

第2章 繰り返し変形を考慮したエネルギー法による鉄骨造建築物の耐震安全性検証方法

2.1 繰り返し変形を考慮したエネルギー法計算の特徴と適用範囲

これまでのエネルギー法告示（平成17年度国土交通省告示第631号「エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法（エネルギー法）」）の計算では、部材の局部座屈で決まる評価式から層の保有累積塑性変形倍率を計算し、層の必要累積塑性変形倍率と比較して耐震安全性を検証している²⁻¹⁾。一方、本報告で提案するエネルギー法では、梁端部の疲労性能評価式に基づいて、各層において最初に梁端が破断するまでに当該層が吸収できるエネルギーを層の保有エネルギーとし、層の必要エネルギーと比較することで耐震安全性の検証を行うものである。層の保有エネルギーの計算は、層の等価繰り返し回数 sN_e を用いて、長周期地震動に対する安全性検証法²⁻²⁾で示された方法に基づいて計算するが、ここでは、層の等価繰り返し回数 sN_e は、層の塑性歪みエネルギーに比例し、塑性歪みエネルギーは概ね V_E の2乗に比例すると考えられることから、層の等価繰り返し回数 sN_e が、地震動の速度応答スペクトルに対するエネルギースペクトルの比 (V_E/S_v) から予測できると考え、標準波の V_E/S_v に対する長継続時間地震動の V_E/S_v 、及び断層近傍の地震動の V_E/S_v との比率を調べ、これらの結果に基づいて、長継続時間地震動と断層近傍の地震動の等価繰り返し回数 sN_e を提案し、地震動特性に対応した各層の保有エネルギーの計算方法を提案している。また、各層の必要エネルギーの計算においても、上記の結果を用いて、地震動特性に対応したエネルギーの増加倍率を考慮した必要エネルギーの計算方法を提案している。なお、提案するこれらの計算方法の妥当性については、地震応答解析との比較により検証しており、詳細は文献2-3)を参照されたい。

一方で、一般的な梁降伏形の設計が行われている建物では1階の柱の脚部にヒンジが形成されることから、第1層の保有エネルギーの計算では、この部位の限界性能も考慮した保有エネルギーの計算方法が必要となる。これまでの地震被害でも、1階の柱の脚部の破壊が引き金となって、建物が倒壊する事例も見られ、この部位の限界性能を評価し、それを考慮することは重要と考えられる。固定柱脚の場合、一般的に鉄骨柱部材にヒンジが形成されるため、柱部材の疲労性能評価式が必要となる。本報告では、角形鋼管柱の多数回繰り返し载荷実験に基づく簡易な設計用疲労性能評価式が新たに提案されており、それを用いた第1層の保有エネルギーの計算方法が示されている。

本報告で提案するエネルギー法計算の適用範囲については、高さ60m以下の鉄骨ラーメン構造で、梁降伏で全体崩壊形となる建物を対象としている。梁端部の疲労性能評価式を用いていることから、梁部材としては、塑性変形性能が大きいFAやFB程度の部材ランクの梁部材を使う建物を想定している。また、履歴型ダンパー付きのラーメン骨組の建物についても同様に評価可能である。柱降伏形の骨組については、層の等価繰り返し回数と柱部材の等価繰り返し回数が明らかではないため、適用外としている。柱降伏形の骨組についても、今後解析等を行って適用可能にすることが望まれる。

本章の2.2節～2.5節では、上述の梁端部の疲労性能評価式に基づいて層の保有エネルギーを計算して、耐震安全性を検証する方法の考え方と具体的な計算方法を示す。2.6節では、角形鋼管柱の繰り返し载荷実験に基づく設計用疲労性能評価式の提案と、それを用いた第1層の保有エネルギーの計算方法を示す。2.7節では、ダンパー付き建物の静的増分解析結果のトリニアモデルへの

置換方法を示す。また、2.8節では、現状のエネルギー法告示と提案する計算方法の整合する点等について述べ、それらを踏まえた本提案の計算方法の活用方法と実務設計に適用する場合の考え方を示している。

2.2 梁端部の疲労性能評価式に基づく層の保有エネルギーの計算

図 2.1 に本報告で提案するエネルギー法における層の復元力特性の概念図を示す。各層の保有エネルギーは、(a)の部分の面積 W_{pfi} と層の等価繰り返し回数 sN_e との積によって計算される。 W_{pfi} は、梁端破断により当該層の耐力劣化が始まるまでの塑性歪エネルギーに相当する部分であり、これを各層毎に計算する必要がある。各層の耐力劣化開始点 δ_{si} は当該層のいずれかの梁端部の塑性率が、次式の疲労性能評価式²⁻²⁾から計算される梁端破断限界塑性率 μ_{bi} に到達したときの層間変形で、以下、限界層間変形と称する。なお、次式は合成梁にも適用可能である²⁻²⁾。

$$\mu_{bi} = k_2 \cdot C \cdot ({}_bN_e)^{-\beta} \quad (2.1)$$

ここで、 k_2 ：降伏強度による補正係数 ($k_2 = 325/\sigma_y$ 、 σ_y ：梁材の降伏強度)、 C ：梁端部の仕様で決まる係数 (スカラップ： $C = 4.0$ 、ノンスカラップ： $C = 5.6$ 、水平ハンチ： $C = 8.0$)、 β ：評価式の勾配 (一律 1/3) である。また、 ${}_bN_e$ は、梁部材の等価繰り返し回数²⁻²⁾であり、地震継続時間中に梁部材が吸収したエネルギー量を最大塑性率時の一定変位繰り返しによるものと仮定し、エネルギー吸収量が等価となるように繰り返し数を算定したものである。一方、層の等価繰り返し回数 sN_e と梁部材の等価繰り返し回数 ${}_bN_e$ には、既往の研究²⁻³⁾の時刻歴応答解析から(2.2)式の関係があることが示されている²⁻²⁾。なお、層の等価繰り返し回数 sN_e も、梁部材と同様の定義であり、層のエネルギー吸収量を層の最大塑性率時の一定変位繰り返しによるものと仮定して算定している。

$${}_bN_e = n \cdot sN_e \quad (2.2)$$

ここで、 n は架構のスパン長により異なる値となり、15m 程度の長スパンは 1.0、6m 程度の標準スパンは 1.8、3m 程度の短スパンは 2.5 となる²⁻⁴⁾。エネルギー法告示では、標準波である El Centro NS、Hachinohe EW による応答解析結果に基づいて告示極希地震に対する層の等価繰り返し回数が検討され、断層近傍の地震動である JMA Kobe NS の地震波による応答解析結果に基づいて断層近傍の地震動 (直下地震) の層の等価繰り返し回数が検討されている²⁻¹⁾。これらの検討から層の等価繰り返し回数 sN_e は標準波に対して 1 回、断層近傍の地震動に対して 0.75 回となり、これらの値と、(2.1)、(2.2)式によって梁端破断限界塑性率 μ_{bi} が計算される。

従って、本報告で提案するエネルギー法において、梁端破断限界塑性率 μ_{bi} は、梁部材の降伏強度、梁端部の仕様、架構のスパン長、地震動特性に応じて求めることができ、 μ_{bi} に基づいて梁端部破断までの限界層間変形 δ_{si} が決定される。この限界層間変形までの層の保有エネルギー吸収量は、層の等価繰り返し回数が sN_e の場合は、 $4sN_e W_{pfi}$ で計算される。

一般に、鉄骨造ラーメン骨組では層のいずれかの梁端部が破断に至った後も、応力の再配分によって架構の安定性が継続し、耐力劣化を伴いながらも倒壊に至るまでにはある程度の余力があると考えられるが、本提案のエネルギー法では、耐力劣化開始以降の保有エネルギーは考慮しないものとする。

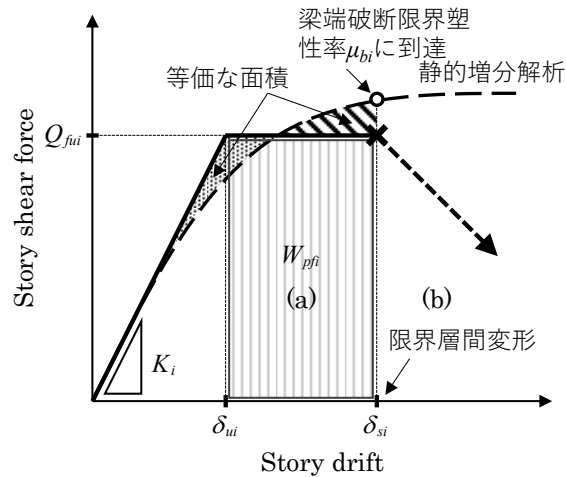


図 2.1 提案するエネルギー法の層の復元力特性

2.3 長継続時間地震動の等価繰り返し回数

長継続時間地震動による応答では、告示波に対して層の等価繰り返し回数が増加すると考えられ、そのための増加倍率を考慮する必要がある。そこで、本報告で提案するエネルギー法では、層の等価繰り返し回数 sN_e と関係すると考えられる速度応答スペクトル ($h = 0.05$) に対するエネルギースペクトル ($h = 0.10$) の比 V_E/S_v をもとに²⁻⁵⁾、長継続時間地震動における繰り返し回数の増加倍率の考え方を新たに導入する。

図 2.2 に、標準波の El Centro NS、Hachinohe EW、断層近傍の地震動として JMA Kobe NS、及び長継続時間地震動として 2011 年東北地方太平洋沖地震の JMA Sendai NS の 4 つの地震波の V_E/S_v を示す。本提案のエネルギー法では、(長継続時間地震動の V_E/S_v) / (標準波の V_E/S_v) の 2 乗の値を、標準波に対する長継続時間地震動による等価繰り返し回数の増加倍率 r と定義する。増加倍率 r は周期によって変動するが、ここでは、一般的な低層から高層 (2~12 層) までの鉄骨造建築物の固有周期が 0.5~1.5 秒²⁻⁶⁾程度であることから、この周期領域での平均値とする。図 2.2 より、標準波としての El Centro NS と Hachinohe EW の V_E/S_v の平均値は 1.75、JMA Sendai NS の V_E/S_v は 2.64、JMA Kobe NS の V_E/S_v は 1.54 であり、これらの値から、JMA Sendai NS に対して増加倍率 r を計算すると $(2.64/1.75)^2=2.28$ となり、 $r=2.3$ とする。また、JMA Kobe NS に対して増加倍率 r を計算すると、 $(1.54/1.75)^2=0.77$ となり、現行のエネルギー法において設定されている断層近傍の地震動 (直下地震) の層の等価繰り返し回数 sN_e の 0.75 と概ね対応していることがわかる。

以上より、本報告における検討では、長継続時間地震動による層の等価繰り返し回数 sN_e は標準波の $sN_e=1$ の 2.3 倍で、2.3 回とする。なお、ここでは、長継続時間地震動の一例として JMA Sendai NS の地震波を対象に計算したものである。一般的な値については、建設地域や地震動の特性などの条件も影響すると考えられ、様々な検討が必要と考えられる。

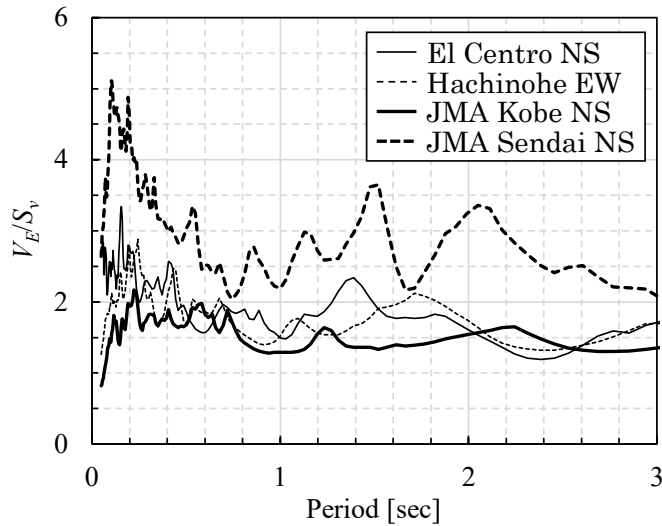


図 2.2 速度応答スペクトル S_v に対するエネルギースペクトル V_E の比

2.4 各層の必要エネルギー吸収量の計算

必要エネルギー吸収量 E_s の計算においても、地震動特性の違いによる影響を考慮する必要がある。本報告で提案するエネルギー法では、エネルギーの増加倍率 q を新たに導入することで、地震動特性を考慮した必要エネルギー吸収量を次式によって算出することとする。

$$E_s = \frac{1}{2} q M V_s^2 - W_e \quad (2.3)$$

ここで、 M : 建築物の地上部分の全質量、 V_s : 安全限界時に地震により建築物に作用するエネルギーの速度換算値（本論文では、告示の 2 種地盤の上限値である 165cm/s を基準とする）、 q : 地震動特性によるエネルギー増加倍率（ここでは、長継続時間地震動に対しては等価繰り返し回数の増加倍率 r と同じ 2.3 とし、断層近傍の地震動に対しては 0.75 とする）、 W_e : 主架構が弾性範囲で吸収できるエネルギー量（ここでは、ただし書きによる評価可能領域²⁻¹⁾を考慮して、いずれかの層の層間変位が図 2.1 における δ_{ui} に到達するまでのエネルギー吸収量とする）であり、 $\delta_i > \delta_{dui}$ の場合、次式で表される。

$$W_e = \sum_i \left\{ \frac{1}{2} Q_{fi} \delta_i + \frac{1}{2} Q_{dui} \delta_{dui} + 2n_i Q_{dui} (\delta_i - \delta_{dui}) \cdot {}_s N_e \right\} \quad (2.4)$$

ここで、 Q_{fi} 、 δ_i : i 層の損傷限界時の主架構の層せん断力及び層間変位（いずれかの層の層間変位が δ_{ui} に到達した時点での当該層の層せん断力及び層間変位）、 Q_{dui} : i 層のダンパー系の保有水平耐力、 δ_{dui} : i 層のダンパー系の降伏変位、 n_i : i 層のダンパー系の塑性変形の累積の程度を表す数値（告示に示されている値として $n_i=5$ を用いる）である。なお、地震動特性による等価繰り返し回数の違いを考慮できるように、(2.4)式の第 3 項に ${}_s N_e$ を乗じている点がこれまでのエネルギー法と異なっている。

さらに、 i 層に分配された必要エネルギー吸収量 E_{si} に対して、主架構及びダンパー系の必要エネルギー吸収量 E_{sfi} 及び E_{sdi} は次式によって算定する。

$$E_{si} = \frac{s_i (p_i \cdot p_{ii})^{-n}}{\sum_j s_j (p_j \cdot p_{ij})^{-n}} E_s \quad (2.5)$$

$$E_{sfi} = \frac{Q_{fui}}{Q_{fui} + Q_{dui}} E_{si} \quad (2.6)$$

$$E_{sdi} = \frac{Q_{dui}}{Q_{fui} + Q_{dui}} E_{si} + 2n_{si} Q_{dui} (\delta_i - \delta_{ui}) \cdot {}_s N_e \quad (2.7)$$

ここで、 s_i : i 層の必要エネルギー吸収量の比を表す基準値、 p_i : i 層の保有水平層せん断力係数の A_i 分布とのずれの程度を表す数値、 p_{ii} : i 層の偏心による保有水平層せん断力係数の低減係数、 Q_{fui} : i 層の主架構の保有水平耐力、 n_{si} : i 層のダンパー系の塑性変形の累積の程度を表す数値である。

なお、(2.7)式については、(2.4)式の第 3 項と同様、地震動特性による等価繰り返し回数_sの違いを考慮できるように ${}_s N_e$ を乗じることとした。なお、本報告では、現行のエネルギー法告示で考慮しているダンパーの繰り返し回数のばらつきに基づく、安全率 $n_{si}=20$ を考慮してダンパーのエネルギーを計算しておらず、単に、エネルギーの釣り合いが成立している条件下での計算として $n_{si}=5$ で計算している。これは、ここで提案する方法が、告示極稀地震よりも大きな地震動に対して検討することを主目的としているためであり、ダンパーの損傷については、現状の告示極稀地震に対するエネルギー法告示による計算でも検討しておくことで、安全が確保できると考えられる。

2.5 必要・保有エネルギー吸収量の比較による耐震安全性の確認

本報告で提案するエネルギー法では、 i 層の主架構の必要エネルギー吸収量と i 層の主架構の梁端破断到達までの保有エネルギー吸収量を大小比較することで、建築物の耐震安全性を以下のように判定する。

- (1) $E_{sfi} \leq 4 {}_s N_e W_{pfi}$: 梁端破断は生じない
- (2) $E_{sfi} > 4 {}_s N_e W_{pfi}$: 梁端破断が生じて、限界層間変形に到達する

ここで、 W_{pfi} は Fig.1 に示す片側半サイクル分の主架構の保有エネルギー吸収量で、次式で表される。

$$W_{pfi} = Q_{fui} (\delta_{si} - \delta_{ui}) \quad (2.8)$$

また、梁端破断を生じさせない状態で、必要エネルギー吸収量から計算される最大層間変形 δ_{mi} は次式で表される。

$$\delta_{mi} = \delta_{ui} + \frac{E_{sfi}}{4 {}_s N_e Q_{fui}} \quad (2.9)$$

なお、(2.9)式の計算では、地震動特性に応じた等価繰り返し回数_s ${}_s N_e$ で除すことによって、地震動特性に対応した最大層間変形が算出される。

2.6 柱脚の限界変形を考慮した保有エネルギーの計算

2.6.1 柱脚の限界変形を考慮した第 1 層の保有エネルギーの計算

梁降伏する全体崩壊形で設計された建物において、第 1 層では、1 層の柱脚部に塑性変形が生じる可能性が高く、図 2.3 に示すように、1 層の柱脚部が 2 階梁端部に先行して疲労限界に達す

るような場合、これを適切に考慮しないと極大地震時に建物の耐震安全性を確保できなくなる可能性がある。そこで、ここでは、第1層の保有エネルギーの計算については、梁端部に加えて柱脚部の疲労限界を考慮して算定する方法を示す。建物が固定柱脚で設計されている場合や露出柱脚が角形鋼管柱よりも高い強度で設計されている場合には、角形鋼管柱にヒンジが形成されるため、以下では、文献 2-7)、2-8)で示された角形鋼管柱の振動台実験の結果に基づいて提案した柱の設計用疲労性能評価式を用いて第1層柱脚の限界塑性率 μ_{c1} を計算する方法を示す。

なお、柱脚部が露出柱脚で、角形鋼管柱よりも先に露出柱脚が塑性化する場合については、文献 2-9)の露出柱脚の多数回繰り返し载荷実験実験から、アンカーボルト降伏型の露出柱脚では、一定振幅の繰り返し载荷実験で、安定した履歴性状で大きな繰り返し性能を有していることが確認されている。そこで、本報告における評価では、アンカーボルト降伏型の露出柱脚が使われ、そこで塑性ヒンジを形成するような場合には、露出柱脚の繰り返しの疲労的な性能は十分にあると考えられ、第1層の保有エネルギーの計算において、この露出柱脚の疲労性能を検討する必要はないものとした。

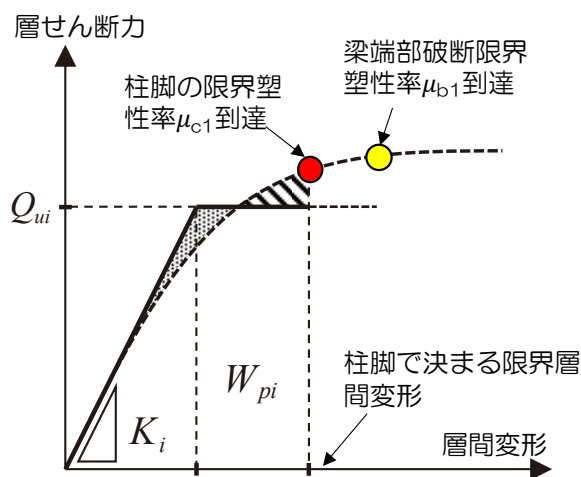


図 2.3 柱脚の限界変形を考慮した第1層の復元力特性

2.6.2 角形鋼管柱の設計用疲労性能評価式

ここでは、文献 2-7)、2-8)で示された角形鋼管柱の振動台実験の結果に基づいて、以下に示す角形鋼管柱幅厚比に応じた設計用疲労性能評価式を新たに提案する。この提案式を文献 2-8)で示された静的载荷実験結果のプロットとともに図 2.4 に示す。本報告では、この設計用疲労性能評価式を用いて第1層角形鋼管柱の柱脚部の限界塑性率 μ_{c1} を計算する。

$$\mu_c = \frac{325}{\sigma_y} \cdot C \cdot (N_{90\%})^{-\beta} \tag{2.10}$$

ここで、 $N_{90\%}$ は最大耐力の90%耐力に低下した時点までの繰り返し回数。 σ_y は角形鋼管柱の降伏強さ。この式で、局部座屈により性能が決まる場合も評価式の係数 C と β は、表 2.1 に示す一般化幅厚比に応じた値とした評価式と $\mu_c=1$ の大きい方となる。また、亀裂進展により性能が決まる場合の評価式の係数は $C=13$ 、 $\beta=1/3$ であり、図 2.4 の黒点線で示される。なお、一般化幅厚比が

0.6 以下の場合は、亀裂進展により性能が決まる可能性が高くなるため、亀裂進展の疲労性能評価式により計算する。

表 2.1 局部座屈に関する疲労性能評価式の係数 C と β の値

一般化幅厚比	係数 C	係数 β
$(D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 0.6$	13.00	0.333
$0.6 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 0.8$	6.16	0.240
$0.8 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.0$	3.51	0.170
$1.0 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.2$	2.35	0.120
$1.2 < (D/t) \times \sqrt{\sigma_y/E} \leq 1.4$	2.00	0.100

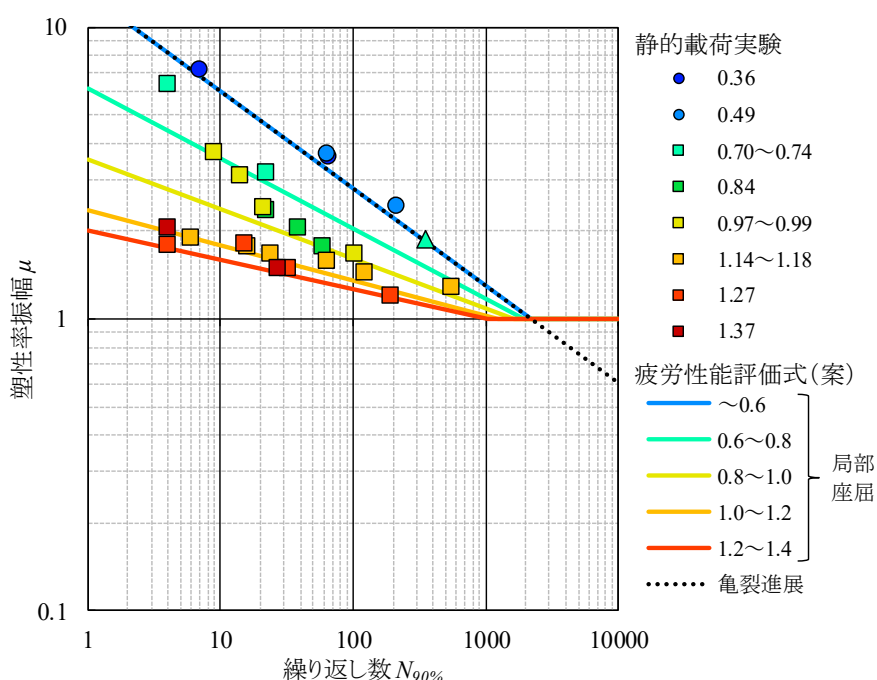


図 2.4 角形鋼管柱の設計用疲労性能評価式

2.6.3 柱脚の等価繰り返し回数比の設定

エネルギー法では、層のせん断力-変形関係を用いた計算が前提となっているため、(2.10)式における柱部材の繰り返し回数を層の等価な繰り返し回数で表現する必要がある。文献 2-10)、2-11)では、それらに関する検討が行われ、図 2.5 の図中に示すような多種の試設計骨組モデルの地震応答解析が行われている。これらの試設計骨組モデルの AR モデルは均等 4 スパン、BR モデルはロングスパンを含む 3 スパン、CR モデルは 1 スパンの骨組であり、数字は建物層数を表す。BRI-3A モデルは 3 層 4 スパン、BRI-9A は 9 層 5 スパンの骨組モデルであり、合計 13 の試設計骨組モデルを用いた検討を行っている。これらの地震応答解析における入力地震動は、最大速度を 50kine に基準化した El Centro NS 波、Hachinohe EW 波、JMA Kobe NS 波、及び、JMA Kobe NS 及び JMA Sendai NS の観測記録の位相特性を有し、建築基準法の 2 種地盤上の極希地震のスペクトルに適合

するように作成された模擬地震動である kobesoil2 と sendaisoil2 の5つを用いている。

この検討で得られた骨組モデルごとの層の等価な繰返し回数 sN_e と柱脚部の等価な繰返し回数 cN_e の関係の結果を図 2.5 に示す。図中の点線は、最小二乗法によって求めた原点を通る回帰直線であり、この直線の傾きが柱脚の等価な繰返し回数比 n_c である。同じモデルであれば、 sN_e と cN_e の間にはおよそその比例関係があり、層数や地震動の影響は比較的小さいものと考えられる。

図 2.6 は、柱梁耐力比と柱脚の等価繰返し回数比 n_c に着目して、関係を整理したものである。骨組モデルや層数、地震波によらず、柱梁耐力比が大きいほど n_c は小さくなり、両者に一定の相関関係が見られる。また、全体として、外柱より内柱の方が n_c が小さい傾向がある。これらの結果から、文献 2-10)、2-11) では、柱脚の等価繰返し回数比 n_c として、表 2.2 に示す柱梁耐力比と外柱、内柱で区分した値が提案された。

2.2、2.3 節で示したとおり、エネルギー法における層の等価な繰返し回数 sN_e は、標準的な地震動については 1 回、断層近傍の地震動は 0.75 回と設定され、長継続時間地震動については、本報告では 2.3 回としている。第 1 層については、これらの sN_e に、表 2.2 の n_c を乗じて、柱脚部の等価な繰返し回数 cN_e を算定し、これを(2.10)、(2.11)式に代入することで、第 1 層柱脚の限界塑性率 μ_{c1} が計算される。

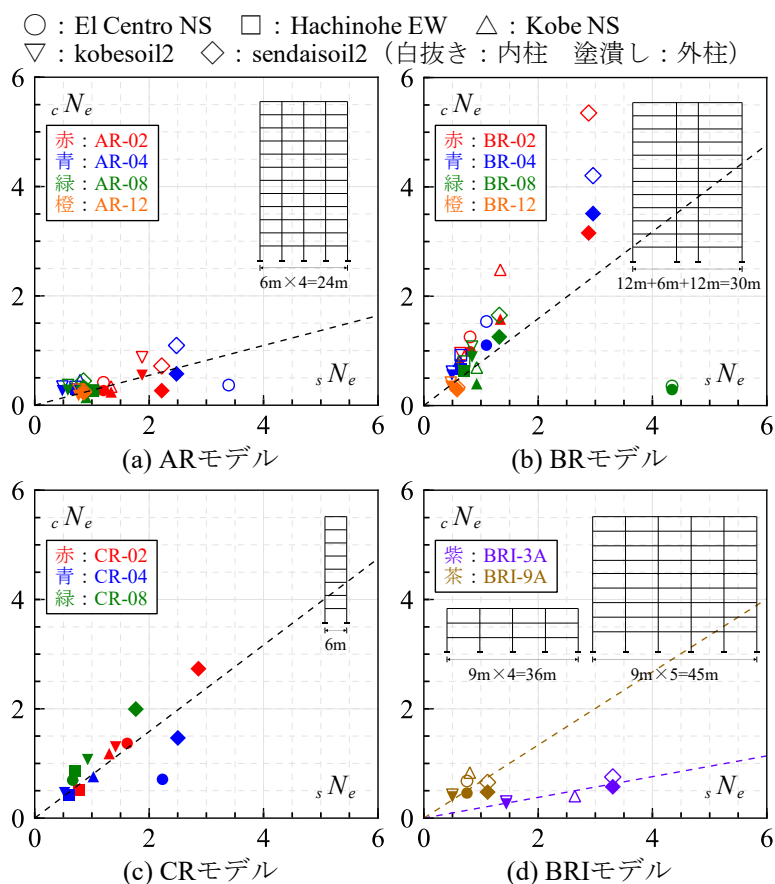


図 2.5 層の等価繰返し回数と柱脚の等価繰返し回数の関係

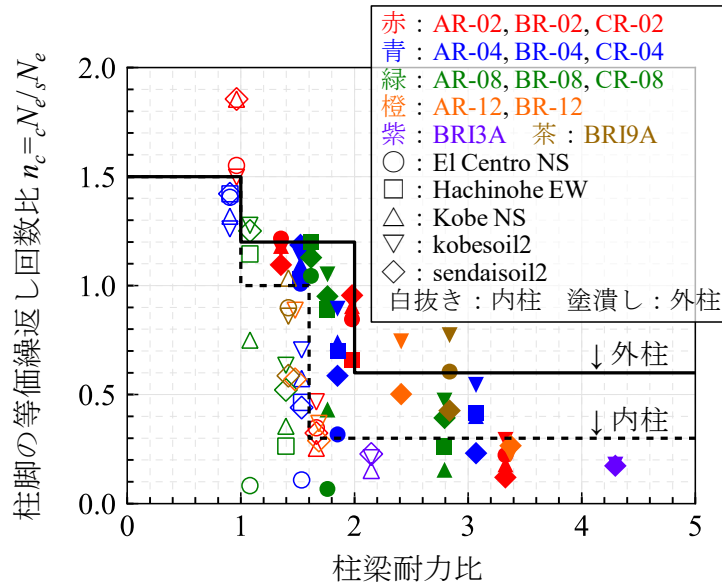


図 2.6 柱梁耐力比と柱脚の等価繰返し回数比の関係

表 2.2 設計用等価繰返し回数比

外柱	柱梁耐力比		
	1.0 未満	1.0 以上 2.0 未満	2.0 以上
	1.5	1.2	0.6
内柱	柱梁耐力比		
	1.0 未満	1.0 以上 1.6 未満	1.6 以上
	1.5	1.0	0.3

2.7 ダンパー付建物の静的増分解析からのトリリニアモデルへの置換

建物の静的増分解析の各層の復元力特性からバイリニアモデルに置換する方法について、以下に示しておく。例として、文献 2-3)に示された 4 階建て 9 階建ての純ラーメンモデルとダンパーモデルについて、静的増分解析結果を図 2.7 に示す。外力は A_i 分布に基づく荷重分布系を与えており、長期荷重による $P-\delta$ 効果の影響は無視している。ここでは、静的増分解析で得られた層せん断力-層間変形関係をもとに、図 2.1 に示すように、各層毎に、各層の限界層間変形までのエネルギー吸収量が等しくなるような完全弾塑性型のバイリニアモデルに変換する。また、ダンパーを有する建物の層せん断力-層間変形関係をトリリニアモデルに変換する場合は、以下の手順で行う。

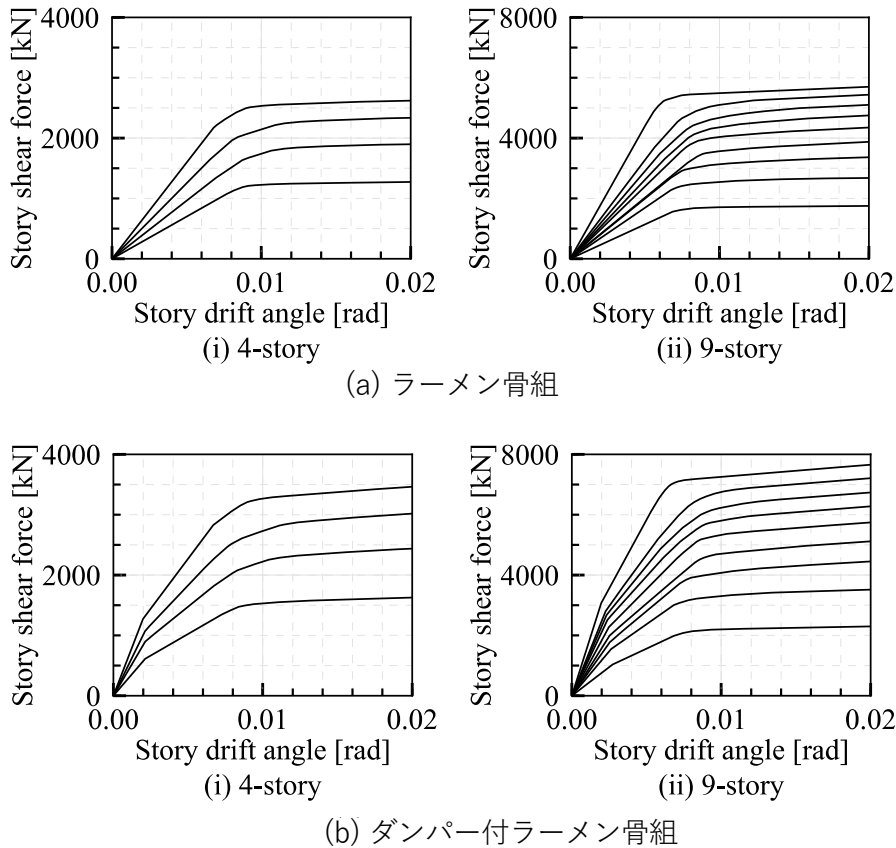


図 2.7 4 階建て 9 階建て建物の静的増分解析の例

- 1) ダンパー付架構の静的増分解析を行い、各層の層せん断力-層間変形曲線 (Q- δ 曲線) を得る。
- 2) 静的増分解析で各層に生じるダンパー部分の軸力をせん断力に変換し、各層におけるダンパー系の Q- δ 曲線を得る。
- 3) 各層について、層全体の Q- δ 曲線からダンパー系の Q- δ 曲線を引いて、主架構のみの Q- δ 曲線を得る。
- 4) 主架構のみの Q- δ 曲線、ダンパー系の Q- δ 曲線から、耐力劣化開始点までのエネルギー吸収量が等しくなるような完全弾塑性型のバイリニアモデルに変換する。
- 5) 作成した主架構及びダンパー系のバイリニアモデルを足し合わせることで、ダンパー付架構のトリリニアモデルを得る。

2.8 エネルギー法告示と整合する点等を踏まえた本提案の計算方法の活用方法と実務設計に適用する場合の考え方

本報告で提案する繰り返し変形を考慮したエネルギー法計算は、現状のエネルギー法告示²⁻¹⁾ (平成 17 年度国土交通省告示第 631 号「エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法 (エネルギー法)」) の計算方法を拡張することにより、極大地震動に対する耐震安全性を評価する方法として提示したものである。そこで、ここでは、提案する繰り返し変形を考慮したエネルギー法の計算の特徴を、より理解しやすくするために、現状のエネルギー法告示と整合する点等を整理して示す。また、それらを踏まえて、本提案のエネルギー法の計算方法を設計者がどのように活用すべ

きか示すとともに、実務での設計に適用する場合の考え方を示す。

(1) エネルギー法告示の計算方法と整合する点等

1) 梁端部の疲労性能評価式に基づく各層主架構の保有エネルギーの計算方法の提案

現状のエネルギー法告示では、告示の第6第一号イで、「主架構の保有エネルギー吸収量」が規定され、告示解説書²⁻¹⁾では、建築物が地震時に繰り返し変形を生じることを考慮し、主架構を構成する部材または部分のうちいずれかが限界であるエネルギー吸収量に達した場合における当該階の主架構全てのエネルギー吸収量の総和を、「主架構の保有エネルギー吸収量」としている。これに基づいて、部材の局部座屈で決まる評価式から層の保有累積塑性変形倍率を計算する方法が示され、層の必要累積塑性変形倍率と比較することによって耐震安全性を検証している。

これに対して、最近の長周期地震動等に対する研究で、幅厚比が小さく塑性変形性能が高い部材では、局部座屈よりも破断によって部材の性能が決まることが明らかにされ、本提案の計算方法では、2.2節で示す通り、梁端部の疲労性能評価式に基づいて、各層で最初に梁端が破断するまでに当該層が吸収できるエネルギーを層の保有エネルギーとして計算し、破断によって終局状態が決定される梁部材について、より合理的な保有エネルギーの計算方法が提示され、これを層の必要エネルギーと比較することで耐震安全性の検証を行っている。

したがって、本提案の「主架構の保有エネルギー吸収量」の計算方法は、告示の第6第一号イの規定に対して十分に整合していると考えられる。

2) 地震動特性に対応してエネルギーの増加倍率を考慮した必要エネルギーの計算方法の提案

現状のエネルギー法告示では、告示の第6第一号ロで、「主架構の必要エネルギー吸収量」が規定され、本提案の計算では、2.3節において(2.3)式が提案されている。告示の式に比べ、地震動特性によるエネルギー増加率 q が新たに導入されている。告示では、地震により建築物に作用するエネルギー量の速度換算値 V_s に関する「ただし書き」があり、適切な方法であれば建築物に作用するエネルギー量を変えることが可能と考えられ、本提案の計算方法では、長継続時間地震動に対しては2.3倍、標準波は1.0倍、断層近傍の地震動に対しては0.75倍とすることを提案している。

また、極稀地震時において建築物の主架構が塑性化しない範囲で吸収できるエネルギー W_e の計算式が(2.4)式で提案され、ダンパー部分の塑性ひずみエネルギーの計算部分で、地震動特性による繰り返し回数への影響を考慮するために、 sN_e を乗じることが提案されている（長継続時間地震動は2.3、標準波は1.0、断層近傍の地震動では0.75）。告示では、ダンパー部分の塑性変形の累積を表す n_i に「ただし書き」があることから、このように sN_e を乗じて、地震動特性による繰り返し回数への影響を適切に考慮することは可能と考えられる。

なお、本報告で提案する計算方法は、告示の極稀地震以上の大きさの地震動（極大地震動）に適用することを念頭に提案したものであり、告示の稀地震のレベルの地震動に対する提案ではない。

(2) 本提案の計算方法の活用方法

本提案の計算方法は、告示の極稀地震より大きな地震動（極大地震動）に対する建築物の耐震

安全性を、時刻歴解析ではなく、告示レベルの方法で比較的容易に確認できるものとして提案している。第1章でも示したとおり、1995年の兵庫県南部地震や2004年新潟県中越地震、2016年熊本地震では、建築基準法の極稀地震よりもかなり大きな速度応答スペクトルの地震動が観測されている。これらは、いずれも断層近傍の地震であり、このような地震は、日本全体で見ればその発生頻度が低いとは言えず、建築構造の専門家でなくとも、このような地震に対する建物の耐震安全性の問題に関心があると思われる。このような断層近傍の地震で発生する地震動は、これまでの観測記録からも、告示極稀地震の2倍以上の大きな速度応答スペクトルとなる可能性があることや、建物が片振幅となり大きく変形するような特性があるため、地震入力エネルギーが大きくなる長継続時間地震動よりも建物の損傷が大きくなる可能性がある。本提案の計算方法は、このような断層近傍の地震動と長継続時間地震動のどちらの地震動に対しても適用可能²⁻¹²⁾であり、今後の発生が懸念される首都直下地震や巨大海溝型地震への対策として有用なものになると考えられる。

3章以降の試設計建物を用いた計算事例では、入力地震動の設定として、速度応答スペクトル(1.0倍~2.0倍)と地震動特性(断層近傍地震、標準波、長継続時間地震)を変化させた検討を行っている。また、建物の設計として、梁端部仕様の違いやダンパーを挿入した建物等を設定した計算を行っており、結果として、主架構の損傷度(保有エネルギーに対する必要エネルギーの比)の値が、上記の設定条件によってどのように変化するか表により明確に示している。このような活用方法による検討結果を示すことで、構造設計者は、施主の疑問や要望に答えることが可能となり、結果として、耐震性能の高い建物を推奨することが容易になると考えられる。また、このような損傷度の指標を使ったレジリエンス性能評価の研究²⁻¹³⁾も行われてきており、今後の研究の発展も期待される。

(3) 実務設計に適用する場合の考え方(方法)

(1)でも示したとおり、本提案の計算方法の「主架構の保有エネルギー吸収量」の計算方法は、エネルギー法告示の第6第一号イの規定に整合していると考えられる。したがって、実務設計において、エネルギー法告示で建物の設計を行う場合には、「主架構の保有エネルギー吸収量」の計算方法部分については、本提案の計算方法がそのまま適用できると考えられる。ただし、現状のエネルギー法告示は、基本的に、標準波の地震動に対する安全性確認の計算方法が提示されていると考えられるため、本提案の計算方法で主架構の保有エネルギー吸収量を計算する場合に、(2.2)式に示す層の等価繰り返し回数 ${}_sN_e$ については、標準波の値として、 ${}_sN_e=1.0$ で保有エネルギーを計算すればよいと考えられる。

一方、各層の主架構の必要エネルギーの計算については、現状のエネルギー法告示で示された方法をそのまま用いて計算する必要がある。また、ダンパー部分の必要エネルギーについても、告示に示される計算方法で計算する必要がある。また、稀地震に対する計算も、告示の計算方法のままで計算する必要がある。

このような考え方(方法)で、本提案の梁端部の疲労性能評価式に基づく各層主架構の保有エネルギーの計算方法は、エネルギー法告示を用いた建物の設計に直接、適用できると考えられる。

【参考文献】

- 2-1) 財団法人日本建築センター：エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例とその解説、2005.10
- 2-2) 国立研究開発法人建築研究所：超高層鉄骨造建築物の繰り返し変形による梁端部破断の検証方法 その2、長周期地震動対策にかかわる技術資料・データ公開特設ページ、2017.4
<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/lpe/512.pdf> (参照 2023.11)
- 2-3) 金城陽介、植木卓也、長谷川隆、中川博人、加村久哉：梁端部の繰り返し変形の影響を考慮したエネルギー法による鉄骨造建築物の耐震安全性評価、日本建築学会構造系論文集 第87巻、第802号、pp.1237-1246、2022.12
- 2-4) 石田隆司、長谷川隆、小鹿紀英、鈴木芳隆、阿部雅史：質点系モデルを用いた超高層鉄骨造建築物の梁端損傷度の評価と推定精度向上策の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造-III、pp.729-730、2015.9
- 2-5) 秋山宏、北村春幸：エネルギースペクトルと速度応答スペクトルの対応、日本建築学会構造系論文集 第608号、pp.37-43、2006.10
- 2-6) 長谷川隆、上遠野明夫、加村久哉、福田浩司、染谷友英、濱崎義弘：接合部パネルの変形を考慮した角形鋼管・H形鋼梁ラーメン構造の地震応答解析、日本建築学会技術報告集 第2号、pp.43-48、1996.3
- 2-7) 長谷川隆、廣嶋哲、森田高市：強震時における角形鋼管柱の終局限界性能に関する振動台実験 その1 実験計画と損傷経過、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造-III、pp.1113-1114、2022.9
- 2-8) 廣嶋哲、長谷川隆、森田高市：強震時における角形鋼管柱の終局限界性能に関する振動台実験 その2 荷重変形関係と疲労性能評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造-III、pp.1115-1116、2022.9
- 2-9) 仲田章太郎、阿部拓海、楊暁雨、吉敷祥一、長谷川隆：ベースプレート形状に着目した露出柱脚の多数回繰返し載荷実験 その1 降伏型が異なる露出柱脚の比較、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造-III、pp.919-920、2022.9
- 2-10) 植木卓也、金城陽介、加村久哉、村上行夫、長谷川隆、中川博人：1層柱脚の疲労限界を考慮したエネルギー法の計算 ～その1 等価繰返し回数比の設定～、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造-III、pp.1121-1122、2020.9
- 2-11) 金城陽介、植木卓也、加村久哉、村上行夫、長谷川隆、中川博人：1層柱脚の疲労限界を考慮したエネルギー法の計算 ～その2 純ラーメン鉄骨造建物への適用～、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造-III、pp.1123-1124、2020.9
- 2-12) 廣嶋哲、長谷川隆、森田高市、伊山潤、金城陽介：梁端破断を伴う鉄骨造2スパン骨組の地震応答性状に関する振動台実験、構造工学論文集 Vol.65B、pp.443-450、2019.3
- 2-13) 長谷川隆、坂下雅信：地震後の建築物の損傷部位の補修工数等に基づく鉄骨造事務所ビルの耐震性能表示、2022年度日本建築学会 関東支部研究報告集 I、pp.221-224、2023.2