

建築物の耐震基準の変遷

大橋 雄 二¹⁾

わが国は、古くから数多くの地震を受けてきている。江戸末期には、大被害地震が頻発している。しかし、これらの地震被害は、直接には建築物の耐震研究には結びついていない。科学的耐震研究の開始には、明治時代の到来を待たなければならなかった。

1. 明治の近代化と明治初期の地震

日本は、明治維新により、近代的な国家への歩みを始めた。開国して西欧の先進諸国に追いつくことを目指した。まず、日本の産業を発展させ、できる限り早く欧米の文化を吸収するために、欧米から多くの研究者、科学者、技術者を招いた。

建築教育に関しては、1877年、工部大学校造家学科(東大建築学科の前身)が創設されている。建築に関する高等教育が英国の建築家ジョサイア・コンドルによって開始されたのである。

1880年に横浜地震(M=5.5~6)が発生した。この地震は、外国からの研究者を驚かせた。彼ら先進欧米諸国の研究者の多くにとって、地震ははじめての経験であったのであろう。この年、英国人鉱山学者のジョン・ミルンが中心になって日本地震学会が設立された。ミルンは、日本地震学会の設立準備会の講演において、地震研究の必要性を述べ、今後の研究課題として、過去の地震記録の整備を指摘している。そして、地震計の開発と設置に言及し、地震現象を基礎から検討してゆく方途を示している。その後、ミルンは機械工学者のユーイングらとともに地震計を開発した。日本地震学会の設立によって、地震の科学的な研究が始まったのである。

1886年、コンドルに教えを受けた工部大学校造家学科の卒業生らにより、「造家学会」(設立当初の

名前、現在の日本建築学会)が創設された。

2. 濃尾地震と耐震研究

1891年、濃尾地震(M=8.0)が発生した。この地震において、木造建築物に大きな被害がでた。濃尾地震をきっかけに建築界は木造建築物の耐震性の研究を行うようになった。そうした研究の中心となったのは、この地震の翌年、1892年に設立された「震災予防調査会」である。震災予防調査会は、木造建築物の耐震性を高くするための各種の工法の提案をした。伝統的な木造の柱と梁による架構に対して、これに耐震性を持たせるには、筋かいを用いるべきとした。筋かいによって、三角形を形成して、水平抵抗力を持たせるべきであると考えられた。また、接合部には金物を用いるとの提案もされた。

この頃、都市には、地震の少ない欧米から導入されたれんが造や石造の建築物も建てられ始めていた。これらの構造は、不燃性、耐火性に優れていた。明治政府の都市政策の一つは都市の不燃化であった。れんが造が推奨されていたのである。一方、我が国は、開国当初に諸外国と不平等条約を結んでいた。この不平等条約の解消も政府の大きな課題であった。そのために、我が国の文明開化ぶりを示そうと、大都市の大規模建築物には、れんが造や石造の洋風構造が多く用いられたのであった。名古屋にもれんが造の建築物が建てられていた。濃尾地震ではこれらの構造の建築物にも多くの被害がでた。明治初年以来、建築構造に関しては、れんが造が最良との評価があった。しかし、濃尾地震をきっかけとして、れんが造の評価に疑問がでてきた。また、当時のモダン建築物であるれんが造に大きな被害がでたために、れんが造に代るなにか耐震的な材料と構

1) 建設省建築研究所：
〒305 つくば市立原1番地

キーワード：建築構造，耐震構造，耐震基準，建築基準法

造方法を見出すということが、当時の建築界の大きな課題になったのである。濃尾地震によって、我が国の建築物の耐震研究はスタートした。

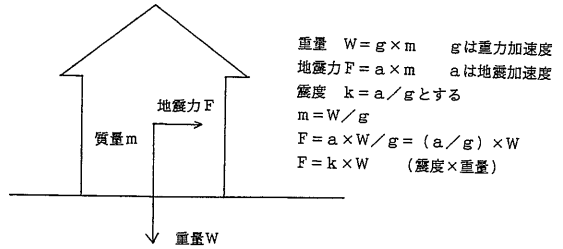
一方、明治の中頃には、欧米から、鉄骨造と鉄筋コンクリート造という近代的な構造方法が導入された。これらの構造は、欧米では、すでに19世紀には、建築物に用いられていた。我が国では、明治になって鉄やセメントなどの材料の生産技術も進歩を始めていた。これらの構造方法に関する研究も始まり、明治後半、ちょうど19世紀から20世紀に時代が変ろうとする頃に、これらの構造方法による建築物が建てられ始めたのである。

3. 佐野利器の家屋耐震構造論と震度

1906年、米国でサンフランシスコ地震(M=8.2)が発生した。地震動の大きさは、最大地動加速度が下町で250 gal 程度、山の手で180 gal 程度であったといわれている。木造家屋は良好な耐震性を示したが、補強されていないれんが造や石造建築物は大きな被害を受けた。市内には骨組みが鉄骨造で帳壁がれんが造の12~19階建て程度の高層建築物がかなりの数存在していたが、それらは骨組みにはほとんど被害がなく、帳壁に軽いき裂を生じた程度であった。

この地震被害の調査のために東大の中村達太郎と佐野利器は、サンフランシスコを訪れた。調査する中、この被害の中で、同市のゴールデンゲート公園にあった鉄筋コンクリート造のアーケードを見つけた。それが損傷はあったものの、崩壊しないで残っていた。このことは、それまで、地震によるれんが造の崩壊を見続けていた両氏に驚きを与えたのである。鉄筋コンクリート造は、耐火性、耐震性の両面で優秀であり、鉄筋コンクリート構造こそは、今後の日本において普及すべき理想的構造であるとの確信をいいて帰国したのである。

サンフランシスコ地震の後、佐野利器は、建築物の耐震性に関する研究を行い、彼の博士論文となった「家屋耐震構造論」と題する論文をまとめ、現在につながる建築物の耐震理論の基礎を作った。この論文は1916年に、震災予防調査会の報告として印刷発表されている。この論文において、佐野は、建築物の耐震化には、建築物の強度・じん性・剛性を



第1図 地震力と震度

増加させるべきである、と主張した。また、この論文では、建築物に作用する地震力を表わすため、「震度」という概念が示された。地震力は慣性力である。地震時に建築物に加わる慣性力は、建築物の質量と地震加速度の積で求められる。重量は質量と重力加速度の積である。ここで、地震時の建築物(あるいは地面)の加速度の重力加速度に対する比率を「震度」と名付けると、地震力は、建築物の重量に震度を乗ずることで求められるわけである。重力加速度は980 gal であるから、震度0.1といえ、98 gal である。すなわち、約100 gal の加速度による地震力は、建築物の重量の1割の力とすればよい。この震度を利用して地震力を定め、建築物には、その地震力に抵抗できるような強度、剛性、じん性を持たせるべきである旨を主張したのである。ただし、この論文では、建築物は剛性が高く、地面と一体となって剛体に近い挙動をするものが考えられており、地震の際に地動に対して建築物の応答が大きくなるといった考え方は示されていない。なお、この「震度」は、気象庁の震度階級とは異なるものである。

この論文では、ある地域において将来起り得る地震の震度を予期震度と呼び、その予期震度に対して建築設計をすべきことを主張している。そして、東京の予期震度として、0.3が提案されていたのである。この佐野の論文で示された耐震の考え方は、その後のわが国の耐震設計法の基本的考え方になった。

4. 市街地建築物法

第一次世界大戦によって日本の産業は発展し、大都市へ人口と工場が集中した。大都市の都市計画と建築法制の整備が必要となった。そのため、1919

年、東京を始めとする6大都市を対象に、都市計画法と市街地建築物法が制定され、翌、1920年に施行された。市街地建築物法施行令に、「建築物の高さは100尺以下とする」旨の高さ制限規定が定められた。これは、都市の高密化の防止を目的としたものであった。また、木造、石造・れんが造等の建築物の高さ制限も規定されていた。

1920年、市街地建築物法施行規則が公布された。建築物の防火、構造、衛生などに関する基準が定められた。構造については、木造、組積造、鉄筋コンクリート造、鉄骨造等に関する規定として、材料の品質、接合部、配筋などが定められた。

鉄筋コンクリート造や鉄骨造に関する規定が定められていたといっても、これらの構造は、欧米から紹介され始めて間もなく、多くの建築物が建てられていたわけでもない。規定も簡単であった。

同時に強度計算の規定が定められた。その計算法は許容応力度法という方法によるものであった。これは、次のような手順による計算法である。

- ①建築構造体の基本的な構造部材の断面、接合部、配筋等を設定(仮定)する。
- ②各部材の剛性等を評価しつつ、仮定された構造体を計算のためにモデル化する。一般には、はり間方向とけた行き方向を別々に考え、また、それぞれのはり間なども独立した構面ととらえる。そして、柱や梁を線材に置換して、弾性の線材の平面架構としてモデル化する。
- ③荷重を計算する。
- ④荷重が構造体に作用した場合に各部材に生じる応力を計算する。(応力計算)
- ⑤各応力度が、材料の破壊強度に対してある程度の安全率をもって定められた許容応力度を超えていないことを確かめる。(断面算定)

許容応力度は、その材料の破壊強度の1/3程度以下に定められた(この逆数を「材料安全率」という)。荷重の不確かさ、材料強度のばらつき、解析やモデル化の不確かさなどがあっても、許容応力度における材料安全率によって、一定の安全性があることが確かめられるのである。

市街地建築物法施行規則では、このような方法を前提とした強度計算規定が定められた。しかし、制定当初は、地震力のような水平力は荷重・外力として規定されていなかった。固定荷重(構造躯体など

固定物の重量)と積載荷重(人間、家具、什器、設備などの積載物の重量)という重力による鉛直方向の荷重のみが定められたのである。また、当時は、鉛直方向の荷重に対する架構の応力を求める方法がやっと実用化しようとしていたところであり、水平力を受ける架構の応力の実用的計算法はまだなく、研究の途中であった。

5. 関東大地震と耐震基準(水平震度0.1)

1923年、関東大地震(M=7.9)が発生した。東京中心に大被害が生じた。14万人余の人命が奪われた。大半の死者は地震後の火災によっていた。石造、れんが造、木造の建築物に壊滅的被害があった。

この地震の起きる数年前から、東京には鉄骨造や鉄筋コンクリート造のビルが建てられ始めていた。それらの中には地震のない米国の東海岸地方で発展した構造による鉄骨造ビルがあった。東京駅正面広場に面して建てられた「丸の内ビルディング」などがその代表であった。一方、佐野の耐震理論を取り入れて耐震計算を行った耐震壁を持つ鉄骨鉄筋コンクリート造の「日本興業銀行ビル」などもあった。これは、佐野の後輩である内藤多仲が構造設計していた。内藤は、佐野の理論を受け継いで、耐震理論を研究していた。そして、1922年には、「架構建築耐震構造論」と題する論文を発表し、水平力を受ける架構の応力計算方法を提案していた。内藤は、日本興業銀行ビルを水平震度1/15≒0.067で耐震計算していたのであった。

関東大地震によって、米国流の設計のビルは大きな被害を受けた。一方、日本興業銀行ビルにはほとんど被害がなかった。この地震で耐震壁の重要性と耐震計算の必要性が実証された。これ以降、鉄骨鉄筋コンクリート造というわが国独自の構造方法が発展し、柱と梁を剛接した「ラーメン構造」に耐震壁を設けた構造が耐震構造の主流となった。

地震の翌年、1924年、市街地建築物法施行規則に震度法による地震力規定が設けられ、耐震計算が義務付けられた。「地震力は水平震度0.1以上とする」旨の条文が定められたのである。

$$(地震力 = K \times w \\ K = 0.1(\text{水平震度}))$$

w：当該部分の建築物の自重)

水平震度の0.1という値については、関東大地震の東京下町での水平震度が0.3程度(約300 gal)と推定されていた。許容応力度が材料破壊の1/3程度以下であったことから、震度0.1で許容応力度設計をして、構造にねばりを与えれば、水平震度0.3に耐えられると考えられた。また、水平震度0.067で設計された日本興業銀行ビルが関東大地震にもほとんど無傷であった事実も、水平震度が0.1に定められる際に参考になったであろうことは想像に難くない。

この地震力規定とともに、建築物の耐震構造化のための構造詳細の規定が定められた。筋かい・ブレース(鉄骨造の筋かいを「ブレース」という)の設置の義務付け、柱の小径の強化、鉄筋の継手長さ規定や柱の最小鉄筋比の規定の新設などであった。木造、石造・れんが造建築物等の高さ制限も厳しくされた。

一方、耐震計算は義務づけられたが、地震力のような水平力に対する構造物の架構の応力計算の実用的方法は普及していなかった。内藤の論文が発表されたのは関東大地震の前年である。建築学会では、耐震研究と実用的な耐震計算方法の開発に力を注ぐことになった。建築学会は、1924年12月に「構造強度計算規準」という実用的な耐震構造計算方法を示し、耐震計算法の普及につとめた。

濃尾地震以内、地震研究の中心となっていた震災予防調査会は1925年に発展的に解消し、東京大学付属の「地震研究所」が設置された。

6. 柔剛論争

関東大地震後、「柔剛論争」という大論争が起き、1935年頃まで続いた。これは、地震安全の確保の理論に関する論争であった。建築物の固有周期を延ばして共振を避けるのがよいとする「柔構造論」を主張したのは海軍省の真島健三郎であった。一方、地震の振動には長い周期のものもあるので、建築物の固有周期を延ばすのではなく、むしろ短周期で建築物の強度・剛性を高くして地震力に抵抗させるのがよいとする「剛構造論」は東大の佐野利器・武藤清らが主張した。どちらも振動理論に基づく主張であったが、当時は、地震の振動記録も十分ではな

く、意見の相違は、両者による地震動の主要周期成分の想定の違いによるものが大きかった。論争は、建築構造界にとどまらず、当時の全国的な新聞紙面にも主張が掲載されて一般国民の関心も集めたのであった。この論争は10年近く続き、京大の棚橋諒により、耐震性は構造物が蓄え得るポテンシャルエネルギーで評価すべきとの考えが提案されるに到った。棚橋は、構造物が地震力により変形するが、構造体が抵抗力を示しながら変形することで、エネルギーが蓄えられる(抵抗力×変形=力×長さ=エネルギー)ことから、構造体が蓄え得るエネルギーの大きさが耐震性をきめるのであり、一概に柔構造、剛構造の耐震面の優劣を論ずることはできないと主張した。柔剛論争は、耐震理論と研究を活発化させたが、この時代では学術的な決着はつかなかった。

市街地建築物法には建築物の高さを100尺以下に制限する規定もあり、佐野の理論に基づいて耐震計算を行った耐震壁を持つ剛構造のビルが関東大地震にもほとんど無傷で耐えたことから、以降の日本の建築物は、耐震壁を重視した剛構造のものが建てられていった。また、柔構造は、実現しようとしても、当時の構造技術からするとあまり現実的な構造が設計できなかったのである。

7. 耐震設計法の進歩と戦中・戦後の計算規準

関東大地震の後、耐震研究が活発化し、コンクリートの調合方法や施工方法の見直しもされた。建築学会は、コンクリート材料の研究と鉄筋コンクリート構造の研究をすすめ、1933年には、「鉄筋コンクリート構造計算規準」を発表した。この中では、武藤清らによるD値法と呼ばれる水平力を受ける柱・梁架構の実用的な応力計算方法が示された。建築学会は、この鉄筋コンクリート構造計算規準を始めとして、新しい研究成果を盛り込んだ構造規準を刊行するようになる。法令の規定とともに、それらが構造設計に用いられた。1941年には、建築学会は「鉄骨構造計算規準案」を発表した。

1934年に室戸台風によって関西で木造建築物等に大被害が発生した。これに対して建築学会は耐風設計の研究を進めた。その研究などから、建築物には複数種の荷重が同時に作用するが、建築物の破壊は一つの荷重の増大によるもので、大きな材料安全

率のもとに小さな荷重を想定する構造計算は不合理であるとの指摘がされ始めた。このような事項を、棚橋らは耐震設計の面から、武藤は耐風設計の面から、それぞれ指摘した。構造計算方法の見直しが検討されたのである。日本学術振興会は、1934年から耐震設計法の研究を進め、1941年には「建築物耐震構造要項」をまとめ、耐震設計の水平震度として0.3~0.4、許容応力度は終局強度又は降伏点という提案をした。大きな材料安全率のもとで予期震度よりも小さな水平震度を与えるという市街地建築物法の構造計算方法に対し、予期震度に近い大きな値の震度を考え、許容応力度における材料安全率は小さくして、構造体の終局強度を計算していこうという考え方であった。

この頃、日本は、日中戦争から太平洋戦争へと向かった。戦争の激化により、市街地建築物法は、ほぼ停止した。そして、建設資材の節約が叫ばれるようになった。その結果、室戸台風以来の研究をふまえ、建設資材の合理的な使用を目的とした構造計算方法として1944に「臨時日本標準規格」(戦時規格)(水平震度0.15)が作られた。この戦時規格は、戦後に改良されて、1947年に「日本建築規格3001」(水平震度0.2)として発表された。

8. 建築基準法の制定 (長期、短期と水平震度0.2)

市街地建築物法は、戦後一時的に復活した。しかし、1950年、建築基準法が制定されて、市街地建築物法は廃止された。構造基準は建築基準法施行令に定められた。その基準の多くは市街地建築物法施行規則を引継いでいた。木造については、耐震性を確保するため、床面積に応じた必要壁量規定が新たに設けられた。

多くの小規模の木造建築物には、構造計算は義務付けられていない。必要壁量は、構造計算が義務付けられていない小規模の木造住宅などでも一定の耐震性が確保できるように定められた規定である。耐震性は、簡単にいえば、作用地震力よりも建築物の強度が大きければ得られるといえる。後に述べる建築物の固有周期と地震力の関係は別として、想定震度を一定とすれば、地震力は建築物の重量に比例する。建築物の重量はその建築物の床面積にほぼ比例

すると考えることができる。一方、木造建築物の水平強度は、筋かいなどを設けた壁の強さと量(壁の長さ)によっておおむね定まる。壁の強さは壁の種類、すなわち、筋かいの太さや柱、梁の軸組に張られる合板などの材料などによって異なる。木造建築物の必要壁量規定は、一定の耐震強度が得られるように、木造建築物の床面積に応じて、壁の種類に対応して、必要な壁の合計長さを定めたものである。

建築基準法では、構造計算方法は、日本建築規格3001が採用された。この計算方法は、許容応力度法であったが、次のように、長期と短期という2つの応力の状態を考慮することとなった(第1表参照)。

ア)建築物自身の重量(固定荷重)と家具・居住者の重量(積載荷重)などが加わる長期の状態
イ)上記の長期荷重に、地震力や風圧力などが加わる短期の状態

重力による長期荷重による応力に対して長期許容応力度以下、地震力のような短期荷重による応力に対して短期許容応力度以下、とするのである。

長期の応力とは、固定荷重や積載荷重など、重力による常時の長期間作用している荷重による応力である。この長期の応力に対しては、構造体が破壊しないのは当然、長期間の荷重の載荷によって、時間の経過による構造体の変形の増大(クリープという)現象などが生じて建築物の使用上の支障が起きないことが求められる。そのため、材料の破壊強度に対してかなりの安全率をとり、クリープが生じないように長期の許容応力度が設定された。この長期許容応力度として、市街地建築物法の計算方法の許容応力度相当の値が定められた。

短期の応力とは、長期の応力のうえに、地震力や風圧力による応力のいずれかが加わったものである。破壊に対する安全を考えるなら、地震力は想定最大震度を採用し、許容応力度には材料の破壊強度を採用することが考えられる。しかし、材料の破壊強度に近い部分では、材料は塑性領域に達している。架構の塑性解析は極めて難しい。昭和20年代の技術では、塑性解析は現実的ではなかった。弾性解析によるほかなかった。そこで、弾性解析を前提にして、短期の許容応力度は従来の2倍で材料の弾性限度か降伏点程度とされた。

許容応力度は破壊強度より小さな値に定められた

のであるが、従来の2倍になったので、地震力も従来の2倍とされた。それでも震度0.2であったから、想定震度よりやや小さい値であった。前述のように、市街地建築物法に水平震度0.1が導入された際も、関東大地震の東京での水平震度が0.3程度(約300 gal)と想定されていた。短期の許容応力度の値や建築物のねばりや計算に乗らない余力などを勘案して、計算用水平震度は0.2と定められたのである。

地震力を2倍にして許容応力度も2倍(材料安全率は半分になる)にすると、従来と同じに見えるかもしれない。実際、地震に対する安全性は、市街地建築物法時代と基本的には同じともいえる。しかし、構造計算では地震力だけを考えるのではない。同時に作用している固定荷重や積載荷重をも考える。たとえば、地震力や風圧力のような水平方向の力が作用した場合、一部の柱などに引張り応力が生じることがある。一方、固定荷重などの鉛直荷重により柱に生じるのは圧縮力である。地震時や強風時には、柱には両者の応力がともに生じる。このような応力の同時発生を考慮すると、大きな材料安全率を用いて、小さな地震力を採用しているとおかしくことが起きる。地震時など水平力が作用する時に、実際には鉛直荷重による応力より大きな引張応力により、引き抜き力が生じるような柱についても、計算上は、地震力が小さいので、引き抜き力は生じないことになる。このようなことがないよう地震力が引き上げられたのであった。

市街地建築物法の構造計算規定も、法の改廃にとまらぬ経過措置として、制定当初の建築基準法施行令には併記されていた。この旧規定は、1959年の改正まで存在していた。

市街地建築物法以来の建築物の高さ100尺以下の制限は、建築基準法になっても、高さ31 m以下とする制限として続けられた。

1952年、地域による地震活動度などを反映して震度を変化させる地震地域係数と建設地の地盤の種類と建築物の構造種別によって震度を変化させる地盤構造係数が建設省告示により定められた。

(地震力 $=Z \times G \times K \times w$)

$K=0.2$ (水平震度, 16 mまで, 以上は4 mごとに0.01を加える)

Z : 地震地域係数(0.8, 0.9, 1.0で, 地域による注1))

G : 地盤構造係数(0.6~1.0: 地盤と構造種別の

組合せによる)

w : 当該部分の建築物の自重)

9. 高度成長と高層ビルと地震力の動的特性

朝鮮戦争による特需から、日本の経済は復興した。1950年代後半から高度成長が始まり、都市の土地不足と値上がりが生じ、土地の有効利用が必要になった。そのため、建築物の高層化が求められ始めた。

この頃、強震記録が得られるようになり、コンピュータ技術の進歩によって地震時の建築物の振動の状況が計算できるようになってきた。強震記録としては、1940年の米国のエルセントロ地震($M=6.7$: 最大加速度は約340 galが記録された)、1952年のタフト地震($M=7.7$)の記録などが代表的であった。米国で強震観測がされるようになったのは、日本の地震研究所の所長である末広恭二の米国での講演の影響が大きい。1959年には武藤清を中心に、米国の強震記録を利用したコンピュータ解析による高層ビル建設の検討プロジェクトが作られた。この結果、日本における高層ビルの可能性が明らかになった。

固有周期が長いと地震力が小さくなることが明らかになったのである。固有周期は、物体が自由振動をするときの周期である。地震記録を入力として1質点の振子の強制振動を解析(応答解析という)すると、振子の固有周期によって応答最大加速度は変化する。減衰を一定として、固有周期による応答最大加速度の傾向を求めると、固有周期が1秒程度以下では、応答最大加速度は入力地震動(地盤の振動)の最大加速度の2倍にも3倍にもなる。いわゆる増幅がある。しかし、固有周期が2秒、3秒と延びると、最大加速度は短周期の場合に比べて減少してくるという傾向がある。短周期の構造に比べると、高層建築物などの長周期の構造では応答最大加速度は小さい。地震力は小さくなるのであった。高層建築物の研究によって、固有周期による地震力の特性などが明らかになってきたのである。

地震力のこの特性は、昭和初期の柔剛論争における柔構造論の主張に近いものである。しかし、かつての論争では、強震記録もなければコンピュータもなかった。強震記録とコンピュータによって固有周

期と地震力の関係が明らかになったのである。

建築学会は、これらの研究をまとめて、1964年に「高層建築技術指針」を刊行した。固有周期に応じて、地震力を変化させることが提案された。長周期の建築物では、固有周期に反比例する形で地震力を低下できるという提案であった。

こうした技術進歩を背景に、東京などの都市活動の活発化から、建築基準法の高さ制限の廃止の要請があった。その結果、1965年に31 mの高さ制限は廃止された。

高層建築物は、建設大臣が個別に耐震設計を審査することで建設された。固有周期によって地震力に変化する。固有周期の長い建築物も短い建築物も地震力は一律水平震度0.2という規定は、ある面では不合理であった。しかし、固有周期の長い高層建築物は個別に建設大臣が審査したため、建築基準法の地震力規定は改正されなかった。

コンピュータを用いた動的解析によって、地盤と建築物の固有周期と地震力の関係などの知識が得られた。また、コンピュータは、構造架構の塑性解析をも可能にしはじめたのである。

10. 十勝沖地震による1971年改正

1964年に新潟地震(M=7.5)が発生し、砂質地盤の液状化による建築物の転倒が発生した。1968年には、十勝沖地震(M=7.9)が発生した。青森を中心に北海道南部、東北地方に被害が出た。これまで耐震性に優れると考えられていた鉄筋コンクリート造建築物に被害が多くでた。鉄筋コンクリート造の柱が、脆く崩れる「せん断破壊」という被害であった。腰壁やたれ壁を持つ柱にエックス型のクラックが入った。さらに被害が進行して柱の中のコンクリートが飛出して、鉄筋のはじける被害も生じた。このような破壊形式を「せん断破壊」という。せん断破壊という破壊形式は、一度壊れると地震力にほとんど抵抗できなくなり、柱や壁が建築物の重量を支える能力をなくしてしまう。「落階」というような脆くて危険な被害につながる。このような脆い破壊を生じないようにするには、粘り強さ、すなわち、「じん性」(靱性)を持たせる必要があるのである。

十勝沖地震の後、鉄筋コンクリート造の柱にせん断破壊を生じさせず、柱のじん性を確保させる方法

の研究が始まった。その結果、それまでの建築基準法令や建築学会規準に定められた柱の帯筋の配置方法は、地震に対して不十分なことが明らかになった。

1971年に建築基準法施行令の構造規定が改正され、建築物はじん性を確保すべきことが定められた。特に柱のじん性を確保するため、鉄筋コンクリート造の柱の補強法が改正され、帯筋間隔が短くされた。それまで、鉄筋コンクリート造の柱の帯筋は、30 cm 間隔で配置すればよいとされていたが、この改正によって、帯筋の間隔は、柱の上下端部付近では10 cm 以下、中間部では15 cm 以下、とするようにされた。このように、柱の帯筋の配置を密にすることで、地震のような水平力に対して、柱が粘り強くなる。じん性が確保されるのである。エックス型のクラックも簡単には生じなくなる。帯筋が柱内部のコンクリートを拘束して、コンクリートが飛び出ることも少なくなる。同時に、木造について、基礎は、原則として一体の(鉄筋)コンクリート造とする規定も設けられるなど、構造規定全体が見直された。

同じ、1971年には、同様の趣旨から建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準も大改正され、耐震規準が強化された。

11. 新耐震設計法による1980年改正

十勝沖地震の前から、高層建築物の研究が進み、コンピュータを利用した応答解析技術が進歩していた。そうした進歩や十勝沖地震の被害などから、耐震設計法の抜本的改正が必要になった。応答解析によって得られた固有周期に対応した地震力や建築物の「強度」だけではなく、「じん性」などを考慮した計算を導入することなどが必要になっていた。

地震応答解析によって、建築物の応答最大加速度は、地盤の最大加速度の3倍にもなることがあることがわかった。大正時代の関東大地震において、東京の震度が0.3(約300 gal)程度と考えられていた。材料安全率が3程度あることから震度0.1の計算がされていた。戦後になって、許容応力度の上昇とともに、震度も引き上げられたが、それでも震度0.2であった。地震応答を考えれば、地盤の加速度が震度で0.3(約300 gal)とするならば、応答は震度

第 1 表 長期の応力と短期の応力の組合せ

応力の種類	荷重状態	一般地域 (積雪 1 m 未満の地域)	多雪地域 (積雪 1 m 以上の地域) (特定行政庁指定)	摘 要
長期の応力	常 時	$G + P$	$G + P + S$	G : 固定荷重による応力 P : 積載荷重による応力 S : 積雪荷重による応力 W : 風荷重による応力 K : 地震力による応力
	積雪時	$G + P + S$	$G + P + S$	
短期の応力	暴風時	$G + P + W$	$G + P + W$ $G + P + S + W$	
	地震時	$G + P + K$	$G + P + S + K$	

で1.0(1g)くらいにもなるはずであった。震度0.2の計算による建築物では、強度だけを考えたなら地震に耐えられるはずがない。ところが、震度0.2の計算によっていても、多くの建築物は、非常に大きな応答をさせるような地震において崩壊するような被害なしに耐えてきていたのである。壁などが計算よりも大きな強度を持っていたこと、建築物には、計算に乗せない部材による余力があること、などの理由もあるが、地震に耐えてきたのには「じん性」によるところも大きかったのである。

「じん性」とは、構造体が地震力を受けて、弾性領域を超えて塑性領域に入ったときに、強度を保ちながら粘り強く変形して地震のエネルギーを吸収できる能力のことである。昭和初期の柔剛論争において棚橋が指摘していた事項である。構造体の強度がそれほど高くなくても、強度を保ちながら変形する能力があれば、変形によって、地震エネルギーを吸収できる。そのかわり、材料の塑性領域に入り、地震後に永久変形が残ることは覚悟しなければならないが、じん性が乏しい構造では、強度が非常に大きくなければ、地震に耐えられないのである。

1971年にカリフォルニアでサンフェルナンド地震(M=6.4)が起き、被害がでた。これまでの耐震技術の進歩と地震被害とを背景に、サンフェルナンド地震をきっかけとして、新しい耐震設計方法を開発するため、1972年から新耐震設計法の開発プロジェクトが行われた。建設省建築研究所、土木研究所が中心になり、大学、民間企業等の協力を得て実施された。1977年3月にそのプロジェクトは終了し、その成果が「新耐震設計法(案)」として発表された。

翌、1978年、伊豆大島近海地震(M=7.0)、宮城県沖地震(M=7.4)と被害地震が相次いだ。この被害から、新耐震設計法のプロジェクトの成果をもと

に建築基準法施行令の耐震規定は、1980年に大改正され、翌年に施行された。

これにより、従来の地震力は建築物の振動性状や固有周期にかかわらず原則として水平震度0.2以上とされていたものが、地震力は地盤種別と固有周期により定められるほか、建築物の上階部分での地震力が従来より大きくされるなど動的配慮が加えられた。更に地震に対しては、2つの大きさの地震力を設定し、2段階の設計をすることとされた。従来の、建築物の自重の20%の大きさの地震力に対する計算(1次設計)に加えて、自重の100%の大きさの地震力に対しても設計すべきこととなった(2次設計)。そして、この2次設計の場合には、許容応力度法ではなく、建築物のじん性も考慮して、その保有水平耐力を計算すべきこととなった。また、建築物の層間変形角の制限、偏心率などの建築物の耐震要素の偏りに関する制限や必要保有水平耐力の割り増し規定などが設けられた。

これまで、地震力は水平震度により計算することとされていたが、この改正によって、水平震度に代り、せん断力係数により計算することとなった。震度による計算では、その部分に作用する外力としての地震力を、その部分の重量に震度を乗ずることによって求めていた。したがって、ある階に作用する全せん断力は、その階より上部の階の地震力(各階の重量と震度の積)の合計を求める必要があった。しかし、せん断力係数による方法では、地震による全せん断力は、その階より上部の全重量に、その階の位置でのせん断力係数を乗ずるのである。

同時に、各種建築構造種別ごとに、その構造詳細についての規定も全面的な見直しが行われた。

これらの改正された耐震規定は、「新耐震設計法」と通称されている。

12. 新耐震設計法による耐震計算

これまでの説明と一部重複するが、新耐震設計法による現在の耐震計算法の概要をまとめておこう。

[耐震計算の目標]

法律に明文化されているのではないが、2つの耐震目標が設定されている。次のような目標である。

①耐用年限中に数度は遭遇する程度の地震(中地震—自重の2割の水平力に対応する地震)に対しては、建築物の機能を保持する。

②耐用年限中に一度遭遇するかもしれない程度の地震(大地震—自重相当の水平力に対応する地震)に対して、建築物の架構に部分的なひび割れ等の損傷が生じて、最終的に崩壊から人命を保護する。

①について、許容応力度法の計算により中地震に対して骨組を弾性内に収め、変形制限をすることで、建築物の機能の維持を確保する。②について、保有水平耐力計算などによって、大地震に対しても容易に崩壊しないことを確かめているのである。

[許容応力度法]

許容応力度法による構造計算では、第1表に示した長期と短期の応力の組合せを考える。それぞれの組合せについて、定められた荷重・外力が構造骨組に作用した場合に、骨組に発生する応力度を計算する。その応力度が、定められた長期と短期のそれぞれの許容応力度を超えないことを確かめるのである。これは弾性計算が基本である。

[地震力]

許容応力度法の計算における地震力は、基本的に、建築物の自重の2割の水平力としている。鉛直力である自重に加えて自重の2割の水平力が加わった場合に構造骨組に生じる応力度が短期許容応力度以下であることを確かめるのである。なお、鉛直方向の地震力は定められていない。これは、鉛直方向の地震加速度は水平方向に比べ、一般的に小さいこと、及び、鉛直方向については、長期の固定荷重に対して長期の許容応力度による計算を行っているため、十分な安全性を持っていると考えられてきたこと、などによっている。

地震力はせん断力係数により求める。ある階の全水平力(せん断力)は、その階より上の建築物の自重にせん断力係数Cを乗じて求める。そのせん断力係数は2割、C=0.2が基本である。

建設地域の地震活動の程度などによる補正係数である地震地域係数Zも定められている(第3図)。過去の地震活動記録などに対応して、地域に応じてZの値は、1.0, 0.9, 0.8, 0.7の4つの値が定められている。

一般に、建築物の固有周期が長くなると、最大応答加速度は、固有周期の短いものに比べて小さくなる。その傾向は、建築物の地盤の状況にも関係する。そのため、地盤の状況(硬質な地盤か軟弱な地盤かなど)と建築物の固有周期によって設計用の地震力を変化させる振動特性係数Rtが定められている。Rtは、通常の短い周期では1.0で、固有周期が長くなると1.0より小さな値になる。

せん断力係数Cの0.2という値は、建築物の1階を考えた場合のものである。建築物の上部では地震動が増幅される。そこで、階による水平力の割増しのため高さ方向の分布係数Aiが定められている。Aiは1階で1.0で、上階ほど大きな値になる。

まとめると、地震力(ある階に作用する地震によるせん断力)は、次の式で求められる。

$$\text{地震力(せん断力)} = W \times C$$

W : その階より上の建築物の重量(自重)

C : せん断力係数(次式による)

$$C = Z \times A_i \times R_t \times C_o$$

Z : 地震地域係数(0.7, 0.8, 0.9, 1.0で、地域による注1))

A_i : せん断力の高さ方向の分布係数(≥1.0階と重量と固有周期による)

R_t : 振動特性係数(≤1.0固有周期と地盤による注2))

C_o : 標準せん断力係数

許容応力度計算では0.2

保有水平耐力計算では1.0

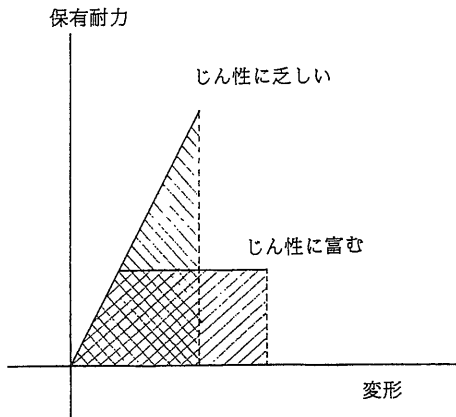
一定の建築物を除いて、許容応力度計算に加えて、以下の計算を行う。

[変形制限]

地震力によって骨組に過大な変形が生じては具合が悪い。そのため、水平方向の変形量も計算する。自重の2割の大きさの地震力による各階の水平方向の変形量は、原則として、階高の1/200以下にする。

[形状の制限]

壁や柱の配置が偏っていると、地震時にねじら



第2図 じん性と耐力とエネルギー。耐力の値は異なっても斜線の部分の面積が等しければ同じ程度の地震エネルギーが吸収できる。

れ、被害が生じやすい。また、階によって壁などの量が急変する建築物は、壁の少ない階に大きな被害がしやすい。そのため、壁や柱の配置の釣合いを示す偏心率と剛性率と呼ばれるものを計算し、それぞれが、一定の制限範囲にあることを確かめるのである。やむをえずその制限範囲を超える場合には、偏心率と剛性率に応じた形状係数を用いて、次に紹介する保有水平耐力の計算を行わなければならない。

【保有水平耐力】

自重の2割の大きさの地震力に対して許容応力度法の構造計算をする考え方は、1950年の建築基準法の制定時から用いられている(ただし、前記のRtやAiはなかった)。許容応力度計算と同時に、構造詳細の規定(柱の最小太さや鉄筋の配筋法などの詳細規定)を守れば、関東大地震クラスの地震にも耐えられると考えられていた。しかし、この方法のみでは必ずしも十分ではない場合があるので、許容応力度法の計算に加え、より大きな地震力を設定して、弾塑性計算をすることになっている。

この大きな地震力は、建築物の自重相当(10割)の水平力としている。構造骨組のじん性に応じて、この大きな地震力に対応した必要保有水平耐力を求める。建築物の保有水平耐力を計算し、それが、必要保有水平耐力以上であることを確かめるのである。

じん性に応じて必要保有水平耐力は変化するのである。これは、構造骨組にじん性があると、耐力は上限に達しても、耐力を保ちながら粘って変形でき

れば、その間に構造骨組が地震のエネルギーを吸収できるという考え方に基づいている。じん性が乏しいものは必要保有水平耐力は大きくなければならず、じん性に優れるものは必要保有水平耐力は小さくできるのである。じん性に応じて必要保有水平耐力を変化させる係数は構造特性係数Dsと呼ばれている。じん性がまったくないものを1.0として考えるから、Dsは1.0より小さい値が定められている。

前述のように建築物の形状によっては、耐震面で不利な場合がある。偏心率や剛性率を計算して、配置の釣合いが良くないものについては、必要保有水平耐力を割増すこととしている。その割増し係数は形状係数Fesと呼ばれている。Fesは、1.0以上の値が定められている。

まとめると必要保有水平耐力Qunは次の式で求められる。

$$Qun = Ds \times Fes \times Qud$$

Qun : 必要保有水平耐力

Ds : 構造特性係数(0.25~0.55 構造種別, 架構形式, 部材の特性による)

Fes : 形状係数(1.0~2.25 各階の剛性の変化の程度と偏心の程度による)

$$Fes = Fe \times Fs$$

Fe : 偏心率による形状係数(1.0~1.5)

Fs : 剛性率による形状係数(1.0~1.5)

Qud : 必要保有水平耐力を求めるための大きな地震力で、Qudは前述の地震力の式を用いて

$$Qud = W \times C \text{ として}$$

$$C = Z \times Ai \times Rt \times Co$$

においてCo=1.0として求める。

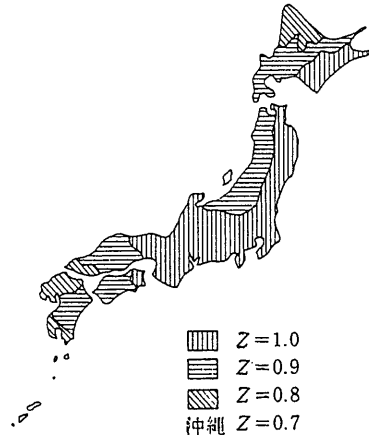
建築物の保有水平耐力を計算し、この式で求められる必要保有耐力以上であることを確かめる。

保有水平耐力計算は、許容応力度計算に比べると煩雑である。そこで、壁や柱の配置の釣合いが良いもので、壁などの量が多いものなど、研究や地震経験によって、許容応力度法の計算でも十分な耐震性が得られることが明らかなものは、一定の計算をして一定の条件を満たせば、保有水平耐力の計算は行わなくてもよいことになっている。

おわりに

紹介してきたように、耐震基準は、1971年と1980年に改正されている。本年の兵庫県南部地震における建築物被害の様相は、設計で用いられた耐震基準により異なるようである。今後の詳細な調査が待たれるが、1980年改正後の建築物は、若干の被害はあったものの、全般的には、良好な耐震性を発揮したように見える。しかし、一階が車庫や店舗で壁が少なく、二階以上が共同住宅で壁が多いというピロティタイプの建築物の被害は、現行基準によるものでも見られており、対策を望む声もある。また、市庁舎、病院等の災害復旧等の拠点となるべき建築物に大きな被害が出たり、構造躯体の被害は少なくとも、建築物としての機能が喪失したものがあつた。これらの用途の建築物について、地震時、地震後の機能維持のための耐震基準の開発が求められよう。さらに、現在の耐震基準の地震力には、地盤種別に応じた R_t という係数が定められているが、がけの近隣地などの局所的な地形による地震力の増加などに対応した係数は定められていない。これら局所的な地形等に対応したマイクロゾーンネーションといったものの検討も必要かもしれない。そして何よりも今回の地震から教訓とすべきは、新築建築物の耐震基準以上に、既存建築物の地震対策であると思う。

注1) 地震地域係数 Z は、河角 広が有史以来の地震被害等に関する史料をもとにして地震発生の危険度を統計的に算出したいわゆる河角マップから1952年に定められた。なお、新耐震設計法のプロジェクトにおいて、同様の地

第3図 地震地域係数(Z)

震発生危険度の研究が行われ、1980年の耐震基準の改正の際には、この地震地域係数の分布(マップ)も改正されている。

注2) 振動特性係数 R_t は、地盤の種類を第1種(岩盤、硬質砂れき層など)、第2種(第1種及び第3種以外)、第3種(腐植土、泥土などで構成されている沖積層で深さがおおむね30 m 以上のものなど)の3種に分け、それぞれについて建築物の固有周期 T の関数として定められている。これらはこれまでの多くの地震の周期特性等を勘案して定められたものである。

文 献

大橋雄二(1993): 日本建築構造基準変遷史。日本建築センター、318p.

OHASHI Yuji (1995): Changes of seismic design codes of buildings.

<受付/受理: 1995年5月1日/5月15日>