

# 建築研究報告

*REPORT OF THE BUILDING RESEARCH INSTITUTE*

**No. 150**

*April 2022*

応答スペクトルに基づく建築物の  
安全限界時応答評価と現行基準に関する研究

Study on Evaluation of Seismic Response of Buildings at the Safety Limit and  
Current Japanese Seismic Design Codes Based on Response Spectrum

大塚 悠里, 平石 久廣

Yuri OTSUKA, Hisahiro HIRAISHI

国立研究開発法人 建築研究所

Published by

Building Research Institute

National Research and Development Agency, Japan

国立研究開発法人建築研究所、関係機関及び著者は、読者の皆様が本資料の内容を利用することで生じたいかなる損害に対しても、一切の責任を負うものではありません。

## はしがき

平成 12 年の建築基準法施行令の改正により、従来の保有水平耐力計算等と並立する形で限界耐力計算が規定された。保有水平耐力計算は、強度を基準に構造物の性能を検証する強度ベースの性能検証法であり、限界耐力計算は、応答変位を基準に構造物の性能を検証する変位ベースの性能検証法である。極めて稀に生じるような大地震に対する場合には、建築構造物の損傷をある程度許容せざるを得ない実状がある。この場合、建築構造物の地震応答は非線形となり、強度は頭打ちとなる傾向を有するため、建築物の損傷程度は強度より変位に対応させて評価するのがより合理的である。そのため、建築構造物の性能を倒壊防止のみならず、建築物に求められる機能等に応じて損傷を抑制することを目標とする性能指向型の構造設計のためには、変位ベースの限界耐力計算の方がより適した性能検証方法であると考えられる。

一方、保有水平耐力計算については、これが導入された昭和 56 年以降、我が国で発生した平成 7 年の兵庫県南部地震、平成 16 年の新潟県中越地震、平成 23 年の東北地方太平洋沖地震等の被害調査報告により、建築構造物の倒壊防止の観点から、その有効性が十分、確認されていることは周知の通りである。

保有水平耐力計算と限界耐力計算との計算結果を比較した場合には、ある程度の差異は生じざるを得ないが、その差が工学的に有意な差であるかどうかは検証しておく必要がある。本書では、性能検証に与える地盤増幅等に係る各種係数の影響を系統立てて評価し、保有水平耐力計算と限界耐力計算の結果の差異を体系的に整理している。このような結果は今後の限界耐力計算の適用方法を検討する上で、有益な情報となり得ると考えられる。

本書に報告する研究内容については、当初、明治大学建築構造第一研究室（平石研究室）で着手されたものである。一方、建築研究所においても、研究課題「開発途上国の現状に即した地震・津波に係る減災技術及び研修の普及に関する研究」（平成 30 年度～令和 3 年度）において、日本を含む世界の地震応答評価法を調査する必要性が生じていた。そこで、建築研究所において明治大学の先行研究を引き継ぎ、本研究課題の中で、地盤条件等の仮定をより広い範囲に設定し、より一般的な結論を導き出せるよう発展させることとした。本書は、今後の建築物の耐震性能検証のあり方を検討していく上で、本研究の成果が極めて重要であると考え、これを建築研究所より、建築研究報告として出版するものである。本書が、限界耐力計算の今後の適用方法を検討していく上で、研究者のみならず、実務に携わる技術者の方々にも参考されることを期待する。

令和 4 年 4 月

国立研究開発法人建築研究所  
理事長 澤地 孝男

# 応答スペクトルに基づく

## 建築物の安全限界時応答評価と現行基準に関する研究

大塚 悠里\*1, 平石 久廣\*2

### 概要

現在、日本の中低層建物の多くは1981年に施行された保有水平耐力計算により設計されている。また、保有水平耐力計算とは別に、2000年に施行された限界耐力計算がある。保有水平耐力計算は強度ベースな性能検証法である一方、限界耐力計算は等価線形化法に基づいた変位ベースな性能検証法である。

2005年の構造計算書偽装事件の際には、この2種類の耐震設計法を用いて構造計算した必要耐力には大きな差異が生じることが議論となった。このため、著者等は保有水平耐力計算と限界耐力計算の工学的な差異を明らかにするため、加速度一定領域と速度一定領域における検討を行った。また、等価線形化法による耐震性能の合理的な評価法を提示し、建築物の塑性化に伴う周期の伸びや減衰が建築物の必要水平耐力に与える影響を明らかにした。

一方、既往の研究では地域係数 $Z$ を1.0として検討を行っており、建物周期と減衰による低減係数以外の係数である地域係数 $Z$ や地盤増幅係数 $G_s$ について建物の耐震性能に与える影響を定量的に把握するに至っていない。また、建物の崩壊時の応答評価に極めて重要な応答周期が属する周期領域の検討は行われていない。

このため、本報告では日本の建物の耐震性の実状と課題を検討するにあたり、応答評価式を物理的意義が明快なエネルギーの釣合に基づいて、地域係数 $Z$ 、地盤増幅係数 $G_s$ を含めて誘導すると共に、既往の知見も含め、体系的かつ総合的な耐震規定の評価を行った。具体的には、建物の崩壊時の応答周期の検討から、多くの建物が崩壊時には速度一定領域に属することを示した。また、エネルギーの釣合から地震時の応答に及ぼす構造因子の影響を容易に視認できる応答評価式を示し、この応答評価式に基づいて、建物の耐震設計時に用いる係数が建物の耐震性能に与える影響を明らかにした。さらに、地盤種別ごとの建物の必要ベースシア係数 $C_{BT}$ と地域係数 $Z$ 、降伏変形 $R_y$ 及び応答変位の具体的な相互関係を示した。さらに、第1種地盤から第3種地盤の場合について、保有水平耐力計算と限界耐力計算の必要ベースシア係数の比較を行った。

\*1 国立研究開発法人建築研究所 国際地震工学センター 研究員

\*2 明治大学理工学部建築学科 名誉教授 (国立研究開発法人建築研究所 客員研究員)

# STUDY ON EVALUATION OF SEISMIC RESPONSE OF BUILDINGS AT THE SAFETY LIMIT AND CURRENT JAPANESE SEISMIC DESIGN CODES BASED ON RESPONSE SPECTRUM

Yuri OTSUKA\*<sup>1</sup>, Hisahiro HIRAISHI\*<sup>2</sup>

## ABSTRACT

Recently, most Japanese middle and low-rise buildings have been designed by the calculation of lateral load-carrying capacity. The calculation based on the capacity spectrum method enforced in 2000 is also applicable for the design of buildings. Roughly speaking, the calculation of lateral load-carrying capacity is a strength-based performance verification method, and the calculation of response and limit strength is a displacement-based performance verification method based on the equivalent linearization method.

In the case of seismic counterfeiting in 2005, it was argued that there would be a large difference in the required ultimate strength between these two seismic design methods. In order to clarify the engineering difference between the two design methods, the authors conducted a study in the constant velocity region and constant acceleration region. Based on the estimation method, the authors have already presented the rational estimation method for seismic performance and clarified the cause of the large difference in the required ultimate strength.

However, in the research mentioned above, the site amplification was the seismic zone coefficient was settled to be 1. Moreover, the effects of the ground amplification factor and the seismic zone coefficient on the seismic performance of buildings were not quantitatively evaluated.

This paper investigates the seismic characteristic of buildings in Japan at critical deformation, which are important factors for seismic design. In the investigation, the paper first clarifies that most buildings range in the constant velocity region at the critical deformation. And, the paper proposes the response evaluation formula, which is derived from the energy equation and enables to recognize easily and visually the effect of structural factors on the response during earthquake motions. From this response evaluation formula, the influence of the coefficient defined in the seismic design of the building on the seismic performance is clearly understood.

\*1 Research Engineer, International Institute of Seismology and Earthquake Engineering,  
Building Research Institute

\*2 Prof. Emer., Dept. of Architecture, School of Science and Technology, Meiji Univ.  
(Visiting Research Fellow, Building Research Institute)

## 目次

1. はじめに.....	1
2. 等価線形化法に基づく応答評価 .....	2
2.1 等価周期の一般式 .....	2
2.2 等価周期の具体例と考察 .....	5
3. 速度一定領域における応答評価式.....	8
3.1 エネルギーの釣合による応答評価式.....	8
3.2 限界耐力計算による応答評価式 .....	11
4 加速度一定領域・速度一定領域における現行基準の検討 .....	13
4.1 保有水平耐力計算 .....	13
4.2 限界耐力計算 .....	18
4.3 保有水平耐力計算と限界耐力計算の比較.....	23
5. 地域係数 $Z$ と地盤増幅係数 $G_s$ の影響 .....	30
5.1 地域係数 $Z$ の影響 .....	30
5.2 地盤増幅係数 $G_s$ の影響 .....	35
5.2.1 略算法による地盤増幅係数 $G_s$ .....	35
5.2.2 精算法による地盤増幅係数 $G_s$ .....	37
5.2.3 略算法及び精算法による地盤増幅係数 $G_s$ の比較 .....	39
6. まとめ .....	42
謝辞.....	45
参考文献 .....	46

## 1. はじめに

現在、日本の中低層建物の多くは 1981 年に施行された保有水平耐力計算<sup>1)</sup>に基づき構造設計されている。また、強度ベースによる保有水平耐力計算とは別に、2000 年には変位ベースによる限界耐力計算<sup>1)</sup>が施行された。限界耐力計算では等価線形化法に基づき、耐震性能を検証している。

2005 年の耐震偽装事件の際には、この 2 種類の耐震設計法を用いて構造計算した必要耐力に大きな差異が生じることが議論となった。このため、著者等は保有水平耐力計算と限界耐力計算の工学的な差異を明らかにするため、文献<sup>2)</sup>において、加速度一定領域と速度一定領域における検討から、建築物の塑性化に伴う周期の伸びや減衰が保有水平耐力計算と限界耐力計算による建築物の必要ベースシア係数に差異が生じる要因であることを示している。また、文献<sup>3), 4), 5), 6)</sup>において、建物の耐力、降伏変形及び応答変位の相互関係を表す関係式や図を示している。この他にも、等価線形化法に基づく建物の地震時応答評価に関する研究では、建物の地震応答と応答スペクトルの関係式が示されている<sup>7), 8), 9), 10), 11), 12)</sup>。

しかしながら、文献<sup>7), 8), 9), 10), 11), 12)</sup>では、建物の耐震設計をする際に必要となる係数のうち、建物の周期と減衰による低減係数以外の係数については、建物の耐震性能に与える影響を定量的に明示するに至っていない。これは、文献<sup>2), 3), 4), 5), 6)</sup>において地域係数  $Z$  を 1.0、文献<sup>2), 3), 4)</sup>においては地盤種別を第 2 種地盤として表層地盤の加速度応答スペクトルに基づき評価式を構築したこと、文献<sup>7), 8), 9), 10), 11), 12)</sup>では地盤増幅係数  $G_s$  や地域係数  $Z$  が応答評価式上で視認できる形で示されなかったことに起因する。また、保有水平耐力計算で設計された中低層建物の耐震性能の実状と、等価線形化法に基づき想定される建物の耐震性能の差異に地盤増幅係数  $G_s$  や地域係数  $Z$  が与える影響に関しても検討されていない。特に、現行の耐震基準における地盤の影響は建物の周期により大きな差異が生じるが、弾性周期と崩壊時の応答周期との違いに基づいた検討は十分にされていない。また、応答周期は建物のベースシア係数や建物高さ及び塑性率により求められるが、日本の中低層の建物の崩壊時の応答周期の実状についても検討されていない。

本報告では、我が国の建物の耐震性の実状と課題を検討するにあたり、文献<sup>2), 3), 4), 5), 6)</sup>の知見も含め、体系的かつ総合的な耐震性能評価を行った。具体的には、建物高さや塑性率の関係から建物の崩壊時における応答周期を検討し、加速応答スペクトルと建物の等価周期の関係から、日本に実在する中低層の多くの建物が崩壊時には速度一定領域に属することを示した。また、エネルギーの釣合に基づき応答スペクトルの関係を用いて、地震時の最大応答変位に及ぼす構造因子の影響を容易に視認できる応答評価式を提示し、この応答評価式に基づいて、建物の耐震規定に用いる係数による明瞭な算定式を示した。さらに、文献<sup>2)</sup>の第 2 種地盤に加え、第 1 種地盤と第 3 種地盤の場合について保有水平耐力計算と限界耐力計算の必要ベースシア係数の比較を行った。また、本報告で建物の耐震性について総合的に検討したことは、技術者が容易に耐震を理解できると共に、耐震基準や耐震技術等に容易に反映しうることになり、学術的だけでなく実務的にも極めて意義の高いことだと言える。

## 2. 等価線形化法に基づく応答評価

柴田は等価線形化法により、弾塑性応答する構造物の必要耐力と変形の間を求めてい  
る<sup>13)</sup>。また、著者等は一質点系が共振する時の1サイクル分のエネルギーに着目して、復  
元力特性が応答に与える影響を検討し、復元力特性ごとに応答低減効果を示すと共に、等価  
剛性(等価周期)及び減衰力によるエネルギー吸収が等しければ、復元力特性が異なっても  
応答にさほど差がないことを明らかにしている<sup>14)</sup>。本章では、建物の地震応答時の等価周  
期と応答変形の間から、地震応答時には多くの建物が速度一定領域に属することを示し  
た。また、速度一定領域に属する建物が地震により塑性化し、建物の周期が伸びることによ  
って、加速度応答スペクトルの値がどの程度低減されるかについても理論式を基に示した。

### 2.1 等価周期の一般式

文献<sup>13)</sup>や文献<sup>14)</sup>で明らかのように、弾塑性応答する建物では、加速度応答スペクトルに  
対応する周期として、応答時の等価周期を用いることが妥当である。限界耐力計算では、加  
速度応答スペクトルに対応する周期として弾性周期ではなく、最大応答時の等価周期が用  
いられている。そのため、本節では、建物の等価周期と応答変形の間から理論式を示した。

図2.1に一質点系モデルを、図2.2に地震応答時のベースシア係数 $C_B$ と塑性率 $\mu$ の間を  
示す。図2.2より、建物の等価剛性 $K_e$ と初期剛性 $K_0$ はそれぞれ(2.1)式、(2.2)式となる。  
また、建物の等価剛性 $K_e$ は初期剛性 $K_0$ を用いて(2.3)式で表せる。

$$K_e = \frac{C_B \cdot M_u \cdot g}{\mu \cdot \delta_y} \quad (2.1)$$

$$K_0 = \frac{C_B \cdot M_u \cdot g}{\delta_y} \quad (2.2)$$

$$K_e = \frac{K_0}{\mu} \quad (2.3)$$

$K_e$  : 建物の等価剛性(kN/m)

$C_B$  : ベースシア係数

$M_u$  : 建物の等価質量(ton)

$g$  : 重力加速度(=9.8m/s<sup>2</sup>)

$\mu$  : 塑性率

$K_0$  : 初期剛性(kN/m)



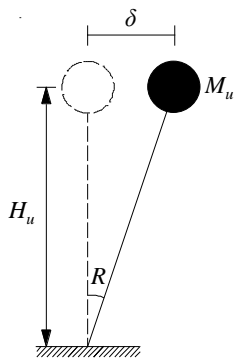


図 2.1 縮約 1 自由度系モデル

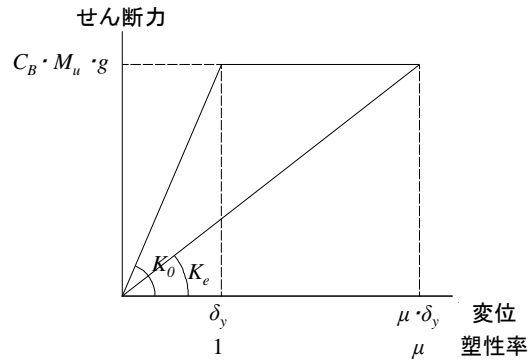


図 2.2 せん断力と塑性率  $\mu$  の関係

建物の等価周期  $T_e$  は(2.4)式で表せる。(2.4)式に(2.3)式を代入して、等価周期  $T_e$  は(2.5)式となる。

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{M_u}{K_e}} \quad (2.4)$$

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{M_u \cdot \mu}{K_0}} \quad (2.5)$$

$T_e$  : 建物の等価周期(s)

文献<sup>3)</sup>より、一質点系の地震時における建物の等価周期  $T_e$  とベースシア係数  $C_B$ 、地震時の応答変形  $\delta$  の関係が(2.6)式で与えられる。

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{\delta}{C_B \cdot g}} \quad (2.6)$$

$\delta$  : 地震時の応答変形(m)

文献<sup>4)</sup>より、地震時の応答変形  $\delta$  は(2.7)式で与えられる。

$$\delta = R \cdot H_e \quad (2.7)$$

$R$  : 地震時の応答変形角(rad.)

$H_e$  : 建物の有効高さ(m)

(2.6)式に(2.7)式を代入すると(2.8)式となる。

$$R = \left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2 \frac{C_B \cdot g}{H_e} \quad (2.8)$$

## 2.2 等価周期の具体例と考察

文献<sup>1),3),6)</sup>、より、限界耐力計算の大地震時における地表面での加速度応答スペクトル  $S_a$  は(2.9)式～(2.21)式で与えられる。

$$S_a = Z \cdot S_{0a} \cdot G_s \quad (2.9)$$

$$[T_e < 0.16(s)] \quad S_{0a} = 3.2 + 30T_e \quad (2.10)$$

$$[0.16(s) \leq T_e < 0.64(s)] \quad S_{0a} = 8 \quad (2.11)$$

$$[0.64(s) \leq T_e] \quad S_{0a} = \frac{5.12}{T_e} \quad (2.12)$$

[第1種地盤]

$$[T_e < 0.576(s)] \quad G_s = 1.5 \quad (2.13)$$

$$[0.576(s) \leq T_e < 0.64(s)] \quad G_s = \frac{0.864}{T_e} \quad (2.14)$$

$$[0.64(s) \leq T_e] \quad G_s = 1.35 \quad (2.15)$$

[第2種地盤]

$$[T_e < 0.64(s)] \quad G_s = 1.5 \quad (2.16)$$

$$[0.64(s) \leq T_e < 0.864(s)] \quad G_s = 2.34T_e \quad (2.17)$$

$$[0.864(s) \leq T_e] \quad G_s = 2.025 \quad (2.18)$$

[第3種地盤]

$$[T_e < 0.64(s)] \quad G_s = 1.5 \quad (2.19)$$

$$[0.64(s) \leq T_e < 1.152(s)] \quad G_s = 2.34T_e \quad (2.20)$$

$$[1.152(s) \leq T_e] \quad G_s = 2.7 \quad (2.21)$$

- $Z$  : 地域係数  
 $S_{0a}$  : 解放工学的基盤の加速度応答スペクトル(m/s<sup>2</sup>)  
 $G_s$  : 地盤増幅係数

図 2.3 に(2.9)式～(2.21)式より求めた加速度応答スペクトル  $S_a$  を示す。また、加速度一定領域と速度一定領域の境界となる周期を表 2.1 に示す。さらに、表 2.2 に(2.8)式の建物の等価周期  $T_e$  に表 2.1 の加速度一定領域と速度一定領域の境界となる周期を代入し、ベースシア係数  $C_B$  を 0.3、建物の有効高さ  $H_e$  を 3(m)、5(m)、10(m)、建物高さ  $H$  を 20(m)、31(m)とした応答変形角  $R$  を示す。また、(2.8)式を変形した(2.22)式において、ベースシア係数  $C_B$  を 0.3、地震時の応答変形角  $R$  を限界変形角  $R_u(=1/50(\text{rad.}))$ 、建物の有効高さ  $H_e$  を 3(m)、5(m)、

10(m)、建物高さ  $H$  を 20(m)、31(m)とした建物の等価周期  $T_e$  を図 2.3 に黒色の破線で示す。なお、文献<sup>2)</sup>より、各層の質量、階高、層間変形が同じであると仮定した場合の建物の有効高さ  $H_e$  は、(2.23)式で与えられる。建物高さ  $H$  が 20(m)と 31(m)の建物については、(2.23)式より、建物高さ  $H$  を建物の有効高さ  $H_e$  とし、計算を行った。さらに、後述の(4.6)式より、建物高さ  $H$  を 20(m)、31(m)とした場合の建物の弾性周期  $T$  ( $T=0.02H$  の場合) を灰色の破線で示す。

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{R \cdot H_e}{C_B \cdot g}} \quad (2.22)$$

$$H_e = 0.715H \quad (2.23)$$

表 2.2、図 2.3 より、仮に、建物の許容しうる限界変形角  $R_u$  を 1/50(rad.)とした場合、第 3 種地盤の平屋建ての建物以外は崩壊時において、速度一定領域に属することがわかる。一方、弾性周期 ( $T=0.02H$ ) で計算された場合では、中層の建物であっても加速度一定領域ないし、加速度一定領域を若干過ぎたところに属することがわかる。(2.5)式と図 2.3 より、速度一定領域の加速度応答スペクトル  $S_a$  の値は周期に反比例するため、周期の伸びにより、速度一定領域の加速度応答スペクトル  $S_a$  の値は塑性率  $\mu$  の平方根に反比例することがわかる。したがって、以下では速度一定領域における応答評価式について検討する。

表 2.1 境界周期

	境界周期(s)
$T_1$	0.576
$T_2$	0.864
$T_3$	1.152

表 2.2  $C_B=0.3$ , 限界変形角  $R_u=1/50(\text{rad.})$ のときの応答変形角

	第1種地盤	第2種地盤	第3種地盤
建物の有効高さ $H_e=3(\text{m})$	1/121	1/54	1/30
建物の有効高さ $H_e=5(\text{m})$	1/202	1/90	1/51
建物の有効高さ $H_e=10(\text{m})$	1/405	1/180	1/101
建物高さ $H=20(\text{m})$	1/579	1/257	1/145
建物高さ $H=31(\text{m})$	1/897	1/399	1/224

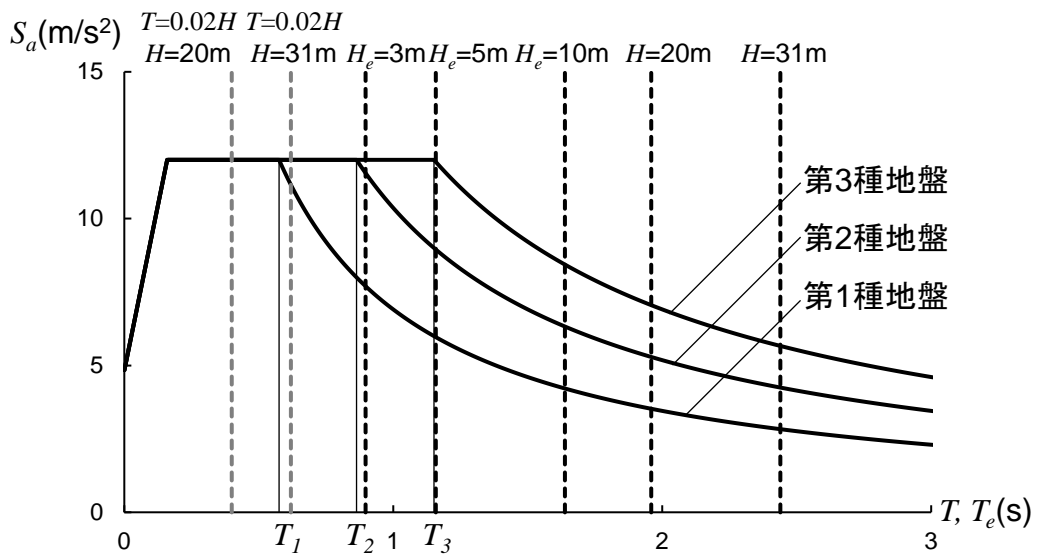


図 2.3 加速度応答スペクトル  $S_a$  と建物の周期の関係

### 3. 速度一定領域における応答評価式

文献<sup>2)</sup>では、現行基準により設計された建物の多くが建物の崩壊時に属する速度一定領域におけるベースシア係数  $C_B$  と応答変位  $\delta$ 、建物の加速度応答スペクトル  $S_a$ 、応答低減係数  $F_h$  の関係を等価線形化手法により導出している。しかしながら、文献<sup>2)</sup>の応答評価式は、地域係数  $Z$  を 1.0 として評価式を算定しており、地域係数  $Z$  や地盤増幅係数  $G_s$  などの構造因子による式として計算式を提示していない。本章では、エネルギーの釣合に着目し、速度一定領域における応答評価式を誘導した。また、この関係式を用いて、地震時における建物の最大応答変位  $\delta_{max}$  に及ぼす構造因子の影響を容易に視認できる応答評価式を提示した。

#### 3.1 エネルギーの釣合による応答評価式

文献<sup>13)</sup>より、(3.1)式～(3.7)式が得られる。(3.1)式は、弾性一質点系の力の釣合式である。

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = -m\ddot{y}_0 \quad (3.1)$$

$m\ddot{y}$	: 慣性力	$c\dot{y}$	: 減衰力
$ky$	: 復元力	$m\ddot{y}_0$	: 外力

$t=0$  で静止する場合、(3.1)式の両辺に  $\dot{y}$  を乗じ、 $t$  で積分すると(3.2)式となる。

$$\int_0^t m\ddot{y}\dot{y}dt + \int_0^t c\dot{y}^2dt + \int_0^t ky\dot{y}dt = \int_0^t (-m\ddot{y}_0)\dot{y}dt \quad (3.2)$$

(3.2)式は(3.3)式で表せる。

$$\frac{1}{2}m\dot{y}^2 + \frac{1}{2}ky^2 + \int_0^t c\dot{y}^2dt = \int_0^t (-m\ddot{y}_0)\dot{y}dt \quad (3.3)$$

振動エネルギー  $E(t)$  は(3.4)式、減衰のした全仕事は(3.5)式、地震動のした全仕事は(3.6)式で表せる。

$$E(t) = \frac{1}{2}m\dot{y}^2 + \frac{1}{2}ky^2 \quad (3.4)$$

$$D(t) = \int_0^t c\dot{y}^2dt \quad (3.5)$$

$$L(t) = \int_0^t (-m\ddot{y}_0)\dot{y}dt \quad (3.6)$$

地震が終了し、応答が十分に減衰した後では、振動エネルギー $E(t)$ は0に近づき、地震動のした全仕事 $L(t)$ は減衰のした全仕事 $D(t)$ に等しくなる。

振動エネルギー $E(t)$ の最大値は建物の変位応答スペクトル $S_d$ と建物の速度応答スペクトル $S_v$ を用いて、近似的に(3.7)式となる。

$$E(t)_{max} \approx \frac{1}{2} k S_d^2 = \frac{1}{2} m S_v^2 \quad (3.7)$$

$S_d$  : 建物の変位応答スペクトル  
 $S_v$  : 建物の速度応答スペクトル

図 3.1 に建物の等価剛性 $K_e$ により応答する系の荷重 $Q$ と変形 $\delta$ の関係を示す。図 3.1 のように応答する建物の変位応答スペクトル $S_d$ 、速度応答スペクトル $S_v$ は疑似的に(3.8)式、(3.9)式の関係がある<sup>13)</sup>。

$$S_d = \delta_{max} \quad (3.8)$$

$$S_v = \omega \cdot S_d \approx V_{max} \quad (3.9)$$

$\delta_{max}$  : 建物の最大応答変位  
 $V_{max}$  : 建物の最大応答速度  
 $\omega$  : 建物の固有円振動数

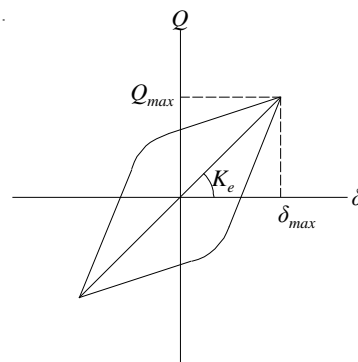


図 3.1 建物の等価剛性 $K_e$ により応答する系の $Q-\delta$ 関係

(3.8)式、(3.9)式を(3.7)式に代入し、 $k$ =建物の等価剛性 $K_e$ 、 $m$ =建物の等価質量 $M_u$ とすると(3.10)式となる。

$$K_e \delta_{max}^2 = M_u V_{max}^2 \quad (3.10)$$

図 3.1 より、(3.11)式の関係が得られる。

$$Q_{max} = K_e \delta_{max} = C_B \cdot g \cdot M_u \quad (3.11)$$

(3.11)式を(3.10)式に代入すると、(3.12)式となる。

$$C_B \cdot \delta_{max} = \frac{V_{max}^2}{g} \quad (3.12)$$

なお、(3.12)式の関係は、建物の加速度応答スペクトル  $S_a$ 、変位応答スペクトル  $S_d$  の関係からも以下のように導ける。

文献<sup>13)</sup>より、建物の変位応答スペクトル  $S_d$ 、速度応答スペクトル  $S_v$ 、加速度応答スペクトル  $S_a$  は疑似的に(3.8)式、(3.13)式、(3.14)式で表せる。

$$S_v = \omega \cdot S_d = \omega \cdot \delta_{max} \approx V_{max} \quad (3.13)$$

$$S_a = \omega^2 \cdot S_d = \omega^2 \cdot \delta_{max} \approx \alpha_{max} \quad (3.14)$$

$S_a$  : 建物の加速度応答スペクトル  
 $\alpha_{max}$  : 建物の最大応答加速度

図 3.1 より、(3.11)式の関係は(3.15)式で表せる。

$$Q_{max} = C_B \cdot g \cdot M_u = M_u \cdot \alpha_{max} \quad (3.15)$$

(3.15)式に(3.13)式、(3.14)式を代入すると(3.16)式となり、(3.12)式と一致する。

$$C_B \cdot \delta_{max} = \frac{V_{max}^2}{g} \quad (3.16)$$

(3.12)式、(3.16)式より、速度一定領域においては、建物の最大応答速度  $V_{max}$  は一定となることから、ベースシア係数  $C_B$  と建物の最大応答変位  $\delta_{max}$  の積は一定となる。



### 3.2 限界耐力計算による応答評価式

限界耐力計算の大地震時における地表面での加速度応答スペクトル  $S_a$  は(2.9)式～(2.12)式で与えられる。

(3.13)式、(3.14)式より、解放工学的基盤の加速度応答スペクトル  $S_{0a}$  と解放工学的基盤の速度応答スペクトル  $S_{0v}$  の関係は、(3.17)式で表せる。また、(3.17)式は建物の等価周期  $T_e$  を用いて、(3.18)式となる。

$$S_{0v} = \frac{S_{0a}}{\omega} \quad (3.17)$$

$$S_{0v} = S_{0a} \frac{T_e}{2\pi} \quad (3.18)$$

速度一定領域における解放工学的基盤の加速度応答スペクトル  $S_{0a}$  は、(2.12)式となるため、速度一定領域における解放工学的基盤の速度応答スペクトルは(3.19)式となる。

$$S_{0v} = \frac{5.12}{T_e} \cdot \frac{T_e}{2\pi} = 0.815(m/s) \quad (3.19)$$

また、文献<sup>3)</sup>よりベースシア係数  $C_B$  と加速度応答スペクトル  $S_a$  の関係は(3.20)式で表せる。

$$C_B = \frac{S_a \cdot F_h}{g} \quad (3.20)$$

$F_h$  : 応答低減係数

(3.15)式より、(3.20)式は建物の最大応答加速度  $\alpha_{max}$  を用いて、(3.21)式で表せる。

$$\alpha_{max} = S_a \cdot F_h \quad (3.21)$$

(2.9)式、(3.13)式、(3.14)式、(3.17)式、(3.21)式より、建物の最大応答速度  $V_{max}$  は(3.22)式となる。

$$V_{max} = \frac{\alpha_{max}}{\omega} = Z \cdot \frac{S_{0a}}{\omega} \cdot G_s \cdot F_h = Z \cdot S_{0v} \cdot G_s \cdot F_h \quad (3.22)$$

(3.22)式に(3.19)式を代入すると、(3.23)式となる。

$$V_{max} = 0.815 \cdot Z \cdot G_s \cdot F_h \quad (3.23)$$

(3.12)式((3.16)式)に(3.23)式を代入すると、速度一定領域での建物の強度と応答の基本的関係を表す(3.24)式が得られる。

$$C_B = \frac{0.068 \cdot Z^2 \cdot G_s^2 \cdot F_h^2}{\delta_{max}} \quad (3.24)$$

(3.24)式より、速度一定領域における建物のベースシア係数  $C_B$  は、地域係数  $Z$ 、地盤増幅係数  $G_s$ 、応答低減係数  $F_h$  の 2 乗に比例し、建物が許容しうる最大変形  $\delta_{max}$  に反比例することがわかる。なお、(3.24)式のように、地域係数  $Z$ 、地盤増幅係数  $G_s$ 、応答低減係数  $F_h$  の影響を視認できる形で示すことは耐震を理解する上で重要な事項と言える。

また、上記の基本応答評価式は既往の研究とは異なり、地域係数  $Z$ 、地盤増幅係数  $G_s$  をパラメータとして明示的に誘導していることから、任意の地域係数  $Z$  の値に適応しうる他、地盤増幅係数  $G_s$  を SHAKE などの詳細な方法により求めた場合にも適用しうる。

## 4 加速度一定領域・速度一定領域における現行基準の検討

文献<sup>2)</sup>では、加速度一定領域及び速度一定領域において地盤種別を第2種地盤、地域係数  $Z$  を 1.0 として保有水平耐力計算と等価線形化法における必要ベースシア係数の比較を行っている。本章では、塑性変形に伴う周期の伸び、地域係数  $Z$ 、地盤増幅係数  $G_s$  が建物の耐震性能に与える影響について検討する。また、構造特性係数  $D_s$  と応答低減係数  $F_h$  の関係より、地盤種別を文献<sup>2)</sup>で示した第2種地盤に加え、第1種地盤、第3種地盤の場合における保有水平耐力計算と限界耐力計算を比較し、現行基準、特に保有水平耐力計算の課題について検討する。なお、保有水平耐力計算の検討においては、弾性周期を  $T=0.02H$  で計算した場合に加え、 $T=0.03H$  で計算した場合も示した。

### 4.1 保有水平耐力計算

現在、我が国の多くの中低層建物は保有水平耐力計算に基づいて構造設計されている。文献<sup>1),3)</sup>より、必要ベースシア係数  $C_{BT}$  (1階の層せん断力を建築物の重量  $M \cdot g$  で基準化したもの) は、(4.1)式で与えられる。

$$C_{BT} = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \cdot D_s \cdot F_{es} \quad (4.1)$$

- $Z$  : 地域係数
- $R_t$  : 振動特性係数
- $A_i$  : 高さ方向の層せん断力係数の分布
- $C_0$  : 標準せん断力係数
- $D_s$  : 構造特性係数
- $F_{es}$  : 形状係数

図 2.1 に示す弾性一質点系モデルにおいて、高さ方向の層せん断力係数の分布である  $A_i = 1$  となる。また、標準せん断力係数  $C_0 = 1$ 、形状係数  $F_{es} = 1$  とすると、(4.1)式は(4.2)式となる。

$$C_{BT} = Z \cdot R_t \cdot D_s \quad (4.2)$$

ここで、文献<sup>1)</sup>より、振動特性係数  $R_t$  は(4.3)式～(4.5)式で与えられる。

$$[T < T_c] \quad R_t = 1 \quad (4.3)$$

$$[T_c \leq T < 2T_c] \quad R_t = 1 - 0.2 \left( \frac{T}{T_c} - 1 \right)^2 \quad (4.4)$$

$$[2T_c \leq T] \quad S_{0\alpha} = \frac{1.6T_c}{T} \quad (4.5)$$

$T$  : 建物の弾性周期

(4.3)式～(4.5)式の建物の弾性周期  $T$  は(4.6)式で与えられる。

$$T = H(0.02 + 0.01\alpha) \quad (4.6)$$

$H$  : 建物高さ(m)

$\alpha$  : 木造または鉄骨造である階の高さの合計の建物高さ  $H$  に対する比

また、 $T_c$  は地盤種別ごとに表 4.1 で与えられる。

表 4.1  $T_c$  の値

		境界周期(s)
第1種地盤	$T_1'$	0.4
第2種地盤	$T_2'$	0.6
第3種地盤	$T_3'$	0.8

図 4.1 に(4.3)式～(4.5)式より求めた振動特性係数  $R_t$  を黒の実線で、(4.6)式より求めた 31(m) の建物の弾性周期を黒の破線で示す。また、前述の(2.22)式より、ベースシア係数  $C_B$  を 0.3、地震時の応答変形角  $R$  を限界変形角  $R_u(=1/50(\text{rad.}))$ 、建物高さ  $H$  を 20(m)、31(m)とした場合の建物の等価周期  $T_e$  を灰色の破線で示す。

図 4.2 に(4.6)式より求めた建物高さ  $H$  と建物の弾性周期  $T$  を示す。また、前述の(2.22)式より、ベースシア係数  $C_B$  を 0.3、地震時の応答変形角  $R$  を限界変形角  $R_u(=1/50(\text{rad.}))$ とした場合の建物高さ  $H$  と建物の等価周期  $T_e$  を黒の破線で示す。

なお、図 4.1、図 4.2 の建物の等価周期  $T_e$  の算定では、前述の(2.23)式より、建物高さ  $H$  を建物の有効高さ  $H_e$  として計算を行った。

(4.6)式、図 4.1 より、31(m)の中層建物の場合でも、 $T=0.02H$  (鉄筋コンクリート造) の場合における振動特性係数  $R_t$  は、第 1 種地盤で 0.94 と 1 に近く、第 2 種地盤、第 3 種地盤では 1.00 となる。また、 $T=0.03H$  (鉄骨造) の場合における振動特性係数  $R_t$  は、第 1 種地盤で 0.69、第 2 種地盤で 0.94、第 3 種地盤で 0.99 となる。一方、20(m)の建物の場合では、 $T=0.02H$  の場合と  $T=0.03H$  の第 2 種地盤、第 3 種地盤における振動特性係数  $R_t$  は 1.00 となり、 $T=0.03H$  の第 1 種地盤のみ 0.95 となる。

したがって、我が国の建物の多くが第2種地盤もしくは第3種地盤で設計されていることから、保有水平耐力計算において、中低層の建物のほとんどは振動特性係数  $R_t=1$  の領域で設計されている。このため、保有水平耐力計算において、中低層の建物を検討対象とした場合、地盤種別の影響や速度一定領域における振動特性係数  $R_t$  の低減は実務上ほとんど考慮されず ( $R_t \approx 1$ ) で設計されていると言える。また、図 4.1、図 4.2 より、建物の弾性周期  $T$  が速度一定領域に入っても建物が塑性化すれば、対応する建物の等価周期  $T_e$  の振動特性係数  $R_t$  との差異は顕著となる。

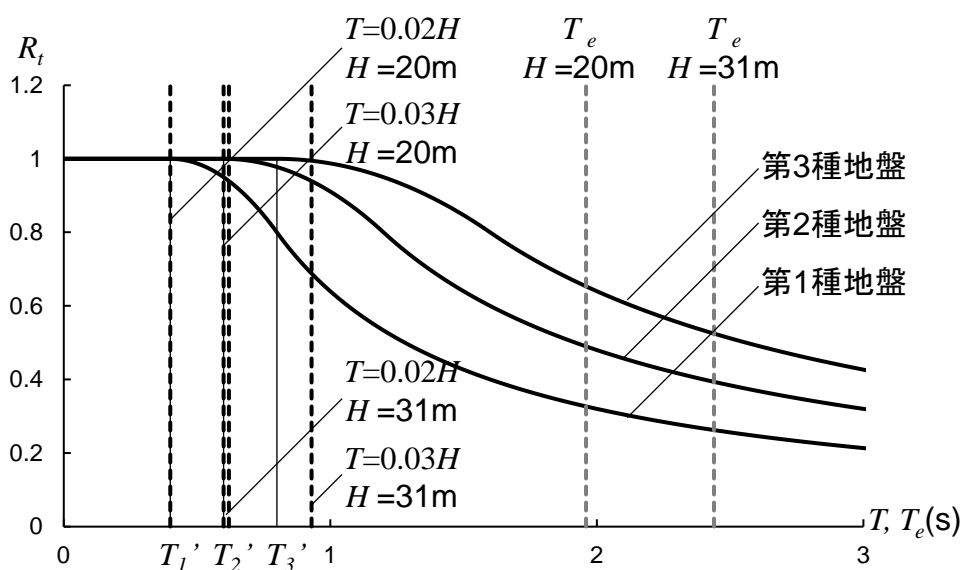


図 4.1 振動特性係数  $R_t$  と建物周期の関係

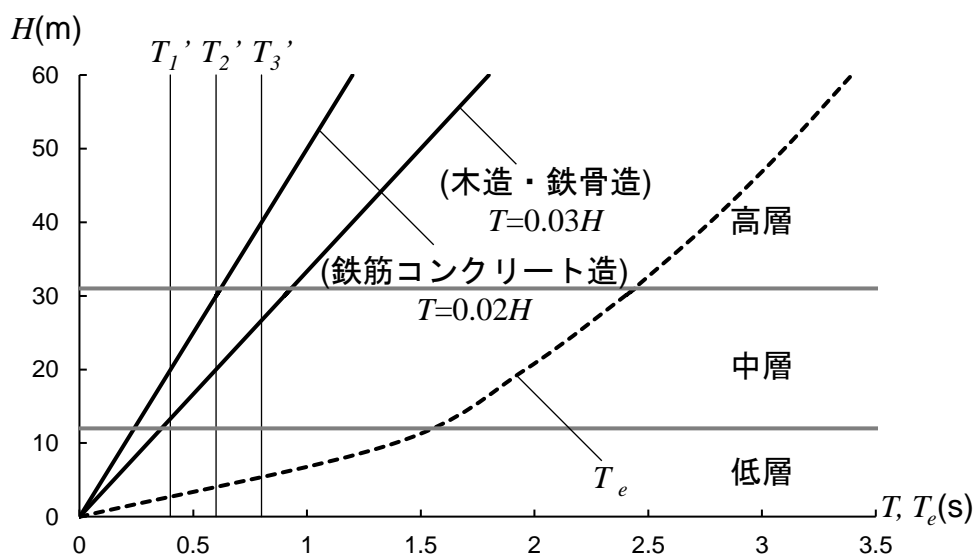


図 4.2 建物高さ  $H$  と建物周期の関係

以下では、振動特性係数  $R_t$  を加速度一定領域と速度一定領域の場合に分けて検討を行う。

### (1) 加速度一定領域

加速度一定領域における保有水平耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  は振動特性係数  $R_t = 1$  となるため(4.2)式より、(4.7)式で表される。

$$\text{[加速度一定領域]} \quad C_{BT} = Z \cdot D_s \quad (4.7)$$

### (2) 速度一定領域

速度一定領域における保有水平耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  は(4.2)式で与えられる。また、その振動特性係数  $R_t$  は(4.5)式、(4.6)式、表 4.1 より、建物高さ  $H(\text{m})$  を用いて建物の弾性周期及び地盤種別ごとに(4.8)式～(4.13)式で表される。

[ $T = 0.02H$ の場合]

$$\text{[第 1 種地盤]} \quad (H \geq 32) \quad R_t = \frac{32}{H} \quad (4.8)$$

$$\text{[第 2 種地盤]} \quad (H \geq 48) \quad R_t = \frac{48}{H} \quad (4.9)$$

$$\text{[第 3 種地盤]} \quad (H \geq 64) \quad R_t = \frac{64}{H} \quad (4.10)$$

[ $T = 0.03H$ の場合]

$$\text{[第 1 種地盤]} \quad (H \geq 21.3) \quad R_t = \frac{21.3}{H} \quad (4.11)$$

$$\text{[第 2 種地盤]} \quad (H \geq 32) \quad R_t = \frac{32}{H} \quad (4.12)$$

$$\text{[第 3 種地盤]} \quad (H \geq 42.7) \quad R_t = \frac{42.7}{H} \quad (4.13)$$

(4.8)式～(4.13)式を(4.2)式に代入すると、速度一定領域における保有水平耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  は、建物高さ  $H(\text{m})$  を用いて(4.14)式～(4.19)式で表される。速度一定領域における保有水平耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  は、地域係数  $Z$ 、構造特性係数  $D_s$  に比例し、建物高さ  $H$  に反比例する。なお、地域係数  $Z$  を 1.0 とした場合、(4.15)式は文献<sup>2)</sup>の(13)式と一致する。

[速度一定領域]

( $T = 0.02H$ の場合)

$$\text{第 1 種地盤} \quad (H \geq 32) \quad C_{BT} = Z \cdot \frac{32}{H} \cdot D_s \quad (4.14)$$

$$\text{第 2 種地盤} \quad (H \geq 48) \quad C_{BT} = Z \cdot \frac{48}{H} \cdot D_s \quad (4.15)$$

$$\text{第 3 種地盤} \quad (H \geq 64) \quad C_{BT} = Z \cdot \frac{64}{H} \cdot D_s \quad (4.16)$$

( $T = 0.03H$ の場合)

$$\text{第 1 種地盤} \quad (H \geq 21.3) \quad C_{BT} = Z \cdot \frac{21.3}{H} \cdot D_s \quad (4.17)$$

$$\text{第 2 種地盤} \quad (H \geq 32) \quad C_{BT} = Z \cdot \frac{32}{H} \cdot D_s \quad (4.18)$$

$$\text{第 3 種地盤} \quad (H \geq 42.7) \quad C_{BT} = Z \cdot \frac{42.7}{H} \cdot D_s \quad (4.19)$$

## 4.2 限界耐力計算

(2.9)式、(3.20)式より、限界耐力計算のベースシア係数  $C_B$  は(4.20)式で与えられる。

$$C_B = \frac{Z \cdot S_{0a} \cdot G_s \cdot F_h}{g} \quad (4.20)$$

(4.20)式より、限界耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  は(4.21)式で与えられる。

$$C_{BT} = \frac{M_u}{M} \cdot \frac{Z \cdot S_{0a} \cdot G_s \cdot F_h}{g} \quad (4.21)$$

$M$  : 建物の全質量(ton)

### (1) 加速度一定領域

加速度一定領域において、解放工学的基盤の加速度応答スペクトル  $S_{0a}$  は(2.11)式で与えられる。文献<sup>3)</sup>より、標準的な値として有効質量比  $M_u/M$  は(4.22)式で与えられる。

$$\frac{M_u}{M} = 0.82 \quad (4.22)$$

(2.11)式、(4.22)式を(4.21)式に代入すると、(4.23)式となる。

$$C_{BT} = 0.669 \cdot Z \cdot G_s \cdot F_h \quad (4.23)$$

地盤増幅係数  $G_s$  は(2.13)式((2.16)式、(2.19)式)より、(4.24)式で与えられる。

$$G_s = 1.5 \quad (4.24)$$

(4.24)式を(4.23)式に代入すると  $M_u/M \cdot S_{0a}/g \cdot G_s \approx 1.0$  となるため、(4.25)式となる。

$$\text{[加速度一定領域]} \quad C_{BT} = Z \cdot F_h \quad (4.25)$$



## (2) 速度一定領域

速度一定領域における限界耐力計算のベースシア係数  $C_B$  は、(3.24)式で与えられている。  
また、文献<sup>4)</sup>より、建物の最大応答変位  $\delta_{max}$  は(4.26)式で表現される。

$$\delta_{max} = R_y \cdot \mu \cdot H_e \quad (4.26)$$

$R_y$  : 降伏変形角

$\mu$  : 塑性率

$H_e$  : 建物の有効高さ(m)

(4.26)式を(3.24)式に代入すると、(4.27)式が得られる。

$$C_B = \frac{0.068 \cdot Z^2 \cdot G_s^2 \cdot F_h^2}{R_y \cdot \mu \cdot H_e} \quad (4.27)$$

(4.27)式より、速度一定領域における限界耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  は(4.28)式で与えられる。

$$C_{BT} = \frac{M_u}{M} \cdot \frac{0.068 \cdot Z^2 \cdot G_s^2 \cdot F_h^2}{R_y \cdot \mu \cdot \frac{H_e}{H} \cdot H} \quad (4.28)$$

(4.22)式、(2.23)式を(4.28)式に代入すると、速度一定領域における限界耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  は(4.29)式となる。

$$[\text{速度一定領域}] \quad C_{BT} = \frac{0.078 \cdot Z^2 \cdot G_s^2 \cdot F_h^2}{R_y \cdot \mu \cdot H} \quad (4.29)$$

図 4.3 に(2.13)式～(2.21)式より求めた限界耐力計算の略算法における地盤増幅係数  $G_s$  と、(2.9)式～(2.21)式より求めた加速度応答スペクトル  $S_a$  を示す。

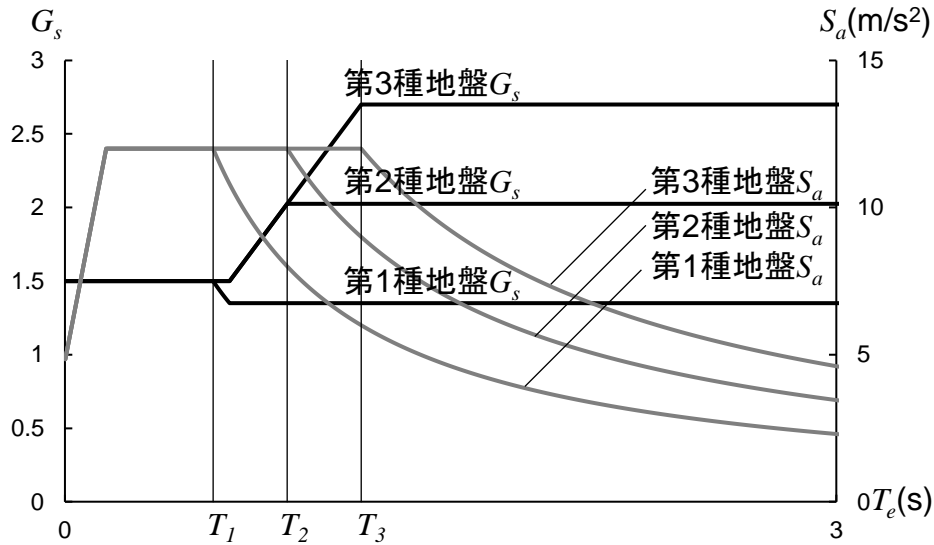


図 4.3 地盤増幅係数  $G_s$  と加速度応答スペクトル  $S_a$

図 4.3 より、第 1 種地盤における速度一定領域の地盤増幅係数  $G_s$  は(2.15)式で与えられる。(2.15)式を(4.29)式に代入すると、(4.30)式となる。

$$[\text{速度一定領域}] \quad [\text{第 1 種地盤}] \quad C_{BT} = \frac{0.14 \cdot Z^2 \cdot F_h^2}{R_y \cdot \mu \cdot H} \quad (4.30)$$

図 4.3 より、第 2 種地盤における速度一定領域の地盤増幅係数  $G_s$  は(2.18)式で与えられる。(2.18)式を(4.29)式に代入すると、(4.31)式となる。なお、地域係数  $Z$  を 1.0 とした場合、(4.31)式は文献<sup>2)</sup>の(15)式と一致する。

$$[\text{速度一定領域}] \quad [\text{第 2 種地盤}] \quad C_{BT} = \frac{0.32 \cdot Z^2 \cdot F_h^2}{R_y \cdot \mu \cdot H} \quad (4.31)$$

図 4.3 より、第 3 種地盤における速度一定領域の地盤増幅係数  $G_s$  は(2.21)式で与えられる。(2.21)式を(4.29)式に代入すると、(4.32)式となる。

$$[\text{速度一定領域}] \quad [\text{第 3 種地盤}] \quad C_{BT} = \frac{0.57 \cdot Z^2 \cdot F_h^2}{R_y \cdot \mu \cdot H} \quad (4.32)$$

(4.30)式～(4.32)式における応答低減係数  $F_h$  は、文献<sup>1)</sup>より(4.33)式で与えられる。

$$F_h = \frac{1.5}{1 + 10h} \quad (4.33)$$

$h$  : 減衰定数

また、減衰定数  $h$  は(4.34)式で与えられる<sup>1)</sup>。

$$h = \gamma \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + 0.05 \quad (4.34)$$

文献<sup>1)</sup>より、部材を構成する材料及び隣接する部材との接合部が緊結された部材の場合  $\gamma = 0.25$  となり、(4.35)式となる。

$$h = 0.25 \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + 0.05 \quad (4.35)$$

文献<sup>2)</sup>より、限界耐力計算で用いられる応答低減係数  $F_h$  と保有水平耐力計算で用いられる構造特性係数  $D_s$  には(4.36)式、表 4.2、図 4.4 の関係がある。

$$F_h = \sqrt{D_s} \quad (4.36)$$

表 4.2 応答低減係数  $F_h$  と構造特性係数  $D_s$  の関係<sup>2)</sup>

$\mu$	$D_s$	$F_h$	$F_h^2$
2	0.4	0.672	0.452
3	0.35	0.587	0.344
4	0.3	0.545	0.298

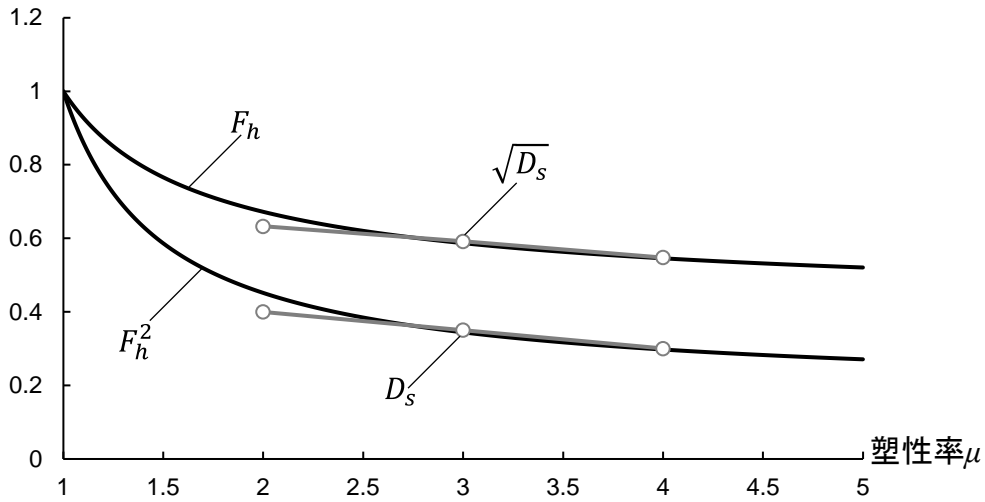


図 4.4 応答低減係数  $F_h$  と構造特性係数  $D_s$  の関係<sup>2)</sup>

なお、構造特性係数  $D_s$  に関しては、文献<sup>1)</sup>ではエネルギー一定則と関係づけて係数が説明されている一方で、実務的には柱、梁、耐力壁の部材群としての種別により、表形式で示された値が使用されており、日本に建設された中低層の耐震性能の実状と、等価線形化法に基づき想定される建物の耐震性の差異を示すために、本報告でも表形式に示された構造特性係数  $D_s$  の値に基づき検討した。

(4.25)式、(4.29)式、(4.36)式より、加速度一定領域及び速度一定領域における限界耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  は、構造特性係数  $D_s$  を用いて(4.37)式、(4.38)式で与えられる。

$$\text{[加速度一定領域]} \quad C_{BT} = Z \cdot \sqrt{D_s} \quad (4.37)$$

$$\text{[速度一定領域]} \quad C_{BT} = \frac{0.078 \cdot Z^2 \cdot G_s^2 \cdot D_s}{R_y \cdot \mu \cdot H} \quad (4.38)$$

### 4.3 保有水平耐力計算と限界耐力計算の比較

本節では、保有水平耐力計算と限界耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  について、文献<sup>2)</sup>の第2種地盤に第1種地盤、第3種地盤を加えた比較を行った。表4.3、表4.4に、前述より求めた保有水平耐力計算と限界耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の式を示す。保有水平耐力計算においては、弾性周期を  $T=0.02H$  として振動特性係数  $R_t$  を計算した場合に加え、 $T=0.03H$  として振動特性係数  $R_t$  を計算した場合も示した。

表4.3のように、振動特性係数  $R_t$  を定める弾性周期 ( $T=0.02H$ 、 $T=0.03H$ ) は、建物高さ  $H$  に応じて定まるとすると、図4.5(a)<sup>4)</sup>のようにベースシア係数  $C_B$  に係わらず、弾性剛性が一定となり、建物の降伏変形角  $R_y$  は変動する。しかしながら、文献<sup>4)</sup>に示される通り、純ラーメン構造では、弾性剛性はベースシア係数  $C_B$  に比例し、建物の降伏変形角  $R_y$  は建築物の高さや必要水平耐力によらずほぼ一定と見做した方が、より実状に近いと考えられる(図4.5(b))。このため、本報告では、図4.5(b)の復元力特性を想定し、保有水平耐力計算と限界耐力計算の工学的な差異について検討した。この場合、保有水平耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  を表4.3の式により計算すると、図4.5(b)の復元力特性にみられるベースシア係数  $C_B$  に応じた弾性剛性ないし、弾性周期の変動は無視していることになる。

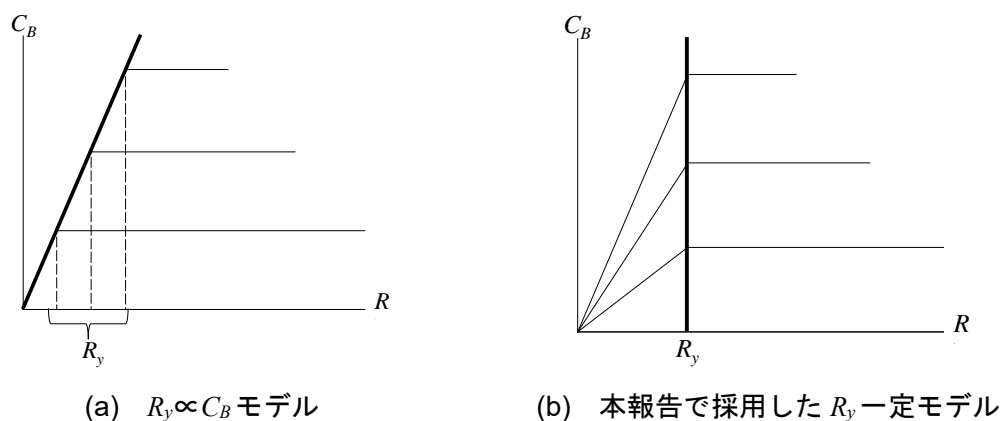


図4.5 降伏変形角  $R_y$  の概念図<sup>4)</sup>

表 4.3 保有水平耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$

加速度一定領域	速度一定領域		
$C_{BT} = Z \cdot D_s$ (4.7)	$C_{BT} = Z \cdot R_t \cdot D_s$ (4.2)		
	T=0.02Hの場合		
	第1種地盤	(H ≥ 32)	$C_{BT} = Z \cdot \frac{32}{H} \cdot D_s$ (4.14)
	第2種地盤	(H ≥ 48)	$C_{BT} = Z \cdot \frac{48}{H} \cdot D_s$ (4.15)
	第3種地盤	(H ≥ 64)	$C_{BT} = Z \cdot \frac{64}{H} \cdot D_s$ (4.16)
	T=0.03Hの場合		
	第1種地盤	(H ≥ 21.3)	$C_{BT} = Z \cdot \frac{21.3}{H} \cdot D_s$ (4.17)
	第2種地盤	(H ≥ 32)	$C_{BT} = Z \cdot \frac{32}{H} \cdot D_s$ (4.18)
	第3種地盤	(H ≥ 42.7)	$C_{BT} = Z \cdot \frac{42.7}{H} \cdot D_s$ (4.19)

表 4.4 限界耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$

加速度一定領域	速度一定領域	
$C_{BT} = Z \cdot F_h$ (4.25)	$C_{BT} = \frac{0.078 \cdot Z^2 \cdot G_s^2 \cdot F_h^2}{R_y \cdot \mu \cdot H}$ (4.29)	
	第1種地盤	$C_{BT} = \frac{0.14 \cdot Z^2 \cdot F_h^2}{R_y \cdot \mu \cdot H}$ (4.30)
	第2種地盤	$C_{BT} = \frac{0.32 \cdot Z^2 \cdot F_h^2}{R_y \cdot \mu \cdot H}$ (4.31)
	第3種地盤	$C_{BT} = \frac{0.57 \cdot Z^2 \cdot F_h^2}{R_y \cdot \mu \cdot H}$ (4.32)

Z : 地域係数

$R_t$  : 振動特性係数

$G_s$  : 地盤増幅係数

$\mu$  : 塑性率

$D_s$  : 構造特性係数

$F_h$  : 応答低減係数

$R_y$  : 降伏変形角

H : 建物高さ(m)

建物の降伏変形角  $R_y$  は、構造種別ごとにほぼ一定であることを踏まえると、速度一定領域における保有水平耐力計算と限界耐力計算で設計された多くの建物には、以下の差異があることがわかる。

- ① 限界耐力計算においては塑性率  $\mu$  に反比例して（等価周期  $T_e$  が長くなるほど）、必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の値が小さくなる。このため、塑性率  $\mu$  が大きくなると、保有水平耐力計算と比較して、限界耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  が急激に小さくなる。
- ② 限界耐力計算において、地盤増幅係数  $G_s$  は必要ベースシア係数  $C_{BT}$  に 2 乗で影響を与える。一方、前述 4.1 節より、保有水平耐力計算において、中低層のほとんどの建物の振動特性係数  $R_t$  が 1 の領域で設計されており、また、第 1 種地盤に建つ鉄骨造においては、振動特性係数  $R_t$  が考慮されているものの、影響度合いは 1 乗である。
- ③ 限界耐力計算において、地域係数  $Z$  は必要ベースシア係数  $C_{BT}$  に 2 乗で影響を与えるが、保有水平耐力計算においては 1 乗で影響を与える。

上記①の塑性率  $\mu$  による差異の概念を図 4.6 に示す。

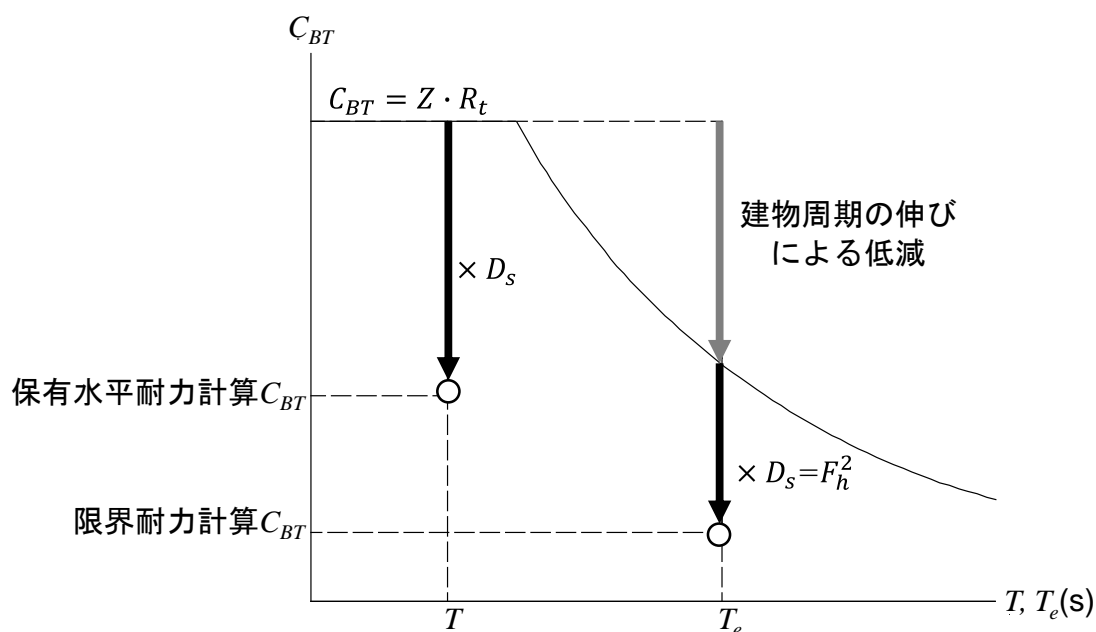


図 4.6 必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の概念図

図 4.7 に地域係数  $Z=1.0$ 、第 1 種地盤、降伏変形角  $R_y=1/150$  とした場合の限界耐力計算と保有水平耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の比較を示す。

建物高さ 10(m)では、塑性率  $\mu$  が小さいときでは限界耐力計算の方が大きい必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の値を示したが、塑性率  $\mu$  が大きい場合では保有水平耐力計算の方が大きい必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の値を示した。

建物高さ 21.3(m)では、保有水平耐力計算の方が大きい必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の値を示した。

建物高さ 32(m)では、限界耐力計算より建物の弾性周期  $T=0.02H$  の時の保有水平耐力計算の方が大きい必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の値を示した。

建物高さ 60(m)では、保有水平耐力計算の方が大きい必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の値を示した。

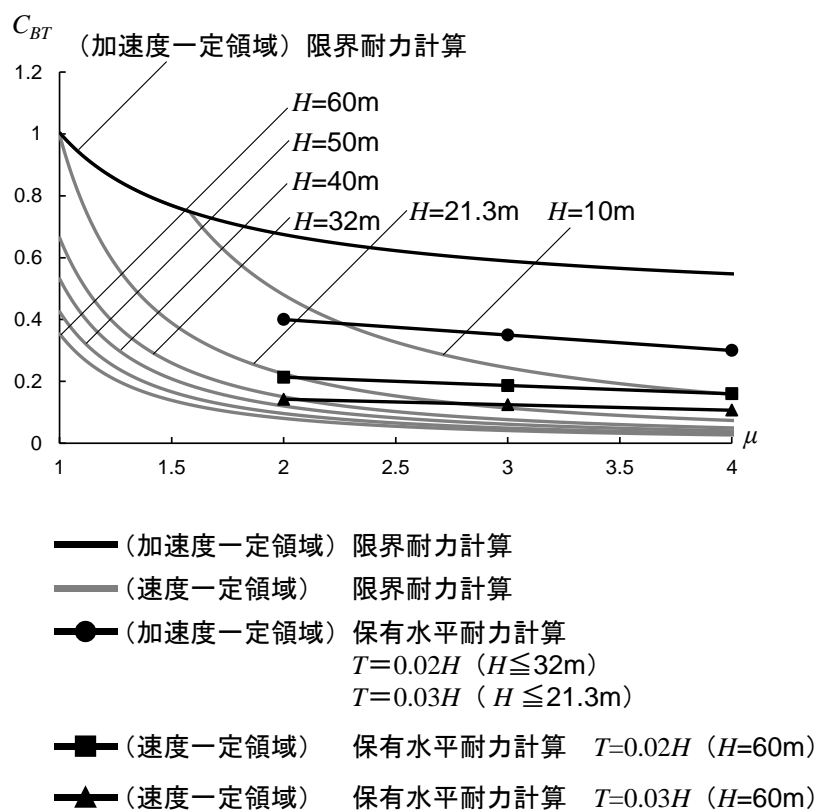


図 4.7 必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の比較 (第 1 種地盤)



図 4.8 に地域係数  $Z=1.0$ 、第 2 種地盤、降伏変形角  $R_y=1/150$  とした場合の限界耐力計算と保有水平耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の比較を示す。

建物高さ 10(m)では、限界耐力計算の方が大きい必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の値を示した。

建物高さ 20(m)では、塑性率  $\mu$  が小さいときでは限界耐力計算の方が大きい必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の値を示したが、塑性率  $\mu$  が大きい場合では保有水平耐力計算の方が大きい必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の値を示した。

建物高さ 32(m)では、塑性率  $\mu$  が小さいときでは限界耐力計算と保有水平耐力計算はほぼ同じ値を示すが、塑性率  $\mu$  が大きい場合では保有水平耐力計算の方が大きい必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の値を示した。

建物高さ 48(m)において、限界耐力計算より建物の弾性周期  $T=0.02H$  の時の保有水平耐力計算の方が大きい必要ベースシア係数  $C_{BT}$  を示した。

建物高さ 60(m)では、保有水平耐力計算が建物の弾性周期  $T=0.02H$  で計算される場合は、保有水平耐力計算の方が大きい必要ベースシア係数  $C_{BT}$  を示した。一方、保有水平耐力計算が建物の弾性周期  $T=0.03H$  で計算される場合は、塑性率  $\mu$  が小さいときでは保有水平耐力計算と限界耐力計算がほぼ同じ値を示し、塑性率  $\mu$  が大きい場合では保有水平耐力計算の方が大きい必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の値を示した。

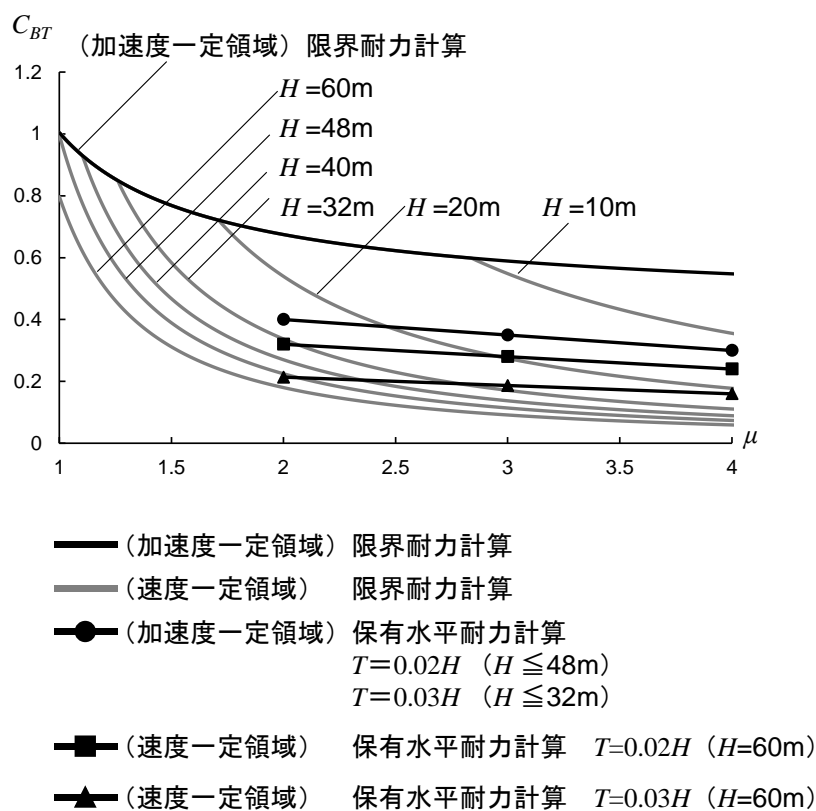


図 4.8 必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の比較 (第 2 種地盤)

図 4.9 に地域係数  $Z=1.0$ 、第 3 種地盤、降伏変形角  $R_y=1/150$  とした場合の限界耐力計算と保有水平耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の比較を示す。

建物高さ 20(m)では、限界耐力計算の方が大きい必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の値を示した。

建物高さ 30(m)では、塑性率  $\mu$  が 2 のときでは、限界耐力計算の方が大きい必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の値を示した。また、塑性率  $\mu$  が 3 のときでは、限界耐力計算と保有水平耐力計算がほぼ同じ必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の値を示した。そして、塑性率  $\mu$  が 4 の時では、保有水平耐力計算の方が大きい必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の値を示した。

建物高さ 42.7(m)では、塑性率  $\mu$  が小さいときでは、限界耐力計算と保有水平耐力計算はほぼ同じ必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の値を示したが、塑性率  $\mu$  が大きい場合では、保有水平耐力計算の方が大きい必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の値を示した。

建物高さ 60(m)では、塑性率  $\mu$  が小さいときでは、弾性周期  $T=0.02H$  の場合の保有水平耐力計算の方が大きい必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の値を示したが、建物の弾性周期  $T=0.03H$  の場合の保有水平耐力計算と限界耐力計算はほぼ同じ値を示した。また、塑性率  $\mu$  が大きい場合では、保有水平耐力計算の方が大きい必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の値を示した。

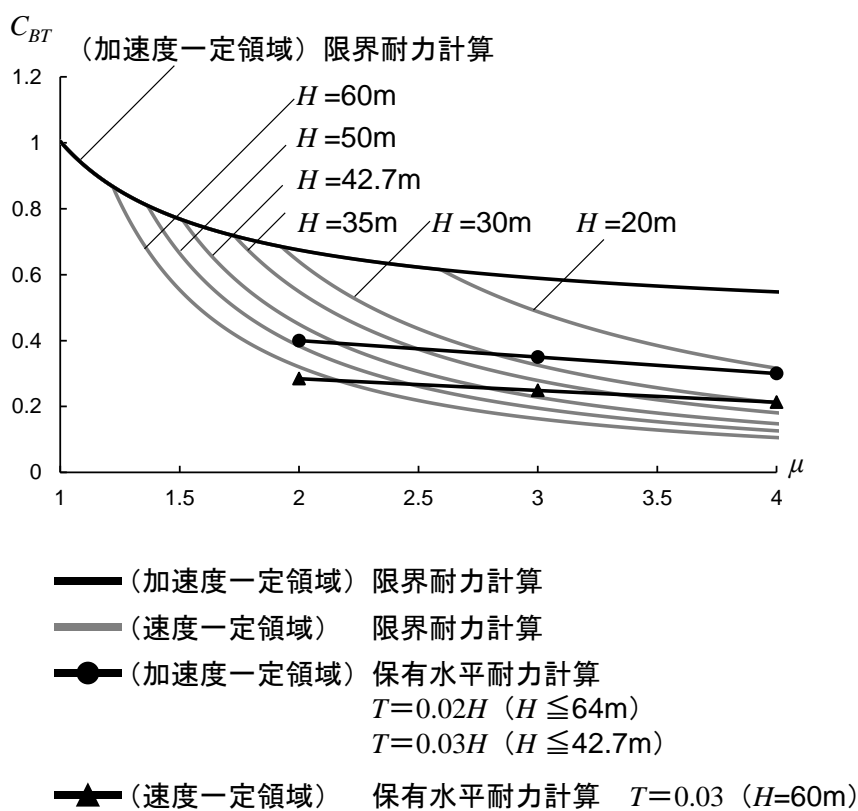


図 4.9 必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の比較 (第 3 種地盤)

図 4.7～図 4.9 より、地盤種別、建物高さ  $H$ 、塑性率  $\mu$  の値によっては、限界耐力計算と保有水平耐力計算の結果に大きな差が生じた。また、地域係数  $Z$  や地盤増幅係数  $G_s$  の影響度合いも加速度一定領域と速度一定領域で異なる結果となった。なお、限界耐力計算では安全限界変形角が  $1/75(\text{rad.})$  と規定されていることから、塑性率  $\mu$  が 2 のとき（降伏変形角  $R_y = 1/150$ ）に着目すると、全ての地盤種別において限界耐力計算の方が大きい必要ベースシア係数  $C_{BT}$  の値を示し、厳しめの評価となった。なお、本報告における保有水平耐力計算と限界耐力計算の差異は工学的な観点から本報告の仮定のもとに導出されたものであることを留意されることが望まれる。

## 5. 地域係数 $Z$ と地盤増幅係数 $G_s$ の影響

文献 2), 3), 4), 5), 6) では、地域係数  $Z$  を 1.0 として検討を行っている。本章では、保有水平耐力計算及び限界耐力計算において、地域係数  $Z$  と地盤増幅係数  $G_s$  が必要ベースシア係数  $C_{BT}$  に与える影響について検討を行った。

### 5.1 地域係数 $Z$ の影響

建物の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  は地域係数  $Z$ 、すなわち入力地震動の大きさによって大きく異なる。ここでは、地域係数  $Z$  を例として入力地震動の違いによる耐震性能について検討した。現行基準において地域係数  $Z$  は、沖縄県で 0.7、北海道の一部の地域及び九州の一字の地域等では 0.8、日本海側や中国・四国地方の一部の地域等では 0.9 と定められている<sup>1)</sup>。

4 章及び表 4.3、表 4.4 より、保有水平耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  は(4.7)式（加速度一定領域）、(4.2)式（速度一定領域）で表せる。また、限界耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  は(4.25)式（加速度一定領域）、(4.29)式（速度一定領域）で表せる。

図 5.1～図 5.3 に地域係数  $Z$  を変えた場合の限界耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  と塑性率  $\mu$  の関係を示す。なお、図中の実線は地域係数  $Z=1.0$  とした場合、破線は地域係数  $Z=0.8$  とした場合である。また、降伏変形角  $R_y$  は図 4.7～図 4.9 と同様に 1/150 とした。さらに、第 1 種地盤には、地域係数  $Z$  を変えた場合の保有水平耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  と塑性率  $\mu$  の関係を併せて示す。

図 5.1～図 5.3 より、地域係数  $Z$  を変えた場合の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  は、保有水平耐力計算と加速度一定領域における限界耐力計算では、 $Z$  倍必要ベースシア係数  $C_{BT}$  が小さくなる。一方、速度一定領域における限界耐力計算では、 $Z^2$  倍必要ベースシア係数  $C_{BT}$  が小さくなる。

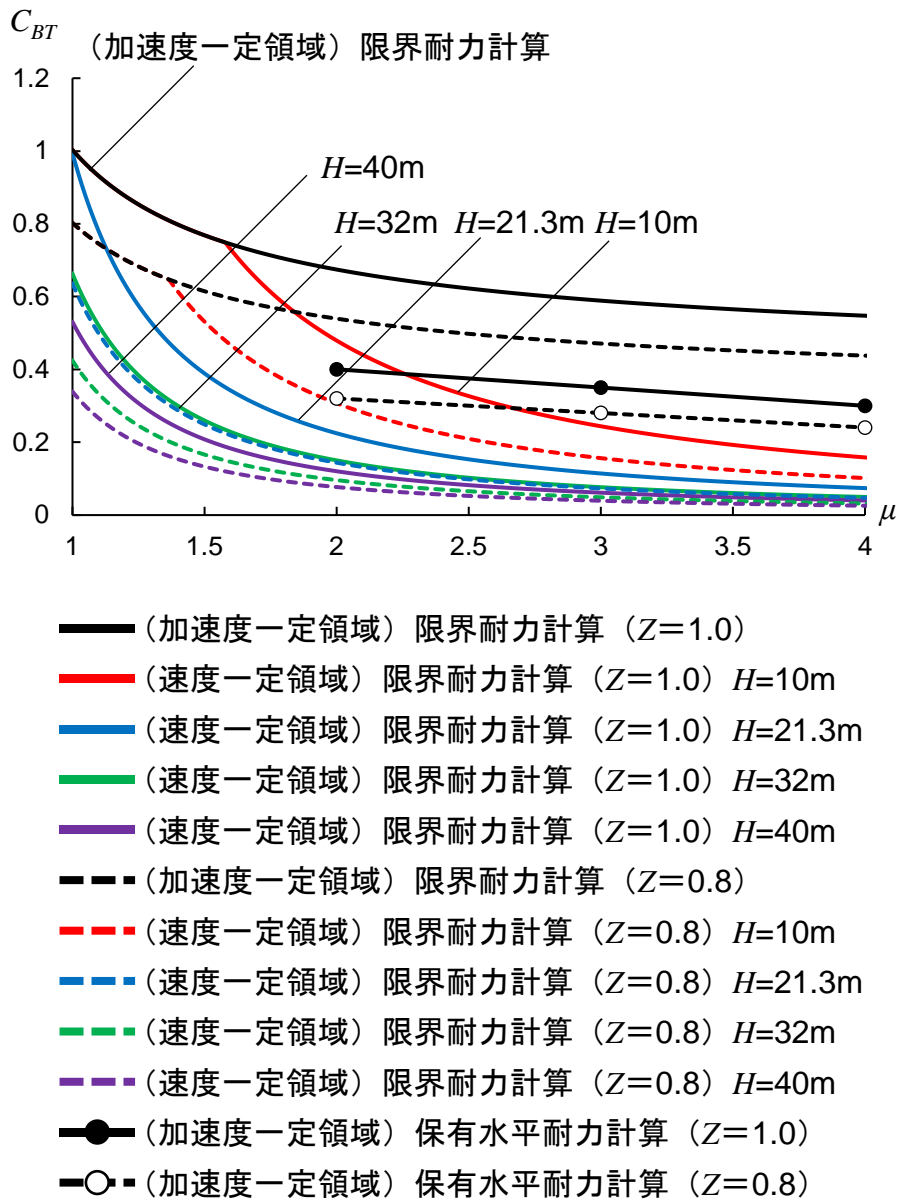


図 5.1 地域係数  $Z$  が 1.0、0.8 の場合の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  (第 1 種地盤)

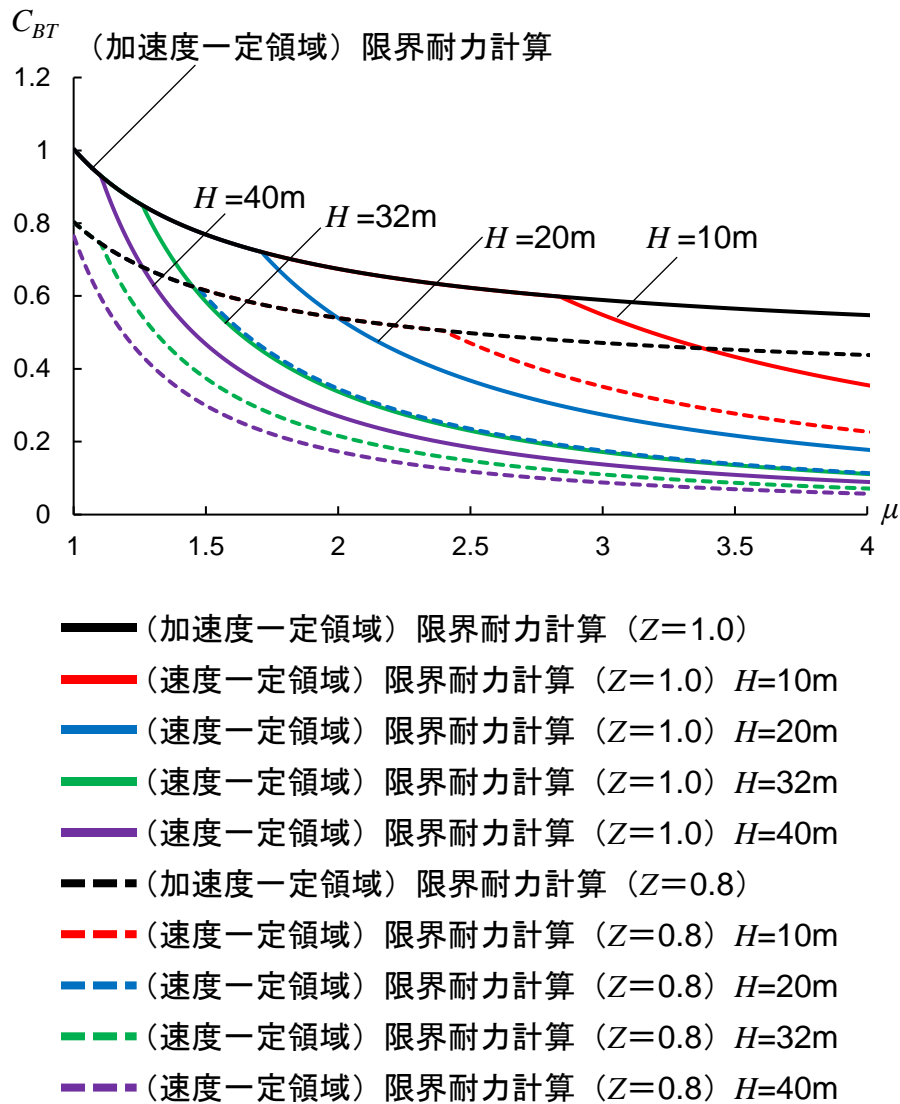


図 5.2 地域係数  $Z$  が 1.0、0.8 の場合の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  (第 2 種地盤)

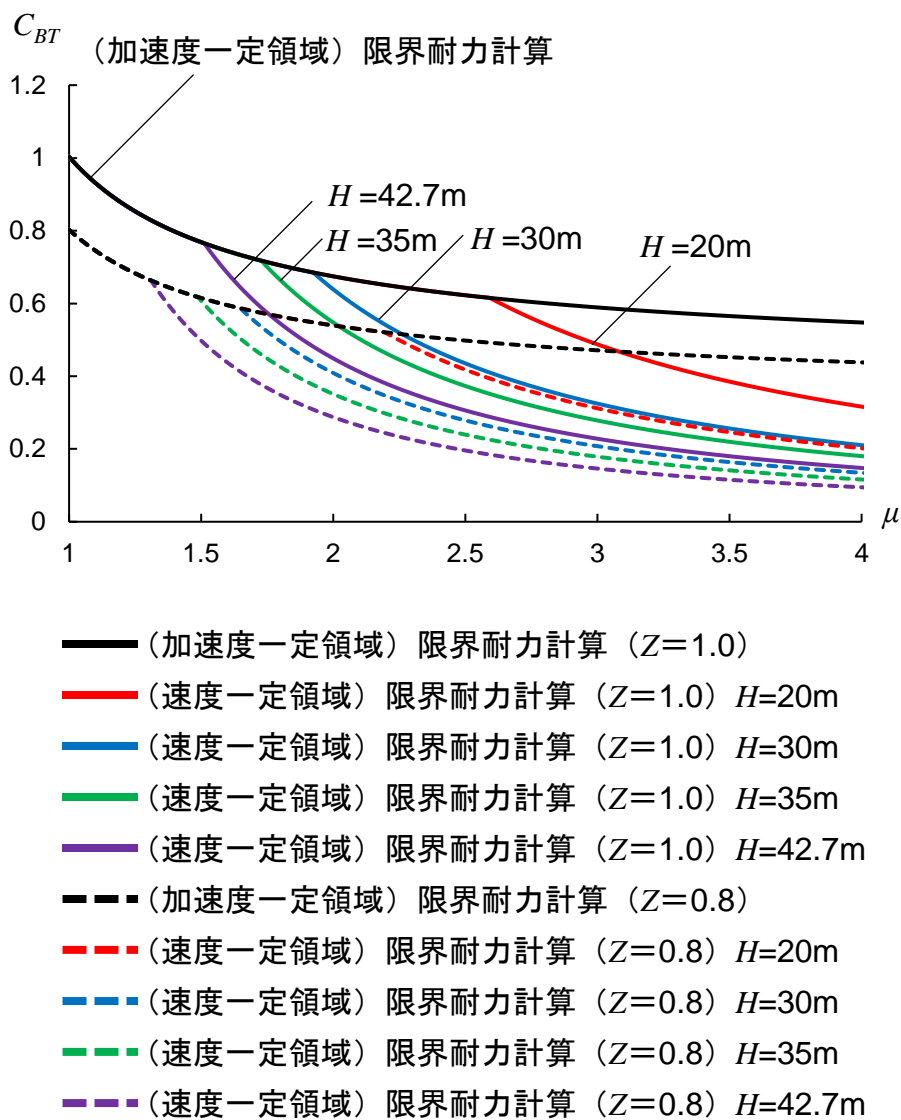


図 5.3 地域係数  $Z$  が 1.0、0.8 の場合の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  (第 3 種地盤)

表 5.1 に必要ベースシア係数  $C_{BT}$  が 0.6、0.4 の場合における塑性率  $\mu$  の値と塑性率  $\mu$  の比 ( $\mu_{(Z=1.0)}/\mu_{(Z=0.8)}$ ) を示す。

図 5.1～図 5.3、表 5.1 より、速度一定領域における限界耐力計算では同じ必要ベースシア係数  $C_{BT}$  で比較すると、建物高さ  $H$  が低く、必要ベースシア係数  $C_{BT}$  が大きいほどその差異は大きくなる。例えば、本例において、地域係数  $Z$  を 0.8 から 1.0 とした場合、第 2 種地盤で建物高さ  $H$  が 10(m) の建物では約 1.8 倍大きい変形となる。

以上より明白なように、加速度一定領域と速度一定領域で地域係数  $Z$  の影響度合いには、差異が生じる。地域係数  $Z$  については、近年の震災により、見直しの意見もある<sup>15), 16)</sup>が、改正にあたってはこのような事象も十分反映されることが望まれる。

表 4.4 地域係数  $Z$  を 0.8 から 1.0 とした場合の  
同じ必要ベースシア係数  $C_{BT}$  における塑性率  $\mu$

$C_{BT}$	第1種地盤								
	$H=10\text{m}$			$H=21.3\text{m}$			$H=32\text{m}$		
	$Z=1.0$	$Z=0.8$	$\mu_{(Z=1.0)}/\mu_{(Z=0.8)}$	$Z=1.0$	$Z=0.8$	$\mu_{(Z=1.0)}/\mu_{(Z=0.8)}$	$Z=1.0$	$Z=0.8$	$\mu_{(Z=1.0)}/\mu_{(Z=0.8)}$
0.6	1.77	1.41	1.26	1.22	1.02	1.20	1.03	-	-
0.4	2.21	1.73	1.28	1.48	1.20	1.23	1.22	1.02	1.20
$C_{BT}$	第2種地盤								
	$H=10\text{m}$			$H=20\text{m}$			$H=32\text{m}$		
	$Z=1.0$	$Z=0.8$	$\mu_{(Z=1.0)}/\mu_{(Z=0.8)}$	$Z=1.0$	$Z=0.8$	$\mu_{(Z=1.0)}/\mu_{(Z=0.8)}$	$Z=1.0$	$Z=0.8$	$\mu_{(Z=1.0)}/\mu_{(Z=0.8)}$
0.6	2.81	1.57	1.79	1.88	1.49	1.26	1.48	1.20	1.23
0.4	3.69	2.76	1.34	2.37	1.84	1.29	1.82	1.45	1.26
$C_{BT}$	第3種地盤								
	$H=20\text{m}$			$H=30\text{m}$			$H=35\text{m}$		
	$Z=1.0$	$Z=0.8$	$\mu_{(Z=1.0)}/\mu_{(Z=0.8)}$	$Z=1.0$	$Z=0.8$	$\mu_{(Z=1.0)}/\mu_{(Z=0.8)}$	$Z=1.0$	$Z=0.8$	$\mu_{(Z=1.0)}/\mu_{(Z=0.8)}$
0.6	2.63	1.57	1.68	2.07	1.57	1.32	1.90	1.50	1.27
0.4	3.41	2.56	1.33	2.63	2.02	1.30	2.39	1.86	1.28



## 5.2 地盤増幅係数 $G_s$ の影響

限界耐力計算における地盤増幅係数  $G_s$  の算出方法は、略算法と精算法の2種類が規定されている<sup>1)</sup>。文献<sup>17)</sup>では、限界耐力計算に基づいて設計された建物の中に、略算法により検討された建物と精算法により検討された建物があることが示されているが、地盤増幅係数  $G_s$  の算出方法が建物の構造物に与える影響については検討されていない。また、文献<sup>5),6)</sup>では、略算法及び精算法に基づく応答評価式を示しているが、地盤増幅係数  $G_s$  の算出方法が建物の構造物に与える影響については、特定の建物モデルと地盤を想定した数値計算例に留まっている。そこで本章では、せん断波速度を介して、略算法と精算法の値の差異をより明確にかつ定量的に示すことで、地盤増幅係数  $G_s$  の算出方法が建物の構造物に与える影響について検討した。

### 5.2.1 略算法による地盤増幅係数 $G_s$

4章より、限界耐力計算における加速度一定領域の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  は(4.23)式、速度一定領域の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  は(4.29)式で与えられる。

限界耐力計算の略算法において、地盤増幅係数  $G_s$  は加速度一定領域で 1.5 と想定されている((2.13)式、(2.16)式、(2.19)式)。一方、前述のように建物崩壊時にはほとんどの建物が速度一定領域に存在し、この場合における地盤増幅係数  ${}_vG_s$  は表 5.2 のように設定されており、(4.29)式より、その2乗で必要ベースシア係数  $C_{BT}$  に影響を与える。このため、建物の周期の考え方の違いにより、建物が属する応答スペクトルの領域が異なると、地盤増幅係数  $G_s$  が必要ベースシア係数  $C_{BT}$  に与える影響は(4.23)式、(4.29)式より、(5.1)式となる。表 5.2 に建物が属する応答スペクトルの領域の違いにより、地盤増幅係数  $G_s$  が必要ベースシア係数  $C_{BT}$  に与える影響を示す。建物が属する応答スペクトルの領域の違いにより、地盤増幅係数  $G_s$  が必要ベースシア係数  $C_{BT}$  に与える影響は、第1種地盤で 1.215、第2種地盤で 2.734、第3種地盤で 4.86 となり、特に第2種地盤、第3種地盤ではその影響は大きいと言える。

$$\begin{array}{l} \text{建物が属する応答スペクトルの領域の違いにより、} \\ \text{地盤増幅係数 } G_s \text{ が必要ベースシア係数 } C_{BT} \text{ に与える影響} \end{array} = \frac{{}_vG_s^2}{{}_aG_s} \quad (5.1)$$

${}_vG_s$  : 地盤増幅係数 (速度一定領域)

${}_aG_s$  : 地盤増幅係数 (加速度一定領域)

表 5.2 建物が属する応答スペクトルの領域の違いにより、  
地盤増幅係数  $G_s$  が必要ベースシア係数  $C_{BT}$  に与える影響

	${}_a G_s$	${}_v G_s$	${}_v G_s^2 / {}_a G_s$
第1種地盤	1.5	1.35	1.215
第2種地盤	1.5	2.025	2.734
第3種地盤	1.5	2.7	4.86

## 5.2.2 精算法による地盤増幅係数 $G_s$

文献<sup>1)</sup>より、地盤増幅係数  $G_s$  は(5.2)式～(5.11)式で与えられる。

$$[T_e \leq 0.8 \cdot {}_gT_2] \quad [G_s \geq 1.23] \quad G_s = G_{s2} \cdot \frac{T_e}{0.8 \cdot {}_gT_2} \quad (5.2)$$

$$[0.8 \cdot {}_gT_2 < T_e \leq 0.8 \cdot {}_gT_1] \quad G_s = \frac{G_{s1} - G_{s2}}{0.8({}_gT_1 - {}_gT_2)} T_e + G_{s2} - 0.8 \frac{G_{s1} - G_{s2}}{0.8({}_gT_1 - {}_gT_2)} \cdot {}_gT_2 \quad (5.3)$$

$$[0.8 \cdot {}_gT_1 < T_e \leq 1.2 \cdot {}_gT_1] \quad G_s = G_{s1} \quad (5.4)$$

$$[1.2 \cdot {}_gT_1 < T_e] \quad G_s = \frac{G_{s1} - 1}{\frac{1}{1.2 \cdot {}_gT_1} - 0.1} \cdot \frac{1}{T_e} + G_{s1} - \frac{G_{s1} - 1}{\frac{1}{1.2 \cdot {}_gT_1} - 0.1} \cdot \frac{1}{1.2 \cdot {}_gT_1} \quad (5.5)$$

$${}_gT_1 = \frac{4(\sum H_i)^2}{\sum \sqrt{\frac{G_i}{\rho_i}} \cdot H_i} \quad (5.6)$$

$${}_gT_2 = \frac{{}_gT_1}{3} \quad (5.7)$$

$$G_{s1} = \frac{1}{1.57h_G + \alpha} \quad (5.8)$$

$$G_{s2} = \frac{1}{4.71h_G + \alpha} \quad (5.9)$$

$$\alpha = \frac{\sum \sqrt{\frac{G_i}{\rho_i}} \cdot H_i \cdot \sum \rho_i \cdot H_i}{(\sum H_i)^2} \cdot \frac{1}{\rho_B \cdot V_B} \quad (5.10)$$

$$V_{si} = \sqrt{\frac{G_i}{\rho_i}} \quad (5.11)$$

- $T_e$  : 建物の等価周期(s)
- ${}_gT_1$  : 表層地盤の1次卓越周期(s)
- ${}_gT_2$  : 表層地盤の2次卓越周期(s)
- $G_{s1}$  : 表層地盤の1次卓越周期に対する増幅率
- $G_{s2}$  : 表層地盤の2次卓越周期に対する増幅率
- $H_i$  : 地盤調査によって求められた地盤の各層の層厚(m)
- $G_i$  : 地盤調査の結果による地盤の各層のせん断剛性

- $\rho_i$  : 地盤調査によって求められた地盤の各層の密度(ton/m<sup>3</sup>)
- $h_G$  : 地震時の表層地盤によるエネルギー吸収
- $\alpha$  : 波動インピーダンス比
- $\rho_B$  : 地盤調査によって求められた工学的基盤の密度(ton/m<sup>3</sup>)
- $V_B$  : 地盤調査によって求められた工学的基盤のせん断波速度(m/s)
- $V_{si}$  :  $i$ 層のせん断波速度(m/s)

文献<sup>18)</sup>では、精算法における工学的基盤の設定位置が地盤増幅係数  $G_s$  に与える影響について検討しているが、文献<sup>1)</sup>において、地盤面からの深さに応じた水平震度の算出式が地表面から 20(m)を境に変化することや、液状化の判定を行う飽和土層を地表面から 20(m)程度以浅としていることから、本報告では例示的に表層地盤を厚さ 20(m)の単層地盤と仮定した。このため、(5.6)式、(5.10)式、(5.11)式は(5.12)式、(5.13)式となる。

$${}_gT_1 = \frac{80}{V_s} \quad (5.12)$$

$$\alpha = \frac{\rho_E \cdot V_s}{\rho_B \cdot V_B} \quad (5.13)$$

- $\rho_E$  : 層の密度(ton/m<sup>3</sup>)
- $V_s$  : 表層地盤のせん断波速度(m/s)

文献<sup>1)</sup>、(5.12)式より、地盤種と表層地盤の1次卓越周期  ${}_gT_1$  及び地盤のせん断波速度の関係を表 5.3 に示す。

表 5.3 地盤種ごとの表層地盤の1次卓越周期  ${}_gT_1$  及びせん断波速度  $V_s$

	${}_gT_1$ (s)	$V_s$ (m/s)
第1種地盤	${}_gT_1 \leq 0.2$	$400 \leq V_s$
第2種地盤	$0.2 < {}_gT_1 \leq 0.75$	$106.7 \leq V_s < 400$
第3種地盤	$0.75 < {}_gT_1$	$V_s < 106.7$

### 5.2.3 略算法及び精算法による地盤増幅係数 $G_s$ の比較

図 5.4 に以下の仮定で(5.2)式～(5.13)式より算定した精算法による地盤増幅係数  $G_s$  と、(2.13)式～(2.21)式より算定した略算法による地盤増幅係数  $G_s$  を示す。なお、以下は地盤増幅係数  $G_s$  の計算手法の違いを明示するために行った一例である。

- ・ 地震時の表層地盤によるエネルギー吸収  $h_G=0.05$
- ・ 層の密度  $\rho_E=2(\text{ton/m}^3)$
- ・ 地盤調査によって求められた工学的基盤の密度  $\rho_B=2(\text{ton/m}^3)$
- ・ 地盤調査によって求められた工学的基盤のせん断波速度  $V_B=400(\text{m/s})$
- ・ 第1種地盤の表層地盤のせん断波速度  $V_s=400(\text{m/s})$  (表 5.3)
- ・ 第2種地盤の表層地盤のせん断波速度  $V_s=168.4(\text{m/s})$  (表 5.3)
- ・ 第3種地盤の表層地盤のせん断波速度  $V_s=106.7(\text{m/s})$  (表 5.3)

地震時の表層地盤によるエネルギー吸収  $h_G$  については、文献より、下限値である 0.05 とした。表 5.3 より、第1種地盤のせん断波速度  $V_s$  は下限値である 400(m/s) とした。第2種地盤の表層地盤のせん断波速度  $V_s=168.4(\text{m/s})$  は、第2種地盤の表層地盤の1次卓越周期  ${}_gT_1$  の中間値である 0.475 秒より(5.12)式を用いて算定した。第3種地盤のせん断波速度  $V_s$  は上限値である 106.7(m/s) とした。なお、第3種地盤の表層地盤のせん断波速度  $V_s$  をこれ以上小さな値に設定すると、地盤増幅係数  $G_s$  の影響はさらに大きくなる。

第1種地盤では、略算法による地盤増幅係数  $G_s$  の方が大きい値を示した。第2種地盤、第3種地盤では、加速度一定領域では精算法による地盤増幅係数  $G_s$  の方が大きい、速度一定領域では略算法による地盤増幅係数  $G_s$  の方が大きい値を示した。

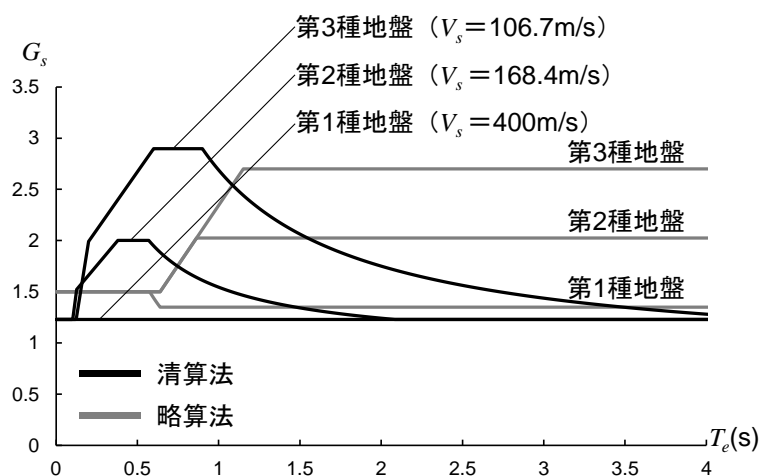


図 5.4 精算法及び略算法の地盤増幅係数  $G_s$

図 5.5 に精算法による地盤増幅係数  $G_s$  と略算法による地盤増幅係数  $G_s$  の比を示す。また、(2.22)式より、ベースシア係数  $C_B$  を 0.3、地震時の応答変形角  $R$  を  $1/50(\text{rad.})$  とした場合において建物の有効高さ  $H_e$  を 3(m)、10(m)、30(m) とした場合の建物の等価周期  $T_e$  を併せて示す。

建物の有効高さ  $H_e$  を 10(m)、30(m) とした場合では、建物の等価周期  $T_e$  がそれぞれ 1.6 秒、2.8 秒となるため、精算法による地盤増幅係数  $G_s$  の方が小さい値を示す。このため、(4.29)式より、速度一定領域の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  は地盤増幅係数  $G_s$  の 2 乗で影響を受けるため、精算法による地盤増幅係数  $G_s$  を用いた方が、略算法による地盤増幅係数  $G_s$  を用いた必要ベースシア係数  $C_{BT}$  に比べ、小さくなる。一方で、建物の有効高さ  $H_e$  を 3(m) とした場合では、建物の等価周期  $T_e$  が 0.9 秒となるため、第 3 種地盤 (せん断波速度  $V_s=106.7(\text{m/s})$ ) では精算法による地盤増幅係数  $G_s$  を用いた方が、略算法による地盤増幅係数  $G_s$  を用いた必要ベースシア係数  $C_{BT}$  に比べ、大きくなる。このため、建物の等価周期  $T_e$  が 1.0 秒以下で、せん断波速度  $V_s$  が小さい地盤上に建つ建物は、精算法よりも略算法による必要ベースシア係数  $C_{BT}$  が小さい値となるため、精算法の方が実地盤の地盤増幅率に適合性が高いとすると、第 3 種地盤相当の地盤上に建つ周期 1 秒以下程度の建物を略算法により設計した場合には、地盤増幅率を過小評価する可能性がある。

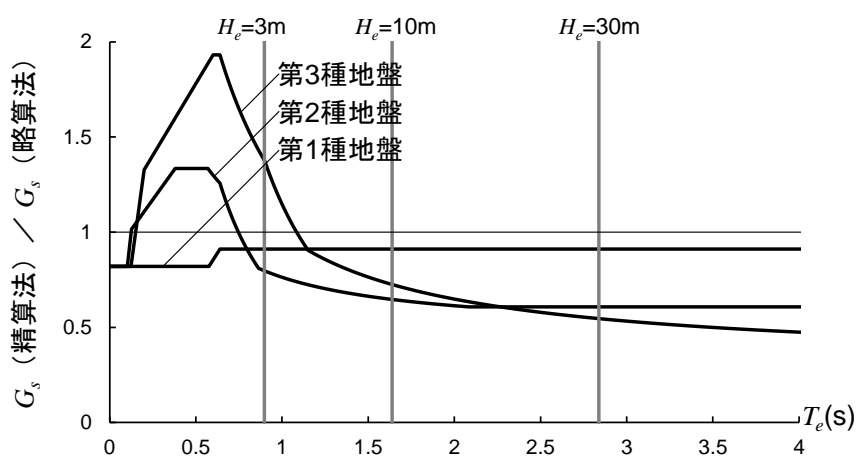


図 5.5 地盤増幅係数  $G_s$  (精算法) / 地盤増幅係数  $G_s$  (略算法)

図 5.6 に、図 5.4、(2.9)式～(2.21)式より算定した精算法及び略算法による加速応答スペクトル  $S_a$  を示す。

第 1 種地盤では、精算法による地盤増幅係数  $G_s$  を用いた加速応答スペクトル  $S_a$  と、略算法による地盤増幅係数  $G_s$  を用いた加速応答スペクトル  $S_a$  に顕著な差は見られなかった。第 2 種地盤では、加速度一定領域において、精算法による地盤増幅係数  $G_s$  を用いた加速応答スペクトル  $S_a$  の方が大きい、速度一定領域においては、略算法による地盤増幅係数  $G_s$  を用いた加速応答スペクトル  $S_a$  の方が大きい値を示した。第 3 種地盤では、加速度一定領域において、精算法による地盤増幅係数  $G_s$  を用いた加速応答スペクトル  $S_a$  の方が顕著に大きい、速度一定領域においては、略算法による地盤増幅係数  $G_s$  を用いた加速応答スペクトル  $S_a$  の方が大きい値を示した。精算法による地盤増幅係数  $G_s$  を用いた加速応答スペクトル  $S_a$  では、建物の等価周期  $T_e$  が大きくなるほど、急激に加速応答スペクトル  $S_a$  の値が小さくなる。

前述のように、速度一定領域では地盤増幅係数  $G_s$  は必要ベースシア係数  $C_{BT}$  に 2 乗で影響を与えるが、精算法のように周期と共に地盤増幅係数  $G_s$  が減少し、結果として加速応答スペクトル  $S_a$  の値が、略算法と比較して建物の等価周期  $T_e$  に対して、より急激に減少する場合は、地盤増幅係数  $G_s$  による必要ベースシア係数  $C_{BT}$  への影響はさらに大きくなる。

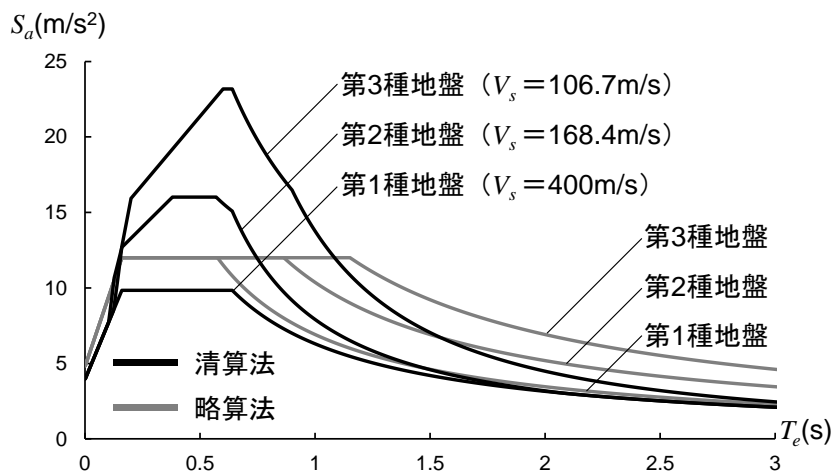


図 5.6 精算法及び略算法の地盤増幅係数  $G_s$  による加速度応答スペクトル  $S_a$

## 6. まとめ

本報告では、応答スペクトルの関係及びエネルギー的な観点から、地域係数  $Z$  や地盤増幅係数  $G_s$  をパラメータとした系統的な応答評価式を提示した。提示した式は、耐震基準にも容易に適応しうる。また、建物の限界変形時の応答周期について検討し、応答評価式や応答周期の理論式を用いて、限界耐力計算に基づく応答評価と保有水平耐力計算に基づく応答評価を比較した。

以下に、得られた知見を記す。

- ① 等価線形化法に基づく応答評価より、建物の許容しうる限界変形角を  $1/50(\text{rad.})$  とした場合、第3種地盤の平屋建ての建物を除いて、ほとんどの建物の崩壊時における等価周期は速度一定領域に属する。
- ② 加速度一定領域及び速度一定領域における限界耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  は下式で表せる。これらの式は、加速度応答スペクトルの規定値を地域係数  $Z$ 、地盤増幅係数  $G_s$  に応じて低減することに起因している。この式より、加速度一定領域における建物のベースシア係数  $C_{BT}$  は、地域係数  $Z$  に比例し、速度一定領域における建物のベースシア係数  $C_{BT}$  は、地域係数  $Z$ 、地盤増幅係数  $G_s$ 、応答低減係数  $F_h$  の2乗に比例し、建物が許容しうる最大変形  $\delta_{max}$  ( $=R_y \cdot \mu \cdot H$ ) に反比例する。また、速度一定領域における限界耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  は、既往の式<sup>2)</sup>も含め、地盤種別ごとに下式で表せる。

[加速度一定領域]

$$C_{BT} = Z \cdot F_h$$

[速度一定領域]

$$C_{BT} = \frac{0.078 \cdot Z^2 \cdot G_s^2 \cdot F_h^2}{R_y \cdot \mu \cdot H}$$

第1種地盤

$$C_{BT} = \frac{0.14 \cdot Z^2 \cdot F_h^2}{R_y \cdot \mu \cdot H}$$

第2種地盤

$$C_{BT} = \frac{0.32 \cdot Z^2 \cdot F_h^2}{R_y \cdot \mu \cdot H}$$

第3種地盤

$$C_{BT} = \frac{0.57 \cdot Z^2 \cdot F_h^2}{R_y \cdot \mu \cdot H}$$

ここで、 $Z$  は地域係数、 $G_s$  は地盤増幅係数、 $F_h$  は応答低減係数、 $R_y$  は建物の降伏変形角、 $\mu$  は塑性率、 $H$  は建物高さ(m)である。

- ③ 加速度一定領域及び速度一定領域における限界耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  は、応答低減係数  $F_h^2$  と構造特性係数  $D_s$  がほぼ等しくなる関係を用いて下式で表せる。限界耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  は建物高さ  $H$  と塑性率  $\mu$  に反比例し、構造特性係数  $D_s$  に比例する。

[加速度一定領域]

$$C_{BT} = Z \cdot \sqrt{D_s}$$

[速度一定領域]

$$C_{BT} = \frac{0.078 \cdot Z^2 \cdot G_s^2 \cdot D_s}{R_y \cdot \mu \cdot H}$$



ここで、 $D_s$ は構造特性係数である。

- ④ 加速度一定領域及び速度一定領域における保有水平耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$ は下式で表せる。また、速度一定領域における保有水平耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$ は既往の式<sup>2)</sup>も含め、建物の弾性周期及び地盤種別ごとに下式で表せる。この式より、速度一定領域における保有水平耐力計算の必要ベースシア係数  $C_{BT}$ は、地域係数  $Z$ 、構造特性係数  $D_s$ に比例し、建物高さ  $H$ に反比例する。

$$\begin{aligned} \text{[加速度一定領域]} & C_{BT} = Z \cdot D_s \\ \text{[速度一定領域]} & C_{BT} = Z \cdot R_t \cdot D_s \end{aligned}$$

( $T = 0.02H$ の場合)

第1種地盤	( $H \geq 32$ )	$C_{BT} = Z \cdot \frac{32}{H} \cdot D_s$
第2種地盤	( $H \geq 48$ )	$C_{BT} = Z \cdot \frac{48}{H} \cdot D_s$
第3種地盤	( $H \geq 64$ )	$C_{BT} = Z \cdot \frac{64}{H} \cdot D_s$

( $T = 0.03H$ の場合)

第1種地盤	( $H \geq 21.3$ )	$C_{BT} = Z \cdot \frac{21.3}{H} \cdot D_s$
第2種地盤	( $H \geq 32$ )	$C_{BT} = Z \cdot \frac{32}{H} \cdot D_s$
第3種地盤	( $H \geq 42.7$ )	$C_{BT} = Z \cdot \frac{42.7}{H} \cdot D_s$

ここで、 $R_t$ は振動特性係数である。

- ⑤ 限界耐力計算の略算法においては、地域係数  $Z$ は必要ベースシア係数  $C_{BT}$ に2乗で影響を与えるが、保有水平耐力計算においては1乗で影響を与える。また、限界耐力計算の略算法においては、地盤増幅係数  $G_s$ が必要ベースシア係数  $C_{BT}$ に2乗で影響を与えるが、保有水平耐力計算において、第2種、第3種地盤上に建つほとんどの中低層建物の周期は弾性周期で計算されるため、振動特性係数  $R_t$ が1として設計される場合が多く、またその影響度合いも1乗である。
- ⑥ 第1種地盤、第2種地盤において、低層の建物で塑性率  $\mu$ が小さい場合では、保有水平耐力計算より限界耐力計算の方が大きい必要ベースシア係数  $C_{BT}$ が要求される。
- ⑦ 第3種地盤において、中低層の建物で塑性率  $\mu$ が小さい場合では、保有水平耐力計算より限界耐力計算の方が大きい必要ベースシア係数  $C_{BT}$ が要求される。
- ⑧ 第2種地盤、第3種地盤において、高層の建物で塑性率  $\mu$ が小さく、保有水平耐力計算の弾性周期を  $T=0.03H$ で計算した場合、保有水平耐力計算と限界耐力計算がほぼ同じ値を示す。

- ⑨ 全ての地盤種別において、高層の建物で塑性率  $\mu$  が大きい場合では、保有水平耐力計算より限界耐力計算の方が小さい必要ベースシア係数  $C_{BT}$  を示す。
- ⑩ 限界耐力計算において、速度一定領域では地盤増幅係数  $G_s$  が建物の必要ベースシア係数  $C_{BT}$  に 2 乗で影響を与える。一方、第 2 種地盤、第 3 種地盤では建物が崩壊するような周期帯で略算法と精算法に大きな差異がみられることから、略算法と精算法による必要ベースシア係数  $C_{BT}$  には大きな乖離が想定される。

なお、本報告で誘導した応答の基本評価式は既往の研究とは異なり、地域係数  $Z$  と地盤増幅係数  $G_s$  を視認できる形で誘導していることから、任意の地域係数  $Z$  の値に対応しうる他、地盤増幅係数  $G_s$  を SHAKE などの詳細な方法により求めた場合にも適用し得る。

## 謝辞

建築研究所 構造研究グループ グループ長 小豆畑達哉氏には多大なご協力を賜りました。ここに記し、深く感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合，2020
- 2) 平石久廣，稲井栄一，福島徹：鉄筋コンクリート造建築物の耐震規準における規定の意義とその合理化について，日本建築学会構造系論文集，第622号，pp.163-168，2007.12
- 3) 平石久廣，稲井栄一，和田寿一，福島徹：鉄筋コンクリート造建築物の地震応答と耐震性能評価に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第613号，pp.105-112，2007.3
- 4) 平石久廣，大出大輔，稲井栄一：降伏変形角モデルが建築物の最大地震応答評価に及ぼす影響，日本建築学会構造系論文集，第79巻，第698号，pp.499-506，2014.4
- 5) 高橋加南，平石久廣，大出大輔，小橋祐人，稲井栄一：変形規定型設計法に関する研究，日本建築学会技術報告集，第20巻，第45号，pp.551-556，2014.6
- 6) 平石久廣，金子雅之，平塚高弘：地盤増幅特性の影響を考慮した建築物の地震応答予測に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第74巻，第641号，pp.1303-1309，2009.7
- 7) 飯藤将之，嶺岸孝志，渋谷純一：設計用スペクトルと等価線形化法を用いた弾塑性最大応答変形の推定（その1：推定手法），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.673-674，2001.9
- 8) 嶺岸孝志，飯藤将之，渋谷純一：設計用スペクトルと等価線形化法を用いた弾塑性最大応答変形の推定（その2：推定結果の検証），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.675-676，2001.9
- 9) 舟橋洋祐，森保宏，渡邊豊和，中島正愛：構造物の変位応答に基づく耐震信頼性評価法～その1 多層骨組の最大変位応答評価法，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.53-54，2001.9
- 10) 渡邊豊和，森保宏，舟橋洋祐，高田直樹：構造物の変位応答に基づく耐震信頼性評価法～その2 信頼性評価法の提案，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.55-56，2001.9
- 11) 岡野創，前川利雄，福島寛二：荷重効果の非線形性を考慮した鉄筋コンクリート造骨組みの信頼性評価－変形性能を指標とする建築物の耐震信頼性－，日本建築学会構造工学論文集，Vol.47B，pp.521-529，2001.3
- 12) 岡野創，宮本裕司：等価線形化法に基づく応答評価式－エネルギーバランスに基づく考察と限界変形の超過確率の評価への適用－，日本建築学会構造系論文集，第562号，pp.45-52，2002.12
- 13) 柴田明德：最新耐震構造解析 第2版，森北出版株式会社，2014
- 14) 平石久廣，大塚悠里，朱盈，大井希良里，大出大輔，小林正人：建築物の共振時における応答評価に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第81巻，第719号，pp.19-27，2016.1
- 15) 山川哲雄，中田幸造：沖縄県の地震地域係数に関する一考察 その1 地震危険度について，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.93-94，2008.9
- 16) 下地博子，山川哲雄，森下陽一，松村和雄：沖縄県の地震地域係数に関する一考察 そ

の2 既存RC造学校校舎の耐震性能比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.95-96, 2008.9

- 17) 有木寛江, 林康裕, 南宏一, 井上豊: 限界耐力計算法による設計建築物の保有耐力の分析～表層地盤の増幅特性と相互作用効果の評価について, 日本建築学会技術報告集, 第18号, pp.61-66, 2003.12
- 18) 林康裕, 森井雄史, 鬼丸貞友, 吉川正隆: 限界耐力計算法における地盤増幅係数評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第567号, pp.41-46, 2003.5

---

© 建築研究報告 第 150 号

令和 4 年 4 月 印刷・発行  
編集・発行 国立研究開発法人建築研究所

---

本資料の転載・複写の問い合わせは下記まで  
国立研究開発法人建築研究所企画部企画調査課  
〒305-0802 茨城県つくば市立原 1 番地  
電話 (029) 864-2151(代)