

建築構造設計アンブレラコード「部材検定と応答評価(案)」発行によせて

建築構造をご専門とする方々にはご承知の様に、我が国の構造設計で主に用いられている許容応力度設計法は日本以外では既に殆ど用いられておらず、欧米だけでなくアジアの諸国も荷重耐力係数法（LRFD）に代表される部材の限界耐力を検定する構造設計法に移行しています。また、大地震後の建築物の継続使用性を保証する性能設計の需要が高まる一方、その主要な指標である応答変形が明示されない保有水平耐力計算法が一般的な二次設計法となっています。

米国では 1990 年代に構造設計体系が整理され、建築基準法に相当する IBC の下に、米国土木学会が取りまとめる荷重・設計指針 ASCE-7 が耐震設計を含めた構造設計法を包括し、その下に各産業協会（S, RC, 木質）が各種構造の部材設計法や施工基準等を記述し、互いが齟齬なく引用し合うことで全体が大きく体系化されました。欧州でも同様に、ユーロコード EN 1990 が構造設計法を齟齬なく統括しています。一方、日本建築学会の構造設計諸規準には、ASCE-7 や EN 1990 に相当する上位共通規準が存在せず、法的基準との整合性が必ずしも取れておらず、部材検定の方法（許容応力度設計）および地震応答評価の方法（保有水平耐力計算）が諸外国の指針から乖離し諸外国から理解されない状況にあり、これが我が国の設計基準をベースとした国際論文の競争力低下にも繋がっています。このような国際情勢に対応する意識もあって、日本建築学会は過去に種々の限界耐力設計法を提案・出版して参りましたが、法的基準類との整合性が明確化されていなかったことから、殆ど利用されない状況が続いてきました。

そこで、日本建築学会・企画運営委員会では 2023 年に規準・論文グローバル対応タスクフォースを立ち上げ、その下の構造規準国際対応 WG にて添付の「部材検定と応答評価(案)」を取りまとめました。本指針案では、AIJ 構造設計諸規準相互の関連性、法的基準との位置づけについての指針を示すとともに、まずは部材検定に於いて許容応力度設計法に基づく現行の法的基準を荷重耐力係数法（LRFD）に読み替える方針、および二次設計における応答変形の明示および各種構造に対するクライテリアの素案を提案させていただきました。

なお本指針では荷重係数や荷重の確率統計指標については示しておらず、現行の法的基準類のクライテリアを読み替えるにとどまっています。最終的に目指すべき国際標準の構造設計理念としては ISO 2394 および JIS A 3305 に示されるように、①性能の差別化、②限界状態の概念の導入、③確率統計論を用いた不確かさの統一的な取り扱い、が求められます。しかし我が国の現行法的基準で定められた外力が未だ確率統計論に基づく表現となっていないことから、特に③の項目については未達であり、このため初版では表題を「部材検定と応答評価」に留めました。今後、荷重係数が確率統計的に評価され、かつ現行法規でカバーされる範囲が明示された段階で荷重係数を修正し、より包括的で現行法規と整合した日本版 ASCE-7 として拡張・整備していくことを望みます。

皆様のご意見をお待ちするとともに、各種構造の部材設計諸指針の編纂・改定に当たっては本アンブレラコードの理念に沿って構造諸規準相互の統一表現、法的基準との関連性に留意していただくと幸いです。

2025 年 3 月

日本建築学会
規準・論文グローバル対応タスクフォース
構造規準国際対応 WG 一同

部材検定と応答評価（案）

AIJ (Draft) Member Design and Response Evaluation

日本建築学会

規準・論文グローバル対応タスクフォース(2023～2024)

主査 牧 紀男（京都大学，本会副会長）
 副主査 山本茂義（久米設計，本会副会長）
 総括幹事 岡崎太一郎（北海道大学，本会学術理事(構造)）
 幹事 伊藤一秀（九州大学）
 幹事 大崎 純（京都大学）
 アドバイザー 竹内 徹（東京科学大学，本会会長）

構造規準国際対応 WG

総括幹事 岡崎太一郎(北海道大学，本会学術理事(構造)：鋼構造)
 幹事 五十田博（京都大学：木質構造）
 幹事 楠 浩一（東京大学：RC 構造）
 幹事 田村修次（東京科学大学，本会総務理事）
 委員 田尻清太郎（東京大学：RC 構造）
 委員 佐藤篤司（名古屋工業大学：鋼構造）
 委員 山崎義弘（東京科学大学：木質構造）
 委員 寺澤友貴（東京科学大学：シェル・空間構造，議事取纏め）
 アドバイザー 竹内 徹（東京科学大学，本会会長）

執筆担当

1 章 総 則	竹内
2 章 部材検定	
2.1 許容応力度設計と荷重耐力係数設計	竹内
2.2 鋼構造の換算	岡崎，佐藤
2.3 RC 構造の換算	楠，田尻
2.4 木質構造の換算	五十田，山崎
2.5 基礎構造の換算	田村
2.6 荷重耐力係数設計	岡崎
3 章 応答評価	岡崎，五十田，楠，田村 田尻，佐藤，山崎，寺澤，竹内

部材検定と応答評価

目 次

記号の定義	3
1 章 総 則	4
1.1 本指針の理念	4
1.2 法的規準との関係	5
2 章 部材検定	7
2.1 許容応力度設計と荷重耐力係数設計	7
2.2 鋼構造の換算	11
2.3 RC 構造の換算	16
2.4 木質構造の換算	26
2.5 基礎構造の換算	36
2.6 荷重耐力係数設計	37
3 章 応答評価	51
3.1 応答変形量の明示	51
3.2 保有水平耐力計算	54
3.3 限界耐力計算	60
3.4 時刻歴応答計算	62

記号の定義

A_f : 荷重期間に応じた耐力調整係数

D_s : 構造特性係数

D_h, F_h : 負荷減衰による応答低減効果

h_{eq} : 等価減衰定数

S_{ni} : 荷重の基本値に対応する荷重効果（軸力、曲げモーメント、せん断力等）

R_U : 構造要素の限界耐力の公称値（保有水平耐力計算に使用する部材耐力）

R_S : 規準強度 F 等に基づく構造要素の短期許容耐力

Ω : 安全率

α_Q : 荷重効果 Q の分離係数

α_R : 部材耐力 R の分離係数

β : 信頼性指標

β_T : 目標信頼性指標

γ_i : 荷重係数

ϕ : 耐力係数

$\tilde{\phi}$: 信頼性に基づく耐力係数

μ : 塑性率

μ_Q : 荷重効果 Q の平均値

μ_R : 部材耐力 R の平均値

σ_Q : 荷重効果 Q の標準偏差

σ_R : 部材耐力 R の標準偏差

1 章 総 則

1.1 本指針の理念

- (1) 本指針は、本会における鋼構造、鉄骨鉄筋コンクリート構造、木質構造等の各種構造設計規準・指針類の統一的指針を示すとともに、我が国における法的指針、国際設計規準類との関係性を整理することを主目的とする。
- (2) 初版は部材検定および地震応答評価に焦点を当てるが、将来的に設計荷重の考え方、解析法、混合構造の考え方など、各種構造を横断する規定を網羅することを目指す。

米国では 1990 年代に各種構造設計体系が整理され、建築基準法に相当する IBC の下に米国土木学会が取りまとめる荷重・設計指針 ASCE-7 が各種構造形式に対する耐震設計を含めた構造設計法を包括し、その下に各種構造協会(S, RC, 木質)が各種構造の部材設計法や施工基準等を記述し、互いが齟齬なく引用し合うことで全体が大きく体系化された。一方、日本建築学会の構造設計諸規準には、米国の ASCE-7 やユーロコードの EN 1990 に相当する上位共通規準が存在せず、法的規準との整合性が必ずしも取れておらず、部材検定の方法（許容応力度設計）および地震応答評価の方法（保有水平耐力計算）が諸外国から乖離している点から諸外国では殆ど参照されない状況にあり、これが我が国の設計規準をベースとした国際論文の競争力低下にも繋がっている。また、本会の調査研究委員会活動の成果も同様であり、貴重な成果が論文その他の出版物や電子媒体を通じて国際的に発信されているとは言い難い。本指針は、2020-2022 年度に実施された「学術・芸術・技術分野の進展タスクフォース」、「デジタル・グローバル建築教育研究の環境整備に関する特別調査委員会」、「建築物の性能を保証する数値解析技術と資格制度に関する特別調査委員会」の提言を受け、下記の 2 点についてまず各種構造共通の概念を整理する。なお、本指針は現行の法的基準類の改定を促すものではなく、日本の現行法規をカバーし、国際的に理解可能な指標で付記表現する手法を示すガイドラインとして位置づけられる。

なお、本指針では荷重係数や荷重の確率統計指標については未だ示しておらず、現行の法的基準類のクライテリアを読み替えるにとどまっている。最終的に目指すべき国際標準の構造設計理念としては ISO2394 および JIS A3305 に示されるように、①性能の差別化、②限界状態の概念の導入、③確率統計論を用いた不確かさの統一的な取り扱い、が求められる。しかしながら我が国の現行法的基準で定められた外力が未だ確率統計論に基づく表現となっていないことから、特に③の項目については未達であり、このため初版では表題を「部材検定と応答評価」に留めた。今後、荷重係数を確率統計的に評価しかつ現行法規でカバーされる範囲が明示された段階で荷重係数を修正し、より包括的で現行法規と整合した構造設計体系として整備していくことが望まれる。

初版では海外規準類との齟齬が大きく、性能設計上重要な下記2点について共通規定を設ける。

- (i) 日本の設計諸規準の許容応力度検定(ASD)を、限界状態設計法(LSD)、具体的には荷重係数・耐力係数を考慮した荷重耐力係数検定(LRFD)に読み替え、許容応力度検定(ASD)に併記する手法を検討する。
- (ii) 限界耐力計算、保有水平耐力計算等の耐震設計法を日本建築学会として評価し、極稀レベル（50年超過確率 10%, 再現期間約 475 年レベル）の設計用地震入力に対する最大応答変形の明示方針を示す。ASCE-7 の Equivalent Lateral Force Procedure における変形増大係数, Displacement-based Procedure 等、国際的に汎用性のある用語での表現を試みる。

中長期的にはこのガイドラインを核として、米国の ASCE-7 やユーロコードの EN 1990 に相当する最上位の統括規準の概念を整備する計画・体制の提案を視野に入れる。具体的には、日本建築学会の構造設計指針類を通した構成・用語の統一、最上位の統括規準から下位の参考情報（指針・ガイドライン）までのヒエラルキーの整理、主要な設計規準の相互網羅的な引用、現行法規との整合、「荷重」「解析」「保有性能」の項目を含む体系化方針案の提示を目指す。

1.2 法的規準との関係

- (1) 日本建築学会の構造設計諸規準・指針類の規定の記述にあたっては、①法的規定と整合した規定、②法的規定と整合しないが将来の法規定への提案としての規定、③法的規定の最低規準を越えた性能設計、の区別を明示する。
- (2) 各構造形式（鉄骨造、RC 造、SRC 造、木造）で共通の構成の設計規準体系を心掛ける。
- (3) 大臣認定等を取得した新しい材料・技術に関しても、一般普及した段階で取り入れる。

日本建築学会構造設計諸規準はかつて建築基準法の具体的技術規定としての性格を有していたが、現在は必ずしも整合しておらず、行政発行の「建築物の構造関係技術基準解説書」^{1,2,1)}がその役割を取って変わっている。その一方で建築学会諸規準は 1970 年以降、行政的判断や既存規定に捉われず、学術的な観点より「あるべき姿」を示す方針に移行し、様々な設計指針案を提案してきた。

しかし建築学会諸規準は法的根拠を持たないため、設計指針としてはそのまま実務に使用することができない。慣例的に部材設計等の細目を部分的に建築基準法構造関係技術基準に当てはめて使用されているのが現状となっている。このため、設計規準として一貫した位置づけが不明瞭で海外から見ても理解されにくい状況となっている。また、建築基準法構造関係技術基準と同様、諸規定や設計体系が構造材料毎の既存構造形式（鉄骨造、RC 造、SRC 造、木造）に分かれて規定されており、新しい構造形式、混合構造等に対応できない。新しい構造材料・形式は大臣認定等で法的正当性を得ているが、建築基準法構造関係技術基準、日本建築学会基準共には基本的に記載されない慣習となっている。

以上の状況を改善するため、本指針では建築学会構造設計諸規準を以下の方針で再整備することを目指す。具体的には、それぞれの設計規準において、以下を明示した記述とする。

- a) 法的規定技術解説書を ASCE-7 相当と位置づけ、日本建築学会の諸規準・指針においては法的規定のどの入力レベル（例えば稀≒再現期間数十年，極稀≒再現期間数百年）に対応した設計法かを明示する。
- b) 日本のみが残している 2 段階設計体系（特に一次許容応力度設計および変形制限）が性能設計上有効であることを明確に説明する。このためには、日本の ASCE-7 に相当する「建築物の構造関係技術基準解説書」の学術的評価並びに英文解説書の整備が必要となる。これは日本建築学会諸基準の英訳版の拠り所を示すために必要である。
- c) わが国の一次設計で採用されている許容応力度設計（長期・短期）による部材検定を国際的標準である荷重耐力係数法（LRFD, LSD）の部材検定に読み替えた解説を各種構造設計規準に付記することを推奨する。
- d) 日本建築学会諸設計諸規準・指針類の記述内容について、①法的規定と整合した規定、②法的規定と整合しないが将来の法規定への提案としての規定、③法的規定の最低規準を越えた性能設計規定、の区別を明示する。
- e) 各構造形式（鉄骨造，RC 造，SRC 造，木造）で共通の構成の設計規準体系とし、材料をまたがった混合構造にも対応した記述を追加できるようにする。
- f) 大臣認定等を取得した新しい材料・技術に関しても、一般普及した段階で取り入れる。免震構造のような全く新たな構造形式については、新たな設計規準を共通した体系の下で整備する。
- g) 各種構法の耐震設計指針において付加減衰部材による応答低減効果を織り込む（制振構造の一般化）。法的背景としては技術解説書の内、限界耐力計算の F_h を活用する。

参考文献

- 1.2.1) 日本建築行政会議（監修）、建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会（編集）：建築物の構造関係技術基準解説書〈2020 年版〉，2020

2章 部 材 検 定

2.1 許容応力度設計と荷重耐力係数設計

- (1) 各種構造設計指針の編纂・改定にあたっては、従来の部材の許容応力度設計と併せて部材の終局耐力評価法を明示することを基本とする。終局耐力は二次設計に使用するだけでなく、従来の一次許容応力度設計(長期・短期)を荷重耐力係数設計に読み替えた際に、どのような荷重耐力係数に相当するかを明示することが望ましい。
- (2) 荷重係数、各部材の耐力係数の設定にあたっては、過去の信頼性評価に基づく検討成果、知見を参照しつつも、現行の法的規準と矛盾しない様配慮する。

各種構造においては、信頼性評価に基づく欧米方式の荷重耐力係数設計指針に関する検討努力が重ねられ、具体的な指針案として出版されてきた^{2.1.1), 2.1.2)}など。しかしながら、それらが法的設計規準と整合しておらず、またその関係性も明示されなかったため、実務上使用することができず、普及に至らなかった経緯がある。そこで、本指針では、過去の信頼性評価に基づく検討成果、知見を参照しつつも、現行の法的規準を読み替えた係数設定をまず行い、これらと今までの知見を比較することにより、法的に整合する係数を明示しながら、将来の改定に向けてあるべき数値を参考値として示す形式で記述する。現行法規に整合する荷重係数、耐力係数の設定例としては、例えば表 2.1.1、表 2.1.2 に示すような方式が考えられる。次節以降には、この考え方に沿って、各種構造の荷重係数、耐力係数の設定例について記述する。

表 2.1.1 日本の構造設計規準（長期・短期）の荷重係数読み替えイメージ

許容応力度設計(ASD)	荷重耐力係数設計(LRFD)
DL(長期)	$\frac{1.5}{1.2^{NZ}1.15^{EC}1.4^{US}} DL + \frac{1.5}{1.5^{NZ}1.6^{EC}} LL + \frac{0.7}{0^{NZ}0.75^{EC}0.5^{US}} SL)^*$
DL + LL (+0.7SL) * (長期)	
DL + SL	$\frac{1.0}{1.2^{NZ}1.15^{EC}1.2^{US}} DL + \frac{1.0}{0.4^{NZ}1.05^{EC}1.0^{US}} LL + \frac{1.0}{0^{NZ}0.75^{EC}0.5^{US}} SL)^*$
DL + WL (+0.35SL) *	$\frac{1.0}{1.2^{NZ}1.15^{EC}1.2^{US}} DL + \frac{1.0}{0.4^{NZ}1.05^{EC}1.0^{US}} LL + \frac{1.0}{1.5^{NZ}1.5^{EC}1.67^{US}} WL + \frac{0.35}{0^{NZ}0.75^{EC}0.5^{US}} SL)^*$
DL + EL (+0.35SL) *	$\frac{1.0}{1.2^{NZ}1.15^{EC}1.2^{US}} DL + \frac{1.0}{0.4^{NZ}1.05^{EC}1.0^{US}} LL + \frac{1.0}{1.5^{NZ}1.5^{EC}1.67^{US}} WL + \frac{0.35}{0^{NZ}0.75^{EC}0.5^{US}} EL + \frac{0.35}{0^{NZ}0.75^{EC}0.5^{US}} SL)^*$
* 多雪区域	
$\Omega N^* < N_c$	$N^* < \phi_m N_c$
	US (displayed) = ASCE 7: $W_u/W_s = 1/0.6$
	EC = Eurocode 1990: $\xi = 0.85$, $\psi_{c,LL/WL} = 0.7$, $\psi_{c,S} = 0.5$
	NZ = AS/NZS1170: $W_u/W_s = (45 \frac{m}{s} / 37 \frac{m}{s})^2$, $S_u/S_s = 1.25/1.0$, $\psi_c = 0.4$

表 2.1.2 日本の構造設計規準（長期・短期）の材料安全率・耐力係数の読み替えイメージ

長期 安全率 $\Omega_L =$	1.5	鋼材降伏	$\phi_m =$	0.9	鋼材降伏
	1.5	鉄筋降伏		0.9	RC鉄筋降伏
	3.0	コンクリート圧縮		0.67	RCコンクリート圧縮
	2.25	コンクリートせん断		0.67	RCコンクリートせん断
	2.73	木材曲げ(3/1.1)		0.67	木材曲げ

1.5DL+1.5LL (長期組合せ)に対し;					
鋼梁合成 スラブ	$\Omega_L = 1.5$		$\Omega_L' = \frac{1.5 \cdot 50\% + 1.5 \cdot 50\%}{0.9 \times 1.1} = 1.5$		鋼材 降伏
RC 柱・梁	$\Omega_L = 1.5$ 鉄筋降伏		$\Omega_L' = \frac{1.5 \cdot 70\% + 1.5 \cdot 30\%}{0.9 \times 1.1} = 1.5$		RC鉄筋 降伏
	$\Omega_L = 3.0$ コンクリート圧縮		$\Omega_L' = \frac{1.5 \cdot 70\% + 1.5 \cdot 30\%}{0.67 \times 0.75} = 3.0$		コンク リート 圧縮

大きな読み替え方針としては、以下の様に想定する。

長期・短期検定を下式で一括して行う。

$$S = \sum_i \gamma_i \cdot S_{ni} \leq \phi \cdot A_f \cdot R_U \quad (2.1.1)$$

ここに、

S : 設計荷重に荷重係数を乗じた組合せて求めた必要部材耐力

S_{ni} : 設計荷重に対応する荷重効果（D, L, E, W, S）

γ_i : 荷重係数: 長期 $\gamma_{Li} = 1.5$ (~1.8), 短期 $\gamma_{Si} = 1.0$ (~1.2)

ϕ : 耐力係数: 鉄骨・鉄筋 0.9, コンクリート 0.67, 木質 0.67,

荷重レベルに対し一定を基本とする

A_f : 荷重期間に応じた耐力調整係数で、以下の値を目安とする

長期: 鉄骨・鉄筋 1.0, コンクリート 0.75, 木質 0.82、 短期: 1.0(共通)

R_U : 構造要素の限界耐力の公称値（保有水平耐力計算に使用する部材耐力）

R_S : 規準強度F等に基づく構造要素の短期許容耐力

$\gamma_{US} = R_U / R_S$: 構造要素の限界耐力／短期許容耐力比

これらの値を用いた各構造材料の規準強度に対する安全率は以下のようになり、現行の許容応力度設計と一致する。なお、 γ_{US} は鉄骨・鉄筋で 1.1, コンクリート・木質で 1.0 としている。

$$\begin{aligned}
 \text{長期：}\Omega_L &= \frac{\gamma_L}{\phi \cdot A_f \cdot \gamma_{US}} \\
 &= \frac{1.5}{0.9 \cdot 1.0 \cdot 1.1} = 1.5 \text{ (鉄骨・鉄筋)} \\
 &= \frac{1.5}{0.67 \cdot 0.75 \cdot 1.0} = 3.0 \text{ (コンクリート)} \\
 &= \frac{1.5}{0.67 \cdot 0.82 \cdot 1.0} = 2.73 \text{ (木質)}
 \end{aligned}
 \tag{2.1.2}$$

$$\begin{aligned}
 \text{短期：}\Omega_S &= \frac{\gamma_S}{\phi \cdot \gamma_{US}} \\
 &= \frac{1.0}{0.9 \cdot 1.1} = 1.0 \text{ (鉄骨・鉄筋)} \\
 &= \frac{1.0}{0.67 \cdot 1.0} = 1.5 \text{ (コンクリート)} \\
 &= \frac{1.0}{0.67 \cdot 1.0} = 1.5 \text{ (木質)}
 \end{aligned}
 \tag{2.1.3}$$

部材の長期許容耐力式および短期許容耐力式はできる限り終局耐力 R_U の評価式で代替させる。なお、実質的な部材の短期許容耐力／終局耐力比 $= R_S / R_U$ が ϕ を大きく超える ($1.0\phi \sim 1.2\phi$) 場合には短期荷重係数 $\gamma_S = 1.0 \sim 1.2$ 、長期荷重係数 $\gamma_L = 1.5 \sim 1.8$ に設定することもできる。各荷重係数は構造材料を通して統一する。

次に耐震終局検定（保有水平耐力計算）を ASCE-7 の Equivalent Lateral Force Procedure と比較する。

図 2.1.1 に Equivalent Lateral Force Procedure と保有水平耐力計算の各指標を比較して示す。同図中では架構の構成部材の一部が短期許容耐力に達する水平力を R_S 、構成部材の一部が限界耐力に達する水平力を R_U 、その比を γ_{US} で表現している。

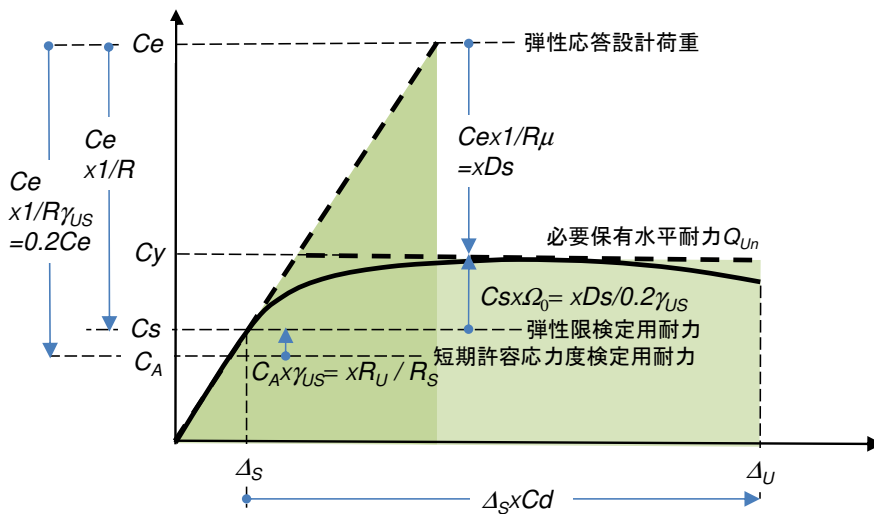


図 2.1.1 保有水平耐力計算と ASCE-7：Equivalent Lateral Force Procedure との関係

同図中，保有水平耐力計算における D_s 値は $1/R\mu$ に相当し， $R\text{-Factor}=R\mu\cdot\Omega_0$ が我が国の耐震設計では $5/\gamma_s$ に相当することから，Over Strength Factor, Ω_0 は D_s 値に応じて $5D_s/\gamma_s=1.04\sim 2.75$ の範囲で評価されることとなる．

本章では，荷重耐力係数設計への読み替えは法的規準のルート 1，2，ルート 3 の一次設計（許容応力度設計）を対象としているが，ブレース・耐震壁・筋かい付き架構など強度型の架構ではルート 3 の二次設計（保有水平耐力設計）を弾性解析に基づき行うこともできる．この場合には必要保有水平耐力

$$Q_{Uni} = D_s \cdot F_{es} \cdot Z \cdot R_t \cdot C_e \cdot A_i \cdot W \quad (2.1.4)$$

に対し弾性解析を行い，得られた各部材応力に対し下式を用いて終局検定を行う．

$$S = \sum_i \gamma_{si} \cdot S_{ni} \leq R_U \quad (2.1.5)$$

まとめると，DL, LL に対して

$$1.5(\sim 1.65)DL + 1.5(\sim 1.65)LL \leq \phi \cdot A_f \cdot R_U \quad (2.1.6)$$

地震荷重 EL に対しては

$$Q_{Sni} = 0.2 \cdot Z \cdot R_t \cdot C_e \cdot A_i \cdot W \text{ の水平荷重に対する部材応力を求め,} \\ 1.0(\sim 1.2)DL + 1.0(\sim 1.2)LL + 1.0(\sim 1.2)EL(+0.35EL) \leq \phi \cdot R_U \quad (2.1.7)$$

$$Q_{Uni} = D_s \cdot F_{es} \cdot Z \cdot R_t \cdot C_e \cdot A_i \cdot W \text{ の水平荷重に対する部材応力を求め} \\ 1.0(\sim 1.2)DL + 1.0(\sim 1.2)LL + 1.0(\sim 1.2)EL(+0.35EL) \leq R_U \quad (2.1.8)$$

の検定を行えばよい． $D_s \cdot F_{es} \cdot \phi \geq 0.2$ の場合には，式(2.1.7)に対し式(2.1.8)が支配的になると考えられ，耐力上は実質的に終局設計（二次設計）のみを行うことで許容応力度設計（一次設計）をカバーできる事となる．

風荷重 WL，積雪荷重 SL に対しては短期用設計荷重に対し，下式で検定する．

$$1.0(\sim 1.2)DL + 1.0(\sim 1.2)LL + 1.0(\sim 1.2)SL \leq \phi \cdot R_U \quad (2.1.9)$$

$$1.0(\sim 1.2)DL + 1.0(\sim 1.2)LL + 1.0(\sim 1.2)WL(+0.35EL) \leq \phi \cdot R_U \quad (2.1.10)$$

なお，靱性型の架構のルート 3 の二次耐震設計では，従来通り弾塑性増分解析(Push-over analysis)を行い，保有水平耐力計算では保有水平耐力が必要保有水平耐力を越えていること，限界耐力計算では本指針 3.3 節で得られる応答変形評価値が安全限界変形以下に収まっていることを確認し耐震終局検定（二次設計）を終了する．

参考文献

- 2.1.1) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，2010
- 2.1.2) 日本建築学会：木質構造限界状態設計指針(案)・同解説，2003

2.2 鋼構造の換算

2.2.1 許容応力度

鋼材等の許容応力度は，基準強度（ F 値）に基づいて定められている．建築基準法施行令（以下，施行令と称す）において炭素鋼（構造用鋼材）は表 2.2.1 のように示している．したがって，長期許容応力度 f_L および短期許容応力度 f_S の基準強度に対する安全率 Ω_L, Ω_S はそれぞれ 1.5 と 1.0 となる．

$$\Omega_L = \frac{F}{f_L} = 1.5, \quad \Omega_S = \frac{F}{f_S} = 1.0 \quad (2.2.1)$$

なお，施行令において，二次設計では，鋼材等の材料強度の基準強度は JIS に定めるものについてそれぞれ 1.1 倍以下の数値とすることができるとしている．

表 2.2.1 鋼材の許容応力度（例：構造用鋼材）

許容応力度	長期に生じる力に対する許容応力度 (単位 N/mm ²)				短期に生じる力に対する許容応力度 (単位 N/mm ²)				
	種類	圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断
構造用鋼材		$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5\sqrt{3}}$	長期に生ずる力に対する圧縮，引張， 曲げまたはせん断の許容応力度のそれ ぞれの数値の 1.5 倍とする			

2.2.2 部材耐力

日本建築学会が刊行する鋼構造の設計規準・各種設計指針では，各部材の耐力は，純引張を例外として，全塑性耐力・弾塑性耐力・弾性耐力の 3 つの領域で規定されている．一般的な鋼構造骨組は断面性能として全塑性耐力が確保できる断面（FA，FB など）が用いられており，塑性化を期待する部材（主に梁）は保有耐力横補剛の条件のもとで全耐力が確保される．以下に主に柱部材と梁部材の耐力について示す．

<許容圧縮応力度>

鋼構造規準が定める許容値に定める安全率 ν は次の通りである．安全率は 1.5～2.17（長期），1.0～1.44（短期）となる．

表 2.2.2 圧縮力に対する安全率（許容応力度）

長期	短期
$\nu = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 \quad (\lambda \leq \Lambda)$	$\nu = 1.0 + \frac{4}{9} \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 \quad (\lambda \leq \Lambda)$
$\nu = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} = 2.17 \quad (\lambda > \Lambda)$	$\nu = 1.0 + \frac{4}{9} = 1.44 \quad (\lambda > \Lambda)$

ここで， λ は圧縮材の細長比， Λ は限界細長比

鋼構造塑性指針（以下，塑性指針と称す）で規定する曲げ座屈耐力を終局耐力とすると，終局耐力に対する安全率は短期耐力と若干の差異はあるがおおよそ同じとなる（図 2.2.1 参照）．図 2.2.1 の

太実線が塑性指針の曲げ座屈耐力，一点鎖線は鋼構造許容応力度設計規準の曲げ座屈強度曲線（安全率を含まない強度曲線）をそれぞれ示している．したがって，終局耐力には基準強度を 1.1 倍以下した材料強度に基づく余裕度を有することになる．

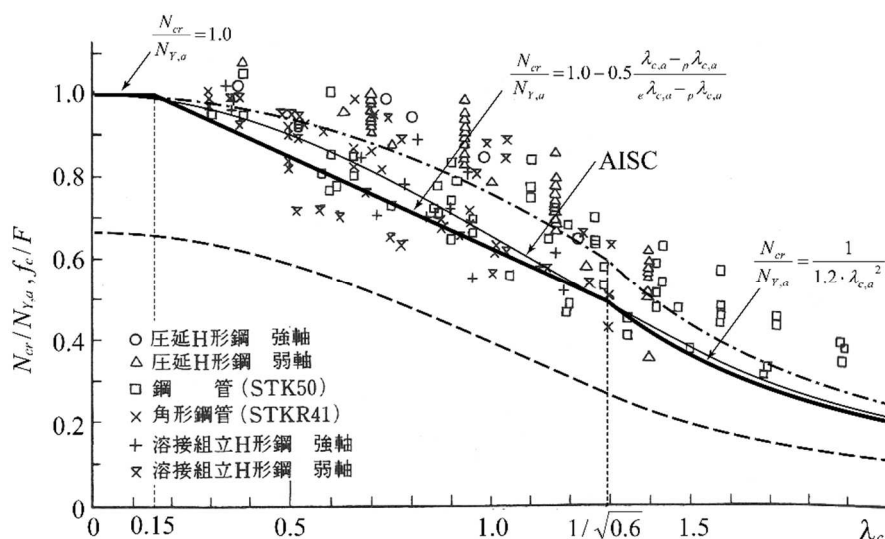


図 2.2.1 曲げ座屈耐力^{2.2.2)}

<許容曲げ応力度>

鋼構造規準が定める許容値に定める安全率 ν は次の通りである．安全率に対する考え方は圧縮応力度と同一である．

表 2.2.3 曲げに対する安全率（許容応力度）

長期	短期
$\nu = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left(\frac{\lambda_b}{e \lambda_b} \right)^2 \quad (\lambda_b \leq p \lambda_b)$	$\nu = 1.0 + \frac{4}{9} \left(\frac{\lambda_b}{e \lambda_b} \right)^2 \quad (\lambda_b \leq p \lambda_b)$
$\nu = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} = 2.17 \quad (\lambda_b > p \lambda_b)$	$\nu = 1.0 + \frac{4}{9} = 1.44 \quad (\lambda_b > p \lambda_b)$

λ_b は曲げ材の細長比， $p \lambda_b$ は塑性限界細長比， $e \lambda_b$ は弾性限界細長比

なお，塑性指針が規定する梁の横座屈耐力を終局耐力とすると，短期許容耐力とは次の 2 点が異なる．

1. 横座屈耐力の終局耐力は全塑性モーメント M_p に基づいている．したがって，塑性断面係数 Z_p に基づいた耐力評価である．
2. 塑性指針が規定する終局耐力では横座屈細長比（ $= \sqrt{M_p / M_e}$ ）によらず安全率は 1.0 であ

る．ここで、 M_e は弾性横座屈モーメントである．

先にも述べたように、梁部材は全塑性モーメントを確保する設計となるため、上記「1.」が終局耐力の安全率に影響する．JIS H 形断面の形状係数 $f (=Z_p/Z)$ は1.09~1.21となる．したがって、保有耐力横補剛の条件のもとで短期横座屈耐力に対する全塑性耐力の比を求めると次式となる．ここで、 $M_{y,S}$ は短期横座屈耐力である．

$$\frac{M_p}{M_{y,S}} = \frac{1.1 \cdot Z_p \cdot F}{Z \cdot F} = 1.1 \cdot f \approx 1.20 \sim 1.33 \quad (\text{相当} \phi = 0.8 \sim 0.75) \quad (2.2.2)$$

2.2.3 鋼材強度の統計値

鋼構造接合部設計指針（以下、接合部指針と称す）には、鋼材強度の統計値について記されている．表 2.2.4 は形鋼、鋼板、および角形鋼管の一例である．なお、冷間成形角形鋼管 BCP は、SN 材をプレス加工して製作される部材であるため、その統計値は SN 材厚板と同じと考えてよい．

表 2.2.4 鋼材の強度の統計値（形鋼と鋼板の一例）

鋼種	種類	F_y	F_u	降伏強さ (N/mm ²)		引張強さ (N/mm ²)		$\frac{m(\sigma_y)}{F_y}$	$\frac{s(\sigma_y)}{F_y}$
		(N/mm ²)		$m(\sigma_y)$	$s(\sigma_y)$	$m(\sigma_u)$	$s(\sigma_u)$		
SN400B	H 形鋼	235	400	305	12.9	439	10.8	1.30	0.0549
	厚板			300	14.9	441	9.8	1.28	0.0634
SN490B	H 形鋼	325	490	392	17.4	530	7.2	1.21	0.0535
	厚板			385	17.1	531	9.5	1.18	0.0526
SN490C	厚板	325	490	383	17.6	534	8.2	1.18	0.0542
BCR295	角形鋼管	295	400	392	35.2	433	41.3	1.33	0.119

藤沢他：SN 鋼材の機械的性質・化学成分に関する実態調査，日本建築学会学術講演梗概集，構造 III，pp. 699-700, 2013.8

鋼材強度のばらつきについては、鋼種によって異なる．一例として、表 2.2.4 に示す値に SN 材を用いた梁の短期横座屈耐力（断面係数 Z に基づく）に対する全塑性耐力（塑性断面係数 Z_p ）の比を求めると表 2.2.5 となる（各鋼種行の(a)）．全塑性耐力（公称値）に基づいて耐力比を算定すれば（各鋼種行の(b)），形状係数 f は影響しないため、降伏応力度の実勢値の平均値と公称値（鋼材規格の下限値）によって求まる値となる．なお、圧縮力を受ける部材については、断面積に降伏応力度を乗じた値が短期許容耐力であり、終局耐力でもあるため、表 2.2.5 に示す(b)の値に対応する．

表 2.2.5 全塑性耐力（実勢値）と短期耐力（許容値）

SN400B (H 形鋼)	(a)	$\frac{M_{p,act}}{M_{y,S}} = \frac{Z_p \cdot \sigma_y}{Z \cdot F} = f \cdot \frac{\sigma_y}{F} = f \cdot \frac{305}{235} = 1.30 \cdot f$
	(b)	$\frac{M_{p,act}}{M_p} = \frac{Z_p \cdot \sigma_y}{Z_p \cdot F} = \frac{\sigma_y}{F} = \frac{305}{235} = 1.30$
SN490B (H 形鋼)	(a)	$\frac{M_{p,act}}{M_{y,S}} = \frac{Z_p \cdot \sigma_y}{Z \cdot F} = f \cdot \frac{\sigma_y}{F} = f \cdot \frac{392}{325} = 1.21 \cdot f$
	(b)	$\frac{M_{p,act}}{M_p} = \frac{Z_p \cdot \sigma_y}{Z_p \cdot F} = \frac{\sigma_y}{F} = \frac{392}{325} = 1.21$
BCR295	(a)	$\frac{M_{p,act}}{M_{y,S}} = \frac{Z_p \cdot \sigma_y}{Z \cdot F} = f \cdot \frac{\sigma_y}{F} = f \cdot \frac{392}{295} = 1.33 \cdot f$
	(b)	$\frac{M_{p,act}}{M_p} = \frac{Z_p \cdot \sigma_y}{Z_p \cdot F} = \frac{\sigma_y}{F} = \frac{392}{295} = 1.33$
BCP235 (SN400B 厚板)	(a)	$\frac{M_{p,act}}{M_{y,S}} = \frac{Z_p \cdot \sigma_y}{Z \cdot F} = f \cdot \frac{\sigma_y}{F} = f \cdot \frac{300}{235} = 1.28 \cdot f$
	(b)	$\frac{M_{p,act}}{M_p} = \frac{Z_p \cdot \sigma_y}{Z_p \cdot F} = \frac{\sigma_y}{F} = \frac{300}{235} = 1.28$
BCP325 (SN490B 厚板)	(a)	$\frac{M_{p,act}}{M_{y,S}} = \frac{Z_p \cdot \sigma_y}{Z \cdot F} = f \cdot \frac{\sigma_y}{F} = f \cdot \frac{385}{325} = 1.18 \cdot f$
	(b)	$\frac{M_{p,act}}{M_p} = \frac{Z_p \cdot \sigma_y}{Z_p \cdot F} = \frac{\sigma_y}{F} = \frac{385}{325} = 1.18$

2.2.4 梁端部の柱梁接合部（剛接合）

接合部指針では、塑性化する部材の梁端接合部の最大曲げ耐力 ${}_jM_u$ は次式を満たすように規定している。

$${}_jM_u \geq \alpha \cdot {}_bM_p \quad (2.2.3)$$

ここで、 α は接合部係数、 ${}_bM_p$ は梁の全塑性モーメントである。接合部係数 α は梁の塑性化に伴うひずみ硬化を考慮して次式で求められている。接合部指針では梁の塑性変形倍率を 5 程度と想定し、ひずみ硬化係数を $\xi=1.2$ としている。

$$\alpha = \xi \cdot \beta \quad (2.2.4)$$

係数 β は材料強度の設計値と実勢値の差に起因する変動を考慮した値である。接合部指針が規定する接合部係数には、梁に用いる鋼材の実勢値（降伏強さ・引張強さ）が考慮されている。

2.2.5 耐力係数

先に示したように、荷重耐力係数法（LRFD）では、次式を満足させる。

$$\sum(\gamma_i \cdot S_{mi}) \leq \phi R_n \quad (2.2.5)$$

ここで、 γ_i は荷重係数、 ϕ は耐力係数であった。一次モーメント信頼指標に基づき、耐力係数 $\tilde{\phi}$ は次式で定義される。

$$\tilde{\phi} = (1 - \alpha_R \cdot \beta_T \cdot V_R) \frac{\mu_R}{R_n} \quad (2.2.6)$$

α_R は分離係数であり、標準偏差に関する係数となる。 R_n は公称耐力、 β_T 目標信頼性指標、 V_R は変動係数、 μ_R は平均値である。SN490B の梁材に対して分離係数 α_R を 0.75 の数値として算定した耐力係数の一例を表 2.2.6 に示す。

表 2.2.6 目標信頼性指標 β_T と耐力係数 ϕ

	β_T	ϕ
SN490B	3.0	$= (1 - 0.75 \times 3.0 \times 17.4/392) \times 1.21$ $= 1.09$
	4.0	$= (1 - 0.75 \times 4.0 \times 17.4/392) \times 1.21$ $= 1.05$

鋼材の統計値 (SN490B) に基づけば、耐力係数は 1.0 付近の値となる。2.1 節では 0.90 と定めたが、終局耐力に対する耐力係数としては、公称値に対する実勢値の比が表 2.2.4 に示すように大きくなるための結果といえる。

以上のように、2.1 節で仮定された $\phi = 0.9$ の値は部材の終局耐力を 1.1F で評価した場合、概ね荷重耐力係数法 (LRFD) 式(2.2.5)が現行の短期・長期許容応力度設計と対応することとなる。座屈による耐力低下を伴わない高い部材ランクの曲げを受ける梁等では Z/Z_p の値が 0.8~0.75 に達する場合があるが、表 2.2.4 に示すような実勢降伏値が 1.1 より高い範囲にあり、長期荷重に対し 1.5 の安全率が確保されているため、信頼性上大きな問題にはならないと考えられる。

参考文献

- 2.2.1) 日本建築学会：鋼構造許容応力度設計規準，2019
- 2.2.2) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，2010
- 2.2.3) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2021
- 2.2.4) 藤沢一善，杉本真隆，一戸康生，園田正雄：SN 鋼材の機械的性質・化学成分に関する実態調査，2013 年日本建築学会大会 PD 資料、日本建築学会学術講演梗概集，構造 III，pp. 699-700，2013.8

2.3 RC 構造の換算

2.3.1 RC 構造の設計法について

RC 構造の許容応力度設計では、部材に生じる応力度と材料の許容応力度を直接比較するのではなく、部材に生じる曲げモーメント、せん断力がそれぞれ各部材の許容曲げモーメント、許容せん断力を超えないことを確認している。本節では、曲げモーメント、せん断力に対する検定で一般によく用いられている長期許容耐力式、短期許容耐力式、終局耐力式を示し、典型的な部材について、それらの比率を求めることで、RC 造の長期許容応力度設計、短期許容応力度設計における耐力係数がどの程度の値に相当するのか示す。

2.3.2 曲げに対する検定

(a) 梁

RC 造の梁は長方形梁のほか、床スラブと長方形梁が一体となった T 形梁がよく用いられる。ここでは、最も比較が容易な長方形断面を中心に述べる。

長方形梁の許容曲げモーメント M_A は一般に次式で求められる^{2.3.1)}。

$$\frac{M_A}{bd^2} = \min(C_1, C_2) \quad (2.3.1)$$

$$C_1 = \frac{np_i f_c}{3x_{nl}} \{ (1 - x_{nl})(3 - x_{nl}) - \gamma(x_{nl} - d_{cl})(3d_{cl} - x_{nl}) \}$$

$$C_2 = \frac{p_i f_t}{3(1 - x_{nl})} \{ (1 - x_{nl})(3 - x_{nl}) - \gamma(x_{nl} - d_{cl})(3d_{cl} - x_{nl}) \}$$

$$x_{nl} = np_i \left[\sqrt{(1 + \gamma)^2 + \frac{2}{np_i}(1 + \gamma d_{cl})} - (1 + \gamma) \right]$$

記号は文献 2.3.1) を参照。

特に、梁の引張鉄筋比が鈎合鉄筋比以下のときの許容曲げモーメントは次式によることができるとされており、通常、鈎合鉄筋比以下として設計されることが多い。

$$M_A = a_i f_i j \quad (2.3.2)$$

ここで、 a_i は引張鉄筋の断面積、 f_i は引張鉄筋の許容引張応力度であり、表 2.3.1 の通り、 j : 梁の応力中心距離で $(7/8)d$ としてよい。

表 2.3.1 鉄筋の許容応力度 (N/mm²) 2.3.1)

	長期		短期	
	引張および圧縮	せん断補強	引張および圧縮	せん断補強
SR235	155	155	235	235
SR295	155	195	295	295
SD295	195	195	295	295
SD345	215(*195)	195	345	345
SD390	215(*195)	195	390	390
SD490	215(*195)	195	490	490(**390)
溶接金網	195	195	***295	295

[注] * D29 以上の太さの鉄筋に対しては()内の数値とする。

** 損傷制御のための検討においては()内の数値とする。

*** スラブ筋として引張鉄筋に用いる場合に限る。

長方形梁の終局耐力（曲げ終局モーメント）は次式がよく用いられる 2.3.2)。

$$M_u = 0.9a_t\sigma_y d \quad (2.3.3)$$

ここで、

σ_y ：引張鉄筋の材料強度で次表の数値を用いる。ただし、SD490 を除き表 2.3.2 の数値の 1.1 倍以下の数値とすることができる。

表 2.3.2 鉄筋の材料強度 (N/mm²) 2.3.2)

鉄筋の種類		材料強度 (N/mm ²)		
		圧縮	引張	
			せん断補強以外 に用いる場合	せん断補強に用 いる場合
丸鋼	SR235	-	-	235
	SR295	-	-	295
異形鉄筋	SD295	295	295	295
	SD345	345	345	345
	SD390	390	390	390
	SD490	490	490	490

以上より、長方形梁で、引張鉄筋比が釣合鉄筋比以下の場合、曲げ終局モーメントと短期許容曲げモーメントの比は、通常多く用いられる SD390 以下の場合では、

$$\frac{M_{AS}}{M_u} = \frac{a_t f_t j}{0.9 a_t \sigma_y d} = \frac{a_t f_{tS} \cdot (7/8) d}{0.9 a_t \cdot (1.1 f_{tS}) \cdot d} = 0.884 \quad (2.3.4)$$

となり、多くの場合、長方形梁では $\phi = 0.88$ に相当することがわかる。

ここでは長方形梁を仮定したが、T 形梁の場合は、スラブ引張側となる場合、許容曲げモーメント

にはスラブ筋を考慮しないが曲げ終局モーメントには一部のスラブ筋を考慮することが多い。そのため、引張鉄筋比が鈎合鉄筋比以下であっても、終局曲げモーメントに対する短期許容曲げモーメントの比は前述の 0.88 より小さくなる。

次に、長期許容曲げモーメントと曲げ終局モーメントの比を考える。短期の場合と同様に、長方形梁で、引張鉄筋比が鈎合鉄筋比以下、主筋 SD390 以下の場合を考えると、

$$\frac{M_{AL}}{M_u} = \frac{a_t f_{tL} j}{0.9 a_t \sigma_y d} = \frac{a_t f_{tL} \cdot (7/8) d}{0.9 a_t \cdot (1.1 f_{tS}) \cdot d} = 0.884 \frac{f_{tL}}{f_{tS}} \quad (2.3.5)$$

となる。 f_{tL}/f_{tS} は前掲の表より、SD295 で $195/215=0.661$ 、SD345 で $215/345=0.623$ 、SD390 で $215/390=0.551$ である。よって、 $\gamma_L = 1.5$ とした場合、 $\phi = 0.884 \cdot 0.661 \cdot 1.5 = 0.876$ (SD295)、 $\phi = 0.884 \cdot 0.623 \cdot 1.5 = 0.826$ (SD345)、 $\phi = 0.884 \cdot 0.551 \cdot 1.5 = 0.731$ (SD390) に相当する。

(b) 柱

RC 造柱では軸力を考慮した曲げに対する検定を行っている。

許容曲げモーメントは、長期、短期とも、平面保持の仮定等に基づき、コンクリート圧縮縁、引張鉄筋、圧縮鉄筋のいずれかが許容応力度に達する時点の曲げ耐力のうち小さいものとして求められる。

また、RC 造柱の終局耐力（曲げ終局モーメント）は次式で求められる^{2.3.2)}。

$$M_u = \begin{cases} 0.5 a_g \sigma_y g_1 D + 0.5 N g_1 D & (N_{\min} \leq N < 0) \\ 0.5 a_g \sigma_y g_1 D + 0.5 N D \left(1 - \frac{N}{b D F_c} \right) & (0 \leq N < N_b) \\ (0.5 a_g \sigma_y g_1 D + 0.024 (1 + g_1) (3.6 - g_1) b D^2 F_c) \left(\frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - N_b} \right) & (N_b \leq N < N_{\max}) \end{cases} \quad (2.3.6)$$

記号は文献 2.3.2) を参照。

曲げ終局モーメントと短期許容曲げモーメントの比は、軸力比や鉄筋比の影響を大きく受ける。例えば、典型的な断面の例として、 $F_c 24$ 、SD345、 $d_1 = d_{c1} = 0.1$ の正方形断面で、 $p_t = p_c = 0.4 \sim 1.2\%$ 、 $N/(b D F_c) = 0 \sim 0.2$ の場合の比率を求めると表 2.3.3 のようになる。

表 2.3.3 正方形断面柱の短期許容曲げモーメントと曲げ終局モーメントの比の例

短期／終局 (M_{AS}/M_u)

		$p_t = a_d/(bD) (\%)$				
		0.4	0.6	0.8	1.0	1.2
$N/(bDF_c)$	0.00	0.92	0.91	0.91	0.90	0.90
	0.05	0.88	0.88	0.88	0.88	0.85
	0.10	0.85	0.80	0.77	0.74	0.72
	0.15	0.71	0.68	0.65	0.64	0.62
	0.20	0.62	0.59	0.58	0.56	0.55

軸力比 0 の場合は、梁と同様に $\phi = 0.90$ 程度となっているのに対して、軸力が大きくなるほど ϕ は低下し、軸力比 0.2 では $\phi = 0.6$ 程度まで低減しているのが分かる。

曲げ終局モーメントと長期許容曲げモーメントの比 (の $\gamma_L = 1.5$ 倍) についても、同様の正方形柱の条件で求めると表 2.3.4 のようになり、軸力比 0 の場合は、梁と同様に $\phi = 0.75 \sim 0.85$ 程度となっているのに対して、軸力が大きくなるほど ϕ は低下し、軸力比 0.2 では $\phi = 0.35$ 程度まで低減しているのが分かる。

表 2.3.4 正方形断面柱の長期許容曲げモーメントと曲げ終局モーメントの比の例

1.5×長期／終局 ($1.5M_{AL}/M_u$)

		$p_t = a_d/(bD) (\%)$				
		0.4	0.6	0.8	1.0	1.2
$N/(bDF_c)$	0.00	0.86	0.85	0.85	0.84	0.77
	0.05	0.82	0.73	0.67	0.63	0.60
	0.10	0.64	0.58	0.54	0.51	0.49
	0.15	0.51	0.47	0.44	0.42	0.41
	0.20	0.36	0.35	0.35	0.34	0.34

2.3.3 セン断に対する検定

(a) 梁

RC 造梁の長期許容せん断力は次式で求められる^{2.3.1)}。

$$Q_{AL} = bja_s f_s \quad (2.3.7)$$

$$\alpha = \frac{4}{M/(Qd) + 1} \quad (1 \leq \alpha \leq 2(\text{梁}), 1 \leq \alpha \leq 1.5(\text{柱}))$$

ここで、 f_s はコンクリートの長期許容せん断応力度で表 2.3.5 の通り、 $M/(Qd)$ はせん断スパン比、その他の記号は文献 2.3.1) を参照。

表 2.3.5 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
普通コンクリート	$\frac{1}{3}F_c$	-	$\frac{1}{30}F_c$ かつ $\left(0.49 + \frac{1}{100}F_c\right)$ 以下	長期に対する値の 2 倍	-	長期に対する値の 1.5 倍
軽量コンクリート 1 種および 2 種			普通コンクリートに対する値の 0.9 倍			

[注] F_c は、コンクリートの設計基準強度 (N/mm²) を表す。

また、RC 造梁の短期許容せん断力は次式で求められる^{2.3.1)}。

$$Q_{As} = bj \left\{ \frac{2}{3} \alpha f_s + 0.5 {}_w f_t (p_w - 0.002) \right\} \quad (2.3.8)$$

ここで、 f_s はコンクリートの許容せん断応力度で表 2.3.5、 ${}_w f_t$ はせん断補強筋の許容せん断応力度で表 2.3.1、その他の記号は文献 2.3.1) を参照。

RC 造梁のせん断終局耐力は次式で求められる^{2.3.2)}。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} \right\} bj \quad (2.3.9)$$

ここで、 $M/(Qd)$: せん断スパン比、 p_w : せん断補強筋比、その他の記号は文献 2.3.2) を参照。

せん断終局耐力と短期許容せん断力の比は、せん断スパン比やせん断補強筋比の影響を大きく受ける。例えば、典型的な断面の例として、 $F_c 24$, $SD345$, $d_t = d_{cl} = 0.1$, $p_t = p_c = 0.8\%$ の長方形断面で、 $p_w = 0.2 \sim 1.2\%$, $M/(Qd) = 1 \sim 3$ の場合の比率を求めると表 2.3.6 のようになる。

表 2.3.6 長方形断面梁の短期許容せん断力とせん断終局耐力の比の例

短期／終局 (Q_{As}/Q_{su})

		p_w (%)					
		0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2
$M/(Qd)$	1	0.47	0.52	0.58	0.63	0.68	0.73
	2	0.50	0.58	0.65	0.72	0.79	0.85
	3	0.48	0.57	0.66	0.74	0.82	0.89

特に，一般的な梁で多いと想定される $M/(Qd)=2\sim3$ 程度では $\phi=0.5\sim0.9$ 程度であり，せん断補強筋比 p_w が大きくなるほど ϕ も大きくなることが分かる．

次に，せん断終局耐力と長期許容せん断力の比（の $\gamma_L=1.5$ 倍）についても，同一の長方形梁の条件で求めると表 2.3.7 のようになり，一般的な梁で多いと想定される $M/(Qd)=2\sim3$ 程度では $\phi=0.4\sim0.8$ 程度であり，せん断補強筋比 p_w が大きくなるほど ϕ は小さくなることが分かる．これは，長期許容せん断力はせん断補強筋比の増減によらず一定であるのに対し，せん断終局耐力はせん断補強筋比の増加に伴い増加するためである．

表 2.3.7 長方形断面梁の長期許容せん断力とせん断終局耐力の比の例
1.5×長期／終局 ($1.5Q_{AL}/Q_{su}$)

		p_w (%)					
		0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2
$M/(Qd)$	1	0.71	0.65	0.62	0.59	0.56	0.54
	2	0.76	0.66	0.61	0.56	0.53	0.51
	3	0.72	0.61	0.55	0.50	0.47	0.44

(b) 柱

RC 造柱の長期許容せん断力は次式で求められる^{2.3.1)}．

$$Q_{AL} = bj\alpha f_s \quad (2.3.10)$$

$$\alpha = \frac{4}{M/(Qd) + 1} \quad (1 \leq \alpha \leq 2(\text{梁}), 1 \leq \alpha \leq 1.5(\text{柱}))$$

ここで， f_s はコンクリートの長期許容せん断応力度で表 2.3.5， $M/(Qd)$ はせん断スパン比，その他の記号は文献 2.3.1) を参照．

RC 造柱の短期許容せん断力は次式で求められる^{2.3.1)}．

$$Q_{AS} = bj \left\{ \frac{2}{3} \alpha f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.002) \right\} \quad (2.3.11)$$

ここで， f_s はコンクリートの許容せん断応力度で表 2.3.5， wf_t はせん断補強筋の許容せん断応力度で表 2.3.1，その他の記号は文献 2.3.1) を参照．

RC 造柱のせん断終局耐力は次式で求められる^{2.3.2)}．

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b j \quad (2.3.12)$$

ここで、 p_w は帯筋比、 σ_0 は平均軸方向応力度、その他の記号は文献 2.3.2) 参照。

せん断終局耐力と短期許容せん断力の比は、軸力比やせん断補強筋比の影響を大きく受ける。例えば、典型的な断面の例として、 $F_c 24$, $SD345$, $d_{t1} = d_{c1} = 0.1$, $p_t = p_c = 0.8\%$, $M/(Qd) = 3$ の正方形断面で、 $p_w = 0.2 \sim 1.2\%$, $N/(bDF_c) = 0 \sim 0.2$ の場合の比率を求めると表 2.3.8 のようになる。

表 2.3.8 正方形断面柱の短期許容せん断力とせん断終局耐力の比の例

短期／終局 (Q_{As}/Q_{su})

		p_w (%)					
		0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2
$N/(bDF_c)$	0.00	0.48	0.57	0.66	0.74	0.82	0.89
	0.05	0.44	0.54	0.62	0.70	0.78	0.85
	0.10	0.41	0.50	0.59	0.67	0.74	0.81
	0.15	0.39	0.48	0.56	0.64	0.71	0.78
	0.20	0.36	0.45	0.53	0.61	0.68	0.75

軸力 0 の場合は、梁と同様に $\phi = 0.5 \sim 0.9$ 程度で、せん断補強筋比が大きいほど大きくなる。さらに、軸力が大きくなるほど ϕ は低下し、軸力比 0.2 では $\phi = 0.4 \sim 0.8$ 程度まで低減しているのが分かる。また同一軸力比ではせん断補強筋比が大きいほど ϕ が大きくなる。

次に、せん断終局耐力と長期許容せん断力の比（の $\gamma_L = 1.5$ 倍）についても、同一の正方形柱の条件で求めると表 2.3.9 のようになる。軸力 0 の場合は、梁と同様に $\phi = 0.4 \sim 0.7$ 程度でありせん断補強筋比が大きいほど ϕ は小さくなる。さらに、軸力が大きくなるほど ϕ は低下し、軸力比 0.2 では $\phi = 0.4 \sim 0.6$ 程度まで低減する。また同一軸力比ではせん断補強筋比が大きいほど ϕ が小さくなる。

表 2.3.9 正方形断面柱の長期許容せん断力とせん断終局耐力の比の例

1.5×長期／終局 ($1.5Q_{AL}/Q_{su}$)

		p_w (%)					
		0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2
$N/(bDF_c)$	0.00	0.72	0.61	0.55	0.50	0.47	0.44
	0.05	0.67	0.57	0.52	0.48	0.45	0.42
	0.10	0.62	0.54	0.49	0.45	0.43	0.40
	0.15	0.58	0.51	0.46	0.43	0.41	0.39
	0.20	0.55	0.48	0.44	0.41	0.39	0.37

(c) 耐震壁

RC 造耐震壁の長期許容せん断力は次式で求められる^{2.3.1)}。

$$Q_{AL} = tlf_s \quad (2.3.13)$$

ここで、 t ：壁厚、 l ：両側柱中心間距離、 f_s ：コンクリートの長期許容せん断応力度で表 2.3.5 による。

RC 造耐震壁の短期許容せん断力は次式で求められる^{2.3.1)}。

$$\begin{aligned} Q_{AS} &= \max(Q_1, Q_2) \\ Q_1 &= tlf_s \\ Q_2 &= p_s t l_e f_i + b j \{ \alpha f_s + 0.5_w f_i (p_w - 0.002) \} \end{aligned} \quad (2.3.14)$$

ここで、 p_s ：壁横筋比、 l_e ：壁内法長さ、 f_i ：壁筋の短期許容引張応力度、 wf_i ：両側柱の帯筋の短期許容引張応力度、 p_w ：両側柱の帯筋比である。

RC 造耐震壁のせん断終局耐力は次式による^{2.3.2)}。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{cg}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M / (Q l_{aw}) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{whe} \sigma_{why}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b_e j \quad (2.3.15)$$

ここで、 p_{cg} ：引張側柱の主筋比、 $M/(Q l_{aw})$ はせん断スパン比で 1 以上 3 以下、 p_{whe} は有効壁筋比で、前述の壁横筋比 p_s の t/b_e 倍に相当する、 σ_0 ：平均軸方向応力度、 b_e ：耐震壁の有効幅で、全断面積と全長が等しい長方形断面に置換した際の幅に相当する、その他の記号は文献 2.3.2) 参照。

短期許容せん断力式ではせん断スパン比の影響を考慮していない。また、短期許容せん断力式と終局せん断耐力式では壁横筋比の効果の評価が異なる。そのため、せん断終局耐力と短期許容せん断力の比は、せん断スパン比や壁横筋比の影響を大きく受ける。例えば、典型的な断面の例として、文献 2.3.1) の計算例を参考とした以下の耐震壁について考える。壁厚 240 mm、壁板長さ 6000 mm、両側柱の幅 750 mm、せい 800 mm、柱主筋 12-D25、帯筋比 0.4% の両側柱付き耐震壁で、 $p_s = 0.25 \sim$

1.2%, $M/(Q_{law}) = 1 \sim 3$ の場合の比率を求めると表 2.3.10 のようになる.

表 2.3.10 両側柱付き耐震壁の短期許容せん断力とせん断終局耐力の比の例

		短期／終局 (Q_{AS}/Q_{su})					
		p_s (%)					
		0.25	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2
$M/(Q_{law})$	1	0.38	0.45	0.55	0.64	0.72	0.80
	2	0.47	0.56	0.66	0.76	0.86	0.95
	3	0.53	0.62	0.73	0.84	0.94	1.03

単層等の耐震壁ではせん断スパン比は 1 に近づき, $\phi = 0.4 \sim 0.8$ 程度となる. 壁横筋比が大きいほど ϕ が大きくなる傾向が見られる. また, 連層耐震壁で層数が大きくなるとせん断スパン比が大きくなるが, その場合, $\phi = 0.5 \sim 1.0$ 程度となる. この場合も壁横筋比の増大に伴い ϕ も増大する傾向となる.

せん断終局耐力と長期許容せん断力の比 (の $\gamma_L = 1.5$ 倍) についても, 同一の両側柱付き耐震壁の条件で求めると表 2.3.11 のようになる.

表 2.3.11 両側柱付き耐震壁の長期許容せん断力とせん断終局耐力の比の例

		1.5×長期／終局 ($1.5Q_{AL}/Q_{su}$)					
		p_s (%)					
		0.25	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2
$M/(Q_{law})$	1	0.34	0.32	0.30	0.28	0.27	0.26
	2	0.42	0.39	0.36	0.33	0.32	0.30
	3	0.48	0.43	0.40	0.37	0.35	0.33

耐震壁のせん断終局耐力では壁横筋の効果を見込むのに対して, 耐震壁の長期許容せん断力では壁横筋の効果を見込まずコンクリートのせん断耐力のみ見込むため, ϕ は 1 を大きく下回り, $\phi = 0.3 \sim 0.5$ 程度となる. ϕ の値はせん断スパン比が大きいほど大きく, 壁横筋比が小さいほど大きくなる傾向となる.

2.3.4 まとめ

RC 造は鉄筋とコンクリートの複合材料であり, それらの材料の許容応力度や材料強度を比較しても, 鉄筋とコンクリートでは比率が異なっている. また, 長期許容耐力式はひび割れ耐力式由来

の略算式，短期許容耐力式は終局耐力式由来の略算式としているものがある等，各許容耐力式や終局耐力式の間には単純な比例関係がない．そのため， ϕ は同一部材で同一応力に対しても大きな幅を持つのが特徴である．

本節では，特に ϕ に影響を与えると考えられる因子による ϕ の変動を典型的な部材形状，配筋を仮定して算出することにより， ϕ の概算値を求めた．これらの値をまとめると表 2.3.12 のようになる．

表 2.3.12 換算した耐力係数 ϕ

		1.5×長期／終局 ($A_f\phi$)	短期／終局 (ϕ)
曲げ	梁	0.7～0.9 程度 (ただし，T 形梁ではこれより小さくなる)	0.9 程度 (ただし，T 形梁ではこれより小さくなる)
	柱	0.3～0.9 程度 (軸力比が大きいほど小さい)	0.6～0.9 程度 (軸力比が大きいほど小さい)
せん断	梁	0.4～0.8 程度 (あばら筋比が大きいほど小さい)	0.5～0.9 程度 (あばら筋比が大きいほど大きい)
	柱	0.4～0.7 程度 (軸力比や帯筋比が小さいほど大きい)	0.4～0.9 程度 (軸力比が小さいほど，帯筋比が大きいほど大きい)
	耐震壁	0.3～0.5 程度 (壁横筋比が小さいほど，せん断スパン比が大きいほど大きい)	0.4～1.0 程度 (壁横筋比やせん断スパン比が大きいほど大きい)

もちろん，ここで考えた条件を外れる部材の場合，ここで示した ϕ の範囲を超えるものもあることが想定されるが，他の構造種別との比較という観点からは参考になるだろう．

要約すると，鉄筋で決まる梁の曲げ耐力に関しては 2.1 節で設定した $\phi=0.90$ (短期／終局) で荷重耐力係数法 (LRFD) 式(2.1.1)が短期許容応力度設計を概ねカバーできている一方，コンクリート側で決定する軸力比の高い柱の曲げ耐力比は $\phi=0.67$ (短期／終局) に近くなり，梁・柱せん断耐力に関してはさらに $\phi=0.67$ を下回る場合がある．このような条件下における許容応力度のクライテリアの実質的な意味についてはこれらの耐力に対する ϕ, A_f の別途設定を含め，再度検証する必要がある．長期許容応力度に対するコンクリート側の $\phi \times A_f = 0.67 \times 0.75 = 0.50$ であり，こちらも同様である．

参考文献

- 2.3.1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018
 2.3.2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説，2021

2.4 木質構造の換算

2.4.1 木質構造における荷重耐力係数設計法の基本方針

文献 2.4.1 では，終局限界状態設計において次式を満足させる．

$$S_U = \sum_i \gamma_{Ui} S_{ni} \leq \phi_U A_f R_U \quad (2.4.1)$$

ここに，

S_U ：設計荷重に終局限界状態設計用の荷重係数を乗じた荷重効果の組合せにより求めた必要耐力

S_{ni} ：荷重の基本値に対応する荷重効果

γ_{Ui} ：終局限界状態荷重係数

ϕ_U ：終局限界状態耐力係数

A_f ：耐力の調整係数

R_U ：構造要素の終局限界耐力の公称値

文献 2.4.1 における A_f は，劣化影響係数 K_t ，寸法効果係数 K_z ，含水率影響係数 K_m ，荷重継続期間影響係数 K_d ，処理影響係数 K_p からなる．Eurocode 5 でも耐力の公称値に別途乗じる係数（ k_{mod} 等）により，木材特有の各種の影響が考慮されている．

なお，木質構造における終局耐力とは，荷重変形関係を完全弾塑性置換したときに得られる耐力値を指すことが多く，本指針でもこれを終局耐力値とする．実験により性能評価を行う場合は，上記の終局耐力 P_u とは別に最大耐力 P_{max} も得られるが，およそ $P_u = 0.9 P_{max}$ の関係にある．

2.4.2 部材

ASD において，基準強度 F は破壊強度の分布において信頼水準 75% の 5% 下限値で定義される．長期許容応力度 f_L および短期許容応力度 f_S は，それぞれの荷重継続期間と安全係数の考慮により， $f_L = 1.1/3F$ ， $f_S = 2/3F$ の関係にある．

LRFD においては，部材の終局限界耐力の公称値を，信頼水準 75% の 5% 下限値で定義する．すなわち，ASD における基準強度 F を考慮して求められる耐力である．したがって，長期許容耐力および短期許容耐力それぞれの最大耐力に対する安全率を Ω_L ， Ω_S とすると，

$$\Omega_L = \frac{F}{f_L} = \frac{3}{1.1} = 2.73 \quad , \quad \Omega_S = \frac{F}{f_S} = \frac{3}{2} = 1.5 \quad (2.4.2a,b)$$

式(2.4.1)との比較より，荷重係数 γ_U ，耐力係数 ϕ_U ，耐力の調整係数 A_f との間に次式の関係がある．

$$\Omega_L = \frac{\gamma_U}{\phi_U A_f} = 2.73 \quad , \quad \Omega_S = \frac{\gamma_U}{\phi_U A_f} = 1.5 \quad (2.4.3a,b)$$

例えば長期荷重の荷重係数 $\gamma_U=1.5$ とすれば、耐力の公称値に乘じる係数 $\phi_U A_f=0.55$ となる。同様に短期荷重で荷重係数 $\gamma_U=1.0$ とすれば、耐力の公称値の乘じる係数 $\phi_U A_f=0.67$ である。したがって、長期荷重と短期荷重の荷重係数の比が 1.5 とすると、短期荷重の方が厳しく、短期を満たせば自動的に長期も満たすことになる。

ただし、このことは現行の ASD において長期荷重に対する安全性が相対的に高まっていることを表すわけではない。文献 2.4.1 では、耐力の調整係数 A_f に含まれる荷重継続期間影響係数 K_d は、時間経過とともに材料強度が減少していくことを表す。したがって、基準期間（長期で 50 年、短期で 10 分）中に荷重が作用し続ければ、終局耐力は $R_U \rightarrow R_U K_d$ に低下する。すなわち、式 (2.4.3) はいずれも下式となる。

$$\frac{\gamma_U}{\phi_U} = 1.5 \quad (2.4.4)$$

このことは、長期と短期の実質的な（基準期間経過後の）安全率が等しいことを表す。

2.4.3 接合部

ASD における接合部の許容耐力（短期）は、次式のように求められる。

1) 実験により許容耐力を求める場合（引張接合，せん断接合）^{2.4.2)}

$$P_0 = \min \left[P_y, \frac{2}{3} P_{\max} \right] \quad (2.4.5)$$

ここに、

P_y ：降伏耐力の 5% 下限値

$P_{\max}$ ：最大耐力の 5% 下限値

P_y は図 2.4.1 のように荷重変形関係を完全弾塑性置換する過程で得られる耐力値である。通常は $P_y < 2/3 P_{\max}$ であることが多いため、最大耐力 $P_{\max}$ は許容耐力 P_0 の 1.5 倍以上になる。

図 2.4.2 に木造軸組工法に用いられる柱脚金物の短期基準耐力 P_0 と終局耐力 P_u の関係の調査結果を示す^{2.4.2)}。およそ $P_u=1.55 P_0$ の関係にある。

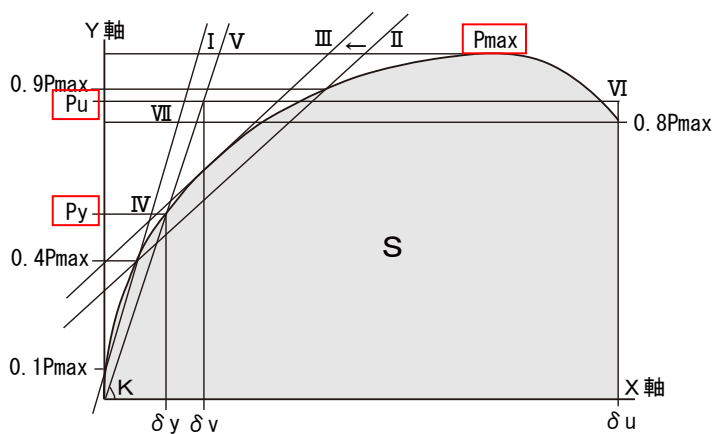
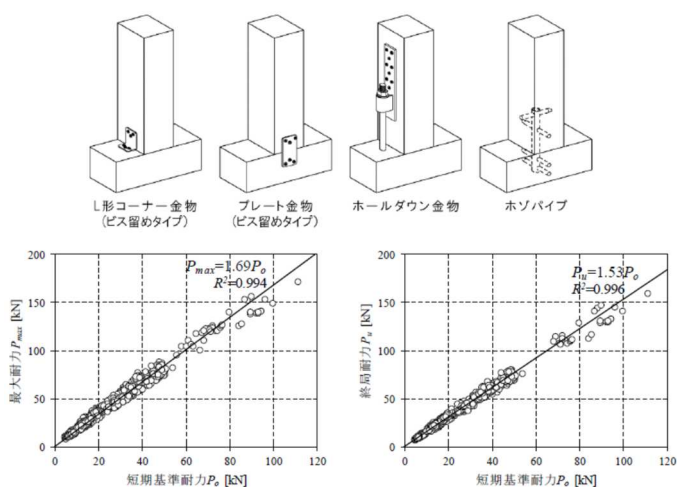


図 2.4.1 荷重変形関係の完全弾塑性置換と降伏耐力の算定方法



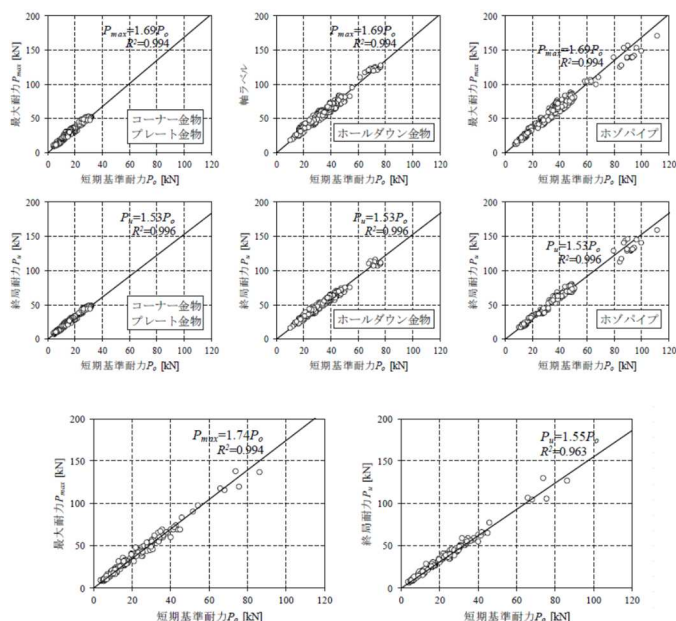


図 2.4.2 木造軸組工法に用いられる柱脚金物の短期基準耐力 P_0 と終局耐力 P_u の関係 ^{2.4.2)}

2) 実験により許容耐力を求める場合（モーメント抵抗接合） ^{2.4.3)}

$$M_0 = \min \left[M_y, 0.2M_u \sqrt{2\mu - 1}, \frac{2}{3} M_{\max} \right] \quad (2.4.6)$$

ここに、

M_y ：降伏モーメントの 5% 下限値または 50% 下限値

M_u ：終局モーメント

μ ：モーメントー回転角関係を完全弾塑性置換したときの塑性率

$0.2M_u \sqrt{2\mu - 1}$ ： M_u と μ から得られるモーメントの 5% 下限値または 50% 下限値

$M_{\max}$ ：最大モーメントの 5% 下限値または 50% 下限値

モーメント抵抗接合部では、大地震時の安全性確保も考慮しながら許容耐力を設定することが求められる（考慮しない場合は一次設計で $C_0=0.3$ 以上とする）。そのため、許容耐力 M_0 と最大耐力 $M_{\max}$ の関係が明確でなく、ばらつきを有している。

図 2.4.3 に文献 2.4.4 による引きボルト接合、鋼板挿入ドリフトピン接合、ラグスクリューボルト (LSB) 接合、合わせ柱接合による、終局モーメントと許容モーメントの比の実験値を示す。

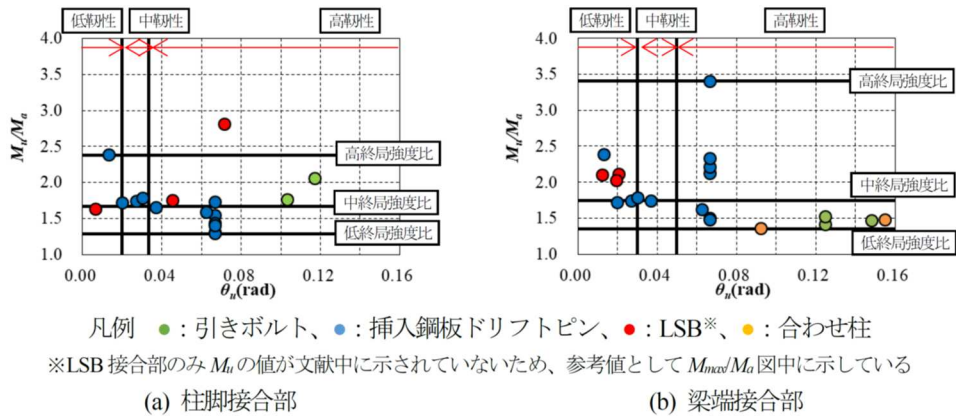


図 2.4.3 各種モーメント抵抗接合部の $M_u/M_a - \theta_u$ 関係^{2.4.4)}

3) 計算により許容耐力を求める場合（引張接合，せん断接合）^{2.4.5)}

文献 2.4.6 では実験による評価を基本としつつ，計算により許容耐力を求めることも認められている．このとき，木材厚が接合具径の 8 倍以上 ($l/d \geq 8$) あり，その他適用条件を設けた上で，文献 2.4.5 における曲げ降伏型接合部の降伏耐力の算定方法に従う．

$$\begin{aligned}
 p_0 &= \min \left[{}_jK_0 p_y, {}_jK_0 {}_jK_f p_{u0} \right] \\
 &= \min \left[{}_jK_0 p_y, 2/3 {}_jK_0 r_u p_y \right]
 \end{aligned}
 \quad (2.4.7)$$

ここに，

p_y ：単位接合部の降伏せん断耐力の 5%下限値

p_{u0} ：単位接合部の終局せん断耐力の 5%下限値

${}_jK_0$ ：基準化係数($=1/2$)

${}_jK_f$ ：安全係数($=2/3$)

r_u ：終局強度比

曲げ降伏型接合部における降伏耐力は，図 2.4.4 のように 5%オフセット耐力と対応するとされており，図 2.4.1 の降伏耐力の定義と異なる．また，曲げ降伏型接合部では降伏耐力と最大耐力の比が終局強度比 r_u と陽に表され，接合具，接合形式， l/d 等に応じて数値が与えられている^{2.4.7)}．ただし， r_u は通常 1.5 より小さいため，式(2.4.7)の右边第 2 項で降伏耐力が決まり ($p_u = 2/3 p_y$)，最大耐力 P_{max} は許容耐力 P_0 の 1.5 倍になる．

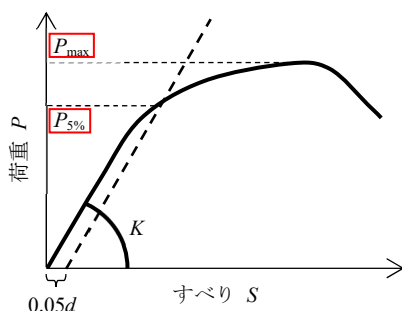


図 2.4.4 曲げ降伏型接合部における降伏耐力

4) 計算により許容耐力を求める場合（モーメント抵抗接合）^{2.4.3)}

$$M_0 = \min \left[M_y, 0.2M_u \sqrt{2\mu - 1} \right] \quad (2.4.8)$$

ここに、

M_y ：降伏モーメントの 5%下限値または 50%下限値

M_u ：終局モーメント

μ ：モーメントー回転角関係を完全弾塑性置換したときの塑性率

$0.2M_u \sqrt{2\mu - 1}$ ： M_u と μ から得られるモーメントの 5%下限値または 50%下限値

モーメント抵抗接合部では、大地震時の安全性確保も考慮しながら許容耐力を設定することが求められる（考慮しない場合は一次設計で $C_0=0.3$ 以上とする）。そのため、許容耐力 M_0 と最大耐力 $M_{\max}$ の関係が明確でなく、ばらつきを有している。

荷重継続期間影響係数に関する注釈：

木質構造における短期許容耐力と長期許容耐力の関係は、荷重継続期間に応じたクリープ特性に関連付けて評価される。文献 2.4.1 においては、接合部のクリープ特性が木材のクリープ特性に依存している場合は、部材の荷重継続期間影響係数を援用することとしており、各種指針においても長期耐力は短期耐力の 1.1/2 倍とされることが多い（図 2.4.5）。

ただし、文献 2.4.1 では引張を受けるボルト接合において、ボルトの引張降伏で決まる場合と、座金の木材へのめり込みで決まる場合で荷重継続期間影響係数が区別されている。ボルトで決まる場合の荷重継続期間影響係数は、長期と中長期では 0.67（短期許容応力度と長期許容応力度の比）、中短期と短期では 1.0 とすることとされている。本来は鋼材の荷重継続期間影響係数は 1.0 でよいはずであるが、2.4.2 で述べたように木質構造では短期許容応力度と長期許容応力度の比を、耐力の調整係数 A_f で表現しているためである。

なお、Eurocode 5 における荷重継続期間影響係数に相当する係数では、異なる材料を組み合わせる場合の算定方法が定められており、耐力の公称値に反映されている。

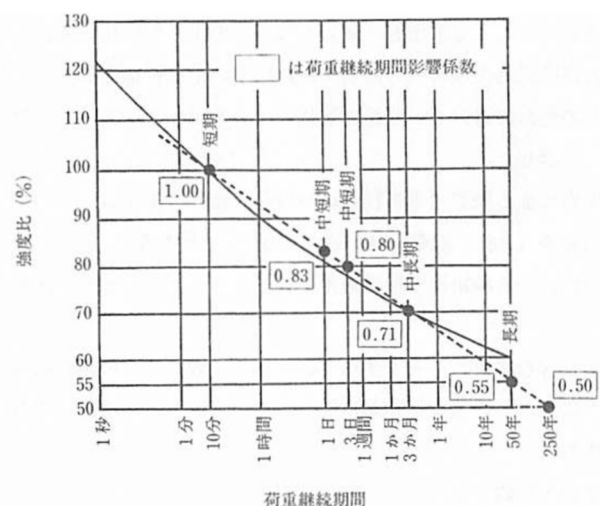


図 2.4.5 荷重継続期間影響係数

2.4.3 耐力壁

実験により許容耐力を求める場合^{2.4.6)}

$$P_0 = \min \left[P_y, 0.2P_u\sqrt{2\mu-1}, \frac{2}{3}P_{\max}, P_\gamma \right] \quad (2.4.9)$$

ここに,

P_y : 降伏耐力の 50% 下限値

P_u : 終局耐力

μ : 荷重—変形角関係を完全弾塑性置換したときの塑性率

$0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$: P_u と μ から得られる耐力の 50% 下限値

$P_{\max}$: 最大耐力の 50% 下限値

P_γ : 特定変形時の耐力の 50% 下限値 ($\gamma=1/120\text{rad}$ または $1/150\text{rad}$)

耐力壁の短期許容せん断耐力（壁倍率も同義）の評価では、中地震、大地震、風など様々な外乱に対する安全性確保を一つの耐力値で確認を行うことから、四つの指標が考慮される。そのため、許容耐力 P_0 と最大耐力 $P_{\max}$ の関係が明確でなく、ばらつきを有している。

図 2.4.6-2.4.8 に面材耐力壁，筋かい耐力壁，土塗り壁の短期基準耐力 P_0 と終局耐力 P_u の関係の調査結果を示す^{2.4.2)}。面材耐力壁と土塗り壁ではおよそ $P_u=1.7P_0\sim1.9P_0$ ，筋かい耐力壁ではばらつきがやや大きいがおおよそ $P_u=2.1P_0$ の関係にある。

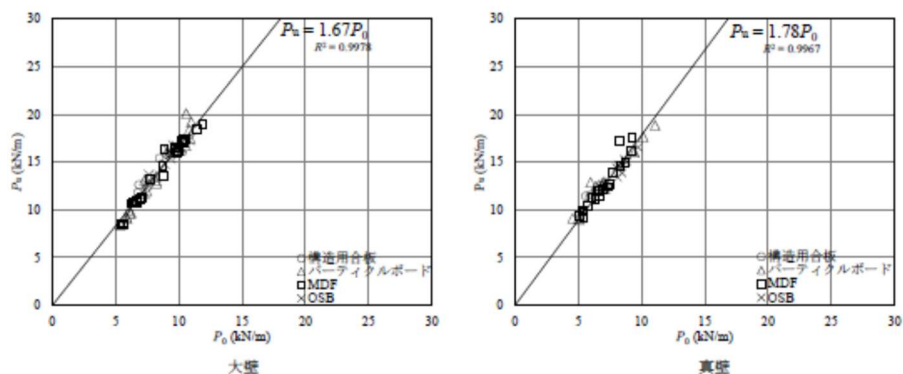


図 2.4.6 面材耐力壁の短期基準耐力 P_0 と終局耐力 P_u の関係^{2.4.2)}

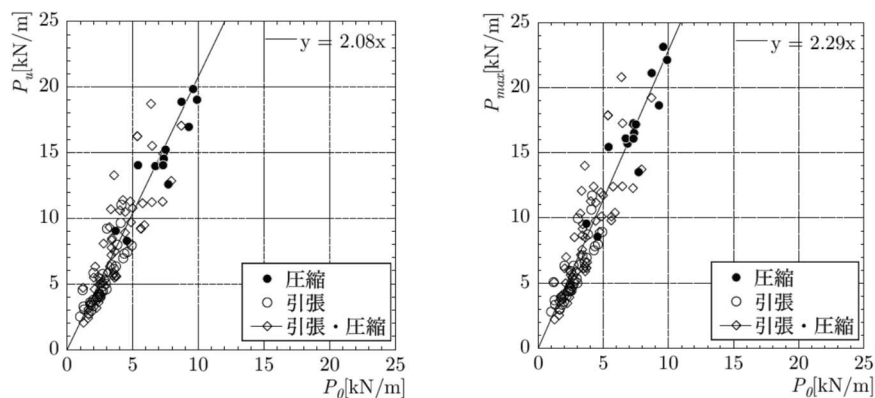


図 2.4.7 筋かい耐力壁の短期基準耐力 P_0 と終局耐力 P_u または最大耐力 P_{max} の関係^{2.4.2)}

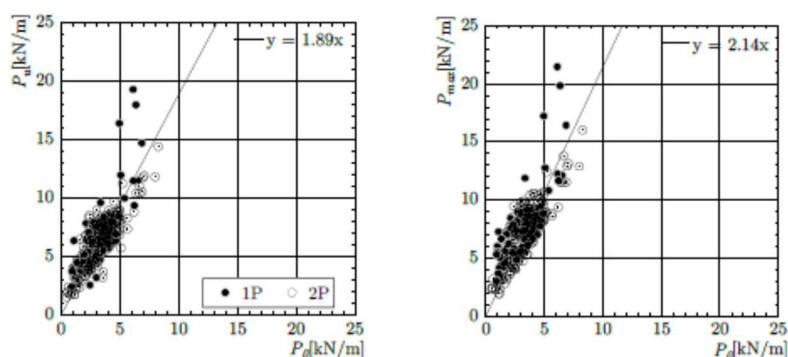


図 2.4.8 土塗り壁の短期基準耐力 P_0 と終局耐力 P_u または最大耐力 $P_{\max}$ の関係^{2.4.2)}

2.4.4 まとめ

長期および短期の許容耐力の終局耐力に対する比を整理すると表 2.4.1 のようになる。

表 2.4.1 長期耐力・短期耐力の終局耐力に対する比

		1.5×長期／終局 (ϕA_f)	短期／終局 (ϕ)
部材		$0.37 \times 1.5 = 1.1/2 = 0.55$ ($0.67 \times 0.82 = 0.55$)	0.67 (2/3)
接合部 (引張・せん断)	実験	$0.65 \times 0.82 = 0.53$	0.65 程度 (図 2.4.2・住宅用引張接合部)
	計算	$0.67 \times 0.82 = 0.55$	0.67
接合部 (曲げ)	実験	短期の 0.82 倍 $= 0.24 \sim 0.60$	0.42～0.78 (柱脚) 0.29～0.74 (梁端) (図 2.4.2b・引きボルト、鋼板挿入 DP, LSB, 合わせ柱)
	計算	$0.67 \times 0.82 = 0.55$ 以下	0.67 以下 (今後調査)
耐力壁		—	0.48～0.59 程度 (図 2.4.5-2.4.7・住宅用耐力壁)

*NDS (National Design Specification for Wood Construction) で与えられる耐力係数は、部材では 0.85(曲げ), 0.80(引張), 0.75(せん断), 0.90(圧縮), 0.85(変形), ファスナーでは 0.65 とされている。

*モーメント抵抗接合部や耐力壁では、短期許容耐力においても大地震時の安全性確保 (塑性変形能力の確保) を加味した $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ の項の存在により、短期許容耐力と終局耐力の比がばらつく。 $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ が短期許容／終局の比 (P_d/P_u) を表し、 $\mu=2, 3, 4, 5, 6$ に対し、 $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}=0.35, 0.45, 0.53, 0.60, 0.66$ であり、塑性変形能力のない部材は短期／終局が低めとなる。

主に部材耐力や接合部の引張り・せん断耐力に関しては 2.1 節で設定した $\phi=0.67$ (短期／終局)で短期許容応力度を概ねカバーできている一方、接合部(曲げ)の一部や耐力壁に関しては、 $\phi=0.67$ (短

期／終局)を下回る場合があり、このような条件下における許容応力度のクライテリアの実質的な意味については接合部(曲げ)の一部や耐力壁に対する ϕ, A_f の別途設定を含め、再度検証する必要があるものと考えられる。長期許容応力度に対する $\phi \times A_f = 0.67 \times 0.82 = 0.55$ であり、こちらも同様である。

参考文献

- 2.4.1) 日本建築学会：木質構造限界状態設計指針(案)・同解説, 2003
- 2.4.2) 日本建築学会：木質系耐力壁形式構造に関する Q&A, 2025
- 2.4.3) 公益財団法人・日本住宅・木材技術センター：木造ラーメンの評価方法・構造設計の手引 2016 年版, 2016
- 2.4.4) 日本システム設計：建築研究所受託業務「集成材等建築物の減衰特性に基づく構造特性係数と応力割増係数の設定方法の調査業務事業報告書」2019
- 2.4.5) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説－許容応力度・許容耐力設計法－, 2006
- 2.4.6) 公益財団法人・日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2017 年版), 2017
- 2.4.7) 日本建築学会：木質構造接合部設計事例集, 2012

2.5 基礎構造の換算

法律的には、基礎の支持力を長期では極限支持力の 1/3（安全率 3），短期で極限支持力の 2/3（安全率 1.5）とし、地盤の許容応力度は基礎全体の支持力を基礎面積で割った値としている。しかし、基礎の極限支持力は、地盤の強度のみならず、基礎の大きさや形状、根入れ深さなどにも依存し、基礎底面の力も一様ではない。そこで、日本建築学会では、「地盤の許容応力度」を、地盤の許容支持力度としている。

建築基礎構造設計指針(2019)では、LRFD を導入する際、(2.5.1)式において $\gamma_i = 1$ とし、 ϕ_R を従来の設計で用いている安全率の逆数とすることで、法律との整合性を保った。

$$\sum \gamma_i S_i \leq \phi_R R_n \quad (2.5.1)$$

本指針では(2.1.1)式を引用し、下記の形で表現する。

$$\sum \gamma_i S_i \leq \phi A_f R_n \quad (2.5.2)$$

(2.5.2)式で γ_i , A_f を下記とすることで、法律および他の構造形式と整合させることが可能である。

長期荷重： $\gamma_i = 1.5$ $\phi = 0.67$ $A_f = 0.75$

短期荷重： $\gamma_i = 1.0$ $\phi = 0.67$ $A_f = 1.0$

ここでの耐力係数 ϕ は荷重期間に拠らず一定としており、建築基礎構造設計指針(2019)における耐力係数 ϕ_R とは定義が異なることに注意されたい。なお、基礎部材の検定は、本指針の鋼構造および RC 構造を準用するものとする。

2.6 荷重耐力係数設計

2.6.1 はじめに

2.2-2.5 節においては現在の法的基準に整合する形で荷重係数、耐力係数を評価してきたが、本来これらの係数は調査に基づく統計処理を通じて定められるものとされている。本節ではこれらの係数の本来の意味について概説する。

1970 年代まで、世界中の構造基準は、許容応力度設計法に基づいていたが、ちょうど 1981 年にわが国で新耐震設計が施行された時期に、国外で、二つの大きな変化が進行した。一つは、それまで地域ごと構造材料種別ごとに共存・並列していた設計基・規準類の統合、もう一つは、米国道路橋協会 AASHTO と米国コンクリート協会 ACI を嚆矢とする、許容応力度設計法 Allowable Stress Design から荷重耐力係数設計法 Load and Resistance Factor Design への移行である。欧州では、域内の生産性向上と国際競争力向上を目的に、欧州構造基準 Eurocode^{2.6.1)}が 2000 年から施行され、2010 年から域内唯一基準となっている。欧州に呼応するように、米国では、地域別に 3 つあった設計基準が、2000 年に International Building Code^{2.6.2)}にほぼ統一され、数多い規準類の相互引用関係も整理された。Eurocode も International Building Code も、大統合の過程で、主たる設計方法に荷重耐力係数設計法を選択した。

こうした動きに応じて、日本建築学会でも、「建築物荷重指針・同解説^{2.6.3)}」において 1993 年版より荷重耐力係数設計式に対応できるよう荷重の統計資料を整備し、鋼構造では 1986 年に「鋼構造荷重・耐力係数設計法試案^{2.6.4)}」、1990 年に「鋼構造限界状態設計指針（案）^{2.6.5)}」、1998 年に「鋼構造限界状態設計指針^{2.6.6)}」を、木質構造では 2003 年に「木質構造限界状態設計指針（案）・同解説^{2.6.7)}」、構造材料横断で 2002 年に「建築物の限界状態設計指針^{2.6.8)}」を刊行してきた。しかし、わが国の設計実務では、いまでも許容応力度計算、保有水平耐力計算、限界耐力計算などの設計法が併存し、荷重耐力係数設計法あるいは限界状態設計 Limit States Design は、日本建築学会の一部の指針に採用されるにとどまっている。

本節は、各構造材料について荷重耐力係数設計法を確立するために必要な基礎知識を整理し、よくある疑問や懸念への回答を提示する。欧州や米国の荷重耐力係数設計法は、終局限界状態の記述を主眼としており、構造物に作用する極大荷重と、各構造要素の終局耐力に関する確率論的な情報を必要とする。実際に必要な情報は、それぞれの平均値と分散（または変動係数）だけであり、それぞれの確率変数の分布形状にはあまり依存しない。すでに確率論的なデータが収集されている鋼構造を例に、耐力係数を設定する手続きを述べる。

2.6.2 荷重耐力係数設計法

構造設計の目標は、荷重によって生じる部材力、つまり荷重効果 Q が、その部材の耐力 R を超えないように、破壊を制御することである。荷重効果 Q と部材耐力 R を、互いに独立な確率変数とみなすと、この設計目標を、式(2.6.1)で表現できる。

$$R \geq Q \quad (2.6.1)$$

図 2.6.1(a)に、式(2.6.1)の意味を概念的に示す。図中の μ_R と σ_R 、 μ_Q と σ_Q は、それぞれ R と Q の平均値と標準偏差である。設計目標は、式(2.6.1)が満足されない確率、つまり破壊確率を制御することである。確率変数を一つに統合した $(R - Q)$ を考えると、式(2.6.1)を式(2.6.2)に書き替えられる。

$$R - Q \geq 0 \quad (2.6.2)$$

図 2.6.1(b)に示すように、 $(R - Q)$ の平均値は $(\mu_R - \mu_Q)$ 、標準偏差は $\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}$ で、設計目標をより分かりやすく表現できる。式(2.6.1)と(2.6.2)は、式(2.6.3)、あるいは式(2.6.3)の両辺の自然対数をとった式(2.6.4)と同値である。

$$\frac{R}{Q} \geq 1 \quad (2.6.3)$$

$$\ln\left(\frac{R}{Q}\right) \geq 0 \quad (2.6.4)$$

Q と R が正規分布にしたがう場合、 $(R - Q)$ は正規分布にしたがい、 Q と R が対数正規分布にしたがう場合、 $\ln(R/Q)$ は正規分布にしたがう。 $(R - Q)$ または $\ln(R/Q) = \ln R - \ln Q$ の分布に

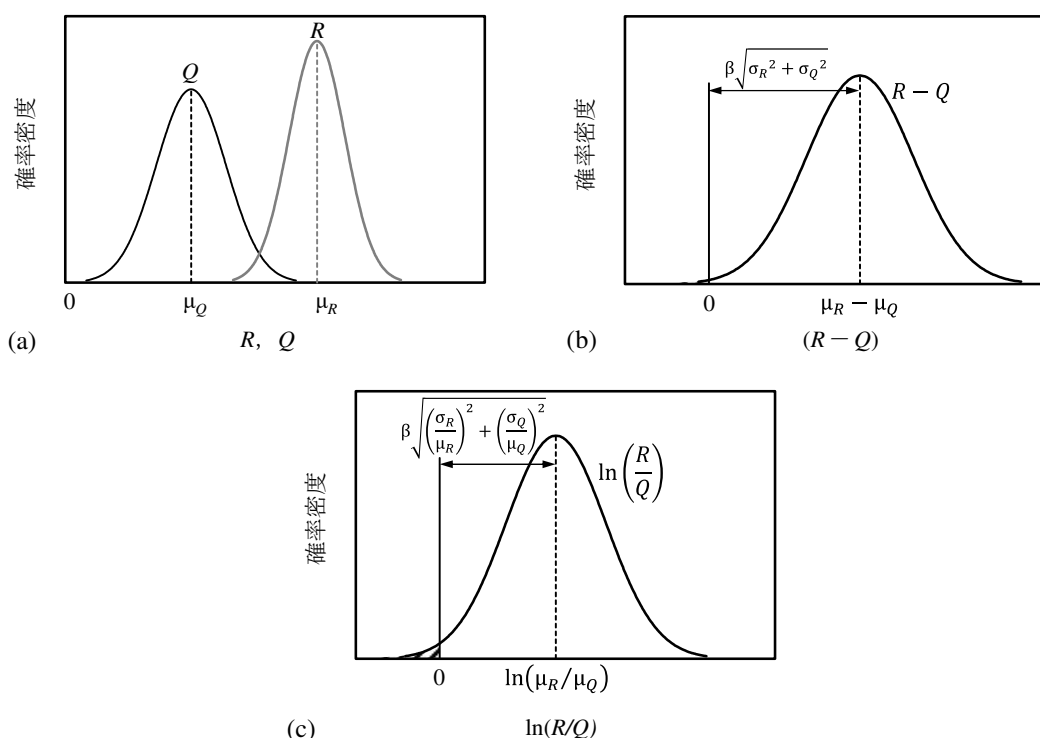


図 2.6.1 構造安全性の数理的表現：(a) 荷重効果 Q と部材耐力 R の確率論モデル、

(b) 信頼性指標の定義、(c) 信頼性指標の別定義

において、平均値と標準偏差の比（変動係数の逆数）は、当該部材の安全性を表現する指標で、これを信頼性指標 β と称している。つまり、 β には、下記の2つの定義が用いられる。

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (2.6.5)$$

$$\beta = \frac{\mu_{\ln R} - \mu_{\ln Q}}{\sqrt{\sigma_{\ln R}^2 + \sigma_{\ln Q}^2}} \approx \frac{\ln\left(\frac{\mu_R}{\mu_Q}\right)}{\sqrt{\left(\frac{\sigma_R}{\mu_R}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_Q}{\mu_Q}\right)^2}} \quad (2.6.6)$$

式(2.6.6)の右辺には、一次近似を用いられている。

設計目標に対応する β を、目標信頼性指標 β_T と表記すると、設計要件を式(2.6.7)で表記できる。

$$\beta \geq \beta_T \quad (2.6.7)$$

構造全体に同じ β_T を適用することで、信頼性に隔たりの無い、合理的な設計を実現できることが、荷重耐力係数設計法の利点の一つである。

式(2.6.7)に式(2.6.5)を代入して、式(2.6.8)を得られる。

$$\mu_R \geq \mu_Q + \beta_T \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2} \quad (2.6.8)$$

分離係数 α_R と α_Q を導入して、式(2.6.8)を線形化する。

$$\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2} = \alpha_R \sigma_R + \alpha_Q \sigma_Q \quad (2.6.9)$$

ここに、

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (2.6.10a)$$

$$\alpha_Q = \frac{\sigma_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (2.6.10b)$$

式(2.6.8)を、耐力に関連する左辺と、荷重効果に関連する右辺に分離した表記が便利である。

$$\left(1 - \alpha_R \beta_T \frac{\sigma_R}{\mu_R}\right) \mu_R \geq \left(1 + \alpha_Q \beta_T \frac{\sigma_Q}{\mu_Q}\right) \mu_Q \quad (2.6.11)$$

さらに、設計に用いられる公称値（または設計用基本値） R_n と Q_n を用いて変形する。

$$\left(1 - \alpha_R \beta_T \frac{\sigma_R}{\mu_R}\right) \frac{\mu_R}{R_n} R_n \geq \left(1 + \alpha_Q \beta_T \frac{\sigma_Q}{\mu_Q}\right) \frac{\mu_Q}{Q_n} Q_n \quad (2.6.12)$$

式(2.6.12)で、左辺は、耐力で表現された性能値を、右辺は、荷重から導かれる要求値を表現する。

一般的に、荷重耐力係数設計法の設計要件は、下記の形で表記される。

$$\tilde{\Phi} R_n \geq \gamma Q_n \quad (2.6.13)$$

ここに、 $\tilde{\Phi}$ は耐力係数、 γ は荷重係数である。

$$\tilde{\Phi} = \left(1 - \alpha_R \beta_T \frac{\sigma_R}{\mu_R}\right) \frac{\mu_R}{R_n} \quad (2.6.14a)$$

$$\gamma = \left(1 + \alpha_Q \beta_T \frac{\sigma_Q}{\mu_Q}\right) \frac{\mu_Q}{Q_n} \quad (2.6.14b)$$

式(2.6.13)は、式(2.6.1)と同じ体裁をとるが、設計に込められた信頼性を表現していること、それでもなお、確定論的に立脚していることに注意されたい。荷重耐力係数設計法が、準確率論的方法とも呼ばれる所以である。

一方、式(2.6.7)に式(2.6.6)を代入すると、

$$\ln\left(\frac{\mu_R}{\mu_Q}\right) \geq \beta_T \sqrt{\left(\frac{\sigma_R}{\mu_R}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_Q}{\mu_Q}\right)^2}$$

または

$$\frac{\mu_R}{\mu_Q} \geq \exp\left(\beta_T \sqrt{\left(\frac{\sigma_R}{\mu_R}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_Q}{\mu_Q}\right)^2}\right) \quad (2.6.15)$$

分離係数 α_R と α_Q を導入して、式(2.6.15)を線形化する。

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_R}{\mu_R}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_Q}{\mu_Q}\right)^2} = \alpha_R \frac{\sigma_R}{\mu_R} + \alpha_Q \frac{\sigma_Q}{\mu_Q} \quad (2.6.16)$$

ここに、

$$\alpha_R = \frac{\frac{\sigma_R}{\mu_R}}{\sqrt{\left(\frac{\sigma_R}{\mu_R}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_Q}{\mu_Q}\right)^2}} \quad (2.6.17a)$$

$$\alpha_Q = \frac{\frac{\sigma_Q}{\mu_Q}}{\sqrt{\left(\frac{\sigma_R}{\mu_R}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_Q}{\mu_Q}\right)^2}} \quad (2.6.17b)$$

式(2.6.15)を、耐力に関連する左辺と、荷重効果に関連する右辺に分離する。

$$\exp\left(-\alpha_R \beta_T \frac{\sigma_R}{\mu_R}\right) \mu_R \geq \exp\left(+\alpha_Q \beta_T \frac{\sigma_Q}{\mu_Q}\right) \mu_Q \quad (2.6.18)$$

公称値 R_n と Q_n を用いて、

$$\exp\left(-\alpha_R \beta_T \frac{\sigma_R}{\mu_R}\right) \frac{\mu_R}{R_n} R_n \geq \exp\left(+\alpha_Q \beta_T \frac{\sigma_Q}{\mu_Q}\right) \frac{\mu_Q}{Q_n} Q_n \quad (2.6.19)$$

式(2.6.19)を、式(2.6.13)と同じ形に整理することができた。ただし、 $\tilde{\Phi}$ と γ は、式(2.6.20)で定義される。

$$\tilde{\Phi} = \exp\left(-\alpha_R \beta_T \frac{\sigma_R}{\mu_R}\right) \frac{\mu_R}{R_n} \quad (2.6.20a)$$

$$\gamma = \exp\left(+\alpha_Q \beta_T \frac{\sigma_Q}{\mu_Q}\right) \frac{\mu_Q}{Q_n} \quad (2.6.20b)$$

上述の通り、式(2.6.5)と(2.6.6)による β の定義の違いに起因して、式(2.6.14)と(2.6.20)と違った荷重係数と耐力係数の表現が現れる。式(2.6.14)は、式(2.6.20)を級数展開して、 $(\alpha \beta_T \sigma/\mu)$ に関する 2 次以上の項を消去した近似式だとも理解できる。

2.6.3 信頼性指標

厳密には、 β を定義する式(2.6.5)が数理的に正しいのは Q と R が正規分布にしたがう場合、式(2.6.6)の近似が数理的に成立するのは Q と R が対数正規分布にしたがう場合に限定される。しかし、実際の設計荷重は、自重・積載荷重・雪荷重・地震荷重・風荷重など、特徴的な分布を呈する荷重の組合せである。「建築物荷重指針・同解説^{2.6.3)}」は、雪荷重や風荷重をグンベル分布、地震荷重をフレッシュ分布で表現する。構造要素の耐力も、正規分布より対数正規分布、ワイブル分布にしたがうことが知られている。したがって、式(2.6.5)も(2.6.6)も、あくまで近似式に過ぎない。この点を検証するために、図 2.6.2 に、 Q と R に異なる確率分布を採用した例について、式(2.6.5)と(2.6.6)のそれぞれに基づく β と破壊確率を示す。平均値と標準偏差を、 $\mu_Q = 2.0$ 、 $\sigma_Q = 0.25$ 、 $\mu_R = 3.0$ 、 $\sigma_R = 0.2$ で揃えたが、例 1 は、 Q も R も正規分布、例 2 は、 Q も R も対数正規分布である。例 1 では図(b)が、例 2 では図(f)が、いずれも正規分布を表しており、数理的に正しい β と破壊確率を示している。正規分布を対数正規分布に、または対数正規分布を正規分布に近似することで、破壊確率はほとんど変わらないが、 β の算定精度は 1 割損なわれた。式(2.6.14)が式(2.6.20)より大きな β を与え（その結果、(5)節で後述するように、より小さな $\tilde{\Phi}$ を与える）ること、正規分布と対数正規分布の分布形状の違いが、 β の値に及ぼす影響は小さいことを読み取れる。

Eurocode^{2.6.1)}や Ellingwood ら^{2.6.9)}は、破壊確率を正しく表現するために、 β および $\tilde{\Phi}$ と γ の算定に、 Q と R の実際の確率分布を反映するべきことを認識している。Eurocode^{2.6.1)}は、式(2.6.14)と(2.6.20)以外に、グンベル分布に対する算定式を提示している。米国の設計基準 ASCE-7^{2.6.10)}は、荷重係数の算定に、正規分布を想定する式(2.6.14b)を、耐力係数の算定に、対数正規分布を想定する式(2.6.20a)をより適切な近似と判断している。

荷重耐力係数設計法において、 β は、信頼性設計の目標を表現する要である。実際の荷重耐力係数設計法は、必ずしも Q と R の確率分布の把握に基づくものではない^{2.6.9),2.6.10)}。技術的に評価しきれない不確実性の要因があることを認識して、また、従来の許容応力度設計法が、社会的に受容された信頼性を反映していることを勘案して、許容応力度設計法と同じ β を達成できるように較正されたものである。Ellingwood ら^{2.6.9)}は、許容応力度設計法に基づく旧来の米国の構造基・規準を横断的に分析して、荷重条件と構造種別によって β が大きく異なること、しかし、 β の代表値が、長期荷重組合せに対して $\beta = 3.0$ 、短期荷重組合せに対して、風荷重を含むならば $\beta = 2.5$ 、地震荷重を含むならば $\beta = 1.75$ であることを見出した。現在の米国設計基準 ASCE-7^{2.6.10)}は、構造種

別によらず，延性的または構造安全性に及ぼす影響が限定的な終局状態（破壊モード）に対して， $\beta_T = 2.5$ から 3.0，脆性的または構造安全性に及ぼす影響が深刻な終局状態（破壊モード）に対して， $\beta_T = 4.0$ を採用している。

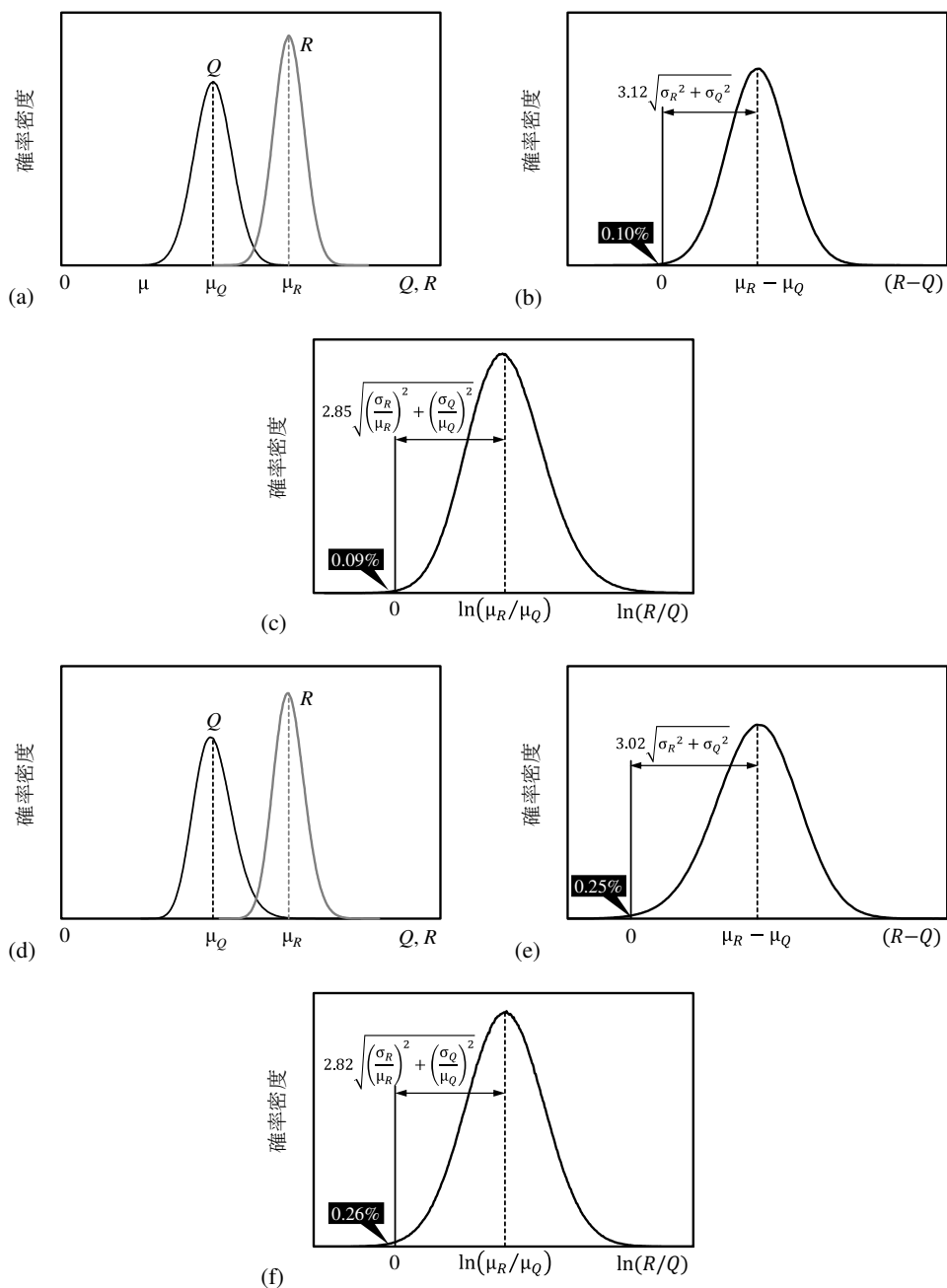


図 2.6.2 (a), (b), (c) 例 1 の R と Q , $(R - Q)$, $\ln(R/Q)$; (d), (e), (f) 例 2 の R と Q , $(R - Q)$, $\ln(R/Q)$

2.6.4 分離係数

式(2.6.10)または(2.6.17)で定義される分離係数 α_R と α_Q は、厳密には互いに独立でない。式(2.6.14)または(2.6.20)で定義される耐力係数 $\tilde{\phi}$ と荷重係数 γ も、いずれも α_R と α_Q の関数である。わが国で、荷重耐力係数法の発達と導入が阻害されてきた要因の一つは、「建築物荷重指針^{2.6.3)}」に $\tilde{\phi}$ と γ の算定式が示され、算定結果も例示されているものの、構造基準全体で適用すべき分離係数が合意されず、その結果、耐力係数と荷重係数が定められなかったことに求められる。荷重耐力係数設計法が浸透する欧州や米国では、この問題をどう処理しているのだろうか。

Lind^{2.6.11)}は、一般的に、2乗平方根に、式(2.6.21)の展開が可能であることに注目した。

$$\sqrt{x^2 + y^2} = \frac{xy}{x+y} \left(\frac{\sqrt{x^2 + y^2}}{x} + \frac{\sqrt{x^2 + y^2}}{y} \right) = \frac{\left(1 + \left(\frac{y}{x}\right)^2\right)^{1/2}}{1 + \frac{y}{x}} x + \frac{\left(1 + \left(\frac{x}{y}\right)^2\right)^{1/2}}{1 + \frac{x}{y}} y \quad (2.6.21)$$

式(2.6.10)または(2.6.17)と照合させて、下記の関数 $\alpha(t)$ を導入すると分かりやすい。

$$\alpha(t) = \frac{(1+t^2)^{1/2}}{1+t} \quad (2.6.22)$$

関数 $\alpha(t)$ は、 $t=1$ で最小値 $1/\sqrt{2}$ を、 $t=0$ と $t \rightarrow \infty$ の極限で最大値1をとることを、数学的に証明できる。また、図 2.6.3 に示すように、 $1/3 \leq t \leq 3$ の範囲では、 $\alpha(t)$ の値に変動が少なく、 $\alpha(t) = 0.75$ と近似した場合の誤差が、6%以下にとどまる。変数 t は、式(2.6.10)では、 Q と R の標準偏差の比、式(2.6.17)ではその変動係数の比である。

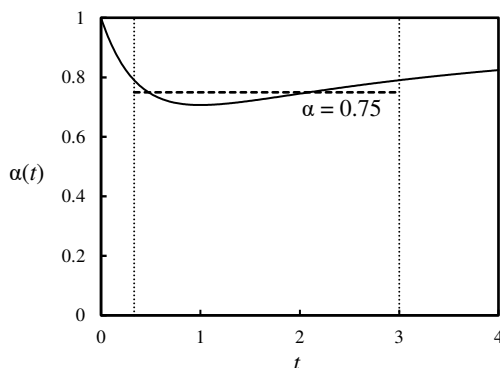


図 2.6.3 関数 $\alpha(t)$ の値

設計荷重と耐力規定が、往々にして別組織に管轄されるとの現状認識で、米国では当初から、 α_R と α_Q を分離する重要性が認識されてきた。Ravindra and Galambos^{2.6.12)}は、自重と積載荷重、および自重と積載荷重と風荷重の組合せについて検討した結果、式(2.6.19)の線形近似と $\alpha_R = \alpha_Q = 0.55$ によって、 β を十分な精度で算定できることを示しており、この成果に基づいて、米国の鋼構造規準^{2.6.13)}は、いまも $\alpha_R = 0.55$ に基づいて耐力係数を定めている（2.6(6)で詳述）。米国の設計基準

ASCE-7^{2.6.10)}の解説は、新たな耐力検定規準を策定する必要がある場合には、荷重係数の主荷重に $\alpha_Q = 0.8$ 、副荷重に $\alpha_Q = 0.4$ を、耐力係数に各構造種別でおよそ $\alpha_R = 0.7$ を推奨している。つまり、設計基準 ASCE-7^{2.6.10)}と鋼構造規準^{2.6.13)}で、 α_R の数値に若干の齟齬がある。Eurocode^{2.6.1)}は、荷重係数に $\alpha_Q = 0.7$ 、耐力係数に $\alpha_R = 0.8$ を採用するが、この適用範囲が $0.16 < \sigma_Q/\sigma_R < 7.6$ であること、適用範囲を超える場合は、 Q と R のうち標準偏差が大きい方に $\alpha = 1.0$ を、小さい方に $\alpha = 0.4$ を採用すべきことを断っている。概念が同じでも、欧州と米国で、荷重係数と耐力係数の根拠が若干違っている。

我が国では、「鋼構造荷重・耐力係数設計法試案^{2.6.4)}」が $\alpha_R = 0.5$ とした場合の耐力係数の算定例を示し、「建築物荷重指針^{2.6.3)}」が $\alpha_Q = 0.85$ 、 $\alpha_R = 0.55$ とした場合の耐力係数を例示している。しかし、一貫した設計体系を構築するための α_R が合意されていないために、式(2.6.13)で表現される荷重耐力係数設計法を構築できていない。現行の「鋼構造限界状態設計指針・同解説^{2.6.6)}」は、鋼構造に関する最新の耐力式を網羅するが、耐力係数を確定せず、用いるべき荷重組み合わせを示さないために、限界状態設計の体系として完成されていない。

2.6.5 耐力係数の算定例

荷重耐力係数設計法（あるいは限界状態設計法）では、設計荷重と荷重係数を全ての構造種別で統一し、設計耐力と耐力係数を、構造種別ごとに開発することが望ましい。諸外国では、設計荷重を司る基準 Code（Eurocode^{2.6.1)}、International Building Code^{2.6.2)}など）と、耐力や細則を司る規準 Specification が独立に制定される場合が多い。各規準は、式(2.6.14a)または(2.6.20a)に、構造材料ごとに定められた分離係数 α_R と目標信頼性指標 β_T と、データに基づく耐力の平均値と標準偏差に基づいて定められた、挙動に応じた耐力係数を提示している。Eurocode^{2.6.1)}は、 $\alpha_Q = 0.8$ と、終局限界状態に対して $\beta_T = 3.8$ 、使用限界状態に対して $\beta_T = 1.5$ を標準的に採用する。米国では終局限界状態のみが明文化されており、鋼構造規準^{2.6.13)}は $\alpha_R = 0.55$ 、部材に $\beta_T = 2.6$ （当初^{2.6.12)}は $\beta_T = 3.0$ であった）、接合要素に $\beta_T = 4.0$ を採用する。時代を経ると、断面寸法や鋼材強度が鉄鋼生産技術の進化とともに変化し、新たな研究情報が蓄積され、構造設計の潮流が変化することを認識して耐力係数も定期的に見直される^{2.6.15)}。参考までに、「鋼構造荷重・耐力係数設計法試案^{2.6.4)}」は $\alpha_Q = 0.5$ と、終局限界状態に対して、地震荷重を含まない検定に $\beta_T = 2.5$ 、地震荷重を含む検定に $\beta_T = 1.5$ を用いた。

わが国でも、鋼構造では、「鋼構造限界状態設計指針・同解説^{2.6.14)}」の「資料 2. 鋼材および構造要素の統計資料」に、広範な統計資料が掲載されている。（ただし、1990 年に刊行された「鋼構造限界状態設計指針（案）^{2.6.5)}」の資料の再掲であり、情報更新が期待される。）そこでは、耐力 R を確率変数の掛け算として、式(2.6.23)で表現している。

$$R = M \times F \times P \times R_n \quad (2.6.23)$$

ここに、 M は材料強度と構造要素の形状・寸法の変動、 F は設計に用いる耐力式がもつ予測誤差と

不確かさ、 P は実構造物における耐力と設計に用いる耐力との差異を表す確率変数で、 R_n は式(2.6.12)または(2.6.19)の左辺に現れた、設計に用いる公称耐力である。3つの確率変数は、互いに独立していると考えて差し支えない。さらに、各確率変数を、式(2.6.24)の比で表現している。

$$M = \frac{R_p}{R_n}, \quad F = \frac{R_t}{R_p}, \quad P = \frac{R_r}{R_t} \quad (2.6.24)$$

ここに、 R_p は耐力式に基づく予測耐力、 R_t は実験資料に基づく耐力、 R_r は実構造物における耐力である。

各確率変数が正規分布にしたがうと仮定すると、 R/R_n の平均値 μ_{R/R_n} と標準偏差 σ_{R/R_n} を、線形二次モーメント法によりそれぞれ式(2.6.25)と(2.6.26)で近似できる。

$$\mu_{R/R_n} \approx \mu_M \times \mu_F \times \mu_P \quad (2.6.25)$$

$$\sigma_{R/R_n} \approx \sqrt{\sigma_M^2 + \sigma_F^2 + \sigma_P^2} \quad (2.6.26)$$

ここに、 μ_M 、 σ_M などは、下添字で示された各確率変数の平均値と標準偏差である。

表 2.6.1 に、「鋼構造限界状態設計指針・同解説^{2.6.14)}」に記載された、 μ_{R/R_n} と σ_{R/R_n} の算定例を示す。おおよそ、圧縮材の場合は、 $\mu_{R/R_n} = 1.3$ 、 $\sigma_{R/R_n} = 0.2$ 、曲げ材の場合は、 $\mu_{R/R_n} = 1.2$ 、 $\sigma_{R/R_n} = 0.15$ である。

表 2.6.1 耐力係数の算定根拠の例（文献 2.6.14)から抜粋）

	μ_M	μ_F	μ_P	μ_{R/R_t}	σ_M	σ_F	σ_P	σ_{R/R_t}
圧縮材： 弾塑性曲げ座屈耐力域	1.1	1.16	1.0	1.28	0.11	0.18	0.05	0.21
圧縮材： 弾性曲げ座屈耐力域	1.0	1.31	1.0	1.31	0.07	0.17	0.05	0.19
曲げ材：塑性耐力域	1.20	0.99	1.0	1.19	0.11	0.08	0.05	0.14
曲げ材：弾塑性横座屈域	1.10	1.03	1.0	1.13	0.11	0.12	0.05	0.17
曲げ材：弾性横座屈域	1.0	1.10	1.0	1.10	0.07	0.07	0.05	0.11

現状で日本建築学会では α_R と β_T が合意されていない。仮に、「鋼構造限界状態設計指針（案^{2.6.5)}」が提示した、 $\alpha_R = 0.5$ 、 $\beta_T = 2.5$ と、 $\tilde{\Phi}$ の定義式(2.6.20a)を用いたならば、

圧縮材の場合：

$$\tilde{\Phi} = \exp\left(-\alpha_R \beta_T \frac{\sigma_{R/R_n}}{\mu_{R/R_n}}\right) \mu_{R/R_t} = \exp\left(-0.5 \times 2.5 \times \frac{0.2}{1.3}\right) 1.3 = 1.07$$

曲げ材の場合：

$$\tilde{\Phi} = \exp\left(-0.5 \times 2.5 \times \frac{0.15}{1.2}\right) 1.2 = 1.00$$

米国と同じ数値 $\alpha_R = 0.55$ 、 $\beta_T = 2.6$ と、 $\tilde{\Phi}$ の定義式(2.6.14a)を用いたならば、
圧縮材の場合：

$$\tilde{\Phi} = \exp\left(-0.55 \times 2.6 \times \frac{0.2}{1.3}\right) 1.3 = 1.04$$

曲げ材の場合：

$$\tilde{\Phi} = \exp\left(-0.55 \times 2.6 \times \frac{0.15}{1.2}\right) 1.2 = 1.03$$

一般的な傾向をみるために、図 2.6.4 に $\alpha_R = 0.55$ と 0.75 、 β_T が 1 から 4、また $\tilde{\Phi}$ の定義に式 (2.6.14a) または (2.6.20a) を用いることで、 $\tilde{\Phi}$ の値がどう変わるかを示す。式 (2.6.20a) は式 (2.6.14a) よりも若干大きな $\tilde{\Phi}$ を与え、 $\alpha_R = 0.75$ を採用した場合には、 $\beta_T > 3.0$ で $\tilde{\Phi} = 0.9$ を割り込む。しかし図で検証した範囲では、「鋼構造限界状態設計指針（案）^{2.6.5)}」が提案した $\tilde{\Phi} = 0.9$ は圧縮材と曲げ材に対し適切な設定と言える。先に見たように、米国の定義に従えば $\tilde{\Phi} = 1.0$ と設定しても差し支えない。なお、その性質上、 $\tilde{\Phi}$ は 1.0 を超えてはならない。

繰返しになるが、表 2.6.1 の統計的データは、初出が 1990 年に遡るので、より現状に即したデータの収集が必要である。

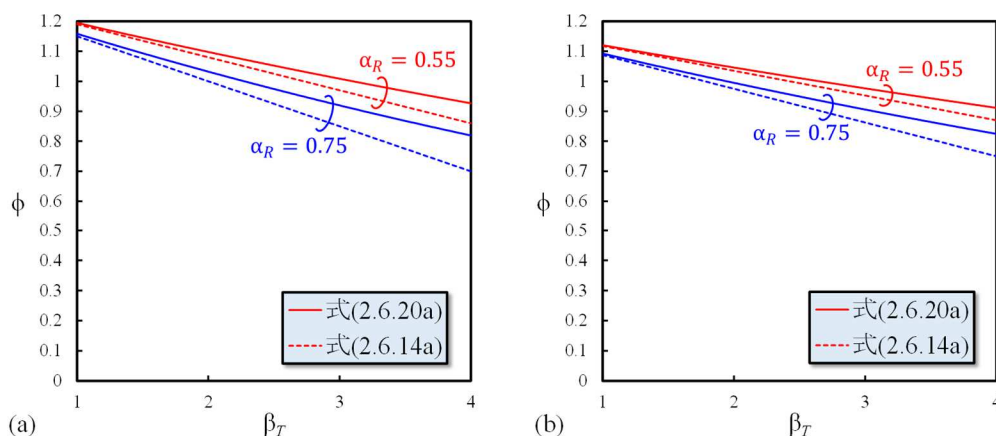


図 2.6.4 耐力係数の算定例：(a) $\mu_{R/R_t} = 1.3$ ， $\sigma_{R/R_t} = 0.2$ ；(b) $\mu_{R/R_t} = 1.2$ ， $\sigma_{R/R_t} = 0.15$

2.6.6 米国規準の背景

米国の鋼構造規準^{2.6.13)}の出発点であった、Ravindra and Galambos^{2.6.12)}を紐解く。荷重効果 Q を、偶発の不確実性を表わす確率変数 A と、荷重と解析モデルの不確実性を表わす確率変数 E の積だと仮定し、後者をさらに荷重組合せに応じて分解する。式 (2.6.27) に例を示す。

$$Q = A \cdot E = A(c_D X D + c_L Y L) \quad (2.6.27)$$

ここで、 D と L は自重と積載荷重の大きさを表わす確率変数、 c_D と c_L は荷重を部材力に変換する構造解析に相当する確定論的な係数、 X と Y は構造解析の仮定等に伴う不確実性を表わす確率変数である。一般に、 $\mu_A = \mu_X = \mu_Y = 1$ と考えてよい。

Q の平均値と変動係数は、それぞれ式(2.6.28)と(2.6.29)で近似できる.

$$\mu_Q \approx \mu_A(c_D\mu_X\mu_D + c_L\mu_Y\mu_L) = c_D\mu_D + c_L\mu_L \quad (2.6.28)$$

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_Q}{\mu_Q} &\approx \sqrt{\left(\frac{\sigma_A}{\mu_A}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_E}{\mu_E}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_A}{\mu_A}\right)^2 + \frac{c_D^2(\sigma_{XD})^2 + c_L^2(\sigma_{YL})^2}{(c_D\mu_{XD} + c_L\mu_{YL})^2}} \\ &\approx \sqrt{\left(\frac{\sigma_A}{\mu_A}\right)^2 + \frac{c_D^2\mu_{XD}^2\left(\frac{\sigma_{XD}}{\mu_{XD}}\right)^2 + c_L^2\mu_{YL}^2\left(\frac{\sigma_{YL}}{\mu_{YL}}\right)^2}{(c_D\mu_{XD} + c_L\mu_{YL})^2}} \\ \frac{\sigma_Q}{\mu_Q} &\approx \sqrt{\left(\frac{\sigma_A}{\mu_A}\right)^2 + \frac{c_D^2\mu_X^2\mu_D^2\left\{\left(\frac{\sigma_X}{\mu_X}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_D}{\mu_D}\right)^2\right\} + c_L^2\mu_Y^2\mu_L^2\left\{\left(\frac{\sigma_Y}{\mu_Y}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_L}{\mu_L}\right)^2\right\}}{(c_D\mu_X\mu_D + c_L\mu_Y\mu_L)^2}} \end{aligned} \quad (2.6.29)$$

信頼性指標 β_T を定義する式(2.6.7)の代わりに、設計要件を式(2.6.30)で表記できる.

$$\mu_R \geq \theta \cdot \mu_Q \quad (2.6.30)$$

ここに、 θ は中央安全係数と称され、次式で定義される.

$$\theta = \exp\left(\beta_T \sqrt{\left(\frac{\sigma_R}{\mu_R}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_Q}{\mu_Q}\right)^2}\right) \quad (2.6.31)$$

式(2.6.16)の線形近似を用いて、

$$\theta \approx \exp\left(\alpha_R\beta_T\frac{\sigma_R}{\mu_R}\right) \cdot \exp\left(\alpha_Q\beta_T\frac{\sigma_Q}{\mu_Q}\right) \quad (2.6.32)$$

荷重効果に関わる分離係数 $\bar{\alpha}_A$ と $\bar{\alpha}_E$ を導入して、式(2.6.32)の右辺第2項を分解する.

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_Q}{\mu_Q} &\approx \sqrt{\left(\frac{\sigma_A}{\mu_A}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_E}{\mu_E}\right)^2} \approx \bar{\alpha}_A\frac{\sigma_A}{\mu_A} + \bar{\alpha}_E\frac{\sigma_E}{\mu_E} \\ \exp\left(\alpha_Q\beta_T\frac{\sigma_Q}{\mu_Q}\right) &\approx \exp\left(\alpha_Q\bar{\alpha}_A\beta_T\frac{\sigma_A}{\mu_A}\right) \cdot \exp\left(\alpha_Q\bar{\alpha}_E\beta_T\frac{\sigma_E}{\mu_E}\right) \end{aligned} \quad (2.6.33)$$

式(2.6.28)と(2.6.29)と同じ近似を用いて、式(2.6.33)の右辺の平均値 μ_E と変動係数 σ_E/μ_E を分解する.

$$\mu_E \approx c_D\mu_{XD} + c_L\mu_{YL} \quad (2.6.34)$$

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_E}{\mu_E} &\approx \frac{\sqrt{c_D^2(\sigma_{XD})^2 + c_L^2(\sigma_{YL})^2}}{c_D\mu_{XD} + c_L\mu_{YL}} = \frac{\sqrt{c_D^2\mu_{XD}^2\left(\frac{\sigma_{XD}}{\mu_{XD}}\right)^2 + c_L^2\mu_{YL}^2\left(\frac{\sigma_{YL}}{\mu_{YL}}\right)^2}}{c_D\mu_{XD} + c_L\mu_{YL}} \\ &= \frac{\sqrt{c_D^2\mu_X^2\mu_D^2\left\{\left(\frac{\sigma_X}{\mu_X}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_D}{\mu_D}\right)^2\right\} + c_L^2\mu_Y^2\mu_L^2\left\{\left(\frac{\sigma_Y}{\mu_Y}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_L}{\mu_L}\right)^2\right\}}}{c_D\mu_X\mu_D + c_L\mu_Y\mu_L} \end{aligned} \quad (2.6.35)$$

式(2.6.33)の右辺について、指数関数を線形近似したあと、式(2.6.35)を代入し、自重と積載荷重に関わる分離係数 $\bar{\alpha}_{XD}$ と $\bar{\alpha}_{YL}$ を導入する.

$$\begin{aligned}
 \exp\left(\alpha_Q \bar{\alpha}_E \beta_T \frac{\sigma_E}{\mu_E}\right) &\approx 1 + \alpha_Q \bar{\alpha}_E \beta_T \frac{\sigma_E}{\mu_E} \\
 &\approx 1 + \alpha_Q \bar{\alpha}_E \beta_T \frac{\sqrt{c_D^2 \mu_X^2 \mu_D^2 \left\{ \left(\frac{\sigma_X}{\mu_X} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_D}{\mu_D} \right)^2 \right\} + c_L^2 \mu_Y^2 \mu_L^2 \left\{ \left(\frac{\sigma_Y}{\mu_Y} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_L}{\mu_L} \right)^2 \right\}}}{c_D \mu_X \mu_D + c_L \mu_Y \mu_L} \\
 &\approx 1 + \alpha_Q \bar{\alpha}_E \beta_T \frac{\bar{\alpha}_{XD} c_D \mu_A \mu_D \sqrt{\left(\frac{\sigma_X}{\mu_X} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_D}{\mu_D} \right)^2} + \bar{\alpha}_{YL} c_L \mu_B \mu_L \sqrt{\left(\frac{\sigma_Y}{\mu_Y} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_L}{\mu_L} \right)^2}}{c_D \mu_X \mu_D + c_L \mu_Y \mu_L} \quad (2.6.36)
 \end{aligned}$$

式(2.6.36)を式(2.6.33)に代入し、分離係数を統合して、 $\alpha_A = \alpha_Q \bar{\alpha}_A$, $\alpha_D = \alpha_Q \bar{\alpha}_E \bar{\alpha}_{XD}$, $\alpha_L = \alpha_Q \bar{\alpha}_E \bar{\alpha}_{YL}$ と表記する.

$$\begin{aligned}
 &\exp\left(\alpha_Q \beta_T \frac{\sigma_Q}{\mu_Q}\right) \mu_Q \\
 &\approx \exp\left(\alpha_Q \bar{\alpha}_A \beta_T \frac{\sigma_A}{\mu_A}\right) \left[1 + \alpha_Q \bar{\alpha}_E \beta_T \frac{\bar{\alpha}_{XD} c_D \mu_A \mu_D \sqrt{\left(\frac{\sigma_X}{\mu_X} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_D}{\mu_D} \right)^2} + \bar{\alpha}_{YL} c_L \mu_B \mu_L \sqrt{\left(\frac{\sigma_Y}{\mu_Y} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_L}{\mu_L} \right)^2}}{c_D \mu_X \mu_D + c_L \mu_Y \mu_L} \right] \\
 &= \exp\left(\alpha_A \beta_T \frac{\sigma_A}{\mu_A}\right) \left[1 + \frac{\alpha_D \beta_T c_D \mu_D \sqrt{\left(\frac{\sigma_X}{\mu_X} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_D}{\mu_D} \right)^2} + \alpha_L \beta_T c_L \mu_L \sqrt{\left(\frac{\sigma_Y}{\mu_Y} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_L}{\mu_L} \right)^2}}{c_D \mu_X \mu_D + c_L \mu_Y \mu_L} \right] \quad (2.6.37)
 \end{aligned}$$

荷重組合せを表現する式(2.6.37)を、式(2.6.38)の形に整理できる.

$$\exp\left(\alpha_Q \beta_T \frac{\sigma_Q}{\mu_Q}\right) \mu_Q \approx \gamma_A (\gamma_D c_D \mu_D + \gamma_L c_L \mu_L) \quad (2.6.38)$$

ここに、 γ_A , γ_D , γ_L は式(2.6.39)で定義される荷重係数である.

$$\gamma_A = \exp\left(\alpha_A \beta_T \frac{\sigma_A}{\mu_A}\right) \quad (2.6.39a)$$

$$\gamma_D = 1 + \alpha_D \beta_T \sqrt{\left(\frac{\sigma_X}{\mu_X} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_D}{\mu_D} \right)^2} \quad (2.6.39b)$$

$$\gamma_L = 1 + \alpha_L \beta_T \sqrt{\left(\frac{\sigma_Y}{\mu_Y} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_L}{\mu_L} \right)^2} \quad (2.6.39c)$$

式(2.6.37)を式(2.6.32)に代入して、中央安全係数の線形近似値 θ_a を表す式(2.6.40)が得られる.

$$\begin{aligned}
 \theta_a &= \exp\left(\alpha_R \beta_T \frac{\sigma_R}{\mu_R}\right) \exp\left(\alpha_A \beta_T \frac{\sigma_A}{\mu_A}\right) \\
 &\quad \times \frac{\left\{ \left(1 + \alpha_D \beta_T \sqrt{\left(\frac{\sigma_X}{\mu_X} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_D}{\mu_D} \right)^2} \right) + \frac{c_L \mu_L}{c_D \mu_D} \left(1 + \alpha_L \beta_T \sqrt{\left(\frac{\sigma_Y}{\mu_Y} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_L}{\mu_L} \right)^2} \right) \right\}}{1 + \frac{c_L \mu_L}{c_D \mu_D}} \quad (2.6.40)
 \end{aligned}$$

Ravindra and Galambos^{2.6.12)}は、荷重効果の比率が $0.25 \leq c_L \mu_L / c_D \mu_D \leq 1.0$, 変動係数が $0.10 \leq \sigma_R / \mu_R \leq 0.15$, $0.05 \leq \sigma_A / \mu_A \leq 0.15$, $0.02 \leq \{(\sigma_X / \mu_X)^2 + (\sigma_D / \mu_D)^2\}^{1/2} \leq 0.15$, $0.10 \leq \{(\sigma_Y / \mu_Y)^2 +$

$(\sigma_L/\mu_L)^2\}^{1/2} \leq 0.40$, 目標信頼性係数 $3.0 \leq \beta_T \leq 4.0$ の範囲でモンテカルロ・シミュレーションを実施し, θ_a の誤差 $(\theta - \theta_a)/\theta$ を最小化する $\alpha_R, \alpha_A, \alpha_D, \alpha_L$ を探索した. その結果, 0.52 から 0.70 の範囲に, 誤差の平均と分散を最小化できる分離係数の最適値を見出した. さらに, $\alpha = \alpha_R = \alpha_A = \alpha_D = \alpha_L = 0.55$ と値を統一しても, 誤差を十分小さく抑えられることを見出した. 風荷重を含んだ荷重組合せに対しても, $\alpha = 0.55$ が良い近似を与えることを確認した.

以上が, 米国の鋼構造規準^{2.6.13)}に用いられる分離係数 $\alpha_R = 0.55$ の根拠である. 米国の鋼構造規準^{2.6.13)}は, さらに, 延性的または構造安全性に及ぼす影響が限定的な終局状態 (破壊モード) に対して $\beta_T = 2.6$, 脆性的または構造安全性に及ぼす影響が深刻な終局状態 (破壊モード) に対して $\beta_T = 4.0$ を目安に, 耐力係数を定めている. (注意: 「限界状態」には, 終局限界状態・使用限界状態などの限界状態「群」を意味する場合と, 個々の部材や要素の耐力を決定する「破壊モード」を意味する場合がある.) 例えば, 引張材の降伏耐力の場合, 実験データ $\mu_R/R_n = 1.06$, $\sigma_R/\mu_R = 0.09$ を用い, $\alpha_R = 0.55$, $\beta_T = 4.0$ として,

$$\tilde{\phi} = \exp\left(-\alpha_R \beta_T \frac{\sigma_R}{\mu_R}\right) \frac{\mu_R}{R_n} = \exp(-0.55 \times 2.6 \times 0.09) 1.06 = 0.93$$

現行規準^{2.6.13)}は, よく似た限界状態を統合して, $\tilde{\phi} = 1.0, 0.90, 0.75$ と 3 段階に整理している.

荷重・耐力係数設計法の導入を検討する段階で, このように定めた荷重係数と耐力係数が, 現実的に考えられる設計領域にわたって, 許容応力設計法と整合すること, 性能目標を確保すること (式 (2.6.7) が満足されること) を確認する手続きが踏まれた^{2.6.9)}.

2.6.7 おわりに

荷重耐力係数設計法の概念と, これを基本的な設計法に採用し, 世界の設計規範を主導する欧州と米国で重ねられた議論と解釈を振り返った. 欧州でも米国でも, 設計荷重と設計規準の個別発展を促すために, 目標信頼性指標 β_T と分離係数 α_R と α_Q の値を定める必要性が認識されていた.

β_T と α_R, α_Q の数値も, 荷重係数と耐力係数の定義式も若干違っているが, Eurocode^{2.6.1)}や International Building Code^{2.6.2)}に記載される荷重係数や耐力係数にさほどの違いはない. わが国の鋼構造で集計された統計情報を例に耐力係数を計算すると, やはり欧州や米国の鋼構造規準に記載される数値と違いはない.

荷重耐力係数設計法を確立するために, 膨大な実情が必要であることは事実だが, こと耐力係数については, 式 (2.6.23) から (2.6.26) の算定に必要な統計情報だけで十分であり, 鋼構造ではこれを算定するだけの情報が, 三十数年前から一通り揃っている.

最初に述べたように, 2.2 から 2.5 節においては現在の法的基準に整合する形で荷重係数, 耐力係数を評価してきたが, 今後各種構造において調査が行われ十分な統計情報が得られた後に, 本節の考え方に沿ってその妥当性を評価することが望まれる.

参考文献

- 2.6.1) European Committee for Standardization: Eurocode: Basis of Structural Design, EN 1990, 2002
- 2.6.2) International Code Council (ICC): International Building Code, First Draft, Southern Building Code Congress International, Inc., Birmingham, AL, USA, 1997
- 2.6.3) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説，2015
- 2.6.4) 日本建築学会：鋼構造荷重・耐力係数設計法試案，1986
- 2.6.5) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針（案），1990
- 2.6.6) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，1998
- 2.6.7) 日本建築学会：木質構造限界状態設計指針（案）・同解説，2003
- 2.6.8) 日本建築学会：建築物の限界状態設計指針，2002
- 2.6.9) Ellingwood B. Galambos T.V., MacGregor J.G., Cornell A.C.: “Development of a probability based load criterion for American National Standard A58. Building code requirements for minimum design loads in building and other structures.” National Bureau of Standards Special Publication 577, USA, 1980.
- 2.6.10) American Society of Civil Engineers: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-22, Reston, VA, USA, 2022.
- 2.6.11) Lind, N.C.: Consistent partial safety factors, Journal of the Structural Division, ASCE, 97(ST6), 1651-1669, 1971.6.
- 2.6.12) Ravindra M.K., Galambos, T.V.: “Load and resistance factor design for steel.” Journal of the Structural Division, ASCE, 104(ST9), 1337-1353, 1978.9.
- 2.6.13) American Institute of Steel Construction: Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-22, Chicago, IL, USA, 2022.
- 2.6.14) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，2010
- 2.6.15) Galambos, T.V.: “Reliability of member stability criteria in the 2005 specification.” Engineering Journal, 43(4), 257-265, 2006.10.

3章 応答評価

3.1 応答変形量の明示

- (1) 極稀に遭遇する地震力に対する二次設計においては、予想される応答水平変形量(層間変形角)を明示し、要求性能に対し検定することを基本とする。
- (2) 崩壊形や塑性化に伴う振動モード変化の影響を精度よく評価できない設計法に関しては、条件付きまたは範囲を制限しての目安を提示することを基本とする。
- (3) より精度の良い応答水平変形量の評価にあたっては、限界耐力計算または時刻歴応答解析を用いることが望ましい。

建築基準法が定める耐震基準は①数十年に1度の「稀に発生する」地震動に対しては建物の損傷を回避し、②数百年に1度の「ごく稀に発生する」地震動に対しては倒壊回避による人命保護を保証することを目標として定められている。このために、①の設計用地震荷重に対しては各部材を弾性の許容応力度内に収め、②の設計用地震荷重に対しては部材の塑性化を許容する一方で保有耐力計算法、限界耐力計算、または時刻歴応答解析等により架構の終局耐力を評価し、倒壊に至らないことを確認することとしている。しかしながら、保有水平耐力計算では各層の最大変形は明示されず、倒壊に至らない保証は部材の靱性を司る幅厚比や軸力比、座屈耐力やせん断耐力等と応答低減率との関係で仕様規定され、その因果関係は必ずしも明示されていない。また、近年では災害対応や事業継続性（BCP）の観点から②の地震荷重に対しての損傷度評価や使用継続性、財産保全が求められることが一般的となり、内外装や設備類の損傷度を評価するための主要な指標として、応答変形量（相当層間変形角）の明示が求められる局面が国内外で増加している^{3.1.1)-3.1.3)}。各種構造の性能設計グレードの表示例と相当する層間変形角の指標例を表3.1.1に示す。

上記のような背景より、耐震設計にあたっては、極稀に遭遇する地震力に対する二次耐震設計において、予想される水平変形量(層間変形角)を明示することを基本とする。多層構造の二次設計においては保有水平耐力計算法における D_s 値、限界耐力計算における F_h 等、架構の塑性化に伴う剛性・周期の変化、および塑性履歴に伴う等価減衰による応答低減効果を評価した靱性指標が定められている。これらを用いれば、二次設計時の応答水平変形の目安を得ることは可能である。米国ASCE-7においても保有水平耐力計算に相当する“Equivalent Lateral Force Procedure”では、 D_s 値に相当するR-factorに応じた応答変形増大係数（Deflection amplification factor）が設定され、最大応答が評価できるようになっている。

その一方で、多層構造物に保有水平耐力計算を用いた際には、特定層に損傷が集中する崩壊形が生じる場合や塑性化に伴う振動モード変化が生じる場合、その影響を精度よく評価した応答変形が誘導できないという課題も指摘されている。このような場合には各層の水平耐力をバランスよく設計し、特定層への損傷集中が生じないような条件を付与するか、または各層の塑性率のばらつきの

中で安全側評価となるように応答変形を評価する方法などが考えられる。

表 3.1.1 各種構造の耐震グレードの表示例

要求性能のイメージ

	1次設計用外乱 (数十年に一度 ^{*1})に対し 許容耐力照査 (応力ではない)	2次設計用外乱(数百年に一度 ^{*2})に対し終局状態照査	
		復旧期間 Downtime	被害額/建設費 Direct Financial Loss
特級(I類) Platinum	仕上げ含め無損傷	数日以内に復旧 (仕上げ含めほぼ無損傷)	建設費の数%以内
上級(II類) Gold	仕上げ含め無損傷	数か月以内に復旧 (仕上げは多少損傷)	建設費の数10%程度以内
普通級(III類) Silver	仕上げ含めほぼ無損傷	数か月以上または建直し (倒壊は回避)	建設費の半分以上

*1:概ね30年超過確率10%(再現期間43年)に相当 *2:概ね 50 年超過確率 10% (再現期間 475 年)に相当

鉄骨造の具体的クライテリア(応答層間変形角)提示例

	1次設計用外乱 に対する構造体	2次設計用外乱 に対する構造体	2次設計用外乱 に対する外内装	
特級(I類) Platinum	1/750	1/150(弾性限内)	1/150(シール切無)	←防災拠点等 (制振・免震構造含む)
上級(II類) Gold	1/500	1/75(塑性率2以内)	1/75(脱落無し)	
普通級(III類) Silver	1/200	1/50	1/50	

RCフレーム造の具体的クライテリア(応答層間変形角)提示例

	1次設計用外乱 に対する構造体	2次設計用外乱 に対する構造体	2次設計用外乱 に対する外内装	
特級(I類) Platinum	1/1000	1/150(ひび割れ微少)	1/150(外装損傷無)	←防災拠点等 (免震構造含む)
上級(II類) Gold	1/500	1/75	1/75(脱落無し)	
普通級(III類) Silver	1/200	1/50	1/50	

RC壁付フレーム造の具体的クライテリア(応答層間変形角)提示例

	1次設計用外乱 に対する構造体	2次設計用外乱 に対する構造体	2次設計用外乱 に対する外内装	
特級(I類) Platinum	1/2000	1/250(ひび割れ微少)	1/250(外装損傷無)	←防災拠点等 (靱性壁付骨組・ 免震構造含む)
上級(II類) Gold	1/1000	1/100	1/100(脱落無し)	
普通級(III類) Silver	1/500	1/75	1/50	

木質構造の具体的クライテリア(応答層間変形角)提示例

	1次設計用外乱 に対する構造体	2次設計用外乱 に対する構造体	2次設計用外乱 に対する外内装	
特級(I類) Platinum	1/300	1/100(骨組損傷無)	1/120(外装損傷無)	←防災拠点等 (靱性壁付骨組 ・免震構造含む)
上級(II類) Gold	1/200	1/50	1/60(脱落無し)	
普通級(III類) Silver	1/120	1/30	1/50	

参考文献

- 3.1.1) REDI Rating System/Resilience-based Earthquake Design Initiative for the Next Generation of Building, 2013
- 3.1.2) 日本建築構造技術者協会：JSCA 性能設計【耐震性能編】，2017
- 3.1.3) 日本建築構造技術者協会：JSCA 性能設計 2022 年版【耐震性能編（簡易法）】，2022

3.2 保有水平耐力計算

- (1) 保有耐力計算を用いて地震力に対する二次設計を行う際にも、予想される水平変形量(層間変形角)を明示する。
- (2) 応答評価法の精度を高めるため、できる限り特定層への損傷集中が生じない架構形式となるよう心掛ける。

以降に保有水平耐力計算における構造特性係数 D_s の評価の基となった Newmark-Hall によるエネルギー一定則^{3.2.1)}、柴田らによる等価減衰則^{3.2.2)-3)}、およびバッシブ制振構造等^{3.2.4)}で多用される等価線形化手法による弾塑性応答評価を比較し、靱性指標 eF_i および応答低減係数 D_h の位置付けを確認する。

塑性化に伴う応答低減指標としては、一般的に用いられる単調載荷履歴下のエネルギー一定則による式(3.2.1)^{3.2.5)}が知られている。これは比較的短周期の範囲で成立するとされている。

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (3.2.1)$$

また、比較的長周期の範囲においては、最大応答変位が初期周期の等しい弾性系と同等となる、いわゆる変位一定則が知られている。

RC 構造等、Degrading tri-Linear 型の履歴特性を有する構造では式(3.2.1)に代わり式(3.2.2)が時刻歴応答解析結果と良く整合することが知られている。木質構造では低層（1～2 層）で式(3.2.1)、中層（3～8 層）で式(3.2.2)が適合するとされている。

$$D_s = \frac{0.75(1+0.05\mu)}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (3.2.2)$$

一方、弾塑性応答を履歴減衰による応答低減効果として説明する考え方もある。等価減衰による応答低減係数としては下式が多く用いられている^{3.2.6)}。

$$D_h = \frac{1+10h_0}{1+10h_{eq}} \quad (3.2.3)$$

構造物或いは部材の塑性率と等価減衰定数の関係としては、以下の式^{3.2.2)-3)}等が知られている。

$$h_{eq} = h_0 + \gamma_1 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{D_f}} \right) \quad (3.2.4)$$

γ_1 は構成部材の構造形式に応じた建築物の減衰特性をあらわす値で、 $\gamma_1=0.25$ 等の値が用いられる。

D_f は建築物の塑性の程度を表す数値で、次式が示されている（図 3.2.1 参照）。

$$D_f = \frac{Q_d/u_d}{Q_u/u_m} = \frac{k_e}{k_{eq}} \quad (3.2.5)$$

完全弾塑性型の場合には、 $D_f=\mu$ となる。 μ は塑性率である。

ここに、 Q_d は建築物の損傷限界耐力、 u_d は損傷限界時の代表変位、 Q_u は安全限界耐力、 u_m は安全限界時の代表変位である。上式は、 D_f が安全限界時の等価剛性 $k_{eq}=Q_u/u_m$ と損傷限界時の等価剛性

$k_e=Q_d/u_d$ の比，即ち建築物全体の剛性低下の逆数で表されることを意味する．

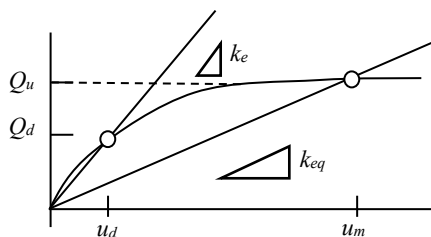


図 3.2.1 D_f の定義

一方，パッシブ制振構造の応答評価^{3.2.4)}においては，弾塑性要素の付加による応答低減効果を等価履歴減衰の付加および剛性（周期）の変化として評価する等価線形化手法が一般的に行われている．これを弾塑性系に準用すると以下ようになる．初期剛性 K ，2 次勾配零の完全弾塑性系の履歴において，塑性率 μ の変形に対する最大点割線剛性は K/μ となり，割線剛性に対する等価減衰定数は，

$$h'_{eq}(\mu) = \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\mu} \right) \quad (3.2.6)$$

となる．応答振幅の変動を平均減衰法^{3.2.7)}で表現すると，

$$h_{eq} = h_0 + \frac{1}{\mu} \int_1^\mu h'_{eq}(\mu') d\mu' = h_0 + \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\mu} - \frac{1}{\mu} \ln \mu \right) \quad (3.2.7)$$

また，減衰による応答低減係数は(3.2.3)に代わり次式で与えている^{3.2.4)}．

$$D_h = \sqrt{\frac{1+25h_0}{1+25h_{eq}}} \quad (3.2.8)$$

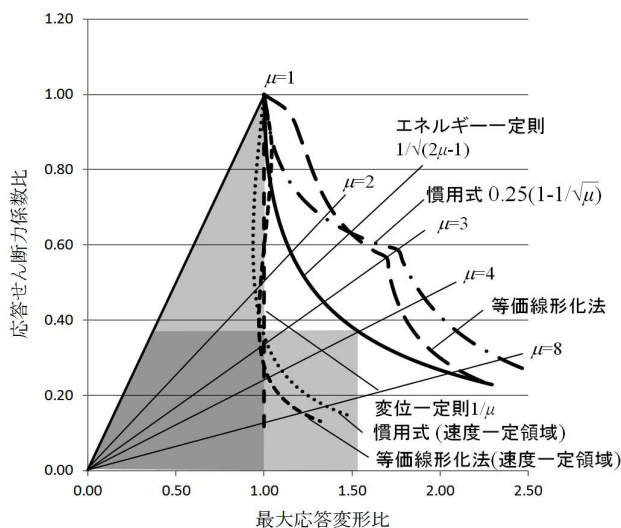


図 3.2.2 塑性化による応答低減効果（せん断力-変位関係）

図 3.2.2 は、式(3.2.1)、式(3.2.4)と(3.2.5)、および式(3.2.7)と (3.2.8)によるせん断力-変位関係を比較したものである。短周期の加速度応答スペクトル一定領域では、剛性（周期）の変化に伴う応答せん断力係数の変化は少ない。一方、長周期の速度応答スペクトル一定領域では減衰のみならず周期（塑性率の平方根）にほぼ反比例して応答せん断力係数が低減される。図 3.2.2 中の（速度応答一定領域）は最大点剛性による周期の増加に伴うせん断力応答の低減効果（ $1/\sqrt{\mu}$ ）を考慮したものである。また、加速度応答一定領域の比較的周期の短い線でも、 $\mu=3$ 以上では最大点剛性が速度応答一定領域に入ると仮定し、周期の増加に伴うせん断力応答の低減（ $1/\sqrt{\mu}$ ）効果を考慮している^{3.2.8)}。図 3.2.2 を見ると、長周期化に伴う加速度応答の低減効果を考慮すると、慣用式や等価線形化法はエネルギー一定則に類似した評価を与えることがわかる。また、速度応答一定領域の長周期建物では、概ね変位一定則に近い評価を与えている。以上より、エネルギー一定則に基づく構造特性係数 D_s の評価式(3.2.1)と等価線形化法の考え方が整合していることがわかる。

弾塑性ダンパーや粘性ダンパー等の減衰機構を付加した場合は、式(3.2.1)、(3.2.2)で表される主架構の塑性化による応答低減とは別個にその効果を評価することとなる。この評価において主架構は弾性と仮定する。水平剛性 k_f の弾性主架構に初期剛性 k_d 、塑性率 μ_d の bi-Linear 型弾塑性ダンパーを付加した場合の最大点剛性に対する等価付加減衰定数は等価線形化法により下式で表される。

$$h'_{eq}(\mu_d) = \frac{E_d}{2\pi k_{eq}(\mu_d u_y)^2} = \frac{4(\mu_d - 1)k_d}{2\pi(k_f + k_d/\mu_d)\mu_d^2} = \frac{2(\mu_d - 1)k_d/k_f}{\pi\mu_d(\mu_d + k_d/k_f)} \quad (3.2.9)$$

応答振幅の変動を平均減衰法で表現すると^{3.2.7)},

$$h_{eq}(\mu_d) = h_o + \frac{1}{\mu_d} \int_1^{\mu_d} h'_{eq}(\mu) d\mu = h_o + \frac{2(1 + k_d/k_f)}{\pi\mu_d} \ln \frac{\mu_d + k_d/k_f}{(1 + k_d/k_f)\mu_d^{\frac{1}{1+k_d/k_f}}} \quad (3.2.10)$$

通常の場合ダンパーの降伏変形は主架構の数分の 1 であるため、 μ_d は主架構の塑性率 μ の数倍となることに注意する。

一方、bi-Linear 型弾塑性ダンパー付き弾性架構を図 3.2.1 および式(3.2.5)に当てはめると

$$D_f = \frac{1 + k_d/k_f}{1 + k_d/\mu k_f} \quad (3.2.11)$$

となる。式(3.2.4)に式(3.2.5)を代入して求めた等価減衰定数と式(3.2.10)による h_{eq} を比較したものを図 3.2.3 に示す。等価線形化手法による等価付加減衰は $\gamma=0.35$ の式(3.2.4)と概ね対応している。

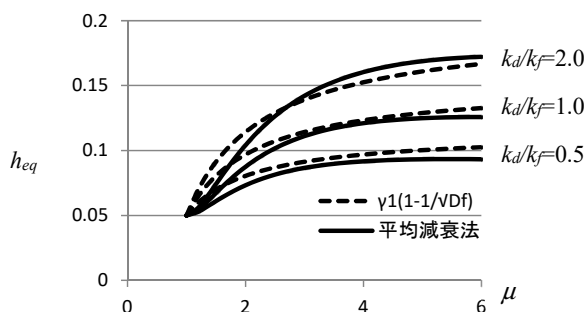


図 3.2.3 塑性率と等価減衰定数 ($\gamma=0.35$)

上記より，保有水平耐力計算における D_s 値による応答評価は概ね等価線形化法により架構の塑性化に伴う剛性・周期変化および付加減衰効果で説明することが可能であると考えられる^{3.2.10)}。

一方，国交省：構造設計基準の資料 2021^{3.2.11)} には，保有水平耐力計算時の応答変形量の目安として，エネルギー法に基づき下記が示されている。

$$\delta_p = \frac{C_{op}}{2 \cdot C_{oe}} \cdot \left(D_s + \frac{1}{D_s} \right) \cdot \delta_e \quad (3.2.12)$$

また，比較的長周期の場合には，変位一定則に基づき，下式が示されている。

$$\delta_p = \frac{C_{op}}{C_{oe}} \cdot \delta_e \quad (3.2.13)$$

ここに， δ_p ：大地震時における建物の最大水平変形， C_{op} ：大地震時の標準せん断力係数(1.0 以上)， C_{oe} ：中地震時の標準せん断力係数(0.2 以上)， δ_e ：中地震時における建物の最大水平変形＝一次設計用層せん断力(Q_e)時の層間変形(弾性)， D_s ：保有水平耐力の余力を考慮し，構造特性係数を補正した係数， $D_s = D_s \cdot Qu/Qu_n$ ， Qu ：保有水平耐力， Qu_n ：必要保有水平耐力である。

ただし，上記の評価法例はあくまでも 1 質点の弾塑性系に基づいたものである。多層構造物に上記手法を使用した場合，特定層に損傷が集中する崩壊形が生じる場合や塑性化に伴う振動モード変化が生じる場合，弾塑性終局時の各層の層間変形角は弾性時の各層の応答分布と大きく異なることが予想される。このような際には 3.3 節の限界耐力計算を用いる等の配慮が必要となろう。

日本建築構造技術者協会 (JSCA) においては，保有水平耐力を用いた建築物の耐震性能グレードを明示するにあたって，表 3.2.1 の様に保有耐力の実質値(性能 D_s)および一次設計用層せん断力(Q_e)時の層間変形角(弾性)の制限値を設ける指針を取りまとめている^{3.2.12)}。これらのクライテリアは多くの実施設計物件の時刻歴応答解析を実施することにより設定されたものであり，式(3.2.12)，(3.2.13)のクライテリアと概ね整合することが確認されている。これらの検討が示す共通の知見としては，レベル 2 地震時の弾塑性応答を一定以下に制御するためには，保有水平耐力の余裕度のみならず，弾性時の初期剛性を高く保つことが重要であることが挙げられる。

表 3.2.1 各耐震等級で満足すべき弾性時の層間変形角および性能 D_s 値例^{3.2.12)}

(a) 中低層 RC 造建物の判定基準値

耐震性能 グレード	極めて稀に発生する 地震動における 被害の程度	RC造建物の判定基準値 [かつ]		性能保有水平耐力(pQ_u)時の 層間変形角	
		Q_e 時の層間変形角 【 R_e 】 (弾性剛性)	性能 D_s 【 pD_s 】	フレーム構造	壁 フレーム構造
特 級	軽微な被害	$\leq 1/2000$	≥ 0.60	1/150	1/225
上 級	小 破	$\leq 1/1000$	≥ 0.45	1/75	1/100
基準級	中 破 (～大破)	$\leq 1/500$	≥ 0.30	1/50	1/75
特 級	軽微な被害	RC造ルート1の建物 壁式鉄筋コンクリート建物		—	

・ Q_e 時の層間変形角は、コンクリートのひび割れを考慮しない弾性剛性での値とする。
・ 柱および梁の部材種別は、FAまたはFBIに限定する。(RCルート1の建物、壁式鉄筋コンクリート建物は対象外)

(b) 中低層 S 造建物の判定基準値

耐震性能 グレード	極めて稀に発生する 地震動における 被害の程度	S造建物の判定基準値 [かつ]		性能保有水平耐力(pQ_u)時の 層間変形角	
		Q_e 時の層間変形角 【 R_e 】 (弾性剛性)	性能 D_s 【 pD_s 】	フレーム構造	ブレース付 フレーム構造
特 級	軽微な被害	$\leq 1/750$	≥ 0.75	1/150	
上 級	小 破	$\leq 1/500$	≥ 0.50	1/75	
基準級	中 破 (～大破)	$\leq 1/200$	≥ 0.25	1/50	

・ Q_e 時の層間変形角は、弾性剛性での値とする。
・ 柱および梁の部材種別は、FAまたはFBIに限定する。
・ ブレース付ラーメン構造に用いるブレース材は、座屈拘束ブレースで部材種別をBAIに限定する。

また、国交省：構造設計基準の資料 2021^{3.2.11)} 式(3.2.12), (3.2.13)と比較し、JSCA 指針ではそれぞれの耐震グレードに応じ、全層が所定の D_s 相当値の余裕度および初期剛性を確保することを求めている。特定層への損傷集中を抑制する規定が含まれている点も注目すべき点といえよう。

一方、木質構造では部分架構実験に基づき D_s 相当値を評価することが行われており、「JSCA 版木造建築構造の設計」により、後述する限界耐力計算を応用した下式の D_s 相当値の計算法も利用されている^{3.2.13)}。

$$D_s = \min \left[A_0 G_a F_h p, \frac{(V_0 G_v F_h p)^2}{\Delta_s} \right] \cdot \frac{R_m}{g \cdot R_t} \quad (3.2.14)$$

ここに、 Δ_s ：等価一自由度系の代表変位(=目標変位)、 F_h ：減衰による加速度低減率(等価一自由度系の減衰定数による)、 p ：階数による調整係数、 R_t ：昭 55 建告第 1793 号による振動特性係数、 R_m ：安全限界時の有効質量比、 A_0 , V_0 , G_a , G_v ：地盤種別に応じた係数、 g ：重力加速度である。上式において [] 内第 1 項が加速度一定領域、第 2 項が速度一定領域に対応し、時刻歴応答解析結果と良く整合すること、 $R_t=1/100$ の場合、3 層～8 層の CLT 構造では応答変形 1/50 に対し $D_s=0.6\sim0.4$ 、応答変形 1/75 に対し $D_s=0.75$ 程度になることが報告されている^{3.2.14)}。なお、式(3.2.14)の D_s 値は物理量としては保有水平耐力計算上の各層の D_s 値ではなく、限界耐力計算における等価 1 自由度系の応答せん断力係数に相当する値であることに注意する必要がある。

参考文献

- 3.2.1) Newmark, N.M. and Hall, W.J.; seismic Design Criteria for Nuclear Reactor Facilities, Report No.46, Building Practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, 1973
- 3.2.2) 柴田明徳：等価線形解析による非線形地震応答の解析に関する一考察，東北大学建築学報，第 16 号，pp.27-39, 1975
- 3.2.3) 柴田明徳：最新 耐震構造解析 第 2 版，森北出版，2003
- 3.2.4) 日本免震構造協会：パンプ制振構造設計・施工指針（第 2 版）2008
- 3.2.5) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，1981
- 3.2.6) 日本建築行政会議（監修），建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会（編集）：建築物の構造関係技術基準解説書〈2020 年版〉，2020
- 3.2.7) Newmark, N. M. and Rousenblueth, E. : Fundamentals of Earthquake Engineering Prentice-Hall Inc, 1971
- 3.2.8) 島崎和司：等価線形化法を利用した応答変位推定式による構造特性係数 D_s の評価，日本建築学会構造系論文集，No.516, pp.51-57, 1999.2
- 3.2.9) 倉本 洋，飯場正紀，和田 章：制振補強を施した既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断法，日本建築学会構造系論文集，No.559, pp.189-195, 2002.9
- 3.2.10) 日本建築学会：ラチスシェル屋根構造設計指針，2017
- 3.2.11) 国土交通省，建築構造設計基準の資料，2021
- 3.2.12) 日本建築構造技術者協会：JSCA 性能設計 2022 年版【耐震性能編（簡易法）】，2022
- 3.2.13) 日本建築構造技術者協会(JSCA 編)：JSCA 版 木造建築構造の設計(第 2 版)，オーム社, p424, 2021.5
- 3.2.14) 令和 5 年度建築基準整備促進事業成果報告 S 4 2. CLT パネル工法建築物の仕様規定ルート基準整備及び構造性能に関する検討

3.3 限界耐力計算

- (1) 限界耐力計算を用いて地震力に対する二次設計を行う際は、各層の応答変形を評価し大地震時の水平変形量（層間変形角）として明示する。
- (2) 応答変形の評価にあたっては、各種制振部材の付加等価減衰の効果を加速度の低減率 F_h に評価してよい。

限界耐力計算は等価線形化法に基づき応答を評価する計算手法であり、本来は耐力ではなく変形を検定する設計法であることから二次耐震設計時の応答変形量（層間変形角）を直接的に得ることができる。また、保有水平耐力計算に対し、①最終的な各層の崩壊形を求めなくても予想される最大応答変形の状態までの増分解析を行うことで評価が可能である、②段階的に変化する D_s 値と異なり塑性化に基づく応答低減効果を連続的に評価できる、という改良点が加えられている。以下に、限界耐力計算で用いられている等価線形化法に基づく弾塑性応答評価の手順を示す。

- (1) まず、表 3.1.1 の建物性能に応じた目標層間変形角を参考に限界耐力計算における安全限界変形を設定し、建築物の各層に生ずる加速度分布（ B_{di} 分布）に基づき対象とする架構の安全限界変形までの増分解析を実施する。この時の i 層の基礎からの水平変位を δ_{si} とする。

- (2) 安全限界変形時の等価 1 自由度系の建物の代表変位 Δ_s 、有効質量 M_{us} および固有周期 T_s を下式より求める。

$$\Delta_s = \frac{\sum m_i \cdot \delta_{si}^2}{\sum m_i \cdot \delta_{si}} \quad M_{us} = \frac{(\sum m_i \cdot \delta_{si})^2}{\sum m_i \cdot \delta_{si}^2} \quad T_s = 2\pi \sqrt{M_{us} \frac{\Delta_s}{Q_s}} \quad (3.3.1 \sim 3)$$

ここに、 m_i は各層の重量、 Q_s は目標限界変形時のベースシアである。安全限界変形時の等価 1 自由度系の等価割線剛性は Q_s/Δ_s であり、式(3.3.3)はその際の等価周期を示す。

- (3) 建築物の塑性の程度を表す数値 D_f を下式より求める。

$$D_f = \frac{k_d}{k_{eq}} = \frac{\Delta_s \cdot Q_d}{\Delta_d \cdot Q_s} \quad (3.3.4)$$

ここに、 Δ_d 、 Q_d は弾性限時の代表変位およびベースシアを示す。式(3.3.4)は式(3.2.5)と同じ意味を持つ。

- (4) 建物全体の減衰定数は下式より求められる。

$$h = \gamma_1 \left(1 - 1/\sqrt{D_f} \right) + h_0 \quad (3.3.5)$$

γ_1 : 0.25 を標準とする（木質構造では 0.20 とする）、 h_0 : 建物の弾性域における粘性減衰定数 (0.05) である。

上式は式(3.2.4)と同じ意味を持つ。

- (5) 建築物の最大応答評価値は式(3.3.3)の等価固有周期 T_s および等価減衰 h と設計用応答スペクトルを用いて得られる。具体的には設計用変位応答スペクトルの T_s 時の応答変位値に下記の F_h を乗じて低減する。

$$F_h = \frac{1.5}{1+10h} \quad (3.3.6)$$

限界耐力計算上 F_h は応答加速度に乘じるよう規定されているが、式(3.2.3)で $h_0=0.05$ と置いたものであり、応答変位に乘ずることもできる。

- (6) 得られた応答変位は代表変位であるので、式(3.3.1)の Δ_s と δ_{si} の関係より各層の応答変位が得られる。
- (7) 得られた応答変形を用いて(2)～(6)の手順を繰り返すことにより、最終的な応答変形が求まる。この値が性能目標値以内に収まっていることを確認する。
- (8) なお、弾性主構造に弾塑性型の制振部材を付加した場合の等価付加減衰は下式より求められる。

$${}_m h_{ei} = \gamma_1 \left(1 - 1/\sqrt{{}_m D_{fi}} \right) \quad \text{または} \quad {}_m h_{ei} = 0.8 \times \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W_i}{{}_m W_i} \quad (3.3.7)$$

ここに、 ${}_m D_{fi}$: 安全限界変形時の制振部材の塑性率、 ΔW_i : 応答変形時に制振部材の履歴特性曲線で囲われる面積(吸収エネルギー)、 ${}_m W_i$: 応答変形時の i 層の弾性歪エネルギー = $(Q_i \cdot \delta_i)/2$ 。
これらの式は式(3.2.3), (3.2.6)と同様の意味を持っている。

- (9) 各層における制振部材の等価減衰 ${}_m h_{ei}$ を各層の弾性歪エネルギーにより重みづけし、建物全体の等価減衰定数 h を下式より求める。

$$h = \frac{\sum {}_m h_{ei} \cdot {}_m W_i}{\sum {}_m W_i} + h_0 \quad (3.3.8)$$

以降の手順は(5), (6)と同様である。

上式の構成よりわかるように、架構の塑性化または弾塑性制振部材により応答層間変形角を一定以下に抑えようとすれば終局耐力を上げるだけではなく、高い初期剛性が必要であることがわかる。これは3.2節で示したことと同様である。

3.4 時刻歴応答計算

- (1) 時刻歴応答計算を用いて二次耐震設計を行う際は、得られた各層の応答変形をもって大地震時の水平変形量(層間変形角)として明示する。
- (2) 採用する地震記録のサンプリングやスケーリングに留意して入力用地震動の設定を行う。

時刻歴応答計算は、平滑化された非弾性応答スペクトルではなく、地震動時系列を用いて応答を評価するもので、二次設計時の応答評価には通常、弾塑性時刻歴応答解析が行われる。実際の地震動の応答スペクトルは非常に変動が大きく、設計基準で規定されている平滑な設計スペクトルの形状に必ずしも一致しないため、設計のために大規模な地震動記録群(通常 7～11)を選択させる国・地域も多い^{3.4.1)}。選択された地震動の記録は、土質条件、マグニチュード、距離、断層タイプが一貫し、特に断層サイト近傍の地域のハザードを代表するものでなければならない。選択された地震動記録は、ハザードレベルに対応する弾性応答スペクトルにスペクトルマッチングまたはスケーリングされる。

スペクトルマッチングは、位相成分を保持したまま周波数成分を修正し、各々がターゲットスペクトルに一致する個々の応答スペクトルを得るもので、日本ではこの方式が採用されている(図 3.4.1(a))。最終的な変位と速度を補正するためにベースライン補正が必要になる場合があり、複数の成分を同時にマッチングさせる方法も利用できる^{3.4.2)}。一方、スケーリングは、個々の時系列の 3 つの成分全てに記録スケール係数を乗じ、平均スペクトルが対象周期範囲にわたって対象スペクトルと一致するようにするもので、米国等で採用されている方法である(図 3.4.1(b))。多層建物の場合、 $0.2T \sim 1.5T$ の周期範囲が一般的に採用される。 T は基本となる周期であり、高次モードと降伏による周期の伸びを含む。文献^{3.4.3)}にスケーリング方法の詳細な解説があり、スペクトルマッチングとスケーリング手順の両方がいくつかのソフトウェアに実装されている。

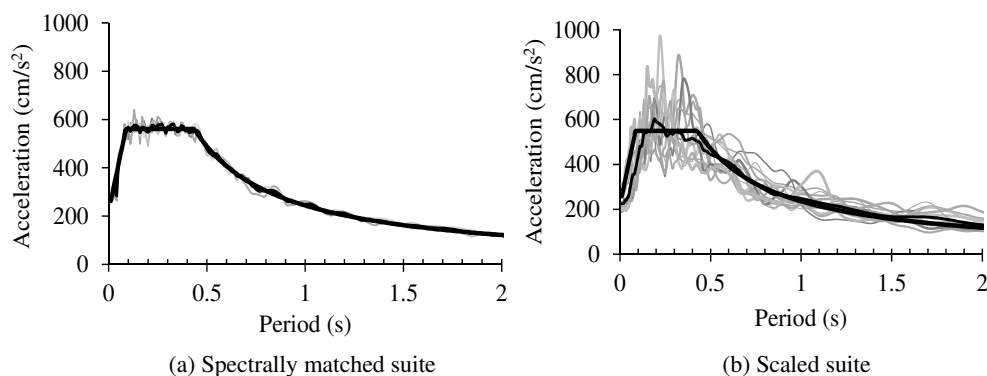


図 3.4.1 時刻歴応答解析用地震動の設定方法

構造減衰の与え方については、多層構造において剛性比例型の減衰を与えることが一般的である一方、空間構造等、複雑な振動特性を有する構造では有効質量比の大きい複数の振動モードを対象としたレイリー減衰を与えることも多い。得られた応答に対するクライテリアとしては、スペクトルマッチングした地震入力に対し最大値を取ることが多い一方、スケーリングした地震入力に対しては応答平均値など確率論に基づいた判断を行うことも多く行われている。例えば、各地震入力の入力レベルを漸増させながら崩壊に至るまでの入力レベル-最大応答変形角関係を漸増動的解析 (Incremental, Dynamic Analysis, IDA) により図 3.4.2 の様に求め、入力レベルに対応した崩壊確率または一定のクライテリアに達する確率をプロットしたフラジリティ・カーブ (図 3.4.3) を作成し、その 50% 超過確率をもって構造物の性能評価を行う手法も欧米では一般化している^{3.4.4)}。ただし、大きな層間変形角までの応答を正確に把握するためには、P Δ 効果に代表される幾何非線形性の影響や大変形下における部材の座屈・破断特性を精度よくモデル化することが前提となる。

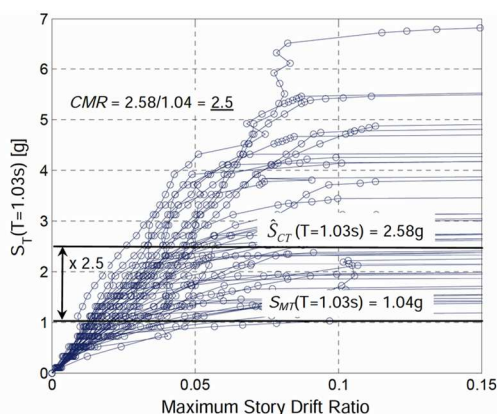


図 3.4.2 漸増動的解析 (Incremental Dynamic analysis) の例^{3.4.4)}

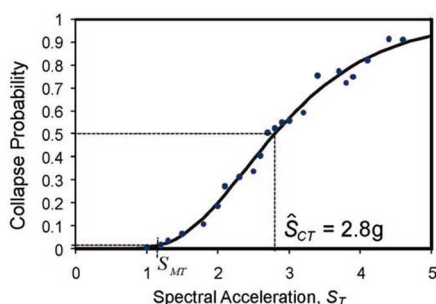


図 3.4.3 フラジリティ・カーブ (Fragility curve) の例^{3.4.4)}

参考文献

- 3.4.1) ASCE/SEI 7-16, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures, ASCE, 2016.
- 3.4.2) Grant D., Response spectral matching of two horizontal ground-motion components, *Journal of Structural Engineering*, 2011.
- 3.4.3) NIST GCR 11-917-5, Selecting and scaling earthquake ground motions for performing response-history analyses, 2011
- 3.4.4) FEMA P-695, Quantification of Building Seismic Performance Factors, 2009