

部材塑性率に注目した水平荷重を受ける鉄骨造平面骨組の部材断面変更法 SIZING TECHNIQUES OF STEEL PLANE FRAME UNDER HORIZONTAL FORCES FOCUSING ON DUCTILITY FACTOR OF MEMBERS.

内村 均*, 長縄 裕行**, 和田 章***

Hitoshi UCHIMURA, Hiroyuki NAGANAWA and Akira WADA

From an economical point of view, it is one of a design criterion that, the building structure is allowed to respond inelastic behavior to some extent, under the condition of non-severe damage of structure and no loss of lives, against the disastrous earthquakes.

Speaking of Kobe earthquake, the severe damages are concentrated to unexpected beam-column connections in some steel structures. Such buildings should have been designed to disperse the damages, on account of increasing the capacity for absorbing earthquake energy. In this paper, sizing techniques under static horizontal forces focusing on ductility factor of members are presented. Plane frame examples are demonstrated by proposed techniques, with minimizing total weight of steel volume.

Keywords structural design, steel structure, optimization, elasto-plastic design, plane frame ductility factor of member.

構造設計, 鉄骨構造, 最適化, 弾塑性解析, 平面骨組, 部材塑性率

1 序論

「建物が耐用年数中に1度受けるかもしれない大地震動に対しては、建物の応答が塑性域に入ることは許容するが、建物が損傷を受けることで倒壊し人命を損ねることがないように設計する。」という考え方は、経済性を追求する立場からは1つの設計のクライテリアであろう。この設計のクライテリアに対する合理的な構造計画として考えられることは、大地震時において構造骨組の特定の層や特定の部材に損傷を集中させないことである。あるいは、損傷を集中させるとしても、構造設計者の意図した崩壊機構となるように構造計画を考えることである。

ノースリッジ地震や兵庫県南部地震の鋼構造における地震被害を概観すると、ある特定の柱梁接合部に被害が集中している。兵庫県南部地震について述べるならば、日本の現行の耐震規準に基づき十分な施工監理下に置かれた接合部であっても、構造設計者が予期していない柱梁接合部に、さまざまな損傷が生じた。このことは、構造設計者や施工業者にとって印象深いものであった¹⁾。これらの被害特徴を考えると、鋼構造における現行の耐震規準自体を見直す必要があると考えられる²⁾。例えば、大地震時においてははでざる限り損傷を分散させる計画とし、損傷を生じさせる部材に対しては、部材塑性率の制約を与えて、構造骨組全体の地震時のエネルギー吸収能力を確保する考え

方である。秋山³⁾によれば、構造物に投入されるエネルギーの総量は主として構造物の1次固有周期と総重量に支配されるとし、構造物の応答が塑性域に入る場合の応答予測をエネルギー釣り合いによる方法で論じている。本論では、この秋山の考え方に立脚した部材断面変更法を提案する。

既往の研究において、大地震時における鉄骨造骨組の部材断面変更法について言及したものに、以下に示す研究がある。

澤田・中村^{4) 5)}によれば、「中小地震時における許容応力度と許容層間変形角による制約条件」と「大地震時において指定した崩壊機構を実現させる制約条件」を同時に満たした部材断面変更法を示している。さらに、指定した崩壊機構を保証する部材断面変更法を論じている。中小地震時における制約と大地震時における制約を同時に満たした部材断面変更法を論じていることは興味深い。しかし、ここでは部材塑性率や構造物全体のエネルギー吸収能力および崩壊機構をいくつか変えて指定した場合については、論じられていない。

中村⁶⁾・竹脇⁷⁾によれば、直接部材塑性率を制御した部材断面変更法について述べているが、弾性応答の制約は考慮されていなく、また崩壊機構の関連性については論じられていない。

上谷・竹脇^{8) 9) 10)}によれば、せん断型弾塑性縮約モデルを骨組モデルに逆置換する方法について述べた後、層塑性率を制約条件と

* 佐藤工業(株)中央技術研究所 博士(工学)

** 佐藤工業(株)中央技術研究所 工修

*** 東京工業大学建築物理研究センター 教授・工博

Engineering Research Institute, Sato Kogyo Co, Ltd, Dr Eng

Engineering Research Institute, Sato Kogyo Co, Ltd, M Eng

Prof, Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr Eng

した部材断面変更法を論じている。骨組架構の弾塑性時刻歴解析を行うことなく、動的挙動を捕らえる上では有効であり、今後の発展性が期待される。層塑性率を制約条件としているので、間接的に部材の塑性率を制御することは可能であるが、直接個々の部材塑性率の制約条件までは言及していない。

以上既往の研究を概観すると、鉄骨構造の損傷を制約する上で、一つの指標となりうる部材塑性率制約に注目していないものや、注目しているものの単独の制約で論じているものがほとんどである。

本論では、以上述べた問題を解決すべく、

- ①中小地震時の、許容応力度と許容層間変形角による制約条件
- ②大地震時の、指定した崩壊機構を実現させる制約条件と、部材塑性率に注目した場合の構造物全体のエネルギー吸収能力を高める制約条件

を同時に満たすための、ある一つの部材断面変更法のアルゴリズムを、地震時外力を静的な荷重分布に置き換えて構造物の応答予測を行う解析手法を用いて、平面骨組の中で論じる。そして、部材断面がどのような制約で決まったのかを示す。本論ではさらに、崩壊機構をいくつか変えて指定した場合の解析結果について、考察を行なう。本論ではまず、2～3節では、①の制約条件と、②の制約条件の中で指定した崩壊機構を実現させる制約条件を、同時に満たした場合のアルゴリズムの説明と解析例を示す。次に、4～6節では、①②の制約条件すべてを同時に満たした場合のアルゴリズムの説明と解析例を示す。①のみの制約条件に対しては、既に筆者らが論文11)12)で考察しているので、これらの論文と本論をあわせれば、制約条件が段階的に増えていった場合の解析結果を概観できる内容となっている。

2 中小地震時の制約条件と指定した崩壊機構を実現させる制約条件を同時に満たした部材断面変更法

2.1 弾塑性骨組解析

本論で用いた弾塑性骨組解析は、単純塑性ヒンジ理論に基づくアルゴリズムを採用しており、以下の仮定条件を満たす。

- a. 塑性ヒンジは部材端部に生じるものとし、塑性域の広がりには考慮しない。
- b. 部材の曲げモーメントと回転角の関係を、全塑性モーメントが折点となるバイリニアールとする。
- c. 部材の軸力と曲げの相関による降伏条件は満足させるが、塑性ヒンジが生じた後の塑性曲げモーメントは、軸力により変化しないものとする。
- d. 部材の軸力と曲げの相関は、文献13)に述べられている精算式を用いる。すなわち、軸力の影響による全塑性モーメントの低下を、中立軸がフランジにある場合とウェブにある場合に分けて定式化する。
- e. 初期応力として、長期荷重による応力を考慮する。
- f. 塑性ヒンジが生じた梁部材に対しては、長期応力による影響を考慮し、部材端部以外に塑性ヒンジが生じていないことを確認する。
- g. 横座屈に関しては、横方向に十分補剛されているものとする。

2.2 設計変数の特性と断面変更の前提条件

ここでは簡便のため、設計問題として、左右対称な構造骨組を取り扱う。左右対称な構造骨組であっても、長期応力を考慮する場合は、

地震時の応力は左右非対称となる。本論では、左右対称に位置する構造部材を、同じグループとし、グループ単位で断面変更を行う。断面変更は、微小な断面変更を前提とし、断面変更前後において、各部材の応力は、大きく変化しないものとする。

断面変更は、部材成を一定とし、板厚のみを変化させることを考える。すると、(1)式が成り立てば、微小な断面変更前後において、近似的に(2)～(6)の関係が成り立つ。この関係は、筆者らが論文11)12)で解説しているので説明は略す。

$$t_{ig}^{(p+1)} = t_{ig}^{(p)} \times \alpha_{ig} \quad (ig = 1, 2, \dots, mg) \quad (1)$$

$$A_{ig}^{(p+1)} = A_{ig}^{(p)} \times \alpha_{ig} \quad (ig = 1, 2, \dots, mg) \quad (2)$$

$$I_{ig}^{(p+1)} = I_{ig}^{(p)} \times \alpha_{ig} \quad (ig = 1, 2, \dots, mg) \quad (3)$$

$$As_{ig}^{(p+1)} = As_{ig}^{(p)} \times \alpha_{ig} \quad (ig = 1, 2, \dots, mg) \quad (4)$$

$$Z_{ig}^{(p+1)} = Z_{ig}^{(p)} \times \alpha_{ig} \quad (ig = 1, 2, \dots, mg) \quad (5)$$

$$Zp_{ig}^{(p+1)} = Zp_{ig}^{(p)} \times \alpha_{ig} \quad (ig = 1, 2, \dots, mg) \quad (6)$$

記号

ig : 部材のグループ番号	A : 断面積
mg : 部材のグループ番号の総数	I : 断面二次モーメント
α_{ig} : 断面変更係数	As : せん断用断面積
p : 断面変更の繰り返し回数	Z : 断面係数
t : 板厚	Zp : 塑性断面係数

2.3 制約条件

(a) 長期応力制約

長期応力制約は、(7)(8)式で与えられる。(8)式は、 ig グループに属する部材の板厚が α_{ig} 倍になった時の制約条件式で、(2)(5)式より成り立つ。

$$a1_{ig} = \left[\frac{|N_{L_i}|}{A_{ig} f_{cL_i}} + \frac{|M_{L_i}|}{Z_{ig} f_{bL_i}} \right]_{\max_{ig}} \quad (ig = 1, 2, \dots, mg) \quad (i = 1, 2, \dots, m_{ig}) \quad (7)$$

$$\frac{a1_{ig}}{\alpha_{ig}} - 1.0 \leq 0 \quad (ig = 1, 2, \dots, mg) \quad (8)$$

記号

i : ig グループに属する部材要素番号	
m_{ig} : ig グループに属する部材要素の総数	
$[]_{\max_{ig}}$: ig グループの中で $[]$ 内の値の最大値	
N_L : 長期圧縮軸力	f_{cL} : 長期許容圧縮応力度
M_L : 長期曲げモーメント	f_{bL} : 長期許容曲げ応力度

(b) 短期応力制約

短期応力制約は、(9)(10)式で与えられる。

$$a2_{ig} = \left[\frac{|N_{S_i}|}{A_{ig} f_{cS_i}} + \frac{|M_{S_i}|}{Z_{ig} f_{bS_i}} \right]_{\max_{ig}} \quad (ig = 1, 2, \dots, mg) \quad (i = 1, 2, \dots, m_{ig}) \quad (9)$$

$$\frac{a2_{ig}}{\alpha_{ig}} - 1.0 \leq 0 \quad (ig = 1, 2, \dots, mg) \quad (10)$$

記号

N_S : 短期圧縮軸力 f_{cS} : 短期許容圧縮応力度
 M_S : 短期曲げモーメント f_{bS} : 短期許容曲げ応力度

(c) 指定した崩壊機構を実現させるための制約

指定した崩壊機構を実現させるための断面変更手順を以下に示す。

Step1 与えられる水平方向の荷重増分に対し、塑性ヒンジを生じさせる部材端のみに、部材の軸力と曲げの相関による降伏条件を満足させる探索を行う。

Step2 前項 Step1 の条件で、荷重増分による弾塑性解析を行う。

Step3 崩壊機構時の応力で塑性ヒンジを生じさせない部材端が降伏しないように制約条件を与える。

Step3 の内容を式で表現すると以下の通りとなる。

$$Mu_{I_i} = fun(N_{M_{I_i}}) \quad Mu_{J_i} = fun(N_{M_{J_i}}) \quad (11)$$

$$a3_{I_i} = \frac{MM_{I_i}}{Mu_{I_i}} \times IP_i \quad a3_{J_i} = \frac{MM_{J_i}}{Mu_{J_i}} \times JP_i \quad (12)$$

$$a3_{ig} = [\max(a3_{I_i}, a3_{J_i})]_{\max_{ig}} \times aff_{ig} \quad (i = 1, 2, \dots, m_{ig}) \quad (13)$$

$$\frac{a3_{ig}}{\alpha_{ig}} - 1 \leq 0 \quad (ig = 1, 2, \dots, mg) \quad (14)$$

記号

I : 部材 I 端部 J : 部材 J 端部

N_M : Step2 の弾塑性解析で得られた崩壊機構時の軸力

M_M : Step2 の弾塑性解析で得られた崩壊機構時の曲げモーメント

$fun()$: 軸力を与えて終局曲げモーメントを求める関数

Mu : 終局曲げモーメント

IP : 部材 I 端部で、塑性ヒンジを生じさせない部材端は 10 を塑性ヒンジを生じさせる部材端は 00 を値としてもつ変数

JP : 部材 J 端部で、塑性ヒンジを生じさせない部材端は 10 を塑性ヒンジを生じさせる部材端は 00 を値としてもつ変数

aff : 塑性ヒンジが生じる梁部材端に接続する柱の割り増し係数

(13)式の $a3$ の値が 10 以下であると、崩壊機構時の応力で部材端に塑性ヒンジが生じないこととなる。塑性ヒンジが生じている部材端においては、この制約条件は関係ないので、 IP および JP に 00 を設定し、制約から除外することとした。

外力分布を仮定した平面骨組の静的非線形解析により、骨組の崩壊メカニズムを論じる場合、指定した崩壊メカニズムを確実に保証させるためには、降伏ヒンジを発生させない柱部材群に対し、崩壊メカニズムを形成するときの応力を割増した応力で、ヒンジが発生しないことを確認する必要がある²¹⁾。これは、以下の理由による。

- 1) 動的な外力分布が、静的な解析で仮定される外力分布とは異なる分布に変動することによって、柱の応力が上昇する。
 - 2) 平面骨組と 45° の角度をなす水平地震動下では、梁の柱に対する耐力比は $\sqrt{2}$ 倍となる。
 - 3) 梁に取り付くスラブの合成効果により、梁の耐力が上昇する。
- これらの理由により、塑性ヒンジを生じさせる梁部材端に接続する柱の応力を割り増す係数として、 aff を設ける。本論では aff の値を一例として 1.5 に設定する。

(d) 最小板厚による制約

部材端部の塑性ヒンジ回転能力をある一定以上確保するためには、局部座屈を避ける上で、幅厚比の制約による最小板厚を設定する必要がある²²⁾。H形鋼のフランジについて述べるならば、最小板厚を確保するために部材の幅を狭くする対応も考えられるが、幅を狭くすると横座屈が生じる可能性があり、横補剛の数が増えて問題となる。最小板厚の制約は、以下の通りとなる。

$$a4_{ig} = \frac{t_{mn_{ig}}}{t_{ig}} \quad (ig = 1, 2, \dots, mg) \quad (15)$$

$$\frac{a4_{ig}}{\alpha_{ig}} - 1 \leq 0 \quad (ig = 1, 2, \dots, mg) \quad (16)$$

記号

t_{mn} : 最小板厚

(e) 層間変形角制約

筆者が文献 12) に紹介した方法を用いると、平面骨組において、単位荷重法を用いた i 部材の k 節点に対する変位寄与量は次式となる。

$$d_k = \int_{I_i} \frac{NU_{ki}NL_i}{E_iA_i} dx + \int_{I_i} \frac{MU_{ki}ML_i}{E_iI_i} dx + \int_{I_i} \frac{\kappa QU_{ki}QL_i}{G_iAs_i} dx \quad (k = 1, 2, \dots, n \quad i = 1, 2, \dots, m) \quad (17)$$

記号

n : 層の総数 N_U : 単位荷重による軸力

m : 部材の総数 N_L : 設計荷重による軸力

E : ヤング係数 M_U : 単位荷重による曲げモーメント

G : せん断弾性係数 M_L : 設計荷重による曲げモーメント

κ : せん断変形用形状係数 Q_U : 単位荷重によるせん断力

\int_{I_i} : i 部材の長さ方向の積分 Q_L : 設計荷重によるせん断力

ここで、 $f+1$ 層と f 層の間の階を h 階とし、その階の層間変位を考える。剛床仮定においては同一層に属するすべての水平変位は同じなので、 $f+1$ 層と f 層の各々に属するある節点番号をそれぞれ $k(f+1)$ 、 $k(f)$ とすると、層間変位寄与量は次式で表現できる。

$$d_{hi} = d_{k(f+1)i} - d_{k(f)i} \quad (18)$$

よって ig グループ部材の h 階に対する層間変位寄与量は次式となる。

$$d_{h_{ig}} = \sum_{i=1}^{m_{ig}} d_{hi} \quad (19)$$

層間変形角による制約条件式は、(20)式となる。(20)式の関係は、前節で述べた(1)~(4)式の関係と、微少な断面変更前後において、各部材の応力は、大きく変化しないといった仮定条件のもとで成り立つ。

$$\sum_{ig=1}^{mg} \frac{d_{h_{ig}}}{\alpha_{ig}} - D_{inter \ disp \ design \ h} \leq 0 \quad (h = 1, 2, \dots, f) \quad (20)$$

記号

$D_{inter \ disp \ design \ h}$: 層間変形角制約より算出された層間変位制約量

f : 建物の最上階

2. 4 目的関数

本論では、目的関数を総鉄骨重量とする。断面変更後の総鉄骨重量は、次式となる。

$$W_{total} = \sum_{ig=1}^{mg} \alpha_{ig} w_{ig} \quad (21)$$

記号

w_{ig} : ig グループに属する部材の総重量

W_{total} : 総鉄骨重量

2. 5 非線形計画法

(8)(10)(14)(16)(20)の制約条件式を満たし、(21)式の目的関数を最小化させる問題を考える。この最適化問題を、直接数値計画法を用いて解くのは制約条件数が多くて煩雑である。そこで、(8)(10)(14)(16)式の形が、 $a_{1ig} \sim a_{4ig}$ が異なるだけで他が同一であることを利用し、(8)(10)(14)(16)式の制約条件式を次式にまとめることとする。

$$a_{max,ig} = \max[a_{1ig}, a_{2ig}, a_{3ig}, a_{4ig}] \quad (ig = 1, 2, \dots, mg) \quad (22)$$

$$\frac{a_{max,ig}}{\alpha_{ig}} - 1.0 \leq 0 \quad (ig = 1, 2, \dots, mg) \quad (23)$$

よって、(20)(23)式の制約条件式の下で(21)式の目的関数を最小にすることを考える。ここでは、非線形計画法としてその有用性が確かめられている拡張ラグランジュ乗数法 (augmented Lagrangian method) を用いることとする¹⁵⁾。以下にその概要を示す。

Step1 (20)(23)式の不等式制約条件を、スラック変数 z を用いて以下に示す等式制約条件式に書き直す。

$$g_j(\alpha) + z_j^2 = \frac{a_{max,j}}{\alpha_j} - 1.0 + z_j^2 = 0 \quad (j = 1, 2, \dots, mg) \quad (24)$$

$$g_j(\alpha) + z_j^2 = \sum_{ig=1}^{mg} \frac{d_{j,ig}}{\alpha_{ig}} - D_{inter disp design_j} + z_j^2 = 0$$

$$(j = mg + 1, mg + 2, \dots, mg + tf) \quad (25)$$

Step2 目的関数(21)式の右辺を $f(\alpha)$ と置き、(24)(25)式を制約条件としたラグランジュ関数に、ペナルティ項を組み込んだ拡張ラグランジュ関数を作成する。

$$L(\alpha, z, u, r) = f(\alpha) + \sum_{j=1}^{mg+tf} u_j \{g_j(\alpha) + z_j^2\} + \frac{1}{2} \sum_{j=1}^{mg+tf} r_j \{g_j(\alpha) + z_j^2\}^2$$

$$u = (u_1, \dots, u_{mg+tf})^T \quad r = (r_1, \dots, r_{mg+tf})^T \quad (26)$$

ここで、 u はラグランジュ乗数、 r は正のペナルティパラメータである。

Step3 ベクトルの組 (u, r) が与えられた下で、 (α, z) に関する制約なし最小化問題として次式を考える。

$$\text{Minimize } L(\alpha, z, u, r) \quad (27)$$

本論では、この制約なし最小化問題を準ニュートン法の BFGS 公式を用いる。

以上が概要であるが、ベクトルの組 (u, r) の設定方法の手順については文献 16) 17) に述べられている方法を採用する。このアルゴリズムにおいては、スラック変数 z がゼロの時、その制約条件式が制約として効いていることを意味する。この関係と(22)式の a_{max} が $a_1 \sim a_4$

のどの値で決まるかが判別できるので、どの部材グループが、どの制約条件で決まるのかが判別できる。

2. 6 解析のフローチャート

解析のフローチャートを図-1 に示す。初期モデル確認用の荷重増分による弾塑性解析をまず行い、その後前述したアルゴリズムにより、部材断面の変更を行う。ここで、部材断面の変更を行なうたびに、「崩壊機構を指定した、荷重増分による弾塑性解析」を逐次行なう。そして、設定した収束判定が正しいかどうかを確認するため、最終モデル確認用の荷重増分による弾塑性解析を再び行う。

ところで、断面変更係数 α には、Move Limit を設定した。Move Limit は、一般には逐次線形計画法(SLP 法)で良く用いられる手法であるが¹¹⁾¹⁹⁾、本論では、以下の理由により導入することとした。

1. 断面変更の繰り返しのある step においては、微少な断面変更を前提にしている。
2. 制約条件が多く非線形性が強くなったため、Move Limit を設けない場合、目的関数が、収束近傍において増加減少を周期的に繰り返す現象が生じた。

今回は、Move Limit の値を 10% ($0.9 \leq \alpha \leq 1.1$) に設定した。収束判定条件は、以下の条件のいずれかを満たしたとき収束とした。

1. 総鉄骨重量の、前回の step との偏差 ΔW が初期総鉄骨重量の 0.5% 以下となった。
2. すべての α の変動量が 1% 以下 ($0.99 \leq \alpha \leq 1.01$) となった。

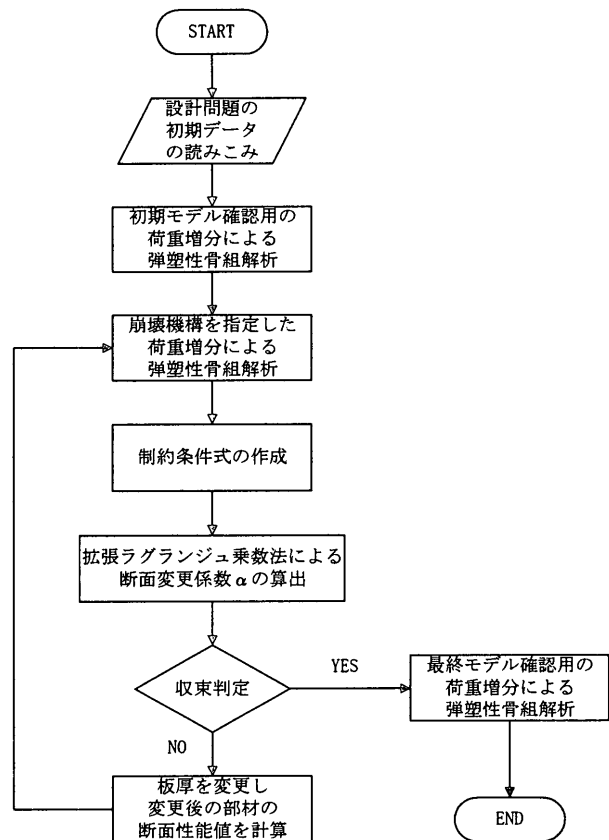


図-1 解析フローチャート

3. 解析例 (その1)

ここでは、2節で説明したアルゴリズムを用いて、解析例を示す。

3.1 設計例題

設計例題を図-2に示す。例題は、2スパン4階建ての純ラーメン構造物となっており、中小地震時の静的荷重を図中に示してある。

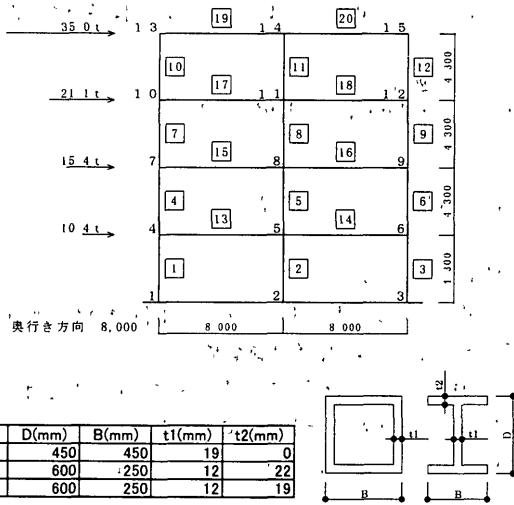


図-2 設計例題

解析条件を以下に示す。

- 1) 長期荷重を算出する荷重は、床面積に換算して $0.9t/m^2$ とする。
- 2) 地震力を算出する荷重は、床面積に換算して $0.8t/m^2$ とする。
- 3) 中小地震時を想定した静的荷重は、現行の A_1 分布を用いて算出し、増分荷重は、この静的荷重に係数を掛けて求める。
- 4) 剛床仮定を用いる。
- 5) 梁は合成梁として扱い、スラブの協力幅による曲げ剛性増大率は、一律に1.6と定める。
- 6) 梁が合成梁となることによる終局曲げ耐力の増加は考慮しない。
- 7) 鋼材は、SM490とし、終局曲げ耐力の計算は、材料強度として短期許容応力度の1.1倍の値を用いる。
- 8) 中小地震荷重時の層間変形角の制約値は、1/200を採用する。
- 9) 梁両端および最下階の柱脚に塑性ヒンジを発生させる全体崩壊型を指定崩壊機構とする。最上階の中柱の柱頭にヒンジを設け、中柱の両側梁にヒンジを設けない機構も考えられる。しかし、この例題では、柱梁耐力比を1.5に設定したため、柱断面の耐力が大きくなり、最上階の中柱の柱頭にヒンジを設けると、その崩壊機構を実現させるため、必要以上に最上階の梁断面が大きくなること

が予備解析結果より得られている。以上の理由により、図-3に示す崩壊機構を考えた。(○印がヒンジ)

- 10) 最小板厚は、幅厚比を考慮して梁のウェブは、12mm その他の板厚は、14mmとする。

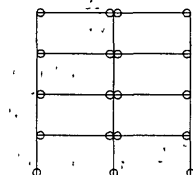


図-3 指定崩壊機構

3.2 解析結果

図-4に断面変更前後のフランジ厚の変化を示す。図-5には、部材断面を決定させた制約条件を示す。計算結果を見ると、1階柱を除くすべての柱が、指定崩壊機構を実現させる条件で決定されており、特

に中柱の部材の板厚が厚くなっている。中小地震荷重時による断面変更前後の変形状態を図-6に示す。この荷重時による層間変形角 $1/200 (=0.005)$ の制約条件が効いているのは、2層部分のみであり、その他の層は別の制約条件により断面が決定されていることが分かる。この理由により、図-5において、3階床の梁が変形制約で決まっている。図-7には、総鉄骨重量の収束状況を示す。総鉄骨重量は、約4%増加した値で収束した。これは、崩壊機構を実現させるためにより多くの鉄骨量が必要となったことを示す。

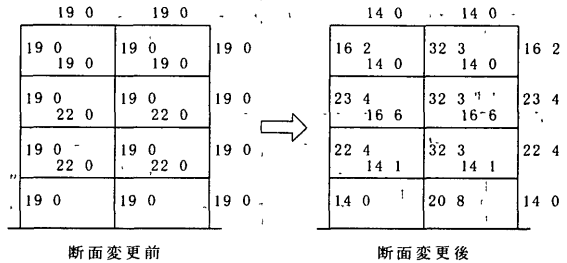


図-4 断面変更前後のフランジ厚の変化

単位 (mm)

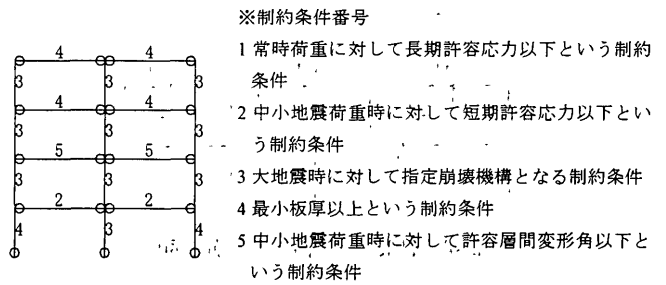


図-5 部材断面を決定する制約条件

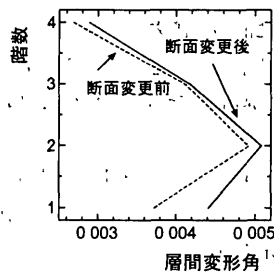


図-6 中小地震時の変形状態

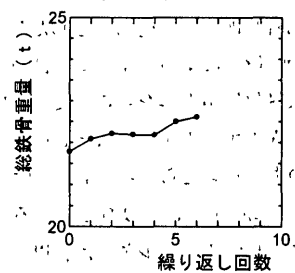


図-7 総鉄骨重量

断面変更後において、指定した崩壊機構に至るまでの崩壊順序を図-8に示す。崩壊順序は、step1~step19より形成される。図より、静的増分荷重の方向を左から右の方向に与えていることと、初期荷重として長期応力を考慮しているため、梁は右側端部が先に降伏し、変形が進むにつれて左側端部が徐々に降伏していく様子が分かる。

これらの崩壊過程を見ると、長期応力を考慮する場合、早期に降伏する部材端と遅れて降伏する部材端との発生時期の差異が、長期応力を考慮しない場合と比較して、より大きくなると思われる。よって、部材塑性率制約を論じる場合は、長期応力の影響を無視することができないと言える。

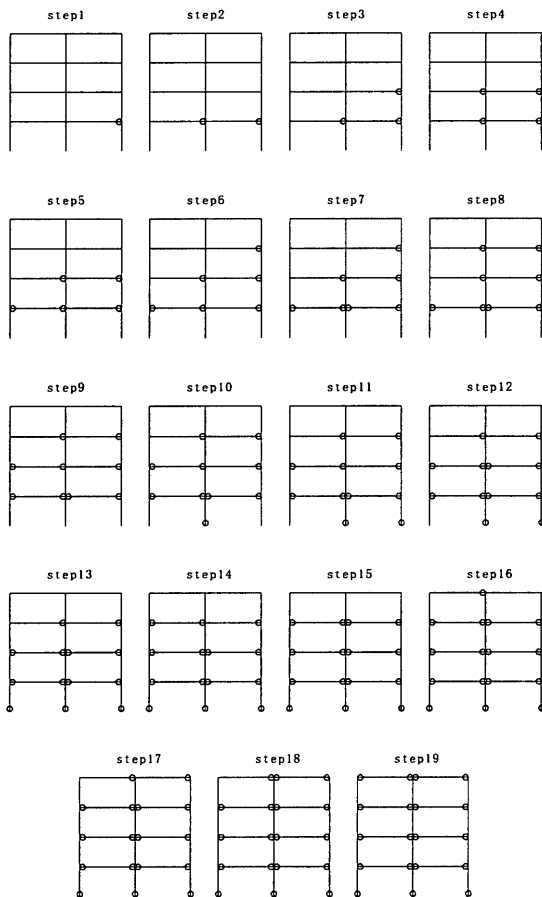


図-8 収束した断面による崩壊順序

4. 建物全体のエネルギー吸収能力を高める制約条件を追加した部材断面変更法

4. 1 制約条件式の追加

部材塑性率を損傷指標とした耐震性能の評価方法には、

- ①動的解析によって生じる、部材塑性率の大きさにより評価する。
 - ②限界部材塑性率を設定して、その限界値に達するのに必要な地震動の入力エネルギーの大きさにより評価する。
- 等の方法が考えられる。本論では、荷重増分法による弾塑性解析を用いて、②の方法により論じている。秋山が提案している、構造物の損傷に寄与するエネルギーは、以下で示される。

$$E_p = \frac{1}{2} M_{sum} V_E^2 \left(\frac{1}{1 + 3h + 1.2\sqrt{h}} \right)^2 \quad (28)$$

記号

E_p : 損傷に寄与するエネルギー

M_{sum} : 構造物の総質量

V_E : 入力エネルギーの等価速度

h : 内部減衰定数

本論では、一方向荷重増分解析を用いて、ある部材端の部材塑性率が与えた制約値に最初に到達するときまでに構造物全体が吸収するエネルギーの総量を計算する。このエネルギーの総量は、各部材端に生じる塑性ヒンジにより吸収されるエネルギーの総和として解釈されるので、(29)式の右辺で Cr の項を無視した式で計算される。ここで、この計算されたエネルギーの総量を Cr 倍($Cr \geq 1.0$)したもので、

地震荷重時における構造物全体のエネルギー吸収能力(以降 I_{EP} 値と呼ぶ)を安全側に評価できるといった仮定を設ける。すなわち、 Cr 値は各部材端部の累積塑性変形倍率に關与するパラメータである。このパラメータは、動的解析結果や実験結果を勘案して構造設計者の判断により与える設計上の値とする。以上より I_{EP} 値は、(29)式の右辺で与えられる。文献 20)21)においても、これと同様な式が提案されている。

$$I_{EP} = Cr \sum_{i=1}^m \left(|Mu_{I_i} \phi_{I_i}| + |Mu_{J_i} \phi_{J_i}| \right) \quad (29)$$

記号

I : 部材 I 端部 J : 部材 J 端部

m : 部材総数

Mu : 終局曲げモーメント

ϕ : 一方向荷重増分解析より得られた各部材端の部材塑性率制約を満足する塑性ヒンジ回転角の応答値

Cr : 部材塑性率の制約を受ける一方向荷重増分解析を用いて計算される構造物のエネルギー吸収量に対する、構造物全体のエネルギー吸収能力の倍率で、部材端部の累積塑性変形倍率に關与するパラメータ

以上よりエネルギー釣り合いによる応答予測に基づいた制約条件式は、下式で表現される。

$$I_{EP} \geq E_p \quad (30)$$

(30)式の制約条件を満足させるために、ここでは、6 番目の制約条件として(34)式の制約条件を与える。これは、中小地震荷重時を想定した静的荷重による曲げモーメントと、部材の終局曲げモーメントの比を制約するもので、弾性応答の発生応力を制約することを意味する。建物に十分な塑性変形能力を期待するのであれば、一部の部材が早期に降伏するような設計は望ましくない。(34)式の制約条件は、降伏させる部材の時期をそろえることで、部材塑性率制約条件下の構造物全体のエネルギー吸収能力 I_{EP} 値を高める狙いがある。また、(34)式の制約条件は(32)式の IQ, JQ により、降伏させる部材のみが対象となる。(33)式の分母の Con の値は、中小地震荷重時を想定した静的荷重による曲げモーメントと、部材の終局曲げモーメントの比を制約する制約値である。この値は、設計者が 10 未満の値を指定する。弾性応答時の許容応力制約を同時に行っているので、 Con が 10 以上のときは弾性応答時の発生応力は部材の終局曲げモーメント未満の値となり、この制約条件は制約としては効かないこととなる。

$$Mu_{I_i} = fun(NE_{I_i}) \quad Mu_{J_i} = fun(NE_{J_i}) \quad (i = 1, 2, \dots, m_{ig}) \quad (31)$$

$$a6_{I_i} = \frac{ME_{I_i}}{Mu_{I_i}} \times IQ_i \quad a6_{J_i} = \frac{ME_{J_i}}{Mu_{J_i}} \times JQ_i \quad (i = 1, 2, \dots, m_{ig}) \quad (32)$$

$$a6_{ig} = \frac{[\max(a6_{I_i}, a6_{J_i})]_{\max_{ig}}}{Con} \quad (i = 1, 2, \dots, m_{ig}) \quad (33)$$

$$\frac{a6_{ig}}{\alpha_{ig}} - 1.0 \leq 0 \quad (ig = 1, 2, \dots, m_{ig}) \quad (34)$$

記号

I : 部材 I 端部

J : 部材 J 端部

NE : 中小地震時荷重による軸力

ME : 中小地震時荷重による曲げモーメント

fun() 軸力を与えて終局曲げモーメントを求める関数

I_Q : 部材 I 端部で、塑性ヒンジを生じさせない部材端は 00 を塑性ヒンジを生じさせる部材端は 10 を値としてもつ変数

I_J : 部材 J 端部で、塑性ヒンジを生じさせない部材端は 00 を塑性ヒンジを生じさせる部材端は 10 を値としてもつ変数

$Con \cdot 10$ 以下の値をもつ制約定数

4. 2 非線形計画法

4. 1 節で解説した制約条件を非線形計画法に取り込む方法は簡単で、2. 5 節で説明した(22)(23)式を以下のように変更すればよい。

$$a_{max_{ig}} = \max[a1_{ig}, a2_{ig}, a3_{ig}, a4_{ig}, a6_{ig}]$$

$$(ig = 1, 2, \dots, mg) \tag{35}$$

$$\frac{a_{max_{ig}}}{\alpha_{ig}} - 10 \leq 0 \quad (ig = 1, 2, \dots, mg) \tag{36}$$

5 解析例 (その 2)

5. 1 解析条件

ここでは、3 節で用いた解析例題を利用して、4 節で説明した、建物全体のエネルギー吸収能力を高める制約条件 (以降エネルギー制約と呼ぶ) を追加したアルゴリズムで、解析を行う。以下に解析条件を示す。

1) 秋山が提案している、構造物の損傷に寄与するエネルギーを計算するにあたり、入力エネルギーの等価速度 V_E は、(37)(38)式より求める³⁾。この解析では、 $T=0.516\text{sec}$ $T_G=0.6\text{s}$ および内部減衰定数を 2% とし、4 節の(28)式の E_p を求めた。その結果、 $E_p=2299.98 \text{ tcm}$ となった。

$$V_E = 250T \quad (T < T_G) \tag{37}$$

$$V_E = 250T_G \quad (T \geq T_G) \tag{38}$$

記号

V_E : 入力エネルギーの等価速度(cm/sec)

T : 構造物の 1 次固有周期(sec)

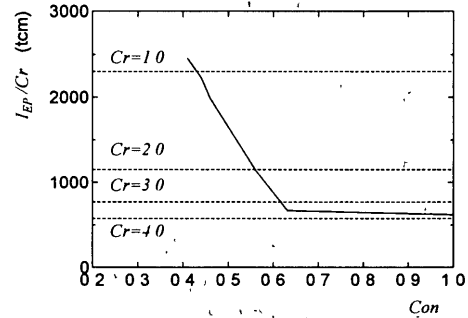
T_G : 地盤の卓越周期(sec)

2) 制約する部材塑性率は、 $\mu=4.0$ とする。

5. 2 解析結果

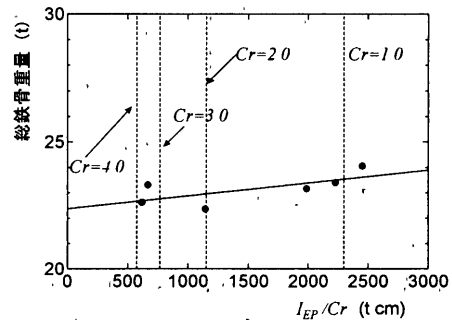
4 節で解説した Con の値を変化させた場合に、(29)式の I_{EP} の値を Cr で除した値(以降、 I_{EP}/Cr と呼ぶ)がどのように変化するかを示したグラフが図-9 である。図には(28)式の E_p の値を Cr で除した値(以降、 E_p/Cr と呼ぶ)である横のラインを示している。 Con の値がある値以下となると、この制約が効き始め、急激に I_{EP}/Cr の値が増加している様子が分かる。この例題では、 $Con=0.41$ で $Cr=1.0$ の場合に、エネルギー制約を満たす結果となった。 I_{EP}/Cr の値と総鉄骨重量の変化の関係を示したのが図-10 である。図は、解析ポイントをプロットし、回帰直線を示している。また、図には E_p/Cr の縦のラインを示している。総鉄骨重量の変化量は、最大値と最小値の差が 1.4 t となっており、この値は、全体の総鉄骨重量の約 6% である。この例題では、 I_{EP}/Cr の値変化の割合と比較して、総鉄骨重量の変化の割合が小さい結果となった。図-11 に、 $Con=1.00$ (エネルギー制約無し) および $Con=0.41$ (エネルギー制約有り) の場合の、ある部材が部材塑性率 4.0 に到達したときの各部材の部材塑性率分布を示す。図中の数字を口で囲んだ位置の部材端が、最初に部材塑性率 4.0 に到達したことを示す。

$Con=1.00$ のときと比較して、 $Con=0.41$ の場合は、各部材端の塑性率の値は、大きな値を示しており、塑性ヒンジの数も増加している。このことより、 $Con=1.00$ と比較して $Con=0.41$ のときの方が、より損傷が分散されていると言える。図-12 に $Con=0.41$ のときの、断面変更前後のフランジ厚の変化を示す。図-13 には、 $Con=0.41$ のときの、部材断面を決定する制約条件を示している。計算結果を見ると、すべての柱が指定崩壊機構を実現させる条件で決定されており、梁は、最上階が最小板厚で、それ以外は、エネルギー制約で決定されている。



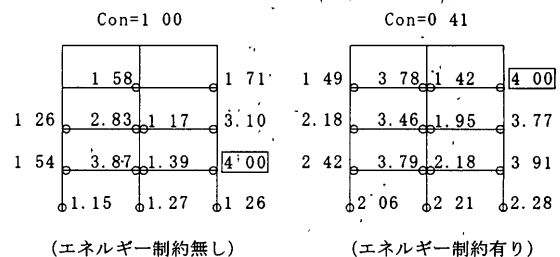
注) 横の点線は E_p/Cr のライン

図-9 Con と I_{EP}/Cr の関係



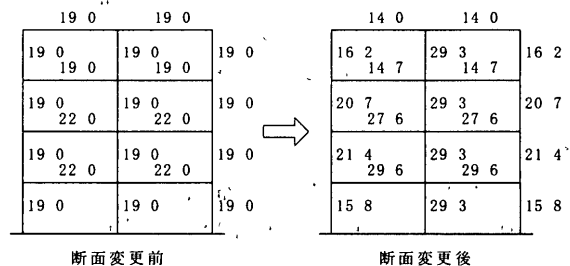
注) 縦の点線は E_p/Cr のライン

図-10 I_{EP}/Cr と総鉄骨重量の関係



(エネルギー制約無し) (エネルギー制約有り)

図-11 部材塑性率制約による損傷分布



断面変更前

断面変更後

(エネルギー制約有り $Con=0.41$)

単位 (mm)

図-12 収束した部材断面のフランジ厚

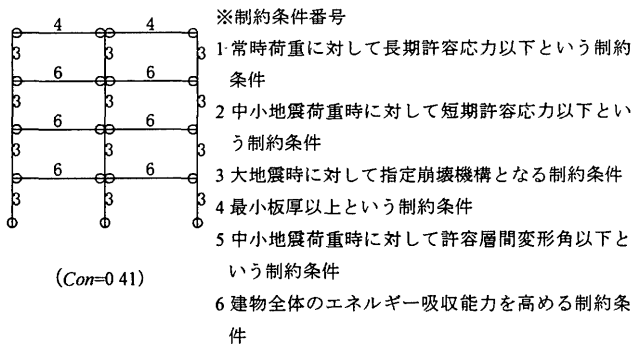


図-13 部材断面を決定する制約条件 (エネルギー制約有り)

6. 解析例 (その3)

6.1 解析条件

解析ケースとして、図-14 に示す 4 つの指定崩壊機構の case を考える。これら case の中で、どの指定崩壊機構において経済的な設計解が得られるかを検証する。解析条件は、5 節の解析例 (その2) に同じとする。

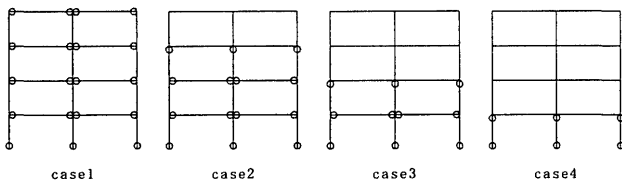
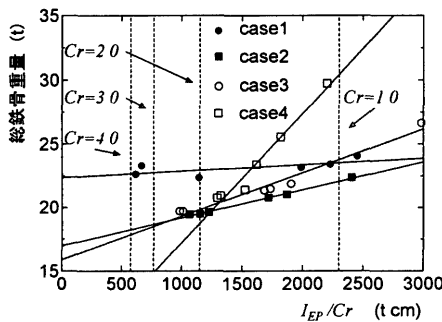


図-14 指定崩壊機構の解析 case

6.2 解析結果

図-15 に I_{EP}/Cr と総鉄骨重量の関係を示す。図-15 は、各 case の解析ポイントをプロットし、それぞれについて回帰直線を示している。また、図には Ep/Cr の縦のラインを示している。グラフより、 Cr が 10 場合は、case1~case3 が case4 よりも経済的で、 Cr が大きくなるにつれ、case2~case4 が case1 よりも経済的となる結果となった。



注) 縦の点線は Ep/Cr のライン

図-15 I_{EP}/Cr と総鉄骨重量の関係

7. 結論

本論では、地震時外力を静的な荷重分布に置き換えて構造物の応答予測を行う解析手法を用いた。この解析手法の適用範囲内で、以下の結論が得られた。

- 1 「中小地震時における、許容応力度と許容層間変形角による制約条件」および「大地震時における、崩壊機構を指定した場合の部材型

性率や構造物全体のエネルギー吸収能力の制約条件」を同時に満たすための、ある一つの部材断面変更法のアルゴリズムを提案した。

- 2 提案したアルゴリズムを用いて全体崩壊機構となる例題を示し、その例題において、「構造物全体のエネルギー吸収能力を高める制約条件」を与えない場合と与えた場合とで比較検討を行い、その結果について考察した。
- 3 提案したアルゴリズムを用いて崩壊機構をいくつか変えて指定した例題を示し、それらの例題の中で、どの例題が経済的な崩壊機構となるかを、部材端部の累積塑性変形倍率に關与するパラメータを用いて論じた。

参考文献

- 1) 兵庫県南部地震における鋼構造の被害と教訓, 日本建築学会, 1997 7
- 2) 鋼構造限界状態設計指針・同解説, 日本建築学会, 1998
- 3) 建築物の耐震極限設計, 東京大学出版会, 1980
- 4) 澤田樹一郎, 中村雄治, 松尾 彰 反復線形計画法を用いた平面ラーメンの最適弾性・塑性設計法, 日本建築学会構造系論文集, 第 485 号, pp 117-125, 1996 7
- 5) 澤田樹一郎, 中村雄治, 松尾 彰 崩壊機構を指定した鋼構造骨組の最小重量信頼性設計, 日本建築学会構造系論文集, 第 510 号, pp 83-89, 1998 8
- 6) T Nakamura, I Takewaki, "Ductility Design via Optimum Design of Nonlinear Elastic Frames", Journal of Structural Engineering, Vol 115, No 3, 1989, pp608-625
- 7) 上谷宏二, 竹脇 出 縮約モデル骨組逆置換法のためのトータル量表現型設計感度解析, 日本建築学会構造系論文集, 第 511 号, pp 101-106, 1998 9
- 8) 竹脇 出, 杉山哲彦, 辻 聖晃, 上谷宏二 縮約モデル骨組逆置換法に基づく骨組設計法, 日本建築学会構造系論文集, 第 512 号, pp 119-125, 1998 10
- 9) 上谷宏二, 竹脇 出, 杉村義文 多構面骨組構造物における弾塑性復元力特性のトータル量表現型設計感度解析, 日本建築学会構造系論文集, 第 524 号, pp 81-86, 1999 10
- 10) 上谷宏二, 竹脇 出, 岡田将敏, 辻 聖晃 建築骨組構造物のトータル量表現を用いた塑性ヒンジ形成位置の効率解析, 日本建築学会構造系論文集, 第 528 号, pp 107-112, 2000 2
- 11) 内村 均, 佐藤 和英, 和田 章, 黒正清治 水平変形に注目した鉄骨骨組の部材断面変更法, 日本建築学会構造系論文集, 第 485 号, pp 73-80, 1996 7
- 12) 内村 均, 和田 章 水平変形に注目した立体鉄骨骨組の部材断面変更法, 日本建築学会構造系論文集, 第 515 号, pp 91-98, 1999 1
- 13) 鋼構造塑性設計指針, 日本建築学会, pp41-68, 1975
- 14) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説, 日本建築学会, 1997
- 15) J S Arora, A I Chahande, J K Paeng, "Multiplier Methods for Engineering Optimization", International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol 32, 1991, pp1485-1525
- 16) 今野浩, 山下浩 非線形計画法, 日科技連, 1978
- 17) 大野豊, 磯田和男・数値計算ハンドブック, オーム社
- 18) 骨組構造の最適設計 SUMT による構造の最適設計, 日本鋼構造協会, pp9-10, 1972
- 19) 山川宏 最適化デザイン, 培風館, pp199-201, 1993
- 20) 孫 宏, 大井謙一. 目標崩壊機構を有する骨組構造物の塑性設計法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1997 9
- 21) 澤田樹一郎他 3 名. 激震時材端損傷量の分散化を考慮した鋼構造骨組の最小重量設計(その 1 設計手法), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1999 9

(2000年3月10日原稿受理, 2000年6月21日採用決定)