性能設計における性能判断基準値に関する研究

時刻歴応答解析に基づく JSCA 耐震性能メニューの検証

STUDY ON STANDARDS FOR JUDGING STRUCTURAL PERFORMANCES
IN PERFORMANCE BASED DESIGN

Verification of JSCA seismic performance gradation system with time history analysis

北村 春幸*¹, 宮内 洋二*², 福島 順一*³, 深田 良雄*⁴, 森 伸之*⁵

Haruyuki KITAMURA, Youji MIYAUCHI, Jun-ichi FUKUSHIMA,

Yoshio FUKADA and Nobuyuki MORI

Japan Structural Consultants Association (JSCA) developed a performance based design code (JSCA Code) where a seismic performance gradation system has been prepared. In JSCA Code, boundaries of performance grades are given by numerical thresholds of various technical parameters, which are summarized in "table of numerical threshold". Purpose of the study in this paper is to verify the practical feasibility of the "table of numerical threshold" in terms of choice of parameters and the definition of numerical boundaries of each parameter.

Although all structural types are the subjects of JSCA Code, steel structures are chosen as subjects of this study. First, basic concepts of JSCA Code are summarized followed by introduction of numerical threshold for defining seismic performance grades. Then, the results of dynamic time history response analyses of model buildings of steel structures with and without dampers or seismic isolation systems, which are conducted for the level-2 seismic action in designing high-rise buildings, are shown and efficiency of "table of numerical threshold" is studied in the light of the results. Finally, a proposal of method to classify seismic performance grade with simple indexes based on the numerical threshold of selected parameters is shown.

Keywords : performance based design, performance menu, performance grades, numerical threshold, dynamic time history response analyses

性能設計、性能メニュー、性能グレード、判断基準値、時刻歴応答解析

1. はじめに

我が国における建築物の耐震設計は、人命の保全を目標に倒壊に至らなければ損傷を許容する建築基準法（以下、基準法）に準拠して行われてきた。一部の特別な用途の建物を除き、一般的には基準法に規定された性能グレードのみで設計されてきた。しかしながら、1980年代に入ると国際化・市場開放の流れのなかで、様々な性能が建物に求められるようになってきた。1995年の阪神淡路大震災の被災経験から、基準法の規定に従った耐震設計では十分ではなく、分譲マンションなどでは財産としての価値の保全や、震災時に防災拠点や救護拠点となる庁舎や病院などでは建物としての機能の維持が求められていることが明らかになった。社会の要求を満たすためには、発注者との対話を通して建築物に対する要求性能を引き出し、それに基づき設定した目標性能に対して発注者の合意を得る性能設計手法の確立が急務になった。

このような性能設計に向けて、1995年には建設省総合技術開発プロジェクト「新建築構造体系の開発」¹⁾がスタートし、3年間を掛けて建築構造における性能設計の体系が研究・開発された。同性能評価分科会では、新建築構造体系の目指す性能設計を、目標性能を設定し、適切な計算法を選択して設計し、性能を検証し、表示するとしている。性能評価に基づく設計のツールとして、構造性能グレー

ドと外部事象の大きさを図で表した「性能水準マップ」と、その図で示された限界状態を一般の所有者・利用者に分かり易く言語による表現をした「性能評価項目と限界状態表」と、設計者に向けて工学的・技術的表現にブレークダウンして、限界状態の判断基準を工学量で与えた「性能評価の工学的表現表」を提示している。

日本建築構造技術者協会（JSCA）では、「新建築構造体系の開発」の成果を取り込み、より具体的な性能設計のツールとして、2000年7月にはJSCA建築構造性能設計指針「目標性能と性能メニュー」²⁾（以下、JSCA指針）と2001年9月にはパンフレット「JSCA性能メニュー」³⁾を提示している。JSCA指針⁴⁾では、「要求性能の把握」、「目標性能の設定」、「性能の評価」、「設計性能の表示」を行うものとし、基準法の規定を建築物に必要とされる最低限の性能グレード（基準級）と位置づけ、より高い水準を表示した性能グレード（上級、特級）を設定した性能メニューを提示している。性能メニューは、荷重・外力の発生頻度に対応した建物の目標とする状態により性能グレードを表示した「性能メニュー表」、建物全体と各部の目標とする状態を発注者や利用者が理解し易いように言葉により記述した「状態表」と、建物全体と各部の目標とする状態の判断基準を工学量（基準値）で表示した「判断基準値表」で構成される。地震荷重に対応した「性能メニュー表」を表-1に、「状態表」の一部を表

*¹ 東京理科大学 教授・工博*² 東京理科大学 大学院生*³ 大成建設㈱ 工博*⁴ 鹿島建設㈱ 工博*⁵ ㈱日建設計 工修

Prof., Tokyo University of Science, Dr. Eng.

Graduate Student, Tokyo University of Science

Taisei Corporation, Dr. Eng.

Kajima Corporation, Dr. Eng.

Nikken Sekkei Ltd., M. Eng.

－2に、“判断基準値表”を表－3に示す。

建物の耐震性能は、地震荷重・地震動に対応した建物の目標とする状態で評価される。従って、性能設計における性能グレードの設定方法には、建物の目標とする状態を例えば損傷限界や安全限界に限定し、その状態を生じさせる地震荷重・地震動の大きさや頻度をグレードとする考え方³⁾と、一定の大きさまたは頻度の地震荷重・地震動の下に生じる建物の目標とする状態の差をグレードとする考え方がある。前者の例として官庁施設の総合耐震計画基準⁵⁾（以下、総合耐震）や建築基準法「住宅の品質確保の促進等に関する法律」⁶⁾（以下、品確法）などがあり、総合耐震では建築基準法に規定するレベルをⅢ類とし、その1.25倍、1.5倍の地震力に対して設計するものをそれぞれⅡ類、Ⅰ類としている。同様に、品確法では基準法のレベルを等級1とし、その1.25倍、1.5倍の地震力に対応するものをそれぞれ等級2、等級3としている。一方、後者の例であるJSCA指針では、基準法に規定する「稀に発生する地震動レベル」と「極めて稀に発生する地震動レベル」の2段階のレベルを設定している。建物の目標とする状態の判断基準値として、損傷限界値及び、安全限界値（余裕度Ⅲ）とその値の1/1.5（余裕度Ⅱ）、1/2.0（余裕度Ⅰ）の限界値を設定し、時刻歴応答解析から得られた応答値と判断基準値を比較することで性能グレードを判断としている。これらの方法の他に、地震動の大きさと建物の限界状態を設定し、地震動による応答値が限界値を超過する確率でその性能グレードを規定する「限界状態設計法」⁷⁾が提案されている。

構造体の設計は、地震動による建物の応答値が目標耐震性能に対応した判断基準値以下であることを確認する方法で行われている。そのため、全ての建物が判断基準値に一致した耐震性能を持つわけではなく、図－1のイメージ図に示すように、目標とした判断基準値を最低限として、より高い性能範囲に渡って分布することになる²⁾。従って、“判断基準値表”は、“状態表”の記述に判断基準値が対応していること、構造形式ごとに異なる応答値をできる限り簡潔で分かり易い一覧表で表現することに加えて、図－1の性能グレードごとに応答値分布のピークが明確に分離されるように、各判断基準値が設定されていることが重要になる。

本論文では、時刻歴応答解析を用いた設計実績の多い超高層建物

に採用される入力地震動とそれに対応した限界値を参考に、検討用地震動レベルと判断基準値を設定する。JSCA指針は、構造種別・構造形式を問わず全ての建物に適用できることを原則としているが、ここでは、時刻歴応答解析に当たって、比較的模式化が簡単で応答評価の容易な鋼構造の耐震・制振・免震建物を例に検討する。

はじめに、応答値から性能評価項目ごとに応答性状を評価し、地震力を割増す方法による設計とそれらの建物が保有する耐震性能の関係に考察を加える。次に、層間変形角を指標として他の性能評価項目の応答値との相関性を評価し、判断基準値に対する性能評価項目相互の整合性を検討する。さらに、応答値と判断基準値の関係を整理して、判断基準値に対する構造形式相互の整合性を検討する。これらの検討を踏まえて、“判断基準値表”を用いた性能グレードの判定方法の提案を行う。

表－1 地震荷重の性能メニュー

荷重 グレード	稀に作用する 荷重	極めて稀に作用 する荷重	適用されるべき 建築物の用途例
特 級	機能維持 無被害 修復不要	主要機能確保 軽微な被害 軽微な修復	防災拠点、拠点病院等
上 級	機能維持 無被害 修復不要	指定機能確保 小破 小規模修復	一般病院、避難施設、コンピュータセンター、本社機構、不特定多数が利用する施設等
基準級	機能維持 無被害 修復不要	人命保護 限定機能確保 中破～大破 中～大規模修復	一般建築物

表－2 状態表（地震荷重）

状態 評価		損傷限界 ▶				安全限界 ▶	
		機能維持 無被害 修復不要	主要機能確保 軽微な被害 軽微な修復	指定機能確保 小破・小損 小規模修復	限定機能確保 中破・中損 中規模修復	人命保護 大破・大損 大規模修復	
総合評価	機能の程度	建築物の機能がほぼ完全に維持される。	主要な業務遂行のための機能は確保されている。	基本的活動を維持するために、あらかじめ指定された範囲の機能が確保され、避難所として利用できる。	業務活動のための機能を失うが、限定された区画内で必要最小限の救急活動などの緊急対応ができる。	地震時に人命が失われることはないが、地震後建物内に入るとは危険で、緊急対応の活動も不可能。	
	被害の程度	構造骨組に残留変形はない。非構造部材の一部に外観上の軽微な損傷が生じることがあるが、そのほかの損傷は認められない。	構造骨組にほとんど残留変形がなく、構造強度に影響はない。非構造部材に若干の損傷が生じるが、使用性は損なわれない。	構造骨組に若干の残留変形が認められ、耐震性は多少低下するが、余震には耐える。非構造部材にある程度の損傷が生じる。	構造骨組の鉛直支持能力はあるが、構造強度に影響を及ぼす残留変形が認められる。非構造部材に相当の損傷を受けるが脱落はしない。	構造骨組が大きな損傷を被るが、落床や倒壊はない。余震により倒壊の危険性がある。非構造部材に広範囲にわたり損傷・脱落が生じる。	
	修復の程度	構造体の修復は不要。必要に応じて外観上の補修を要する。	構造体の強度上の補修は要しない。軽微な修復により機能はほぼ完全に回復する。	構造体について、ただちに補強・補修を要しない。小規模な修復により機能はほぼ完全に回復する。	構造体の応急補強・修復を要する。中規模な修復により機能はほぼ完全に回復する。	構造体の完全復旧は困難。部分的な解体を必要とする可能性が高い。大規模な補強・補修により業務活動は再開できるが、原機能の完全回復は困難。

図－1 性能グレードと応答値分布のイメージ図

表-3 判断基準値(地震荷重)

対象	性能評価項目	損傷限界	安全限界 余裕度Ⅰ	安全限界 余裕度Ⅱ	安全限界 余裕度Ⅲ
建物 挙動	$R(\text{rad})$	1/200	1/150	1/100	1/75
	$\alpha(\text{m/s}^2)$	—	2.5	5.0	10.0
	$V(\text{m/s})$	—	—	—	—
	Q	Q_y	Q_u	Q_u	Q_u
構造 骨組	μ	1.0	$\mu_u/2.0+1/2$	$\mu_u/1.5+1/3$	$\mu_u=2.5$
	η	0	$\eta_u/2.0$	$\eta_u/1.5$	$\eta_u=9.0$
	$\gamma(\%)$	0	30	60	100
	r_k	1.0	0.6	0.4	0
	r_q	∞	2.0	1.0	0
	r_d	∞	2.0	1.0	0
構造 部材	S	S_y	S_u	S_u	S_u
	ϕ	ϕ_y	$\phi_u/2.0$	$\phi_u/1.5$	ϕ_u
	μ_m	1.0	$\mu_{mu}/2.0+1/2$	$\mu_{mu}/1.5+1/3$	μ_{mu}
	η_m	0	$\eta_{mu}/2.0$	$\eta_{mu}/1.5$	η_{mu}
免震 制振	η_d	—	$\eta_{da}/2.0$	$\eta_{da}/1.5$	η_{da}
	W_d	—	$W_{da}/4.0$	$W_{da}/2.25$	W_{da}
	δ_i	—	$\delta_{bi}/1.5$	$\delta_{bi}/1.25$	δ_{bi}
建物の 「目標と する状態」	機能維持 無被害 修復不要	主要機能 確保 軽微な被害 軽微な修復	指定機能 確保 小破 小規模修復	人命保護 限定機能確保 中破～大破 中～大規模 修復	

注) R : 層間変形角, α : 床加速度, V : 相対速度, Q, Q_y, Q_u : 応答, 損傷・安全限界層せん断力, μ, μ_u : 層の応答, 安全限界塑性率, η, η_u : 層の応答, 安全限界累積塑性変形倍率, γ : 塑性ヒンジ発生率, r_k : 弾性剛性比, r_q : 弾塑性せん断力比, S, S_y, S_u : 部材の応答, 損傷・安全限界応力, ϕ, ϕ_y, ϕ_u : 部材端の応答, 損傷・安全限界回転角, μ_m, μ_{mu} : 部材の応答, 安全限界塑性率, η_m, η_{mu} : 部材の応答, 安全限界累積塑性変形倍率, η_d, η_{da} : ダンパーの応答, 安全限界累積塑性変形倍率, W_d, W_{da} : ダンパーの応答, 安全限界エネルギー吸収量, δ_i, δ_{bi} : アイソレータの応答, 安全限界変位

2. 性能判断基準値の設定

性能設計では、構造体の損傷の程度が性能レベルの判定における主要な性能評価項目になるが、第一義的には建物の機能維持の程度を評価することが重要である。従って、判断基準値を設定するに当たり、評価対象を建物挙動と構造体（構造骨組、構造部材）に分ける。建物挙動は建物の地震動による応答挙動を表す応答値を、構造体は構造骨組や部材の損傷の程度を表す応答値を性能評価項目として採用する。これらの性能評価項目の指標となるものとして層間変形角に着目する。ここでは、超高層建物におけるレベル2地震の応答許容値を安全限界余裕度Ⅱの判断基準値として設定する。建物挙動の性能評価項目として、層間変形角 R 、速度 V 、床加速度 α を採用し、 R は安全限界余裕度Ⅱの判断基準値を 1/100 とし、損傷限界 1/200、安全限界 1/75 と設定する。 α は、安全限界 10.0 m/s^2 、余裕度Ⅱ 5.0 m/s^2 、余裕度Ⅰ 2.5 m/s^2 と定める。また、非構造部材、設備機器、什器備品は、解析により得られた応答値を判断基準値として、目標性能を満足する固定方法・据付方法を設計する。構造骨組の判断基準値として、層せん断力 Q 、塑性率 μ 、累積塑性変形倍率 η を採用する。層せん断力 Q は、損傷限界基準値を弾性限せん断力 Q_y とし、安全限界基準値を終局せん断耐力 Q_u と定める。塑性率 μ は、層を構成する何れかの部材が全塑性モーメントに至った時点の層間変位 δ_y で最大層間変位 δ_{max} を除した値とする。図-2に示すように、架構の増分法による静的弾塑性解析から得られる荷重-変形関係を、安全限界層間変形角(1/75)時の履歴面積が等しくなる(面積 S1=面積

図-2 Bi-linear 化の手法

図-3 r_k, r_q の概念図 図-4 部材の応力-歪み関係⁹⁾

S2) 完全弾塑性型復元力特性に置換する。累積塑性変形倍率 η は、この置換した復元力特性における $Q_{eq} \cdot \delta_{eq}$ で、層の塑性履歴エネルギー（履歴ループ面積の累積値）を除した値とする。安全限界余裕度Ⅱレベルで塑性率の限界値が 2.0 となるように、塑性率の安全限界値 $\mu_u=2.5$ を採用する。完全弾塑性系の $\eta/(\mu-1)=6.0$ ⁸⁾ を取り、累積塑性変形倍率は $\eta_u=9.0$ と設定する。構造体の損傷の程度を評価する判断基準値として、塑性ヒンジ発生率 γ 、弾性剛性と塑性化後の接線剛性の比 r_k 、弾性部材と塑性化部材の負担せん断力比 r_q を採用する⁸⁾。塑性ヒンジ発生率 γ は、時刻歴応答解析における解析ステップごとに、ある階を構成する柱、耐震ブレースと上下階の梁部材の塑性ヒンジ発生数をその階のメカニズム形成時の総ヒンジ数で除した値とし、その最大値を階ごとに求める。図-3に r_k と r_q の概念図を示す。増分法を用いた架構の静的弾塑性解析により求まる層せん断力-層間変形関係において i 点における r_k は弾性剛性 K_1 と接線剛性 K_2 を用いて(1)式により、 r_q は接線剛性 K_2 の負担するせん断力を弾性部材の負担せん断力 Q と見なし、残りのせん断力を塑性部材の負担せん断力 Q と見なした(2)式により求める。

$$r_k = K_2 / K_1 \quad (1)$$

$$r_q = (K_2 \cdot \delta_i) / (Q_i - K_2 \cdot \delta_i) = r_q / s_q \quad (2)$$

ここでは、時刻歴応答解析から求まる最大層間変形 δ_{max} を図-3の δ_i と見なして、 r_k と r_q を求める。

構造部材は、部材の応答値を採用し、軸力・曲げモーメント・せん断力などの部材応力 S 、部材端回転角 ϕ 、塑性率 μ_m 、累積塑性変形倍率 η_m について、判断基準値を設定する。図-4に部材レベルの弾塑性地震応答解析に用いる部材の応力-歪み関係を示す⁹⁾。部材の塑性率 μ_m は部材端回転角 ϕ を降伏回転角 ϕ_y で除した値とする。このとき柱部材の降伏回転角 ϕ_y は、柱軸力の変動により変化するた

め、ここでは便宜的に、図-4 において長期荷重時の応力（曲げモーメント M_L 、軸力 N_L ）と地震荷重時の応力（曲げモーメント M_S 、軸力 N_S ）を通る直線が降伏曲線と交わる点を降伏モーメント M_y とする際の部材端回転角 ϕ を降伏回転角 ϕ_y と定める。累積塑性変形倍率 η_m は、塑性履歴エネルギーを $M_y \cdot \phi_y$ で除した値とする。免震・制振部材のダンパーは、累積塑性変形倍率 η_d とエネルギー吸収量 W_d 、アイソレータは水平変形 δ_f について判断基準値を設定する。

ただし、本論文では、性能判定は、設計において一般的に応答値が求められている建物挙動と構造骨組の性能評価項目に限定する。

3. 時刻歴応答解析による検討

3.1 検討対象建物概要

解析対象建物は、地上 8 階、高さ 32.0m、各階階高 4.0m、桁行き方向 6.4m×5 スパン=32.0m、張間方向 16.0m+8.0m=24.0m の鋼構建造物とする。建物の基準階伏図と軸組図を図-5 に示す。基準とする純ラーメン構造(A1)は、SM490 材を使用して $C_0=0.2$ の水平地震力に対して許容応力度設計（1 次設計）、 $D_s=0.25$ に対して保有水平耐力検討（2 次設計）を行う。1 次、2 次設計ともに基準モデルの 1.25, 1.50 倍の地震力に対して設計した架構モデルをそれぞれ A2, A3 とする。同様に、基準モデル(A1)に耐震ブレースを図-5 に示す位置に付与して、基準モデルの 1.25, 1.50 倍の地震力に対して設計した耐震ブレース付構造モデルをそれぞれ B1, B2 とする。ただし、耐震ブレースは、後述の時刻歴応答解析においても概ね弾性挙動を示すことから、制振ブレースとの応答性状の違いを明確にするため弾性部材として解析する。さらに、耐震ブレースの代わりに、降伏耐力が 100N/mm² の極低降伏点鋼を用いた履歴減衰型制振ブレースを A1, A3 架構に付与した制振構造モデルをそれぞれ C1, C2 とする。また、構造骨組を弾性に留めるため SM570 材を使用した A1 架構に制振ブレースを付与した制振構造モデルを C1A とする。一方、A1, B1 架構の基部に免震層を設けた、免震周期 $T_f=3\text{sec}$ となる免震構造モデルを D1A, D1B、同様に $T_f=4\text{sec}$ となる免震構造モデルを D2A, D2B とする。以上のように、純ラーメン構造、耐震ブレース付構造、制振構造、及び、免震構造の 4 種類の構造形式を対象とする。表-4 に、各架構の代表的部材断面を示す。単位面積当たりの各階重量は 7.3~7.9kN/m²、床スラブによる梁の断面 2 次モーメントの増大率は基礎梁で $I/I_0=1.0$ 、大梁で $I/I_0=1.4\sim1.9$ とする。柱/梁耐力比 1.5 とし、梁降伏先行型架構とする。免震構造のアイソレータ、ダンパーの剛性と降伏耐力を表-5 に示す。D1, D2 モデルは、積層ゴムのせん断剛性をそれぞれ $G=0.45\text{N/mm}^2$ 、 $G=0.30\text{N/mm}^2$ 、2 次形状係数を $S_2=5$ 、面圧を概ね $\sigma=10\text{N/mm}^2$ の条件で設計する。アイソレータの水平ばね定数は、長期柱軸力に応じて選定した 700φ~900φ の積層ゴムから算出する¹⁰⁾。ダンパーの降伏せん断力は、免震層の応答せん断力が最小となる最適降伏せん断力係数¹⁰⁾ $\alpha_s = 0.05$ (D1)、 $\alpha_s = 0.04$ (D2)をもとにそれぞれ 2 種類のダンパーの値を設定する。

3.2 解析ケース

耐震・制振構造は、図-6 に示すように、振れ振動を無視して X 方向入力に対しては A, D 架構と C 架構を、Y 方向入力に対しては ①, ⑥架構、②, ⑤架構と③, ④架構を並列に並べて、各架構の階床位置の水平変位をその階の質点の水平変位と等置した解析モデルを用

図-5 対象建物の基準階伏図と軸組図

図-6 平面架構の弾塑性応答解析モデル

表-4 代表部材断面

	柱 C2	梁 G2	梁 G3
A1, B1, B2, C1, C1A モデル			
上層	□-400×400×28×28	H-600×200×12×14	H-800×250×14×16
下層	□-400×400×45×45	H-600×200×12×25	H-800×250×14×25
A2 モデル			
上層	□-450×450×28×28	H-600×200×12×16	H-800×250×14×19
下層	□-450×450×40×40	H-600×250×12×30	H-800×300×14×28
A3, C2 モデル			
上層	□-500×500×25×25	H-600×200×12×22	H-800×250×14×22
下層	□-500×500×40×40	H-600×300×12×35	H-800×350×14×32
ブレース V1			
B1 モデル	上層	H-300×300×14×14	H-350×350×14×14
	下層	H-300×300×16×16	H-350×350×16×16
B2 モデル	上層	H-350×350×14×14	H-350×350×16×16
	下層	H-350×350×19×19	H-350×350×22×22

表-5 免震部材の剛性と降伏耐力

	積層ゴム 水平剛性 (kN/m)	鋼棒ダンパー			鉛ダンパー	
		1 次剛性 (kN/m)	2 次剛性 (kN/m)	降伏耐力 (kN)	1 次剛性 (kN/m)	降伏耐力 (kN)
D1A	29300	67600	1140	1640	218000	1640
D2A	16500	54000	910	1310	174000	1310
D1B	33500	77200	1300	1870	249000	1870
D2B	18800	61700	1040	1500	199000	1500

図-7 検討用地震動の応答スペクトル

図-8 第1層の応答層せん断力係数 C_1 図-9 免震層の応答せん断力係数 α_1

表-6 検討建物諸元

構造形式		モデル	C ₀	C _{te}	使用鉄骨量		ダンパー 降伏せん断力係数	一次固有周期 (sec)	(上部) 架構 モデル	架構条件
					総重量 (kN)	延面積当 (kN/m ²)				
耐震	純ラーメン構造	A1	0.2	0.32	5900	0.96	—	1.36	A1	弾塑性
		A2	0.25	0.39	6510	1.07		1.23	A2	
		A3	0.3	0.48	7100	1.14		1.10	A3	
	耐震ブレース付構造	B1	0.25	0.47	6550	1.06		0.98	A1	弾塑性
		B2	0.3	0.54	7080	1.14		0.91		
制振	制振構造	C1	0.2	0.32	5900	0.96	0.06	1.00	A1	弾塑性
		C1A	0.23	0.37	5900	0.96	0.07	0.98		弾性
		C2	0.3	0.48	7100	1.14	0.08	0.84	A3	弾塑性
免震	免震構造	D1A	0.2	0.32	5900	0.96	0.05	3.14	A1	弾性
		D2A	0.2	0.32	5900	0.96	0.04	4.09		
		D1B	0.25	0.47	6550	1.06	0.05	3.06	B1	
		D2B	0.25	0.47	6550	1.06	0.04	4.03		

いる。構造骨組に加えて構造部材の損傷の程度を評価するため、図-4に示すように、ブレースは部材の軸力-軸変形関係が、梁部材は部材端の曲げモーメント-材端回転角関係と部材のせん断力-部材角関係が完全弾塑性型復元力特性を示す塑性ヒンジを設け、柱部材は梁部材と同様の応力歪関係に加えて軸力と曲げモーメントに関する降伏曲線を考慮した部材レベルの弾塑性架構モデルを用いる⁹⁾。柱・梁の接合部パネル部は剛域を部材端部まで設けたモデルとする。P-δ効果は無視する。さらに、図-5の軸組図に示すように1階柱脚位置に地下部や地盤の鉛直剛性を考慮した鉛直ばね ($1.0 \times 10^6 \text{ kN/m}$) を付与している。一方、免震構造では、上部構造を弾性として、各質点を曲げせん断ばね (Full Matrix) でつなぐ多質点系モデルを用いる⁹⁾。表-5に示す積層ゴムを弾性ばねに、2種類のダンパーをそれぞれ Bi-linear 型復元力特性にモデル化して付与する。時刻歴応答解析は直接積分法で行い、継続時間を40秒、解析時間刻を0.01秒とする。減衰定数は、耐震・制振構造(A1~C2)は制振ブレースを除いた架構の一次固有周期に対して $h=2\%$ とする剛性比例型、免震構造(D1A~D2B)は上部構造を $h=2\%$ の一定値、免震層を $h=0\%$ とするひずみエネルギー比例型とする。

検討用地震動は、レベル2地震に相当する長周期領域で $S_v=100 \text{ cm/sec}$ ($h=5\%$) となる模擬地震動波形を用いる。基準法の解放工学的基盤の加速度応答スペクトル形状を持つ模擬波で、採用した位相特性 HACHINOHE 1968 EW, SENDAI TH030 1978 EW, JMA KOBE 1995 NS に対応してそれぞれ ART HACHI, ART TH030, ART KOBE と呼ぶ。図-7に検討用地震動の速度応答スペクトルを示す。表-6に解析モデルの諸元を示す。表中、 C_0 は1次設計における標準せん断力係数を、 C_{ue} は架構の各階保有水平耐力を1階の層せん断力係数に換算した値の最小値 (換算ベースシヤ係数) を示す。保有水平耐力は、増分法による架構の静的弾塑性解析を用い、1階柱脚に塑性ヒンジが発生した時点の層せん断力とする。ただし、その時

点で崩壊メカニズム状態に至らない上層階は、メカニズム状態の水平耐力を節点振分法を用いて求める。使用鉄骨量は、部材長さに単位重量を掛けて求まる重量に1.20倍を乗じた値を示す。制振ブレースの降伏せん断力係数 $D_{C_{y1}}$ をパラメータに、第1層の応答層せん断力係数 C_1 を図-8に示す。 $D_{C_{y1}}$ は、高さ方向を A_i 分布とし、 C_1 が最小となる値を採用する。免震構造におけるダンパーの降伏せん断力係数 α_s をパラメータに、免震層の応答せん断力係数 α_1 を図-9に示す。 α_s は、 α_1 が最小となる値を採用し、その値を表-6に示す。一次固有周期は、耐震・制振構造 (A1~C2) では初期剛性、免震構造 (D1A~D2B) では免震層が積層ゴムのみの場合の値を示す。

3.3 性能評価項目の応答性状

3波の地震波と X,Y 方向について、時刻歴応答解析による建物の層間変形角 R を図-10に示す。ここでは、応答値の差がより明瞭な ART HACHI 波の X 方向について、以降の応答結果を示す。建物の速度 V 、加速度応答分布 α を図-11に示す。構造骨組の層せん断力係数 C 、塑性率 μ 、累積塑性変形倍率 η の最大応答値分布を図-12に示す。構造骨組の損傷の程度を表す塑性ヒンジの発生率 γ 、弾塑性剛性比 r_k 、弾塑性せん断力比 r_q を図-13に示す。これらの図中、判断基準値を縦の太実線で示す。図-14に純ラーメン構造(A1,A3)、耐震ブレース付構造(B1)、制振ブレース付構造(C1)の X 方向の3階の層せん断力-層間変形関係を示す。図-5に▽印で示す耐震・制振ブレース付構造(B1~C2)の境界梁端部と同一位置にある純ラーメン構造(A1~A3)の梁端部の塑性率 μ_m と累積塑性変形倍率 η_m を図-15に示す。図-5に▼印で示す制振ブレースの塑性率 μ_d と累積塑性変形倍率 η_d を図-16に示す。図-17に、A1,A3の梁とB1,C1の境界梁の部材端曲げモーメント-回転角の関係を示す。

割増した地震力で設計された耐震構建造物は、構造形式によらず割増しの大きいほど、層間変形角 R 、塑性率 μ 、 μ_m 、累積塑性変形倍率 η 、 η_m 、塑性ヒンジ発生率 γ は減少するものの、層せん断力係数 C 、速度 V 、加速度応答 α は増加する傾向を示す。制振構造では、耐震構造に比べて全ての応答値は大きく減少する。免震構造の上部構造は、弾性範囲に留まり、 R 、 V 、 α ともに、下層から上層までほぼ同じ応答値を示し、その値は耐震・制振構造に比べて十分に小さい。ただし、 V は、下層部で耐震・制振構造の応答値を上回る。また、免震周期が長いほど、上部構造の剛性が大きいほど R 、 α の応答値は小さくなる。塑性率の構造骨組 μ 、部材 μ_m 、制振部材 μ_d の値は、A1で2.1, 2.8, 一、B1で2.1, 2.4, 一、C1で1.1, 1.3, 11.3の値を示し、累積塑性変形倍率の構造骨組 η 、部材 η_m 、制振部材 η_d の値は、A1で2.2, 7.0, 一、B1で0.8, 12.1, 一、C1で0.0, 1.2, 197.9の値を示し、個々の建物ごとの比率は、構造形式により異なる。

設計地震力の割増しが応答値に与える影響は、純ラーメン構造建物では1.25倍のときその差は小さく、1.5倍で有意差が表れる。構造形式を耐震ブレース付構造に変えると1.25倍から応答値の差が明瞭に表れる。判断基準値と応答値の関係は、性能評価項目ごとに異なる。特に μ に比べて η の応答値が基準値に対して小さい結果を示している。検討課題として、復元力特性が完全弾塑性型で正負に等振幅すると仮定して、 μ_u から η_u を設定しているが、図-14,17に示すように純ラーメン構造(A1)では応答振幅が偏りを示しており、 η_u を独立して設定する必要があると思われる。

3.4 建物と構造骨組・構造部材の相互関係

性能評価項目ごとの応答値と判断基準値の関係を検討するために、層間変形角 R を指標に、性能評価項目ごとに構造骨組の全地震波、全モデルとX,Y方向の応答値と判断基準値との関係を図-18に示す。 R を指標とした場合、塑性率 μ 、累積塑性変形倍率 η 、塑性ヒンジ発生率 γ は概ね比例関係を示すが、塑性率 μ では純ラーメン構造と耐震・制振ブレース付構造で異なった分布を示す。速度 V 、加速度 a 、層せん断力係数 C は、 R と反比例関係を示し、その比例定数は構造種別ごとに異なっている。構造骨組の損傷の程度を評価する塑性ヒンジ発生率 γ は中間グレードの分離が困難であり、弾塑性剛性比 r_k 、弾塑性せん断力比 r_q はそれを補っている。 r_k は塑性化の少ない領域で、 r_q は塑性化の進んだ領域での分離能に優れている。

(a) 純ラーメン構造(A1)

(b) 純ラーメン構造(A3)

(c) 耐震ブレース付構造(B1)

(d) 制振ブレース付構造(C1)

図-14 層せん断力-層間変形関係 (X方向-3階 ART HACHI)

(a) 塑性率 μ_m

(b) 累積塑性変形倍率 η_m

図-15 梁端部の最大応答値分布(X方向 ART HACHI)

(a) 塑性率 μ_d

(b) 累積塑性変形倍率 η_d

図-16 制振ブレースの最大応答値分布(X方向 ART HACHI)

(a) A1 モデル

(b) A3 モデル

(c) B1 モデル

(d) C1 モデル

図-17 部材端曲げモーメント-回転角の関係 (X方向-4階 ART HACHI)

図-10 層間変形角分布

図-12 構造骨組の最大応答値分布(X方向 ART HACHI)

図-13 構造骨組の損傷の程度を表す最大応答値分布(X方向 ART HACHI)

図-11 速度・加速度分布

η は、応答値との間に大きな差が見られるが、 R との関係は構造形式による分離も見られず、概ね比例関係にある。以上から、ここで採用した層間変形角 R 、塑性率 μ 、累積塑性変形倍率 η 、塑性ヒンジ発生率 γ 、弾塑性剛性比 r_k 、弾塑性せん断力比 r_q は、応答値に有意差が生じており、有効な性能評価項目と判断できるが、個々の値は見直す必要がある。

3.5 判断基準値の検討

性能グレードを高める方法として、実務設計では設計地震力を割増して断面設計を行うことが一般的に行われる。ここでは、性能評価項目ごとに、横軸に1次設計用 C_0 値を、縦軸に判断基準値を取り、全地震波の X 方向の応答値をプロットした図-19により、性能グレードの総合判断を行う。図中、横太実線は判断基準値を示し、線分で区分された領域を性能の上位に向かって判断値 $\lambda=0\sim4$ と定義する。加速度 α は5階の値を、層せん断力係数 C は最下層の値を、弾塑性剛性比 r_k と弾塑性せん断力比 r_q は全層の最小値を、残りは全層の最大値をプロットする。純ラーメン構造(A1)では、 R, μ, γ, r_k, r_q は概ね $\lambda=1$ に、 α は $\lambda=2$ に属し、 C_0 値を 1.25, 1.5 倍にした A2, A3 構造では R, μ は上位の $\lambda=2\sim3$ 、 α は下位の $\lambda=1$ に移動する。A1 構造を耐震ブレース付構造(B1, B2)にすると、 R, γ, r_k, r_q は概ね $\lambda=2\sim3$ に上がるが、 μ は変わらず、 α は $\lambda=1$ に下がる。A1 架構を制振構造(C1)にすることで、 $\lambda=2\sim3$ と上位に移る。さらに C_0 値の大きい架構に制振構造(C1A, C2)を適用すると、さらに上位に移る。免震構造では、全て $\lambda=3\sim4$ に属する。このように、設計地震力を割増す方法で、判断値を上げる効果は小さく、性能グレードを明確に変えるためには構造形式の変更が効果的である。また、構造形式ごとに、性能グレードの高い性能評価項目と低い項目があり、どの性能評価項目を重視するかで、最適な構造形式が異なることが明らかである。以上より、全ての構造形式に対して一つの“判断基準値表”で、一つの建物の判断値を全ての性能評価項目で同じ値にすることは不可能と思われる。

図-18 層間変形角と構造骨組の最大応答値の関係

◆ A1, A2, A3 * B1, B2 ◇ C1, C1A, C2 △ D1A, D1B ◁ D2A, D2B

図-19 判断基準値と応答値の関係(X 方向)

4. 性能グレードの判断方法の提案

JSCA 性能メニューでは構造体の耐震性能評価に加えて、構造体の応答値(層間変形角、速度、床加速度)を建物挙動として評価し、構造体以外の非構造部材、設備機器、什器備品に与える影響を評価する耐震性能と位置付けている。建物挙動と構造体の耐震性能は独立したものではなく、非構造部材や設備機器の耐震性能が優れていても、構造体が大きな損傷を受けるような建物は耐震性能が低いと評価されるように、両者をあわせた総合評価が必要となる。

ここでは、性能評価項目や構造形式ごとに異なる判断値を総合的に評価する方法として、性能評価項目に重付け a_i をし、判断値 λ_i との積の和の平均値 $\bar{\lambda}$ を用いて判定する方法を提案する。平均判断値 $\bar{\lambda}$ は下式で定義される。

$$\bar{\lambda} = \left(\sum_{i=1}^N a_i \cdot \lambda_i \right) / \left(\sum_{i=1}^N a_i \right) \quad (3)$$

ここに、 a_i : 重付け係数 $0 \leq a_i \leq 1.0$

$\lambda_i = 0$: 安全限界余裕度Ⅲ～

$\lambda_i = 1$: 安全限界余裕度Ⅱ～余裕度Ⅲ

$\lambda_i = 2$: 安全限界余裕度Ⅰ～余裕度Ⅱ

$\lambda_i = 3$: 損傷限界～安全限界余裕度Ⅰ

$\lambda_i = 4$: ～損傷限界

重付け係数 a_i は、建物挙動については用途ごとに、構造体については構造形式ごとに、それぞれ a_i の総和が等しくなるように設定する。

“構造形式ごとの性能評価項目重付け係数一覧表例”を表-7に示す。

表-7を適用してX方向の全地震波の応答値を平均して求めた判断値 $\bar{\lambda}$ を図-20に示す。建物挙動と構造体の平均判断値 $\bar{\lambda}$ をそれぞれ表示し、さらにそれらの平均値 $\bar{\lambda}$ を総合評価として表示する。総合評価は、一般的な認識である耐震・制振・免震構造の順に高い性能判断値を示しており、この評価手法の可能性を表している。ただし、表-7の重付け係数 a_i は方法を説明するための例示であり、どのような値とするかは、今後とも検討する必要がある。

5. まとめ

JSCA 指針の目指すところは、建物の安全性のみに限定した耐震設計から、社会の要求する機能性や修復性についての性能を設定できる耐震設計法の確立である。具体的な設計ツールとして、“判断基準値表”を提示した。“判断基準値表”を検証する作業を行って、改めて明らかになった事項を以下に示す。

- ・性能評価項目となりうる応答値は多くあり、設定した判断基準値で判定すると、割増した地震力で設計する方法では応答値の変化が小さく、構造形式を変えることで判断値に明確な差が表れる。
- ・“判断基準値表”による判定では、構造形式により、性能評価項目ごとに対応する判断値が異なる。
- ・従って、全ての構造形式に対して一つの“判断基準値表”で、一つの建物の判断値を全ての性能評価項目で同じ値にすることは不可能と思われる。

これらの状況をふまえて、性能評価項目や構造形式ごとに異なる判断値を総合的に判定する方法を提案した。建物挙動については用途ごとに、構造体については構造形式ごとに、性能評価項目に重付け係数 a_i を設定し、性能評価項目ごとの判断値 λ_i との積の和を平均値 $\bar{\lambda}$ で判定する方法である。

表-7 構造形式ごとの性能評価項目重付け係数 a_i 一覧表例

対象	評価項目	純ラーメン構造	耐震ブレース付構造	制振構造	免震構造
建物挙動	R	0.7	0.7	0.5	0.5
	α	0.3	0.3	0.5	0.5
	V	0	0	0	0
	Σ	1.0	1.0	1.0	1.0
	Q	0	0	0	0
構造骨組	μ	0.2	0.3	0.3	0.25
	η	0.3	0.2	0.2	0.25
	$\gamma(\%)$	0.1	0.1	0.1	0.1
	r_k	0.2	0.2	0.2	0.2
	r_q	0.2	0.2	0.2	0.2
	Σ	1.0	1.0	1.0	1.0
	η	—	—	0.5	0
免震制振部材	Wp	—	—	0	0.2
	δ_I	—	—	0	0.3
	Σ	—	—	0.5	0.5

◆ A1,A2,A3 ※ B1,B2 ◇ C1,C1A,C2 △ D1A,D1B ◁ D2A,D2B

図-20 平均判断値 $\bar{\lambda}$ の例示 (X 方向)

限られた数値解析結果によるものではあるが、“判断基準値表”に基づく性能グレードの判定方法を提示することができたと考える。

今後とも、研究者・設計者の批判や意見をもとに議論を深め、設計者の目指す性能設計法の確立に向けて検討を続けたい。

謝辞

本論文は、下記WGの活動の中で行った研究成果をまとめたものである。

JSCA 構造設計規準作成委員会幹事会目標性能WG

主査：北村春幸(東京理科大学)

幹事：中島英己(清水建設)、森 伸之(日建設計)

委員：安部重孝(東京ソリサチ)、井ノ上一博(竹中工務店)、打越瑞昌(久米設計)、大垣 聡(三菱地所設計)、深田良雄(鹿島建設)、福島順一(大成建設)、村田耕司(竹中工務店)

参考文献

- 1)建設省建築研究所、(財)国土開発技術研究センター：建設省総合技術開発プロジェクト「新建築構造体系の開発」報告書、1998.3
- 2)北村春幸：目標性能と性能メニュー(案)、(社)日本建築構造技術者協会、目標性能WG、Structure No.75、2000.7
- 3)(社)日本建築構造技術者協会：安心できる建築をめざして-JSCA 性能メニュー、パンフレット、2001.9
- 4)(社)日本建築構造技術者協会編：建築の構造設計、第4編目標性能と性能メニュー、オーム社、2002.7
- 5)建設大臣官房官庁営繕部監修：官庁施設の総合耐震計画基準及び同解説平成8年版、(社)公共建築協会、1996.11
- 6)建築省住宅局住宅生産課、建設省建築研究所監修：住宅表示制度 評価方法基準・技術解説、工学図書、2000.7
- 7)日本建築学会：建築物の限界状態設計指針、丸善、2002.11
- 8)秋山 宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計、技報堂出版、2002.4
- 9)北村春幸：性能設計のための建築振動解析入門、彰国社、2002.9
- 10)日本建築学会：免震構造設計指針第3版、技報堂、2001.9

(2003年6月9日原稿受理、2003年11月14日採用決定)