

7.4 耐震性能評価の現状と課題

建築物の耐震性能の評価は、地震入力の不確定性に加え、建物の弾塑性特性のモデル化、限界性能の評価のばらつき等があり、定量化を難しくしている。建築物の耐震性能をどのように考え、評価すればいいのか、耐震設計小委員会でも多くの議論があった。本節では、本小委員会で数回にわたり議論された内容を実際の議事録に基づいて、いくつかのテーマ毎に再構成したものである。

7.4.1 耐震性能と法律

研究者) 技術というのは完全なものでなく、常に進歩するところに特徴がある。それらを集めた完全な知識というものも常にあり得ない。このような状況で法律の改定がどこまで有効になされるか。建築基準法が有効に機能するには、どんなことが必要か。結局は、全てが完全に語ることがないとすれば、共通認識としての根幹、理念の部分は大勢の人に認められやすく、根付いた理論的背景があれば、技術的にも語れる。ところが、枝葉の部分は、様々な進歩の過程であったり、こうであって欲しいと思っても細部にわたる知識が不足していたり、そういう部分で構成されている。耐震設計は完結してないといけなくとすれば、枝葉の部分が重要となってくる。そういう中で法律という形で枝葉の部分、常に完全でない部分が固定化されてくると技術的な基準が法律になじまなくなってくる。

どういったものが望ましいか、学術技術で裏打ちされたもの、長年の批判に耐えてきたもの、実効性、簡潔性に優れたもの。そういうものであっても基本的には絶対に正しいということはありませんので、常にいくつかの選択肢を伴う必要がある。それぞれが完全に同じ結果を生むものは選択肢ではない。選択肢であるということは、矛盾があっても揃っていない。それを揃えようとするれば、法律の論理としては一つしか許せない。

法律の論理として完結性、論理的な矛盾のなさを目指すと、どうしてもない轍にはまる。この点を克服していくしかない。結局は、いろいろなレベルに応じた批判があって当然であると思う。改定するところがあれば、日本建築学会(以下、学会)はそれを積極的に批判していくべきであり、それがすぐに受け入れられなくても学会の果たすべき役割は大きい。

行政官) 国民がこの業界をどう見ているか。建築屋は嘘ばかりやっているとして、信用していない。設計者個人に任せてくれというが、一般の人は法律でがんじがらめにして、悪いことが出来ないようにしてくれと望んでいる。

設計者) 耐震構造の設計施工の中で何が問題かという、できあがった建物に対して非破壊で品質保証する方法を確立してこなかったこと。基準に従って設計をして造ったが、できたものの性能は千差万別というのが現実。兵庫県南部地震でも壊れた建物の横に、壊れそうだけどびんびんしている建物があって訴訟になる。結局、設計も約束で、施工も設計に従っているだけ。この約束ができあがった建物性能とどう対応しているのかが担保されていない。建物は自動車や飛行機みたいに動かして性能を確認できない。

研究者) それは耐震設計固有の宿命でもある。重力設計では建った段階で検証される。それに比べ、地震は来るかどうか分からないし、材料のばらつきなども含めて予測が極めて難しいことも事実。それを何とかしようとしているのが耐震設計法でもある。

設計者) 限界耐力計算は検証法であり設計法ではない。検証するための手続きがかなり複雑で高度になっている。今やコンピュータがないと検証もできない。設計をする時にどうやってものを決めていくのかということと対応がとれていない。限界耐力計算では Push Over が前提だから、立体モデルで MSS モデルを使っている。部材のモデル化も素材レベルで決めているので、精度のいいことをやっているという錯覚をもっている。実際それは設計ではない。そういう体系では本当の設計者が育たないのではないかと。いろんな地震外力などに対して安定したところに設計を誘導する設計法が必要だ。コンピュータだけでやっていると、どういう状況にあるのかさえも分からない。

検証法としては精緻であるが、設計法としては違ったスタンスが必要だ。何も設計せずに、ただある特解だけを求めるようになる。学会として基準は検証法でもいいかもしれないが、どういった設計法であるべきか、どういったツールが必要かを考えていくべきではないか。

行政官) 構造設計者のレベルもいろいろ。底辺の人は検証法ではなく、設計法と考えている人もいるのではないかな。手順どおりやれば、結果が出てくるので、その通りやればいいのだと信じているかもしれない。国民の側からみると、そっちの方がいいかもしれない。変に計算間違いされるよりも。

設計者) 実際設計している人は、設計法と思っていない。あれは計算法で検証法のはずだ。設計では JSCA なり、設計者が考えるというのが基本であるべきだ。

行政官) 設計行為が出来る人ということで資格制度が提案されている。国民は建築に携わっている人を信用していない。確認行為を第三者に求めていると思う。第三者が容易に確認できる、検証できるとものとして基準法があると思っている。大方の人はそう思っている。優秀な設計者が自由にやれる世界というのは国民は求めている。社会がうまくいくように社会が自分たち自ら法律を決めるものであって、特別の技術が優れた人たちがつくるものではない。

設計者) 社会が自ら法律を決めるといっても、社会とは何か、誰が国民の意見を代表しているのか。省令、告示には社会の意見がどのように反映されているのか。それこそ特別な人たちがつくっているのではないかな。資格に構造設計一級建築士が新設されることになった。JSCA の構造士との関連がどうなるかわからないものの、有資格者にはそれなりの能力があると認められたわけだから、設計の自由度を与えてもいいのではないかな。本来資格というものはいったいものではないのかな。

研究者) そもそも法律に数式などをいれるべきではない。数式が入るレベルならば何か違う形にしないと、無理なところまで来ている。容易に確認できないから、構造計算書偽装事件がおきた。設計をがんじがらめにするのは建築の品質を高めることにつながらない。

行政官) 一般の人たちは分からなくても、そういう面に対して信奉もある。(笑)

研究者) 数式はただ表してみただけにすぎない。同じような式はいくらでもある。片方で数値が違うことは許されない。これがおかしい。末端の数値がいくら違ってても本質さえあっていれば良いというもの一つの考え方になる。良いも悪いもない。とにかく一つの選択肢しかないというのが大きな矛盾。認定プログラムができると、設計の画一化が進行することが危惧される。

設計者) 性能設計の議論の中で、設計手法、検証法がどうあるべきかを考えてみたときに、実務者からみると今は変形法の時代。90年に入るころから、耐力から変形に設計手法が移った。では地震の時の変形をどうやって推定するか。

研究者) だけど、変形推定だけが残るのであれば、これまで連綿と追求されてきている。別に性能設計だから変形というのはおかしい。変形も性能の一つ。変形といっても残留変形、最大変形、累積変形もある。

設計者) 90年代の議論と今の議論で大きく変わったのは、地震荷重を工学的基盤で定義したこと。

研究者) でもそれは specify されている。ぜんぜん性能設計ではないと思う。本来、外力で規定されるのではなく、リスクで規定されるべき。それが Vision2000 の重要な点であった。カリフォルニアの SEAOC で提案しているのは、完全に地震の risk probability で荷重が決まっている。

設計者) ここまでよく法体系で進んだと思う。50年期待値で雪も風も地震も規定した。

研究者) 私の感触では、みんな計算は信用していなくて、経験や感覚を信用しているようだ。何百年期待値とか言っても、これまで生きてきた経験にとらわれている。日本はこれまで50年運が良かっただけで、兵庫県南部地震でちょっと目がさめた程度。本当の安全性について、あまり気にしてきていなかったのではないかな。

基準法も設計も、わりと小さめの地震で、わりと小さめのクライテリアで、後は知らない。本当の意味での安全性というのは結局分からない。破壊実験の経験などから、破壊に至るまでの履歴が重要だと感じている。最大変形とかいうのは一つの見方であって、本当に崩壊するというのはまだ理解していないと思っている。ある特解として積み重

ねられているだけではないか。

設計者) 小さい入力で、低いクライテリアであっても、限界までの余裕度を大きくとる設計もあり得るし、大きな入力に対して余裕が少ない設計もある。基準が整備され、解析ツールの利用が進めば、余裕度は削られていくのでは。

行政官) ある意味、法律は免罪符として機能している。基準法を満足してつくったのだから、壊れても設計者は責任を問われない。設計者を助けるために、外力が決められていて、本当はそれより大きな外力がくるかもしれないけど考えなくていいということになりがちだ。

設計者) それは基準法の minimum requirement (最低基準) であったはずが、狙いのレベルになっている。改正の時でも最低基準だから、誰でも分からないといけないうっていたが、レベルは明らかに最低基準ではない。それなら今よりも低いレベルでいい。どんな方法でも問題ない。それ以上のプラスの部分は設計者の技量の問題になる。

研究者) 大地震がくるのは何十年先のことだから、地震が来たときには我々はもういないではすまされない。低いレベルで設計したけど人が死んで、500年に一度のことが起きたから納得しなさいと言えるか。

設計者) それが社会として許せるかどうかでは。兵庫県南部地震の時、震度7の領域を考えても、壊れたのは10%くらいで、損害を被っていない人の方が圧倒的に多い。それらの人たちは、耐震レベルを低くしてくれれば、建物をもっと安く買えたのに。それを考えると兵庫県南部地震でこうなったから、レベルをかき上げて日本全国レベルをあげなくてはいけないのか、ということになる。

行政官) だから免罪なんですよ。では免罪に代わって誰が責任をとるかということまでいかないと、やっぱりレベルを上げておこうということになる。一般の人は、耐震建築は壊れないと思っている。そうであれば、それに合った耐震性能にすべきではないのか。もっとレベルをあげる方向の議論があっても良いのではないか。

研究者) 建築基準法が責任の所在をわかりにくくしている。確かに我が国における耐震性能の目標をどうすべきかは難しい課題である。将来発生する地震動がわからない中で、設計目標を決めるためには国が最低基準を示すことは意味がある。しかし、それが目標水準になっていることも問題である。社会的資産としての建築がもつべき耐震性能の目標はどうあるべきか。その点においては建築主の責任がまず第一であり、建築にかかわる設計者、施工者などの責任の所在を明確にすべきではないか。

設計者) そもそもレベルの設定に関する議論が不十分ではないのか。現状の耐震性能の水準が妥当なのか、それとももっとあげるべきなのか。そのためにはまず一般の人に耐震建築の性能や設計のことを正しく理解してもらうことが必要である。法律を満足しているから安全といったイメージを与えていないか。設計者や施工者などが建築主や使用者に正しい情報を伝える努力をしてこなかったことは反省すべきであるが、国の努力も足りない。改正基準法により厳格化された確認制度は法律に矛盾しない計算書を作成することが求められる。そういった中でレベルがどうのこうのといった議論ができる状況ではない。

研究者) レベルをあげるということは、どういった地震入力を想定するかということに大きく関係する。近年では巨大地震発生の際には長周期地震動の発生が危惧され、震源近傍では大加速度を示す地震動も観測されている。これらの地震動は法律で規定されている地震力(応答スペクトル)を大きく上回っている。単に法律に適合しているから安全であるとは言えない状況だ。

設計者) 地震は来るか来ないかわからない。LCC(ライフサイクルコスト)の観点から言えば、長持ちするので補修費が少なくなる。最初、費用を必要な部分にかければ、数十年単位ではみんなが得をする。我々専門家はこういったことを堂々と主張すべきであり、それが役割ではないか。一般の人にメッセージを発信する。世間の人に分かりやすく、経済に絡めて説明する必要がある。この点は、学会の活動に大いに期待したいところである。

研究者) 我々が国民を置き去りにした専門的技術にきゅうきゅうとしてはいけない。国民のためと言っているが実は

国民のことを考えていない。その結果、こういった轍にはまりこんでいるのかも知れない。来るか来ないかわからない大地震に対して、どのような設計をすべきなのか。大地震に対して建築物と居住者の安全を確保することは最も優先されるべきであるが、その方法や目標の設定をどうすべきか、国民的な議論が必要である。

7.4.2 限界耐力計算とエネルギーの釣合に基づく方法

研究者 R) 限界耐力計算における上部構造の評価の問題点と今後の課題としては、(1)等価 1 自由度系縮約の問題。高次モードの影響をどう考慮するか。(2)平面的なねじれへの適用の問題。(3)等価粘性減衰定数の評価の問題。(4)減衰補正係数の評価。(3)で安全側の評価、(4)で危険側の評価なので、それぞれ問題がないのかなと考えている。(5)限界値の評価。最大応答変形を部材角で大雑把に評価しているが、この建物のこの部材に対する限界変形を詳細に提示する必要がある。地道で統計的な検討が必要か。地震の継続時間が定義されていないので、繰り返しの影響は入っていない。何となく 2 回くらいの繰り返しというイメージはあるが、非常に長く強い地震は考慮されていない。

研究者 S) 最大変形を抑制するのは弾性効果。弾塑性系で最大変形がどのくらい残るかは、割線剛性が引けることでなく、最後まで弾性要素があるということ。弾性要素があれば、必ずもとに戻してくれる。

等価線形化手法の一つの落とし穴は、どこでも割線剛性がひけるけど、それは弾性の保証ではない。完全弾塑性系でも割線剛性はひける。

研究者 R) 最大応答の塑性率で等価減衰を求めるのではなく、少し小さな塑性率に対して等価減衰を計算すると応答予測の精度が高くなるということはないか。通常、地盤などでは最大塑性率を 2/3 倍にして適用している。塑性率、復元力特性の形状、位相特性などに依存するので、これだと特定することが難しい。柴田先生の研究では、減衰を 0.8 倍する等の研究があるが、実際やってみるとバラツク(笑)。

研究者 S) ばらついて無理な話をしようとしている。工学的にそのバラツキを無難な形で押さえ込むというのが技でしょう。例えば、1 質点系だけでなく多質点系などについても。たぶん等価線形化手法では減衰の扱いが一番根幹ですよ。

研究者 R) あと、減衰でどうやってスペクトルを落としていくかが問題。

設計者) 等価線形化手法の適用限界を整理して明確にすることは設計上有用であると思うが、解の精度が位相特性に影響されるため注意が必要である。

研究者 S) 1 自由度系でもばらつく。多自由度系で損傷集中を考えれば更にばらつく。損傷集中がどこでおきるかわからない。最大変形は非常にばらつく。地震そのものの特性もあるし、復元力特性の影響も含まれる。地震波に対しては必然的にばらつく。それが集中であり、それがある程度緩和できるかどうかは、設計者の選択行為になるべきである。エネルギー法はこういったことを可能にできる手法である。

研究者 R) 限界耐力計算で損傷集中型を対象にすることはあまり考えていなかったのではないかな。

研究者 S) 損傷集中がなく、1 自由度系に縮約できるということから、等価線形化手法は最初から一番良い構造物を対象にしているのではないかな。

設計者) 弾性に近い系は等価線形化手法でよくあうが、塑性化が大きくなるとあわなくなる。

研究者 S) コンピュータゲーム(コンピュータ・ソフトに頼り切った解析と結果の信奉)をすれば如何に危険であるかも、最大変形についてはいえる。コンピュータゲームをしてはいけない、最大変形にもバラツキがある。では最大変形をどう考えればいいのか。限界耐力計算で最大変形と言っているのは、どの辺りのイメージなのか。エネルギーの場合は入力と応答を分離できるので単純化できる。等価線形化手法の場合には、最大変形という応答まで踏み込んで

いるので難しい．エネルギー法からみてコンピュータ時代に即したクライテリアは，トータルのエネルギー入力と吸収量はバランスしているか，エネルギーはどのように配分されたか，エネルギー量と各部材の応答量はバランスしているか，それだけでいいのではないか．コンピュータが正しいのかを判断するには，設計者が必要である．コンピュータがどこまで信用できるか．

設計者) 文献1を参考にして，等価線形化手法と時刻歴解析による最大応答変位を比較してみた．解析モデルは1自由度系モデルで，復元力特性は完全弾塑性型モデル．初期剛性に対応する弾性時固有周期を0.2秒～4秒まで0.2秒刻みで変化させ，降伏荷重は弾性応答時の最大せん断力に対して，0.5，0.3，0.15の3種類(Dsに相当)．また，粘性減衰定数として2%（初期剛性比例型）を仮定した．入力地震波には，EL CENTRO(NS)50kine，JMA-KOBE(NS)，告示波（位相特性：八戸波，ランダム位相1，ランダム位相2）の5波を用いた．

研究者S) 等価線形化にはどんな手法を用いたのか．

設計者) 等価線形化には限界耐力計算と似た次式を使った．

$$T_e/T_0 = \sqrt{\mu} \quad , \quad h_e = 0.25(1 - 1/\sqrt{\mu}) + 0.02$$

ここで， T_e ：等価周期， T_0 ：弾性時周期， h_e ：等価減衰， μ ：塑性率

通常，完全弾塑性型復元力の等価減衰定数を求めると， $h_e = (2/\pi)(1 - 1/\mu)$ となる．この等価粘性減衰定数を使うと，予測される応答が小さくなり，時刻歴解析との対応が良くなかったので，ここでは，上に示した式を使った．解析結果を図7.4.1に示す．

研究者S) この図をみると，等価線形化手法による最大応答変位は時刻歴解析結果と対応しているようにも見える．しかし，ばらつきも最大で2倍くらいあるということか．

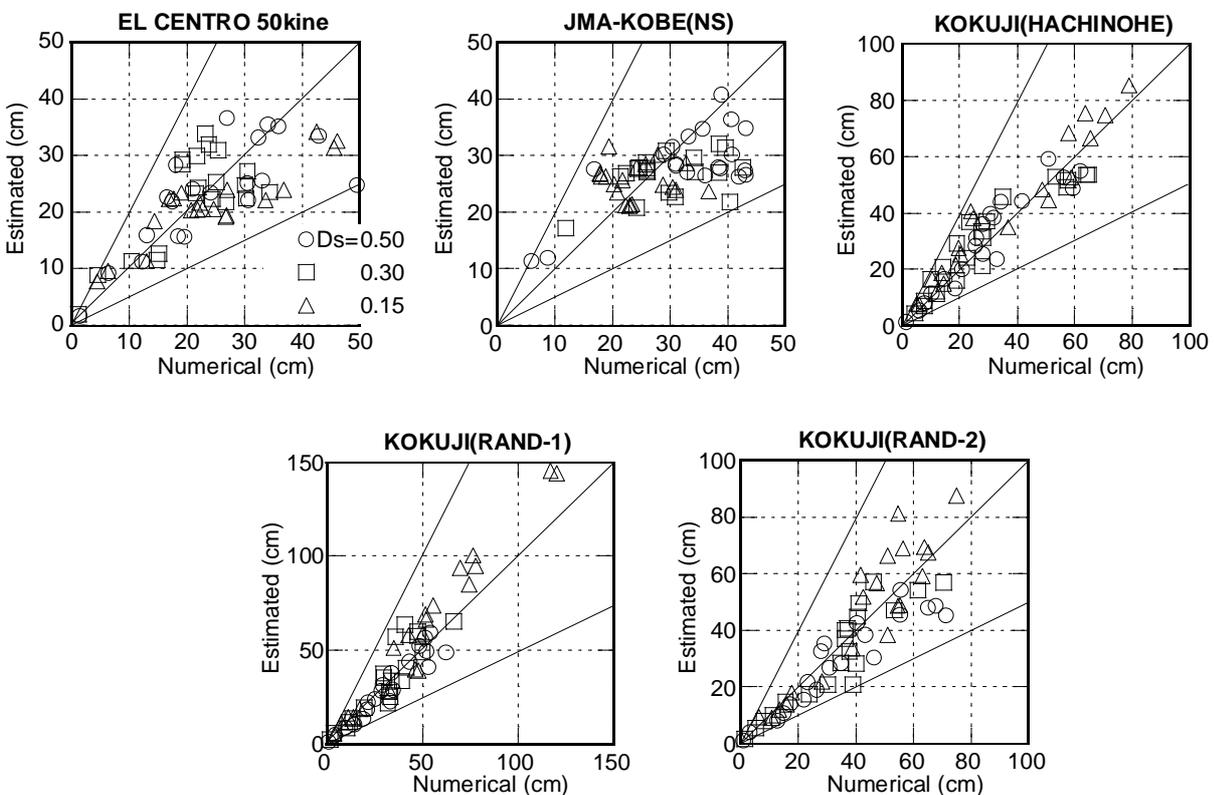


図 7.4.1 時刻歴解析と等価線形化手法による最大変位応答の比較（横軸：時刻歴解析，縦軸：等価線形）

設計者)地震波によっても若干対応は異なるようだ。しかし、ここで用いた等価粘性減衰定数は、もともと塑性化に伴う剛性劣化が顕著な RC 構造物を対象としており、そもそも完全弾塑性型に適用できるものかどうか。だが、結果をみればある程度対応はとれているといえる。結果オーライではなく、この式の適用限界や適用条件を明示することが不可欠ではないか。

研究者 S)どのように最大変形を推定するのか。最大変形に原理性はない。ある種の経験則を介在させないと求まらない。

エネルギーの釣合式は $W_e + W_p + W_h = E$ となる。右辺の地震による入力エネルギー量 E は建物の固有周期と質量だけに依存する安定した量である。 W_e は弾性エネルギー、 W_h は減衰による吸収エネルギー。建物の損傷にかかわるエネルギー吸収量として W_p が最も重要となる。

復元力特性を完全弾塑性型とすれば、各層の累積塑性変形に降伏耐力を掛けたものが各層の損傷となる。トータルのエネルギーと各層のエネルギー配分が分かれば、累積塑性変形倍率 η が求められる。そこから残留変形も求められる。分からないのは不安定な最大変形となる。最大変形を知るためには、最大塑性変形倍率 μ_m と η の関係が求めれば良い。

柔剛混合構造。柔要素と剛要素が組み合わされるとおもしろい挙動をする。剛要素が小さくなると弾性系になる。等価線形化手法というのはこういった系に適用できるのではないか。柔要素がない系に対して割線剛性はいくらでもひけるが、それで等価線形化できるか？

研究者 R)累積塑性変形倍率 η はエネルギーで予測可能。しかし、 μ/η はばらつく。同じ地震が2回くるとこの理論は破綻する。今までの地震波はわかりやすい破壊の仕方をしている。震源の破壊の仕方はいろいろなので、どこにエネルギーが集中するか分からない。震源に近くても継続時間が長い、エネルギーが分散するケースもある。そういうことを一般的に考えるには、第一のパラメータとして総エネルギー入力量を考えるのは良いが、総エネルギー量を継続時間で割った値(平均エネルギー)が次のパラメータになるのではないか。こういった考えをいれない限り、いつまでもばらつくと言っているしかない。当座、最大応答値がどうやって起きているかを考えるには、今まで記録されていない継続時間が長い地震も視野にいれて一般性を持たせないと最大変形を理解できないのではないか。

研究者 S)最大変形がどのように起こるかについての最初の様相をみせているつもり。これを分解して、 μ/η が地震波の違いなどでできちんと整理ができれば更に進んだ考え方になる。分解能を高くすることは、地震波にもいろいろあるということを言わないといけない。ではどのような地震波がくるかのかを言わないといけない。

研究者 R)クライテリアとの問題。最大値というのはソースにさかのぼる話なので、地震波をキャラクタライズする努力が必要である。

研究者 S)分解能を高めるために、現在はそういったことはやられていない。

地震というのは、とりあえず最大マグニチュード 地表最大速度であるという認識のもとで最初のスケッチを描く。更に分解していくともっときれいな図になるのではないか 限りなく地震そのものに対する認識が複雑になっていく。分解能を高めるといことと、逆に複雑化していくことをどこまで工学的にコンプロマイズするか。そういったところが次のステップではないか。

研究者 R)最大変形をどう使うかという問題もある。RC 構造といえども最大変形がクライテリアになるわけではない。両方の組み合わせであって、総エネルギーで決まる種類の破壊パターンもあるし、最大変形で破壊するパターンもある。うまく予測しただけでは使いようがない。

研究者 S)少なくともこのくらいの値はとれるだろうということを言っている。許容される範囲で使うという前提が

ある． r_q^* が小さいところでは等価繰り返し数を小さくするなど考慮する必要がある．都合のいい地震が来てくれるわけではないので，一つの実態であるということを確認してもらいたい．これをどうやって分解能を高めるかという方向に議論が深まると良い．

設計者) 先ほどの1自由度系モデルの応答解析結果から，累積塑性変形倍率 η と塑性変形倍率 μ_m (=塑性率 $\mu - 1$)の関係性を求めた．結果を図7.4.2に示す．図中の直線は， $\eta = 4\mu_m$ あるいは $\eta = 8\mu_m$ の関係性を示している．文献2では，完全弾塑性型モデルの場合，すなわち $r_q=0$ のときには $\eta = 4\mu_m$ と与えられている．この関係式を用いれば累積塑性変形量から最大応答変位を安全側に求めることができる．

研究者R) しかし， μ_m と η の関係性はばらついており，応答予測という観点からはいかなるものか．

設計者) エネルギーで評価するにしても，変形限界で評価するにしても，部材や骨組の保有性能をどうやって評価するのか．免震構造や制振構造におけるダンパーのエネルギー吸収能力の評価は，実大実験などで検討して変形との関係を明らかにしている．実験をする時の変位履歴も変位振幅を変えたり，ランダムな加振を行うことで性能を評価している．では，構造骨組の保有性能に関する実験などのデータはどれくらいあるのか．実証データがないと解析結果の妥当性，耐震性能の評価はできないのではないかと．

研究者S) 文献3では兵庫県南部地震のときの建物調査に基づいて，建物に入力されたエネルギー量(等価速度 V_D)と被害の程度との関連性が示されている．累積塑性変形倍率 η が20~30程度確保されていれば，大きな被害は免れたと考えられている．図7.4.3はエネルギーの釣合式による η と V_D の関係性を示したもので，塑性変形能力が高い場合ほど，大きな入力に耐えることができることを示している．

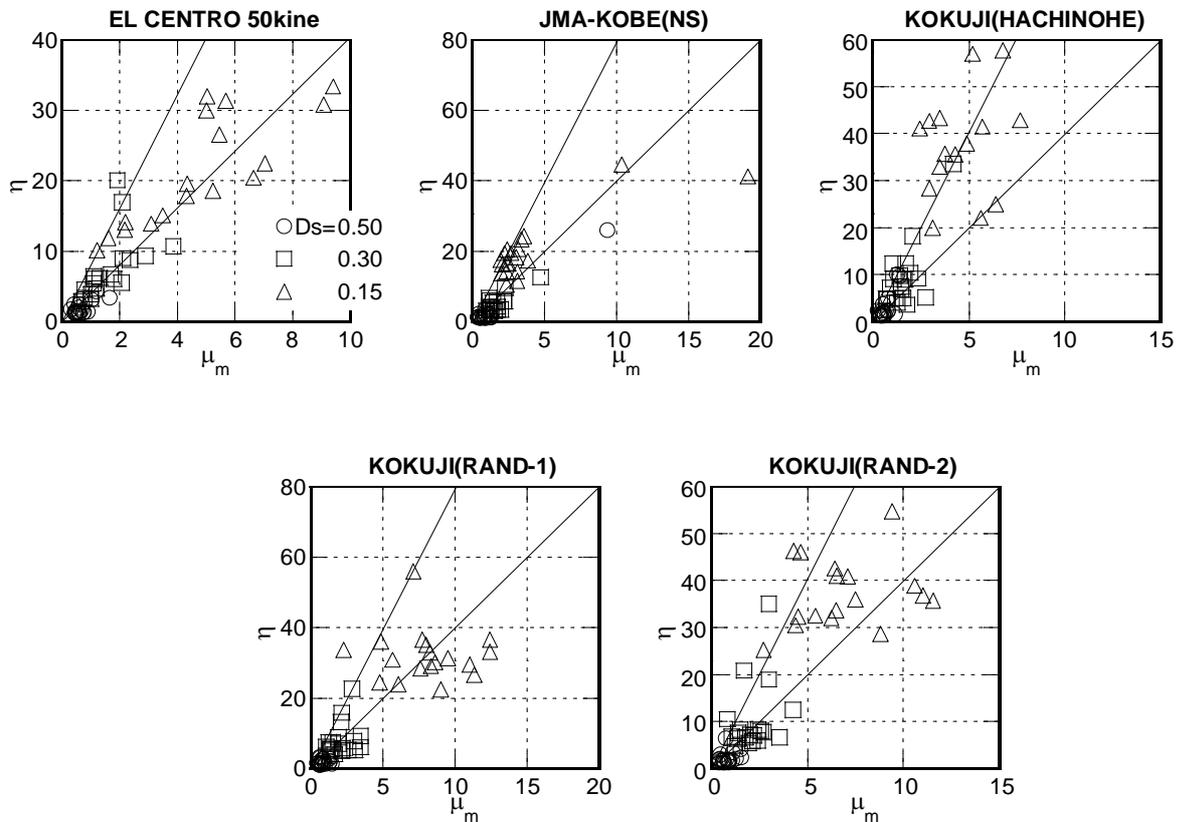
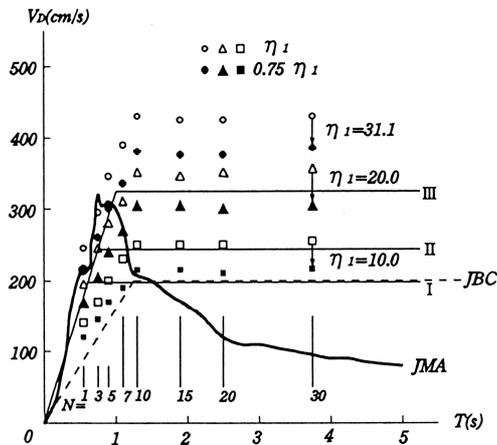


図 7.4.2 累積塑性変形倍率と塑性変形倍率の関係

* r_q はせん断力係数比で，剛要素の負担せん断力に対する柔要素のせん断力の比率． $r_q=0$ のとき完全弾塑性型となる



左図の説明：

図中の η_1 は骨組の累積塑性変形倍率で、文献では SM490 鋼材を対象に、 $\eta_1=31, 20, 10$ の場合のエネルギー入力 V_D を求めている。黒いマークは床スラブの効果を考慮して 3/4 倍したもの。

また、は兵庫県南部地震の際の震源域でのエネルギースペクトルに対応するもので、JMA は神戸海洋気象台での観測波のエネルギースペクトルを示す。

図 7.4.3 梁降伏型骨組の耐震性（文献 3）

研究者 R) 予測精度を考えると、予測値が応答の最大値なのか、平均値なのか、エネルギー量なのかによるのではないか。

設計者) 必要な累積塑性変形能力を付与するための部材設計法などは確立されているのであろうか。保有性能については、 η と μ で捉える必要があることを明示する必要がある。木造、S 造、RC 造でもそれぞれ特性が違ってくる。素材の限界はエネルギーと変形の両方が関係する。エネルギーだけ、あるいは変形だけで限界は決まらない。地震波の継続時間によっても破壊の状況は変わる。構造種別によって、設計規範が変わるべきではないか。

研究者 R) η と μ の関係が重要。構造物の復元力、地震動の種類、損傷集中などで影響を受ける。

設計者) エネルギー法では η が明示的であり、限界耐力計算では μ が明示的である。許容する最大変形を考えるとときに η が考慮されているはずでは。

研究者 S) 限界耐力計算では暗黙の了解として、繰り返し数、累積変形などを想定しているのか。

研究者 R) 考えていないのではないか。RC 造などでは繰り返しだけでは決まらない。

研究者 S) 最大の議論は、 η のとらえ方ではないか。限界値をどう捉えるか。

研究者 R) そこに大きな前提の違いがある。エネルギー法では繰り返し変形、限界耐力計算では単調荷重を想定している。

設計者) 適用範囲として、評価基準とか、適用条件などを考える必要があるのではないか。限界耐力計算とエネルギー法で評価方法を明らかにすることの方が重要ではないか。S 造でも材料種別によって挙動が異なる。FA 部材での挙動を常識としてはいけない。コンクリートでも原点指向といっているが、コンファインしておけばエネルギー吸収能力をもつようになる。このような評価基準を明確にしておくことが重要。

研究者 R) 応答スペクトルからの読み替えではなく、エネルギーでハザードを評価しないと体系として完結しないのではないか。エネルギー法では、ばらついているパラメータの下限をおさえているので、応答の上限値が得られている。しかし、応答の実体を分からなくしているのではないか。

研究者 S) η のばらつきは小さい。 μ を求めるときにばらつく。合うか、合わないかを言い出すとキリがない。何を目標しているのかを明示する。疑えば、時刻歴解析も正しいと言えるのか? となる。

7.4.3 時刻歴応答解析の課題

研究者) コンピュータゲームでは、パラメータの組み合わせによっては非常に良い応答を得ることもできる。非常に大きなバラツキの中で、特定の値をとることはリスクが高い。最大変形のバラツキをどう考えるかが重要となる。等価線形手法で r_q をいかに担保するのか。割線剛性は弾性要素とは言えない。応答解析とエネルギー的なセンスをもって設計すれば、判断を間違えないのではないかと思う。最大変形に大きな影響を与えるのは、各階の損傷集中、復元力特性、地震波、柔剛混合比。解析に使うパラメータが本当に妥当なものかを吟味することなしに、解析結果を信用することはできない。

設計者) 入力地震動のばらつきをどう考えるか。模擬地震動の作成にあたって、応答スペクトルにフィッティングするように位相特性を変えて作成した波の違いによる応答のばらつきはどれくらいか。さらに表層地盤の地盤増幅を考えたスペクトルにフィッティングさせた波を作った場合、あるいは既往の観測地震波や予測強震動を使う場合でどうなるか。同じスペクトル形状でも位相特性の与え方で最大応答値(特に、塑性応答)が変わる。神戸波の位相を使えば継続時間の短い波にしかならない。包絡形状を同じにして位相をランダムにするのであれば、応答のばらつきは少ない。

研究者) 法律には継続時間の規定しかない。継続時間を規制するのであれば、20 秒以下、40 秒、60 秒以上の波の3段階を設定すべき。60 秒以上だけとするのはおかしい。継続時間が短い方が応答には厳しい。例えば、10 波の入力に対する応答のばらつきをどう評価するのか? 最大値なのか、平均値でも良いのか。確率論から理論的に、ここを上限とみれば良いといった考えが導けないか。アメリカなどでは、3 波やれば、その中の最大値で、10 波やれば1 波無視しても良いなどとしているようだ。

設計者) 建物側のモデル化のばらつきの方が地震動のばらつきよりも大きいのではないか。同じ設計図から、10 人の設計者がモデルをつくるとそれぞれのモデルはどれくらい異なるのか。使用するプログラムの違いも影響するだろう。設計者によってもモデル化の考え方が異なる。材料特性のばらつきもある。

研究者) 減衰マトリックスの作り方による影響も大きい。瞬間剛性比例型減衰マトリックスの作り方は3通りある。

$$[C] = \frac{2h}{\omega} [K]$$

すなわち、剛性マトリックス $[K]$ だけを変化させる場合、 $2h/\omega$ だけを変化させる場合、最後に、この両方を変化させる場合である。この場合の応答が最も大きくなる。

設計者) 入力地震動、モデル化、応答のばらつきが重要ということ。モデル化にもいろいろあり、それぞれに適用範囲がある。解析法にしても、線形、非線形、静的、動的などいろいろであり、それぞれ適用限界がある。必ずしも複雑なモデルが有益とは限らない。解析プログラムにしても、市販されている計算コードがあったり、自社で制作したものなど様々である。それらの計算コードで同じ解析モデルを解いたとき、本当に同じ計算結果を与えるのであろうか。

研究者) 計算結果として構造物に吸収されたエネルギーの総量や分担を計算するなど, 時刻歴解析結果をトータルに判断をする手段がないと応答解析の結果は危険になる(図 7.4.4 参照).

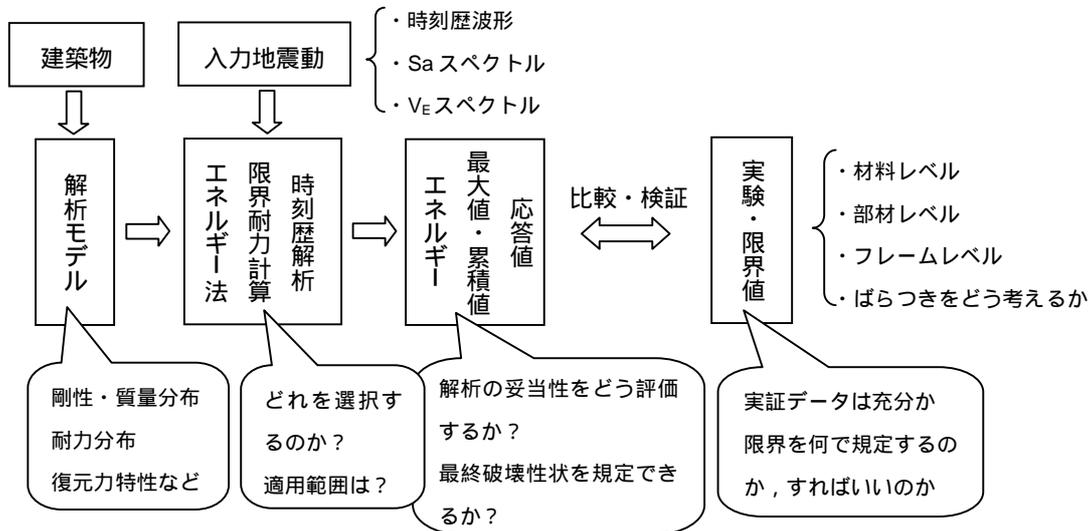


図 7.4.4 解析とそれに関連することから

設計者) 骨組が地震で壊れるから, 粘り強く, 強度を上げてきた. しかし, 地震がきてみるとダクタイルな骨組はひび割れなどが起こる. 社会からは粘り強くした建物が望まれているのか. 免震構造や制振構造がもっと自由に使えるような仕組みにする必要がある.

20 年前の耐震設計の 2 次設計では, 実際のレスポンスとしてどこまで変形するのかを陽に求めていない. 例えば $D_s=0.25$ で変形能力があるからといって, 水平力が 0.25 の時の変形が実際のレスポンスだと思ってしまう. こういった誤解が広がっている. そういう意味では境界耐力計算では力と変形を陽に求めるので, ましかもしれない. Ductility とずっと言ってきたが, それはダメージを許容していることになる.

研究者) D_s 値は, 1980 年の時に変形 (構造性能) に無関係だと決めつける考え方も多かった. そうではない. どのくらい変形するか, D_s を小さくできるということは, 結局, ペナルティである. そういう関係をもっと認識する必要があった.

設計者) 外力が小さくなるから, 過大な変形がでることは忘れて, 良い設計だと思ってしまう. ここで, 境界耐力計算とエネルギー法による D_s 値の比較を単純な計算で示してみたい (文献 4). 加速度応答スペクトルは第 2 種地盤の R_t 曲線を加速度一定領域と速度一定領域の 2 区分で近似したものとする. 1 質点系モデルを対象とし, 復元力特性は完全弾塑性型とする. ここでは簡単にするために周期 0.96 秒以上, すなわち速度一定領域に建物の周期帯がある場合を想定する. 境界耐力計算とエネルギー法などによる D_s 値は次式となり, これらをグラフ化すれば D_s 値と塑性率の関係が図 7.4.5 のように求められる.

$$\text{境界耐力計算: } D_s = \frac{F_h}{\sqrt{\mu}} \quad \text{ここで, } F_h = \frac{1.5}{1+10h}, \quad h = 0.25 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + 0.05$$

$$\text{エネルギー法: } D_s = \frac{1}{\sqrt{1+2\eta}} \quad \text{ここで, } \eta = 4\mu_m = 4(\mu-1)$$

$$\text{エネルギー一定則: } D_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu-1}}$$

$$\text{変位一定則: } D_s = \frac{1}{\mu}$$

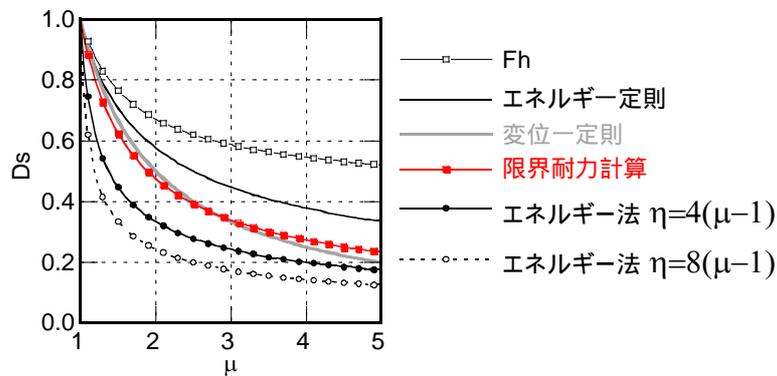


図 7.4.5 D_s 値と塑性率の関係 ($T > 0.96$ 秒の場合)

研究者) エネルギー法では μ と η の関係をどう設定するかにもよるが、限界耐力計算よりも D_s 値を小さくできるということか。限界耐力計算と変位一定則がほぼ同じ値を示すのもおもしろい。

設計者) 変形でやるとした場合、学会のイメージではもったということになるかもしれないが、被害を見てしまうと中破くらいのレベルにはなっている。それが、市民をだましたという評価になった。 $D_s=0.2$ を決めた時のロジックからいえば、正しくて十分設計通りだとなる。ただ被害から言えば違う。

研究者) 構造設計者と一般の人の考えが乖離していた。

設計者) 学会の式は壊れる、壊れないに対して提案されているが、性能設計をやるときに被害を制御するためにどうするかという点は大変大事。設計上は、外力を大きくするとか、違う面からおさめる必要があるのでは。

研究者) 外装材だけで損傷の程度を評価するのがいいかどうか。本当の性能、求められている性能は何かを議論する必要がある。

設計者) 81 年から 95 年まで、構造計算書の最初に十分変形能力があるように、幅厚さ比、フープのこととか効能を書いて、RC 造なら $D_s=0.3$ 、鉄骨造なら $D_s=0.25$ がベストな設計となっていた。鉄骨造で $D_s=0.45$ とかやっていたら、何やってんだ、と周りから言われる雰囲気だった。しかし、結果が逆で、耐震性は同じだったはずだったのに、変形能力に期待した建物ほど倒壊はしなかったけれど、すごく被害があったと言われる。

研究者) 構造躯体以外の雑壁なども含めて被害は評価される。その部分、構造設計者が抜けていた。

設計者) 損傷とは何か。性能って何かということについて、JSCA でも長い議論があった。耐震性能の目標は何か、という点は非常に難しい。

研究者) 地震入力と絡んでいる問題。同じ ductility をもっていれば、強度の強い方が圧倒的に強い。強度が大事である。ductility も大事だけど、地震動もよく分からないから、できるだけ強くしておく。強度はリニアだから、強度が 2 倍であれば、2 倍の地震に耐えられる。ductility は単純ではない。

設計者) しかし、現在の耐震設計は変形能力に頼った設計にならざるを得ない。その結果、地震により構造躯体が軽微な損傷にとどまっても、非構造体の損傷が大きな場合、一般の人は、危険だと判断したり、損傷の程度の受け取り方に差がでてしまう。実際に 2005 年福岡県西方沖地震の際には築 5 年程度の新しいマンションの被害が大きく問題となった(写真 7.4.1 参照)。これは設計者と建築主・居住者とのコミュニケーションが足りなかったためとも言え、反省すべき点はある。地震時に建物がどれくらい変形するのか、どれくらいの被害が想定されるのか、それをどこまで

許容できるのかを事前に説明し納得してもらうことが必要である。



写真 7.4.1 福岡市内に建つ耐震マンションの被害

研究者) 結局, 時刻歴応答解析を使う場合でも適用範囲を認識して判断を行うとともに, 包絡的な手法により設計の妥当性を検証することが不可欠である。現状ではさまざまな計算法, 検証法があるけれど, これらの結果を総合的に判断すべきである。そのためにも設計者の果たすべき社会的な責任は大きくなっている。学会は耐震性能の評価に関する知見を集約して設計者に提供するとともに, 一般市民へ建築の設計・施工, 職能に関することをわかりやすく伝えていくことが求められている。

参考 エネルギー法における D_s 値の算出

建物(1質点系モデル)の質量を M , 周期を T とする。また周期 T に対応するエネルギースペクトル値を V_E , 加速度応答スペクトル値を S_a とすれば,

$$\text{建物への地震による入力エネルギー量 } E \text{ は, } E = \frac{1}{2} M V_E^2 = \frac{1}{2} M \left(\frac{T}{2\pi} S_a \right)^2$$

$$\text{弾性エネルギー } W_e \text{ と塑性ひずみエネルギー } W_p \text{ は, 文献 2 などから, } W_e + W_p = \frac{Mg^2 T^2}{4\pi^2} \left(\frac{1}{2} + \eta \right) \alpha_1^2$$

ここで, α_1 はベースシア係数。 $W_e + W_p = E$ より,

$$\alpha_1 = \frac{1}{\sqrt{1+2\eta}} \frac{S_a}{g}$$

が得られる。よって, 上の式から $\frac{1}{\sqrt{1+2\eta}}$ が加速度の低減を表すことになる。

参考文献

- 1) 中島正愛: 全体崩壊型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能(その1 既往の最大変位予測法の評価), 日本建築学会大会梗概集, 1999.9
- 2) 秋山 宏: エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計, 技報堂出版, 1999
- 3) 日本建築学会: 動的外乱に対する設計 - 現状と展望 -, 1999
- 4) 石原 直: 限界耐力計算及びエネルギー法による D_s 値の比較, AIJ 耐震設計小委員会資料 No.12-02, 2003.12