

建築物の計算法規定と構造物の安全性に関する二三の問題

建設省建築研究所長 工博 竹 山 謙 三郎

1. 建築物の構造計算規定概要

我国の建築物計算法は、古くは市街地建築物法施行令に定められて居た。この計算法は工学方面で一般に行われて居る考え方とほぼ同様で、材料の許容応力度は、破壊強度についてある安全率（例えば3）を採つたものを取り、荷重外力としては、通常予想される値（例えば地震力については震度0.1）が採られていた。所が戦争の末期、昭和19年に材料の徹底的節約を図る目的から、構造計算法の建前が根本的に改められ、ついで昭和22年に更に改訂が加えられて、その結果JIS 3001号「建築物の構造計算」が発表された。この規格は、そのまま建築基準法施行令にとり入れられて、今日の建築物構造計算法は主としてこの規定に従ふこととなつて居る。下に建築専門以外の方のために、その計算法の概要を述べることとする。

建築物計算法の大きな特長は、計算が長期と短期の2段になつて居ること、常時に加つて居る荷重によつて骨組に起る応力度は、材料の長期許容応力度以下になる様に断面を定め、更にその時起る撓みや変形を一定限度内に押え、又風圧力や地震力の様な臨時の外力が作用する場合に、骨組に起る応力度（常時荷重が作用して居る場合の応力度と、臨時外力によつて起る応力度の和）は、材料の短期許容応力度以下になる様に骨組の断面を定めるのである。積載荷重は、一般の地方では臨時の荷重として扱つて居るが、雪国では常時の荷重と見做すことになつて居る。又積載荷重（床の上に載る物品や人間の荷重）には、常時的の性質のものと、臨時的の性質のものがあるが、規定では安全を見て全部常時荷重として扱つて居る。以上を表示すると第1表の様になる。

第1表 計算応力の組合せ

荷 重 の 状 態		一般の地方	雪 国	G: 固定荷重による応力 P: 積載荷重 S: 積雪荷重 W: 風圧力 K: 地震力
長 期	常 時	$G + P$	$G + P + S$	
	積 雪 時	$G + P + S$	$G + P + S$	
短 期	暴 風 時	$G + P + W$	$G + P + S + W$	
	地 震 時	$G + P + K$	$G + P + S + K$	

尚材料の許容応力度の一例をあげると、第2表の如くで、短期は長期の1.5～2.0倍となつて居る。

第2表 材料の許容応力度の例

材 料		長 期 許 容 応 力 度				短期許容応力度
		圧 縮	引 張	曲 げ	剪 断	
ヒノキ、アサマツ		80	90	90	7	長期許容応力度の2倍
木材の接手	ボルト接手	省 略				長期許容耐力の2倍
	釘 接手					3 倍
一般構造用鋼材		1600	1600	1600	800	長期許容応力度の1.5倍
コンクリート		$\frac{1}{3}Fc$ H70以下	同 左	同 左	$\frac{1}{30}Fc$ H7以下	2 倍

2 構造計算規定の精神

従来上述の様な構造計算法の System がどの様な主旨に基いて居るかということに関しては、立案当時と今日とでは多少考え方の變つて来た点もあるが、計算規定立案に関係した一人として、其後の筆者自身の解釈も加えて説明して置く。

構造計算では、その構造物に予想される各種の障害——例えば地震や風による破壊、常時使用中の振動、撓み、龜裂、不同沈下等——を直接の對象として、その障害が丁度防止出来る様な方法をとることが最も経済的であり、且計算理念として最も明確である。現行の構造計算規定は、この様な精神が基となつて居るといつて良い。その最も明確な例は、鉄骨造の破壊障害に対する計算であつて、その建物を $=60 \text{ h kg/cm}^2$ [※] の速度圧に耐えさせようと予定するならば、 60 h そのものの値を外力に採り、部材の許容応力度は構造用鋼材の下限品質材の降伏点 24 kg/mm^2 を採つて居る。この様に外力は、耐えさせようとする最大値をとり、許容応力度も工学的の破壊強度（降伏点）をとる方法の合理性は、建築界では 20 年も前から論じられて居たもので、武藤清博士の所謂終局強度設計法は、現在の短期応力計算の基となつて居るものである。

又木構造の計算でいえば、同様に耐えさせ様と予定するそのものゝ外力を採つて軸組断面を計算し、軸組の変形が余り甚しくなく、後で十分補修し得る程度の耐力を確保する。この場合木材の許容応力度は、比較的破壊強度の低い、しかも欠点の多い材の降伏点と見做される点（破壊強度の約 $\frac{1}{2}$ ）を抑え、これを短期許容応力度としている。

以上は、地震や風を受けた場合の破壊障害に対する計算であるが、次に常時に起る障害に対しては、例えば木造の床梁、特に組立梁の様なものでは、常時積載されている荷重によつてクリープ変形を増すと困るので、この場合の木材の許容応力度や、接手の許容耐力はクリープ限度以下に押えて居て、これを長期許容応力度といつている。又同じ木造の床梁の研究によると、床梁の振動数が 10 サイクル以下になると、振動障害として不快感や、不都合を起すことが解つて居るので、木造床梁は 10 サイクル以上の振動数を持つ様にその剛性を確保する様計算法が規定されている。

次に鉄筋コンクリートの長期計算については、クリープ障害の防止ということがその一つの根拠として与えられて居る。即ち常時作用する応力によりコンクリートがクリープして、圧縮側の鉄筋に過大な応力を生ずるのを防止するために、コンクリートの長期許容応力度を、破壊強度の $\frac{1}{2}$ 程度に低く押えることは、先ず一応納得出来ることである。更に鉄筋コンクリートで、常時使つて居る中にコンクリートに龜裂が入ると、鉄筋の腐蝕から耐久上の障害が起されることも当然予想されるので、鉄筋の長期許容応力度をある程度以下に限定することも当然と考えられるのであつて、鉄筋コンクリートの長期計算もこの様な観点から一応の説明がつく。

※ 我国本土を襲つた過去の最大の暴風は室戸崎台風で、その時の最大風速から速度圧を計算すると 60 h 程度となる（ h は地上上りの高さ m ）我国の建築計算規定ではこの値を最大とし、地域や周囲の状況に応じて、これを低減する様になつて居る。

※※ 木材に長期間連続して加えた応力度が、或る程度以下ならば、変形はある程度以上は伸びないと考えられる。その限度の応力度をクリープ限度といつて居る。

以上は現行の計算規定の根本精神を、比較的その主旨の明確な2〜3の例で説明したものであるが、現在の計算 System がすべてこの様に割り切れている訳ではない。例えば鋼構造の長期計算で、鋼材の許容引張応力度として、短期のその1/1.5に相当する16 kg/mm² によつて居る理由として、その立案時の主旨は、下の様になつて居る。即ち常時加わつて居る荷重に対しては、従来の習慣と余り大差のない許容応力度を採つて、ほぼ常識的に断面寸法を確保し、未だ明確にされて居ない種々の障害（例えば剛性不足による振動障害や、断面減少のために起る材料損傷の影響等）に備えたり、或は又鋼構造には静定に近いものが多いから、計算誤差が直接耐力に影響があること等に備えるためと説明されているが、その説明は若干曖昧であることは否めない。

又鉄筋コンクリート造の短期計算では、更に問題が複雑となる。先ず鉄筋コンクリート造の計算で最も問題になる地震力については、現行の計算規定で震度を0.2と押えているが、この値の根拠は全く経験的のもので、明確な説明を附し難い。関東震災の後、当時の工学的判断で震度0.1という数値が与えられ、この値を以て設計された通常の構造物は、相当の地震でも崩壊することはないという、その後の経験的事実に基くに過ぎない。尙現行の震度基準値は0.2となつて居るが、これは現行の計算法の System に移つたとき、短期許容応力度値の上昇ともならみ合せ、0.1の値を割増したもので根本主旨に変わりはない。即ち現行の震度値は、さきに述べたその建物に耐えさせようとする地震力の最大値をとるという主旨に果して合つて居るかどうかは大きな問題である。

又コンクリートの短期許容応力度値も、現行計算法立案時の主旨としては、その建物に使用するコンクリートの下限品質材の破壊強度 F_c の2/3で、極めて概略降伏点と見られる値を押えて居るのであるが、現場工事の実情を見ると、構造体を構成するコンクリートの F_c そのものが甚だ不確定であるために、地震時に建物に作用する外力の曖昧さと併せて考えるとき、現在の耐震計算は一体何をやつて居るのか解らない程の不明確さを持つて居る。

最後に、現在建築物の構造設計に使われて居る構造計算法の主旨を今一度くり返すと、「その構造物に予想される各種の障害を直接の対象として、その各々に対して適当な計算を行い、短期計算は臨時外力が加わつた場合の破壊障害、長期計算は常時使用中に予想される各種の障害に対処するものである」ということになる。唯こゝで特につけ加えて置きたいことは、建築物の構造設計では、地震や風の様に臨時に作用する外力によつて、建物が補修に困難な程度の破壊を起さないだけでなく、常時使つて居る間にも、使用上の不都合を起さない様な設計が要求されていることで、この点は唯単に破壊だけを対象として構造計算を行つて居た旧い考え方とは著しくその趣を異にするものである。

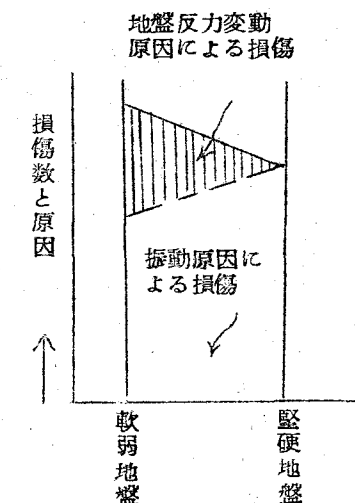
建築物の構造計算の大筋は以上の通りであるが、その細部を見ると未だ未だ研究すべき問題が多く残つて居ることは前にも述べた通りである。この中特に筆者の関心の深い問題を探り上げ下に述べることにする。

3. 鉄筋コンクリート造の耐震計算法について

地震によつて、ある程度以上の大きさの損傷をうけた鉄筋コンクリート造の建物数を、軟

※ 現行の規定では基準震度を0.2とし、地盤の良い所では、建物の種類にも応じてこの値を減じてても良いこととなつて居る。又上階部や地下部、或は又 状建物の震度も多少震度が異つて居る。

弱な地盤と堅硬な地盤とで比較して見ると、前者の方が後者よりも割合が多いことはほぼ異論のない所で、建築方面の工学的判断として大体第1図の様に、軟弱地盤の被害を1.0とすれば、堅硬地盤の方のそれは0.8位だと見られている。



第1図 鉄筋コンクリート造の震害と地盤（或る程度以上の大きさの損傷について）

所で一方、地盤と建物を一つの系として扱う最近の耐震振動理論によると、振動エネルギーの地下逸散による減衰性の増大のため軟弱地盤の方が堅硬地盤に較べ、少く共振動的には著しく有利となることは、これ又概ね定説とされたところで、アメリカ等における振動理論研究を見ても、少く共軟弱地盤の方が堅硬地質に較べて、振動的に不利となるという結果は出て居ない様である。即ち第1図で振動原因による損傷は左下りの点線の様になるであらう。この二つの相反した傾向から見ると、第1図でいつてハッチをつけた三角形の部分が残るのであつて、これがどの様な原因によるものかを説明しなければならぬ。

所で従来木造家屋の震害を見ると、純粹の振動原因によるものの他に、地盤の不同沈下原因によるものも非常に多いことは夙に注意されている。又著しい事実としては、砂質の地盤等で、砂の液化流動のため住が局部的に極端な沈下を起している例も屢々

見られるのである。この振動による土の液化現象については、最近研究も進められて居るが、とも角建築地盤は、特に軟弱地盤は、局部的に可成り複雑な構成となつて居るために、地震時の性状変動が不規則に起つて、上部構造物に対する地盤反力も、計算仮定とは相当異つたものとなり、このため上部骨組に上下方向の剪断力を生じ、これによつて起つた骨組応力が振動による応力と組合さつて、骨組の破壊を起すことも当然考えざるを得ないのである。第1図のハッチ部分は、この地盤反力の変動という原因によるものと解釈し度い。

従来、建築物は $P = k \cdot w$ という水平震力が各階に水平に静的に加わるものとして、耐震設計が行われて居る。この計算式は、骨組全体を何となく硬くすることによつて、振動原因も地盤の反力変動原因も共に Cover し、骨組を耐震的にするという効果はあり、その意味においては実用的には誠にすぐれた式である。然し乍ら最近では、この式があたかも地震時に建物に加わる地震力そのものを表わすかの如く考えられるために、往々にして非常識な設計が行われる危険が多い。例えば、第2図の様な多スパンラーメンの一部に耐震壁がある場

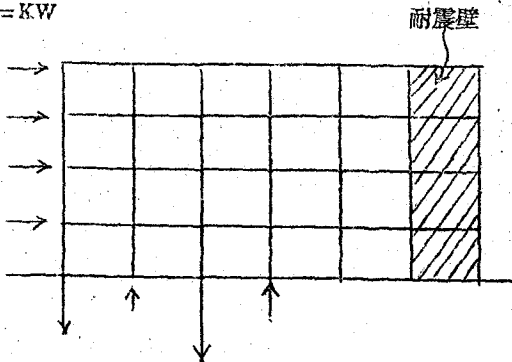
※ 地盤の種別と震害の割合に関する建設大臣告示

※※ 例えば金井清博士：振動エネルギーの地下逸散に関する各種論文

※※※ 減衰性の大きい場合は、何等かの原因で一旦損傷が起きると、その損傷が進展する傾向が多いということは振動理論で説明出来る様であるが、その初期損傷の原因に対する説明は、単に振動理論だけではつけ難い。

合に、剛性の割合から見て、耐震壁の部分に大部分の水平力を分担させ、他のラーメンからは地震力を大幅に軽減して、この部分の骨組を可成りスレンダーなものとすることがある。地震時に若し水平力しか作用しないならばこれでも良からうが、先にも述べた様に地震時に

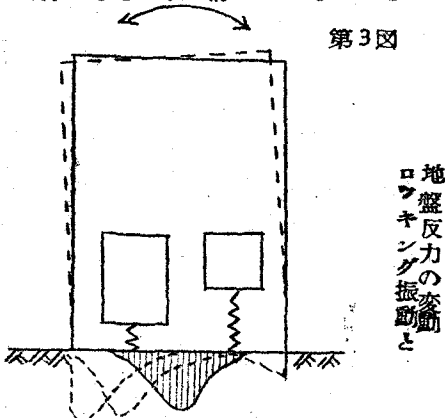
$$P = KW$$



第2図 一部に耐震壁を持つ多層ラーメンと地盤反力変動

るために起る一つの常害であつて、私は寧ろ耐震計算を振動に基く計算と、地盤の反力変動に基く計算の二つに分け、後者は地盤の種類に応じ、基礎の構造に応じ、建物の形状も加味して、地盤が一樣構成と仮定した場合の地盤反力に対する変動率を、それぞれ何%と規定してしまつたらいかと考へて居る。丁度水平震度を規定したと同様の考え方である。又前者の振動理論に基く計算では、理論結果に忠実に軟弱地盤の震度を逆に低減するという扱いをとつても良いし、更に逆三角形の震度分布を用いても、とも角振動理論の研究成果を遠慮なく採り入れて行けば良い。今こゝで特に両原因に基く計算を分離することを主張するのは、両者が同じ地震動から誘発されたものとは云え、建物に加わる外力としては全く性質が異なること、又若し従来の様に日本の水平震度式だけで、耐震設計を行つて居る間は、振動研究の成果は到底実施計算に採り入れられないと思うからである。

次に同じく地震時に建物に加わる外力として、上に述べた地盤の反力変動とはやゝおもしろいものとして、ロッキング振動による地盤反力集中の問題がある。最近各種の実大建物の振動試験、或は自然地震観測の結果によると、組立鉄筋コンクリートや、鉄骨建築の様に特に骨組の柔い構造物の他は一般にロッキング振動が予想外に大きく、低層のブロック造



第3図

相当の地盤反力の変動が伴う筈であるから、これではその地盤反力変動による剪断力に対して甚だ手薄となる。

従来の設計では、耐震壁に対する地震力の分担割合をある程度に押えて、一般ラーメンにも適当な水平地震力を分担させて居たし、又一般部ラーメンにも特に外壁等では、壁が必ずついて居たので問題はなかつたのであるが、最近では外壁からは努めて壁を取り去るのが設計上の流行となつて居るし、又骨組も出来るだけ細くするために、この計算法がよるこぼれる傾向が見られる。このことは、耐震計算に水平震度式 $P = kw$ を金科玉条とする

や、鉄筋コンクリート造では、ロッキング振動が圧倒的である。この場合地盤反力を観察してみると、建物が第3図の様に振動する結果として地盤が凸形にくぼみ、従つて地盤反力は図の様に集中的に作用し乍ら、左右に動くようである。即ち通常の三角分布や、等分布の仮定とは非常に違ふから、梁や基礎梁が仮定よりは遙に不利な応力を受け、振動実験では、窓や出入口等の開口部の下部で破壊するものが多い。この問題も地震時の地盤反力変動の一として、設

計*算に當つて十分注意すべきであつて、第I図の地盤反力變動による損傷原因には、この原因も含めて考へて居る。

4. 建築構造計算法に於けるリミットアナリシスの位置について

建築物の短期応力計算で、どの程度の大きさの外力を対象とすべきかということは、建物の種類や用途、期待する耐久性、特にその経済条件と非常に大きな關係があつて一概には定め難い。(建物の耐久年限と経済事情の變動を考えると、恐らく将来共通には定め難いと思われる)又外力に耐えさせるといつても、外力によつて崩壊しないことを目標とするか、主要骨組部材には損傷を与えない程度とするか、主要部材にも補助材にも損傷を与えない程度とするかによつて、構造設計の態度は非常に異なると思ふ。然し現在建築界においては、例えば地震に対する鉄筋コンクリート造について云えば、福井地震や關東地震の東京下町や、横浜程度のものを(標準震度0.2~0.4)受けた場合に、主要部材に起る龜裂は中程度で、震災後の補修が容易な範囲の目標として居ると考へて良い。

計算の対象として、この程度の破壊を扱うものとすれば、従来の弾性計算の觀念だけでは到底構造計算が処理出来ないものであつて、こゝに塑性計算の觀念を導入しなければならない。リミットアナリシスの活動する分野もこゝにあるのである。

従来所謂リミットデザインという言葉が、可成り曖昧に使われて居て、リミットデザインという構造計算法を用いれば、あたかも建物全体の崩壊強度が追求出来るかの如き錯覺を与えて居る。然しリミットデザインもいつて見れば、応力解析法の一つに過ぎないのであつて、建物自体の眞の耐力を求めるためには、応力解析の他に外力、材料、骨組の破壊機構、其他すべての条件が明確でなければならない。建築物はすべてこの様な点で未だ不明確な因子が多いのであるが、特に鉄筋コンクリート構造物においては、その因子の大部分が今後の研究に俟つべきものである。例えば、先ず第一に鉄筋コンクリート造の短期耐力に対して最も重要な外力である地震振動そのものが極めて複雑で、明確な性状がつかまれて居ない(複雑で、不確定であるということが、地震波動の特性であるとも云える)又地震時に建物に加わる外力そのものとして、振動原因による破壊力の他に、地盤反力變動による破壊力が大きな關係があるだろうということが、最近注目され始めた程度である。又鉄筋コンクリート造が、地震外力により損傷を受けながら、順次破壊性状の変化して行く過程も未だ全く掴まれて居ない。更に鉄筋コンクリート造を構成する材料自体も、従来考へて居る様に決して單純なものではなく、その品質不同も極めて多いであろう。これ等の性状が明確に追求され、一方応力解析法が、リミットアナリシスの研究によつて進歩して始めて、その構造物の崩壊耐力が求め得られることとなるであろう。