

設計用入力地震動はどうあるべきか

京都大学 防災研究所 林 康 裕

1. はじめに

近年、建築物の地震荷重に関係する世の中の動きが活発になってきている。まず、2000年6月に建築基準法が約50年ぶりに改正されて、限界耐力計算法が選択肢として加わった事があげられる。限界耐力計算によれば、これまで地表面で定義されてきた地震荷重が、工学的基盤位置で定義される様になり、表層地盤における地震動増幅特性の差を反映した設計ができる様になった。また、建築物の応答値を明確に意識でき、免震・制振(震)構造など新しい構造方法にも対応できる設計法となっている。ただし、想定している地震荷重レベルは、新耐震設計法と同レベルとなることを基本的方針として設定されている。しかし、実際には地盤増幅特性の計算法の複雑さや設計法の違いによって、限界耐力計算で想定している地震力レベルがそもそもの程度なのかが明瞭でない。そのために、設計者が無意識(あるいは故意)に過小な地震力を設定してしまいかねない場合や、逆に、安全と考えられるべき建築物が設計できない程に過大な地震荷重となってしまう場合がありそうだ。

今一つの流れとして、1995年兵庫県南部地震を契機として、政府による地震調査研究が積極的に推進され、調査結果が情報開示される様になってきた。例えば、地震調査研究推進本部による活断層調査や地下構造調査が行われ、長期的な地震発生確率の評価とそれに伴う強震動予測結果の公表が実施あるいは予定されている¹⁾。加えて、独立行政法人防災科学技術研究所によるK-NET, KiK-netを始め、気象庁や自治体設置の計測震度計などによって日本全土に高密度の強震観測網が配備されるに至っている。そして、兵庫県南部地震後だけでも、2000年鳥取県西部地震や2001年芸予地震で強震観測記録を始め、多くの貴重な強震記録が得られている。以上の様な調査結果は、震源メカニズムのモデル化手法、ひいては強震動評価手法の高精度化をもたらしている。その様な状況の下、公表される調査・観測結果の動向を建築物にどのように反映して設計されているのか、地震時には建築物がどのような状態になるのか、社会やクライアントの関心事に答えていく必要性が増大している。

「設計用入力地震動はどうあるべきか」という筆者にとっては荷の重た過ぎる課題に対して、以上の様な状況認識のもとで、現時点での考えをご紹介させていただき批判を仰ぎたい。

2. 限界耐力計算における地盤増幅特性評価と地震荷重

地表面での加速度応答スペクトル $S_a(T)$ は、工学的基盤位置での加速度応答スペクトル $S_0(T)$ に、対象地域の地震地域係数 Z と表層地盤増幅特性 $G_s(T)$ を乗じて決定される(図1)。地盤の増幅特性 $G_s(T)$ の算定には、2種類のメニューが用意されている。平成12年建設省告示第1457号の第七.一と第七.二の方法で、ここでは前者を精算法、後者を簡略法と呼ぶことにする。

2.1 表層地盤増幅特性 G_s (精算法) の略算法

精算法の場合には、まず、図1に示す様に工学的基盤以浅の表層地盤を等価線形解析して1層地盤に置換する。その1次、2次固有振動数 $T_1, T_2(=T_1/3)$ での増幅率 G_{s1}, G_{s2} を算定したものをを用いて $G_s(T)$ を次式の様に算定する。

$$\begin{aligned} T < 0.8T_2 & \quad G_s(T) = G_{s2}(T/0.8T_2) \\ 0.8T_2 < T < 0.8T_1 & \quad G_s(T) = G_{s2} + (G_{s1} - G_{s2})(T - 0.8T_2) / \{0.8(T_1 - T_2)\} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 0.8T_1 < T < 1.2T_1 & G_s(T) = G_{s1} \\
 1.2T_1 < T & G_s(T) = G_{s1} - (G_{s1} - 1)(1/1.2T_1 - 1/T)/(1/1.2T_1 - 0.1)
 \end{aligned}
 \tag{1}$$

しかし、精算法の場合には多層地盤でしかも非線形化の影響を考慮した場合には、計算手順が非常に複雑な事もあって、 T_1 , G_{s1} , G_{s2} がどのような値になるのか非常に分かりにくい。そこで、鬼丸²⁾に習って、 T_1 , G_{s1} , G_{s2} を弾性時の表層地盤の1次固有周期 T_{10} とインピーダンス比 $\alpha_0 (= (r_e V_{s_e}) / (r_b V_{s_b}))$ を用いて略算することを考える。まず、結果を示すと、以下の様になる。

	粘性土	砂質土
(損傷限界)	$G_{s1}(\alpha_0) = 3.4 - 3.0\alpha_0$ $G_{s2}(\alpha_0) = 1.5 - 0.5\alpha_0$ $T_1(\alpha_0) = (1.4 - 0.5\alpha_0) T_{10}$	$G_{s1}(\alpha_0) = 3.0 - 2.4\alpha_0$ $G_{s2}(\alpha_0) = 1.2 - 0.2\alpha_0$ $T_1(\alpha_0) = (1.6 - 0.7\alpha_0) T_{10}$
(安全限界)	$G_{s1}(\alpha_0) = 3.0 - 2.4\alpha_0$ $G_{s2}(\alpha_0) = 1.2 - 0.3\alpha_0$ $T_1(\alpha_0) = (2.0 - 1.0\alpha_0) T_{10}$	$G_{s1}(\alpha_0) = 2.8 - 2.1\alpha_0$ $G_{s2}(\alpha_0) = 1.0 - 0.3\alpha_0$ $T_1(\alpha_0) = (2.4 - 1.3\alpha_0) T_{10}$

(2a)

(2b)

詳細な検討条件はここでは省略するが、要は、砂質土あるいは粘性土で構成される一様な表層地盤と工学的基盤より成る2層地盤構造を考え、精算法によって T_1 , G_{s1} , G_{s2} を算定し、 α_0 に関して直線回帰して求めた。数値解析した範囲から適用条件は、 $0.25s < T_{10} < 1.0s$, $0.3 < \alpha_0 < 0.6$ である。なお、文献2)の資料との違いは、層分割は表層地盤を分割無として計算するのではなく、分割数の影響を検討した上で5分割して計算していること、告示の方法のとおり表層地盤の収束計算後の減衰定数は0.8倍している点、表層地盤のせん断波速度を変動させた場合にも適

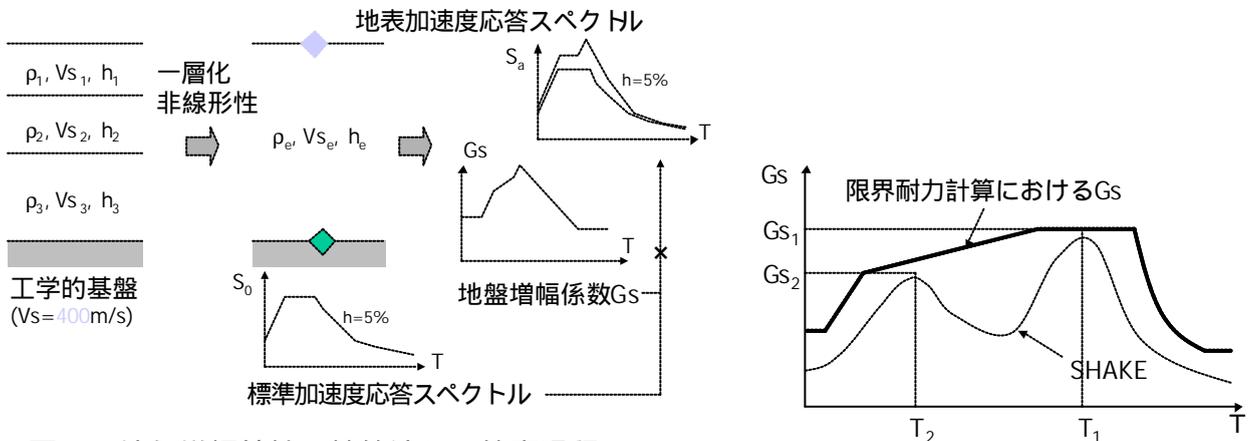


図1 地盤増幅特性（精算法）の算定過程

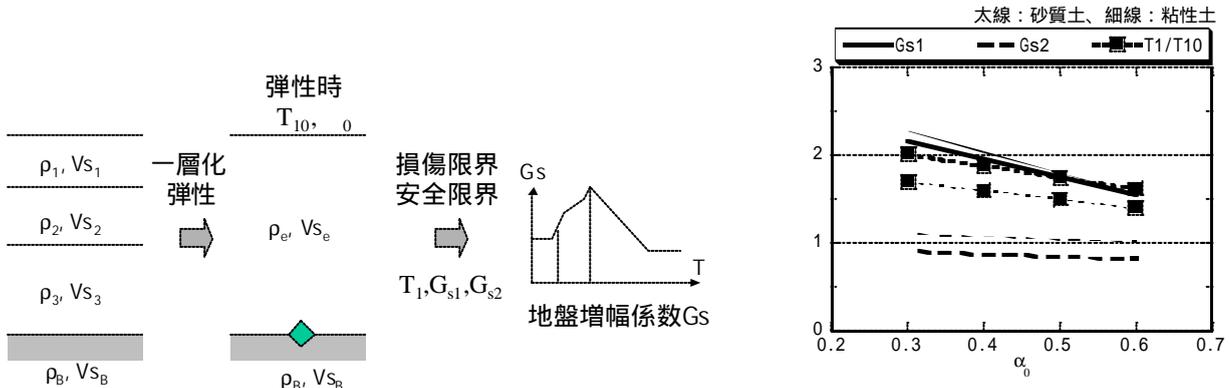


図2 地盤増幅特性（精算法）の略算法

図3 安全限界の地盤増幅特性の略算

用性を検討している点、砂質地盤や損傷限界にも検討範囲を広げ、回帰直線も実用性を考慮して直線回帰としている点、などである。

2層地盤の場合には、上式の推定精度は非常に高い。これは、工学的基盤の変位応答スペクトルは周期 T_{10} に比例し、 T_{10} が表層地盤厚とも比例するために、せん断歪みは大きく変わらない。しかも、表層地盤の剛性低下曲線や減衰増大曲線は、地盤のせん断歪みの対数と関係づけられるので、 T_{10} による差はほとんどなくなる。ここで、(2)式からも容易に分かる様に、 a_0 が大きくなるにつれて、表層地盤の増幅率や固有周期の伸び率は小さくなる。また、土質種別の影響は大きくない。

2.2 工学的基盤の設定位置（精算法）

精算法の実用上問題点は、(表層地盤の構成に関して)工学的基盤の設定位置である。設計者の意識としては、出来る限り堅固な地盤を工学的基盤として設定しようとし、その結果、表層地盤の等価せん断波速度 V_{s_e} は大きくなり(a_0 は増大し)、 G_{s1} の減少を招いて地震荷重を過小評価することとなりかねない。これは、SHAKEなどの重複反射理論で計算する場合の傾向とは異なっており、表層地盤を一層地盤化する過程で導入されてしまった問題である(地盤のせん断ひずみを算定する際に、固有値解析を行っているが、その結果が地盤の固有周期や工学的基盤位置の設定(ひいては、インピーダンス比の算定)に反映されていない)。その一方で、工学的基盤設定位置が深くなると表層地盤の1次固有周期が長くなっていく。設計対象建築物の固有周期によっては、地震荷重が大きく変わる可能性がある。

大阪府下のある2地点で実施されたPS検層結果を図4(a)に示す。せん断波速度 $V_s=400\text{m/s}$ を目安とすれば、A地点(東大阪市)ではGL-70m、B地点(大阪市北区)では約GL-40mとなる。図4(b)は、土質種別と V_s 値を基に設定した層分割を基に、層分割位置を工学的基盤と仮に設定した場合の1次固有周期 T_{10} の変化を示している。地盤の1次固有周期 T_{10} は工学的基盤設定位置が深くなるとともに増大していき、A地点の場合にはGL-70m位置で約1秒となる。1次固有周期からは第3種地盤相当と判定されることになってしまう。なお、実際の設計では許容応力度計算によって行われているが、地盤の常時微動計測によれば0.4-0.5秒にピークがあり、第2種地盤としている。

一方、工学的基盤設定値を変化させた時のインピーダンス比 a_0 を図4(c)に、土質種別を粘性土として(2)式より推定した地盤固有周期 T_1 と増幅率 G_{s1} を図4(d)に示す。インピーダンス

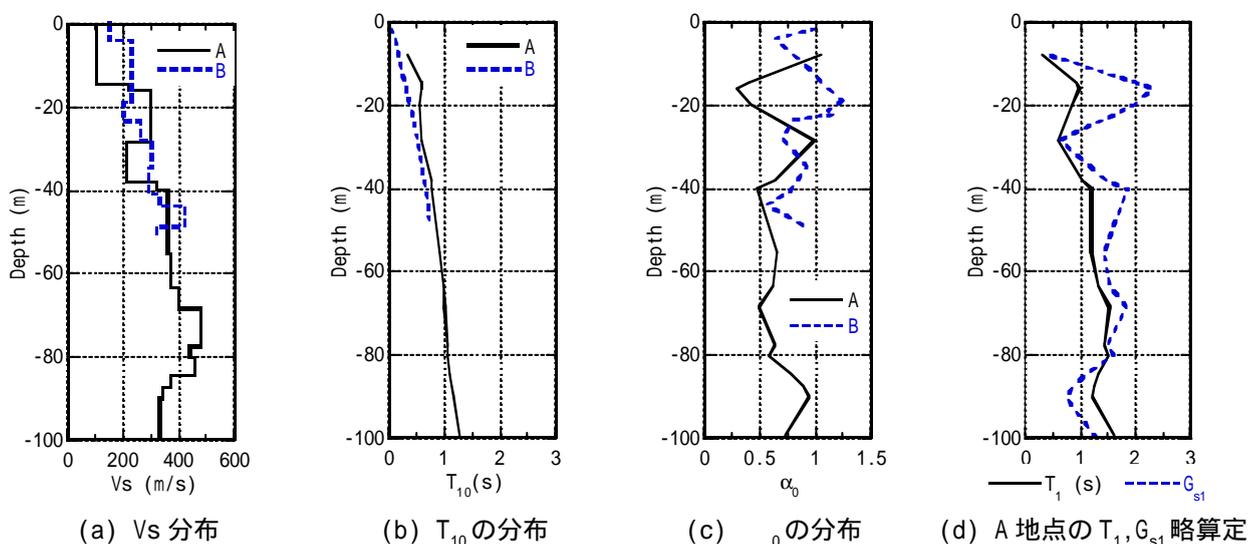


図4 実地盤の増幅特性（大阪府下の例）

比 a_0 が小さいのはGL-16mを工学的基盤とした場合で、増幅率 G_{s1} が最も大きくなるが、 $T_{10}=0.58$ sとなつて、常時微動計測による判断と同じ第2種地盤相当ということになる。

最後に、サイトAについて、 a_0 が小さくなる3位置を工学的基盤位置として設定し、地盤増幅特性 $G_s(T)$ と地表面での加速度応答スペクトル $S_a(T)$ を算定して図5に示す。工学的基盤の設定位置によって建築物の地震荷重は大きく変化していることがわかる。設計者の選択によって任意性が発生する可能性がきわめて大きい。

2.3 精算法と簡略法による地震荷重レベルの比較

まず、表層地盤増幅特性の評価は下式で与えられている。

(第1種地盤)

$$\begin{aligned} G_s &= 1.5 & (T < 0.576) \\ G_s &= 1.35 & (0.64 < T) \\ G_s &= 0.864/T & (\text{else}) \end{aligned} \quad (3a)$$

(第2種地盤, 第3種地盤)

$$\begin{aligned} G_s &= 1.5 & (T < 0.64) \\ G_s &= g_v & (T_u < T) \\ G_s &= 1.5(T/0.64) & (\text{else}) \end{aligned} \quad (3b)$$

ただし、 $g_v=2.025$ (第2種地盤), 2.7 (第3種地盤)で、 T_u はそれぞれ 0.864 s, 1.152 sとなる。

ここで、地盤の固有周期 T_1 と建物の限界変形時の固有周期によって地震荷重が大きく異なることは明らかである。例えば、精算法による増幅率の最大値である G_{s1} は安全限界検証用の場合で $1.5 \sim 2.3$ 程度である事を考えると、 $T_1 < 0.64$ では、 G_{s1} はほぼ確実に精算法による地震荷重が簡略法を大きく上回る。逆に、 G_{s2} は約1であるから、 $T=T_2$ 付近では傾向が逆転する。問題は、地震荷重の算定方法の選定によって、必ずしも根拠が明確でないにもかかわらず、地震荷重の設定値が大きく異なる事である。このような差は、時として構造計画にも影響を及ぼしかねない。

では、どちらの地震時荷重が妥当なのだろうか。設定の根拠は文献3,4)に記載されている様に、地表での加速度応答スペクトルが新耐震設計法で想定している第2種地盤用のベースシヤ係数(振動特性係数 R_l)を加速度応答スペクトル S_{ax} に換算し、それをターゲットとして限界耐力計算で用いる工学的基盤位置での標準加速度応答スペクトルを逆算している。その際、図6に示す様に、表層地盤増幅率を短周期で 1.5 、長周期領域で 2.0 として標準

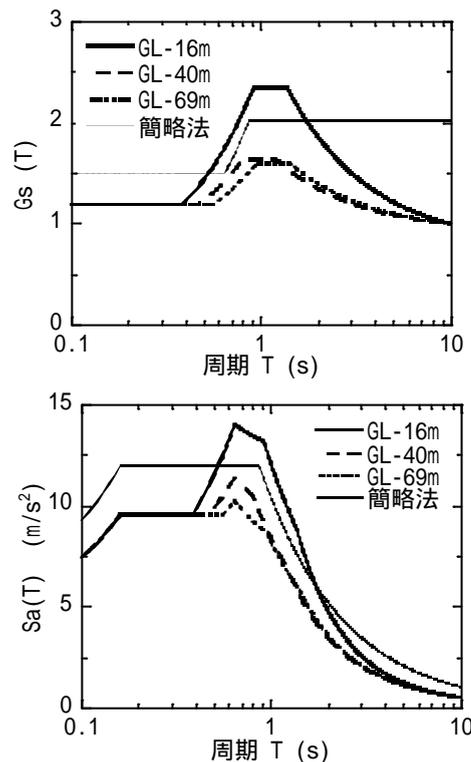


図5 工学的基盤の設定位置と地震荷重 (サイトA)

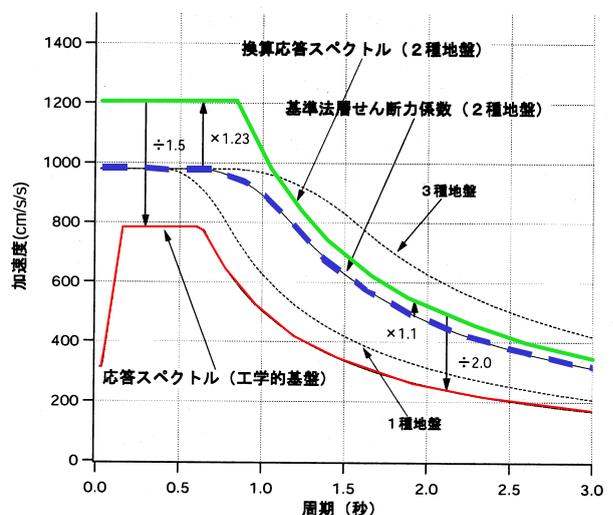


図6 限界耐力計算の地震荷重レベルの設定根拠

加速度応答スペクトルを定めている。

ここでまず、新耐震設計法による地震力レベルを妥当とした事は、1995年兵庫県南部地震において、激震地での地震動強さが同設計法で想定したレベルを大きく超えていたと考えられたにもかかわらず、同設計法で設計された建物で大きな損傷を被った建物の割合が十分に小さかったという経験的事実に基づいていると解釈している。次に、換算加速度応答スペクトルから工学的基盤の加速度スペクトルの逆算に用いられた増幅率について、波長の長い長周期成分の方が増幅率が大きくなっている点は理解しにくい。この様に考えると、精算法よりも簡略法の方があたかも妥当であるかの様に思われる。しかし、長周期領域における簡略法の地盤増幅特性は設計が困難な程大きくなる場合があるとも言われている。この様に考えてくると、必ずしも地震荷重だけを考慮して、その妥当性を議論すること自体に意味がない事が理解できよう。

3. 限界性能の検証課程と地震荷重

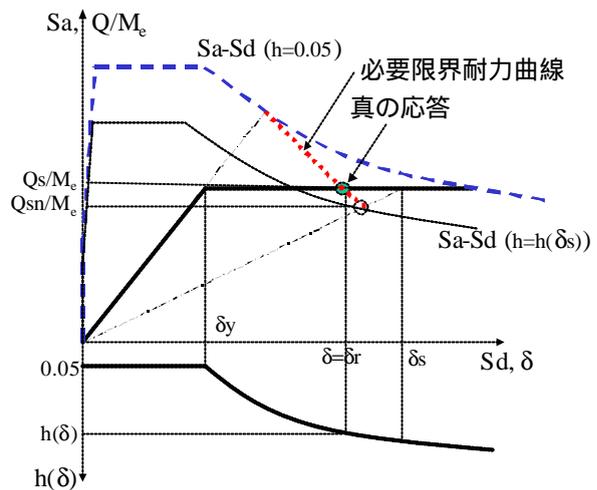
3.1 建築物の性能と等価な地震荷重レベル

次に、限界耐力計算における安全性検証方法について若干のコメントをしたい。通常、地震時安全限界の検証を行う際には、建築物の代表位置の荷重変形曲線 $Q-d$ を作成し、地震荷重である S_a-S_d スペクトルと比較する。ただし、建築物の各変形量 d に対応する減衰定数 $h(d)$ は一般に5%とは異なるから、図7(a)の様に、減衰定数5%の S_a-S_d 曲線を $h(d)$ を用いて必要限界耐力曲線に補正し、荷重変形曲線と比較する事となる（文献3）〈付録1参照〉

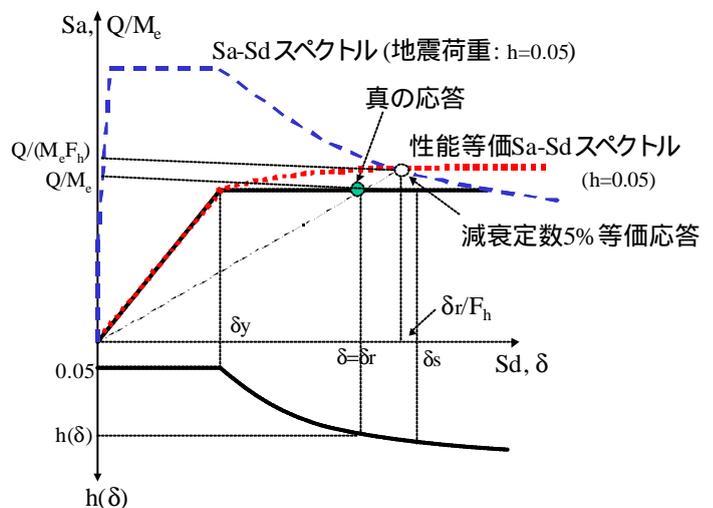
しかし、ここでは発想を逆転して、荷重変形曲線 $Q(d)$ を等価な減衰定数5%の応答スペクトル $S_a(T_B(d), h=0.05)$ に変換する。すなわち、応答加速度は $S_a(h(d))$ は $Q(d)/M_c(d)$ と表されるから ($M_c(d)$ は有効質量) $S_a(T_B(d), h=0.05)$ は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} S_a(T_B(d), h=0.05) &= S_a(h(d))/F_h(h(d)) \\ &= Q(d)/M_c(d)/F_h(h(d)) \end{aligned} \quad (4)$$

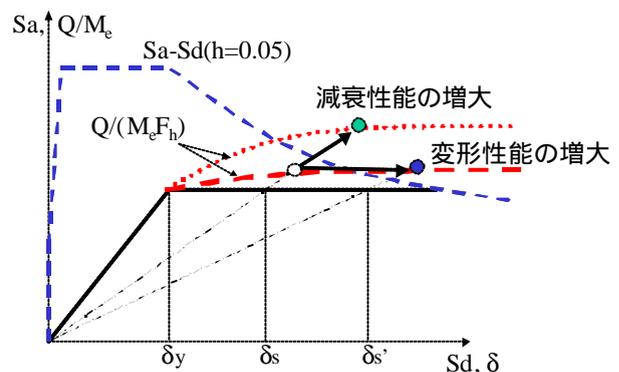
ここで、



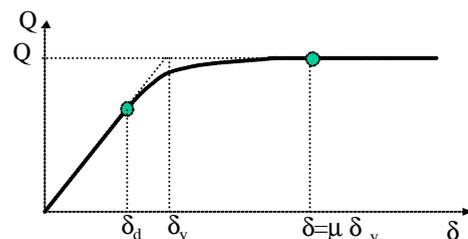
(a) 限界耐力計算における真の応答の算定過程



(b) 建物性能と等価な Sa-Sd スペクトル



(c) 構造性能の設計と地震荷重換算



(d) Ductility ratio の定義

図7 限界耐力計算の地震荷重レベルの設定根拠

$$F_h(h(\mathbf{d}))=1.5/(1+10h(\mathbf{d}))+0.05$$

$$h(\mathbf{d})=g(1-1/m(\mathbf{d})^{0.5}) \quad (5)$$

であり、 $T_B(\mathbf{d})=(dM_c(\mathbf{d})/Q(\mathbf{d}))^{0.5}2\pi$ は荷重変形曲線の割線剛性として求められる建物周期、 m はDuctility ratioである。また、 S_a-S_d 関係も同様にして減衰定数5%と等価な関係に書き直せる。

$$S_d(T_B(\mathbf{d}),h=0.05)=S_a(T_B(\mathbf{d}),h=0.05)(T_B(\mathbf{d})/2\pi)^2 \quad (6)$$

本論では、性能等価加速度応答スペクトル、性能等価 S_a-S_d 関係と呼ぶこととする。

この様に書き換えた事によって、安全限界検証用の加速度応答スペクトル(あるいは S_a-S_d 関係)と建築物の性能等価加速度応答スペクトル(あるいは性能等価 S_a-S_d 関係)を直接比較することによって真の応答が求められる(図7(b))。この書き換えの長所は、限界変形 d (あるいは、それに対応した等価周期)と等価な減衰定数5%の加速度応答スペクトルを考えているので、種々の設計用地震動の5%応答スペクトルと同時に比較することができるとともに、建築物の耐震余裕度がどの程度であるかを視覚的に直接把握することができる。また、図7(c)の様に、建物の減衰性能や変形性能を向上させた場合に、その性能向上効果によってどの程度の設計用地震動に対して設計できる様になったかを記述する事ができる。

3.2 必要保有水平耐力(新耐震設計法)と等価な加速度応答スペクトル

3.1に示した考え方を使って、新耐震設計法(許容応力度計算)と限界耐力計算で想定している地震荷重レベルの対応関係をより明確に記述することができる。

まず、必要保有水平耐力に等しい保有水平耐力を有する建築物の性能等価加速度応答スペクトルを算定してみよう。荷重変形関係として図7(d)に示す関係を考えれば、 $m>1$ における荷重変形関係 $Q-d$ は以下の様に表される。

$$Q(\mathbf{d})=ZD_sR_l(T_{B0})C_0Mg \quad (m>1) \quad (7)$$

ただし、 T_{B0} は建築物の弾性時の固有周期である点に注意されたい。地震地域係数を Z 、構造特性係数を D_s 、標準せん断力係数を C_0 、振動特性係数を R_l としている。 $C_0=1, Z=1$ の場合を考えれば、減衰定数5%の性能等価加速度応答スペクトルは以下の様に表される。

$$S_a(T_B(\mathbf{d}),h=0.05)=[D_s/F_h(h(\mathbf{d}))][R_l(T_{B0})(Mg/M_c(\mathbf{d}))] \quad (8)$$

ここで、代表変形 d に対応する建物の固有周期は $T_B(\mathbf{d})=T_{B0}m(\mathbf{d})^{0.5}$ と表される。そこで、 T_{B0} を T として簡略化して次式の様に書き直す。

$$S_a(Tm^{0.5},h=0.05)=[D_s/F_h(h)] [R_l(T)(Mg/M_c)] \quad (9)$$

右辺の[]内は、換算加速度応答スペクトル(図6)と呼ばれているものである。限界耐力計算では、換算加速度応答スペクトルは、新耐震設計法で用いてきた地震荷重と同等と説明されており^{3,4)}、限界耐力計算の簡略法による地表面加速度スペクトルそのものでもある。

そこで、換算加速度スペクトル(簡略法相当:限界耐力計算)と上式で評価される性能等価加速度応答スペクトル(新耐震設計法相当)の比 h を取れば、

$$h=[R_l(Tm^{0.5})(Mg/M_c)]/S_a(Tm^{0.5},h=0.05)=[R_l(Tm^{0.5})/R_l(T)]F_h(h)/D_s \quad (10)$$

と表される。例えば、 $R_l(T)=1.6T_c/T$ 、 $m=2$ 、 $g=0.25$ 、 $D_s=0.3$ とすれば $h=1.6$ となる。また、 $h=1$ とするためには、 $m=3.5$ 程度の大きな変形量をとらなければならない。さらに、例えば2種地盤の長周期領域を考えて $R_l(T)=0.96/T$ ($T_c=0.6$)、 $(M/M_c)=1.1$ とおき、簡略法による加速度応答スペクトルを応答速度に換算すると、

$$[R_l(T)(Mg/M_c)](T/2\pi)=(0.96*980*1.1/T)*(T/2\pi)=(0.96*980*1.1/2\pi)=165\text{cm/s} \quad (11)$$

となっている*。以上から、 G_s を簡略法によって算定した場合、限界耐力計算による地震荷重(建物性能)レベルは、新耐震設計法で想定していた地震荷重(建物性能)レベルに比べて、長周

* この値を $h=1.6$ で割れば、速度応答は約100cm/sとなって概ね整合したお話になる。

期領域で過大となっていると思われる。これに対して、精算法では理論的には理解しがたい増幅率2を考へて工学的基盤位置での標準加速度応答スペクトルを定義することにより(図6参照)、過大な荷重とならないように調整されていると考えられる。もちろん、このような調整が、簡略法に対して行われていない事は、以上の議論からも明白であろう。

4. 今後の設計用地震荷重 ~まとめにかえて~

以上の検討結果をまとめて、今後の設計用地震荷重について展望したい。

1924年における市街地建築物法施行規則が改正され、震度0.1(許容応力度の安全率は3)の地震荷重が導入されて以来、地震荷重は何回か大きな変更が加えられている⁵⁾。その後、1950年には、震度0.2として2倍にしたが、RC造や木造では短期許容応力度の安全率を1/2の1.5としたため、地震荷重としては実質的な変化はなかった。また、2000年に施行された改正建築基準法においても、同等の地震荷重レベルとすることを基本としてきた。

しかし、これは地震荷重だけを考えればの話であり、片手落ちの議論であると考えている。例えば、1950年以降も、地震被害経験に学び、設計法は改良されてきている。例えば、1968年十勝沖地震後の1971年には、建築基準法施行令およびRC規準の改訂が行われ、せん断補強筋間隔など柱のせん断破壊の防止に関する規準が大幅に改訂されている。これらの改訂は、被害の直接的要因を取り除くための最も効率的な対策として、部材ディテールの制限や設計式の改良などを行ったものではあるが、地震荷重は改訂していない。しかし、ディテールや設計式を変更した事は、3.2節と同様の見方(たとえば図7(c))をすれば地震荷重を増加したのと同等の効果がある。

また、本論文中で紹介した様に、限界耐力計算法と新耐震設計法(許容応力度計算)とは、同じ地震荷重レベルである事を意図したものでありながら、検証法の違いによって建築物に要求している耐震性能が大きく異なっている。さらに、限界耐力計算の中だけで考えても、地震荷重の算定方法によって地震荷重レベル自体が大きく異なっている。つまり、地震荷重のレベルや決め方だけを議論していても、工学上の意味は低い。限界性能を検証するための荷重と検証法(計算法+クライテリア)をセットとして考える必要がある。

その際、耐震性能は荷重と計算結果である応答との相対関係によって判断される事となるので、どのような荷重条件が与えられたのかが明確で理解しやすいものでなければならない。従って、設計荷重を算定する際に複雑な計算が必要となる状況は好ましくない。例えば、限界耐力計算の地盤増幅特性算定において、複雑な計算手順が提示されているが(精算法)本論文中で示した略算法(1),(2)式)などを利用することで、設計者が荷重条件をより明確に理解できるのではないかと考えている。

一方、「1.はじめに」でも述べた様に、地震発生長期予測やその強震動評価の開示結果が、設計においても無視し得なくなっていくことはほぼ間違いない。しかし、兵庫県南部地震における地震動強さと地震被害の定量的関係が十分に説明出来ていない現状⁶⁾を考えると、予測・評価された強震動を設計用地震動として用いても、大地震時の建物の安全性検証を十分な精度で行えるとは考え難く、建物の安全性向上には寄与できるとは思えない。現時点では、評価される強震動を構造設計において安全性を検証するための地震荷重とは区別して位置づけておいても良いのではないだろうか。むしろ、建築構造設計者の側から、建築構造物の安全性を検証するためにふさわしい設計法(荷重・計算法・クライテリアのセット)を提案をしていく必要がある。その際に考えられる地震荷重は、例えば3章で紹介した方法の様に、将来発生するであろう地震・地震動に対して、建築物が保有すべき耐震性能を地震被害経験などに基づいて設定し、指定した限界性能を満足していることを確認する検証法を用いて、逆に地震荷重換算(逆算)することによって設定する事が考えられないだろうか？

その一方で、地震動長期予測や強震動評価に関する社会の関心は高い。想定される地震時の損傷状況を予測する手法の精度を改良し、大地震の説明能力を向上する研究が推進されるべきである。このような現象を説明・予測するための方法論は、設計で用いる検証法とは異なってしかるべきで、できる限り実際の現象をシミュレーションできる方法でなくてはならない。すなわち、説明能力を向上するために、強震動予測手法の高精度化と同時に、大地震下における建築物の地震時挙動評価手法の高度化が望まれる。

参考文献

- 1) 地震動予測地図作成手法プロジェクト(<http://www.bosai.go.jp/ad/Jpn/jigyoyosoku/map.htm>)
- 2) 鬼丸貞友：相互作用効果の設計への導入 / 地盤増幅率の特性、日本建築学会 2001年度基礎構造系振動小委員会資料、No. 3-7、2001.10.19.
- 3) 国土交通省住宅局建築指導課他編集：2001年版限界耐力計算法の計算例とその解説、2001.3.
- 4) 国土交通省建築研究所編著：改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景、ぎょうせい、2001.3.
- 5) 大橋雄二：日本建築構造基準変遷史、日本建築センター出版部発行、1993.
- 6) 林康裕，安井譲，吉田長行：構造物の応答と相互作用効果，第5回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム，pp.12-24，1997.
- 7) 飯場正紀：限界耐力計算における入力地震動・地盤増幅に関する技術的背景、第29回地盤震動シンポジウム、pp.23-46、2001.10.
- 8) 北村春幸：設計実務から見た新规定 - 耐震設計をどこに導こうとしているのか -、第29回地盤震動シンポジウム、pp.47-54、2001.10.
- 9) 森伸一郎：改正建築基準法による表層地盤増幅の評価法における諸問題、第29回地盤震動シンポジウム、pp.67-80、2001.10.
- 10) 林康裕：限界耐力計算の中の建物・地盤相互作用と今後の課題、シンポジウム「建物・地盤の動的相互作用 - 限界耐力計算にどう活かすか - 」、日本建築学会近畿支部耐震構造研究会、pp.44-55、2001.10.

謝辞

本資料に提示しました簡略化式(2)式)は、文献2)を参考として、京都大学工学部建築学科4回生の吉川正隆君の協力を得て検討を行った結果であり、検討の過程においては、鬼丸貞友氏に貴重なご意見を賜りました。また、東京理科大学の北村春幸先生には、限界耐力法が要求している地震荷重レベルについての現状認識について議論にのっていただきました。ここに記して謝意を表します。また、文献7～10)は執筆時において参考とさせていただきまし、設計者にとっても参考になる文献と考えましたので列挙させていただいております。