

(12) 建築における鋼・コンクリート合成構造の限界状態設計法

Limit state design of steel and concrete composite building structures

内田保博¹⁾、堺 純一²⁾、称原良一³⁾、土井希祐⁴⁾

Yasuhiro Uchida, Junichi Sakai, Ryouichi Shouhara and Mareyasu Doi

- 1) 工博、鹿児島大学助教授、工学部建築学科 (〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)
- 2) 博士 (工)、九州大学助教授、大学院人間環境学研究院 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)
- 3) 工博、清水建設株式会社技術部 (〒105-8007 東京都港区芝浦 1-2-3 シーバンス S 館)
- 4) 博士 (工)、新潟大学教授、工学部建設学科 (〒950-2181 新潟市五十嵐町二ノ町 8050)

Recommendations for Limit State Design of Buildings were published in 2002 by Architectural Institute of Japan (AIJ). The recommendations made clear the structural design method based on reliability-based design, and showed the characteristics of evaluating structural performance of buildings by reliability index quantitatively. Design method for steel and concrete composite building structures in the recommendations was examined by subcommittee for limit state design of steel and concrete composite structures in steering committee for steel concrete composite structures in research committee on structures in AIJ. In this paper outline of the contents is introduced and the statistical value is showed for calculating resistant factor under ultimate limit state for structural elements; Steel reinforced concrete (SRC) beam-columns, SRC beam-to-column connections, SRC walls, SRC column bases, Concrete filled tubular (CFT) columns and steel beam to CFT column connections.

Key words: reliability-based design, ultimate limit state, serviceability limit state, resistant factor

1. はじめに

日本建築学会より「建築物の限界状態設計指針」¹⁾ (以後、指針と呼ぶ) が 2002 年に刊行された。この指針は鉄骨構造、鉄筋コンクリート構造、鉄骨鉄筋コンクリート構造、木質構造、基礎構造を対象とし、使用限界状態および安全限界状態など各種の想定する限界状態に対して適度な信頼性を確保するように、確率・統計的手法に基づく設計法を示している。合成構造限界状態設計小委員会 (日本建築学会構造運営委員会・鋼コンクリート合成構造運営委員会) では、鉄骨鉄筋コンクリート (以下 SRC) 構造の限界状態設計に関する検討結果をまとめた報告書²⁾ を基に、さらに実験データを整備し、本指針の鋼・コンクリート合成構造をまとめた。本報ではその設計法の概略について報告する。

2. 限界状態設計

指針¹⁾ における限界状態設計法では、荷重耐力係数法 (LRFD) を採用している。鋼コンクリート合成構造の限界状態設計として、建物の安全性に関わる終局限界状態と建物の使用性に関わる使用限界状態の二つの限界状

態を想定している。終局限界状態に対しては、各構造要素が最大耐力を発揮する状態と捉え、構造要素毎に実験データにもとづいた統計量が示されており、耐力係数が算定できるが、使用限界状態についてはそこまで検討が進んでいないので、使用限界状態の統計量には終局限界状態の統計量を準用している。指針¹⁾ では構造部材の標準的な統計量が示されているが、設計者が独自に統計量を求め、その結果を用いることもできる。

荷重係数法に基づく限界状態設計法を (1) 式に示す。

$$\phi_{src} \cdot R_n \geq \sum \gamma_k \cdot S_k \quad (1)$$

$$R_n = R_s + R_{rc} \quad (2)$$

ここで、 ϕ_{src} : 鋼コンクリート合成部材の耐力係数、 R_n : 鋼コンクリート合成部材の公称耐力、 R_s 、 R_{rc} : それぞれ、鉄骨および RC 部材の公称耐力、 γ_k : 荷重係数、 S_k : 荷重効果、である。

耐力係数 ϕ_{src} や荷重係数 γ_k を鉄骨 (S) 部分と鉄筋コンクリート (RC) 部分に分けることは非現実的なので、設計式は S と RC のそれぞれに異なる係数がかかるのではなく、鋼とコンクリートの相互作用を考慮した合成断

面として部材にかかる係数とする。鋼コンクリート合成部材の公称耐力 R_n は SRC 規準³⁾に従い、S (鉄骨) と RC (鉄筋コンクリート) の累加強度で計算する。使用限界状態および終局限界状態に対する構造部材の公称耐力とそれらの限界状態に対する実験耐力との比の統計量を求めることにより、これら二つの限界状態に対する耐力係数および荷重係数を算定できる。耐力 R の確率分布と荷重効果 S の確率分布より求められる破壊確率 $\Phi(-\beta)$ と信頼性指標 β の関係より設計者は適切な目標信頼性指標 β_T を設定して、それに対応する耐力係数、荷重係数を用いて設計することになる。

実際の設計では (1) 式は、設計で考慮された荷重によって部材に発生する曲げモーメントあるいはせん断力を用いて (3) 式あるいは (4) 式として表現できる。

$$\phi_{src} \cdot M_n \geq M \quad (3)$$

$$\phi_{src} \cdot Q_n \geq Q \quad (4)$$

$$M, Q = \sum C_k \cdot \gamma_k \cdot W_{kn} \quad (5)$$

ここで、 M, Q : 終局限界状態あるいは使用限界状態における曲げモーメント、せん断力、 C_k : 荷重から曲げモーメント、せん断力への変換係数、 W_{kn} : 荷重の基本値、 M_n, Q_n : 終局限界状態あるいは使用限界状態の曲げモーメントあるいはせん断耐力の公称値である。終局限界状態に対しては、鋼材の基準値 F とコンクリートの設計基準強度 F_c を用いて計算する SRC 規準³⁾の終局強度式を用いる。使用限界状態に対しては材料の許容応力度を用いて計算する短期許容耐力を用いる。

SRC 構造では終局限界耐力時の変形は過大な変形にならないので、最大耐力を終局限界耐力としているが、コンクリート充填鋼管 (CFT) 構造では柱部材角が $2/100\text{rad}$ までに発揮した最大耐力を終局限界耐力としている。構造要素毎に実験データに基づいて終局限界耐力を定量的に設定している。使用限界状態は強度に対するものだけでなく、変形、ひびわれ、振動などを考慮して決められるべきであるが、それらについてはデータが不足しているので、強度に対する設計式のみが指針¹⁾に示されており、暫定的に部材の降伏を損傷の使用限界状態としている。

荷重係数、耐力係数の算定は構造種別に拘わらず、指針¹⁾の 2 章「荷重・耐力係数一般」に従う。これは SRC 構造の耐力の不確定性は鉄筋コンクリート構造や鋼構造と大きく変わらないので、構造種別の違いによらず共通の値が使えるからである。設計者は適切な目標信頼性指標 β_T を設定して、それに対応する荷重係数、耐力係数を用いる。耐力係数 ϕ は指針¹⁾に示されたフロー 1～3 のいずれかに従って計算する。

フロー 1 は荷重・耐力係数算定の最も簡便な方法であ

り、指針¹⁾に示された荷重係数・耐力係数の表から読みとる方法である。

フロー 2 は荷重 S と耐力 R がともに対数正規変数であると考えて (6) 式により ϕ を計算する。

$$\phi = \frac{1}{\sqrt{1+V_R^2}} \exp(-\alpha_R \beta_T \sigma_{\ln R}) \cdot \frac{\bar{R}}{R_n} \quad (6)$$

ここで、 α_R : 耐力の分離係数、 β_T : 基準期間 (終局限界状態については 50 年、使用限界状態については 1 年) における目標信頼性指標である。

構造要素の耐力は実験や解析モデルから得られる資料によって評価されるが、耐力の変動やばらつきの主要因として、つぎのものが考えられる。

- 試験体の強度と実構造物の部材強度の違い、設計寸法と実構造物の寸法の違い (Ψ_s)
- 設計規準式と実験値の違い (Ψ_p)
- 設計材料強度と実強度の違い (Ψ_m)

これらの要因による耐力のばらつきを考慮して耐力 R が (7) 式で表現されるものとする。

$$R = \Psi_s \cdot \left(\frac{R_t}{R_p} \right) \cdot \left(\frac{R_p}{R_n} \right) \cdot R_n = \Psi_s \cdot \Psi_p \cdot \Psi_m \cdot R_n \quad (7)$$

ここで、 R_t : 実験耐力、 R_p : 耐力式に基づく予測耐力、 R_n : 設計に用いる公称耐力、である。

構造要素の耐力 R の統計値は (7) 式を考慮することにより、以下に示す (8)～(9) 式で求められる。

$$\frac{\bar{R}}{R_n} = \bar{\Psi}_s \cdot \bar{\Psi}_p \cdot \bar{\Psi}_m \quad (8)$$

$$V_R^2 = V_{\Psi_s}^2 + V_{\Psi_p}^2 + V_{\Psi_m}^2 \quad (9)$$

$$\sigma_{\ln R} = \sqrt{\ln(1+V_R^2)} \quad (10)$$

ここで、 $\bar{\bullet} : \bullet$ の平均値、 $V_{\bullet} : \bullet$ の変動係数である。

フロー 2 における耐力係数の算定にあたり分離係数 α_R の値が必要であるが、これは耐力・荷重効果の統計値により変動するもので、原則として、指針¹⁾に示された諸式によって求める。フロー 1、フロー 2 ともに、荷重の組合せ法には Turkstra 則が使われる。

フロー 3 は信頼性解析の原点に立ち返り、より高度な信頼性解析手法や荷重の組合せ理論を用いて詳細に耐力係数を求める方法である。

部材の断面算定用の応力計算では弾性計算を用いる。使用限界状態設計と終局限界状態設計はどちらを先にしても構わないが、終局限界状態を考慮して使用限界状態

設計を先に行うと、鉄筋量の算定は容易である。

鋼構造限界状態設計法⁴⁾では建物および部材の変形性能に関する構造特性係数 D_s を荷重効果の一部として扱っている。指針¹⁾でもそのように考え、耐力係数の算定では変形性能を考慮して弾性限耐力を上げることはしていない。なお設定した D_s 値に対応する建物の変形が過大になっていないかの検討を行うことを薦める。 D_s 値に対応する建物の変形としてはエネルギー等価の考えに基づくものや、静的解析により部材の塑性変形の限界まで変形させた場合の建物の変形などが考えられる。

3. 終局限界状態設計

3.1 各構造要素の設計法と耐力の統計値の算定

各構造要素の設計式は(3)および(4)式である。終局限界状態における耐力の公称値 R_n および予測耐力 R_p を算定する耐力式は基本的にはSRC規準³⁾に示されている終局耐力式であるが、 R_n は鋼材の基準値 F とコンクリートの設計基準強度を用いて計算した耐力であり、 R_p は載荷実験された試験体の実際の材料強度を用いて計算した耐力である。耐力の統計値は(7)~(9)式に示す Ψ_s 、 Ψ_p および Ψ_m の3つの影響因子を考慮しているが、このうち Ψ_s は全ての構造要素で共通値とし、平均値 1.0、変動係数 0.05 としている。 Ψ_p および Ψ_m は、各構造要素で算定法が異なっている。

3.2 SRC 梁・柱

(1) 曲げを受ける SRC 梁・柱

曲げ耐力で部材の耐力が決まる SRC 梁及び柱の終局曲げ耐力の公称値および予測耐力はSRC規準³⁾の単純累加強度あるいは一般化累加強度 M_U で算定される。

SRC 梁の単純累加強度は、(11)式で与えられる。

$$M_U = s Z_p \cdot s \sigma_y + m a_t \cdot m \sigma_y \cdot m d \quad (11)$$

ここで、 $s Z_p$ ：鉄骨の塑性断面係数、 $s \sigma_y$ ：鉄骨の降伏応力度、 $m a_t$ ：引張主筋の断面積、 $m \sigma_y$ ：主筋の降伏応力度、 $m d$ ：引張主筋と圧縮主筋間の距離、である。

軸力 N と強軸回りの曲げを受ける充腹形 H 形鉄骨を有する SRC 柱の単純累加強度 M_U は、下記のように定められる。

$$M_U = s Z_p \cdot s \sigma_y + r M_U \quad (12)$$

ここで、 $r M_U$ ：軸力 N の大きさにより定まる RC 部の曲げ耐力であり、詳細は指針¹⁾を参照されたい。また一般化累加による曲げ耐力 M_U はSRC規準³⁾によることができる。

SRC 梁及び柱の実験から得られたデータベース²⁾を用いて終局限界状態の耐力(最大耐力)の統計量を求めた。

データベース中、対象とした SRC 梁及び柱材は、普通鋼及び高張力鋼の H 形鋼を強軸曲げに内蔵させたもので、全標本数は 197 体である。耐力の統計値を表 4 に示す。

本算定では実験耐力 R_t と計算により得られた予測耐力 R_p の比 R_t/R_p を曲げ耐力と軸耐力に関する超過比 L_t/L_p で評価している(図 1 参照)。

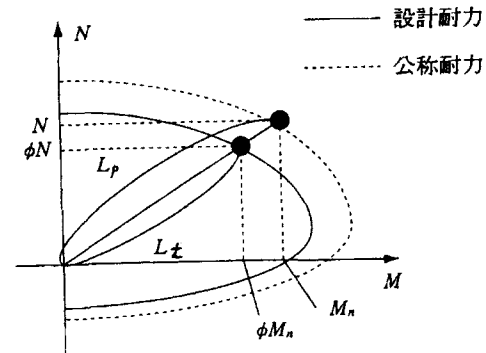


図 1 曲げ耐力と軸耐力に関する超過比

(2) せん断を受ける SRC 梁・柱

せん断力で部材の耐力が決まる SRC 梁及び柱の公称耐力および予測耐力を(13)式に示すSRC規準³⁾の終局せん断耐力により求める

$$Q_U = r Q_U + s Q_U \quad (13)$$

ここで、 $r Q_U$ 、 $s Q_U$ ：それぞれ、RC 部分の終局せん断耐力、鉄骨部分の終局せん断耐力である。

$r Q_U$ 、 $s Q_U$ がともに曲げで決まるときは、曲げで耐力が決まる SRC 梁及び柱の統計量に基づいて ϕ を算定する。なお、梁柱の耐力が曲げまたはせん断のどちらかで決まるかは、曲げとせん断の ϕQ_n の大小関係により判定する。

SRC 梁及び柱の実験から得られたデータベース²⁾を用いて終局限界状態の耐力(最大耐力)の統計量を求めた。データベース中、対象とした SRC 梁及び柱材は、普通鋼及び高張力鋼の H 形鋼を強軸曲げに内蔵させたもので、全標本数は 116 体である。耐力の統計値を表 4 に示す。公称耐力および予測耐力に SRC 規準の解説に記述されている分割アーチせん断耐力式を用いた場合の統計値も併せて示している。

3.3 SRC 柱梁接合部

終局限界状態における柱梁接合部のせん断力に対する設計式はSRC規準³⁾式に従い(14)式による。

$$\phi_j \cdot j M_n \geq ({}_b M_1 + {}_b M_2) \frac{h'}{h} \quad (14)$$

ここで、 ϕ_j ：耐力係数、 $j M_n$ ：終局せん断耐力の公称値、 ${}_b M_1$ 、 ${}_b M_2$ ：柱梁接合部に接続される左右の梁から加えられる曲げモーメント、 h' ：柱の内法高さ、 h ：層高、である。

終局限界状態における柱梁接合部のせん断耐力の公称

値および予測耐力はSRC 規準³⁾に従い下式で算定する。

$${}_J M_U = {}_c V_e \left({}_J F_s \cdot {}_J \delta + {}_w p \cdot {}_w \sigma_y \right) + \frac{1.2 {}_s V \cdot {}_s \sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (15)$$

ただし、

$${}_J F_s = \min \left(0.12 {}_c \sigma_B, 1.76 + \frac{3.6 {}_c \sigma_B}{100} \right) \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここで、 ${}_c V_e$ 、 ${}_s V$: コンクリート部分の有効体積および鉄骨ウェブパネルの体積 (表1 参照)、 ${}_J F_s$: コンクリートのせん断強度、 ${}_J \delta$: 形状係数 (接合部が十字形の場合 3、トあるいはT字形の場合 2、L字形の場合 1)、 ${}_w p$: せん断補強筋比、 ${}_c \sigma_B$: コンクリートの圧縮強度 (公称耐力を算定する際には設計基準強度 F_c を用いて算定する)、 ${}_s \sigma_y$ 、 ${}_w \sigma_y$: それぞれ、鉄骨ウェブパネルおよびせん断補強筋の降伏応力度、である。

表1 ${}_c V_e$, ${}_s V$ の値

構造種別	${}_c V_e$	${}_s V$
梁が SRC, RC	$\frac{{}_c b + {}_B b}{2} {}_{mB} d \cdot {}_{mC} d$	${}_J t_w \cdot {}_{sB} d \cdot {}_{sC} d$
梁が S	$\frac{{}_B b}{2} {}_{mB} d \cdot {}_{mC} d$	

${}_c b$ 、 ${}_B b$: それぞれ柱および梁の幅、 ${}_{mB} d$: 梁の上下の主筋間距離、 ${}_{mC} d$: 柱の左右の主筋間距離、 ${}_J t_w$: 柱梁接合部の鉄骨ウェブパネルの厚さ、 ${}_{sB} d$: 梁鉄骨フランジの重心間距離、 ${}_{sC} d$: 柱鉄骨フランジの重心間距離

柱梁接合部でせん断破壊した 93 体の試験体²⁾に対する統計値を表4に示している。表中、接合部形状と構造形式に分類して示している。接合部形状についてみると Rt/Rp の平均値は 1.3 前後である。構造形式についてみると、柱、梁とも SC および S の場合を除いて、柱 SRC・梁 SRC、柱 SRC・梁 S の Rt/Rp の平均値は 1.2 程度である。ばらつきは柱 SRC・梁 SRC の場合と比較して柱 SRC・梁 S のほうが若干大きい。

材料強度のばらつきによる予測耐力の平均値と変動係数を求めるには試験体に使用される材料の公称強度を知る必要がある。しかし、鋼材の材質は示されているが、コンクリートの設計基準強度 F_c について明記された文献は少ない。そこで、コンクリート強度の特性値 f_c とは、ある一定の確率 (一般に 1/20) でそれを下回らない強度と定義できるので、コンクリート強度の特性値を設計基準強度と読み替えることが可能である⁵⁾。このような観点から、コンクリート強度の特性値を $f_c = f_m (1 - k\delta)$ によって求め、これらの値から一般に用いられる設計基準強度に近い値をコンクリートの公称応力度とした。なお、

f_m は実験値の平均値、 k は f_c より小さい実験値が得られる確率と分布形によって定まる定数で、実験値の確率分布を正規分布と仮定し、1.64 とした。また、 δ は実験値の変動係数である。このようにして求められた設計基準強度を、実強度が 28~30N/mm² 以下の試験体では 18N/mm²、一方、28~30N/mm² 以上の試験体では 27N/mm² とした。コンクリートの設計基準強度と鋼材の公称強度 F を用いて計算した予測耐力 R_n に対する、実強度を用いて計算した予測耐力 R_p の比で ψ_m の統計値を算出している。 R_p/R_n の平均値は、接合部形状および構造形式にかかわらず 1.2 程度であり、ばらつきも小さい。

3.4 SRC耐震壁

(1) 終局曲げ耐力

終局限界状態における SRC 耐震壁の曲げ耐力およびせん断耐力の公称値および予測耐力は SRC 規準³⁾に従い (16) 式 (計算式 I : SRC 規準本文) および (17) 式 (計算式 II : 解説にある簡便な計算式) で算定する。

計算式 I :

$${}_w Q_U = \max({}_w Q_{U1}, {}_w Q_{U2}) \quad (16)$$

$${}_w Q_{U1} : \text{ひびわれ前の耐力} = \gamma \cdot {}_w t \cdot l (1 + \beta') \cdot {}_w F_s$$

$${}_w Q_{U2} : \text{ひびわれ後の耐力} = \max({}_w Q'_{U1}, {}_w Q'_{U2}) + {}_s Q_U$$

$$\text{ただし、} {}_w F_s = \min(0.067 F_c, 10 + F_c / 50)$$

$${}_w Q'_{U1} = \gamma \cdot \min \left\{ {}_w F'_s \left({}_w p \cdot {}_w \sigma_y + {}_w \tau_U \right) \right\} \cdot {}_w t \cdot l' + 0.5 \min(\sum {}_{CS} Q_U, \sum {}_{BS} Q_U \cdot l / h)$$

$${}_w F'_s = \min(0.25 F_c, 1.13 \sqrt{F_c})$$

$${}_w Q'_{U2} = \min \left(\sum {}_{CT} R_U, \sum {}_{BT} R_U \frac{l}{h} \right)$$

計算式 II :

$${}_w Q_U = {}_w p \cdot {}_w \sigma_y \cdot {}_w t \cdot l' + \min(\sum {}_{CS} Q_U, \sum {}_{BS} Q_U \cdot l / h) + {}_s Q_U \quad (17)$$

ここで、 h : 階高、 l : 梁のスパン、 l' : 梁の内法スパン、 ${}_{BS} Q_U$: 梁の終局せん断耐力、 ${}_{CS} Q_U$: 柱の終局せん断耐力、 ${}_s Q_U$: 鉄骨の終局せん断耐力、 ${}_w t$: 壁厚、 ${}_w p$: 壁筋比、 ${}_w \sigma_y$: 壁筋の降伏応力度、である。

耐震壁の試験体 26 体⁶⁾に対する統計値を表4に示す。

材料強度のばらつきによる因子は以下のようにして算定した。使用された材料の強度と標準偏差を用いて、図2に示す標準的な SRC 構造計算規準の設計例にある耐震壁を設定し、材料強度の変動に対する耐震壁の強度の平均値、変動係数を求めた。材料強度の分布は対数正規分布とし、材料強度のばらつきによる耐震壁の実強度/設計強度の平均値と変動係数を次の方法で求めた。

平均値 : 材料強度の平均値 m を用いて計算した耐震壁の

耐力/材料強度の公称値を用いて計算した耐震壁の耐力
変動係数：1－{材料強度の m - σ (標準偏差)を用いて
計算した耐震壁の耐力/材料強度の平均値 m を用いて計
算した耐震壁の耐力}

コンクリート強度のばらつきには現場水中養生のばら
つき($m=1.25$, $V=0.100$)とそれに対する垂直部材コア抜き
の強度比($m=0.95$, $V=0.111$)を考慮して $m=1.18$, $V=0.149$
としている。

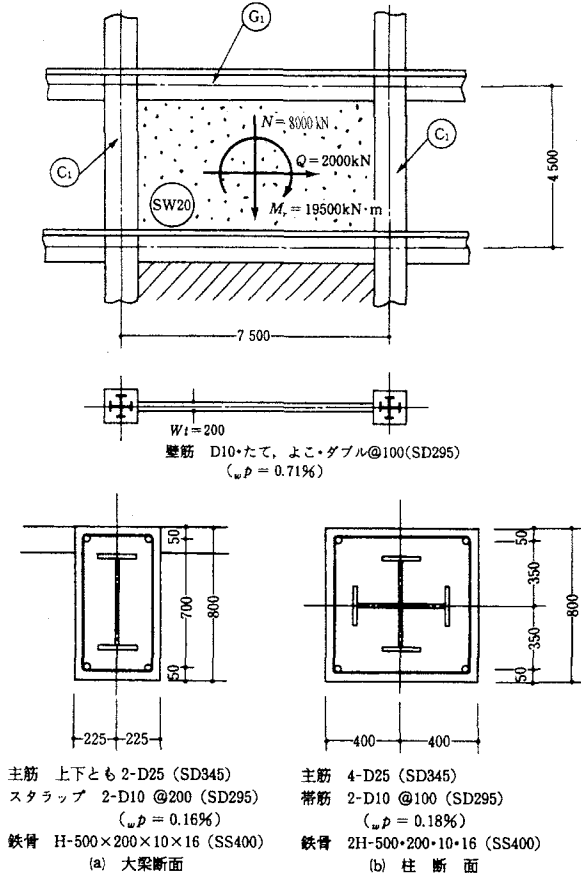


図2 計算に用いた耐震壁

3.5 SRC柱脚

(1) 非埋込み柱脚

非埋込み柱脚の公称耐力および予測耐力を SRC 規準³⁾
に従い算定する。ベースプレート下面のコンクリートと
アンカーボルトよりなる部分の終局軸方向耐力・終局曲
げ耐力を $_sN_U$, $_sM_U$ とし、これを取り囲む鉄筋コンク
リート部分の終局軸方向耐力・終局曲げ耐力を $_rN_U$, $_rM_U$
として(18)式による。

$$\begin{aligned} rN_U \leq N_U \leq rN_{cU} : M_n = sM_{U0} + rM_U \\ N_U > rN_{cU} \text{ or } N_U \leq rN_{lU} : M_n = sM_U \end{aligned} \quad (18)$$

$_sN_U$, $_sM_U$ は、アンカーボルトを圧縮に対して無効な
主筋とみなした鉄筋コンクリート断面の終局軸方向耐
力・終局曲げ耐力として算定する。ただし、 F_c の低減係

数 $_c r_u$ は 0.85 とする。鉄筋コンクリート部分の耐力算定
にあたっては $_c r_u = 0.85 - 2.5_s p_c$ とし、 $_s p_c$ は柱の耐力算
定に用いた圧縮側鉄骨比とする。

せん断耐力は、純鉄骨としてのベースプレート下面で
の終局せん断耐力とこれを取り囲む鉄筋コンクリート部
分の終局せん断耐力の和として求める。

柱脚の試験体 48 体に対する統計値を表 4 に示す。材料
強度のばらつきによる因子の影響は以下のように考えた。
アンカーボルトの公称強度と実強度の統計値がないので
データに基づいた算定はできない。しかしながら、柱脚
部のベースモルタル、コンクリートおよびアンカーボル
トの強度のばらつきは製造法にも影響されるので、普通
コンクリートや、鉄筋の強度のばらつきに比べ大きいと
予想されるので、以下の値とする。

$$\bar{\Psi}_m = 1.2, V_{\Psi_m} = 0.3$$

柱脚設計の問題点として以下のことが挙げられる。平
均值や変動係数を見ると現行の設計式は十分安全側の式
といえる。しかし、兵庫県南部地震では 30 棟を超える建
物の非埋込み柱脚部でアンカーボルトや鉄筋が破断する
など大きな被害を生じた。そこで、引張軸力下の実験デ
ータを蓄積するとともに、建物の終局時に生じる引張力
を適切に評価し設計に取り入れることが必要である。

(2) 埋込柱脚

終局限界状態における埋込形柱脚の公称耐力及び予測
耐力は(18)式あるいは一般化累加強度式(19), (20)式に
よる。 $_cN_U$, $_cM_U$ はコンクリート部分の終局軸方向耐
力・終局曲げ耐力、 $_mN_U$, $_mM_U$ は鉄筋部分の終局軸方
向耐力・終局曲げ耐力である。ただし、 $_sM_U$ は(21)式に
よる。耐力係数は柱の耐力係数に準ずる。

$$N_U = _cN_U + _mN_U + _sN_U, \quad M_U = _cM_U + _mM_U + _sM_U \quad (19)$$

$$N_U = _rN_U + _sN_U, \quad M_U = _rM_U + _sM_U \quad (20)$$

$$_sM_U = \min(_sM_{U1}, _sM_{U2}) \quad (21)$$

$_sM_{U1}$ は鉄骨部分の終局曲げ耐力、 $_sM_{U2}$ は(22)式
による。 $_sM_{U3}$ はベースプレート下面の終局曲げ耐力である。

$$_sM_{U2} = _sM_{U3} - \frac{Q_U \cdot b \cdot h}{2} + b_e \cdot F_B \left\{ b h^2 - \left(\frac{Q_U}{b_e \cdot F_B} \right)^2 \right\} \quad (22)$$

$$F_B = \min \left(\sqrt{\frac{b}{b_e}} \cdot _c \sigma_B, 12_c \sigma_B, \frac{w \cdot a_w \cdot \sigma_y}{b_e \cdot x} \right) \quad (23)$$

3.6 CFT 柱

終局限界状態における CFT 柱の公称耐力及び予測耐力式を SRC 規準³⁾の終局曲げ耐力によるものとし、一般化累加強度あるいは単純累加強度のいずれで算定してもよい。ただし、STK400 および STKR400 の鋼管の降伏強度は基準値 F に対して大きいことを考慮して、基準値 F の値として 325N/mm^2 を用いる。

$$\left. \begin{aligned} N_n &= {}_cN_U + {}_sN_U \\ M_n &= {}_cM_U + {}_sM_U \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

文献²⁾のデータベースより、曲げせん断型の載荷条件、曲げで耐力が決まる実験データ（角形 CFT188 体、円形 CFT43 体）に対して、統計値を求めた結果を表 4 に示す。実験耐力として部材角が $2/100\text{rad}$ までの最大耐力を取っている。なお、耐力の統計値の算定にあたり SRC 柱と同様に超過比で整理している。

公称耐力に対する材料強度の変動を考慮した予測耐力の比については、鋼材の統計値⁷⁾とコンクリートの統計値⁸⁾に基づく、鋼材の降伏点およびコンクリートの圧縮強度として、それぞれ 1000 個の正規乱数を発生させ、これらの材料強度を用いて断面耐力を算定するモンテカルロシミュレーション法により統計値を求めている。

3.7 CFT 接合部

終局限界状態における CFT 柱・鉄骨梁の柱はり接合部のせん断力に対する設計式は SRC と同様に (13) 式による。

終局限界状態における CFT 柱はり接合部の公称耐力および予測耐力は (25) 式に示す SRC 規準³⁾の終局せん断耐力式により算定する。

$${}_jM_U = {}_cV \cdot {}_jF_s \cdot {}_j\beta + 1.2 {}_sV \cdot {}_s\sigma_Y / \sqrt{3} \quad (25)$$

ここで、 ${}_cV$ 、 ${}_sV$ ：それぞれ、柱はり接合部のコンクリート部分と鉄骨ウェブの体積（表 2 参照）、 ${}_j\beta$ ：形状係数（表 3 参照）、 ${}_jF_s$ ：コンクリートのせん断強度 $= \min(0.12 {}_c\sigma_B, 1.8 + 3.6 {}_c\sigma_B / 100)$ (N/mm^2)、 ${}_cA$ ：コンクリート部分断面積、 ${}_sA$ ：鉄骨部分断面積、 ${}_cD$ ：充填コンクリート部分のせいまたは径、 ${}_sBd$ ：はり鉄骨部分フランジ重心間距離、 ${}_c\sigma_B$ ：コンクリートの設計基準強度、 ${}_s\sigma_Y$ ：鉄骨の降伏応力度である。

日本建築学会の論文報告集(1967 年～1994 年)、および大会学術講演梗概集(1968 年～1994 年)における CFT 構造柱はり接合部に関する研究論文 44 文献から、接合部破壊と判断された供試体 55 体（角形 43 体、および円形 12 体）のデータを抽出した。なお、実験耐力は、P- Δ モーメントを考慮せず、実験範囲内における最大耐力を取った。終局限界状態の CFT 接合部の耐力の統計値を表 4 に示す。材料強度の統計値として、鋼材は文献⁷⁾のデータを、コン

クリートは文献⁸⁾の現場水中養生のデータを参考とし、指針¹⁾の 5 章「5.2.6 CFT 接合部」解説に示す標準供試体を設定し、モンテカルロシミュレーション法により予測耐力 R_p を求めた。なお、材料の強度分布は正規分布に従うものと仮定した。これに基づいて求めた Ψ_m の平均値、および変動係数の計算結果を表 4 に示す。

今後の課題として、コンクリート強度の公称値、鋼管によるコンクリートの拘束効果、実験耐力に対する変形制限、耐力式の精度、接合部形式および加力方法の違いによる影響等について検討が必要である。

表 2 ${}_cV$ 、 ${}_sV$ の値

接合部の形式	${}_cV$	${}_sV$
充填形、梁が鉄骨	$A \cdot {}_sBd$	$A \cdot {}_sBd/2$

表 3 ${}_j\beta$ の値

鋼管の形状	${}_j\beta$
角形	$2.5 {}_cD \cdot {}_sBd$ か 4 以下
円形	$2 {}_cD \cdot {}_sBd$ か 4 以下

3.8 耐力係数の算定

終局限界状態の統計値を用いて、各構造要素の耐力係数を算定した。荷重の組合せは、地震荷重を主たる荷重として、 $D + Ls + E$ に対して求めた (D 、 Ls 、 E ：それぞれ、固定荷重、常時積載荷重、地震荷重)。固定荷重の平均値に対する積載荷重および地震荷重の平均値をそれぞれ 0.3 および 1.25 とし、固定荷重は正規分布、積載荷重は対数正規分布、地震荷重はフレッシュ分布（50 年最大値分布）としている。指針に示された諸式を使用して求めた耐力係数を表 4 に示す。地震荷重の変動係数が 0.85 であり、耐力の変動係数に比べてかなり大きいので、耐力の分離係数が小さくなり、耐力係数の値は 1.00 よりも大きな値となっている。

4. 使用限界状態設計

指針¹⁾では建築物の構造耐力上主要な部材ならびに非構造部材は、使用限界状態検討用応力に対して、1) 損傷、2) 変形、3) ひび割れ、4) 振動の各使用限界状態に達しないことを確認するように規定している。

損傷の使用限界状態では、部材の降伏耐力を設計強度とする。鋼コンクリート合成構造では、部材の降伏耐力を SRC 計算規準³⁾における短期許容耐力としている。各構造要素の降伏耐力の平均値、変動係数の統計量は得られていないが、便宜的に終局限界時の耐力の統計量と同じと仮定する。まず、降伏耐力の平均値について考える。

$$\text{降伏耐力の平均値} = E \left[\left(\frac{R_{Yt}}{R_{Yd}} \right) \right]$$

$$= E \left[\left(\frac{R_{Yt}}{R_{Ut}} \right) \cdot \left(\frac{R_{Ut}}{R_{Ud}} \right) \cdot \left(\frac{R_{Ud}}{R_{Yd}} \right) \right] = E \left[\left(\frac{R_{Ut}}{R_{Ud}} \right) \right]$$

＝終局耐力の平均値

ここで、近似的に $(R_{Yt}/R_{Ut}) \cdot (R_{Ut}/R_{Ud}) = 1$ とする。添

字の Y : 降伏, U : 終局, t : 実験値, d : 設計式の値,
 R_{Ud} : 終局耐力, R_{Yd} : 短期許容耐力である。

文献²⁾の研究報告によると, SRC 柱や梁では R_{Yt} は大略 R_{Ut} の 0.9 倍になることが示されている。同様の関係が他の鋼コンクリート合成構造要素にも成立し, また R_{Yd} と R_{Ud} の間にも成立することが予想される。したがって, 使用限界時と終局限界時の耐力の平均値を同じと仮定しても概ね妥当であると考えられる。文献⁹⁾において, SRC

表4 終局限界状態における構造要素の耐力の統計値および耐力係数

構造要素			標 本 数	Ψs		Ψp=Rt/Rp		Ψm=Rp/Rn		R/Rn		耐力係数φ			
				平均 値	変動 係数	平均 値	変動 係数	平均 値	変動 係数	平均 値	変動 係数	αR	βt		
													1	2	3
SRC 部材 曲げ	梁	一般化累加	30	1.00	0.100	1.10	0.120	1.30	0.060	1.43	0.167	0.29	1.34	1.28	1.22
		単純累加				1.35	0.220	1.31	0.040	1.77	0.245	0.40	1.56	1.41	1.28
	柱	一般化累加	71			1.07	0.170	1.30	0.060	1.39	0.206	0.35	1.27	1.18	1.10
		単純累加				1.21	0.210	1.31	0.040	1.59	0.236	0.39	1.41	1.29	1.17
SRC 部材 せん 断	梁	SRC 規準式	2			1.11	0.070	1.16	0.040	1.29	0.128	0.22	1.24	1.21	1.17
		分割アーチ式				1.13	0.060	1.24	0.080	1.40	0.141	0.25	1.34	1.29	1.25
	柱	SRC 規準式	114			1.20	0.290	1.16	0.040	1.39	0.309	0.49	1.15	0.99	0.85
		分割アーチ式				1.24	0.220	1.24	0.080	1.54	0.255	0.42	1.34	1.21	1.09
SRC 接合 部	接 合 部 形 状	全試験体	93			1.30	0.183	1.19	0.079	1.55	0.223	0.37	1.39	1.28	1.18
		L字形	12			1.35	0.080	1.25	0.043	1.69	0.135	0.23	1.62	1.57	1.52
		ト、T字形	13			1.31	0.106	1.23	0.048	1.61	0.153	0.26	1.53	1.47	1.41
		十字形	68			1.28	0.206	1.18	0.084	1.51	0.244	0.40	1.33	1.21	1.10
	構 造 形 式	柱 SRC 梁 SRC	40			1.26	0.136	1.17	0.063	1.47	0.180	0.31	1.37	1.30	1.23
		柱 SRC 梁 S	36			1.21	0.196	1.24	0.060	1.50	0.228	0.38	1.34	1.23	1.13
		柱 SC 梁 SC	11			1.55	0.169	1.11	0.084	1.72	0.214	0.36	1.56	1.45	1.34
		柱 S 梁 S	6			1.62	0.050	1.20	0.123	1.94	0.166	0.29	1.83	1.75	1.66
	SRC 耐震 壁	計算式Ⅰ	26			1.67	0.290	1.24	0.070	2.07	0.315	0.49	1.70	1.46	1.25
		計算式Ⅱ				1.41	0.170	1.22	0.120	1.72	0.231	0.38	1.54	1.41	1.29
SRC 柱脚	非埋込柱脚		1.59			0.258	1.20	0.300	1.91	0.408	0.60	1.40	1.10	0.87	
	埋込柱脚		—				—		—		—				
CFT 柱	角形 CFT	188	1.33 ～ 1.34			0.144～ 0.160	1.17 ～ 1.18	0.0077 ～0.104	1.33	0.160	0.28	1.26	1.20	1.15	
	円形 CFT	43	1.44 ～ 1.46			0.178～ 0.191	1.17 ～ 1.18	0.0077 ～0.104	1.44	0.191	0.32	1.33	1.25	1.18	
CFT 接合 部	角形 CFT	43	1.50			0.080	1.51	0.080	2.27	0.151	0.26	2.15	2.07	1.99	
	円形 CFT	12	1.9			0.110	1.50	0.080	2.85	0.169	0.29	2.68	2.55	2.43	

ただし、 $R/R_n = \Psi_s \cdot \Psi_p \cdot \Psi_m$

柱・梁およびSRC接合部の終局耐力と降伏耐力の平均値、変動係数が概ね同じ値であることが示されており、上記の仮定が妥当であるといえる。同様に、使用限界時と終局限界時の耐力の変動係数を同じと仮定しても概ね妥当であると考えられる。

使用限界状態における設計・検討方針は、使用限界状態設計における種々の荷重の組合せによる荷重効果（以下、使用限界応力と記す）に対して、建築物が無条件に継続使用可能な状態に留まることを確認することである。

使用限界状態における地震荷重は建築物の耐用期間中あるいは供用期間中に1回以上遭遇する可能性が高いとされる比較的頻度の高い地震動レベルを考える。地震後に建築物の機能を維持する見地から、使用限界状態設計での構造部材や非構造部材の検討項目として、1) 損傷、2) 変形および3) ひび割れの使用限界状態に達しないことを確認する。地震荷重以外の組合せに対しては、これらの限界状態および4) 振動の使用限界状態に達しないことを確認する。

4.1 損傷の使用限界状態

損傷の使用限界状態とは、建築物の構造部材あるいは非構造部材に損傷が生じ、使用性能が劣化し、そのまま継続使用できなくなる限界の状態をいう。柱、梁、柱梁接合部および耐力壁などの構造部材の場合には、損傷の使用限界を構造部材が降伏する限界の状態とし、使用限界応力が構造部材の使用限界耐力（降伏耐力）以下となるよう設計あるいは確認する。地震荷重を含む荷重効果に対して、応力が使用限界耐力に収まっておれば、損傷によるコンクリートのひび割れが構造部材の耐力や剛性などの構造性能に及ぼす影響はほとんどないと考えられる。しかしながら、建物の用途によっては、構造部材の損傷とひび割れ幅の関係を考慮し、ひび割れ幅に関する適切な使用限界状態の設定およびひび割れ幅の有効な算定方法などについて検討する必要がある。

4.2 変形の使用限界

変形の使用限界とは、地震荷重を含む荷重効果に対しては、地震後に層間変形や絶対変形が使用限界変形角や使用限界変形に達することにより、扉・窓および配管その他設備機器等がそのまま使用できなくなる限界の状態をいう。変形の使用限界に対する設計は、建築物の地上階における層間変形の最大値が使用限界変形に達しないことを確認する。常時荷重に対しては、コンクリートの乾燥収縮やクリープによる変形により各部材が使用限界変形に達しないことを確認する必要がある。使用限界変形は建築物に取り付けられている外装材、間仕切壁、天井材や避難階段等の非構造部材の柱、梁、スラブなどとの接合ディテールや目地幅等を考慮し、適切に設定する。

4.3 ひび割れの使用限界

ひび割れの使用限界とは、ひび割れによって建築物の外観や耐久性、水密性・機密性などを損ねる限界の状態をいう。使用限界応力によって建築物の各部材のコンクリートに生じるひび割れの幅が、これらの限界ひび割れ幅以下になることを確認する。ひび割れ幅は、建築物の用途や建設地点の環境条件（塩分、土壌、地下水、雨水の成分）等を考慮して適切に設定する必要がある。

4.4 振動の使用限界

コンクリート系構造物で振動が問題になることは希であるが、変動荷重作用の周期と部材の固有周期が近接する場合には共振を起こし、使用上不快感を抱かせたり、構造物にひび割れを発生させたりする場合がある。さらにCFT構造の場合には、鉄骨梁を用いる場合がほとんどであり、SRC柱・鉄骨梁あるいはRC柱・鉄骨梁とするような混合構造物に対する場合には、梁および床の振動に対する検討を適切に行う必要がある。

5. まとめ

確率統計的手法に基づく限界状態設計法について概略を述べた。鋼・コンクリート合成構造の終局限界状態に対して、この状態を構造要素が最大耐力を発揮する状態と捉えて、耐力の統計値を算定した。使用限界状態においては損傷、変形、ひび割れ、振動などについて検討方針を示したものの、データを完備する段階までには至っていない。今後、これらのデータを蓄積する必要がある。さらに、今後の性能設計に向けて、変形の評価法を考慮した損傷限界、安全限界などの限界状態に対する設計法についても検討していく必要がある。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築物の限界状態設計指針，2002.10
- 2) 日本建築学会 SRC 構造特性小委員会：SRC 構造の終局耐力と変形性能に関する検討とデータベース，1992.10
- 3) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2001.1
- 4) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，1998.10
- 5) 岡本 甫：コンクリート構造の限界状態設計法、共立出版
- 6) 小林美亀雄、福元敏之：SRC 耐震壁の終局せん断耐力について、日本建築学会関東支部報告集、pp.77-80, 1990.2
- 7) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計規準(案)・同解説，1990.2
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990.10
- 9) 内田保博他：SRC 柱・梁、接合部の公称耐力と実験耐力の比較、日本建築学会九州支部研究報告，第40号1，2003