

株式会社 i2S2

Initiative & Integrity for Sustainable Structures

持続可能構造物のための独創性と完結性

を求めて

私共の会社は、従来になかった哲学と独創力で、21 世紀の地球環境保全のひとつとして、100 年・200 年も持続可能な構造物を提供することを企業規範としています。

私共の考え方を少しお話させて下さい。

(文責：技術顧問 石丸辰治)

＝ 第二部 ＝

震度 7 に対応できる設計技術は？

東日本大震災では、津波による悲惨な大被害があり、建築構造物も数多くの損害を被っています。これからの防災、減災を考えるととても難しい局面に遭遇していると思います。地震動の継続時間が 5 分以上という経験もしました。非常に長い地震だったという関東大震災の伝聞を再確認させられました。震度 7 の地域もありました。阪神淡路大震災でも震度 7、新潟県中越地震でも同様に大きな加速度を記録しています。

もはや震度 7 の地震動を想定外とするのは構造技術者としては誠実性に欠ける行為であり、真剣に新しい技術を開発、安全・安心な都市造りに貢献していかなければならないことはいうまでもありません。

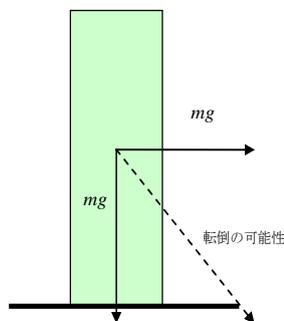


図-1 地震力が重力加速度の場合の作用力

ところで、震度 7 って何でしょう？

従来の構造設計は「強度設計」が主眼でしたので、地震動の作用力の大きさという視点から定義されていることは確かです。いうまでもなく構造物の重量の定義は、構造物の質量 m (単位 ton) に重力の加速度 $g = 9.8m/s^2$ を乗じた値であり、 kN の単位を与えています。震度 7 は概念的には、水平方向に重力の加速度が生じるほど大きな力が作用するものという考え方が基本になっているといってもいいでしょう。

図-1 に示すように、垂直と水平方向に建物の重量に相当する力が作用するときの崩壊の危険性や転倒の恐怖感が震度7の大きさを規定しているように思います。

ところが、私達はすでに建物の弱点である固有周期という概念を知っています。ある周期で建物を駆動するとその周期に弱い、つまり同調（共振）せざるを得ない性質があり、その振動がどんどん成長していくことを知っています。

したがって、震度という概念にも「揺れの周期」という概念が完全な形ではありませんが入ってきています。第一部では揺れの周期の関係を、速度と変形の関係で見えてきました。

従来の耐震設計は、作用力に対する検討が主ですから、「質量 m 」と「加速度 a 」の積で定義される「作用力」を中心に震度が構築されています。つまり、「加速度」を中心に「揺れの周期」の概念も取り入れたものになっています。

「エネルギーの消化」という概念を抜きに考えれば、「作用力=建物の抵抗力」です。

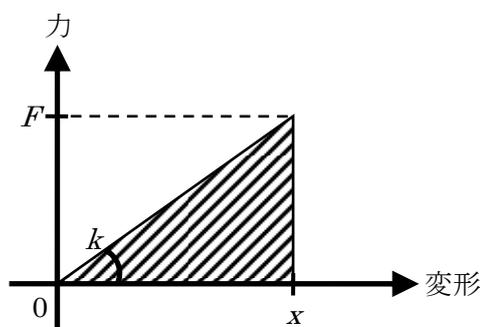


図-2 建物の抵抗力

すなわち $ma=kx$ です。第一部の図-2 をそのまま借用すれば k はばね剛性で建物の水平方向への変形のし易さの尺度であり、 x はその変形です。 $ma=kx$ の関係から、再び、第一部の(2)式と同様の関係がでてきます。すなわち

$$\left(\frac{a}{x}\right) = \frac{k}{m} \rightarrow \omega_0^2 \quad (1)$$

です。第一部では

$$\left(\frac{v}{x}\right)^2 = \frac{k}{m} \rightarrow \omega_0^2 \quad (2)$$

の関係でしたから、結局次式の関係があることになります。

$$a = \omega_0^2 x = \omega_0 \cdot \omega_0 x = \omega_0 v \quad \leftarrow v = \omega_0 x \quad (3)$$

表-1 は気象庁の震度階の定義ですが、記録された地震動の加速度と速度のそれぞれの最大の組み合わせから震度の表が出来上がっています。これは固有周期の長いところでは加速度よりも速度により規定しようということです。

表-1 震度と加速度・速度の関係

震度	計測震度	加速度 $g: 9.8m/s^2$	速度: m/s
4	>4.0	0.04~0.1g	0.04~0.1 m/s
5 弱	>4.5	0.1~0.24g	0.1~0.2 m/s
5 強	>5.0	0.24~0.52g	0.2~0.4 m/s
6 弱	>5.5	0.52~0.83g	0.4~0.6 m/s
6 強	>6.0	0.83~1.10g	0.6~1.2 m/s
7	>6.5	1.10g 以上	1.2 m/s 以上

加速度は重力加速度に対する割合で書かれています。

このような表にすると少しわかり難くなりますので、視覚的に認識して見ましょう。

図-3 は、縮尺は対数になっていますが、目盛に沿って読めば分かると思います。

この図は 1960 年代にアメリカの Newmark¹⁾ によって考案されたものです。地震動や建物の揺れの「加速度-速度-変形」を総括的に判断できる画期的な方法です。

横軸に建物の揺れの周期をとっています。縦軸、右上がりの軸、左下がりの軸という 3 つの目盛があるのが特長です。全て対数軸です。対数というのは、掛け算で成立している世界を足し算の世界に変換して認識しようというのですが、振動の世界が、掛け算或いは 10^2 とか e^2 など指数の世界であることを物語っています。

それはともかくとして、物理的な意味について考えて見ましょう。このグラフの左上りの方向の軸は加速度です。ボクシングになぞらえれば、「パンチの力」でしょう。縦軸、あるいは上向きの方の軸は速度であり「パンチのスピード」に相当します。右上りの方向の軸は変位を示し、「リーチの長さ」に相当します。

この図の中に、表-1 の震度 7 と震度 6 弱の最低値を書き込み、グラフで小さい方の値を残して \wedge の形で示したのが、赤の線の「震度 7」と青の線の「震度 6 弱」の最低値です。固有周期 0.7 秒以下では加速度が有意であり、それ以上の周期では速度が有意であることを意味しています。

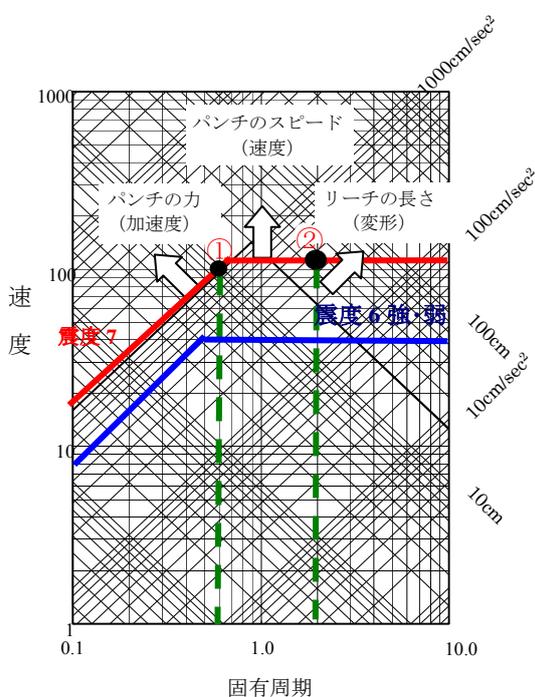


図-3 加速度・速度・変位の関係

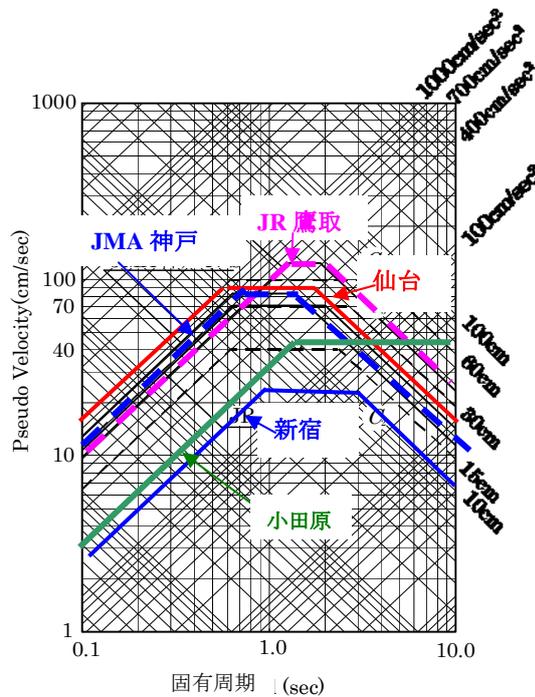


図-4 阪神淡路及び東日本大震災の地震動の顔

私達が一番知りたいのは、地震動が建物にどのように作用するかということです。これを「ボクシングのパンチ」に倣って表現したものです。

例えば、震度7の地震動が、固有周期0.6秒と2.0秒の建物に作用したとします。建物の弱いところ、揺れやすいところに、すなわち固有周期のところにエネルギーが投入されると第一部でお話しました。

表-2 周期0.6秒①の建物と周期2.0秒②の建物への地震動の作用の仕方

	周期0.6秒①の建物	比較	周期2.0秒②の建物
パンチの力(g)	1.1g	>	0.5g
パンチのスピード(m/s)	1.0m/s	≈	1.1m/s
リーチの長さ(m)	0.1m	<	0.35m

したがって、前者に対して地震動の作用する様子は図-3の①の点で推測が付きます。後者に対しては②の点です。これを、それぞれの目盛に沿って読んでいきますと、表-2のようになります。大小の大きさの比較記号も入れていますが、掌で動きを表現すると理解し易いと思います。①の建物は大きな力で小刻みにパンチを受けるのに対して、②の建物は①よりも小さな力でゆっくり大きな変位で揺られているのです。

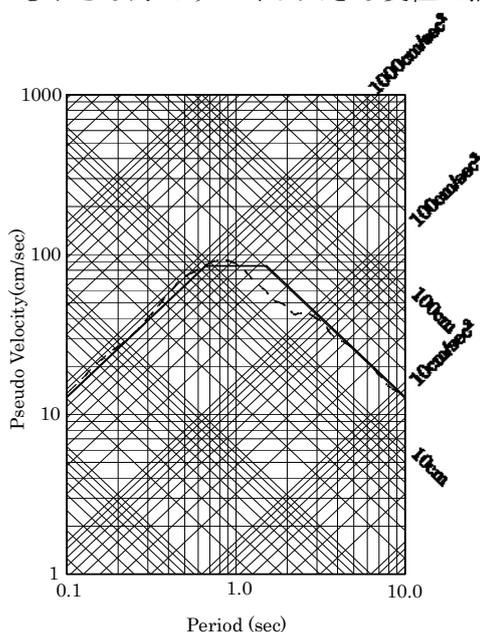


図-5 阪神淡路大震災のJMA神戸の応答

このように解釈できるのは、次のような理由からです。

第一部では、正弦波で建物を揺らしたときの成長倍率は粘性減衰 h に対して、 $1/2h$ になるとお話しました。 $h=0.5$ にしますと、成長倍率は1.0で、揺る波の振幅と同じ大きさになるわけです。

そこで、今度は地震動を対象にして、各地震動波形の成長倍率を調べてみます。これは地震動波形をそのままにして、揺れの周期の異なる建物を沢山用意しておき、いちいち、その周期でどのような大きさになるかを調べるわけです。これをレスポンス・スペクトル解析と呼んでいます。

地震動にはいろいろな周期の波が混在していることと、継続時間が限られていることもあり、成長倍率を1.0にする減衰定数を見出すのは難しいのですが、 $h=0.4$ にしますとほぼ成長倍率1.0の振幅が得られます。これを周期毎に揺れの最大値をプロットするわけです。そうすると、地震動にその固有周期に同調する成分が含まれていれば、当然大きな値となります。

図-5には阪神淡路大震災のときのJMA神戸の計算の結果が、点線で描いてあります。計算では最大応答の変形 x_{\max} を求め、(3)式から $v_{\max} = \omega_0 x_{\max}$ として縦軸の速度に対してプロットしています。これを「擬似速度スペクトル ${}_p S_{v,40}$ 」と称しています。40という添え字が付いているのは、粘性減衰定数 $h=0.4$ として計算していることを表現するためです。この地震動そのものはパンチ力の基本となる最大加速度は $\ddot{g}_{\max} = 0.82g$ 、地盤の揺れの最大速度は $\dot{g}_{\max} = 0.85m/s$ 、地盤の揺れの最大変位は $g_{\max} = 0.2m$ であり、これらを実線で描いてあります。地震動のピーク・パラメータ・スペクトル S_{AVD} といわれています。台形の形をしていますが、 ${}_p S_{v,40}$ をほぼカバーしていることが分かります。この結果から、地震動のピーク・パラメータ・スペクトル S_{AVD} は、その地震動そのものが持っている卓越周期の分布とその強さを示しており、震度と対応して考えることができるわけです。

図-4に、1995年の阪神淡路大震災のJMA神戸とJR鷹取の記録と、2011年の東日本大震災の仙台と東京新宿及び小田原の記録のピーク・パラメータ・スペクトル S_{AVD} を描いて見ました。これは防災科学研究所の強震記録K-netの記録を参考にさせて頂いています。

図-3と並べてあるのは、震度の大きさとの関連で見て頂くためです。

地震動の大きさとしては、少し阪神淡路大震災の方が大きいといえます。ただし、地震動の継続時間は圧倒的に2011年の東日本大震災の方が長かったことを申し添えておきます。なお、新宿の記録からは、低い建物の影響は震度5弱でありましたが、高い建物には震度5強の勢力の地震動が作用したことも分かります。

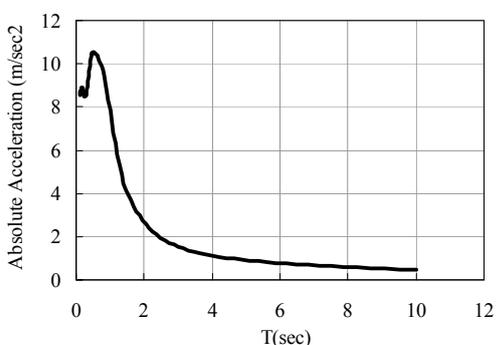


図-6 JMA 神戸の加速度応答

図-6は通常の座標を採用して、縦軸に応答加速度をプロットしたものです。周期の短い建物に大きな作用力が掛かるのが分かります。

これが「耐震」設計思想の基本です。周期を長くすれば、換言すれば建物の層数を多くすれば、作用力の比率は小さくなることを主張しています。

ところが、エネルギーという視点から見れば、図-4のようになります。縦軸は速度 v であり、その時の運動エネルギーは $(1/2)mv^2$ となります。

0.7、0.8秒から2.0秒程度の範囲に地震動のエネルギーが卓越していることが分かります。現代の都市は高層化していますが、地震動のエネルギーが卓越している領域に、私達の建物が集中していることを忘れてはならないと思います。

また、図-4には東日本大震災時の新宿で記録された地震動のピーク・パラメータ・スペクトル S_{AVD} も載せてありますが、震度5弱から5強の強さにも拘わらず、大きな揺れを経験したことをしっかり認識しておくべきでしょう。

1) Newmark, N. M., and Rosenblueth, E., Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice Hall, Englewood Cliffs, N. J., 1971

建物は高層になると、弱点は変わるのでしょうか？

この度の東日本大震災で、新しく問題となったのは、長時間の地震動に対処することを考えていなかったのではないかとということと、建物の揺れ方が特に超高層の場合、中間階の部位に意外と被害が大きかったということです。超高層になると揺れ方が変わるのでしょうか？

もう一度図-4 のピーク・パラメータ・スペクトル S_{AVD} を見て下さい。特に新宿の値です。速度一定の部分がある1.0~3.0秒で、それ以上の長い周期で勢力が劣化しています。大きさとしては0.25m/sですから、震度5強ということになります。短い周期部分では0.15gの加速度ですから、震度5弱です。この地域では、地震動の大きさはさほどではないにも拘わらず超高層の中間階の部位に意外と被害が大きかったのは何故なのでしょう？

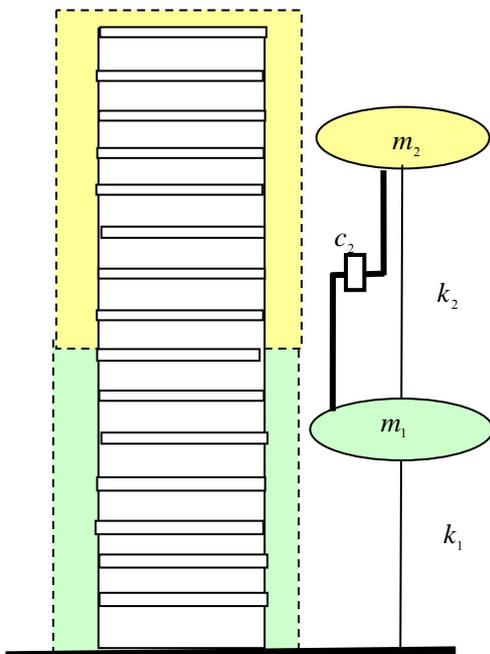


図-7 高層ビルのモデル

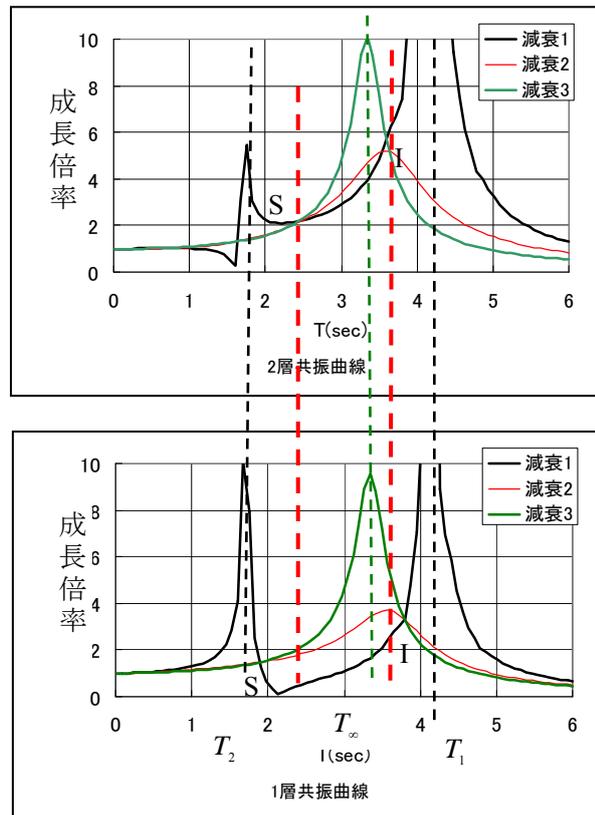


図-8 減衰の大きさによる共振曲線の変化

その理由は次のようです。

実は建物の弱点は、高層になると増えるのです。図-7 に2層の建物のモデルが画かれていますが、高層の建物を上部と下部の2つに代表させて、上層の質量 m_2 とばね剛性 k_2 及び下層の質量 m_1 とばね剛性 k_1 の組み合わせで表現しています。ただし、上層には粘性減衰係数 c_2

のオイル・ダンパーが装着されています。その理由は後で説明します。

第一部の(2)式で触れましたように、建物の弱点である固有周期は質量 m とばね剛性 k の組み合わせで決まるとお話ししました。今度の建物はその組み合わせが 2 つありますから、弱点は 2 つ出てくるだろうということは分かって頂けると思います。

そこで、ここでは 40 層程度の超高層を想定して、第 1 の弱点を 4.1 秒前後に設定してみました。この数学モデルを作り、いろいろな周期で揺らして、その成長倍率を調べてみますと、図-8 の(a),(b)のような共振曲線が画けます。(a)が上部構造の、(b)が下部構造の成長倍率です。周期 4.1 秒の他に、1.7 秒前後にもうひとつの山があることが分かります。

エネルギーの消化効率である減衰の値が 3 種ありますが、通常の建物では「減衰 1」のものが相当していると考えて下さい。

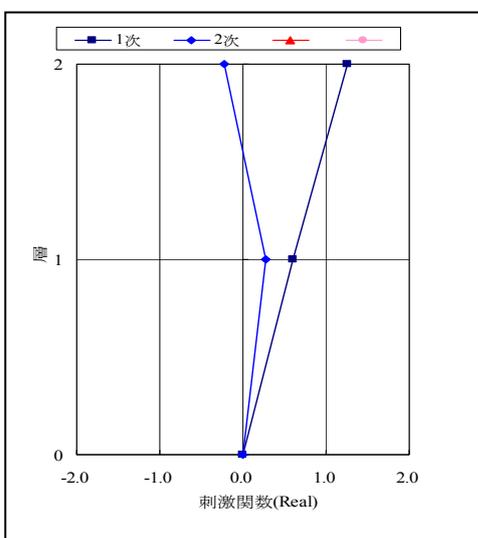


図-9 建物の揺れ方

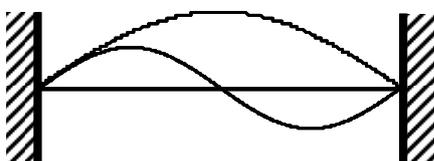


図-10 弦の揺れ方

建物の揺れ方は、図-9 に示しましたが、周期 4.1 秒のときは、上部・下部共に同一の方向で、上部で大きく揺れる特性を持っています。この揺れの形を、1 次振動モードと呼んでいます。この形と 4.1 秒の周期で揺らすときに最小のエネルギーであるというわけです。このときの周期を 1 次モードの固有周期 T_1 としています。

もうひとつの揺れ方は、上部と下部の揺れの方向が逆向きで、2 次の振動モードとっていますが、その固有周期 $T_2=1.7$ 秒のとき、最小のエネルギーで揺らすことができるというわけです。

もうお分かりと思いますが、ヴァイオリンなどの弦の振動と類似していますね。弦の場合は、弦の両端が固定されていますので、振動の形が図-10 のようになりますが、建物の場合は、屋上は自由の状態ですので図-9 のような振動モードになるというわけです。弦の場合は、このような同調という性質を利用して、音を奏でますが、建物で音が奏でるほどに揺れたら、崩壊してしまいます。揺れを抑えて音が発生しないように設計するわけですから、振動といっても対象により全く異なる世界になっているのは面白いと思いませんか？

再び、地震動の場合を考えてみましょう。もしこの建物が新宿にあったとしたら？

その地震動は図-4 のピーク・パラメータ・スペクトル S_{AvD} ですから、4.1 秒の勢力よりも 1.7

秒の方が大きいので、2次振動モードを中心に揺れたであろうと判断できるわけです。

仙台の場合には、もっと顕著に2次モードのみで揺れたでしょう。

小田原の場合は、1次も2次も同じ勢力ですから、両方のモードで揺すられたということが分かります。

このように地震動の特性と建物の特性を見極めることが設計の第一要件といえます。

震度7に対応できる建物の成長倍率の許容値は？

先ほどのピーク・パラメータ・スペクトル S_{AVD} は地震動そのものの勢力範囲と強さを表現したものです。建物の固有周期や成長倍率が分かれば、それに対する応答も推定できるわけです。

それでは、建物の固有周期や揺れ方というものは調整可能なのでしょうか？建物の基本設計が決まれば、その質量や、柱・梁の大きさも決まるので、つまり、「質量 m 」や「ばね剛性 k 」が決まるので、固有周期や揺れ方は固定されるのではないのでしょうか？

一般的には、そうした考え方で設計が進められています。

ところが、私共の「対震設計」、その中には「制震設計」や「免震設計」が含まれていますが、基本的には、「質量 m 」や「ばね剛性 k 」に加えて「エネルギーの消化効率 h 」は調整可能という立場を取ります。なぜ、そのようなことが可能なのでしょうか？もちろん、経済効率のお話もありますから、「費用を沢山投じない範囲」でいう制約が入ります。

さて、そうした技術が投入されるとして、震度7に対応できるためには、建物の振動の成長倍率をどの程度に抑える必要があるのでしょうか？

従来の耐震設計での安全の指標として「層間変形角」があります。これは建物の層間変形をその層の階高で割ったもので、「0.01」がひとつの目安になっています。階高が4.0mとしますと0.04mの層間変形ならば、一応の安全性は確保できるということです。

ここでは建物の屋上での変形と建物高さに置き換えて考えてみます。

いま、層数を20、30、40層として、その固有周期を2.0秒、3.0秒、4.0秒とします。階高を4.0mとすれば、表-3のようになります。

この許容変形角を0.01とすれば、①欄の最上層の変形になります。震度7として、その勢力を図-2から速度1.1m/sとして、各固有周期での変形を読み取ります。或は速度1.1m/sをその固有円振動数で割れば、求まります。固有周期2.0秒の場合、 $\omega_0 = 2\pi/T = 6.28/2 = 3.14$ ですから、簡単に $1.1/3.14 = 0.35\text{m}$ と求まります。この値は粘性減衰定数 $h = 0.4$ の時の変形にほぼ相当していますから、②欄に記号として D_{40} と記しました。

あとは①/②の計算をすれば、その建物の大凡の成長倍率となります。この値は第一部で説明しましたように $(1/2h)$ に相当しますから、必要な粘性減衰定数 h が求まるわけです。

表-3 震度7での変形と要求される粘性減衰定数

(条件：層間変形角 0.01)

層数と固有周期	建物高さ	最上層変形 ①	D_{40} (地震動勢力) ②	倍率 ①/②	粘性減衰定数 h $h = 1/(2 \cdot \text{倍率})$
20層：2.0秒	80m	0.8m	0.35m	2.3	0.22
30層：3.0秒	120m	1.2m	0.53m	2.3	0.22
40層：4.0秒	160m	1.6m	0.70m	2.3	0.22

結果として要求される粘性減衰定数 h はいずれの建物も約 0.2 となります。層間変形角を 0.01 以内に収めるためには、建物のエネルギー消化効率は $h \geq 0.2$ でなければならないということになります。これはかなり厳しい要求ですが、対震設計技術はこれに応えられるようになっていきます。

なお、設計の方針としては、できればこの地震動勢力に対しては、弾性設計、それ以上の入力に対しては、弾塑性の効果を導入すればよい、すなわち、ある程度の損傷を許す設計というのが理想ということになります。

これが持続可能な震度7に対応できる建物ということではないでしょうか？

弱点を最強点にする技術とは？

これまでに何回も固有周期は建物の弱点だと説明してきました。しかし考えてみますと、これほど建物の特性を的確に表現しているものは無いといえます。もうひとつの的確なパラメータはエネルギー消化効率の指標としての粘性減衰定数 h です。

図-7 と図-8 を再び見て下さい。ここでは上部構造のみにオイルダンパーを設置し、その値をいろいろ変化させたときの共振曲線が画かれています。

「減衰1」は通常の建物が保有している状態のもので粘性減衰定数 h は 0.03 です。

「減衰3」は c_2 が無限大で、図-7 の質点 m_2 と m_1 の間の変形がほぼゼロで両質点が固着している場合です。このときは m_2 と m_1 は一体となればね剛性 k_1 のみで振動している1質点系と考えられます。そのときの固有円振動数 ω_∞ 、固有周期 T_∞ は次のように表せます。

$$\omega_\infty^2 = \frac{k_1}{m_2 + m_1} \rightarrow T_\infty = \frac{2\pi}{\omega_\infty} \quad (4)$$

図-8 に固有周期 T_1 と T_2 および上記の周期 T_∞ が記入されています。固有周期 T_1 と T_2 の間に周期 T_∞ が存在していることが重要です。

もうひとつの「減衰2」ですが、これは理論計算から粘性減衰定数 h が 0.135 と求められているものですが、この値はともかくとして、「減衰1」「減衰2」「減衰3」のそれぞれの共振曲線が互いに交わる点「I」と「S」が存在していることです。「定点理論」といわれて

いますが、減衰の値をどのように変化させても必ず定点「I」と「S」を通過するというものです。

そのときの周期は上部と下部で異なりますが、「定点が存在する」という誠に不思議な現象が生じているのです。

この性質を発見したのは、もう 80 年も前の Ormondroyd J. と Den Hartog J. P.²³⁾ ですが、機械分野では利用されていたものの、建物への利用は最近の 20 年ほど前からです。超高層構造物の風による微振動低減の TMD (Tuned Mass Damper) に応用されています。

実は大地震対応の建物の設計にこの理論が積極的に利用されていなかったのです。

それは強度設計を中心としてきた「耐震設計」の理論範疇に載らなかったからです。最適なオイル・ダンパーの設計は機械分野のお話であり、建築構造物には馴染まないものという先入観に支配されていたからだと思います。もうひとつは設計ツールとしては使い難いということもあります。

ひとつの理論が認められ、普及していくまでに多くの年月が必要なのですね。

何故、神様はこのような現象をお作りになったのか、何故、こうした現象が生じるのかは大きなテーマです。私達としてはせつかく神様がお作りになったわけですからこの現象を利用して頂こうというわけです。神様への感謝の気持ちを忘れてはいけいと思います。

この性質から、次のような利用法が考えられます。

(I) まず、オイル・ダンパーの調整にこの性質を利用することです。

図-8 の上部構造の共振曲線で「減衰 2」がその例ですが、減衰の値がどのようであっても定点「I」を必ず通過するのですから、この位置が最大の成長倍率になるように調律すればよいということになります。その手法はすでに理論的に整理されています⁴⁾。

(II) 他の方法としては、もっと積極的に定点理論を活用することです。

すなわち、定点「I」の位置をできるだけ、成長倍率の小さな値になるように仕向けることです。図-8 の上層の「I」点の成長倍率は約 5.0 です。この値を例えば 4.0 とか 3.0 で交点が生じるように変更することです。そのためには、固有周期 T_1 と T_2 の間隔を拡大すれば良いのです。そうすればその共振曲線の交点の位置は低下してきますので、望ましい状態に設定できたら、(I) の方法を採用するのです。

その調整方法として次の 2 つが考えられます。

①ばね剛性 k_2 の値を小さくすること。

②質量 m_2 の値を大きくすること。

①のばね剛性 k_2 の値を小さくする方法では、上部の揺れの周期が長くなりますから、固有周期 T_1 は長くなり、右側の方に移動していくことになります。

②の方法では、質量 m_2 の値を大きくすることにより固有周期 T_1 は長くなり、右側の方に移動していきませんが、固有周期 T_1 ほど顕著ではないのですが、(4)式からも推察できるように固有周期 T_0 も長くなります。

このように比較すると①の方が優れているといえます。ばね剛性の調整として、免震設計などに利用している「積層ゴム支承」などを設置すると効果は抜群に向上しますが、大きな設計変更になる恐れがあり、広く普及させるところまでいかなかったわけです。

一方、②の方法は建物の質量を倍増させるくらいにしないと効果は得られず、しかも①に比べて高い効果が得られる保障はないといつて良いでしょう。

結局、以上の理由から、TMDの方法は建物の設計に利用されるには至らなかったわけです。実はこうした閉塞状態を破ったのは、私共の開発した「Dynamic Mass (D.M.)」という考え方です。これからの説明で、固有周期という弱点をうまく利用すれば、技術開発の起爆剤になるということは分かって頂けると確信しています。

- 2) Ormondroyd J. and Den Hartog J. P.; "The theory of the dynamic vibration absorber," Transactions of ASME; PM-50-7, 9-22,1928.
- 3) Den Hartog J.P.; "Mechanical Vibrations (4th edition)," McGraw-Hill: New York, 1956
- 4) 石丸辰治, 秦一平, 古橋剛: 擬似モード制御による D.M.同調システムの簡易設計法, 日本建築学会構造系論文集, 第76巻, 第661号, 509-517, 2011.3

Dynamic Mass (D.M.) とは何でしょう？

阪神淡路大震災は私達構造技術者を奈落の下に引き落としたような大事件でした。構造技術で開発することはもう無いのではないかという雰囲気があったからです。私を含めて「人間はすぐに思い上がる厄介な動物である」と思わざるを得ませんでした。

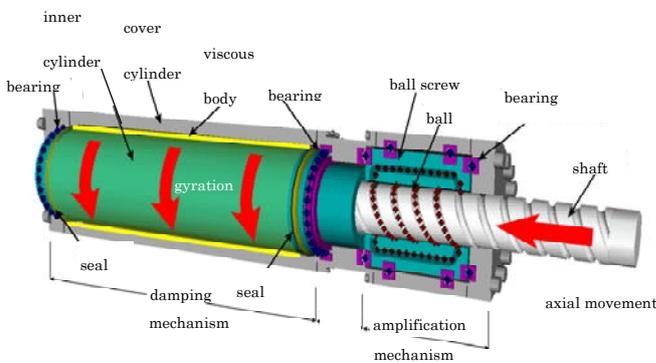


図-11 RDT (Rotary Damping Tube) の概要

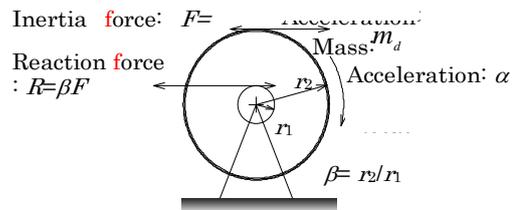


図-12 RDT の増幅機構の概念

この大震災の経験から、免震・制震技術の開発が急ピッチに進められました。その中で、当時の「住友建設」で、奇妙な「オイル・ダンパー」が開発されました⁵⁾。

Rotary Damping Tube (RDT) と名付けられていますが、図-11 に示すように軸方向の変位をボール・スクリュウで円筒を高速に回転させるものです。固定されている外側円筒との間に粘性体を封入して粘性ダンパーとして開発されたものです。

当時、筆者はトグル機構や他の増幅機構を開発した後でしたので、このダンパーにはびっくりすると同時に、「大きな光明」を見たと感じたものでした。というのは軸方向変形に対する内側円筒の半径方向の変位の比が、20~30 倍になっていたからでした。しかも摩擦係数が 2/100 以内ということではありませんか!!

これを元に、開発者の一人と質量増幅に関する研究を始めました^{5,6,7)}。考え方はこうです。模式図を図-12 に示しましたが、軸棒の半径に対する回転体の半径はいわば梃子比であるので、回転する円筒の外側に配置される質量 m_d は大きく増幅されるだろうということです。

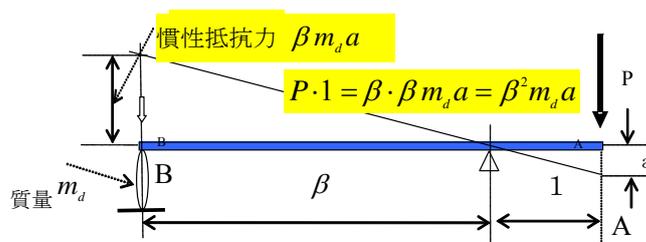


図-13 梃子倍率と質量増幅

再び梃子機構を利用して説明した方が分かりやすいでしょう。図-13 の A 点で力 P により加速度 a を与えるとしますと、梃子の他端 B にある質量 m_d は慣性抵抗として $\beta m_d a$ を生成します。梃子の力の釣合を考えますと図-13 に示しましたように A 点には $\beta^2 m_d a$ という力が必要になります。結局、質量 m_d は A 点では $m' = \beta^2 m_d$ に増幅されるということになります。私共は、振動現象によって生成される質量ということからこれを Dynamic Mass (D.M.) と命名することにしました。

$\beta = 30$ とすると $\beta^2 = 900$ ですから、 $m_d = 1\text{ton}$ が D.M.として $m' = 900\text{ton}$ に生まれ変わるといことです。通常の建物の床の質量は 1 ton/m^2 程度ですから実に 900 m^2 の床面積を擬似的に構成したということになります。装置の大きさとしては高々3mの長さで、直径は50~60cm程度で作成できますので、まさに夢のデバイスです。

[適用例 I : Tuned Mass Damper への応用]

ここでは具体的に、前節の (II) の調律による②の方法に適用した結果を例に D.M.の効果について説明してみましょう。図-14 に比較のための数学モデルを示しました。モデル1は

前節の図-7 と同様のものでもあります。計算検討したい方々のためにモデルの諸元を表-4 に記しました。趣旨は D.M.の Tuned Mass Damper への適用を理解して頂くためです。

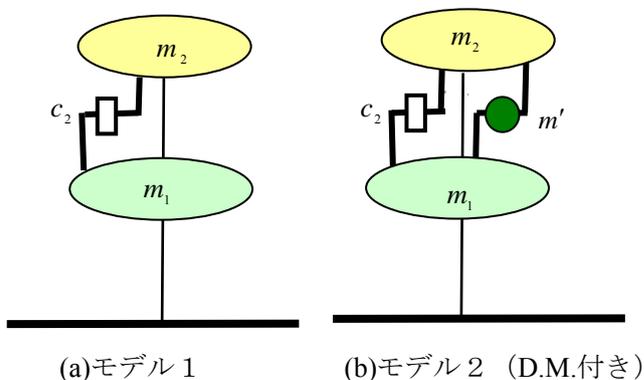


表-4 モデルの諸元

	モデル 1	モデル 2
m_2 (ton)	700	
m_1 (ton)	700	
c_2 (kNs/m)	1 : 20、2:2000、3 ; 500000	
m' (ton)	なし	360
k_2 (kN/m)	2000	
k_1 (kN/m)	5000	

図-14 2質点系の数学モデル

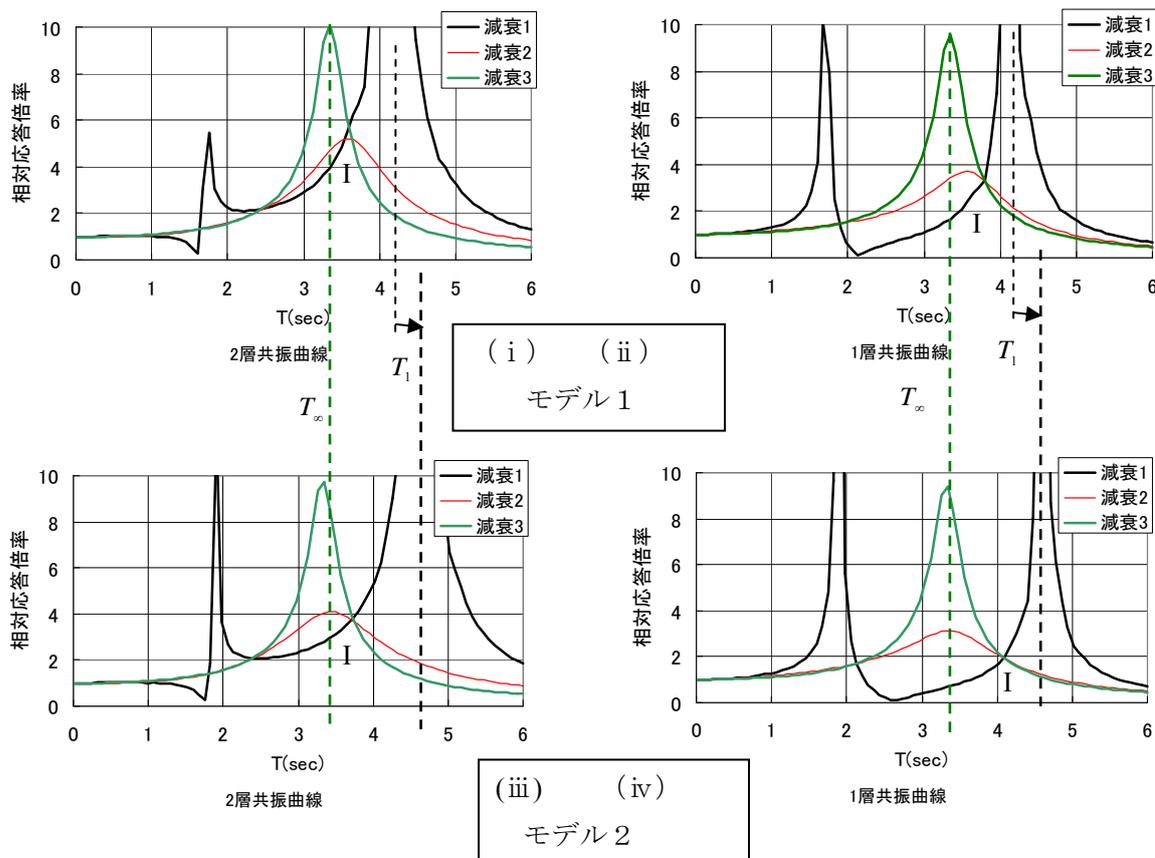


図-15 モデル 1 とモデル 2 の共振曲線の変化

モデル1の共振曲線を図-15の(i)と(ii)に再記してあります。

さて、モデル2はモデル1にD.M.として360tonを上層に装着したものです。減衰の値はモデル1と全く同一としてあります。 T_0 と T_1 の間隔を広げるためにD.M.を360tonにすると、図-15の(iii)と(iv)に示しますように、 T_0 はそのまま、ただ T_1 のみが長周期側にシフトしているのが分ります。それにともなって、(i)と(iii)の比較、或いは(ii)と(iv)の比較では、定点Iの位置が低下しており、性能を向上できることが分ります。

これはD.M.が上層と下層との異なる運動があったときのみ質量を生成するというDynamic Massと命名した性質が反映されているわけです。すなわち、粘性減衰係数 c_2 がすこぶる大きいと上層と下層が固着しているのでD.M.=0の状態(4)式の関係が成立します。

ところが、粘性減衰係数 c_2 が小さくなるとお互いに異なる運動を始めるのでD.M.である m' が生成され、上層の質量はあたかも $m_2 + m'$ となり固有周期 T_1 が大きくなるというわけです。モデル2での減衰 2 は調整してありませんが、この値よりも少し小さな値で設計できることが分ります。また、(iii)のI点の成長倍率を読みますと3.5であり、これを $1/2h$ に等値しますと、粘性減衰定数 $h \approx 0.14$ になります。必要な値0.20に近いものになっています。さらにD.M.の量を大きくすれば、図(iii)からも、まだまだ固有周期 T_1 と T_0 の間隔を拡大することができます。したがって粘性減衰定数 h も大きく設定できることになります。

理論的に進める方法は確立しています^{8,9,10)}が、ここではD.M.によって必要な粘性減衰定数 h を確保できることを簡単な例で説明させて頂きました。

ところで、D.M.って簡単にその大きさを調整できるのでしょうか？

この場合、例えば梘子比が2倍のトグル機構を介してD.M.を装着すれば、その値は1/4の約90tonになります。もともとRDTの構造は梘子倍率が30倍ほどですから、その自乗は900倍ですから、実質的に $m' = \beta^2 m_d$ から、 $m_d = 0.1\text{ton}$ となります。

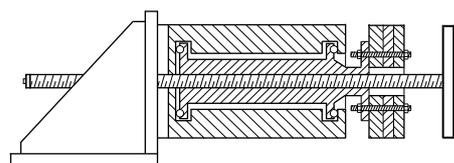


図-16 D.M.調整のフライホイール

したがって、もしD.M.が360tonと180tonでは、トグル機構を介するとしますと、 m_d の値は、前者では0.1tonであり、後者では0.05tonです。その差0.05tonは図-16にみられるように付加的なフライホイールで調整可能なのです。つまり、設計も製作も非常に簡便になるわけです。ばね剛性を調整する場合、つまり梁・柱の太さを調整する場合とは雲泥の差です。このようにD.M.の導入は設計を飛躍的に簡易に、しかも性能向上に多に寄与しているわけです。

[適用例Ⅱ ; Tuned Dynamic Mass System への応用]

先ほどの例はいわゆる TMD に D.M.を活用したときの利点について説明しました。基本的には2質点系に D.M.を付与してシステムを構成していることが重要です。

そこで、異なる2質点系について考えましょう。D.M.は質量ですから、これにばね剛性 k_d が直列に連結されれば、ひとつの振動する系を作ることができます。その意図は新たな振動系を作って、エネルギーの一部を分散させよう

というわけです。そのため、システムは図-17のように、1質点系に新たに D.M.の m' と付加ばね k_d でひとつの振動系を設けるのです。

このシステムを Tuned Dynamic Mass System (TDMS)、発生させる振動形を「D.M.モード」と呼んでいます。

すなわち、「D.M.モード」を付加的に作成してもととの m と k で構成されている構造物の弱点を克服しようというものです。

いわば、ひとつの弱点（固有周期）を、二つの弱点（固有周期）で挟み撃ちにして制御しようということです。

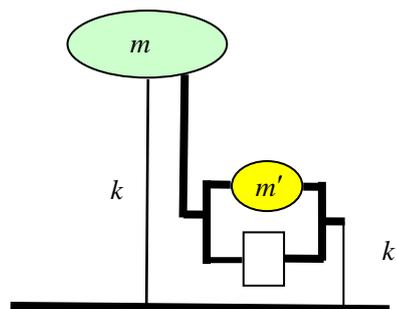


図 -17 TDMS の概略

表-5 TDMS の諸元

	モデル 1
m_1 (tons)	700t
c_d (kN · s / m)	1 : 50、2: 600、3: 6000
m' (tons)	100 t
k_1 (kN/m)	4000
k_d (kN/m)	4000

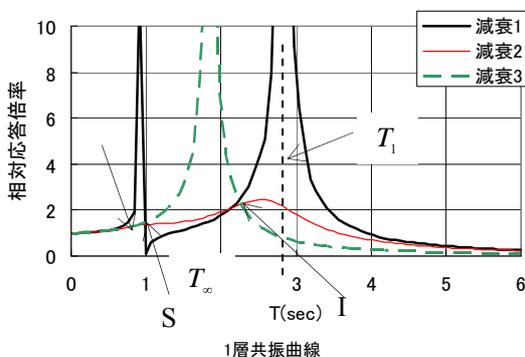


図-18 TDMS の共振曲線

このときの共振曲線を描いたものが、図-18です。念のため、その諸元を表-4に記載しました。図の「減衰1」、「減衰2」、「減衰3」は表-5の粘性減衰係数と対応しています。

「減衰1」は減衰が非常に小さい場合、「減衰3」は非常に大きい場合で、 m' は生成されず、質量 m とばね剛性は k と k_d の並列状態の1質点系になり、その固有周期が T_0 ということになります。

先ほどと同様に定点「I」と「S」が存在しているのが分かります。結局 D.M.の値を調整して、 T_0 と T_1 の間隔を可能な限り引き離すという設計方針を採るのですが、あまり引き離す

と T_2 と T_x の間が近くなり、「S」点での成長倍率が大きくなるということも生じます。理論的には「相乗平均のルール」が発見されており、 $T_x = \sqrt{T_1 \cdot T_2}$ という関係が成立するように D.M.の大きさを調整するという設計が行われています。このときは「I」と「S」の成長倍率が同一になり、それを最大成長倍率になるように「減衰」の値をサーチしていくわけです。いずれにしましても m' の値は調整しやすいので、設計は容易ということです。このようにして、ひとつの弱点を克服するために、新たに振動系である「TDMS」を付加して弱点を克服しようということです。弱点が複数ある高層の建物に対しては、複数の「TDMS」を装着して対応すればよいということになります。

- 5) Arakaki, T., Kuroda, H., *et al.*, "DEVELOPMENT OF SEISMIC DEVICES APPLIED TO BALL SCREW: Part 1 Basic performance test of RD-series," AIJ Journal of Technology and Design, No.8, 239-244, June 1999 [Jpn].
- 6) 古橋剛, 石丸辰治: 慣性接続要素によるモード分離, 日本建築学会構造系論文集 第 576 号, pp.55-62, 2004.2
- 7) 古橋剛, 石丸辰治: 慣性接続要素による多質点振動系の応答制御, 日本建築学会構造系論文集 第 601 号, pp.83-90, 2006.3
- 8) 石丸辰治, 三上淳治, 秦一平, 古橋剛: D.M.同調システムの簡易設計法, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, 第 652 号, 1105-1112, 2010.6
- 9) 石丸辰治, 秦一平, 三上淳治, 公塚正行: 付加剛比による D.M.同調システムの簡易設計法, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, 第 654 号, 1105-1112, 2010.8
- 10) 石丸辰治, 秦一平, 古橋剛: 擬似モード制御による D.M.同調システムの簡易設計法, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 巻, 第 661 号, 509-517, 2011.3

超高層の応答解析はどのような結果になるのでしょうか？

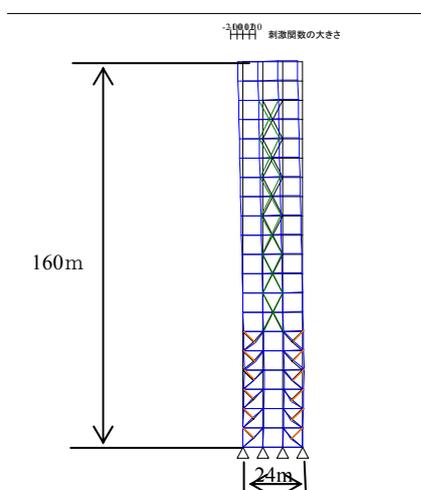


図-19 対象フレーム

ここではフレーム・モデルで、どの程度の性能が確保できるのかという 1 例を示しておきましょう。

ここでは図-19 に示す高さ 160M、40 層の超高層フレームを対象にしています。私共では EVAP-2DOS.NU. というソフトを無料提供していますが、興味のある方は、提供ソフトで追従して見て下さい。

簡単のため、2 層ごとのスーパーフレームとした階高 8M、20 層、1 スパン 8M、3 スパンのフレームとして解析していくものとします。

各節点の質量は外柱側 60ton,内柱側 120tonとして、層としては 360 ton です。これは 2 層分の質量です。

専門的な用語になりますが、1 次モードの固有周期は 4.65 秒、レーリー型の粘性減衰を採用し、1 次及び2次の粘性減衰定数を 0.01 としています。

ここではあくまで、震度 7 に対応するには、どの程度の設計仕様になるかを示すことを目的にしています。

ここでの入力とは二つの地震動を対象としましょう。

ひとつは従来の設計で使用されてきた標準設計用入力「BCJ-L2」の「2 倍」とします。地震動のピーク・パラメータ・スペクトルは $\ddot{g}_{\max} = 0.71g$, $\dot{g}_{\max} = 1.07m/s$, $g_{\max} = 0.86m$

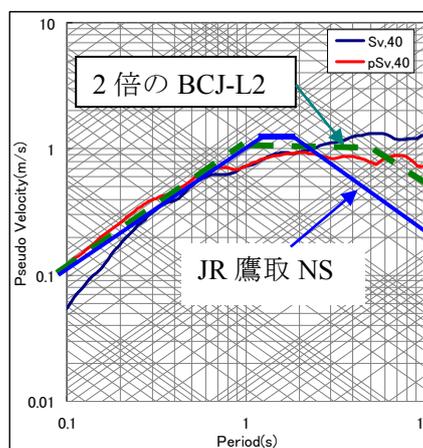
です。もうひとつの地震動は、阪神・淡路大震災

のときの「JR-鷹取 NS」です。

地震動のピーク・パラメータは

$\ddot{g}_{\max} = 0.61g$, $\dot{g}_{\max} = 1.24m/s$, $g_{\max} = 0.36m$ です。

図-20 にピーク・パラメータ・スペクトル S_{AVD} を「2 倍 BCJ-L2」に対しては緑色の点線で、「JR-鷹取 NS」に対しては青色の線で示しました。なお、「2 倍 BCJ-L2」の $pS_{V,40}$ を赤色の線で示してあります。



両入力とも震度 7 の範疇に入ります。

図-20 BCJ-L2 の 2 倍の入力及び JR-鷹取 NS の S_{AVD}

設計としては図-19 に示しましたように、

下層 6 層（実質 12 層分）までトグル機構を

ばねとして利用して、それに D.M.とオイル・ダンパーを設置しています。

設計は 1 次モードに対する制御として下層 4 層分を利用し、2 次モードに対しては第 4 層と第 5 層を利用しています。表-6 は調整後の建物の性能です。η は後節で説明します。

表-6 対象フレームの固有周期と粘性減衰定数

モード	固有周期(s)	粘性減衰定数	η	実質モード
1 次	4.23	0.22	0.84	1 次
2 次	2.92	0.28	0.40	(D.M.1 次モード)
3 次	1.08	0.22	0.59	2 次
4 次	0.71	0.21	0.30	(D.M.2 次モード)
5 次	0.51	0.10	0.96	3 次
6 次	0.36	0.13	0.99	4 次

ここでお伝えしたかったことは、表-6の固有周期と粘性減衰定数の値です。1次から4次モードまで、大凡0.2が確保されていることがお分かりだと思います。

D.M.の値は最下層から4層までが、 $m'_i = 1500\text{ton}$ です。対応する層の粘性減衰係数 c_i は同一の $c_i = 2800\text{ kN}\cdot\text{s}/\text{m}$ という値になっています。4層分を利用して「D.M.モード」を発生させ、通常建物の1次モードを制御しています。

第5、第6層のD.M.は140tonで、対応する粘性減衰係数は $c_i = 700\text{ kN}\cdot\text{s}/\text{m}$ という値になっています。同様に「D.M.モード」の発生により、通常建物の2次モードを制御しています。

こうした設計法を採用したのは、東日本大震災では超高層建物の中間階での被害がかなりあったこととお話しましたが、その対応はこれからの設計では欠かせないと思うからです。

例えば、図-20に「JR-鷹取 NS」の S_{AVD} が示してありますが、固有周期1.0秒前後の2次モード(上記の表では3次、4次モードがそれに相当します)が大きく揺れることは予測できるわけです。

したがって、この入力に対する備えが、表-6で示した性能で対応できるか、否かも検討しなければなりません。結果は図-21と図-22に示しました。図-21が2倍のBCJ-L2に対する応答、図-22がJR-鷹取 NS に対する応答です。

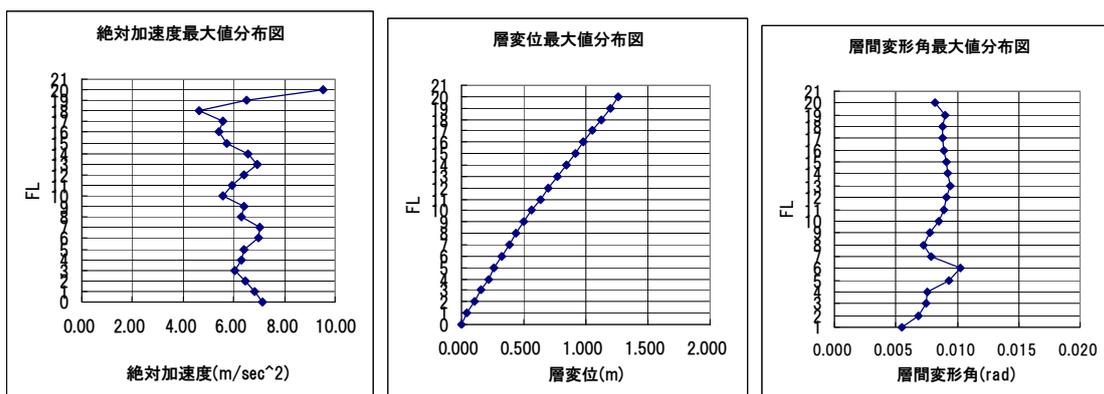


図-21 対象フレームの2倍のBCJ-L2に対する応答結果

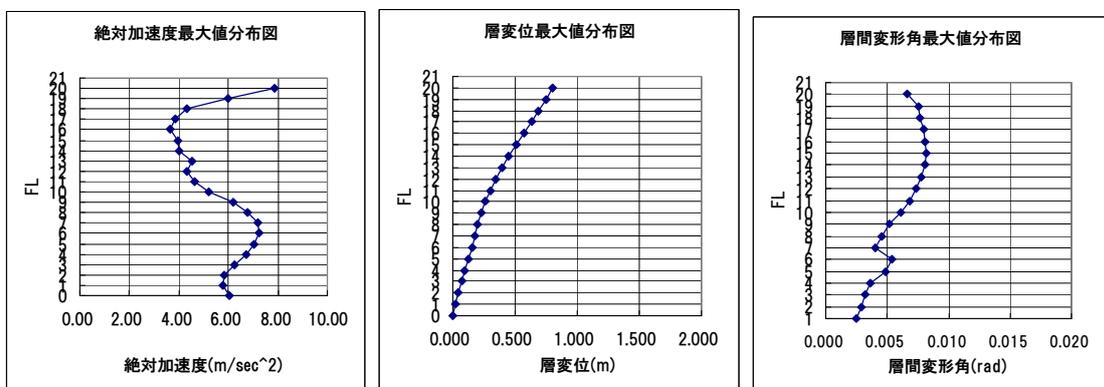


図-22 対象フレームの1995JR-鷹取 NS に対する応答

図-21 では各層の層間変形角が大凡 0.01 以内におさまっていることが分かります。加速度も最上層を除いて 1.0g 以内です。ほぼ構造体を損傷させることのない性能が確保できるといっても良いでしょう。

一方、JR-鷹取 NS の結果ですが、層間変形角はかなり小さく、構造体を損傷させることはありませんが、加速度応答は 3 次モードを連想させる形状になっています。1.0g 以内に収まっており、2 次モードに対する性能はほぼ確保されているといえるでしょう。

ところが、図-23 を見て下さい。これは 1 次モードのみを制御した場合の JR 鷹取 NS に対する応答結果です。絶対加速度が 1.0g を超える大きな値を示していることがお分かりかと思います。

直下地震が予想される地域での超高層の設計には、高次モードの対策は欠かせない要件であることを痛感しますね。

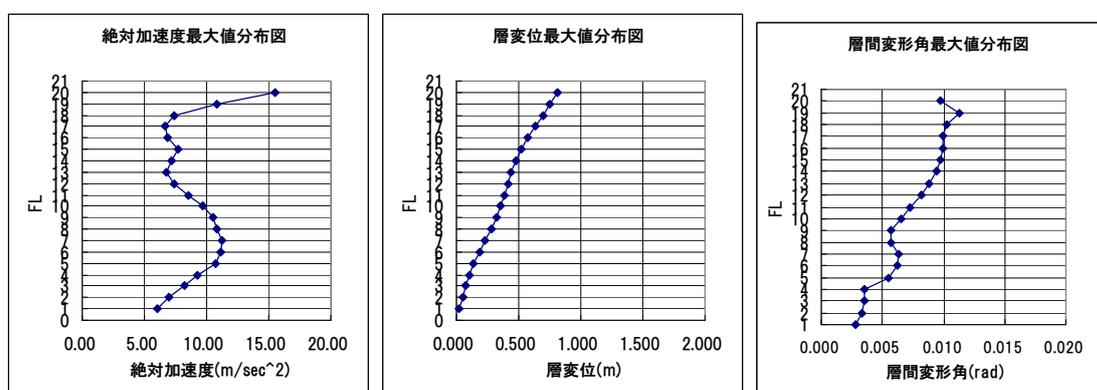


図-23 対象フレームの1995JR-鷹取 NS に対する応答(1 次モードのみの制御)

D.M.を利用した実際設計はあるのでしょうか？

現在、設計中の建物がありますが、実例としての本格的な超高層の建物としてはありません。ここでは、D.M.の他の特性を活用した制震改修の 1 例を紹介しましょう。



写真-1 日本大学理工学部 5 号館 (駿河台)



写真-2 3 層柱頭の D.M.&オイル・ダンパー

写真-1 及び 2 は、その制震改修例です。改修設計及び施工は清水建設ですが、筆者が大学在籍中に指導した建物です。

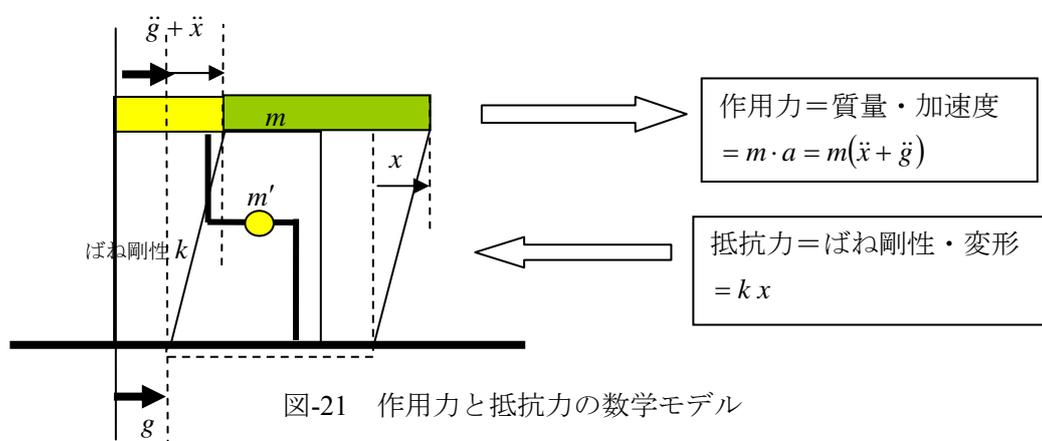
この建物は、私の先輩の先生方が設計されたもので、昭和 37 年に竣工した記念碑的の校舎です。「既存不適格構造物」であるところから、改修の必要があったのですが、我々教師も、また学生達のためにもそのデザインを保存すべきであり、それを満足させる方向で検討されてきました。当然、免震構造が第一候補としてあったわけですが、困ったことに敷地が狭く公道まで 15cm しか余裕がないという極めて困難な条件を克服しなければならなかったわけです。

中間層での免震にするにしても、免震層に許される変位量は 12cm 程度ということになると、実現困難ということになります。なぜならば、通常免震層の許容変位は 30~50cm であり、この建物に適用すると隣接建物との衝突という危険に遭遇してしまうからです。

そこで採用したアイディアは、「D.M.の基本的な特性」を利用しようということでした。

これは簡単には次のようなことです。

D.M.は質量であると度々説明してきました。エネルギー消化については免震構造のゴム支承やオイル・ダンパーに依存するとして、「作用力=建物の抵抗力」の「作用力」に注目して考えましょうということでした。



いままで、地震動そのものの加速度についてお話してきましたが、数式的に表現しますと次のようになります。

$$m a = m(\ddot{x} + \ddot{g}) = k x \Rightarrow m \ddot{x} + k x = -m \ddot{g} \Rightarrow \ddot{x} + \frac{k}{m} x = -\ddot{g} \quad (5)$$

建物に作用する加速度は a と書いてありますが、いうまでもなく、これは地震動の加速度 \ddot{g} とそれによって生じた建物の変形 x の振動に伴う加速度 \ddot{x} の和であります。

ところが、この建物に D.M.を装着すると、これによって生ずる慣性力は建物の相対的な運動に伴って生ずる加速度 \ddot{x} のみに反応して $m' \ddot{x}$ となります。これが付加的な作用力になるも

のですから、(5)式は次のように変わります。

$$m(\ddot{x} + \ddot{g}) + m'\ddot{x} = kx \Rightarrow (m + m')\ddot{x} + kx = -m\ddot{g} \Rightarrow \ddot{x} + \frac{k}{m + m'}x = -\frac{m}{m + m'}\ddot{g} \quad (6)$$

(5)と(6)の最後の式の右辺の地震動の加速度 \ddot{g} の係数に注目して下さい。(5)式のそれは「1」ですが、(6)式では「 $m/(m+m')$ 」に変化するのであります。物理的には、通常の建物は地震動がそのまま作用します。しかし、D.M.を装着すると地震動の効果は $m/(m+m')$ だけ低下し、さらに周期も伸びるという現象が起こります。

簡単な言い方をしますと、通常の建物に比べて、D.M.を装着した建物の変形は $m/(m+m')$ だけ小さくなるということです。これを「入力低減効果」と呼び、記号「 η 」で表現しています。高層になってもこのような性質は残りますので、振動モード毎に計算しています。これが表-6の η です。

写真-3には3層柱頭と4層の間の免震層にD.M.が装着されており、免震層の変形をこの「入力低減効果」の特性を活用して小さくなるように制御しているのです。免震層の変形が小さいので免震構造物には見えないエクテリアにすることができました。

ただし、免震としての法的規制をクリアした上で、プラス・アルファの効果として設計したもので、この例では「入力低減効果」は「0.9」でしかありません。1方向に1基あたり83tonのD.M.を6基装着し、免震層上部の質量5,280tonの運動を抑制しているというわけです。

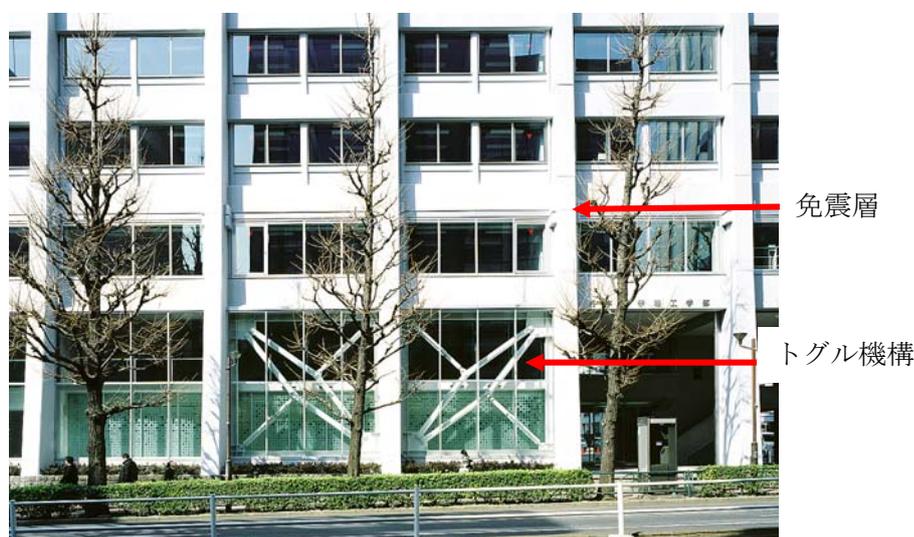


写真-3 免震・制震改修の日本大学理工学部5号館（駿河台）

これでは、全体的な性能が確保できないので、写真-3で見えるように1~2階にトグル機構に「摩擦ダンパー」を装着して、基礎部分からのエネルギーの1.5割ほどの「エネルギー消化」を行っています。トグル機構で増幅しているので入力の小さいところから効果を発揮させ

るようになっていきます。残りのエネルギーは角型鉛プラグ入り積層ゴム支承とオイル・ダンパー機能で、「消化」するシステムです。入力「BCJ-L2」に対して、屋上部位での層変位は12cmに収まっています。ただし、短辺Y方向には、機構を設置する場所はなく、耐震壁をさらに厚く補強するという方法を採用しています。したがって、Y方向の最上層の変位は15cmまで許容するというにしています。なお、免震の状態での固有周期は長辺(x)方向、短辺(y)方向とも約2.3秒です。

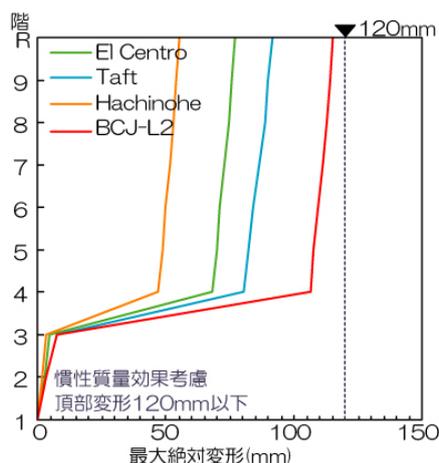


図-22 いろいろな地震動に対する変位応答

図-22 はいろいろな地震動に対する応答を示したものであります。一番小さな応答を示している Hachinohe のピーク・パラメータは $\ddot{g}_{\max} = 0.23g$, $\dot{g}_{\max} = 0.31m/s$, $g_{\max} = 0.15m$ であり、一番大きな応答を示す BCJ-L2 は $\ddot{g}_{\max} = 0.36g$, $\dot{g}_{\max} = 0.53m/s$, $g_{\max} = 0.43m$ です。入力が小さくなると、免震層の応答変形が小さくなっていく様子が分かります。

表-7 東日本大震災・本震の駿河台5号館の地震動記録 (y 方向)

階	加速度 (m/s^2)		速度 (m/s)		変位 (m)		粘性減衰定数
	絶対	相対	絶対	相対	絶対	相対	
9	1.36	0.18	0.08		0.027	0.013	$h \approx 0.30$
5	1.04	0.15			0.023		
4	1.10	0.12			0.018		
3	1.10	0.10			0.014		
1	1.08	0.09			0.014		

表-7 は東日本大震災の本震での本建物の観測記録です。具体的な波形は図-23 に示してあります。設計で使用した地震動と比べて、1 階でのピーク・パラメータは $\ddot{g}_{\max} = 0.11g$, $\dot{g}_{\max} = 0.13m/s$, $g_{\max} = 0.12m$ ですから、Hachinohe の半分以下の勢力でしかありません。

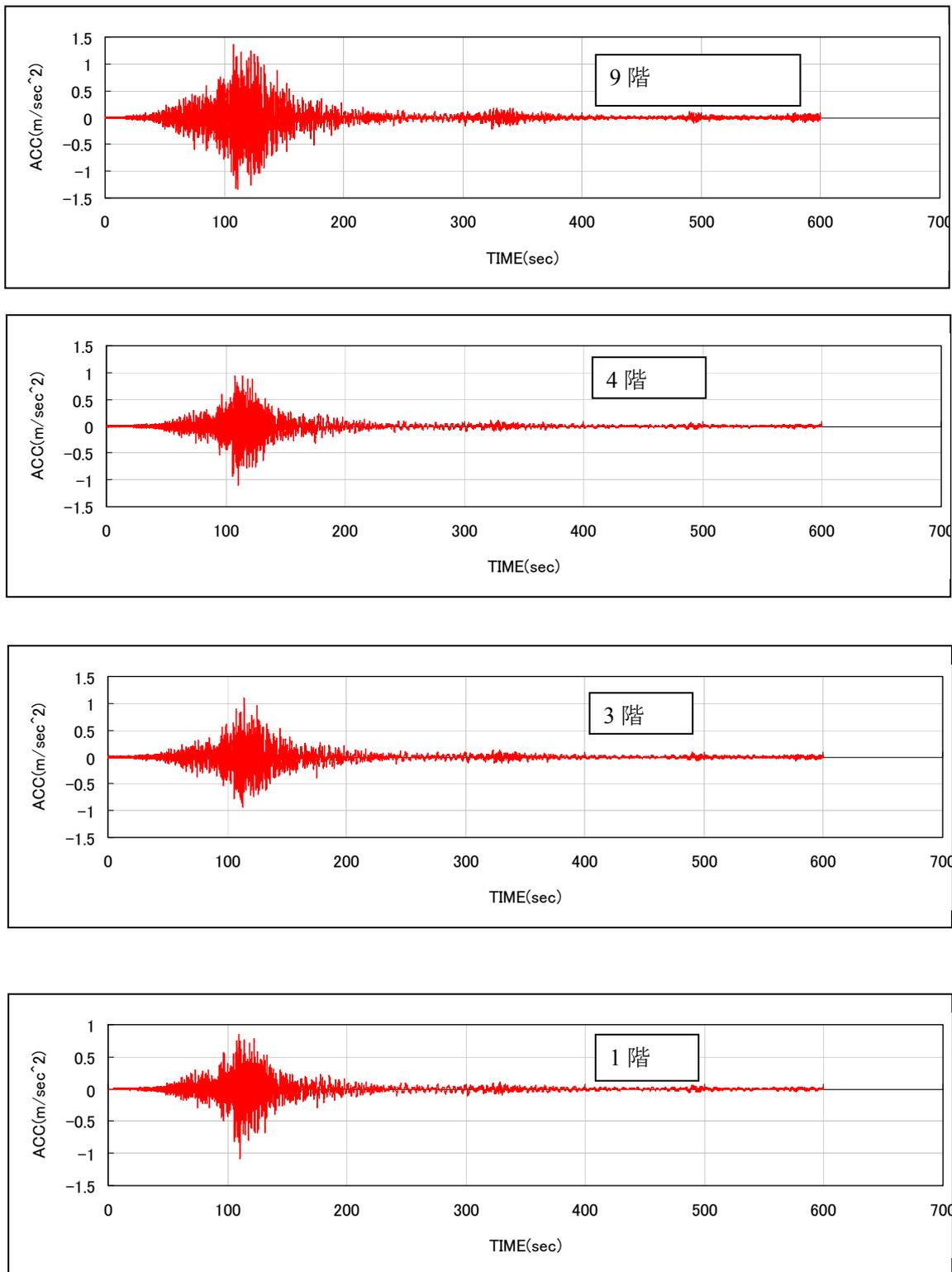


図-23 東日本大震災における日本大学工学部駿河台5号館のy方向の観測記録

表-7、図-23 を見ても分かりますように、今回の地震では免震層の鉛プラグは塑性化しているかいないのか、判断ができません。

まず、9階の記録に対して、成長倍率 1.0 に相当する「擬似速度スペクトル $pS_{v,40}$ 」を計算しますと、一番大きな勢力は 0.95 秒の周期でした。これは設計での免震の周期 2.3 秒より極めて短い値であり、鉛プラグが大きく塑性化するほどの勢力が無かったことを示しています。ただし、積層ゴム支承を含めた免震層以上の上部構造の周期は 0.8 秒程度であり、若干塑性化していると思われます。なぜならば、上部構造の周期は 0.8 秒が 0.95 秒に伸びており、これは経験からバイリニア係数が 0.15、塑性率 1.5~2.0 程度に相当していると判断できる（参考：石丸辰治：応答性能に基づく「対震設計」入門、彰国社）からです。

また、免震層以上の上部構造の応答にはダイナミック・マスの「入力低減効果」の応答の影響が混入している筈です。こうした理由から、3 層の記録波形の「0.9」倍の波形を 1 質点系に入力してこの建物の粘性減衰定数を探りました。ただし、塑性化はあまりしていないことから、塑性率 2.0 程度になるように弾性限変形を調整しました。固有周期は 0.8 秒です。表の相対速度 0.08m/s、相対変位 0.013m を満足する値は 3 回ほどの繰り返し計算から、弾性限変形を 0.008m、バイリニア係数 0.15、粘性減衰定数 $h=0.30$ になることを見出したというわけです。 h の値が大きいのは、バイリニア系の減衰係数の初期の立ち上がりによるもので、免震層の変位が大きくなると 0.1~0.2 程度に低下してきます。

このように、免震層の鉛プラグのエネルギー消化があまり無くとも、D.M. の「入力低減効果」と「オイル・ダンパー」により、高い性能を付与できるのが分かります。

このような「入力低減効果」を本格的に活用すれば、狭い敷地でも「免震改修」ができるということを理解して頂けると思います。さらに「ピロティ」形式は弱い免震構造とも考えられますので、ここに「D.M.」或は「TDMS」の装着により、従来、不可能だと考えられていた構造物の「対震改修」に大きな道を広げることができたといえるでしょう。

ここで、ご紹介致しましたように、従来の「オイル・ダンパー」や「摩擦ダンパー」などの「粘性」と「ばね剛性」を調整するという制震技術に、新たに「質量」が調整できる「D.M. 同調システム」という構造システムを加えることで、震度 7 にも対応できる世界が出来はじめています。

「新しい都市造り」のひとつの技術要素を提供できたものと確信しております。

震度 7 と問わず、少なくとも「BCJ-L2」という震度 6 弱の地震動に対しては「弾性設計」を行うことは経済的にも可能であり、また震災後の「ビジネスの継続保障」という意味でもお勧めしたいものです。

私共の技術が、地震に対する社会の脆弱性を克服するひとつの技術として少しでも貢献できればと願っています。

参考：トグル機構の性能の比較

最後に地上10階、塔屋2階、延べ面積 $9,260\text{m}^2$ の鉄筋コンクリート・共同住宅の制震改修を例に、トグル制震装置の性能の比較をお示ししておきましょう。耐震診断での I_s は0.15~0.40という建物です。

比較したのは、「単層トグル+オイル・ダンパー」、「複層トグル+オイル・ダンパー」、「複層トグル+ダイナミック・マス」の3つのシステムです。

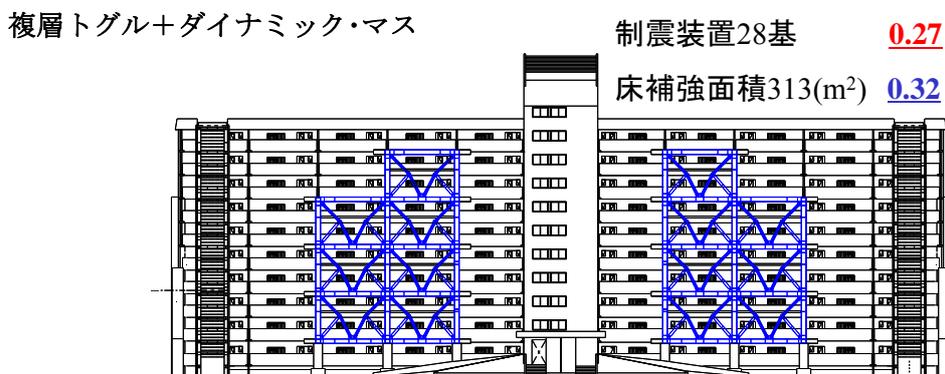
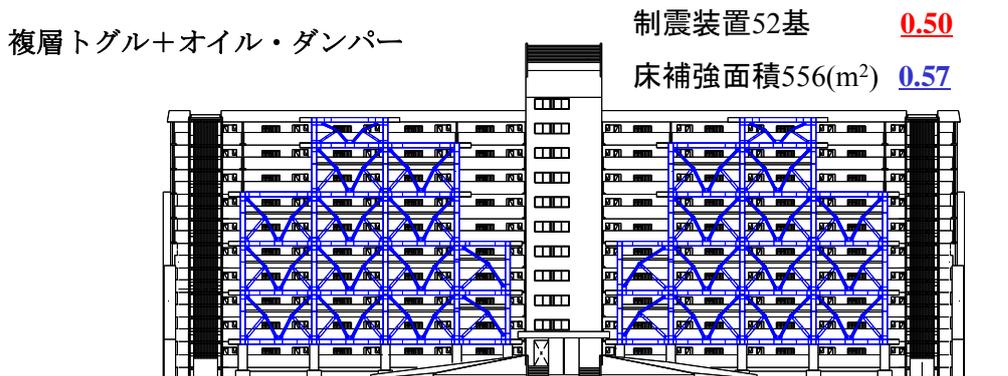
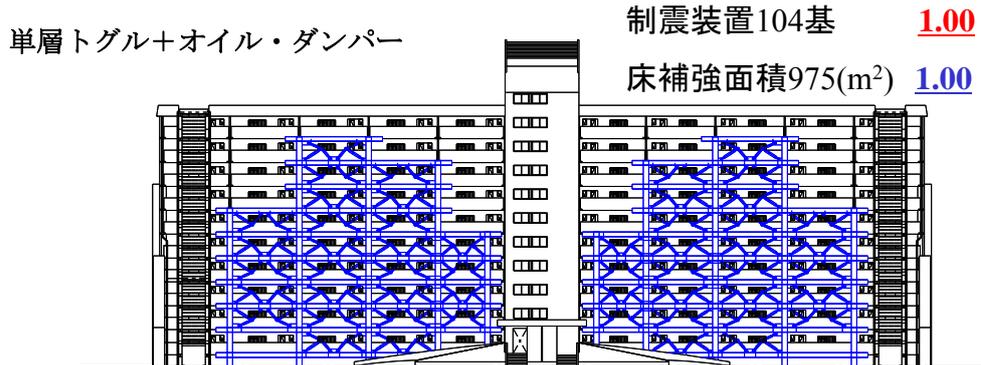


図-24 各トグル・システムの性能比較

図-24は最終比較をトグル・装着図に示しました。制震装置の必要基数と改修に伴う床補強面積が示されています。「単層トグル+オイル・ダンパー」を1に規準化して比較すれば、

「複層トグル+ダイナミック・マス」はその基数が 0.27 倍、床補強面積が 0.32 倍に低減されています。また、「複層トグル+オイル・ダンパー」でもその基数は半分に、床補強面積は 6 割までに低減することが可能になります。

システムの性能が良くなれば、その価格は当然高くなりますが、それに伴う付随工事が極端に低下するところから、第 3 のシステムが経済的にも優れているという結果を得ています。また、第一部でお示しましたように、デザインにもう少し工夫を加えれば、景観もかなり向上するでしょう。

平成 7 年（1995 年）、兵庫県南部地震という大事件が起こりました。

あの累々と続く崩壊した建物群に圧倒され、多くの構造技術者・研究者がそうであったように、私も一体なにをやってきたのだろうと、涙が止まりませんでした。

この悲惨な災害を目の当たりにして、大学に居るだけで社会貢献は何もしていなかったのではないかという反省であります。

あの累々とした瓦礫の山は、構造物を壊してはいけない、損傷させてはいけないという思いを強くさせるとともに、それを達成できる「エネルギー消化制御」技術を、それも一般の方々に分る言葉で説明する義務があるのではないかと意識させたものです。と同時に、今までの研究成果を研究室や学会誌などに閉じ込めておくのではなく、一般の構造技術者にも分るように具体的な形として実際設計の例として開示していくべきだと考えました。

こうした考えを具体的に実施すべく、平成 15 年 10 月に大学発ベンチャー i2S2（アイツエスツー：Initiative & Integrity for Sustainable Structures）を立ち上げました。

具体的には、大学及び設立会社の所有する技術を社会に公開する講習会・シンポジウムの開催・産学官連携による研究開発事業への参加および関連企業の参加による知的財産の実用化事業の展開を行うことで、社会貢献していこうということでもあります。

一方において会社での利益の一部を大学の研究費に還元、開発された新しい技術を会社に移転し、もって会社の発展を図るという意図でもあります。

こうした考え方に賛同してくれた長年の付き合いである公塚正行氏を中心に活動しており、その輪を広げるところまでようやくたどり着いたところです。

こうした状況に、今度の東日本大震災です。震度 7 の地震動はもはや「想定外」ではありません。真摯にそれに向かい合うべきです。設計技術を向上させるのは構造技術者の義務であります。皆様と共に新しい技術を介して社会資本の充実に一歩でも貢献できればと思っております。