・変形の使用限界状態 ・変位の使用限界状態 ・損傷の使用限界状態 ・振動の使用限界状態 ・有害振動発生の使用限界状態 (3)疲労限界状態 繰り返し荷重により疲労破壊を生じて安全性が損なわれる状態．終局限界状態に含めて考える場合もあるが，ここでは個別に取り扱う．指標として，材料応力あるいは部材断面力を用いる．	・終局限界状態と使用限界状態に区分され，構造物に要求される機能により設計条件が，永続的な設計，一時的な設計，偶発的な設計，耐震設計に分類される． (1)終局限界状態(Ultimate Limit State) 使用者と構造物の安全性，場合によっては構造物内部の保護に関する限界状態．次の限界状態が照査される． ・剛体とみなされる構造物もしくは各部材の釣り合いの喪失 ・基礎や支承も含んだ構造物全体の過度な変形，破裂，安定性の喪失による崩壊 ・疲労や時間依存的な影響による破壊 (2)使用限界状態(Serviceability Limit State) 通常の供用時における構造物と各部材の機能，使用者の快適性，施工時の外観に関する限界状態．ただし，ここでの外観とは，美しさではなく，たわみや過度のひび割れを指している．使用限界状態は，修復可能と修復不可能とに区別される．照査は以下の面から行われる． ・外観，使用者の快適性，構造物の機能に影響を与える変形 ・使用者に不快感を与えたり，構造物の機能を制限する振動 ・外観，耐久性，構造物の機能に影響を与える損傷 各限界状態の照査は，作用，材料特性，製品特性，地理条件などの数値を用い，部分係数設計法，もしくは確率論的手法により行われる．
道路橋示方書Ⅰ編・Ⅲ編	**AASHTO LRFD**
許容応力度法を採用しているため，限界状態の定義などは明記されていない． ・荷重に対する安全性等の照査は，下記により行われる． ・構造物の安全性等を確保するために強度，変形及び安定を照査しなければならない．設計荷重作用時に部材に発生する応力度が許容応力度以下であること，終局荷重作用時に部材に発生する断面力が耐力以下であることを照査しなければならない．	(1)使用限界状態(Service Limit State) 通常の使用条件下での応力，変形，ひび割れ幅の制限として規定される． 使用限界状態は，必ずしも材料の強度や統計的検証のみから得られない経験的な規定を与える． (2)疲労・損傷限界状態(Fatigue and Fracture Limit State) 疲労限界状態は，想定される応力の繰返し作用の結果として生じる応力の範囲の制限として規定される． 疲労限界状態は，橋梁の設計供用期間における損傷を防ぐために，繰返し荷重作用時のひび割れの進展を防ぐことを意図している． 損傷限界状態は，AASHTOの材料規格において，材料の強靭性の要求性能として規定される． (3)強度限界状態(Strength Limit State) 強度の限界状態は，部分的かつ全体的な強度と安全性が，設計供用期間に生じると想定される重要な荷重の組み合わせに抵抗するように規定される． 過度の被害や構造的な損傷が，強度限界状態では生じる可能性があるが，構造ロバスト性は維持される． (4)非常時限界状態(Extreme Event Limit State) 非常事態限界状態は，地震や洪水，船や車両，流氷の衝突の際にも，橋梁の構造的な残存性能が確保されるように規定される． 非常事態限界状態は，橋梁の設計供用期間よりも大きなサイクルで発生するような希に発生する事態として考慮される．

4. 部分係数の設定方法

ISO19338 では，評価事項の項目において，部分係数設計法について触れている．ここでは，材料の部分安全係数と抵抗係数を定義している．材料の部分安全係数は，試験用供試体の強度と構造物本来の強度とのばらつきを想定したものであり，他の原因によって起こり得る構造物の強度の低下も網羅するものとしている．また，抵抗係数は，コンクリートと鉄筋の違い，異なる計算モデルを用いた場合の違い，破壊モードのじん性の違いなどを直接・間接的に網羅したものとしている．

土木・建築にかかる設計の基本では，性能の検証手法のひとつとして，部分係数設計法を推奨している．ここでは部分係数設計法を，「目標とする基本的要求性能を一定の信頼度を保って確保するために，作用の応答値及び耐力・使用性等の限界値の基本要素が持つばらつき（分布）を，各設計変数の部分係数として設定するもの」と定義している．また，部分係数設計法の導入により，構造設計における透明性，説明性の確保が可能になると指摘している．

本章では，各規準で示されている部分係数設計法の内容を比較する．具体的には，設計段階において部分係数法あるいは安全係数を既に導入している土木学会コンクリート標準示方書, EN 1990・EN 1992, AASHTO LRFD の 3 つを比較対象とする．

4.1 土木学会コンクリート標準示方書の安全係数

土木学会コンクリート標準示方書では，構造性能と耐久性の照査において，安全係数を用いることとしている．**図-4.1** に，土木学会コンクリート標準示方書の構造性能照査における安全係数の考え方を示す．ここでは，安全係数として，材料係数 γ_m，荷重係数 γ_f，構造解析係数 γ_a，部材係数 γ_b，構造物係数 γ_i の 5 つを定義している．荷重から設計断面力を得る過程で γ_f と γ_a，材料強度から設計断面耐力を得る過程で γ_m と γ_b，得られた設計断面力と設計断面耐力を比較する段階で γ_i を設定している．各安全係数の定義は，下記のようになる．

(1) 材料係数　材料強度の特性値からの望ましくない方向への変動，供試体と構造物中の材料特性の差異，材料特性が限界状態に及ぼす影響，材料特性の経時変化等を考慮して定める．
(2) 荷重係数　荷重の特性値からの望ましくない方向への変動，荷重の算定方法の不確実性，設計耐用期間中の荷重の変化，荷重特性が限界状態に及ぼす影響，環境作用の変動等を考慮して定める．
(3) 構造解析係数　断面力算定時の構造解析の不確実性等を考慮して定める．
(4) 部材係数　部材耐力の計算上の不確実性，部材寸法のばらつきの影響，部材の重要度，対象とする部材がある限界状態に達したときに，構造物全体に与える影響等を考慮して定める．
(5) 構造物係数　構造物の重要度，限界状態に達したときの社会的影響等を考慮して定める．

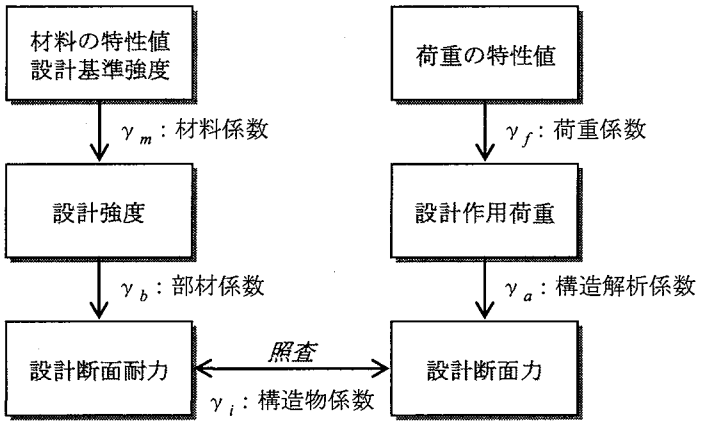


図-4.1　土木学会コンクリート標準示方書の構造性能照査における安全係数

また，各安全係数を対象とする限界状態に応じて定め，終局限界状態，使用限界状態，疲労限界状態の各限界状態における標準的な安全係数の値を示している．**表-4.1** に，これらの概要を示す．

表-4.1 標準的な安全係数の値

安全係数 / 限界状態	材料係数γ_m		部材係数	構造解析係数	荷重係数	構造物係数
	コンクリートγ_c	鋼材γ_s	γ_b	γ_a	γ_f	γ_i
終局限界状態	1.3	1.0または1.05	1.1～1.3	1.0	1.0～1.2	1.0～1.2
使用限界状態	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
疲労限界状態	1.3	1.05	1.0～1.1	1.0	1.0	1.0～1.1

なお，上記では，構造性能照査における安全係数を示したが，土木学会コンクリート標準示方書(施工編)には耐久性照査における安全係数も定義されている．ここでは，コンクリートの中性化の進行や塩化物イオンの浸透などの予測値の精度に対する安全係数や材料係数などを示している．

このように，土木学会コンクリート標準示方書では，構造性能照査と耐久性照査という2つの面において安全係数を定義し，これらの具体的な数値を示している．構造性能だけでなく耐久性の照査に用いる安全係数も示している理由は，3章で示した設計・照査の前提条件として，コンクリート標準示方書(施工編)の耐久性の照査を満足すれば，設計耐用期間内の構成材料の劣化を考慮することなく安全性と使用性を照査することができるとしたことを反映したためと考えられる．しかしながら，各安全係数の算定根拠が必ずしも本文中に明示されていないため，これらの数値の妥当性については慎重な検討が必要と考えられる．

4.2 EN1990・EN 1992 の部分係数

次に，EN 1990・EN 1992 における部分係数設計法の概要を示す．EN1990 は部分係数設計法の基本的な考え方を規定し，EN1992 はプレストレスや疲労，材料，荷重の組み合わせなどコンクリート構造物に関連した部分係数の具体的な数値についてのみ触れている．

EN 1990 の部分係数設計法では，作用や作用の影響，抵抗の設計値を算定して，対象とする構造物の各限界状態を損ねないことを確認することで照査を行う．EN 1990 では，終局限界状態と使用限界状態の照査方法を示し，非線形解析や疲労の照査を行う際には，別途，EN 1991～1999 を適用することとしている．また，照査を行う際には，各作用を組み合わせることにより照査を行うが，同時に生じることがあり得ない作用同士を組み合わせてはならないとしている．

終局限界状態と使用限界状態の照査時に使用する設計値は，作用，作用の影響，材料と製品特性の設計値，地理データ，抵抗の5種類であり，下記で定義されている．

(1) 作用の設計値　F_d

$$F_d = \gamma_f F_{rep} = \gamma_f \psi F_k \tag{4.1}$$

ここで，F_{rep} ：作用の代表値
F_k ：作用の固有値
γ_f ：代表値からの偏りに係る部分係数
ψ ：1.00 もしくは，ψ_0，ψ_1，ψ_2

(2) 作用の影響の設計値　E_d

$$E_d = \gamma_{Sd} E\{\gamma_{f,i} F_{rep,i}; a_d\} \quad i \geq 1 \tag{4.2}$$

ここで，E_{rep} ：地理データの代表値

a_d ：地理データの設計値
γ_{Sd} ：不確実性に係る部分係数

(3) 材料と製品特性の設計値　X_d

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m} \tag{4.3}$$

ここで，X_k ：材料と製品特性の固有値
η ：体積，寸法，温度，湿度の影響，他のパラメータを考慮した換算係数の平均値
γ_m ：固有値からの偏りなどに係る部分係数

(4) 地理データの設計値　a_d

作用の影響や抵抗を評価する際の地理データの設計値は，名目上の値を用いてよい．

$$a_d = a_{nom} \tag{4.4}$$

ここで，a_{nom} ：名目上の地理データの設計値

(5) 抵抗の設計値　R_d

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\{X_{d,i}; a_d\} \quad i \geq 1 \tag{4.5}$$

ここで，γ_{Rd} ：抵抗の不確実性に係る部分係数

これらの設計値を用いて，終局限界状態の照査では，下記の 4 種類の限界状態を照査する．

(1) EQU　構造物の静的な釣り合いの喪失
(2) STR　構造物の内部破壊および過度な変形
(3) GEO　地盤の破壊および過度な変形
(4) FAT　構造物の疲労破壊

EQU の照査は，下記の式(4.6)を用いる．

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb} \tag{4.6}$$

ここで，$E_{d,dst}$ ：構造物を不安定にする作用の影響の設計値
$E_{d,stb}$ ：構造物を安定にする作用の影響の設計値

STR，GEO の照査は，下記の式(4.7)を用いる．

$$E_d \leq R_d \tag{4.7}$$

式(4.6)，(4.7)において，作用の組み合わせの一般的な形は，式(8)のように示される．

$$E_d = \gamma_{Sd} E\{\gamma_{g,j} G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{q,1} Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i \geq 1 \tag{4.8}$$

ここで，γ_g，γ_P，γ_q，γ_Q ：部分係数
G_k ：永続作用の固有値
P ：プレストレスによる作用の代表値
Q_k ：変動作用の固有値
ψ ：変動作用の組み合わせに係る部分係数

すなわち，作用の影響の設計値は，永続作用，プレストレスによる作用，変動作用にそれぞれの部分係数を乗じたものを組み合わせることで得られる．STR と GEO の照査方法を図で整理すると，**図-4.2** のようになる．

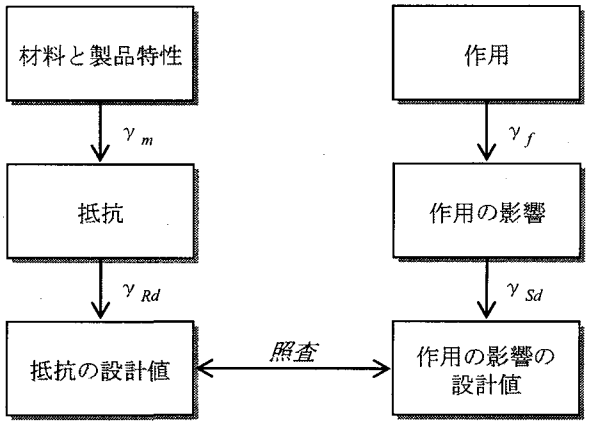


図-4.2 EN1990 における部分係数法

一方，使用限界状態の照査では，下記の式(4.9)により照査を行う．

$$E_d \le C_d \tag{4.9}$$

ここで，C_d ：使用限界の基準に係る設計値

E_d ：使用限界の基準で規定される作用の影響の設計値

使用限界の要求性能としては，変形，ひび割れ，応力，ひずみなどが規定されており，これらの具体的内容については，EN1992～1999 で示されている各構造種別の記載事項を参考にすることとしている．式(4.9)において，作用の影響の組み合わせは式(4.10)～(4.12)のように定義され，対象とする限界状態に応じて作用の組合せを変更して照査を行うこととなる．

(1) 特徴的な組合せ(Characteristic combination)

不可逆的な限界状態の照査時に用いられる．

$$E_d = E\left\{G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \psi_{0,i} Q_{k,i}\right\} \quad j \ge 1; i \ge 1 \tag{4.10}$$

(2) 頻繁にある組合せ(Frequent combination)

可逆的な限界状態の照査時に用いられる．

$$E_d = E\left\{G_{k,j}; P; \psi_{1,1} Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,i}\right\} \quad j \ge 1; i \ge 1 \tag{4.11}$$

(3) 比較的永続的な組合せ(Quasi-permanent combination)

長期的な影響や構造物の美観の照査時に用いられる．

$$E_d = E\left\{G_{k,j}; P; \psi_{2,i} Q_{k,i}\right\} \quad j \ge 1; i \ge 1 \tag{4.12}$$

これまでに示した EN 1990 の部分係数の具体的な数値は，信頼性設計の考え方に基づいた信頼性指標の算定方法とともに，巻末の付属文書に示されている．

変動作用に係る部分係数ψは，**表-4.2** のように推奨値が設定されている．ここでは，対象となる建築物や積雪の多い地域ごとにψを設定し，各ψは，先に示した使用限界状態の照査時に設定する各作用の組合せに対応する．ψ_0 は特徴的な組合せ，ψ_1 は頻繁にある組合せ，ψ_2 は比較的永続的な組合せの作用を想定している．ただし，各ψの値は，National Annex 内で，各国が独自のものを設定することが可能である．

表-4.2　変動作用に係る部分係数ψの推奨値

作用	ψ_0	ψ_1	ψ_2
各カテゴリーの建築物に作用する荷重 (EN 1991-1-1)			
Categoly A:　住宅地域	0.7	0.5	0.3
Categoly B:　企業施設地域	0.7	0.5	0.3
Categoly C:　宗教施設地域	0.7	0.7	0.6
Categoly D:　商業施設地域	0.7	0.7	0.6
Categoly E:　貯蔵施設地域	1.0	0.9	0.8
Categoly F:　交通施設地域, 車両重量が30kN以下	0.7	0.7	0.6
Categoly G:　交通施設地域, 車両重量が30kNより大きく160kN以下	0.7	0.5	0.3
Categoly H:　屋根	0	0	0
雪荷重 (EN 1991-1-3)			
フィンランド, アイスランド, ノルウェー, スウェーデン	0.7	0.5	0.2
他のCEN加盟国のうち海抜1000m以上の地域	0.7	0.5	0.2
他のCEN加盟国のうち海抜1000m以下の地域	0.5	0.2	0
風荷重 (EN 1991-1-4)	0.6	0.2	0
火災以外の温度による影響 (EN 1991-1-5)	0.6	0.5	0

Ψの値は, National Annexにおいて別途設定してもよい.

終局限界状態の照査に用いる部分係数は, 先に示した 4 種類の限界状態, すなわち, EQU, STR, GEO, FAT にそれぞれに対応する形で部分係数の数値を示している. ここでは, この一例として, EQU の照査に用いる部分係数の推奨値を**表-4.3** に示す. ここでも, 各作用に対するγの推奨値を示しているが, National Annex により設定することも可能としている.

表-4.3　EQU の照査に用いる作用に係る部分係数

永続作用		主な変動荷重※	付随する変動荷重	
好ましくない作用	好ましい作用		主なもの	その他
$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	-	$\gamma_{Q,1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$

※変動作用は, **表-4.2**に示したものとする.

部分係数γの推奨値として下記のものを示すが, National Annexにおいて設定してもよい.

$\gamma_{Gj,sup}$=1.10

$\gamma_{Gj,inf}$=0.90

$\gamma_{Q,1}$=1.50(好ましくない作用), 0(好ましい作用)

$\gamma_{Q,i}$=1.50(好ましくない作用), 0(好ましい作用)

使用限界状態の照査に用いる部分係数は, 特に EN 1991～1999 で規定がない限り, 1.0 と設定する. このため, 作用の組合せは**表-4.4** のようになる.

表-4.4　使用限界状態の照査に用いる作用の組合せとこれに係る部分係数

作用の組合せ	永続作用 G_d		変動作用 Q_d	
	好ましくない作用	好ましい作用	好ましくない作用	好ましい作用
特徴的な組合せ	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$Q_{k,1}$	$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$
頻繁にある組合せ	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\Psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\Psi_{2,i} Q_{k,i}$
比較的永続的な組合せ	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\Psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\Psi_{2,i} Q_{k,i}$

以上に示したように，EN 1990 では各限界状態の照査に用いる部分係数の推奨値を示しているが，これらの値を各国が National Annex により独自に設定することを認めている．EN 1990 の巻末の付属文書では，各国が独自の部分係数を定める際に必要となる信頼性設計法の概要を示している．ここでは，部分係数を設定するための信頼性設計法の適用方法や，施工段階での構造物の信頼性を確保するための信頼性指標 β の値などを示している．

信頼性設計法は，設計供用期間内に，各限界状態に対する各破壊モードの破壊確率 P_f を確率的にどの程度の発生頻度に収めるかという考えに基づいた設計方法である．このため，信頼性設計の考え方を設計作業に直接的に導入すると，各限界状態に対する構造物の P_f を求める必要が生じる(信頼性設計においていわゆるレベルⅢ)．この場合，例えば，断面変更の度に破壊確率の計算を直接的に行う必要が生じるなど，設計作業が極めて煩雑なものとなる．このため，安全性の余裕度を示す指標として β を導入する方法が用いられる(信頼性設計においていわゆるレベルⅡ)．β は，P_f の平均値と分散を用いて算定されるため，間接的に構造物の破壊確率に対応関係を有するものとなる．すなわち，この方法では，P_f の代わりに，β を安全性の規準として与えている．

部分係数設計法は，信頼性設計法を直接的に導入した場合に生じる煩雑な作業を軽減するため，P_t や β をもとにして，構造物に作用する荷重とその強度に対する部分係数を導入して設計を行うものである(信頼性設計においていわゆるレベルⅠ)．すなわち，P_t や β から設計規準に導入する部分係数を決定するため，設計者はこの部分係数を用いて設計を行うこととなる．このため，部分係数設計法を採用する利点は，構造物に付与する安全性を明確かつ定量的に説明することが可能なことに加えて，確率統計的手法を駆使して設計作業を行う際に生じる負担を軽減できることにある．

EN 1990 の付属文書では，こうした信頼性設計に基づいた β の算定方法の概要を示すとともに，具体的に構造物の信頼性を確保するための β の最小値を**表-4.5** のように示している．ここでは，構造物に求められる信頼性に応じて β を設定しており，この信頼性の分類は**表-4.6** に示す構造物の破壊による影響の分類と一対一で対応するものである．すなわち，EN 1990 では，β を構造物の破壊が及ぼす影響の大きさによって変化させていることとなる．また，これ以外にも，β に影響を与える要因として，施工の管理や監督，施工時の検査の内容も挙げている．

表-4.5　信頼性指標 β の最小値の推奨値

信頼性の分類	β の最小値	
	1年の参照期間	50年の参照期間
RC3	5.2	4.3
RC2	4.7	3.8
RC1	4.2	3.3

表-4.6　構造物の破壊による影響

結果の分類	解説	構造物の例
CC3	人命の損失に与える影響が大きい 経済，社会，環境への影響が非常に大きい	観覧席，破壊による影響が大きい公共施設
CC2	人命の損失に与える影響が中程度 経済，社会，環境への影響がかなりある	住宅もしくは商業施設， 破壊による影響が中程度の公共施設
CC1	人命の損失に与える影響が小さい 経済，社会，環境への影響が小さいもしくは無視できる	人々があまり出入りしない農業施設，温室

このように，EN 1990 では，各限界状態の照査時に必要となる部分係数の推奨値を示した上で，その算定に必要となる信頼性設計の考え方および信頼性指標のキャリブレーション方法を示している．この理由は，ここで示した部分係数を各国が National Annex で独自に設定することを可能にしているためと考えられる．すなわち，EN 1990 の推奨値に代わる部分係数を設定する場合には，信頼性設計の設計方法に基づいて，各国が目標となる信頼性指標を設定し，これを用いてキャリブレーションすることによって部分係数を提案することを可能としている．

また，こうした EN 1990 の設計体系の多くは，ISO 2394 と等しく，ここで示した内容は，今後，我が国で部分係数設計法に基づいた設計規準を導入する際に参考となる知見が多く含まれていると考えられる．

4.3 AASHTO LRFD の部分係数

AASHTO LRFD では，各限界状態において式(4.13)を満たすことを設計体系の基本としている．

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \le \phi R_n = R_\gamma \qquad (4.13)$$

ここで，$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \ge 0.95$ ，$\dfrac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \le 1.0$

γ_i ：荷重係数，統計的に荷重の影響に乗じる係数
ϕ ：抵抗係数，統計的に抵抗に乗じる係数，構造種別ごとに規定
η_i ：荷重修正係数，じん性，冗長性，運営上の重要度に係る係数
η_D ：じん性に係る部分係数
η_R ：冗長性に係る部分係数
η_I ：運営上の重要度に係る部分係数
Q_i ：荷重の影響
R_n ：公称抵抗
R_r ：部分係数を乗じた抵抗

式(4.13)では，これまでに示した各規準でも取り扱われていた荷重や抵抗に係る部分係数に加えて，じん性(Ductility)，冗長性(Redundancy)，運営上の重要度(Operational Importance)の 3 つが橋梁の安全余裕度に強い影響を与えることを踏まえ，これらを荷重修正係数として導入している．じん性と冗長性は，橋梁の強度に関連した物理的な部分係数であり，運営上の重要度は，橋梁が供用できなくなった場合の影響を考慮した部分係数である．これを図で整理すると**図-4.3** のようなり，各部分係数は以下で定義されている．

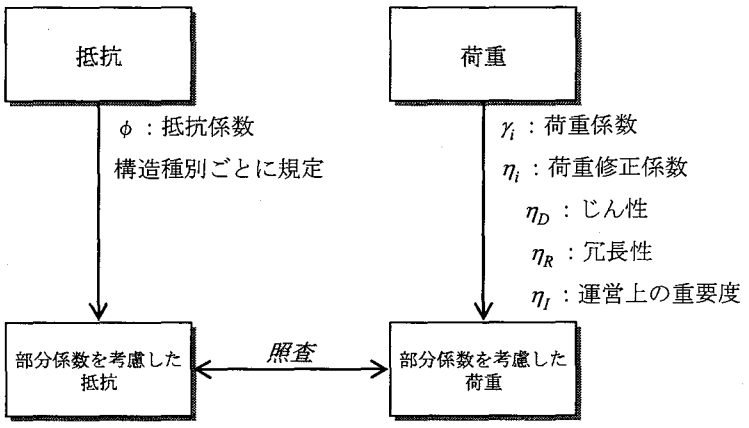


図-4.3　AASHTO LRFD における部分係数

(1) 荷重係数

荷重係数は，限界状態を**表-4.7** の 12 種類，荷重を**表-4.8** の 26 種類に設定した上で，定義されている．**表-4.9** に，荷重の組合せと各限界状態における荷重係数を示す．これまでに検討してきた土木学会コンクリート標準示方書や EN1990・EN1992 とは異なり，非常に細かい設定がなされている．

表-4.7　限界状態の設定

限界状態	定義
STRENGTH Ⅰ	風のない橋梁での標準的な車両使用に係る荷重の組合せ
STRENGTH Ⅱ	風のない橋梁での管理者に許可された特別車両使用に係る荷重の組合せ
STRENGTH Ⅲ	風速90km/hr以上の風のある橋梁に係る荷重の組合せ
STRENGTH Ⅳ	活荷重に対する死荷重の割合が非常に大きい場合に係る荷重の組合せ
STRENGTH Ⅴ	風速90km/hr以上の風のある橋梁での標準的な車両使用に係る荷重の組合せ
EXTREME EVENT Ⅰ	地震作用を含む荷重の組合せ
EXTREME EVENT Ⅱ	氷，船舶や車両の衝突，水などに係る荷重の組合せ
SERVICE Ⅰ	風速90km/hr以上の風のある橋梁での通常の使用に係る荷重の組合せ 変形やひび割れ幅の管理にも関連する
SERVICE Ⅱ	車両の活荷重により鋼構造物の降伏などを考慮する荷重の組合せ
SERVICE Ⅲ	ひび割れ幅を管理するためにプレストレスコンクリート構造物の引張力のみに係る荷重の組合せ
SERVICE Ⅳ	ひび割れ幅を管理するためにプレストレスコンクリート構造物の引張力のみに係る荷重の組合せ
FATIGUE	車両の繰り返し荷重や動的応答による疲労や破裂に係る荷重の組合せ

表-4.8　荷重の設定

	記号	荷重
永続的な荷重	DD	下方向への力
	DC	構造部材と付属物の死荷重
	DW	表面などの付属物による死荷重
	EH	水平的な地盤による荷重
	EL	施工段階で生じた力の影響
	ES	地盤による追加的な荷重
	EV	地盤の死荷重による鉛直方向の力
短期的な荷重	BR	車両のブレーキによる力
	CE	車両の遠心力による力
	CR	クリープ
	CT	車両の衝突による力
	CV	船舶の衝突による力
	EQ	地震
	FR	摩擦
	IC	氷による荷重
	IM	車両による動的な荷重
	LL	車両の活荷重
	LS	追加的な活荷重
	PL	歩行者による活荷重
	SE	沈下
	SH	収縮
	TG	温度勾配
	TU	均一な温度
	WA	水と水の流れによる力
	WL	活荷重への風荷重
	WS	構造物への風荷重

表-4.9　荷重の組み合わせと各限界状態における荷重係数

Load Combination / Limit State	DC DD DW EH EV ES EI	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Use One of these at a Time			
										EQ	IC	CT	CV
STRENGTH I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
STRENGTH II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
STRENGTH III	γ_p	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
STRENGTH IV EH, EV, ES, DW, DC ONLY	γ_p 1.5	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-
STRENGTH V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EXTREME EVENT I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-
EXTREME EVENT II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00
SERVICE I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICE II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-
SERVICE III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICE IV	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.00/1.20	-	1.00	-	-	-	-
FATIGUE LL, IM & CE ONLY	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

(2) 抵抗係数

AASHTO LRFD は，コンクリート構造物だけでなく，鋼構造物や基礎構造物など他の構造種別の設計方法についても記述している．抵抗係数は，先に示した荷重係数とは異なり，構造種別ごとにその値が定められている．**表-4.10** に，コンクリート構造物の設計時に使用される抵抗係数の一例を示す．これは，通常の方法で施工される部材に対して強度限界状態の照査時に用いる抵抗係数を示しており，プレキャスト部材を用いる場合には別の値が採用される

表-4.10　通常の方法で施工される部材の抵抗係数

部材	抵抗係数
鉄筋コンクリートの曲げとねじり	0.90
プレストレスコンクリートの曲げとねじり	1.00
標準密度コンクリートのせん断とねじり	0.90
低密度コンクリートのせん断とねじり	0.70
軸方向の圧縮	0.75
コンクリートの支点	0.70
ストラット・タイモデルの圧縮	0.70
標準密度コンクリートの定着部の圧縮	0.80
低密度コンクリートの定着部の圧縮	0.65
定着部の鉄筋の引張	1.00
杭の施工時の抵抗	1.00

(3) じん性に係る部分係数

破壊前の強度限界状態や非常時限界状態において，橋梁の構造は，非弾性的な変形を確保するように設計される．弾性限界を超えた後の構造物の応答は，脆性的なものと延性的なものによって特徴づけられる．脆性的な挙動は，即座に耐荷性能が失われるため望ましくない．延性的な挙動は，耐荷性能が失われる以前の大きな非弾性的な変形により特徴づけられ，これによって構造物の倒壊の危険性を警告することができる．このため，強度限界状態において，下記のように部分係数を設定する．

$\eta_D \geq 1.05$　　：じん性を考慮しない構造部材

$\eta_D = 1.00$　　：従来の設計による構造部材

$\eta_D \geq 0.95$　　：追加的にじん性を向上させるための方法が講じられている構造部材

ただし，強度限界状態以外の限界状態では，$\eta_D = 1.00$ とする．

(4) 冗長性に係る部分係数

その破壊が橋梁の倒壊を引き起こすような主な部材は，破壊基準として設計され，これに関連した構造部材は冗長性のないものとされる．一方で，破壊が橋梁の倒壊を引き起こさないような部材は，破壊基準として設計されることはなく，これに関連した構造部材は冗長性のあるものとされる．強度限界状態では，部分係数を下記のように設定する．

$\eta_R \geq 1.05$　　：冗長性を考慮しない構造部材

$\eta_R = 1.00$　　：従来の冗長性レベルを有する構造部材

$\eta_R \geq 0.95$　　：例外的な冗長性レベルを有する構造部材

ただし，強度限界状態以外の限界状態では，$\eta_R = 1.00$ とする．

(5) 運営上の重要度に係る部分係数

強度限界状態と非常時限界状態に適用される．橋梁の管理者が，橋梁もしくはその部材の運営上の重要度を示し，これに従って部分係数を決定する．このような橋梁の分類は，社会的な必要性や，安全や防衛などの必要性にもとづくものである．

$\eta_I \geq 1.05$　　：重要な橋梁

$\eta_I = 1.00$　　：標準的な橋梁

$\eta_I \geq 0.95$　　：比較的重要度の低い橋梁

強度限界状態と非常時限界状態以外の限界状態では，$\eta_I = 1.00$ とする．

5. 使用限界状態の照査におけるひび割れの取扱い

コンクリート構造物の表面には様々な原因によってひび割れが生じることがあり，従来からひび割れは構造物の耐久性を低下させる主な要因と考えられてきた．例えば，塩害環境下にあるコンクリート構造物では，ひび割れ部から塩化物イオンや水，酸素が侵入すると鉄筋腐食が生じることが懸念され，耐久性の低下を容易に招くことが予想される．このため，ひび割れ幅と鉄筋腐食の関係については多くの実験と議論が積み重ねられてきた．しかし，ひび割れ幅の大小と鉄筋腐食には密接な関係があるとする意見がある一方で，ひび割れ幅と鉄筋腐食の関係は明確でないとする意見もあり，ひび割れと鉄筋腐食の関係について統一的な見解が得られるには至っていない[5.1), 5.2), 5.3)]．

コンクリート構造物の設計規準においては，許容ひび割れ幅の規定は主に使用限界状態の照査項目として記載されていることが多い．ところが，その内容を精査すると，各規準によって許容ひび割れ幅の値や照査方法が異なるのが現状である．ここでは，使用限界状態の照査項目としてひび割れの取扱いに着目し，各規準における許容ひび割れ幅の規定と曲げひび割れ幅の算定式を比較する．

5.1 許容ひび割れ幅の規定

5.1.1 コンクリート標準示方書と EN 1992 の許容ひび割れ幅の規定

表-5.1 に，各規準におけるひび割れの取扱いを整理する．

ISO 19338 では，コンクリート構造物の使用性を損ねないようにひび割れを制御することが明記されている．これに対して，コンクリート標準示方書と EN 1992 では，使用性に加えて，耐久性と美観の面からもひび割れを制御すべきとの記述がなされている．また，これら 2 つの規準では，**表-5.2，3** に示すように，鉄筋の種類と環境条件に対応した具体的な許容ひび割れ幅の値および算定式を定めている．コンクリート標準示方書ではかぶりの関数として許容ひび割れ幅を示し，EN 1992 では具体的な許容ひび割れ幅を明記している．環境条件については，コンクリート標準示方書では定性的な環境条件の定義に沿う形としているのに対し，EN 1992 ではコンクリートの規格である EN 206[5.4)]に対応した形で許容ひび割れ幅を示している．EN 206 では，飛来塩分や中性化などの腐食環境の種別，乾湿繰り返し作用，化学的侵食作用など 6 つの大分類を行い，これをさらに細かく 18 に分類した環境条件に対して，コンクリートの水セメント比，圧縮強度，単位セメント量，空気量の推奨値を定めている．このため，EN 1992 の許容ひび割れ幅は，コンクリート構造物の置かれる環境条件とコンクリートの品質に対応した形となっており，結果的に，ひび割れ発生位置の鉄筋腐食の進展速度が主にかぶりコンクリートの品質と厚さに依存すること[5.5)]を反映したものにもなっている．なお，EN 1992 における許容曲げひび割れ幅の規定値は，National Annex として各国が独自の規定値を設定できるようになっている．

コンクリート標準示方書の許容ひび割れ幅はかぶりの関数で表されており，鉄筋腐食に影響を及ぼす部材表面の許容ひび割れ幅が，かぶりが厚くなるほど大きくなるためとしている．また，コンクリート標準示方書では，腐食性環境下で供用される構造物は，ひび割れ幅を許容ひび割れ幅以下に制御することに加えて，鋼材位置における塩化物イオン濃度の照査にも合格することが求められている．

5.1.2 ACI 318 と AASHTO LRFD の許容ひび割れ幅の規定

2005 年版の ACI 318 は，上記の 2 つの規準とは異なる視点に立ち，ひび割れ幅は構造物により大きなばらつきを有すること，ひび割れ幅と鉄筋腐食の関係は必ずしも明確でないことなどから，実務上有害とならない範囲にひび割れ幅を制限するための鉄筋間隔の算定式を示している．ここでは，式(5.1)を満たすように，引張縁に最も近い位置の主鉄筋を配筋することとしている．

$$s = 15\left(\frac{40{,}000}{f_s}\right) - 2.5c_c \le 12\left(\frac{40{,}000}{f_s}\right) \qquad (5.1)$$

ここで，s: 主鉄筋間隔(in.)，f_s: $2/3f_y$，f_y: 鉄筋の降伏強度(psi)，c_c: 鉄筋の最小かぶり(in.)とする．

1999 年以前の ACI 318[5.6)]では，許容ひび割れ幅を屋内で 0.33mm，屋外で 0.41mm と規定しており，こ

れを満たすように式(5.2)を用いて主鉄筋を配筋することが定められていた．

$$Z = f_s(d_c A)^{1/3} \tag{5.2}$$

ここで，Z: パラメータ(kips/in.)，f_s: $0.6f_y$，f_y: 鉄筋の降伏強度(kips/in^2)，d_c: 鉄筋の最小かぶり(mm)，A: 有効コンクリート断面積で，鉄筋と同じ重心を有するようにとった引張部のコンクリートの断面積を鉄筋本数で除したもの(mm^2)とする．

式(5.2)において，Zの値は屋内で175kips/in，屋外で145kips/inと規定され，これらはひび割れ幅0.33mmと0.41mmにそれぞれ一致する．すなわち，ACI 318では曲げひび割れ幅を直接照査するのではなく，主鉄筋の配筋間隔を設定することで，曲げひび割れが許容ひび割れ幅以下となるように間接的に制御する方法が採用されていた．

同様に，2005年版のAASHTO LRFDでも，主鉄筋の間隔を算定するための式(5.3)，(5.4)が示されている．ここでは，部分係数γ_eを定義し，これを橋梁管理者が橋梁の置かれる環境条件に応じて決定することで適切な許容ひび割れ幅を設定することを可能としている．Class 1は，ひび割れによる鉄筋腐食と外観上の問題がそれほど深刻ではなく，ひび割れの発生に比較的寛容な環境を想定し，Class 2は，鉄筋腐食と美観の面からひび割れに対して厳しい制御を行う必要がある環境を想定している．この算定式に従えば，許容ひび割れ幅は，γ_e = 1.00で0.43mm，γ_e = 0.5で0.22mmと設定される．また，β_sは，コンクリート表面と鉄筋位置でのひび割れ幅の違いを補正するための係数であり，式(5.3)が対象部材の厚さに関係なく適用できることを意図したものである．

$$s \le \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c \tag{5.3}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} \tag{5.4}$$

ここで，s: 主鉄筋間隔(mm)，γ_e: 部分係数(Class 1で1.00，Class 2で0.75)，d_c: 鉄筋の最小かぶり(mm)，f_s: 使用限界状態における鉄筋の引張応力(MPa)，h: 部材の厚さもしくは高さ(mm)とする．

また，2004年版以前のAASHTO LRFD[5.7]では，式(5.2)と同様の算定式を用いて，主鉄筋の間隔を設定することを明記し，厳しい腐食環境でなければ許容ひび割れ幅は0.4mmとしてよいとしている．

いずれにしても，米国では，構造物のひび割れ幅には大きなばらつきがあること，鉄筋腐食とひび割れ幅の大小の関係が必ずしも明確でないことから，許容ひび割れ幅を規定してコンクリート表面のひび割れ幅を制御する方法は採用されていない．ここでは，構造物の置かれる環境から概ね許容されるひび割れ幅を設定し，これを満足するための主鉄筋間隔の算定方法を示している．また，ACI 318とAASHTO LRFDの記述内容はほぼ同様のものであり，コンクリート構造物全般を対象としたACI 318の内容がAASHTO LRFDに発展的に取り入れられているものと思われる．

5.1.3 道路橋示方書の許容ひび割れ幅の規定

許容応力度法に基づく道路橋示方書では，具体的な許容ひび割れ幅の規定はなく，コンクリート表面のひび割れ幅が概ね0.2mm程度以下となることを目安とした鉄筋の許容応力度を示している．

5.1.4 許容ひび割れ幅の規定の比較

以上のことから，許容ひび割れ幅の規定は，規準間で根本的に異なることがわかる．EN 1992とコンクリート標準示方書では，許容ひび割れ幅の具体的な値もしくは算定式を示している．ところが，ACI 318とAASHTO LRFDでは許容ひび割れ幅を明記することなく，ひび割れを概ね許容される範囲内に制御するための主鉄筋間隔の算定式を示している．道路橋示方書では，コンクリート表面のひび割れ幅が0.2mm程度以下となることを目安とした鉄筋の許容応力度を示している．

ところが，このように許容ひび割れ幅の取扱いが規準間で大きく異なる一方で，各規準で目安とする許容ひび割れ幅は，環境条件や鉄筋の種別に関わらず，概ね0.2～0.4mmの範囲に収まっている．各規準で目安とされている許容ひび割れ幅は，EN 1992では0.2～0.4mm，コンクリート標準示方書ではかぶ

り 70mm と仮定した場合に 0.245～0.35mm，かぶり 50mm と仮定した場合に 0.175～0.25mm，ACI 318 では 0.33 もしくは 0.41mm，AASHTO LRFD では 0.22～0.43mm である．すなわち，腐食環境や鉄筋の種類の違いを考慮しても，各規準で目標とする許容ひび割れ幅は，概ね 0.2～0.4mm 程度であることが確認できる．

これらのことから，許容ひび割れ幅の規定方法は各規準で大きく異なっているが，目安とする許容ひび割れ幅にはそれほど差がないと考えられる．

表-5.1　各規準におけるひび割れ幅の取扱い

ISO 19338	EN 1992
・構造物の使用性を損ねないように，コンクリートのひび割れは制御される． ・ひび割れは，使用限界状態において許容される発生確率の荷重と荷重の組み合わせを用いて照査される．	・ひび割れは，構造物の機能や耐久性を損ねず外観上支障が生じない範囲に制限する． ・許容ひび割れ幅は，National Annexになっており各国が独自に設定できるが，推奨値が示されている(表-5.3)． ・ひび割れ制御が必要とされる場合において，引張力の作用する位置での最小鉄筋量の算定式を示している． ・曲げひび割れ幅の算定式，およびひび割れ幅を制御するための鉄筋径と鉄筋間隔を定める簡易法が示されている．
土木学会コンクリート標準示方書(構造性能照査編)	**ACI 318**
・コンクリートに発生するひび割れが，構造物の機能、耐久性および美観等その使用目的を損なわないことを，適切な方法によって検討しなければならない． ・設計耐用期間中に，鋼材腐食によって構造物の所要の性能が損なわれることがないよう、コンクリート表面のひび割れ幅を制御することを原則とする． ・許容ひび割れ幅は，構造物の使用目的，環境条件，部材の条件等を考慮して定める．鋼材の腐食に対する許容ひび割れ幅は，環境条件と鋼材の種類に応じて，かぶりの関数で示されている(表-5.2)． ・曲げひび割れ幅，鋼材位置の塩化物イオン濃度の算定方法を示し，耐久性を照査することとしている．	・1999年以前は，最大ひび割れ幅が屋外0.33mm，屋内0.41mmを超えないように鉄筋を配置することとしていたが，ひび割れ幅は構造物によってに大きなばらつきをもっていることから，現行では実務上許容できる範囲にひび割れ幅を抑えるための鉄筋間隔の算定式を示している． ・使用限界レベルの荷重による鉄筋応力によって生じるひび割れ幅と鉄筋腐食の関係が明確でないことから，屋外と屋内でのひび割れ幅の規定の違いはは削除された．
道路橋示方書Ⅲ編	**AASHTO LRFD**
・コンクリートの耐久性を確保するには，コンクリート表面に生じる設計上のひび割れ幅が，鋼材の腐食に対する耐久性の点から許容されるひび割れ幅以下であることを照査するのが合理的である．しかながら，現時点においては多様な荷重条件や鉄筋配置等に対するひび割れ幅の算出方法について，明確になっていない． ・コンクリート表面のひび割れ幅が0.2mm程度以下となることを目安として，鉄筋の許容応力度を示している．この値以下であれば，コンクリート表面のひび割れ幅が耐久性上有害とならないとして規定したものである．	・曲げひび割れ幅を制御するための鉄筋間隔の算定式を示している． ・部分係数γ_eを設定し，橋梁管理者が許容ひび割れ幅を必要に応じて設定できるようにしている．環境条件としてClass 1とClass 2を想定し，Class1は外観上と鉄筋腐食への問題が少なくひび割れに対してあまり注意を払う必要のない環境，Class2は外観と鉄筋腐食に対して厳しい対策を講じる必要のある環境である．ひび割れ幅は，Class1(γ_e=1.00)で0.43mmとなる． ・橋梁管理者が他の許容ひび割れ幅とする必要があれば，γ_eを直接設定することができる．例えば，γ_e=0.5では0.22mmとなる．

表-5.2　土木学会コンクリート標準示方書(構造性能照査編)の許容ひび割れ幅

鋼材の種類	鋼材の腐食に対する環境条件		
	一般の環境*	腐食性環境**	特に厳しい腐食性環境***
異形鉄筋・普通丸鋼	0.005c	0.004c	0.0035c
PC鋼材	0.004c	--	--

*: 塩化物イオン濃度が飛来しない通常の屋外の場合，土中の場合等

**: 1.一般の佳境に比較し，乾湿の繰返しが多い場合および特に有害な物質を含む地下水位以下の土中の場合等鋼材の腐食に有害な影響を与える場合等
2.海洋コンクリート構造物で海水中や特に厳しくない海洋環境にある場合

**: 1.鋼材の腐食に著しく有害な影響を与える場合等　2.海洋コンクリート構造物で干満帯や飛沫帯にある場合および激しい潮風を受ける場合等

c: かぶり(mm)

表-5.3　EN 1992 の許容ひび割れ幅

環境条件*	RC部材とアンボンドPC鋼材	PC鋼材
	準永続荷重の組合せ	頻繁に作用する荷重の組合せ
XO、XC1	0.4**	0.2
XC2、XC3、XC4	0.3	0.2***
XD1、XD2、XS1、XS2、XS3		Decompression

*: 環境条件は，EN 206-1と等しい．XO: 腐食の危険はない，XC: 中性化による腐食環境，XD: 塩化物イオンによる腐食環境，XS: 海水からの飛来塩分による腐食環境とす
**: X0，XC1では，ひび割れ幅の耐久性への影響がなく，この制限は許容可能な外観を保証するものである．外観の条件がなければ，この制限は緩和される．
***: XC2，XC3，XC4では，準永続荷重作用時のデコンプレッションも照査する．

5.2 曲げひび割れ幅の算定式

曲げひび割れ幅の算定式についても各規準で異なる内容が採用されているため，ここでは，EN 1992，コンクリート標準示方書，ACI 318 の曲げひび割れ算定式を比較する．なお，AASHTO LRFD，道路橋示方書には曲げひび割れ幅の算定式が記載されていない．

5.2.1 コンクリート標準示方書の曲げひび割れ幅の算定式

曲げひび割れ算定式は式(5.5)で与えられ，算定されたひび割れ幅 w が，**表-5.2** の許容ひび割れ幅以下であることを照査することとしている．

$$w = 1.1k_1k_2k_3\{4c + 0.7(c_s - \phi)\}\left[\frac{\sigma_{se}}{E_s}\left(\text{または}\frac{\sigma_{pe}}{E_p}\right) + \varepsilon'_{csd}\right] \tag{5.5}$$

ここで，w: ひび割れ幅(mm)，k_1: 鋼材の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数で，一般に，異形鉄筋の場合に 1.0，普通丸鋼および PC 鋼材の場合に 1.3 としてよい．k_2: コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数で，式(5.6)による．k_3: 引張鋼材の段数の影響を表す係数で，式(5.7)による．c: かぶり(mm)，c_s: 鋼材の中心間隔，ϕ: 鋼材径(mm)，σ_{se}: 鋼材位置のコンクリートの応力度が 0 の状態からの鉄筋応力度の増加量(N/mm^2)，σ_{pe}: 鋼材位置のコンクリートの応力度が 0 の状態からの PC 鋼材応力度の増加量(N/mm^2)とする．E_s: 鉄筋の弾性係数，E_p: PC 鋼材の弾性係数，ε'_{csd}: コンクリートの収縮およびクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値で，一般の場合，150×10^{-6} 程度，高強度コンクリートの場合 100×10^{-6} としてよい．

$$k_2 = \frac{15}{f'_c + 20} + 0.7 \tag{5.6}$$

$$k_3 = \frac{5(n+2)}{7n+8} \tag{5.7}$$

ここで，f'_c: コンクリートの圧縮強度，n: 引張鋼材の段数とする．

5.2.2 EN 1992 の曲げひび割れ幅の算定式

EN 1992 では鉄筋の種別と環境条件に応じた許容ひび割れ幅が規定されており，これを照査するための曲げひび割れ幅の算定式として，式(5.8)～(5.10)が示されている．

$$w = s_{r,\max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \tag{5.8}$$

$$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}=\frac{\sigma_s-k_t\dfrac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}\left(1+\alpha_e\rho_{p,eff}\right)}{E_s}\geq 0.6\frac{\sigma_s}{E_s} \tag{5.9}$$

$$s_{r,\max}=k_3c+\frac{k_1k_2k_4\phi}{\rho_{p,eff}} \tag{5.10}$$

ここで，w: ひび割れ幅(mm)，$s_{r,max}$: 最大ひび割れ間隔，ε_{sm}: 鉄筋の平均ひずみ，ε_{cm}: ひび割れ間のコンクリートの平均ひずみ，σ_s: 鉄筋の応力，k_t: 荷重の作用期間の係数で，短期では 0.6，長期では 0.4 とする．$f_{ct,eff}$: ひび割れが最初に確認された時のコンクリートの平均引張強度，$\rho_{p,eff}$: $(A_s+\xi_1^2A'_p)/A_{c,eff}$，$A_s$: 鉄筋面積，$\xi_1$: 異なる径の PC 鋼材と鉄筋の付着力を調整する係数で，$\sqrt{(\xi\phi_s/\phi_p)}$とする．$\xi$: PC 鋼材と鉄筋の付着力の比率，$\phi_s$: 鉄筋の最大径，$\phi_p$: PC 鋼材の径，$A'_p$: PC 鋼材の面積，$A_{c,eff}$: 引張側コンクリートの有効面積，$\alpha_e$: E_s/E_{cm} で，鉄筋とコンクリートの割線弾性係数の比とする．c: かぶり，ϕ: 鉄筋径，k_1: 鉄筋の付着の影響を表す係数で，付着の強い鉄筋では 0.8，PC 鋼材のような滑らかな表面の鉄筋では 1.6 とする．k_2: ひずみの分布を表す係数で，曲げでは 0.5，引張のみでは 1.0 とする．k_3，k_4: 3.4，0.425 を推奨するが National Annex とする．

これ以外にも，ひび割れ幅を制御する必要がある際に用いる最小鉄筋面積の算定式や，式(5.8)～(5.10)を用いずにひび割れ制御を行うための簡易法として，鉄筋間隔，鉄筋径，鉄筋応力と許容ひび割れ幅の関係を表形式で示している．

5.2.3 ACI 318 の曲げひび割れ幅の算定式

2005 年版の ACI 318 では具体的な許容ひび割れ幅を明記することなく，ひび割れを概ね許容できる範囲に制限するための鉄筋間隔の算定式として式(5.1)を示していた．しかし，1999 年以前の ACI 318 では，式(5.2)の基礎である式(5.12)の Gergely-Luts 式を曲げひび割れ幅の算定式として示している．

$$w=0.076\beta f_s\sqrt[3]{d_cA} \tag{5.12}$$

ここで，w: ひび割れ幅(0.001in.)，β: 中立軸から引張縁までの距離と鉄筋中心までの距離の比で，簡単化のためはりでは 1.2，スラブでは 1.35，f_s: 鉄筋の引張応力(N/mm^2)，d_c: 鉄筋の最小かぶり(mm)，A: 有効コンクリート断面積で，鉄筋と同じ重心を有するようにとった引張部のコンクリートの断面積を鉄筋本数で除したもの(mm^2)とする．

5.2.4 曲げひび割れ幅の算定式の比較

ここで示した曲げひび割れ幅の算定式の比較は，角田[5.8)]によって詳細に行われている．角田の検討した算定式は，ここで引用した各規準の旧版で採用されていたものであるため上記の算定式とは細部で若干異なるが，ほぼ同様の形式で現在まで至っている．

角田によれば，ひび割れ幅の算定式は，ひび割れ間隔に相当する項とひずみに関する項の積の形で表されているとしている．コンクリート標準示方書，EN 1992 の算定式は，この形で構成されている．ACI 318 の算定式においても，実際には，ひび割れ間隔の項 $0.086\beta^3\sqrt{d_cA}\times E_s$ とひずみの項 f_s/E_s の積とみなすことができる．このため，曲げひび割れ幅の算定式を定式化するためには，まずひび割れ間隔を定式化することが必要となる．しかし，実際にはひび割れの発生メカニズムが非常に複雑なことと，実験データのばらつきが大きいことなどから，上記の 3 式にみられるように，ひび割れ間隔の算定方法は大きく異なり，結果として各規準では異なる曲げひび割れ幅の算定式が採用されている．

ひび割れ間隔に関する項は，各規準で異なる式が用いられているが，各式に共通して取り入れられているのがかぶりである．このため，どの規準も，かぶりを曲げひび割れの発生間隔に影響を与える要因として認識していることを示していると考えられる．コンクリート標準示方書では，かぶり以外に曲げひび割れの性状に影響を与える要因として，鋼材の種類，鋼材の応力度の増加量，コンクリートの有効断面積，鋼材径，鋼材比，鋼材の段数，鋼材の表面形状，コンクリートの品質およびプレストレス等など多くのものを指摘している．

再び角田の指摘に戻れば，曲げひび割れ幅の算定において，ひび割れ間隔の定式化に並ぶ重要な項目として，鉄筋とコンクリートの間のひずみ差を指摘している．この際，コンクリート表面のひび割れ幅に関する限りコンクリートの弾性ひずみが微小で無視できることから，ひび割れ幅の定式化の際に重要な項目として，ひび割れ発生後のコンクリートの引張抵抗を無視した場合の鉄筋応力と実際の平均応力の差$\Delta\sigma_s$，コンクリートの乾燥収縮とクリープの影響を挙げている．$\Delta\sigma_s$は，持続荷重や繰り返し荷重が作用した際に，減少する性質を持っている．EN 1992では，これを考慮するためにk_tを採用している．また，コンクリートの乾燥収縮とクリープは鉄筋とコンクリートの間のひずみ差を生じさせ，結果的にひび割れ幅の増大をもたらす．コンクリート標準示方書では，この影響を考慮するため，ε'_{csd}を曲げひび割れ幅の算定式に導入している．しかしながら，設計に用いることのできる基礎データが必ずしも多くないことなどから，ここではこれまでの実績等を総合的に勘案した値を採用するに留まっている．

このように，各規準で採用されている曲げひび割れ幅の算定式は，曲げひび割れ幅をひび割れの間隔に関する項とひずみに関する項の積の形で定義している点では共通している．しかしながら，各項の具体的な内容を精査すると，それぞれ大きく異なる設計思想に基づいた算定式を採用していることがわかる．

5.3 ひび割れの取扱いの比較検討結果

許容ひび割れ幅の規定と曲げひび割れ幅の算定式は，各規準で異なる内容が示されていた．特に曲げひび割れ幅の算定式は，ひび割れの発生自体が複雑な現象であり，現時点でも理論的な定式化が困難となっているものである．このため，各規準で採用されている曲げひび割れ幅の算定式には，各国独自の設計思想に基づいた異なる算定式が採用されたと考えられる．しかしながら，耐久性，特に鉄筋腐食と外観上の美観の面を考慮して設定される許容ひび割れ幅の制限値は，どの規準においても 0.2～0.4mm の範囲内に収まりほぼ同程度のものとなっていた．曲げひび割れ幅の算定式では理論的な定式化が困難なために各国の設計思想を反映する余地が残されていたが，許容ひび割れ幅の値については，ひび割れの大小と鉄筋腐食の厳密な関係は明確でないとしながらも，鉄筋腐食の影響を小さく抑え，外観上問題とならない程度に許容ひび割れ幅を設定したために，規準間の差が比較的小さくなったと考えられる．

6. 終局限界状態の照査におけるせん断耐力の算定式

せん断破壊は極めて脆性的な破壊挙動を示すため，コンクリート構造物の設計時には，例外なく，終局限界状態の照査において作用せん断力に対する安全性を確認することが求められている．しかし，せん断耐力は，せん断破壊が曲げ破壊と異なり複雑な破壊メカニズムを示すことなどから，現時点においても理論的な算定方法が確立されるには至っていない．このため，ISO 19338 では，コンクリート構造物の設計規準に記載すべき照査項目として，工学的原理に基づき，かつ実験結果との整合性のとれたせん断耐力の算定方法を示すことを明記しているが，具体的な算定方法は規定しておらず，諸外国では異なるせん断耐力算定式が採用されている．

理論的な算定式が確立されていない現状では，諸外国で採用されているせん断耐力算定式の策定根拠や算定精度は大きく異なることが予想される．将来的に性能照査型の設計方法が普及すること踏まえれば，より正確な性能照査方法を確立することが必要であり，せん断耐力の照査においても精度の良い理論的な算定式が求められることとなる．

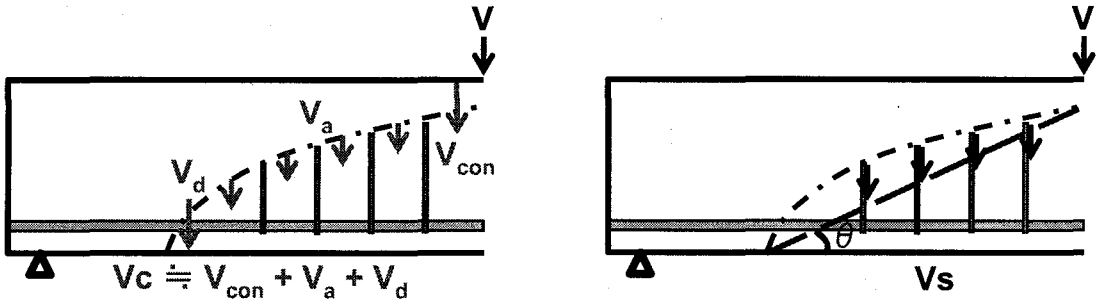
これらのことを踏まえ，ここでは，各規準で採用されているせん断補強鉄筋を有する RC はり部材のせん断耐力算定式の特徴とこれらの相違点を整理した上で，既存の実験データを用いて各算定式の精度を検証する．

6.1 せん断補強鉄筋を有する RC はり部材のせん断耐力算定式

せん断補強鉄筋を有する RC はり部材のせん断耐力算定式は，各規準で異なる算定式が採用されている．コンクリート標準示方書，道路橋示方書，ACI 318 は圧縮斜材角を 45 度と仮定した修正トラス理論に基づく算定式を採用しているが，これは EN 1992 の採用する可変角トラス理論(Variable Truss Angle Method)に基づいた算定式とは大きく異なる．また，AASHTO LRFD は，修正圧縮場理論(Modified Compression Field Theory)に基づいた算定式を採用している．以下に，これらの算定式の特徴と相違点を整理する．

6.1.1 修正トラス理論に基づいたせん断耐力算定式

コンクリート標準示方書，道路橋示方書，ACI 318 は，せん断補強鉄筋を有する RC はり部材のせん断耐力算定式として，修正トラス理論に基づいた算定式を採用している．**図-6.1** に，せん断補強鉄筋を有する RC はり部材の耐荷機構の概略図を示す．ここでは，せん断補強鉄筋を用いない RC はり部材のせん断耐力をコンクリート負担分のせん断耐力(Vc)とし，これに圧縮斜材角を 45 度に仮定したトラス機構から得られるせん断補強鉄筋負担分のせん断耐力(Vs)を加算して，せん断補強鉄筋を有する RC はり部材のせん断耐力としている．



V_{con}：ひび割れのない圧縮側コンクリートのせん断抵抗
V_d：ダウエル作用によるせん断抵抗
V_{con}：骨材のかみ合わせによるせん断抵抗

修正トラス理論では，θ =45° と仮定

(a) Vc の概略　　(b) Vs の概略

図-6.1　せん断補強鉄筋を有する RC はり部材の耐荷機構の概略図

表-6.1 に，修正トラス理論に基づくの算定式の概要を示す．修正トラス理論に基づく算定式は，国内外で広く受け入れられている．しかしながら，実際の RC はり部材のせん断耐力を過小に評価することが多く，過大な安全余裕度を与えることが問題点として指摘されている．この原因は，次に示すように，修正トラス理論が Vc と Vs の双方の計算過程において大胆な仮定を設けているためである．

(1) Vc 算定時の仮定

修正トラス理論では，Vc をせん断補強鉄筋のない RC はり部材のせん断耐力とし，せん断ひび割れ発生後もこれが一定に保たれると仮定してせん断耐力を算定する．しかし，実際の RC はり部材では，せん断ひび割れの発生以降，ひび割れの進展，ひび割れ幅の拡大，変形の増加の過程において，Vc が一定であるという明確な根拠はなく，むしろ Vc は減少する可能性が高いと考えられる．逆に，せん断スパン比の小さい RC はり部材では，せん断ひび割れ発生後の耐荷メカニズムがアーチ機構へと移行するため，終局時の Vc は計算値よりも増加することが予想される．

過去の設計規準では，Vc の存在を無視し，トラス機構から算定される Vs のみを RC はり部材のせん断耐力として算定していた．これに Vc を加算した理由は，経験的に Vs のみで算定されるせん断耐力が大幅に安全側の評価となることを修正するためであり，必ずしも明確な根拠があったわけではない．

(2) Vs 算定時の仮定

修正トラス理論では，Vs を 45 度の圧縮斜材角を仮定したトラス機構から算定するため，これに対応するせん断補強鉄筋の全数の降伏をもって終局とする．しかし，実際には，せん断補強鉄筋の降伏後もより大きな荷重に耐えることができる場合や，せん断補強鉄筋が全数降伏する以前に圧縮縁のコンクリートが圧縮破壊に至る場合もあり，せん断補強鉄筋の降伏と RC はり部材のせん断破壊との関係は明確でない．

また，せん断ひび割れの傾斜角は常に 45 度ではなく，RC はり部材のせん断補強鉄筋比などの影響を受けて変化すると予想される．現行の各設計規準では，安全側の評価を与えることを目的として，圧縮斜材角を 45 度に仮定したトラス機構を採用している．

表-6.1 修正トラス理論に基づいたせん断耐力算定式

	コンクリート標準示方書*	道路橋示方書 Ⅲ編	ACI 318**
V_c	$0.2\sqrt[3]{f'_c}\sqrt[3]{100p_t}\sqrt[4]{\frac{1000}{d}}b_w d$	$\tau_c b_w d$	$\left(1.9\sqrt{f'_c}+2500p_t\frac{V_u d}{M_u}\right)b_w d$
V_s	$\frac{A_w f_{wy}}{s}\frac{d}{1.15}$	$\frac{A_w f_{wy}}{s}\frac{d}{1.15}$	$\frac{A_w f_{wy}}{s}d$

* コンクリート標準示方書の算定式の基礎となったのが，式(6.1)の二羽ら[6.1]による実験式である．

$$V_c = 0.2\sqrt[3]{f'_c}\sqrt[3]{100p_t}\sqrt[4]{\frac{1000}{d}}(0.75+\frac{1.4}{a/d})b_w d \qquad (6.1)$$

** ACI 318 における強度の単位は，psi(pound per square inch)である．

ただし，上記において，$f'c$: コンクリートの圧縮強度(N/mm^2)，p_t: 引張鉄筋比，a: せん断スパン長(mm)，d: 有効高さ(mm)，b_w: 幅(mm)，A_w: せん断補強鉄筋の断面積(mm^2)，f_{wy}: せん断補強鉄筋の降伏強度(N/mm^2)，s: せん断補強鉄筋の間隔(mm)，τ_c: コンクリートが負担できる平均せん断応力度(N/mm^2)，V_u: 作用せん断力(factored shear force)，M_u: 作用曲げモーメント(factored moment)，集中荷重の場合 $V_u d/M_u = d/a$ とする．上記は，全て，軸力の作用していない RC はり部材を対象とする．

6.1.2 可変角トラス理論に基づいたせん断耐力算定式

修正トラス理論に含まれる問題点を考慮し，EN 1992 は，可変角トラス理論を採用している．EN 1992 に準拠して算定されるせん断補強鉄筋を有する RC はり部材のせん断耐力は，式(6.2)からせん断補強鉄筋の負担するせん断耐力 $V_{Rd,s}$，式(6.3)から圧縮ストラットの圧壊時のせん断耐力 $V_{Rd,max}$ を算定し，両者のうち小さい方とされる．

$$V_{Rd,s} = \frac{A_w}{s} z f_{wy} \cot\theta \tag{6.2}$$

$$V_{Rd,\max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z \upsilon_1 f'_c}{(\cot\theta + \tan\theta)} \tag{6.3}$$

ここで， z: $0.9d$, d: 有効高さ(mm)， θ : 圧縮斜材角，α_{cw}: 圧縮応力を考慮した係数でプレストレスのない部材では 1，υ_1: せん断ひび割れの発生したコンクリートの強度低減係数であり $0.6(1 - f'_c/250)$を推奨とする．

修正トラス理論と最も異なる点は，Vc の存在を無視し，Vs の算定においても圧縮斜材角を 45 度に固定するのではなく一定の範囲内で設計者が自由に設定できることである．EN 1992 では，$\cot\theta$ の範囲として式(6.4)を推奨し，英国の N.A.[6.2]においても同様の数値が設定されている．

$$1 \le \cot\theta \le 2.5 \tag{6.4}$$

このため，EN 1992 の圧縮斜材角は 21.8 度から 45 度の範囲で設定され，Vc を無視しているが，Vs の算定値は修正トラス理論で得られるものよりも大きくなることも起こり得る．これは，圧縮斜材角が必ずしも一義的に決定できるものではなく，対象とする部材の諸条件により変動するとの認識を反映したためと考えられる．

なお，EN 1992 の旧版 [6.3]には，修正トラス理論に基づくせん断耐力算定式も標準的方法 (Standard Method)として記載され，どちらの算定方法を用いても良いとされていた．また，英国の N.A.の旧版 [6.4]では $\cot\theta$ の範囲を 0.67～1.5 としていた．しかし，修正トラス理論による算定値が大幅に安全側の評価を与えることなどから，現在では可変角トラス理論のみが採用され，$\cot\theta$ の範囲は英国の N.A.でも式(6.4)が用いられている．

6.1.3 修正圧縮場理論に基づいたせん断耐力算定式

AASHTO LRFD は，修正圧縮場理論に基づいたせん断耐力算定式を採用している．Collins ら [6.5]によって提案された修正圧縮場理論は，ひび割れの生じている鉄筋コンクリート要素を一様な性質を持つ連続的な要素として捉え，要素内の力の釣合条件と変形の適合条件を用いることで，せん断耐荷機構を評価しようとするものである．修正圧縮場理論を用いてせん断耐力を算定する場合，設計者は計算機を用いて複雑な収束計算を行うことを強いられる．このため，AASHTO LRFD では，容易にせん断耐力を算定することを可能とするために，コンクリートの圧縮強度の関数として，圧縮斜材角とコンクリート負担分のせん断耐力の修正係数を示している．

AASHTO LRFD のせん断耐力算定式は，式(6.6)を用いて Vc，式(6.7)を用いて Vs を算定し，これらを足し合わせてせん断補強鉄筋を有する RC はり部材のせん断耐力としている．

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}\, b_w d \tag{6.6}$$

$$V_s = \frac{A_w f_{wy} d}{s} \cot\theta \tag{6.7}$$

ここで， β: せん断ひび割れの発生したコンクリートの引張応力の伝達能力に関する係数とする．

AASHTO LRFD のせん断耐力算定式は，Vc と Vs を加えてせん断耐力を得るという点では，従来の修正トラス理論と同様の考え方に基礎を置くものである．しかし，Vc の算定ではコンクリートの引張応力伝達能力に応じた低減係数を考慮し，Vs の算定では圧縮斜材角を対象とする RC はり部材の諸条件により変化させているという点で，修正トラス理論をさらに修正した形となっている．

6.2 せん断耐力算定式の精度検証

これまでに整理したせん断耐力算定式の精度を検証するため，国内外で行われたせん断補強鉄筋を有するRCはり部材の載荷試験の実験データを収集した．**表-6.2**に，供試体の概要を文献ごとにまとめる．

表-6.2 せん断補強鉄筋を有するRCはり供試体の実験データの概要

研究者	供試体数	f'_c (N/mm^2)	p_w (%)	d (mm)	a/d	r (%)	f_{wy} (N/mm^2)	rf_{wy} (N/mm^2)
土木研究所	4	19-36	1.07	600	2.5	0.05, 0.11	363-821	0.20-0.87
土木研究所[6.6]	1	36	1.13	350	3.0	0.18	363	0.66
阿部ら[6.7]	2	28, 36	1.01, 3.38	200, 400	3.0, 4.0	0.38, 0.42	360	1.37, 1.52
谷村ら[6.8]	1	20	2.14	400	2.5	0.48	388	1.86
黒岩ら[6.9]	5	23, 30, 32	2.14	400	3.0	0.07, 0.14, 0.21	974	0.69, 1.37, 2.06
橋本ら[6.10]	1	17	1.99	200	2.5	0.28	324	0.91
土屋ら[6.11]	5	28-83	1.59, 1.84	350, 1200	3.0	0.16-0.21	339, 467, 803	0.57-1.58
土屋ら[6.12]	2	28, 33	1.84	350	3.0	0.16	706, 747	1.12, 1.18
黒岩ら[6.13]	6	34-75	1.32, 1.98	690	3.0	0.10-0.25	1029-1403	1.03-2.70
井上ら[6.14]	2	24, 27	3.71	239	3.9	0.06, 0.24	250, 257	0.14, 0.87
伊藤ら[6.15]	6	87, 101, 115	1.50, 3.40	234, 250	3.0, 4.5	0.42, 0.45	343-382	1.96-2.91
原ら[6.16]	4	28-55	1.84	350	3.0	0.16, 0.18, 0.21	747, 803	1.18, 1.43, 1.58
新田ら[6.17]	3	80, 81, 83	1.65, 1.99, 2.32	400	3.0	0.16	1028	1.63
下野ら[6.18]	4	75, 78, 80	2.27, 2.28, 2.32	400	3.0	0.12-0.24	1111, 1128	1.34-2.68
崔ら[6.19]	11	40-103	3.02, 5.01	183	3.6	0.12	295	0.35
下野ら[6.20]	6	93-108	2.27	400	3.0	0.09-0.48	814-1138	1.03-3.93
Regan et al.[6.21]	3	47, 48, 52	2.39, 3.85, 4.19	200, 340, 350	3.6, 3.7, 3.8	0.25, 0.45, 0.50	270, 330, 350	0.68, 1.56, 1.66
Shin et al.[6.22]	8	52, 73	3.77	215	2.5	0.25-0.94	414	1.04-3.89
Ozxebe et al.[6.23]	12	58-82	2.59-4.43	310	3.0, 5.0	0.14-0.28	255	0.35-0.71
Collins et al.[6.24]	2	47	0.76, 1.05	925	2.9	0.08	508	0.40
Kong et al.[6.25]	37	64-89	2.80-4.47	198-542	2.4-3.3	0.10-0.26	569, 632	0.64-1.49
Yoon et al.[6.26]	9	36, 67, 87	2.8	655	3.1	0.08-0.23	430	0.35-1.00
Xie et al.[6.27]	5	43-109	3.2-4.54	198, 203	3.0, 4.0	0.49-0.78	324	1.59-2.53
Sarsam et al.[6.28]	14	39-80	2.23-3.51	233, 235	2.5, 4.0	0.09, 0.14, 0.19	820	0.76, 1.14, 1.53
Roller et al.[6.29]	7	72, 120, 125	1.65-2.35	559, 762	2.5-3.0	0.07-0.43	407, 445, 448	0.30-1.93
Jhonson et al.[6.30]	7	36-72	2.49	539	3.1	0.07, 0.14	479	0.33, 0.67
Elzanaty et al.[6.31]	3	21, 40, 63	2.5, 3.3	279	4.0	0.17	379	0.65
Krefeld et al.[6.32]	20	16-49	2.22	456	4.0	0.07-0.16	237-517	0.21-0.64
Bresler et al.[6.33]	6	24-30	1.80-3.66	461, 464, 466	3.9, 4.0, 4.9	0.10-0.20	325	0.33-0.65
Johnston et al.[6.34]	10	22, 22.2	0.78-0.87	305	3.0	0.10	310	0.32
Clark et al.[6.35]	13	21-30	3.10, 3.42	390, 314	2.3, 2.4	0.37-0.61	331	1.23-2.02

収集した実験データは下記の(1)～(7)の全ての条件を満たす計219体である．

(1) せん断破壊に至ったもの (曲げ破壊先行型は含まない)
(2) 矩形断面を有するもの
(3) 軸力を作用させていないもの
(4) 一点もしくは二点集中静的単調載荷を行ったもの (逆対称載荷，正負交番載荷は含まない)
(5) コンクリート圧縮強度16～124MPa，せん断補強鉄筋降伏強度237～1403MPa
(6) 引張鉄筋比0.76～5.13%，せん断補強鉄筋比0.06～0.94%
(7) 有効高さ183～1200mm，せん断スパン比2.3～5

この中で引張鉄筋比と有効高さの条件は，Okamuraら[6.36]がせん断補強鉄筋のないRCはり部材のせん断耐力算定式を提案する際に収集した実験データの条件を満足するものである．コンクリートの圧縮強度とせん断補強鉄筋の降伏強度は，高強度材料に関連した研究開発が活発に行われていることから，高強度のものも採用することとした．せん断耐力の算定時には，コンクリートと鉄筋の強度の制限などは

設けず，材料試験等から得られた各材料の強度をそのまま用いた．また，せん断スパン比が小さい場合，アーチ機構によりせん断耐力が大幅に増加し，せん断耐荷機構が異なってくることが知られているため，せん断スパン比の下限値は 2.3 とした．

上記で得られた実験データを用いて，次に示す(1)～(6)の規準で採用されているせん断耐力算定式の精度を比較し，各算定式の特徴を考察する．

(1) 道路橋示方書 (Ⅲコンクリート橋編)
(2) 土木学会コンクリート標準示方書 (構造性能照査編)
(3) Vc を二羽式，Vs を(1)，(2)と同様の方法で算定
(4) ACI-318
(5) EN1992
(6) AASHTO LRFD

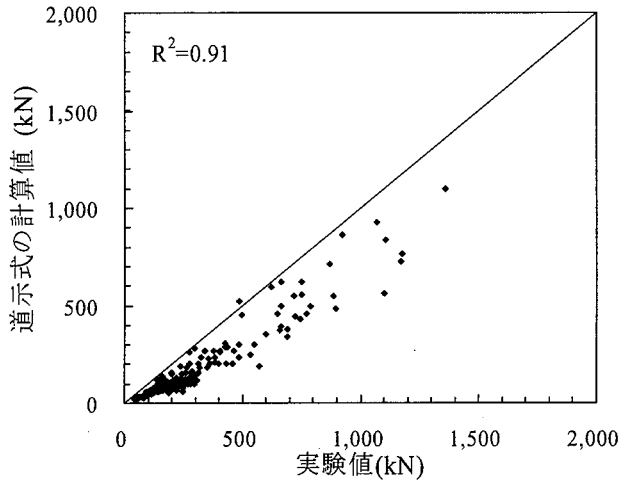
各せん断耐力算定式による(実験値)/(計算値)の平均値と変動係数を**表-6.3** に示す．また，各せん断耐力算定式による計算値と実験値の関係を**図-6.2** に示す．

表-6.3 各せん断耐力算定式の推定精度の比較

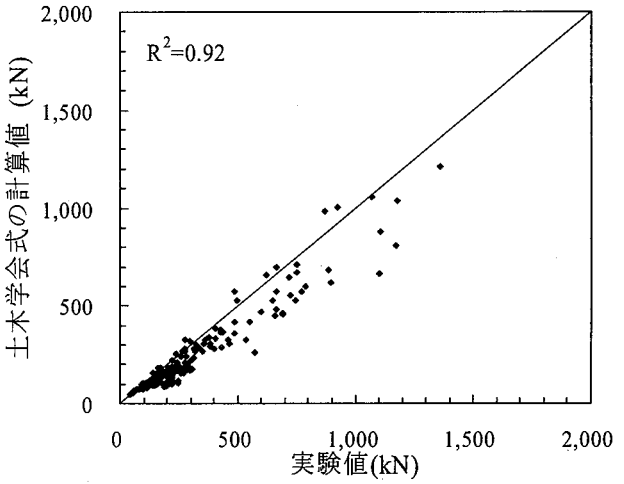
せん断耐力算定式	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
平均値	1.93	1.28	1.13	1.24	1.34	1.09
変動係数	27.3%	21.1%	18.8%	23.6%	43.3%	20.7%

(実験値)/(計算値)の平均値を比較すると，道路橋示方書の値が最も大きく，安全側の評価を行う傾向が強い．また，道路橋示方書を用いた場合，危険側の評価となった供試体は全 219 体中で 1 体のみであり，せん断耐力算定式にかなりの安全余裕度を見込んでいることが読み取れる．(実験値)/(計算値)の平均値が最も小さく精度が良いのは AASHTO LRFD の算定式であり，次いで Vc を実験式である二羽式で算定した場合の精度が良い．

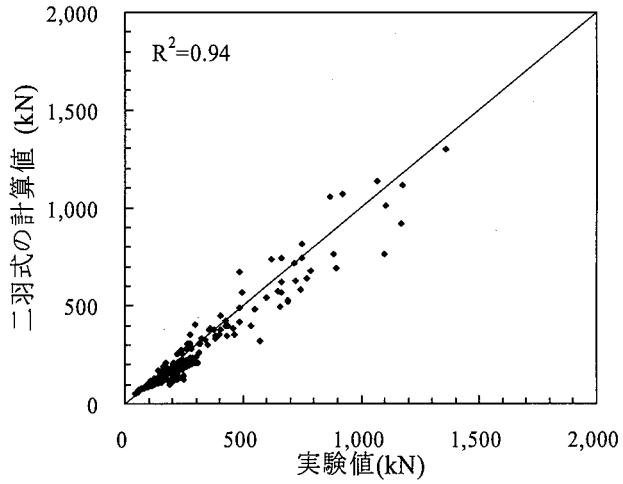
一方，(実験値)/(計算値)の変動係数を比較すると，EN 1992 のばらつきが最も大きく，危険側に評価された供試体の数も多い．この原因は，今回行った EN 1992 の算定式による試算において，修正トラス理論に基づいた他の算定式と異なり圧縮斜材角を $\cot\theta$ =2.5 と仮定したことにより，Vs を過大に評価したためである可能性が高い．



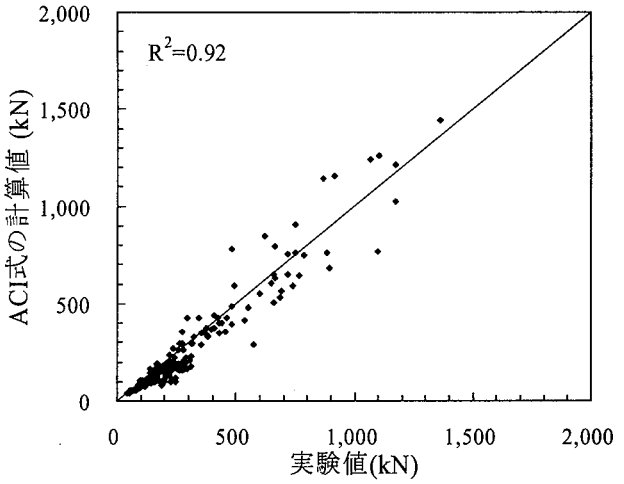
(a) 道路橋示方書



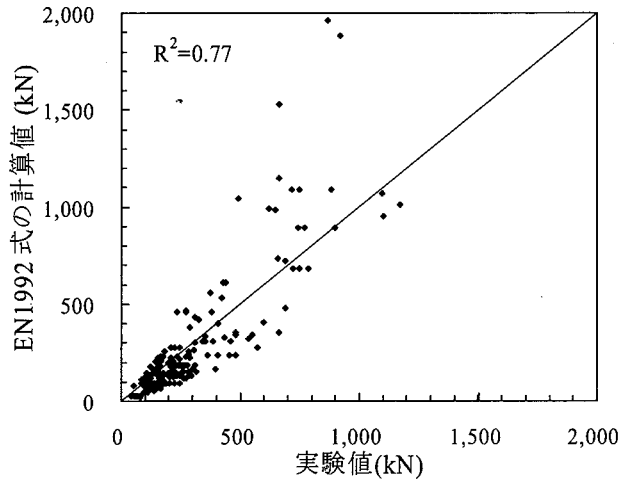
(b) 土木学会コンクリート標準示方書



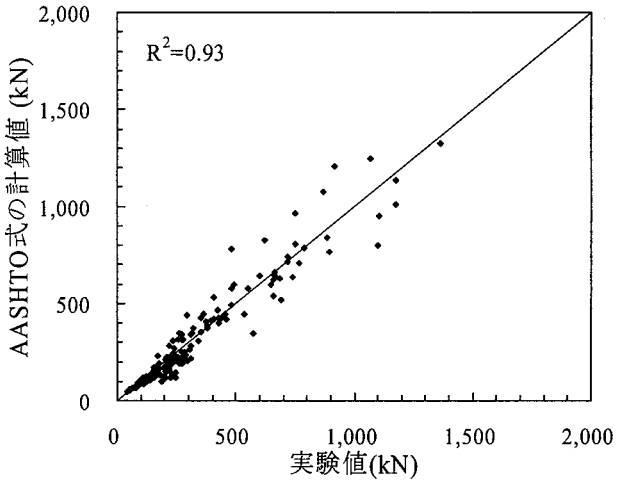
(c) 二羽式



(d) ACI 318



(e) EN 1992



(f) AASHTO LRFD

図-6.2 各せん断耐力算定式による計算値と実験値の比較

図-6.3，4，5，6に，各せん断耐力算定式による(実験値)/(計算値)と，コンクリート圧縮強度(f'_c)，せん断補強鉄筋降伏強度(f_{wy})，rf_{wy}(せん断補強鉄筋比 r と f_{wy} の積)，せん断スパン比(a/d)の関係を示す．

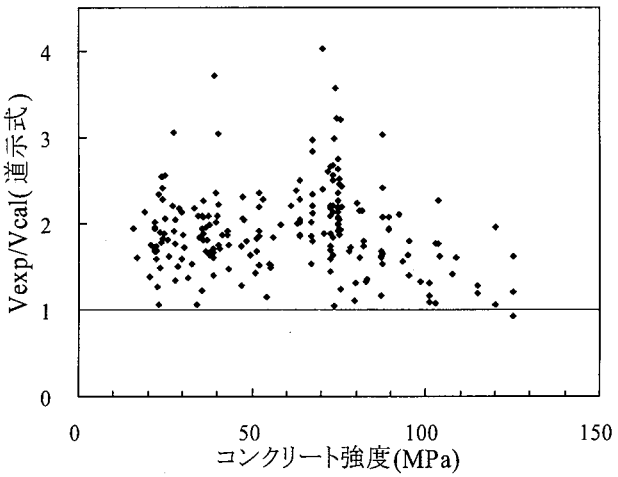
道路橋示方書，土木学会コンクリート標準示方書，Vc 算定に二羽式を用いた場合，ACI 318 など修正トラス理論に基づいたせん断耐力算定式では，f'_c や f_{wy} とは有意な関係は認められないが，rf_{wy} と a/d が小さい領域では(実験値)/(計算値)が大きくなる傾向にある．これは，修正トラス理論では圧縮斜材角度を 45 度に固定しているため，rf_{wy} が小さい部材では Vs を過小に評価する傾向にあることが原因と考えられる．また，修正トラス理論は 45 度の圧縮斜材角に対応するせん断補強鉄筋が全数降伏する時点の作用せん断力をせん断耐力としたものであるが，a/d が小さい部材ではせん断ひび割れ発生後にアーチ作用が卓越するため，せん断補強鉄筋降伏後もさらに大きな荷重に耐えることができたと考えられる．

一方，可変角トラス理論に基づいた EN 1992 では，トラス機構のみで Vs を算定しこれをせん断耐力とするため，f_{wy} と rf_{wy} が大きくなるほど(実験値)/(計算値)が小さくなる傾向にある．特に，rf_{wy} が約 1.5N/mm^2 以上の領域では大部分の実験データが危険側に評価されている．これらの原因は，可変角トラス理論による算定結果が $\cot\theta$ の設定値の影響を強く受け，ここで仮定した $\cot\theta$ =2.5 が過大であったことが原因と考えられる．

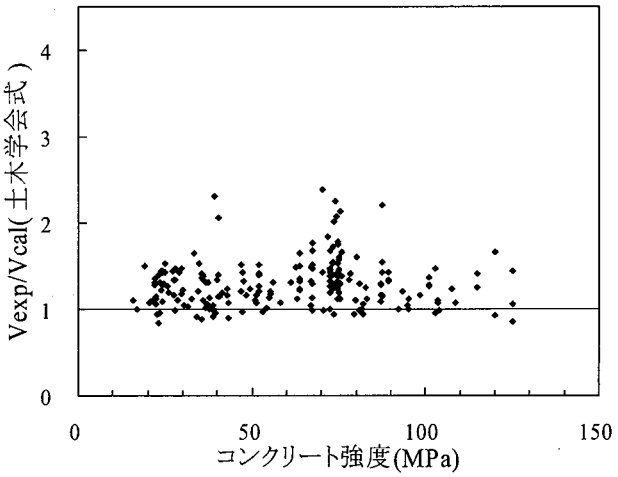
このように，各せん断耐力算定式の精度は，トラスの圧縮斜材角度の取り方に大きく依存すると考えられる．45 度と一定に仮定した修正トラス理論では rf_{wy} が小さい部材で Vs を過小に評価し，$\cot\theta$ =2.5 と仮定した可変角トラス理論では rf_{wy} が小さい部材で危険側の評価が多くなった．一方で，AASHTO LRFD では，修正圧縮場理論に基づいたせん断耐力算定式を採用し，圧縮斜材角度をコンクリートの圧縮強度との関係から変化させることとしている．この結果，AASHTO LRFD による算定結果は，ここで試算に用いたせん断耐力算定式の中で最も(実験値)/(計算値)の平均値が小さくなった．しかしながら，依然として rf_{wy} と a/d が小さい領域では(実験値)/(計算値)が大きくなる傾向は見受けられる．a/d が小さい領域で，(実験値)/(計算値)が大きくなった原因は，AASHTO LRFD では Vc をひび割れの生じたコンクリートの引張応力の伝達により負担されるせん断耐力として算定しているが，実際には a/d の小さい領域ではアーチ作用が卓越しており，これを反映できなかったためではないかと考えられる．

6.3 せん断耐力算定式の比較検討結果

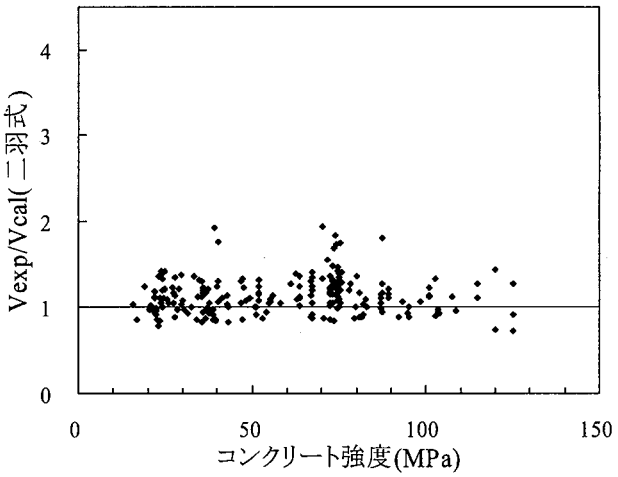
各規準で規定されているせん断耐力算定式は，修正トラス理論，可変角トラス理論，修正圧縮場理論など，それぞれ異なる設計理論に基づいたものが採用されていた．過去の実験データを用いてこれらの精度を比較すると，可変角トラス理論による算定値は危険側の評価となる場合が多くなったのに対し，修正トラス理論と修正圧縮場理論による算定値は比較的良い精度でせん断耐力を算定できることを確認した．この原因は，今回の試算で可変角トラス理論の算定式に仮定した $\cot\theta$ の値が過大であり，rf_{wy} が大きい部材で Vs を過大に評価したためであった．EN 1992 において，$\cot\theta$ の値は National Annex で各国が独自に設定することが可能である．すなわち，可変角トラス理論を用いてせん断耐力を算定する際には，過去の実験結果等を十分に吟味して $\cot\theta$ の値を設定しなければならない．



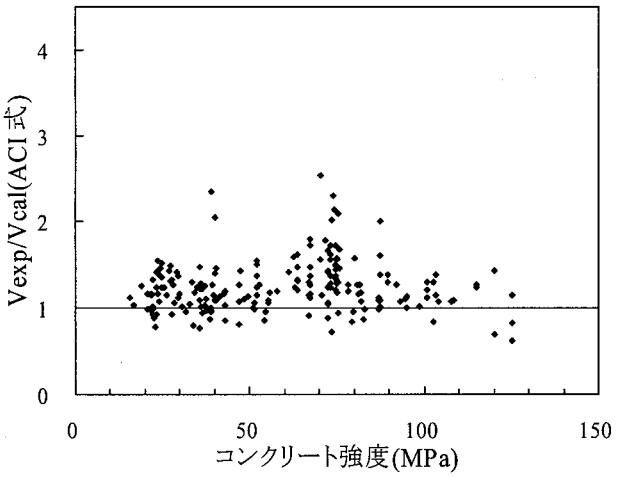
(a) 道路橋示方書



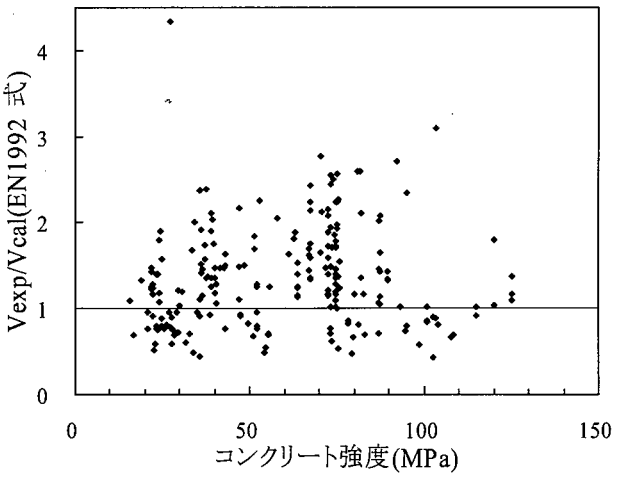
(b) 土木学会コンクリート標準示方書



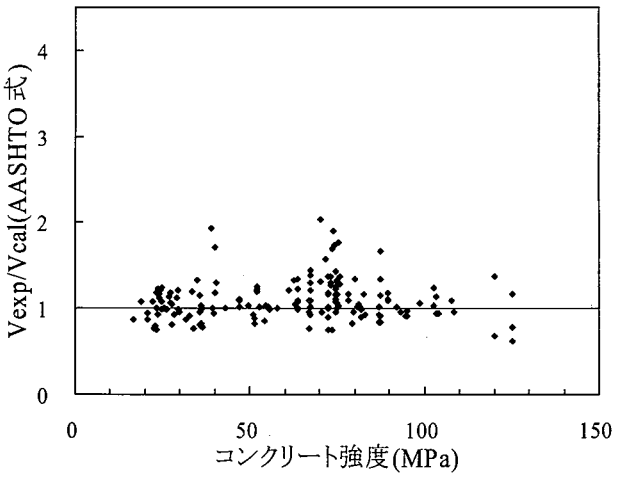
(c) 二羽式



(d) ACI 318

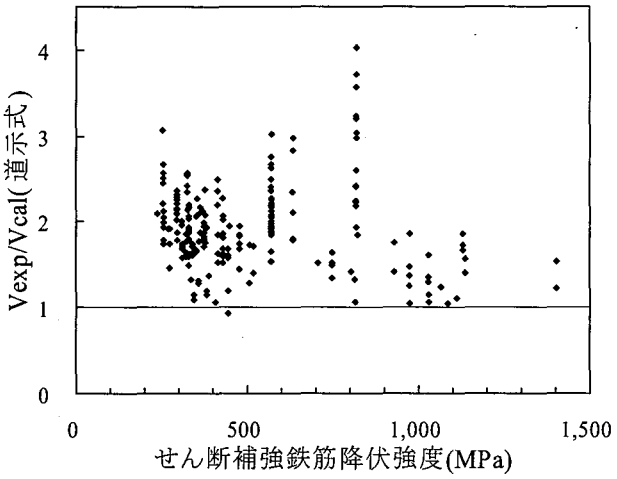


(e) EN 1992

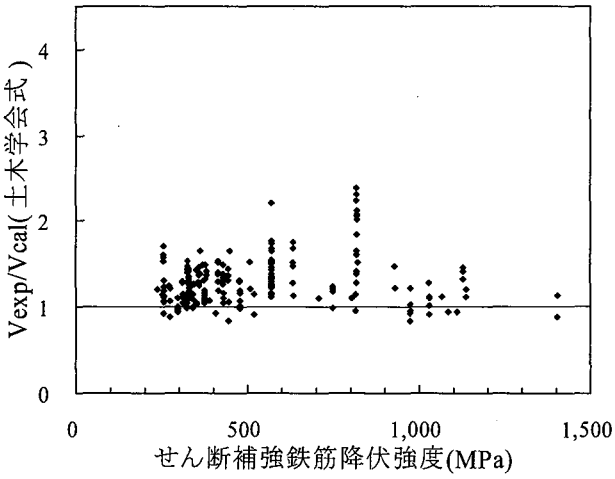


(f) AASHTO LRFD

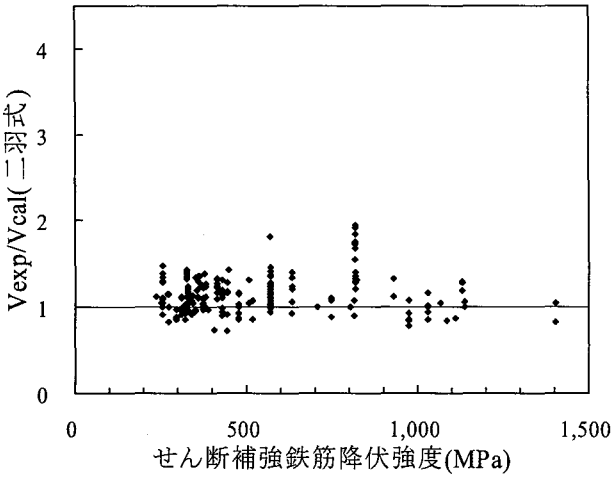
図-6.3 コンクリート圧縮強度と各算定式の精度



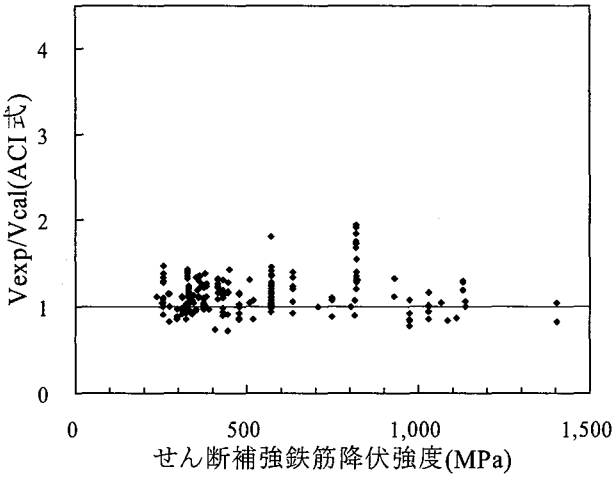
(a) 道路橋示方書



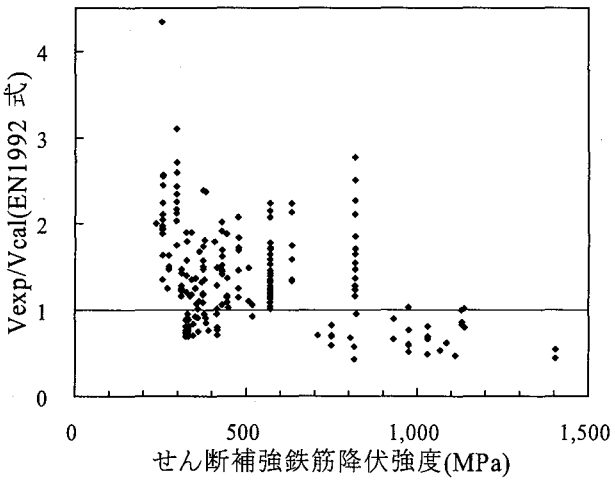
(b) 土木学会コンクリート標準示方書



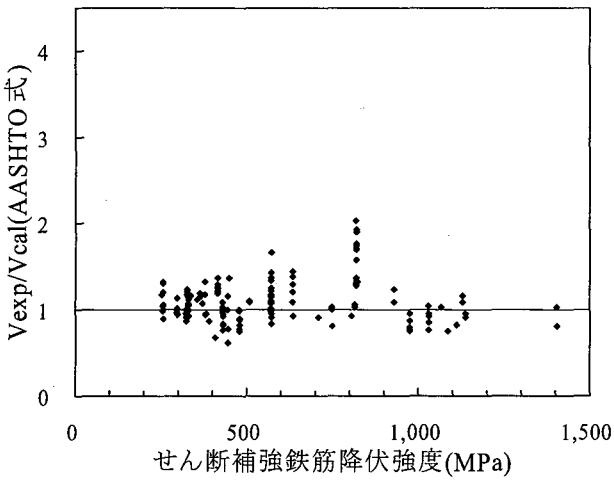
(c) 二羽式



(d) ACI 318

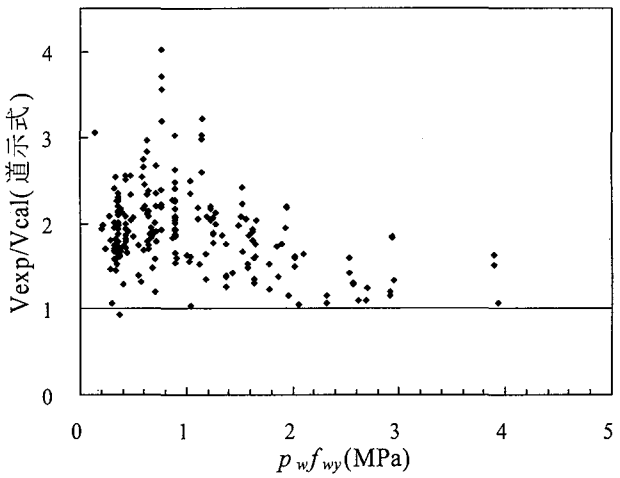


(e) EN 1992

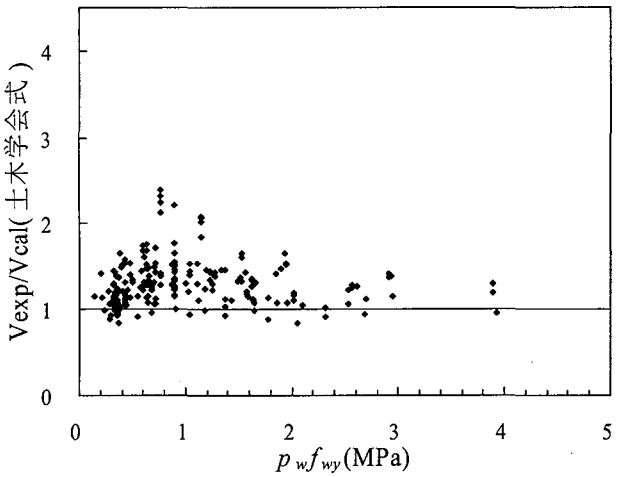


(f) AASHTO LRFD

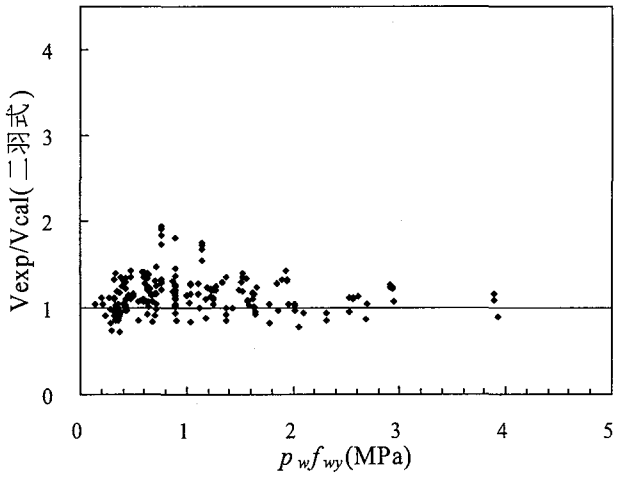
図-6.4 せん断補強鉄筋降伏強度と各算定式の精度



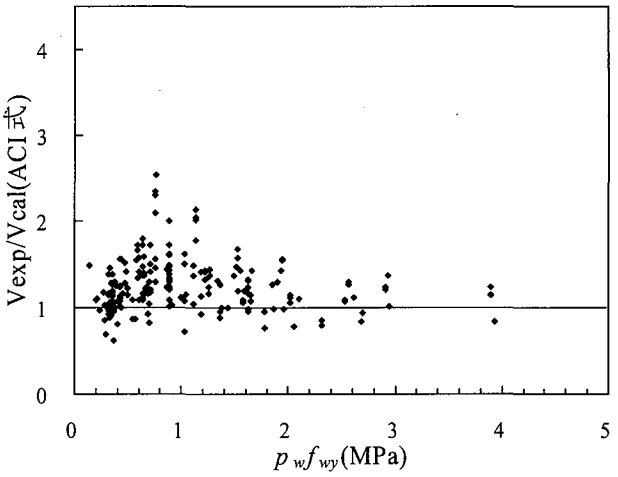
(a) 道路橋示方書



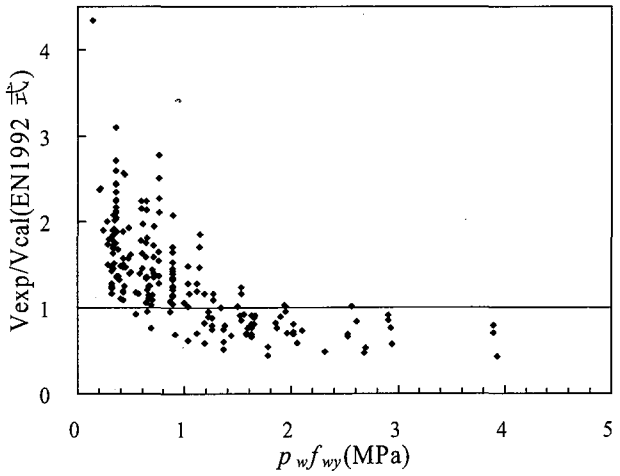
(b) 土木学会コンクリート標準示方書



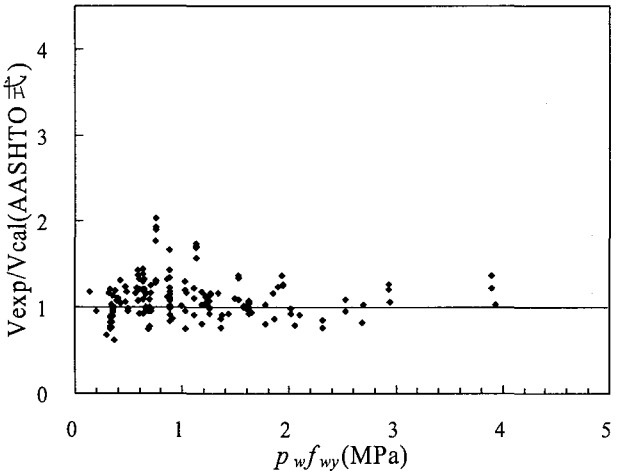
(c) 二羽式



(d) ACI 318

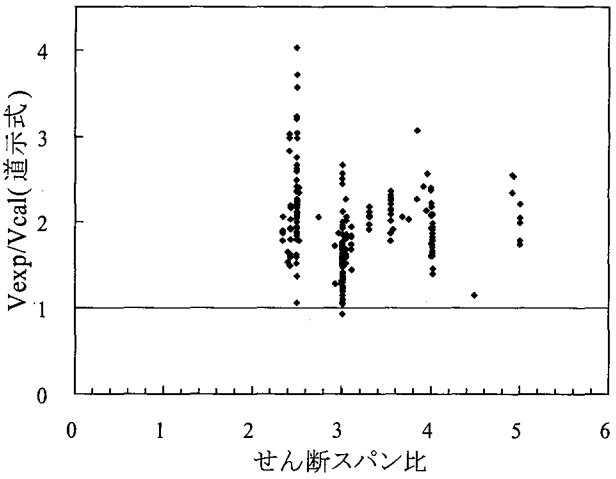


(e) EN 1992

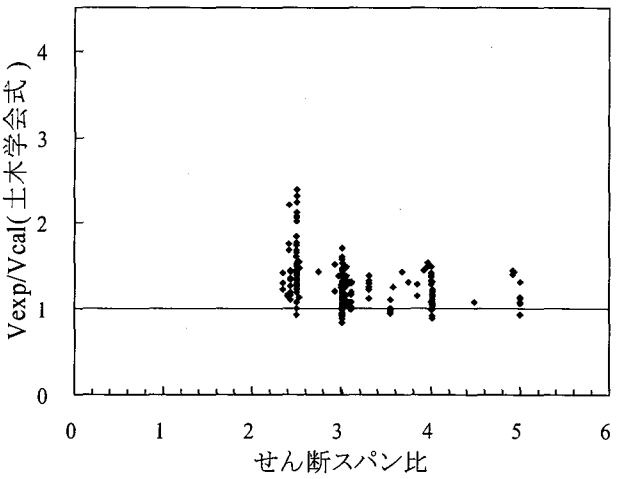


(f) AASHTO LRFD

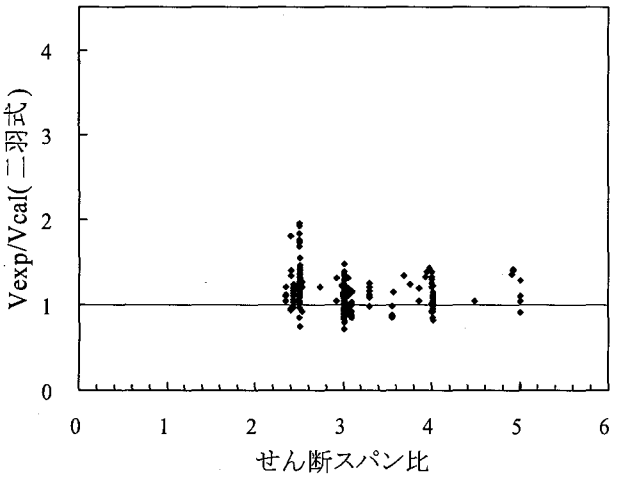
図-6.5　rf_{wy} と各算定式の精度



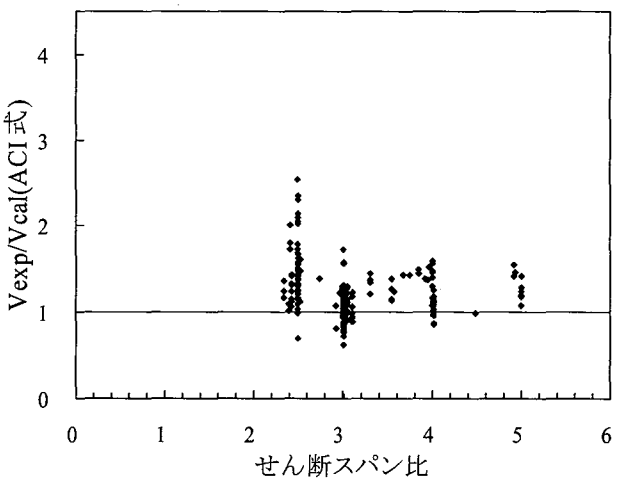
(a) 道路橋示方書



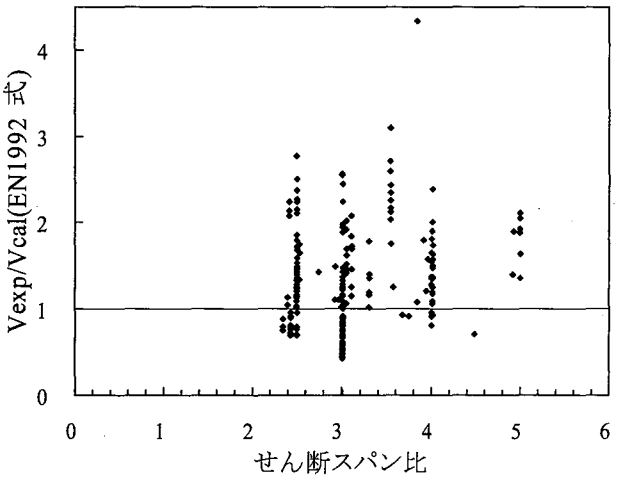
(b) 土木学会コンクリート標準示方書



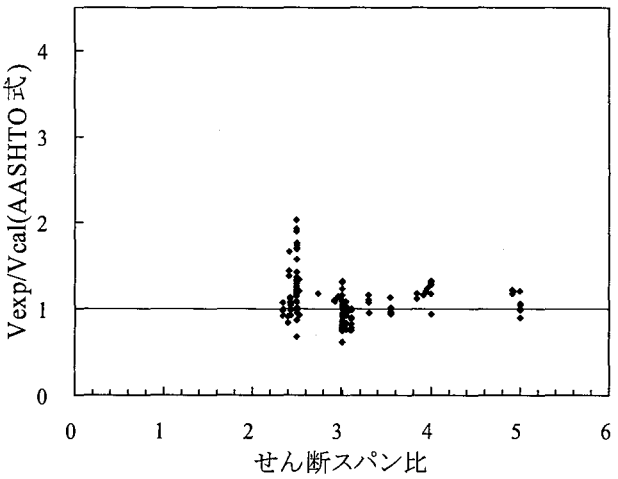
(c) 二羽式



(d) ACI 318



(e) EN 1992



(f) AASHTO LRFD

図-6.6　せん断スパン比と各算定式の精度

7. 構造細目の規定内容

7.1 ISO 19338 における構造細目の規定内容

これまでに述べてきたように，各設計規準は，設計にあたって考慮すべき要求性能に対応する形で複数の限界状態を定義し，各限界状態の照査方法を示していた．ところが，要求性能の中には，耐久性能のように必ずしも明確な照査方法が確立されていないものも存在する．構造細目は，各限界状態に対して明示的に照査方法を示すことができない場合に，みなし仕様として規定される．このため，耐力算定式のように理論的に導かれたものではなく，経験工学的に定義されたものが少なくない．

ISO 19338 では，コンクリート構造物の設計規準が明記すべき構造細目として，**表-7.1** の 10 項目を示している．しかし，これらの項目のみを示すに留まっており，具体的な数値等の内容を明記するまでには至っていない．このため，各規準では構造細目に関する規定を行っているが，異なる値が採用されている．ここでは，特に鉄筋の曲げ内半径に着目し，土木学会コンクリート標準示方書，ACI 318，EN 1992 での規定内容を比較する．なお，現行の道路橋示方書における鉄筋の曲げ内半径の規定は，土木学会コンクリート標準示方書に準じた内容が示されていたため，ここでは取り上げていない．

表-7.1　ISO 19338 に記載の構造細目

フックと曲げ部の最小曲げ内半径，定着部の種類
部材の最小寸法
柱，はり，スラブ，壁の縦方向と横方向の最小鉄筋量
はりとスラブでの縦方向鉄筋の削減もしくは曲げに対する必要条件
許容誤差
PC鋼材の最大曲率とPC鋼材とダクトの最大面積比
柱とはりの縦方向の鉄筋の最小径
横方向鉄筋の最大間隔
縦方向鉄筋の最小間隔
柱，はり，スラブの最大の縦方向鉄筋比

7.2 各規準における鉄筋の曲げ内半径の規定内容

鉄筋の曲げ内半径の取り方は，曲げ加工部の引張強度や定着強度に影響を及ぼすものであり，コンクリート構造物では鉄筋とコンクリートの一体性に関わる重要な項目である．**表-7.2～4** に，土木学会コンクリート標準示方書，ACI 318，EN 1992 での鉄筋の曲げ内半径の規定を示す．いずれも鉄筋の曲げ内半径の最小値は，鉄筋径(ϕ)の倍数で与えられている．しかし，土木学会コンクリート標準示方書では鉄筋の形状と降伏強度によって曲げ内半径の最小値が異なるのに対し，ACI 318 と EN 1992 では鉄筋径に応じた曲げ内半径の最小値を規定している．また，ACI 318 と EN 1992 では，どちらも鉄筋径に応じた曲げ内半径の規定値を示していながらも，ACI 318 では 3 つの鉄筋径の範囲に対して 3～5ϕ としているのに対し，EN 1992 では鉄筋径 16mm を閾値として 2，3ϕ の 2 種類としている．なお，EN 1992 において，鉄筋の曲げ内半径の規定値は各国が National Annex において独自に設定することが可能である．

このように各規準における曲げ内半径の規定値は異なる値が採用されているが，曲げ内半径の最小値を規定する理由は，曲げ内半径を小さくすることにより鉄筋自身もしくは鉄筋の内側のコンクリートの損傷を防ぎ，鉄筋の曲げ加工部が適切に機能するためであることは各規準で一致している．しかしながら，各規準で鉄筋の曲げ内半径の最小値が規定されるに至った根拠は必ずしも明確でなく，ある設計規準に従って構造細目を決定した場合に，他の規準では許容されない構造細目により構造物が設計されることも起こり得る．そこで，異なる曲げ内半径で加工した複数の鉄筋の材料実験を実施し，曲げ内半径の値が鉄筋の曲げ加工性能に与える影響を検討する．

表-7.2 土木学会コンクリート標準示方書の曲げ内半径の規定値

種類		曲げ内半径	
		フック	スターラップ
丸鋼	SR235	2.0ϕ	1.0ϕ
	SR295	2.5ϕ	2.0ϕ
異形棒鋼	SD295A, B	2.5ϕ	2.0ϕ
	SD345	2.5ϕ	2.0ϕ
	SD390	3.0ϕ	2.5ϕ
	SD490	3.5ϕ	3.0ϕ

フックの曲げ内半径は，コンクリートを十分にゆきわたらせること，鉄筋の材質をいためないこと，フックの働きが十分確実なものとなることなどを考慮して，JIS G 3112に規定されている内側半径より，いくぶん大きい値とする．

表-7.3 ACI 318 の曲げ内半径の規定値

鉄筋寸法	鉄筋径(mm)	最小曲げ内半径
No.3 ～ No.8	9.5 ～ 25.4	3ϕ
No.9, No.10, No.11	28.7 ～ 35.8	4ϕ
No.14 ～ No.18	43.0 ～ 57.3	5ϕ

・鉄筋の曲げ内半径は，鉄筋に損傷を生じさせないこと，曲げ部内側のコンクリートの破壊を生じさせないことを考慮して，規定している．
・No.5よりも小さい鉄筋でスターラップに用いる鉄筋の曲げ内半径は，2ϕ 以上とする．
・規定値の多くはASTM A 82, A496と一致し，鉄筋径はASTM A 615による．

表-7.4 EN 1992 の曲げ内半径の規定値

鉄筋径	最小曲げ内半径
$\phi \leqq$16mm	2ϕ
$\phi >$16mm	3.5ϕ

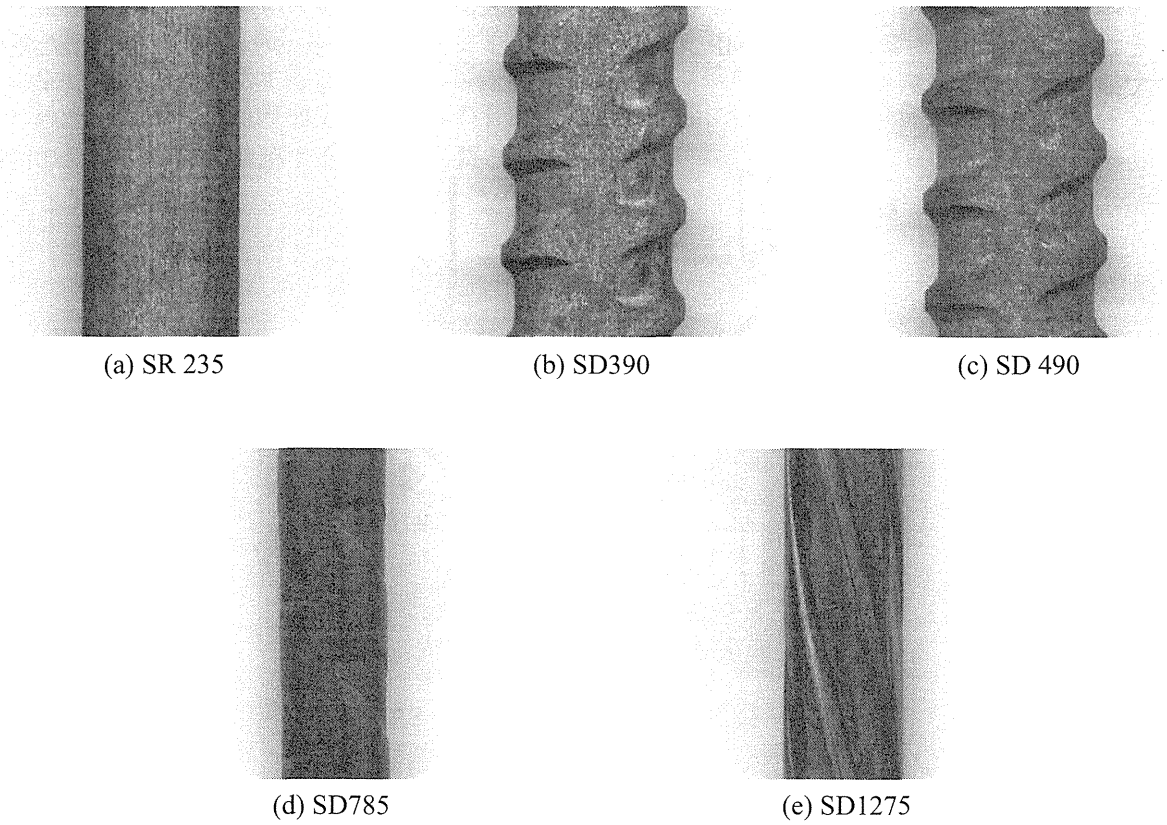
・鉄筋の曲げ内半径は，鉄筋に損傷を生じさせないこと，曲げ部内側のコンクリートの破壊を生じさせないことを考慮して，規定している．

7.3 実験の概要

7.3.1 使用材料

国内で入手可能な丸鋼 SR235，異形鉄筋 SD390，SD490，SD785，SD1275 を用いて実験を行った．異なる降伏強度の異形鉄筋を用いた理由は，降伏強度と曲げ内半径の規定値の関係を考察するためである．

図-7.1 に，各鉄筋の表面形状を示す．ここで用いた各鉄筋の表面形状はそれぞれ異なっており，SD390 と SD490 の表面には大きな節があるのに対し，SD785 と SD1275 の表面の節は比較的小さい．また，丸鋼 SR235 には節がなく，これらの結果を比較することで，節の有無による影響を考察する．用いた鉄筋の検査証明書における機械的性質を**表-7.5** に示す．



(a) SR 235　(b) SD390　(c) SD 490

(d) SD785　(e) SD1275

図-7.1　各鉄筋の表面形状

表-7.5　使用した鉄筋の機械的性質

鋼種	鉄筋径 (mm)	公称断面積 (mm^2)	降伏点 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
SR235	16	198.6	330	474
SD390	16	198.6	463	650
SD490	16	198.6	557	743
SD785	10	71.3	939	992
SD1275	10.7	90.05	1388	1477

7.3.2 実験内容

各鉄筋の曲げ加工性能を検討するため，まず各鉄筋を数種類の曲げ内半径で図-7.2 のように各 3 本を 90°に曲げ加工し，90°曲げ部の内側と外側における亀裂の有無を目視と磁粉探傷試験により確認した．磁粉探傷試験とは，試験体を磁化し，蛍光着色された細かな磁粉を溶液にしてその磁界に流すことにより，亀裂による磁力線の乱れ部分に蓄積した蛍光磁粉を観察し亀裂の有無を調査するものである．

次に，これらの鉄筋の引張試験を行い，引張強度および破断状況，破断位置を記録した．破断位置の記録は，90°曲げ部およびそれ以外で分類した．

また，曲げ戻しの影響を検討するため，曲げ内半径 1.5φ で曲げ加工した鉄筋を曲げ戻し，亀裂の有無を目視と磁粉探傷試験で調べた．各鉄筋 3 本ずつ曲げ・曲げ戻し加工を行い，亀裂が生じていると疑われる箇所については SUMP 試験により微細な亀裂の有無を確認した．SUMP 試験とは，目視や磁粉探傷試験で確認できない微細な亀裂を確認するために，鉄筋表面に 5%硝酸アルコール溶液を塗布して鉄筋組織を浮き上がらせ，対象位置に SUMP フィルムをアセトンで密着させ，フィルムに浮き出た亀裂を顕微鏡で観察するものである．

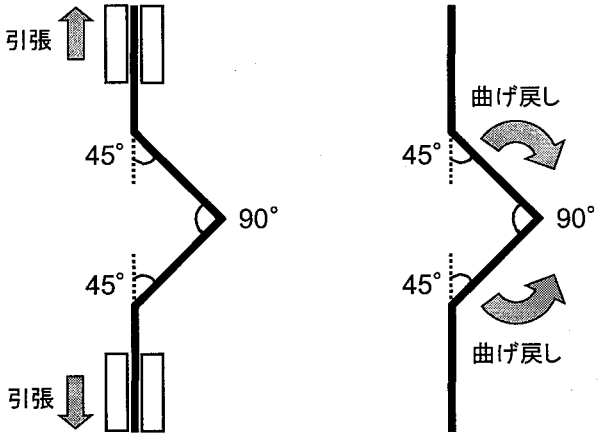


図-7.2　鉄筋の曲げ加工形状

7.4 実験結果および考察

7.4.1 曲げ加工による亀裂の有無

表-7.6 に，折り曲げた鉄筋の亀裂の有無，引張試験の結果ならびに鉄筋の破断状況を示す．90°曲げ部の亀裂の有無を目視により観察したが，亀裂を確認することはできなかった．ところが，**図-7.3** に示すように，磁粉探傷試験を行うと，SD390，SD490，SD785 では曲げ内半径を小さくするほど鉄筋の内側に亀裂と思われる磁粉の蓄積した溝を確認することができた．しかし，これらの溝が単に節の付け根に磁粉が蓄積されてできたものか，亀裂が存在したためにできたものか区別することが困難であったため，**表-7.6** では「疑」と判定することとした．また，表面に節の無い丸鋼 SR235 と節の小さい SD1275 では，亀裂と思われる箇所を発見するには至らなかった．以上のことから，曲げ加工を施した鉄筋表面の亀裂の有無は，鉄筋の節形状の影響を強く受けるものと思われる．

一方，鉄筋の曲げ部外側には亀裂を確認することができなかった．JIS[7.1)]では曲げ試験において鉄筋の外側に生じた亀裂を確認するよう規定しているが，ここでは鉄筋の内側で亀裂と疑われる溝が確認された．このため，鉄筋の曲げ加工部の亀裂の有無を確認する際には，曲げ部外側の亀裂だけでなく，曲げ部内側の亀裂の有無も確認することが必要と考えられる．

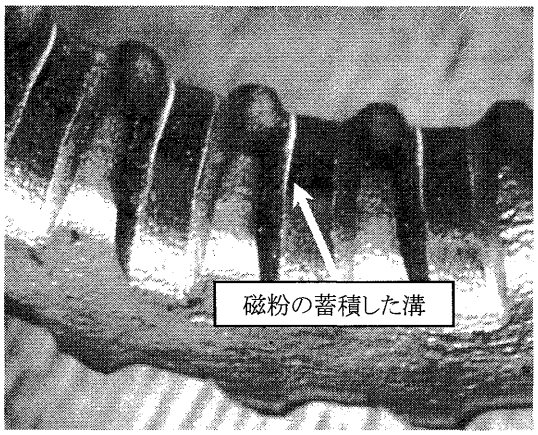


図-7.3　磁粉探傷試験による亀裂の探査

表-7.6　磁粉探傷試験と引張試験の結果

鋼種	曲げ内半径	鉄筋径 (mm)	番号	磁粉探傷試験による曲げ内側の亀裂の有無	引張試験		破断状況		
					引張強度 (N/mm^2)	検査証明書の引張強度に対する割合	破断位置 (90°曲げ部or その他)	破断面での絞りの有無	破断後の曲げ内側の亀裂の有無
SR235	1φ	16	①	×	453	96%	その他	○	×
			②	×	452	95%	その他	○	×
			③	×	455	96%	その他	○	×
	1.5φ		①	×	454	96%	その他	○	×
			②	×	455	96%	その他	○	×
			③	×	450	95%	その他	○	×
	2φ		①	×	455	96%	その他	○	×
			②	×	452	95%	その他	○	×
			③	×	452	95%	その他	○	×
SD390	1.5φ	16	①	×	656	101%	90°曲げ部	×	○
			②	疑	506	78%	90°曲げ部	×	○
			③	疑	387	60%	90°曲げ部	×	○
	2φ		①	×	660	102%	90°曲げ部	疑	○
			②	×	658	101%	90°曲げ部	疑	○
			③	×	659	101%	その他	疑	○
	2.5φ		①	×	656	101%	その他	○	×
			②	×	661	102%	その他	○	×
			③	×	661	102%	その他	○	×
	3φ		①	×	661	102%	その他	○	×
			②	×	576	89%	その他	○	×
			③	×	655	101%	その他	○	×
SD490	1.5φ	16	①	疑	23	3%	90°曲げ部	×	×
			②	疑	723	97%	90°曲げ部	×	○
			③	疑	280	38%	90°曲げ部	×	○
	2φ		①	疑	506	68%	90°曲げ部	×	○
			②	疑	737	99%	90°曲げ部	疑	○
			③	疑	731	98%	90°曲げ部	×	○
	2.5φ		①	×	752	101%	その他	○	×
			②	×	745	100%	その他	○	×
			③	×	743	100%	その他	○	×
	3φ		①	×	747	101%	その他	○	×
			②	×	744	100%	その他	○	×
			③	×	750	101%	その他	○	×
SD785	1.5φ	10	①	疑	870	88%	90°曲げ部	○	疑
			②	疑	896	90%	その他	○	疑
			③	疑	899	91%	その他	○	疑
	2φ		①	×	907	91%	90°曲げ部	○	×
			②	疑	912	92%	90°曲げ部	○	×
			③	×	913	92%	その他	○	×
	2.5φ		①	×	914	92%	その他	○	疑
			②	×	913	92%	その他	○	疑
			③	×	933	94%	その他	○	疑
	3φ		①	×	951	96%	その他	○	×
			②	×	931	94%	その他	○	×
			③	×	920	93%	その他	○	×
SD1275	1.5φ	10.7	①	×	1290	87%	90°曲げ部	○	×
			②	×	1285	87%	90°曲げ部	○	×
			③	×	1289	87%	90°曲げ部	○	×
	2φ		①	×	1318	89%	90°曲げ部	○	×
			②	×	1327	90%	90°曲げ部	○	×
			③	×	1327	90%	90°曲げ部	○	×
	2.5φ		①	×	1336	90%	その他	○	×
			②	×	1348	91%	その他	○	×
			③	×	1358	92%	その他	○	×

注1) 網掛けは検査証明書と比較して強度が80%以下となったものを示す.
注2) 鉄筋破断位置は,　90°曲げ部:90°曲げ部で破断, その他:90°曲げ部以外で破断, とする.

7.4.2 引張強度と破断状況

次に，同じ試験体を用いて引張試験を実施した．**表-7.6** からわかるように，曲げ内半径を小さく加工したものには十分な強度を発揮できずに破断に至るものが多く存在した．検査証明書の引張強度と比較すると，SD390 と SD490 では 6 割程度，SD785 と SD1275 では 9 割程度に強度が低下したものも見受けられた．曲げ内半径 1.5 ϕ で加工した SD490 においては，僅か 23N/mm^2 の強度しか発揮できずに破断したものも存在した．この傾向は，先の磁粉探傷試験で亀裂と思われる磁粉の溝が存在しなかった SD1275 においても見られる．

鉄筋の破断状況に着目すると，曲げ内半径が小さいものほど 90°曲げ部で破断するケースが多い．また，破断面を観察すると，SD390 と SD490 では，曲げ内半径が小さいものほど，**図-7.4** のように，鉄筋断面に絞りがなく脆性的な破断が起きるケースが多く，破断箇所周辺に数本の亀裂も確認された．この傾向は，先の磁粉探傷試験で亀裂と疑われる傷が観察された鉄筋で多く発生していた．

また，曲げ内半径 1.5 ϕ と 2 ϕ の鉄筋に着目し，引張強度の検査証明書の降伏点に対する割合と破断状況を**図-7.5** に示す．一般にコンクリート構造物の設計には鉄筋の降伏点が用いられる．SD390 と SD490 では，降伏点以上の強度を確保できているものが比較的多いが，曲げ内半径を小さくすると強度が降伏点を大幅に下回り脆性破断に至った事例もある．これに対し SD785 と SD1275 では，脆性的な破断はなく概ね降伏点に近い強度を確保できている．従って，SD390 と SD490 においては，曲げ内半径を小さく加工すると，何らかの損傷が鉄筋に生じ，十分な強度を発揮できずに 90°曲げ部で脆性的な破断を起こす可能性が高くなるものと推察される．また，強度が降伏点以下に大幅に低下することもあり，今後さらに鉄筋コンクリート部材での試験等で確認を要するものの，構造物の設計上十分な強度を確保できないといった問題も懸念される．

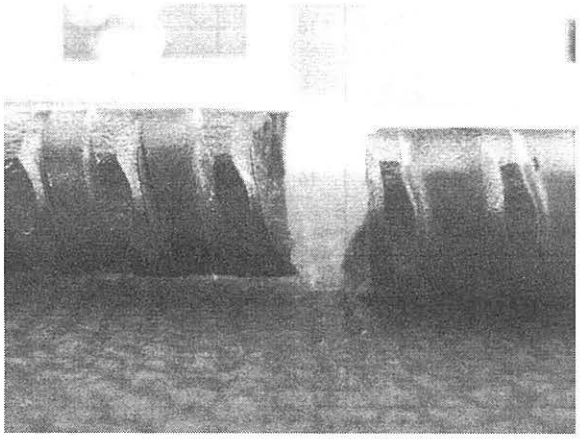


図-7.4　脆性破断した鉄筋

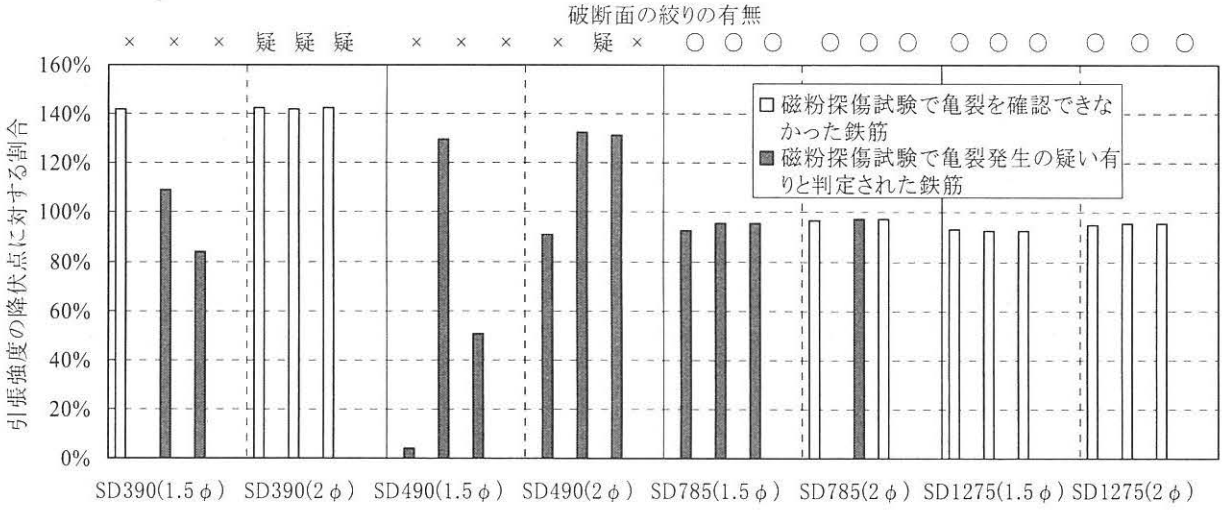


図-7.5　引張強度の降伏点に対する割合，破断面の絞りの有無，鉄筋表面の亀裂の有無の比較

7.4.3 曲げ戻し加工による亀裂の有無

表-7.7 に，新たに曲げおよび曲げ戻し加工を施した鉄筋表面の亀裂の有無を示す．先述したように，SD390，SD490，SD785 では，曲げ加工した時点で亀裂と思われる傷を観察できたが，明確に亀裂と判定することができなかったため「疑」と判定した．ところが，90°曲げ部を曲げ戻すと，SD390 と SD490 では目視で明らかに亀裂を確認することができた．SD785 では，**図-7.6** に示すように亀裂と疑われる傷を確認したため「疑」と判定した．また，SR235 と SD1275 においては，亀裂は生じていなかった．

次に，曲げ・曲げ戻し加工によって「疑」と判定された SD390，SD490 の曲げ試験体各 1 本，SD785 の曲げおよび曲げ戻し試験体各 3 本，SD1275 の曲げおよび曲げ戻し試験体各 1 本に対して SUMP 試験を実施し，鉄筋表面の亀裂の有無を顕微鏡で観察した．鉄筋の選択においては，目視で亀裂が生じていると思われたものを選び SUMP 試験を実施した．SUMP 試験により顕微鏡で観察した鉄筋表面の状態を撮影したものの一例を**図-7.7** に示す．10 本の鉄筋に対して SUMP 試験を実施したが，亀裂を確認することはできなかった．すなわち，目視や磁粉探傷試験により「疑」と判定された鉄筋に亀裂は生じていなかった．これは，これまで「疑」と判定された鉄筋の表面で観察された傷が鉄筋表層のみで生じたものであり，鉄筋内部まで深く進展した亀裂ではなかったことが原因とみられる．

表-7.7　曲げ・曲げ戻し試験，SUMP 試験の結果

鉄筋強度	加工形状	曲げ内半径	鉄筋径 (mm)	番号	亀裂の有無		
					磁粉探傷試験		SUMP 試験
					曲げ戻し前	曲げ戻し後	
SD390	曲げ	1.5φ	16	①	疑	-	×
				②	疑	-	-
				③	×	-	-
	曲げ戻し			④	×	○	-
				⑤	×	○	-
				⑥	×	○	-
SD490	曲げ	1.5φ	16	①	疑	-	×
				②	疑	-	-
				③	疑	-	-
	曲げ戻し			④	疑	○	-
				⑤	疑	○	-
				⑥	疑	○	-
SD785	曲げ	1.5φ	10	①	疑	-	×
				②	疑	-	×
				③	疑	-	×
	曲げ戻し			④	疑	疑	×
				⑤	疑	疑	×
				⑥	疑	疑	×
SD1275	曲げ	1.5φ	10.7	①	×	-	-
				②	×	-	-
				③	×	-	×
	曲げ戻し			④	×	×	×
				⑤	×	×	-
				⑥	×	×	-

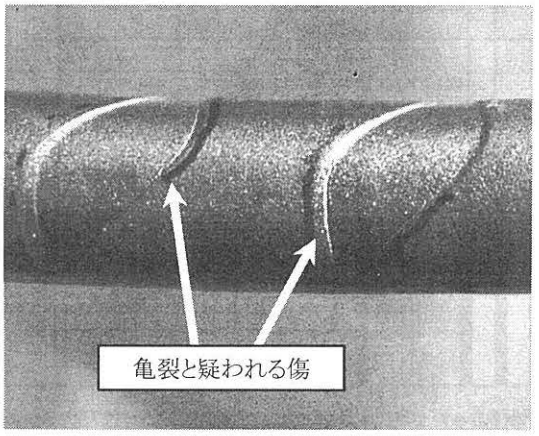


図-7.6　亀裂と疑われる鉄筋表面の傷

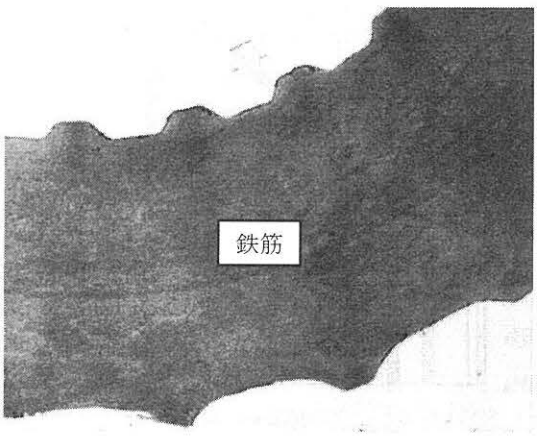


図-7.7　SUMP 試験により観察した鉄筋表面

7.5 鉄筋の曲げ内半径に関する規定の比較検討結果

これまでの結果を踏まえると，鉄筋は曲げ内半径を小さくするほど強度が低下し，曲げ部で脆性的な破断が生じる傾向にあることが明らかとなった．特に SD390 と SD490 では，曲げ内半径 1.5φと 2φの鉄筋でこの傾向が強く現れることを確認した．

表-7.2～4 で示したように，今回の実験で使用した鉄筋径 16mm の SD390 と SD490 の曲げ内半径の最小値は，土木学会コンクリート標準示方書では 2.5 もしくは 3φ，3 もしくは 3.5φ，ACI 318 では 3φ，EN 1992 では 2φとなる．すなわち，EN 1992 に準拠すれば，曲げ内半径は最も厳しい 2φで加工されることも起こり得る．しかし，曲げ内半径 2φで曲げ加工した場合，今回の実験結果の範囲では，曲げ部の脆性的な破断など鉄筋コンクリート用鋼材として望ましくない事態が生じる可能性がある．

また，今回実施した鉄筋の曲げ加工性能に関する材料試験の結果には，鉄筋の表面形状，とりわけ節の形状が与える影響が大きい．ここでは国内で普及しているやや強度の高い鉄筋を用いて材料試験を行った．このため，諸外国で一般に普及している鉄筋を用いた場合には，これとは異なる実験結果が得られることも起こり得る．今後は，国外で実際に用いられている鉄筋を用いて材料実験を実施することも必要である．

いずれにしても，各規準における鉄筋の曲げ内半径の規定は，鉄筋自身もしくは鉄筋の内側のコンクリートの損傷を防ぎ，鉄筋の曲げ加工部が適切に働くことを目的とした点は同一であるが，土木学会コンクリート標準示方書，ACI 318，EN1992 では異なる規定値が設定されていた．今回の実験結果の範囲では，実験に用いた鉄筋の節形状による影響が大きいものの，EN 1992 の曲げ内半径の規定値に従った場合に，脆性破断や強度低下などの望ましくない性状を示すことを確認した．先に述べたように，ISO 19338 では，10 種類の構造細目の項目を示していたが，この具体的な規定内容の妥当性について材料実験を通じて検討すると，規準間で必ずしも十分な整合性が取れているとは言えないことが窺えた．

8. 結論

本報告では，コンクリート構造物の設計規準に着目し，国際規格の導入による影響について検討を行ってきた．具体的には，コンクリート構造物の設計に関する国際規格の策定状況を整理するとともに，諸外国の設計規準における限界状態の定義や部分係数の設定方法を比較した．また，照査項目の例として，ひび割れ幅の取り扱いやRCはり部材のせん断耐力算定式の違いを整理し，構造細目の例として，鉄筋の曲げ内半径の規定値の妥当性を検討した．本章では，これらの検討結果をまとめ，本報告の範囲内で得られた知見をもとに日本版National Annex(案)の提案例を示し，今後の課題について述べる．

8.1 検討結果のまとめ

(1) 国際規格の策定状況

国際的な構造物の設計規準は，ISO 2394やISO19338の制定に伴い，信頼性理論に基礎を置く限界状態設計法へと移行していた．また，ENに代表されるような，分野や構造種別の区別を行わずに共通的な項目を共通事項として定め，構造種別に大きく依存する部分のみを構造種別ごとに示す形式が，今後，構造物の設計体系の主流になるものと思われた．

(2) 考慮すべき要求性能と設計・照査の前提条件

各規準は，いずれも安全性や使用性といった重要な項目については共通して要求性能として明示し，これ以外の項目については各規準で独自の内容が示されていた．

各規準で明記されている設計・性能照査の前提条件は，施工の条件のみとするものから，適切な維持管理や耐久性の照査を記載するものまで，大きな違いがあった．

(3) 照査すべき限界条件

各規準は，共通して終局限界状態と使用限界状態を定義していた．これは要求性能において安全性や使用性を明記していたことを反映したためと思われた．ただし，環境との整合性や景観，橋梁の美観，経済性などについてはこれを検証する照査方法が明示されていないことから，限界状態としての定義は行わず，設計段階において考慮すべき留意事項との位置づけにあると考えられる．

(4) 部分係数の設定方法

土木学会コンクリート標準示方書では，構造性能照査と耐久性照査という2つの面において安全係数を定義し，これらの具体的な数値を示していた．構造性能だけでなく耐久性の照査に用いる安全係数も示している理由は，設計・照査の前提条件として，耐久性の照査を満足すれば，設計耐用期間内の構成材料の劣化を考慮することなく安全性と使用性を照査することができるとしたことを反映したためと考えられる．しかしながら，各安全係数の算定根拠が必ずしも本文中に明示されていないため，これらの数値の妥当性については慎重な検討が必要と考えられる．

EN 1990では，各限界状態の照査時に必要となる部分係数の推奨値を示した上で，その算定に必要となる信頼性設計の考え方および信頼性指標のキャリブレーション方法を示していた．この理由は，部分係数を各国がNational Annexで独自に設定することを可能するためと考えられる．

AASHTO LRFDでは，各規準で取り扱われていた荷重や抵抗に係る部分係数に加えて，じん性，冗長性，運営上の重要度の3つを部分係数として導入していた．また，荷重に係る部分係数は，他の設計規準よりもかなり詳細な内容が示されていた．

(5) ひび割れの取り扱い

許容ひび割れ幅の規定と曲げひび割れ幅の算定式は，各規準で異なる内容が示されていた．曲げひび割れ幅の算定式は，現時点でも理論的な定式化が困難となっているものであるため，各国独自の設計思想に基づいた異なる算定式が採用されていた．しかしながら，耐久性，特に鉄筋腐食と外観上の美観の

面を考慮して設定される許容ひび割れ幅の制限値は，どの規準においても 0.2～0.4mm の範囲内に収まりほぼ同程度であった．曲げひび割れ幅の算定式では理論的な定式化が困難なために各国の設計思想が反映される余地が残されていたが，許容ひび割れ幅の値については，ひび割れの大小と鉄筋腐食の厳密な関係は明確でないとしながらも，鉄筋腐食への影響を小さく抑え，外観上問題とならない程度に許容ひび割れ幅を設定したために，規準間の差が比較的小さくなったと考えられる．

(6) せん断耐力の算定式

各規準で規定されているせん断耐力算定式は，修正トラス理論，可変角トラス理論，修正圧縮場理論など，それぞれ異なる設計理論に基づいたものが採用されていた．過去の実験データを用いてこれらの精度を検証すると，可変角トラス理論による算定値は危険側の評価となる場合が多くなったのに対し，修正トラス理論と修正圧縮場理論による算定値は比較的良い精度でせん断耐力を算定できることを確認した．この原因は，今回の試算で可変角トラス理論の算定式に仮定した $\cot\theta$ の値が過大であったためと考えられる．EN 1992 において，$\cot\theta$ の値は National Annex で各国が独自に設定することが可能である．すなわち，可変角トラス理論を用いてせん断耐力を算定する際には，過去の実験結果等を十分に吟味して $\cot\theta$ の値を設定しなければならない．

(7) 鉄筋の曲げ内半径の規定値

各規準における鉄筋の曲げ内半径の規定は，鉄筋自身もしくは鉄筋の内側のコンクリートの損傷を防ぎ，鉄筋の曲げ加工部が適切に機能することを目的とした点は同一であるが，土木学会コンクリート標準示方書，ACI 318，EN1992 では異なる規定値が設定されていた．今回の実験結果の範囲では，実験に用いた鉄筋の節形状による影響が大きいが，EN 1992 の曲げ内半径の規定値に従った場合に，脆性破断や強度低下などの望ましくない性状を示すことを確認した．

8.2 日本版 National Annex(案)の提案例

本報告の範囲内で得られた知見をもとに，ひび割れ幅の取り扱い，せん断耐力の算定式，鉄筋の曲げ内半径について，日本版 National Annex(案)の提案例を示す．

(1) ひび割れの取り扱い

許容ひび割れ幅の規定値は 0.2～0.4mm の範囲内に収まり，いずれの設計規準においても概ね同程度であった．米国の設計規準では，許容ひび割れ幅の規定を直接設定していなかったが，想定するひび割れ幅の範囲は 0.2～0.4mm であった．このため，許容ひび割れ幅の規定値としては，EN 1992 のものを採用しても良いと考えられた．ただし，現時点においても，コンクリート表面のひび割れと鉄筋腐食の関係は明確にはなっていない．このため，より安全側の設計を行うためには，道路橋示方書のように 0.2mm 程度を目安とすることや土木学会コンクリート標準示方書のようにかぶりの関数として示すことを推奨する．

(2) せん断耐力の算定式

EN 1992 では，可変角トラス理論によるせん断耐力算定式が採用されていたが，$\cot\theta$ の取り方によって危険側の評価が多くなることを確認した．このため，せん断耐力算定式は，過去の EN 1992 や我が国の設計規準で採用されていたように，修正トラス理論に基づいたせん断耐力算定式を採用することを提案する．

万一，可変角トラス理論を採用する場合においても，$\cot\theta$ の規定値を決定する際には詳細な検討が必要である．

(3) 鉄筋の曲げ内半径の規定値

本報告の検討結果の範囲内では，脆性破断や強度低下などへの影響が懸念されるため，EN 1992 における鉄筋の曲げ内半径の規定値は過小であった．国内で実際に使用されている鉄筋を使用する際には，

これよりも大きい規定値とすることが必要である．このため，本報告の実験結果から，2.5φ以上を提案する．これは，現行の道路橋示方書や土木学会コンクリート標準示方書と同等の規定値である．

8.3 今後の課題

上記では，本報告の範囲内で得られた成果をもとに，ひび割れの取り扱いやせん断耐力の算定式，鉄筋の曲げ内半径の規定値に対して，日本版 National Annex(案)を示した．しかしながら，部分係数に対しては，各設計規準の相違点を比較するまでに留まり，具体的な National Annex(案)を提案することができなかった．部分係数の数値を示すためには，6 章で示したせん断耐力算定式の精度検証のように，過去の実験結果等を利用して信頼のできるデータを蓄積することが不可欠である．今後は，こうした点から信頼性理論に基づいた部分係数の設定方法について検討を加える必要がある．

また，本報告で検討対象とした照査項目や構造細目の範囲は極めて限定的であり，今後はこれら以外の項目についても検討を加える必要がある．使用限界状態の照査では，曲げひび割れ幅の算定式の精度やひび割れと鉄筋腐食の関係，終局限界状態の照査では，曲げ耐力の算定式の精度などが考えられる．また，鉄筋の曲げ内半径以外にも ISO 19338 の構造細目としてリスト化されている項目について検討を行うことも必要である．

これらの課題については，引き続き，検討を行う予定である．

参考文献

1 章

1.1) ISO： ISO 2394 General principles on reliability for structures, p.73, 1998

1.2) ISO: ISO 19338 Performance and assessment requirements for design standards on structural concrete, p.12, 2003

2 章

2.1) ISO： ISO 19338:2003 Performance and assessment requirements for design standards on structural concrete TECHNICAL CORRIGENDUM 1, p.1, 2004

2.2) ISO/TC71 対応国内委員会: ISO/TC71 第 13 回総会報告, コンクリート工学, Vol.44, No.6, pp.59-63, 2006

2.3) 日本道路協会： 道路橋示方書・同解説 I 共通編・Ⅲコンクリート橋編, p.368, 2002

2.4) 土木学会： コンクリート標準示方書(構造性能照査編), p.280, 2002

2.5) 土木学会： コンクリート標準示方書(耐震性能照査編), p.133, 2002

2.6) 土木学会： コンクリート標準示方書(施工編), p.410, 2002

2.7) American Concrete Institute： Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05), p.430, 2005

2.8) British Standard Institution：Eurocode – Basis of structural design, BS EN 1990:2002, p.87, 2002

2.9) American Association of State Highway and Transportation Officials： AASHTO LRFD Bridge Design Specifications SI Units Third Edition 2004, 2004

2.10) 国土交通省： 土木・建築にかかる設計の基本, p.31, 2002
http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha02/13/131021/131021.pdf

2.11) British Standard Institution： Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, BS EN1992-1-1:2004, p.225, 2004

5 章

5.1) 日本コンクリート工学協会： コンクリートのひび割れ調査, 補修・補強指針 -2003-, p.338, 2003

5.2) 日本建築学会： 鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針(案)・同解説, pp.223-233, 2006

5.3) 今本啓一： ひび割れ幅の許容値, コンクリート工学, Vol.43, No.5, pp.67-74, 2005

5.4) British Standard Institution：Concrete – Part 1:Specification, performance, production and conformity, BS EN 206-1:2000, p.69

5.5) CEB： CEB - FIP MODEL CODE 1990 Final Draft, 1991

5.6) American Concrete Institute： Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95), p.369, 1995

5.7) American Association of State Highway and Transportation Officials： AASHTO LRFD Bridge Design Specifications SI Units Second Edition 1998, 1998

5.8) 角田与史雄： 曲げを受けるコンクリート部材のひび割れとたわみに関する研究の現状, 土木学会論文集, No.384, V-7, p.21-32, 1987

6 章

6.1) 二羽淳一郎, 山田一宇, 横沢和夫, 岡村甫： せん断補強鉄筋のない RC はりのせん断強度の再評

価，土木学会論文集，No.372，5-5，pp.167-176，1986
6.2) British Standard Institution： UK National Annex to Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings，NA to BS EN 1992-1-1: 2004，p.20，2005
6.3) CEN： Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings，ENV 1992-1-1:1991，p.253，1991
6.4) British Standard Institution： National Application Document for use in the UK with ENV 1992-1-1:1992，p.16，1992
6.5) M. P. Collins and D. Mitchell： Prestressed Concrete Structures，Prentice Hall Inc.，p.720，1991
6.6) 中村英佑，渡辺博志，古賀裕久，椎名貴快： 曲げ加工部で破断したせん断補強鉄筋を有する RC はり部材のせん断ン耐荷機構に関する実験的検討，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，Vol.6，pp.89-94，2006
6.7) 阿部仁，斉藤成彦，檜貝勇： 鉄筋の定着不良を有する RC 梁のせん断破壊性状の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.337-342，2005
6.8) 谷村幸裕，佐藤勉，渡辺忠朋，松岡茂： スターラップを有するディープビームのせん断耐力に関する研究，土木学会論文集，No.760，5-63，pp.29-44，2004
6.9) 黒岩俊之，岡本大，佐藤勉，谷村幸裕： 高強度せん断補強鉄筋を用いた RC 梁部材のせん断耐力，土木学会次学術講演会講演概要集第 5 部，Vol. 58，pp.533-534，2003
6.10) 橋本航，森川英典，小林秀恵： 鉄筋腐食を考慮した RC はり部材のせん断耐荷性能評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.1009-1014，2003
6.11) 土屋智史，三島徹也，前川宏一： 高強度構成材料を用いた RC 梁部材のせん断破壊と数値性能評価，土木学会論文集，No.697，5-54，pp.65-84，2002
6.12) 土屋智史，山田尚義，原夏生，三島徹也，前川宏一： コンクリートの自己充填性の有無がせん断補強鉄筋の補強効果に及ぼす影響に関する検討，土木学会次学術講演会講演概要集第 5 部，Vol.57，pp.249-250，2002
6.13) 黒岩俊之，佐藤勉，岡本大，吉田幸司： 高強度材料を用いた RC 梁のせん断耐力に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，pp.733-738，2002
6.14) 井上寛規，檜貝勇，中村光： RC 部材におけるせん断補強鉄筋の効果，コンクリート工学年次論文集，Vol.21，No.3，pp.463-468，2001
6.15) 伊藤友司，藤田学，淵脇秀晃，佐藤良一： 高強度コンクリートを用いた RC はりのせん断挙動に及ぼす収縮の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，pp.763-768，2001
6.16) 原夏生，三島徹也，山田尚義，近藤眞生： 自己充填型高強度高耐久コンクリートを用いた RC 梁のせん断耐力，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，pp.925-930，2001
6.17) 新田耕司，谷村幸裕，柏原茂，佐藤勉： 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート梁のせん断耐力に関する実験的研究，土木学会次学術講演会講演概要集第 5 部，Vol.55，pp1044-1045，2000
6.18) 下野一行，柏原茂，佐藤勉，松岡茂： 高強度材料を用いた RC 梁部材のせん断耐力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.21，No.3，pp.175-180，1999
6.19) 崔益鴨，田澤栄一，林少容： 鉄筋コンクリートはりにおける自己収縮による自己応力が RC はりのせん断耐力に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.2，pp.1021-1026，1998
6.20) 下野一行，佐藤勉，松岡茂： 高強度材料を用いた RC 梁部材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.20，No.2，pp.1039-1044，1998
6.21) P. E. Regan，I. L. K. Reid： Shear strength of RC beams with defective stirrup anchorages，Magazine of Concrete Research，Vol.56，No.3，pp.159-166，April，2004
6.22) S. W. Shin，K. S. Lee，J. I. Moon，S. K. Ghosh： Shear Strength of Reinforced High-Strength Concrete Beams with Shear Span-to-Depth Ratios between 1.5 and 2.5，ACI Structural Journal，Vol.93，No.4，pp.549-556，Jul-Aug.，1999
6.23) G. Ozxebe，U. Ersoy，T. Tankut： Evaluation of Minimum Shear Reinforcement Requirements for Higher Strength Concrete，ACI Structural Journal，Vol.96，No.3，May-Jun.，pp.361-368，1999

6.24) M. P. Collins, D. Kuchma : How Safe Are Our Large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs, and Footing?, ACI Structural Journal, Vol.96, No.3, pp.482-490, Jul.-Aug., 1999
6.25) P. Y. L. Kong, B. V. Rangan : Shear Strength of High-Performance Concrete Beams, ACI Structural Journal, Vol.95, No.6, pp.677-688, Nov.-Dec., 1998
6.26) Y. S. Yoon, W. D. Cook, D. Mitchell : Minimum Shear Reinforcement in Normal, Medium, and High-Strength Concrete Beams, ACI Structural Journal, Vol.93, No.5, pp.576-584, Sep.-Oct., 1996
6.27) Y. Xie, S. H. Ahmad, T. Yu, S. Hino, W. Chung: Shear Ductility of Reinforced Concrete Beams of Normal and High-Strength Concrete, ACI Structural Journal, Vol.91, No.2, pp.140-149, Mar.-Apr., 1994
6.28) K. F. Sarsam, J. M. S. Al-Musawi : Shear Design of High- and Normal Strength Concrete Beams with web Reinforcement, ACI Structural Journal, Vol.89, No.6, pp.658-664, Nov.-Dec., 1992
6.29) J. J. Roller, H. G. Russell : Shear Strength of High-Strength Concrete Beams with Web Reinforcement, ACI Structural Journal, Vol.87, No.2, pp.191-198, Mar.-Apr., 1990
6.30) M. K. Jhonson, J. A. Ramirez : Minimum Shear Reinforcement in Beams with Higher Strength Concrete, ACI Structural Journal, Vol.86, No.4, pp.376-382, Jul.-Aug., 1989
6.31) A. H. Elzanaty, A. H. Nilson, F. O. Slate : Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High-Strength Concrete, ACI Journal, No.83, Vol.2, pp.290-296, Mar.-Apr., 1986
6.32) W. J. Krefeld, C. H. Thurston : Studies of the Shear and Diagonal Tension Strength of Simply Supported Reinforced Concrete Beams, Journal of the ACI, Vol.63, No.4, pp.451-476, 1966
6.33) B. Bresler, A. C. Scordelis : Shear Strength of Reinforced Concrete Beams, Journal of the ACI, Vol.60, No.4, pp.51-74, 1963
6.34) A. P. Clark : Diagonal Tension in Reinforced Concrete Beams, Journal of the ACI, Vol.48, No.10, pp.145-156, 1951
6.35) B. Johnston, K. C. Cox : High Yield-Point Steel as Tension Reinforcement in Beams, Proceedings of the ACI, Vol.36, No.9, pp.65-80, 1939
6.36) H. Okamura, T. Higai : Proposed design equation for shear strength of reinforced concrete beams without web reinforcement, Rroceedings of JSCE, No.300, pp.131-141, 1980

7 章

7.1) JIS Z 2248 : 金属材料曲げ試験方法, 1996

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4044 February 2007

編集・発行 ©独立行政法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

独立行政法人土木研究所 企画部 業務課
〒305－8516 茨城県つくば市南原1－6 電話029－879－6754