

終極変位設計法

(その1、主として耐震的見地からの考察)

京都大学教授	工学博士	坂	静	雄
同 教授	工学博士	棚	橋	諒
同助教授		小	堀	鐸
同 助手		金	多	潔
同大学院学生		六	車	熙

1 序

最近、構造物の極限設計法が色々の角度から論議されて居る。構造物の終極状態を対象に置いて設計することは、構造設計の最も理想的な方式と称すべきであろうが、それには未だ幾多の未解決な基本的問題が横たはつて居り、現段階で何等かの終極設計法を提示することは、それ等多くの未解決の問題を暫らく伏せることによつて、一気に彼岸に到達せんとする飛躍を敢てしなければならない。

この故に一つの終極設計法が提案されれば、どうこうたる疑義が湧き起り、論義が未解決な基本的問題に迄及ぶのを常とする。多くの構造研究者は現行の設計法に固より満足するものではなく、色々な矛盾を指摘することが出来る。否むしろ研究者は現行設計法の矛盾を関知すると否とに関わりなく、如何にして理想的な設計を行うべきかについて基本的問題に取組んで居るのだとも云へるのである。併し乍ら一方に於て、我々が常に理想を頭に画いて夢見るが如く、構造設計の理想を持たぬものも亦ないであろう。たゞその理想がどの程度具体的な方式として脳裡に描かれて居るか否かの相違によつて理想方式が一つの提案として具現されるか、されないかの岐路に立つてであろう。若くは透徹せる一貫性を保持し得るか否かもそしてそれに対する努力を怠らないか否かにも相関する所となるであろう。何れにせよ我々一つの飛躍を敢てせねばならない。多くの場合飛躍に対する代償として安全率が用意される。現行法に於ては材料の安全率が存在し終局荷重設計法には構造安全率(荷重係数)が含まれて居る。以下に示す我々の方法に於ては終極変位に対する安全率が登場するであろう。所で問題は斯かる様々な意味を持つ安全率が存在することにあるのではなくて安全率の性格によつて規定される設計方式に一貫性が充分に保たれて居るか何うか、そして更にはその方式の一貫性が構造物の終極状態にどの程度に則応し得るものであるか何うかによつて設計方法の評価が決められるものでなければならないと考へる。勿論、未だ幾多の未知なる基本問題に対し、全く無関心な態度で目を覆はんとするのではなく、現在知れる限りの定量的乃至は定性的な研究結果を包括すると共に、将来に於ける未知なるものの解明への努力が、設計方式の不完全性を充足し、補正する事に目途を置かねばならぬ事は云うを俟たない。

以下に提案せんとする終極変位設計法は斯かる立場に立つて組立てられた。

構造物の終極状態が如何なる原因により齎られるかを考へるならば、我国の場合それは殆んど破壊的な地震に由来するであろうことは何人も否定し得ないと思はれる。従つて終極設計法がDynamic な構造物の挙動が仮りに静的水平力に依つて従來の慣習のまゝに静的に定義され何等の動的考察を要せずに震度が決められる様なことがあるならば、最も決

定的な原因に対して最も迂闊であるとの非難を逃れ得ないであろう。我々の方式が終極変位を対象に置き降伏変位を尺度に選ぶ根本の理由はそこに在るのであつて、少くとも現在解明し得る構造物の非線型挙動に立脚したものである。構造物の終極変形状態を対象に置くからには設計方式の一貫性を主張し、予測し得る終極状態との則応性を求めんとする斯様な立脚点をこそ第一義的なものの背景としなければならないにも拘らず、現今迄に提示された設計法の凡てがこの点を審に得て居ない事實は、尚多くの検討すべき問題を残し乍ら敢て飛躍を試みる事によつて終極変位設計法を具体化せしめこれを提示せんとした最大の理由なのであつて同時に同学諸賢の御批判を乞はんとする所以でもある。

2 耐震設計に至る過程について

2・1 主体構造(主として鉛直荷重時に応力が作用する構造部材)の耐震設計

建築物の主体構造は通常、床版、梁及び柱で構成せられたMoment Resisting Framed Structureである。常時建物の床上に存在する荷重は小梁及び大梁に依つて柱を通じて地盤に伝達される。この構造部材系列を主体構造と呼ぶならば、それは破壊的地震時、及びそれに以後に於ても建物の鉛直荷重を支持せねばならないから、地震によつて大崩壊を生じてはならない事は改めて云う迄もない。地震に依つて構造物に仮令部分的な破壊が生じたとしても、主体構造に関しては飽く迄も部材各部分の若干の降伏に留まるべきであつて、そのcollapseは望ましくないものである。

地震時に主体構造部材にどの様な応力を生じ、各部材が如何なる変形をするかと云う事はその原因が複雑な地震波動によつて生ずるものであるだけに、実際に建物に加はつた地震波に依る建物の変形挙動(Structural behavior)を追求するDynamicalな考察^{1),2)}に基づく他がない。そのDynamicalな考察は、構造物を多質点系に抽象し、地盤はその固有の性質と共に建物の大きさや地震波の周期等その他多くの要素に依つて定まる地盤のVirtual massと地盤の水平及び回転変形に関する等価復元力を抽出する事によつて解析される。即ち建築物の荷重は概ね床版上に集中し、床と天井との間を繋ぐ構造部材(柱壁、及び筋違)が架構の水平復元力を既定するが故に。

現実には架構を構成する材料は略々、Ideal plasticな力学的特性を持つものと考へられるが、材料の完全にIdeal Plasticな状態を仮定しても曲げを受ける場合には

図1に示す様な理想化された状態が成立するのは梁断面が河フランチの重心に集中して居る様な特殊の場合に限られるのである。図2(a)に示す様な矩形断面のものについては(b)図の様に完全にPlasticな場合と(d)図の様なelasticな状況との間に(c)図に示す様に部分的にelasticな曲げ応力を受ける状況が介在する。故に材の曲げMoment M とこの M が作用して居る点に於ける断面の回転角 ϕ との関係はIdeal Plasticではなくて図3図の様な曲線になるのである。従つて或る限界以上のMoment 或ひは逆にそのMoment に対応する回転角以上は非線型特性を

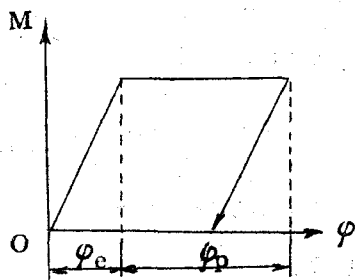


図 1

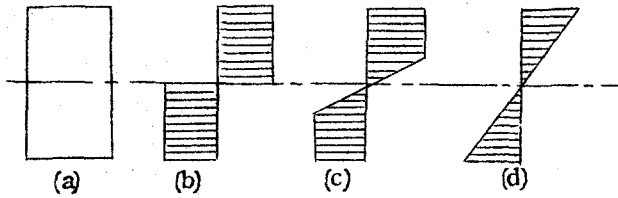


図 2

有するものとしてStaticallyにもDynamicallyにも取扱ねばならない。

構造材料にIdeal Plasticを仮定しても構造物の変形と荷重との間に、即ち水平変形量と復元力との間にもやはり図3の如き非線型の関係が存在するが故に図4の如き質点系に抽象された構造物の運動方程式は

$$\left\{ \begin{array}{l} m_1 \ddot{x}_1 + f_1 (x_1) - f_2 \{ (x_2 - x_1) \} = -m_1 \ddot{X} \\ m_2 \ddot{x}_2 + f_2 \{ (x_2 - x_1) \} - f_3 \{ (x_3 - x_2) \} = -m_2 \ddot{X} \\ \dots \dots \dots \\ m_i \ddot{x}_i + f_i \{ (x_i - x_{i-1}) \} - f_{i+1} \{ (x_{i+1} - x_i) \} = -m_i \ddot{X} \\ \dots \dots \dots \\ m_n \ddot{x}_n + f_n \{ (x_n - x_{n-1}) \} = -m_n \ddot{X} \end{array} \right. \quad (I)$$

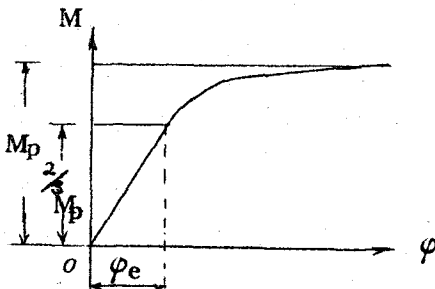


図 3

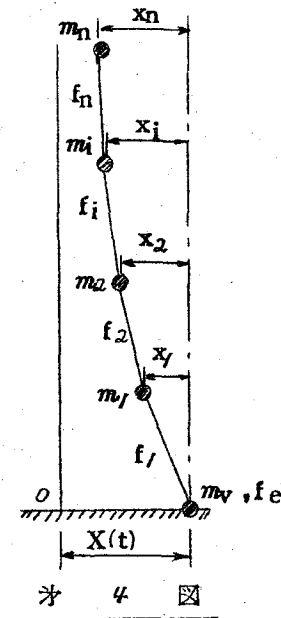
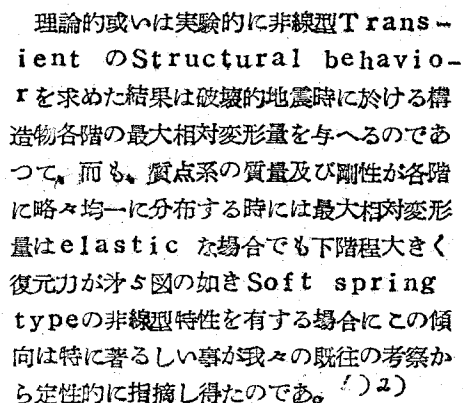


図 4

$X(t)$ は構造物の存在に依つて、構造物が無い場合の地表面の動きとは厳密には相異なるけれども、現在の段階ではその差を無視して地表面に於ける $X(t)$ を与へるより仕方がない様である。



けれども最大相対変位量の分布は、勿論建物各階の質量と剛性の大小に依つて変動するから、逆に或る破壊的地震波に対して建物各階の最大水平撓曲線を略々、望ましい形に規定する様な建物剛性の分布を与える様に耐震壁や筋違を配置する事も不可能ではないが、それには試索的な方法に依らねばならず可成り多くの労を要するものと思はれる。

(130)

此處で最初に材料の力学的性質を Ideal lastic と仮定しても、現実の曲げ材では曲げmoment が一定値のまま回転角が無限に大きくなると云う事はなく Plastic hingeの回転限界は、弾性回転限界（或いは略々弾性に見做される範囲の回転角）の数倍と云う値に留まるから、例へば図6に於ては曲線はc点に至れば曲げ材の Plastic hinge の回転限界に達して材は破断する筈である。従つて構造物の崩壊（collapse）には

- a) 架構が当初 n 個の不静定次数を有する場合、架構の変形が進むにつれて次々と plastic hinge の数を増し、その度毎に不静定次数を減じて遂に $(n+1)$ 個の plastic hinge が生じて崩壊する。
- b) 同じ不静定次数でも $(n+1)$ 個の plastic hinge が生ずる迄にそれ以前に発生した plastic hinge が回転限界に達して Hinge が破断し collapse に至る。

の二種類が考へられる。材料の性質が brittle であるか ductile であるかに従つて plastic hinge の回転限界の値が異なるから、この二つの崩壊過程のいずれが実際に起るかは判らないけれども、いずれの場合でも図6の復元力-変位曲線がc点に至れば架構が崩壊するものとして、c点の位置は実験的研究によつて定量的に与へられるべきものである。図6は或る一つの階の相対変形挙動と見る事も出来る。

c点の位置が実験的に略々、定められると図6に於て最終の $\frac{1}{4}$ サイクルの初期勾配即ちA点に於ける接線をそのまま延ばし、BCを結ぶ直線の延長との交点をDとすれば、A及びC点間に対応する変形量を D_{ult} （終極変位）ADに対応する（比較的 Elastic limit に近い）部分の変形量を D_{crit} （降伏変位）と定義する事が出来る。

従つて

$$D_{crit} = \frac{1}{n} D_{ult} \quad (2)$$

とおけば n は材料の力学的性質に依つて定まる常数である。材料の性質が brittle ならば n の値は小さく ductile であればある程大きい。

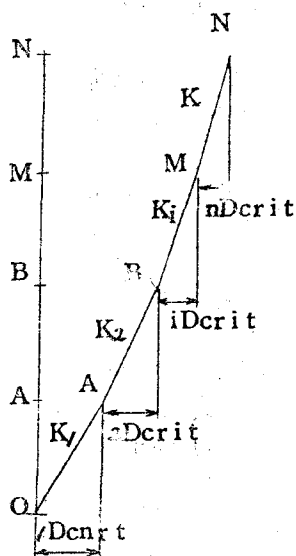
我々の提案する終極変位設計法の根本方針としては、構造物に最も不利に働らく破壊的地震波を作用させて Dynamic な解析を為した際の各階最大相対変位量を求め、それを構造物各階の降伏変位 D_{crit} とする。而して D_{crit} の変形を生じた時、柱各部の応力は尚弾性限界寸前にあり、梁端には一齣に plastic hinge が発生して居るものと考へる。発生した plastic hinge の変形が総てその回転限界以内にあれば、即ち $n-1$ 、 $(n>1)$ ならば与へられた変位 D_{crit} では構造物の崩壊（complete collapse）は決して起らないのである。

斯くすれば n の存在は構造物の許容水平変形量をその終局変形量の $\frac{1}{n}$ におさへる事、即ち n 倍の安全率（終局変位安全率）を想定して耐震設計を行う事に対応する。著者の一人、棚橋が1937年に提唱した「地震の破壊力は最大速度の自乗に比例し、構造物の耐震力はその破壊迄に貯へ得るポテンシャルエネルギーによる」と云う仮説⁴⁾に立脚すれば我々の設計する建物はその想定した n 倍の運動エネルギーを持つ地震波に耐え得る事が認識されるのであろう。

2.1-a 柱の設計法

終局変位設計法では、柱は極限状態に於て Dynamical な解析より得られ

た critical な撓曲線に一致し、而も柱材各部には塑性域が全く存在しない様にする
且つ梁端には、総てこの極限状態に於て、その回転限界以内の plastic hinge
の発生を許容するのであるから、従つて柱のみを取出してそれを一つの cantilever
として考へると(オ7図)極限状態に於ける柱の応力はそれが critical 撓曲線と
梁端からの Plastic moment (M_p) とが与へられた場合の問題を解く事に相
等しい。



オ 7 図

柱は総て弾性限界内の変形に留まる所か
ら、各階柱頭及び柱脚の曲げ moment
を求めるには撓角法等の弾性方程式が用い
得て、オ7図に於て K_1, K_2 を
各階柱の剛比、 θ を節点回転角 R を部材回
転角とすれば

$$\begin{aligned} M_{AO} &= 2EK_1(2\theta_O + \theta_A - 3R_1) \\ M_{AO} &= 2EK_1(2\theta_A + \theta_O - 3R_1) \quad \text{--- (3)} \\ M_{AB} &= 2EK_2(2\theta_A + \theta_B - 3R_2) \\ M_{BA} &= 2EK_2(2\theta_B + \theta_A - 3R_2) \end{aligned}$$

と書表はされる。Eは材料の弾性係数
(Young 率)であり基礎が固定
ならば $\theta_O = 0$ である。

柱の部材回転角は、 i 層の階高を h_i とす
れば当然

$$R_i = \frac{i D_{crit}}{h_i} \quad \text{--- (4)}$$

で、節点方程式はこの場合

$$\begin{aligned} M_{AO} + M_{AB} &= -M_p \quad \text{(外側の柱)} \\ &= -(M_{p\text{左}} + M_{p\text{右}}) \quad \text{(内側の柱)} \quad \text{--- (5)} \end{aligned}$$

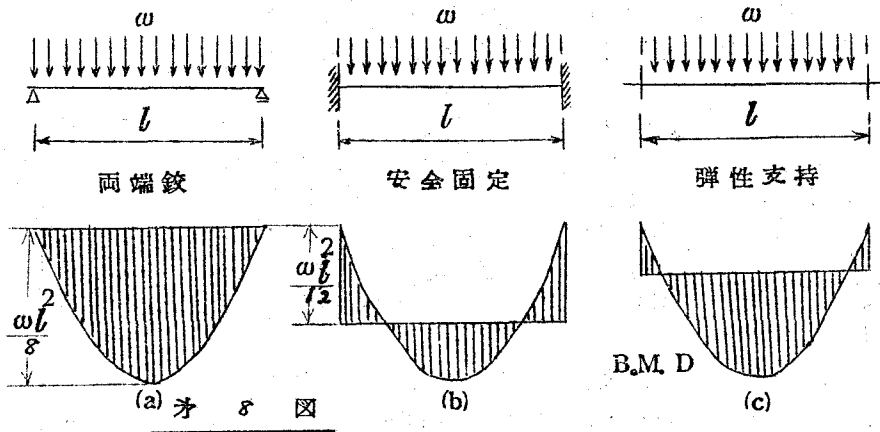
等となる。部材回転角 R_i が既知であるから層方程式(剪力方程式)は不要である。

(3)、(4)式を(5)式に代入して節点方程式を解けば求むる柱頭柱脚曲げ moment が容易
に得られる。従来のラーメンの水平力計算と比較して労力は著しく少なくて済む。斯くし
て求めた曲げモーメントに対して、従来の短期荷重時計算と同様応力が弾性限界を超えな
い様に柱断面を設計すれば良い事になる。

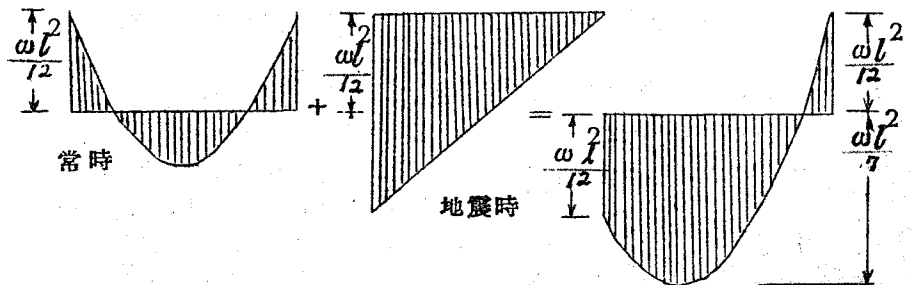
2・1-b 梁の設計法

主体構造系列に於て梁は常時その固定荷重と積載荷重を支持する曲げ材である。

今簡単の為、これらの荷重を等分布荷重と見做して話を進める。

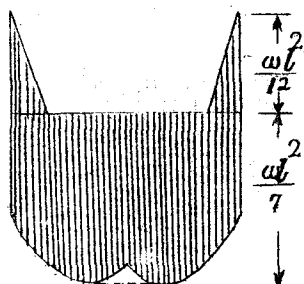


梁に働らく Total 曲げ moment は 8 図(a)の如く両端鉸と考へた場合の梁中央の曲げ moment $(\frac{1}{8})wl^2$ に等しい。一般に梁端に於ける曲げ moment の値は端部の支持条件に依つて相異なり、梁端が鉸ならば曲げ moment 0、完全固定ならば $(\frac{1}{12})wl^2$ 、梁端が弾性支持されたり或いは梁がラーメン構造の一部であると梁端の固定度に依つて 0 と $(\frac{1}{12})wl^2$ との中間の値を採る。従つて梁に関して最も不利な場合は、梁端に於て $(\frac{1}{12})wl^2$ 、或いは梁中央では $(\frac{1}{8})wl^2$ の曲げ moment を受ける時である。ラーメン骨組の梁では地震時に梁端には正負両方の回転角を生ずるから従つて梁端 moment も正負両方の値を採り得る。梁端に、若し最大梁端抵抗 moment 以上の回転角を与へるとそこに plastic hinge を生じ梁端 moment の値はそれ以上増大しない。一旦梁端に Plastic hinge が生ずると、荷重の大きさはそのまま、地震に依つて更に建物が水平変位を行つても梁端以外の各断面が梁端よりも大きい抵抗 moment を有する時は、架構の変形は梁端 plastic hinge の回転角の変化に対応し梁端以外の梁断面は elastic の範囲に留まつて居る。



9 図

故にこの状態を実現せしめるには、梁端の抵抗 moment を常時に起り得る最大梁端 moment $(\frac{1}{2})wl^2$ に想定すれば良い。梁の端部以外では plastic limit を超えない様に断面を設計する。地震時の梁の曲げ moment 図は梁両端に plastic hinge の発生を許せば才 7 図の如くなるから、梁の抵抗 moment として才 10 図の分布から定められる。



才 10 図

梁端曲げ moment はラーメン架構の場合には常時荷重に依つて $(\frac{1}{2})wl^2$ となる事は稀であるから実際の常時梁端 moment が判ればその値を用いて更に経済的な設計を行う事も出来る。

我々はこの様にして、Dynamic な解析に基づいた critical 撓曲線を想定し、この降伏変位 D_{crit} に対して、主体構造を柱と梁の二つに分けて終極設計を行う方法を提案した。この方法は従来の震度（水平力）と云う概念とは根本的に相異なつた観点に立つもので、これを我々は終極変位設計法と名付けたのである。

2.2 主体構造以外の構造部材の設計

上に述べたものは所謂 Moment Resisting Framed Structure の設計法であつたが、此処に述べるのは常時鉛直荷重を殆んど受持たない部材（即ち耐震壁筋違等）についての考察である。

常時荷重を受持つて居る主体構造が地震時に大きな終局変形状態を起すのは極めて不利であつて、その為に地震力を主体構造になるべく伝へない様に、即ち地震時に主体構造に大きな相対変位を生ぜしめない様に二次系列としての構造材を加へるのは極めて有利である事は言を俟たないであろう。斯かる目的で加へられる二次系列部材は大な水平剛性を有し、此処に地震力が集中して主体構造の相対変形を減ずる事の他に、更に地震動が或る限度以上の大ききになると、この二次系列部材が塑性域に入つて非線型履歴、内部摩擦に依る大きなエネルギー吸収の効果を併せ期待するものである。そして出来れば、破壊的地震にあつて

実際の架構については梁にかゝる荷重 w が与へられると直ちに $(\frac{1}{2})wl^2$ が計算出来るから、梁端 plastic moment として $M_p = (\frac{1}{2})wl^2$ を柱に与へる事に依つて柱の設計が為される。梁端以外は才 10 図に示す moment（正負）に抵抗し得る断面を設計すれば良い。

極限状態に於て架構が critical な撓みをなした際の梁端 plastic hinge の回転角は柱の部材回転角 R_i より大きくなる事はない（梁及び柱の弾性変形を考へると R_i より尙成り小さい）から部材回転角 R_i で全体の plastic hinge の変形がその回転限界以内にある事の check をする事が出来る。そしてこの check は必ず行はなければならないものと思はれる。

も二次構造系列に部分的 plastic domain が生じて主体構造にはなるべく plastic hingeが生じない⁴⁾ 事が望ましい。この為に耐震壁或いは耐震筋違(この中には我々の云う Twisted wire を何段階へかに入れたものを含む)の critical deformation δ_{crit} は各階主体構造の D_{crit} よりも小さく $1/2 \sim 2/3$ 位に採るのが良いと思はれる。その δ_{ult} は勿論主体構造の D_{crit} よりも大きくしなければならない。

二次系列部材を加へた結果は Dynamic な解析に依る建物の終局水平撓曲線の形に大きな影響を持つ。即ち若し二次系列を加へない場合の構造物の変形はその水平剛性の小さい為に相対変位量で云へば二次系列が加はつた場合よりも大きくなる事は我々の既往の考察からも明らかである。従つて二次系列を適当に入れる事に依つて例へば或る階の相対変位量を他の階のそれより比較的小さくする事も可能である。(但し加へた二次系列部材の水平剛性と、それを加へた事に依る相対変位の減少量との間には linear な関係は成立しない。)けれどもこの場合注意せねばならぬ事は平面的、立体的に剛性の不均齋が存在すると構造物の変形は全体として見た時に、二次系列を多く採入れた部分についての相対変形は仮令小さくなくても、その二次系列を入れた為にそれ以外の部分の変形は却つて著るしく大きくなる事も定性的に指摘し得るのである。故に構造計画に於て構造物の剛性の偏在不均衡は危険であり又結局不経済となるから可及避けなければならない。

終局変位設計法に依れば梁柱の終局水平撓曲線を定めると以後の計算は従来の水平力計算よりも著るしく簡単である。問題は構造物の各断面形や水平剛性を想定して破壊的地震時の終局撓曲線を求める点にある。個々の建物の設計にその都度 Dynamic を解析を行う事は実際の場合、もとより望めない事柄であらう。従つて或る程度普遍的な撓曲線を与へる事が必要となるかも知れない。撓曲線即ち相対変位量を適当に仮定したのでは従来の計算に於て震度の値及びその分布を適当に定めると云う事と同様の結果となつて、その合理性が失はれるのである。斯かる問題の Dynamic な解析は米国に於ける若干の研究者我が国に於ては我々等に依つて為されつつあるが未だ撓曲線を普遍的に定める迄には至つて居ない。この問題は今後の継続的な研究に委ねられる。

その他の若干の問題として plastic hinge の回転限界、及び plastic hinge が生じて以後に於ける部材軸方向力、剪断力の問題について理論的、実験的に究明されなければならないものが多い。種々の未解決の現象や、その因子を内蔵し乍ら而もその解決に迫られて居る構造物の耐震設計法に関して一試案を取て提出した次第である。

3 構造計画に対する耐震上の注意

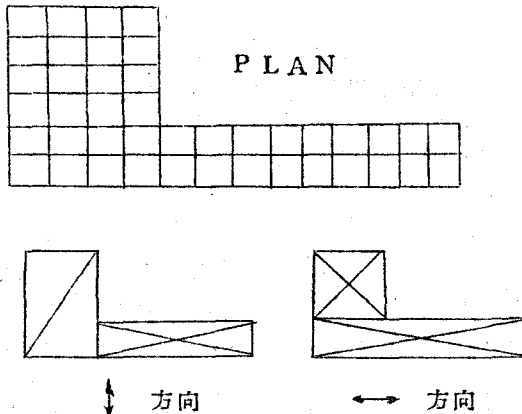
これ迄の論述では構造物の立面を単独に抽出することによつて終極変位設計法の主旨を述べて来たが、建物は単独な立面(ラーメン)が夫々平面的な拡がりをもつて連結され、而もその立体的構成は設計意匠計画の立場から頗る多様性を持つに至るのが一般であるので、本設計法を行うに当つては、構造物の全体的視野に立つ構造計画の考慮を欠くことは許されない。この場合にも耐震的考慮が凡てに亘つて要請されるであらう。

筆者は嘗て線型振動論の観点から同じ問題を論じたことがある。⁵⁾ 終極変位設計法では梁の plastic hinge を許容する範囲に迄、構造物の水平変位を認めて居るので、即ち各階の柱には D_{crit} を、梁には plastic moment が生ずる様に設計を行うことに

なるので、構造物の全体的な挙動としては線型領域から非線型領域に一步を踏込む過程を予期しなければならない。併し乍ら構造物の非線型挙動を研究して、¹⁾²⁾⁶⁾我々の知り得たことの一つは、線型から非線型領域へ変位振巾が発展するその発展の経路が問題であり、特に平面的な抵がりに於て剛性の分布を問題とする場合に於ては構造物の持つ初期の線型特性を決して蔑ろに為し得ないと云ふことである。この意味で嘗て論じた線型論の考察が一つの基礎的な階程としての重要性を主張し得ると思はれるので、その大要を次に述べ併せて非線型領域に及ぶ際の注意を要すべき諸点につき考察を進めることとする。

3.1 線型論からの指針

建物を直交二軸方向に並存する有壁ラーメンが床版により、各階毎に平面的に連結されているものと見る。而して両軸方向共に相似した特性を持つラーメンの並存する一群を一ブロックとするならば、夫々の方向に応じ建物を平面的に見て数個のブロックに分割することが可能である。(オノノ図は一例で夫々二方向に対して二ブロックに分たれる。)



オノノ図

斯様にブロック別にする所以は直交二軸方向の振動によつて分たれた各ブロックが夫々独自の振動特性を具備し勝ちだからで、各ブロック相互の特性を略々同一と見做される様、設計に留意するならば建物全体が一体として並進的運動を行い、捩れ振動等によつて惹き起される耐震上の不都合を除くことが可能となるからである。(この様な考へ方は筆者の考察の後に、武藤博士がその論文や著書に於て述べて居る。7)8)

そこでオノノ段階：個々のラーメンの検討

従来この面での研究が殆んどであるので、振動特性或は

振動解析等を知ることは左程に困難なことではない。

オノノ段階：各ラーメンの相対的な検討

一ブロック内に於けるラーメン同志は、それ程甚しい振動特性の差異を示すことはないから、床、梁等の連結により一ブロックを一体ならしめることは容易である。と云ふことは一つのブロックを代表する特性を有するラーメンを考へることが出来る訳で、結局各ブロックの代表としての各ラーメン相互の振動特性を可及的同一ならしめるならば、直交二軸方向共、各ブロックは同振巾、同位相、同週期の振動を行い、任意方向より来る地震波に対しブロック相互の聯成振動或は捩れ振動等の耐震上不利益を齎すべき振動現象を防止することが出来る。ラーメン相互の振動特性を同一ならしめる為には、振動特性なるものが質量：載荷質量、建物自体の質量即ち柱、壁、梁、床等の断面及び材料に係る

剛性：柱・壁（床、梁）の断面並びに壁体の配置とそれ等の結合度及び材料的性質に影響

即ち *mass* と *stiffness* とは相関的なものであるが、斯る質量、剛性の非局所的分布が特性を同一ならしむべき最大の要素であらう。従つて
各ブロックの振動特性を同等ならしめる為の指針として

- a 柱の断面を同一ならしめる場合に要する壁体の所要断面積
- b 壁体の設定を不可能とする場合に要する柱の所要断面積
- c 載荷質量の相違に基づく柱並に壁体の所要断面積

而して各ブロックの振動特性を代表する各ラーメンについて比較検討を試みる訳であるが、其等の中の一つのラーメンの振動特性が分明して居るか或は決定された場合には例へば分明せる振動周期を他のラーメンに代入して剛性と質量の分配の操作を行う。或いは又その土地の卓越周期から客観的に振動周期が決定される場合もあり得る。層数やスパン数の異つたラーメンの相互検討の詳細は省略する。

3・2：非線型論からの注意

前記の如き操作により可及的均整なる質量と剛性の分配を与えることが、終極変位設計法に依ると否とに関はりなく必要なことであるが、特に本設計法は非線型領域を予期し、それによつて合理的な設計を行はんとするのであるから初期の微小振巾に対する質量剛性の均等分配の検討は慎重でなければならない。けれども本設計法が未だ完全性を具備し得ないことと現実面の已むを得ざる要請とに由来する不均整の幾何かは避け難いであらう。この不可避的な不均整は構造物の挙動が非線型領域に及んだ場合、線型領域に於けるよりも危険な不安定状態を招来するものであることは我々が既に指摘した所である。⁶⁾

従つて斯かる塑型領域に於ける不安定状態を防止する為には、線型領域に於ける充分なる検討はもとよりのこと更に構造物全体としての非線型性が何に依るかを明かにしなければならない。本設計法に於ては梁に *plastic hinge* を許容するので、非線型特性のラーメン相互間に於ける關係は結局は各梁の *plastic hinge* に全的に關係する。従つて梁の設計に周到なる顧慮を欠くことがないならば非線型特性の相異を防ぎ、聯成振動や捩れ振動による不安を解消することが出来るのである。

梁の設計は本設計法に於ては鉛直荷重のみで決められるので、地震の様な複雑な原因をその対象としない丈けに周到なる設計を行ふことは比較的容易であらう。斯くして地震に依り構造物力学特性の非線型化が直ちに惹起されるので、充分なる耐震性が保証されることになる。⁷⁾

4 算例

我々は今、終極変位設計法に依つて簡単な構造物の耐震設計を行つて見る。才12図に示す如き3スパン5層の骨組を考へる。各階の質量及び水平剛性を才1表の如くに假定するとこの架構は床版の変形を無視すれば5質点系に抽象される。

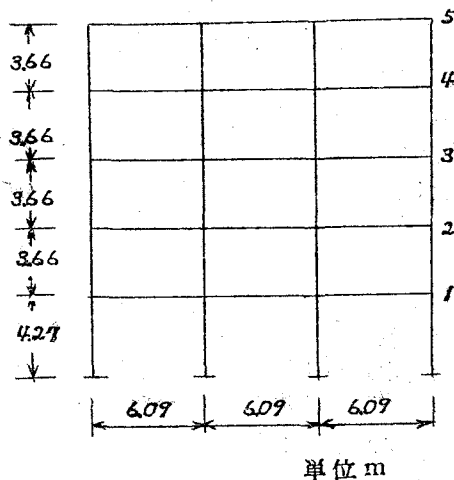


図 1.2

表 1

表 2

階	階高	質量	バネ常数	階	最大相対変位		最大水平撓	
i	hi (m)	mi (Kg sec ² /m)	ki (Kg/m)	i	A (cm)	B (cm)	A (cm)	B (cm)
5	3.66	207.7	1220×10^2	5	1.63	3.56	2.00	12.35
4	3.66	277.0	1424×10^2	4	1.93	2.80	2.37	8.77
3	3.66	277.0	1626×10^2	3	1.88	1.63	5.44	6.00
2	3.66	277.0	1830×10^2	2	1.78	1.98	3.56	4.37
1	4.27	277.0	2032×10^2	1	1.78	2.37	1.78	2.37

M. G. Salvadori 等はこの抽象化された建物が 1933 年の Long Beach 地震を Vernon に於て記録された地震波¹⁰⁾と等価な破壊力を持つ半正弦波を受けた場合の挙動を step-by-step 数値計算によつて解いた。¹¹⁾

その Dynamic¹²⁾ Structural Behavior から各階の最大相対変位量を求めると表 2 の如くである。これを図示すれば図 1.3 の如くであつて従来の震度 0.2 を与へた場合の架構の撓曲線と比較して示してある。表 2 及び図 1.3 の (A)(B) は共に Long Beach 地震と同じ破壊力を持つが週期及び振巾の異なる二種の地震波を与へた場合の解から求めたものであつて、その解析にはいづれも線型復元力を想定したものである。

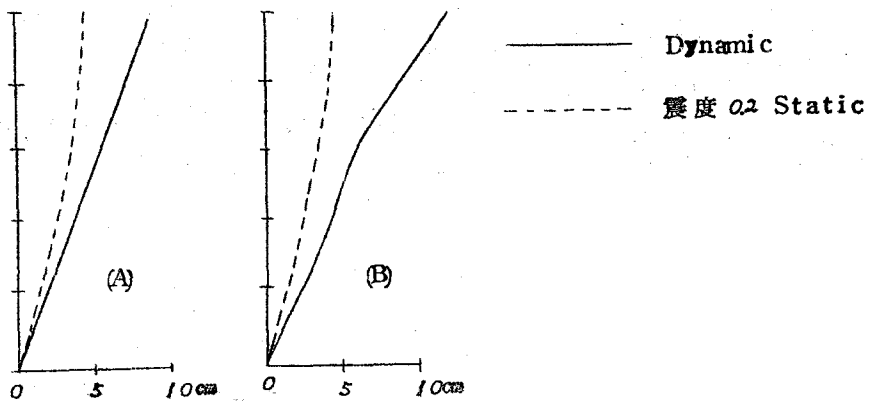


図 13 最大撓曲線

構造物の復元力が非線型特性を示す場合は一般に最大相対変位量は線型の場合よりも大きくなるが *Salvadori* の解析には減衰項を考慮しなかつた為、その量は履歴・減衰を考慮した非線型解と余り著しい相異はないと見做した。

従つて我々は *Salvadori* の解から降伏変位 Δ_{crit} を想定した。この場合図 13 図から云へる事は、若し震度 0.2 の水平力が作用すると架構の一部に降伏が生ずる様に設計された建物は図 13 図の点線で示した範囲迄しか弾性変形し得ないから実際に *Long Beach* の地震を受ける場合には崩壊するか(若し材料が *brittle* ならば)、或いは柱、梁に可成の塑性変形を生ずる(若し材料が *ductile* であれば)であろうと云う事である。そしてこれは、柱を実際の最大相対変位量に対しても弾性域に留め、梁端にその回転限界以内の回転角を持つ *plastic hinge* を生ぜしめる事に依つて構造物全体の崩壊(*Complete collapse*)を免れる様に設計する方が遙かに合理的であると言う事である。

梁端の *plastic moment* M_p は鉛直荷重に依る最大梁端 *moment* 即ち $M_p = (\frac{1}{2}) w l^2$ で与へられ、建物の外側の柱は梁端より M_p の *moment* が加はるのみであるが、内側の柱では両側の梁から計 $2M_p$ だけの *moment* を受ける。

M_p の値、及び降伏変位 Δ_{crit} から R_i を求めて表 3 に記す。柱を *Cantilever* と考へて柱の各階でこの部材回転角を与へ撓角法で解く事が出来る。節点方程式として

$$\begin{aligned} M_{\text{上階柱脚}} + M_{\text{下階柱頭}} &= -M_p \quad (\text{外柱}) \\ &= -2M_p \quad (\text{内柱}) \end{aligned}$$

が与へられるから柱の各節点の回転角が求められる。

才 3 表

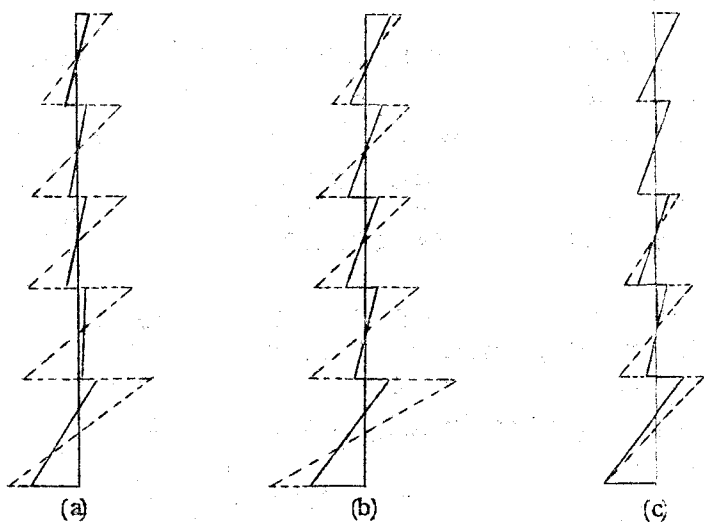
解 i	梁端塑性モーメント Mp (Kg. cm)	柱部材回転角 Ri	
		A (rad)	B (rad)
5	34500	444×10^{-3}	773×10^{-3}
4	46000	527×10^{-3}	765×10^{-3}
3	46000	514×10^{-3}	445×10^{-3}
2	46000	486×10^{-3}	541×10^{-3}
1	46000	486×10^{-3}	653×10^{-3}

本表のA、Bは才
2図A、Bに対応
する。

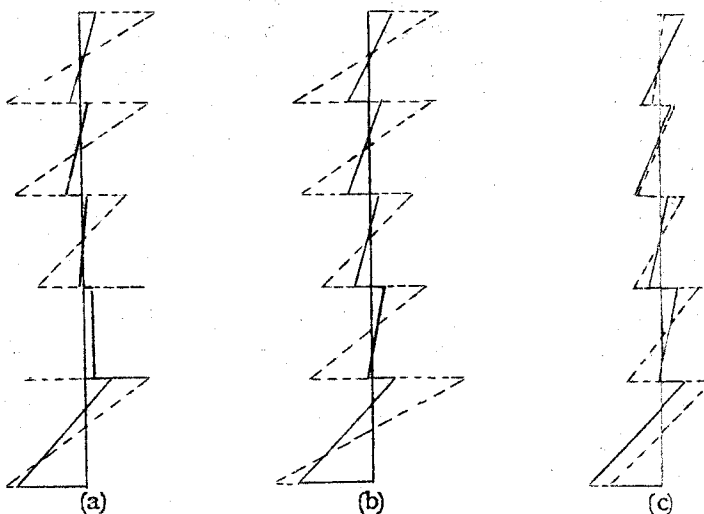
才 4 表 柱曲げモーメント 単位 Kg. cm

階 i		終局変位設計法				梁 剛 性 ∞		
		撓 曲 線 A		撓 曲 線 B		撓曲線A	撓曲線B	震度0.2
		外 柱	内 柱	外 柱	内 柱	外柱内柱とも同じ		
5	柱頭	34500	68600	34400	68700	90600	178500	21700
	柱脚	20910	46400	32660	58000	90600	178500	21700
4	柱頭	25170	45800	13340	33700	125700	182400	46450
	柱脚	22000	43500	40000	61300	125700	182400	46450
3	柱頭	24420	39560	6880	29100	139800	121200	71400
	柱脚	30950	53980	22810	43800	139800	121200	71400
2	柱頭	14990	38410	25280	48500	149000	165700	96250
	柱脚	-3670	29250	-20380	2240	149000	165700	96250
1	柱頭	52500	73800	68700	91000	193000	259700	141200
	柱脚	138000	150000	188550	196000	193000	259700	141200

才4表には斯くして求めた柱頭、柱脚の曲げ moment の値を記した。梁を完全剛と仮定して同じ撓曲線に依る曲げ moment の値と、同じく梁を完全剛と考へて震度0.2の水平力を加へた際の値とを同時に比較して才14図に示した。



(A)



(B)

図 14 才

- | | | | |
|---------|---|---|---------------------------|
| (a) 外 柱 | } | { | —— 終極変位設計 |
| (b) 内 柱 | | | ----- 梁剛性 ∞ |
| (c) 内 柱 | { | { | —— 終極変位設計 |
| | | | ----- 震度 0.2 梁剛性 ∞ |

梁の剛性を無限大とせぬ時、即ち従来の弾性計算を行つても、柱の曲げ moment 図の勾配は変らず、柱脚柱頭のいずれかで moment の値は梁が完全剛の場合より大きくなる。従来の震度の計算では層剪断力が下階程累加される為曲げ moment の値も下階程急激に増大するが、終極変位設計法では二階以上は moment の値は余り差がなく従つて柱の断面は極めてバランスの採れた経済的なものとなる。

註)

- 1) 棚橋 諒、小堀 鐸二、金多 潔:「非線型過渡振動」(その1)(その2)(その3)
建築学会研究報告才27号、1954
- 2) R.Tanabashi, T.Kobori, K.Kaneta: (On the Nonlinear
Vibrations of Buildings by Violent Earthquakes)
Proc. 4th Japan National Congress for Appl. Mech. 1954
- 3) 鈴木(小堀)鐸二:「建築体の振動に伴う地盤の仮性質量について」建築学会研究報告
才11号 1951
- 4) R.Tanabashi. (On the Resistance of Structures to Earth-
quake Shocks) Memoirs of the College of Engineering, Kyoto
Imperial Univ. Vol.IX, No.4 1937
- 5) 鈴木(小堀)鐸二:「建物の耐震設計に関する振動論的考察」建築学会研究報告才7号
1950
- 6) 小堀 鐸二、金多 潔:「塑性領域に於ける構造物の非線型振れ振動」建築学会研究報告
才31号 1955
- 7) 武藤 清:「耐震設計法概説」建築学会研究報告才14号 1951
- 8) 武藤 清:「構造設計法」建築学大系14 pp73 1954
- 7) 小堀 鐸二:「構造物力学特性の非線型化とその耐震性」建築学会研究報告才31号1955
- 10) U.S.Department of Commerce, Coast & Geodetic Survey,
Earthquake Inverstigations in California 1934-1935
Special Publication No.201
- 11) Charles S. Whitvey, Boyd G.Anderson and Mario G.Salvadori,
"Compre hensive Numerical Method for the Analysis of
Earthquake Resistant Structure". Journal of the American
Concrete Institute Vol. 23, Sept. 1951.