

履歴型ダンパー付き建築構造物の地震時応答制約設計

および梁-柱架構ダンパーへの応用

島野幸弘

目次

| | |
|-------------------------------------|-----------|
| 第1章 序論 | 1 |
| 1.1 研究の背景と目的 | 1 |
| 1.1.1 対象とする設計手法と建物種別 | 1 |
| 1.1.2 柱梁架構の復元力特性 | 2 |
| 1.1.3 鋼材系履歴型ダンパーの復元力特性 | 5 |
| 1.1.4 本研究の目的 | 10 |
| 1.2 既往の研究 | 11 |
| 1.2.1 逆問題に関する既往の研究 | 11 |
| 1.2.2 履歴型ダンパー付き建築構造物の応答制御に関する既往の研究 | 12 |
| 1.3 本論文の概要と構成 | 14 |
| 1.3.1 本論文の概要 | 14 |
| 1.3.2 本論文の構成 | 14 |
| | |
| 第2章 履歴型ダンパー付き建築構造物の地震時応答制約設計 | 19 |
| 2.1 はじめに | 19 |
| 2.2 履歴型ダンパー付き弾性せん断型構造物の地震時応答制約設計 | 22 |
| 2.2.1 対象とする構造物モデル | 22 |
| 2.2.2 設計用地震動 | 23 |
| 2.2.3 設計問題の設定 | 23 |
| 2.2.4 設計問題の解法手順 | 23 |
| 2.2.5 設計例題 | 27 |
| 2.3 履歴型ダンパー付き弾塑性せん断型構造物の構造特性の定式化 | 31 |
| 2.3.1 対象とする構造物モデル | 31 |
| 2.3.2 構造物モデルの減衰特性 | 32 |
| 2.3.3 減衰特性を支配する要因に対する考察 | 33 |
| 2.4 履歴型ダンパー付き弾塑性せん断型構造物の地震時応答制約設計 | 36 |
| 2.4.1 対象とする構造物モデル | 36 |
| 2.4.2 設計用地震動 | 37 |

| | | |
|------------|--|-----------|
| 2.4.3 | 設計問題の設定 | 37 |
| 2.4.4 | 設計問題の解法手順 | 37 |
| 2.4.5 | 設計例題 | 39 |
| 2.5 | 履歴型ダンパー付きせん断型構造物の長周期地震動に対する 地震時応答制約設計 | 42 |
| 2.5.1 | 対象とする構造物モデル | 42 |
| 2.5.2 | 設計用地震動 | 42 |
| 2.5.3 | 設計問題の設定 | 43 |
| 2.5.4 | 設計問題の解法手順 | 43 |
| 2.5.5 | 設計例題 | 44 |
| 2.6 | 長周期地震動に対する既存建築構造物の履歴型ダンパーによる補強設計 | 48 |
| 2.6.1 | 対象とする構造物モデル | 48 |
| 2.6.2 | 設計用地震動 | 48 |
| 2.6.3 | 設計問題の設定 | 48 |
| 2.6.4 | 設計問題の解法手順 | 48 |
| 2.6.5 | 設計例題 | 50 |
| 2.7 | 結論（まとめ） | 53 |
| | | |
| 第3章 | 鉛直段差を有するH形断面梁付き鉄骨架構の構造特性の定式化および履歴型ダン パーとしての活用 | 55 |
| 3.1 | はじめに | 55 |
| 3.2 | ドロップハンチ梁の概要 | 58 |
| 3.2.1 | ドロップハンチ梁の段差部ディテール | 58 |
| 3.2.2 | 段差部の応力伝達条件 | 59 |
| 3.3 | ドロップハンチ梁の構造特性 | 60 |
| 3.3.1 | ドロップハンチ梁の復元力特性 | 60 |
| 3.3.2 | ドロップハンチ梁の部材塑性率 | 63 |
| 3.3.3 | ドロップハンチ梁の減衰特性 | 64 |
| 3.3.4 | ドロップハンチ梁の中央梁先行塑性化条件 | 65 |
| 3.3.5 | 構造特性の支配要因に対する考察 | 65 |

| | | |
|------------|--|-----------|
| 3.4 | ドロップハンチ梁付き鉄骨架構の構造特性 | 70 |
| 3.4.1 | ドロップハンチ梁付き鉄骨架構のモデル化 | 70 |
| 3.4.2 | ドロップハンチ梁付き鉄骨架構の復元力特性 | 71 |
| 3.4.3 | ドロップハンチ梁付き鉄骨架構の部材塑性率 | 72 |
| 3.4.4 | ドロップハンチ梁付き鉄骨架構の減衰特性 | 73 |
| 3.4.5 | 構造特性の支配要因に対する考察 | 73 |
| 3.5 | 多層ドロップハンチ梁付き鉄骨架構の構造特性 | 77 |
| 3.5.1 | 多層ドロップハンチ梁付き鉄骨架構のモデル化 | 77 |
| 3.5.2 | 多層ドロップハンチ梁付き鉄骨架構の復元力特性 | 78 |
| 3.5.3 | 多層ドロップハンチ梁付き鉄骨架構の部材塑性率 | 81 |
| 3.5.4 | 多層ドロップハンチ梁付き鉄骨架構の減衰特性 | 82 |
| 3.6 | ドロップハンチ梁付き鉄骨架構の履歴型ダンパーとしての活用 | 83 |
| 3.6.1 | 設計問題の設定 | 83 |
| 3.6.2 | 設計問題の解法手順 | 83 |
| 3.6.3 | 設計例題 | 85 |
| 3.7 | 結論 (まとめ) | 86 |
| | | |
| 第4章 | 間柱付き鉄骨架構の構造特性の定式化および履歴型ダンパーとしての活用 | 88 |
| 4.1 | はじめに | 88 |
| 4.2 | 間柱付き鉄骨架構の構造特性 | 90 |
| 4.2.1 | 間柱付き鉄骨架構のモデル化 | 90 |
| 4.2.2 | 間柱付き鉄骨架構の復元力特性 | 91 |
| 4.2.3 | 間柱付き鉄骨架構の減衰特性 | 93 |
| 4.2.4 | 構造特性の支配要因に対する考察 | 93 |
| 4.3 | 多層間柱付き鉄骨架構の構造特性 | 97 |
| 4.3.1 | 多層間柱付き鉄骨架構のモデル化 | 97 |
| 4.3.2 | 多層間柱付き鉄骨架構の復元力特性 | 98 |
| 4.3.3 | 多層間柱付き鉄骨架構の減衰特性 | 103 |

| | | |
|-------------|--|------------|
| 4.4 | 間柱付き鉄骨架構の履歴型ダンパーとしての活用 | 105 |
| 4.4.1 | 設計問題の設定 | 105 |
| 4.4.2 | 設計問題の解法手順 | 106 |
| 4.4.3 | 設計例題 | 110 |
| 4.5 | 結論 (まとめ) | 114 |
| 第5章 | 結論 | 117 |
| 5.1 | 本論文で得られた成果 | 117 |
| 5.2 | 今後の方向性 | 119 |
| 付録1 | 鉛直段差を有するH形断面梁の加力実験とFEM解析による性能検証 | 120 |
| 付1.1 | 加力実験による性能検証 | 120 |
| 付1.2 | FEM解析による性能検証 | 122 |
| 研究業績 | | 124 |

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

1.1.1 対象とする設計手法と建物種別

建築の設計行為は、通常、基本計画、基本設計、詳細設計と3段階で進められる。基本計画段階ではまず、意匠設計者が、建築主の要求を具現化するために各階の建築計画（平面、断面、立面等）を立案する。さらに計画が具体化していく基本設計段階で、構造設計者は、工期的、コスト的、そして施工的側面も勘案しながら、常時作用する荷重や地震荷重、風荷重等に対して建築主が求める構造性能を実現できる最適な構造計画を立案していく。特に、地震が多発する我が国においては、地震荷重に対する構造安全性（耐震安全性）の確保は重要であり、60mを超える超高層建物の場合、時刻歴応答解析により耐震性能の目標値（クライテリア）を満足するかどうかを確認することが求められる。

一方、基本設計段階では、通常、その建築主との打ち合わせを繰り返しながら、その計画をブラッシュアップさせていくのが一般的である。そのため、建築計画が変更になるごとに、その計画に合致するように構造計画を変更することが必要となる。特に、超高層建物の場合、設定した構造計画に対して、耐震性能の目標値（クライテリア）を満足するかどうか確認するためには、多くの時間を要する時刻歴応答解析による確認が変更のたびに必要となる。以上より、耐震性能の目標値（クライテリア）を満足する構造計画を、時刻歴応答解析を行うことなく簡易に把握することができれば、効率よく設計を行うことができる。本研究では、そのような観点で捉えた構造設計の初期段階での設計手法を対象とする。

建築構造物の耐震設計を考える上で、阪神・淡路大震災の教訓を忘れることはできない。阪神・淡路大震災では、鋼構造建物では柱や梁などの構造体が耐火被覆で覆われていることも相まって、地震後に構造体の被害状況を把握することが困難であった。そのため、震災を契機として、特に高層の鋼構造建物を中心に、制震ダンパーを付加して被害の発生部材を特定したり、減らしたりすることにより復旧時期を早めることが重要視されるようになった。図 1.1.1 に、阪神・淡路大震災以降の5年間（平成7年～平成11年）、日本建築センター等で評定を取得した高層の鋼構造建物の制震構造の採用状況^{1),1,2)}を示す。制震ダンパーを組み込んだ建物の割合は90%を超えており、ダンパーの種類では鋼材系履歴ダンパーの比率が70～80%を占めている。鋼材系履歴ダンパーが多用される理由としては、履

歴型ダンパーはその特性が安定しており、また他のダンパーに比べて一般的に経済的であることが挙げられる。以上の観点から、本研究では、扱う建物としては、鋼材系履歴ダンパー付き鋼構造建築構造物を対象とする。

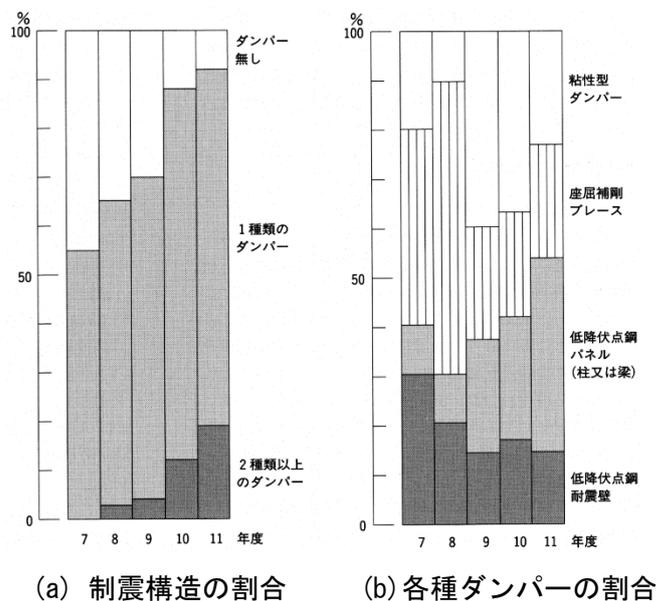


図 1.1.1 60m を超える高層鋼構造建物における制震ダンパーの採用状況^{1.2)}

1.1.2 柱梁架構の復元力特性

実務の初期段階の構造計画では、通常、各階の建築計画と整合させながら、柱と梁を配置していく。その結果として決まる柱スパンや階高は、建物ごと各階ごとに異なるが、柱スパンと階高が決定した梁降伏先行型の柱梁鉄骨架構（主架構）の復元力特性 ($Q-\delta$ 関係式) は、図 1.1.2 に示すような柱スパン L 、階高 H が一定の連続架構モデルの一部を切り出した構造モデルから、一般的に次式のように求められる。

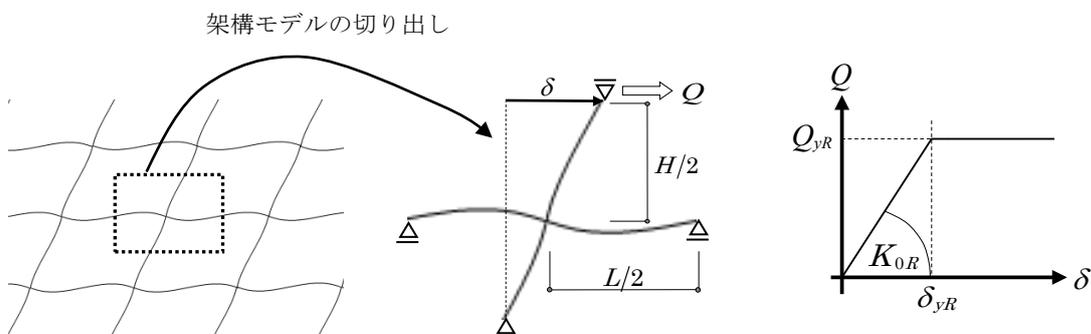


図 1.1.2 柱梁鉄骨架構の部分構造モデルとその復元力特性

$$\begin{aligned}
Q &= K_{0R} \delta & (\delta \leq \delta_{yR}) \\
Q &= Q_{yR} & (\delta_{yR} < \delta)
\end{aligned} \tag{1.1.1}$$

ここで、

$$K_{0R} = \frac{K_C K_B}{K_C + K_B}, \quad K_C = \frac{12E_S I_C}{H^3}, \quad K_B = \frac{12E_S I_B}{H^2 L} \tag{1.1.2}$$

$$Q_{yR} = \frac{2\sigma_{yB} Z_{pB}}{H} \tag{1.1.3}$$

$$\delta_{yR} = \frac{\sigma_{yB} H}{6E_S} (I_B)^{1/n} \left(\frac{H}{I_C} + \frac{L}{I_B} \right) \tag{1.1.4}$$

Q : 層せん断力, δ : 層間変位, K_{0R} : 柱梁鉄骨架構の層弾性剛性

K_C : 柱変形に対する層弾性剛性, K_B : 梁変形に対する層弾性剛性

Q_{yR} : 柱梁鉄骨架構の降伏耐力, δ_{yR} : 梁曲げ降伏時の層間変位

H : 階高, L : 柱スパン, E_S : 鋼材のヤング係数

I_C : 柱の断面 2 次モーメント, I_B : H 形断面梁の断面 2 次モーメント

Z_{pB} : 梁の塑性断面係数, σ_{yB} : 梁降伏応力度

n : H 形断面梁の断面 2 次モーメントと塑性断面係数の近似式での係数 ($I_B = (Z_{pB})^n$)

柱梁鉄骨架構の層弾性剛性 K_{0R} は(1.1.2)式から、架構の形状 (柱スパンと階高)、柱と梁の断面 2 次モーメントにより、柱梁鉄骨架構の降伏耐力 Q_{yR} は(1.1.3)式から、階高、梁の塑性断面係数と降伏応力度により決まることがわかる。

一方、梁降伏先行型の柱梁鉄骨架構に水平方向に地震荷重が作用する場合には水平変形が発生するが、ある変位に達すると梁が曲げ降伏し塑性ヒンジが発生する。その梁曲げ降伏時の層間変位 δ_{yR} は(1.1.4)式から、架構の形状 (柱スパンと階高)、柱と梁の断面 2 次モーメント、梁の降伏応力度により決定することがわかる。柱スパン L をパラメータとした場合の梁曲げ降伏時の層間変位 δ_{yR} の検討例を図 1.1.3 に示す。本検討では、スパン長 L を 3m~20m に変化させ、(1.1.4)式を用いて、梁に塑性ヒンジが発生する降伏層間変形角 R_{yR} ($=\delta_{yR}/H$) を、梁の鋼材が、①490N 級鋼材 ($\sigma_{yB}=325\text{N/mm}^2$) の場合、②400N 級鋼材 ($\sigma_{yB}=235\text{N/mm}^2$) の場合の 2 ケースに対して算定した。ここで、階高 $H=4\text{m}$ 、柱は□-600×600×28、梁は H-800×300×16×36、H 形断面梁の断面 2 次モーメントと塑性断面係数の近似式での係数 $n=1.4$ とした。

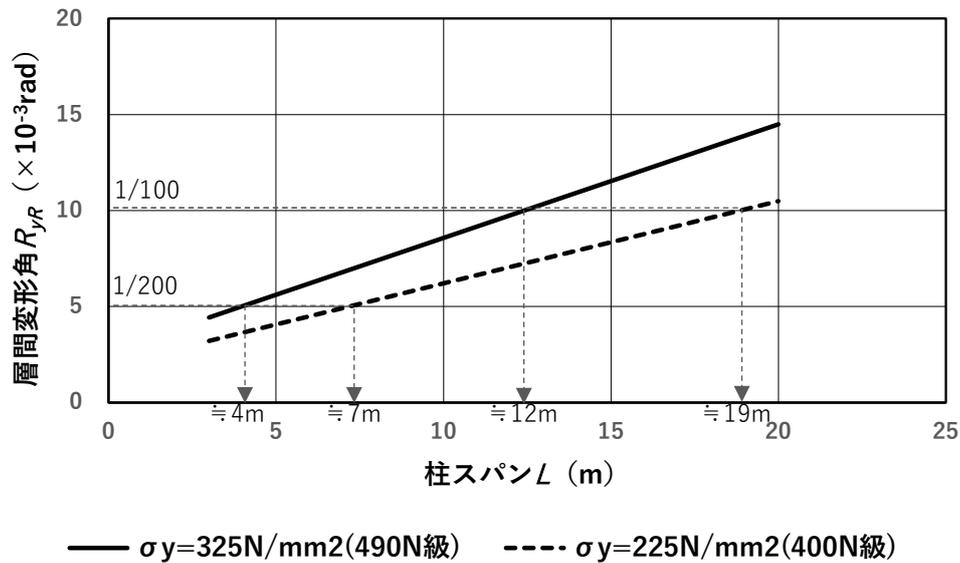


図 1.1.3 柱スパンと梁降伏層間変形角との関係（柱梁鉄骨架構）

この結果から、梁が 490N 級鋼材の場合、柱スパンが 4m 程度を超えると、中地震時の一般的な耐震性のクライテリアである 1/200 までは降伏せず、柱スパンが 12m 程度を超えると、大地震時の一般的な耐震性のクライテリアである 1/100 までは降伏しないことがわかる。また、梁が 400N 級鋼材の場合、柱スパンが 7m 程度を超えると 1/200 までは降伏せず、柱スパンが 19m 程度を超えると 1/100 までは降伏しないことがわかる。

実際の建物は、多くの種類の柱スパンの組み合わせである。経済性の観点に重点を置く場合は通常 10m 程度で計画されることが多いが、例えば事務所ビル等では、空間の自由度（フレキシビリティ）の観点から、柱スパンが 15~20m 程度で計画されるケースも多い。従って、梁が 490N 級鋼材で、建物の大地震時の層間変形角のクライテリアが 1/100 の場合、その層間変形角に相当する層間変位まで、降伏する架構と降伏しない架構が混在することになる。このような実務での建築計画での実情を踏まえ、本研究では、対象とする鋼材系履歴型ダンパー付き鋼構造建築構造物の「柱梁鉄骨架構（主架構）」として、①弾性架構のみの場合、②弾性架構と弾塑性架構が混在する場合の 2 通りを考える。

1.1.3 鋼材系履歴型ダンパーの復元力特性

地震荷重を受けても、柱と梁で構成される柱梁鉄骨架構（主架構）を弾性限以内にとどめ、鋼材系履歴型ダンパーの塑性変形により地震エネルギーを吸収させる損傷制御設計が提案されている^{1,3)}。鋼材系履歴型ダンパーは、建築計画との整合性の観点から（１）「ブレースタイプ」、（２）「壁タイプ」、（３）「梁-柱（間柱）架構タイプ」に分類できるが、損傷制御構造の観点から、一般的に、大きな層剛性が確保しやすく、また、履歴型ダンパーの層剛性を簡易的に定式化可能な「ブレースタイプ」や「壁タイプ」の鋼材系履歴型ダンパーが利用されることが多い。

まず、ブレースタイプについて考察する。図 1.1.4 に示す A 型のブレース架構の復元力特性 (Q - δ 関係式) は、水平変形時の釣り合い式より、一般的に次式のように求められる。

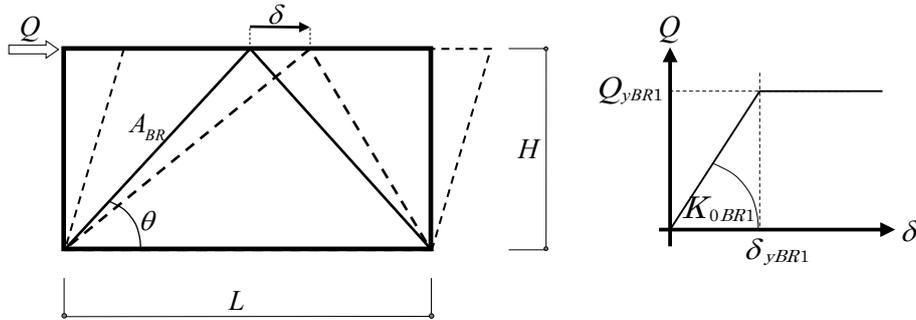


図 1.1.4 ブレース架構の構造モデルとその復元力特性

$$\begin{aligned} Q &= K_{0BR1} \delta & (\delta \leq \delta_{yBR1}) \\ Q &= Q_{yBR1} & (\delta_{yBR1} < \delta) \end{aligned} \quad (1.1.5)$$

ここで、

$$K_{0BR1} = \frac{2A_{BR}E_S(\cos\theta)^2}{\sqrt{H^2 + (L/2)^2}} \quad (1.1.6)$$

$$Q_{yBR1} = 2A_{BR}\sigma_{yBR}\cos\theta \quad (1.1.7)$$

$$\delta_{yBR1} = \frac{\sqrt{H^2 + (L/2)^2}}{\cos\theta} \frac{\sigma_{yBR}}{E_S} \quad (1.1.8)$$

Q : 層せん断力, δ : 層間変位, K_{0BR1} : ブレース架構の層弾性剛性

Q_{yBR1} : ブレース架構の降伏耐力, δ_{yBR1} : ブレース軸降伏時の層間変位

H : 階高, L : 柱スパン, θ : ブレース角度 ($= \tan^{-1}(H/(L/2))$)

A_{BR} : ブレース断面積, σ_{yBR} : ブレース降伏応力度, E_S : 鋼材のヤング係数

(1.1.6)式, (1.1.7)式より, ブレース架構の層弾性剛性 K_{0BR1} および降伏耐力 Q_{yBR1} は, ともにブレース断面積 A_{BR} の関数となっている. 換言すれば, 剛性と耐力は, 一方が決まればもう一方も決まってしまうため, 全長均一断面のブレースでは, そのブレース断面積 A_{BR} で剛性と耐力の両者を独立にコントロールすることはできない. その問題を解決する方法として, 中央と断部で断面を切り替える変断面ブレースがよく利用されている^{1.4)~1.9)}. 図 1.1.5 に示すような A 型の変断面ブレース架構の復元力特性 (Q - δ 関係式) は, 一般的なブレース架構と同様に, 水平変形時の釣り合い式より, 次式のように求められる^{1.4)}.

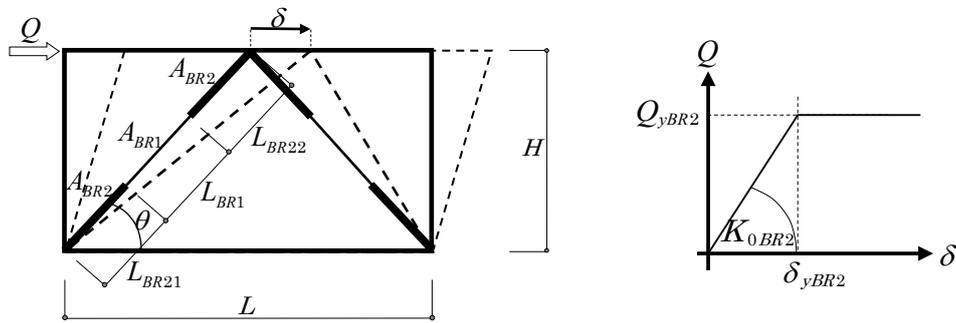


図 1.1.5 変断面ブレース架構の構造モデルとその復元力特性

$$\begin{aligned} Q &= K_{0BR2} \delta & (\delta \leq \delta_{yBR2}) \\ Q &= Q_{yBR2} & (\delta_{yBR2} < \delta) \end{aligned} \quad (1.1.9)$$

ここで,

$$K_{0BR2} = \frac{2A_{BR1}A_{BR2}E_S \cos^2 \theta}{A_{BR1}L_{BR2} + A_{BR2}L_{BR1}} \quad (1.1.10)$$

$$Q_{yBR2} = 2A_{BR1}\sigma_{yBR} \cos \theta \quad (1.1.11)$$

$$\delta_{yBR2} = \frac{\sqrt{H^2 + (L/2)^2} \sigma_{yBR}}{\cos \theta E_S} \quad (1.1.12)$$

Q : 層せん断力, δ : 層間変位, K_{0BR2} : 変断面ブレース架構の層弾性剛性

Q_{yBR2} : 変断面ブレース架構の降伏耐力, δ_{yBR2} : 変断面ブレース軸降伏時の層間変位

A_{BR1} : 中央部ブレース断面積, L_{BR1} : 中央部ブレース長さ

A_{BR2} : 端部ブレース断面積, L_{BR2} : 端部ブレース長さ ($=L_{BR21} + L_{BR22}$)

H : 階高, L : 柱スパン, θ : ブレース角度 ($=\tan^{-1}(H/(L/2))$)

σ_{yBR} : ブレース降伏応力度, E_S : 鋼材のヤング係数

(1.1.10)式, (1.1.11)式より, 変断面ブレースの中央部断面積 A_{BR1} および端部断面積 A_{BR2} は次式で算定できる^{1.4)}.

$$A_{BR1} = \frac{Q_{yBR2}}{2\sigma_{yBR} \cos \theta} \quad (1.1.13)$$

$$A_{BR2} = \frac{K_{0BR2} A_{BR1} L_{BR2}}{2A_{BR1} E_S \cos^2 \theta + K_{0BR2} L_{BR1}} \quad (1.1.14)$$

従って, 設定したい降伏耐力 Q_{yBR2} から中央部ブレース断面積 A_{BR1} を(1.1.13)式で決定し, その後, 設定したい変断面ブレース架構剛性 K_{0BR2} から, 端部ブレース断面積 A_{BR2} を(1.1.14)式で決定すればよい.

一方, ブレース架構に水平方向に地震荷重が作用する場合には水平変形が発生するが, ある変位に達するとブレースが軸降伏し塑性ヒンジが発生する. そのブレース軸降伏時の層間変位 δ_{yBR1} , δ_{yBR2} は, (1.1.8)式, (1.1.12)式より, ブレースの断面積の関数ではなく, 架構の形状 (柱スパンと階高), ブレースの降伏応力度で決まることがわかる.

柱梁鉄骨架構と同様に, 柱スパン L をパラメータとした場合のブレース軸降伏層間変位 δ_{yBR1} , δ_{yBR2} の検討例を図 1.1.6 に示す. 本検討では, スパン長 L を $3\text{m} \sim 20\text{m}$ に変化させ, (1.1.8)式, (1.1.12)式を用いて, ブレースに塑性ヒンジが発生する降伏層間変形角を, ブレースの鋼材が, ①490N 級鋼材 ($\sigma_{yB} = 325\text{N/mm}^2$) の場合, ②400N 級鋼材 ($\sigma_{yB} = 225\text{N/mm}^2$) の場合の 2 ケースに対して算定した. ここで, 階高 $H = 4\text{m}$ とした.

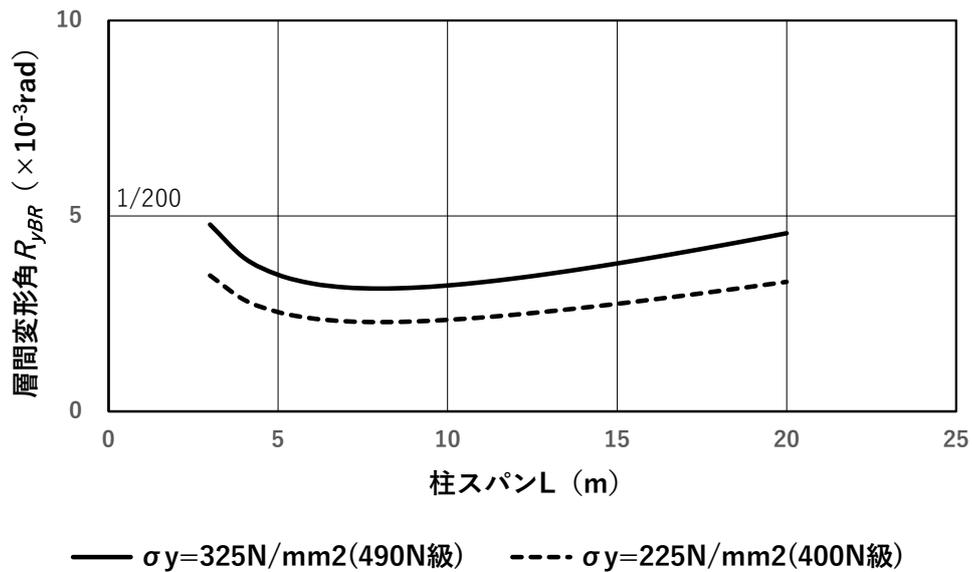


図 1.1.6 柱スパンと降伏層間変形角との関係 (ブレース架構)

この結果から, ブレースが 490N 級鋼材の場合, 降伏層間変形角 R_{yBR} は $1/300 \sim 1/200$ 程

度、ブレースが 400N 級鋼材の場合、降伏層間変形角 R_{yBR} は 1/450~1/300 程度であり、中地震時（希地震時）の層間変形角のクライテリア 1/200 より小さい変形レベルから降伏する履歴型ダンパーとして機能すると言える。

次に、壁タイプについて考察する。図 1.1.7 に示す鋼板耐震壁架構の復元力特性（ Q - δ 関係式）は、ブレース架構と同様に、水平変形時の釣り合い式より、一般的に次式のように求められる。

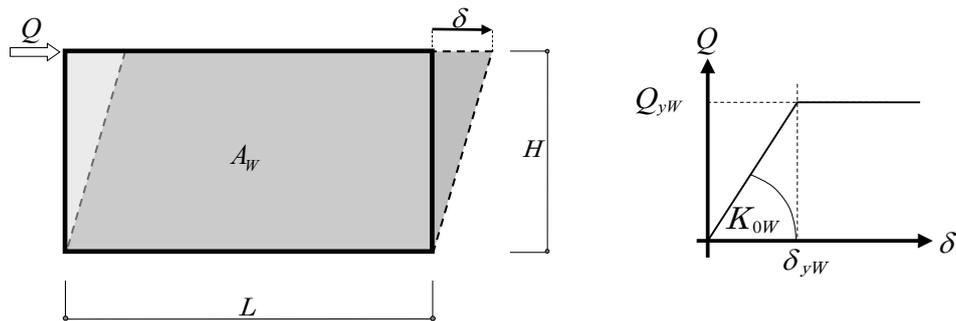


図 1.1.7 鋼板耐震壁架構の構造モデルとその復元力特性

$$Q = K_{0W} \delta \quad (\delta \leq \delta_{yW})$$

$$Q = Q_{yW} \quad (\delta_{yW} < \delta) \quad (1.1.15)$$

ここで、

$$K_{0W} = \frac{A_w G_S}{H} \quad (1.1.16)$$

$$Q_{yW} = A_w L \quad (1.1.17)$$

$$\delta_{yW} = \frac{H \tau_{yW}}{G_S} \quad (1.1.18)$$

Q : 層せん断力, δ : 層間変位, K_{0W} : 鋼板耐震壁架構の層弾性剛性

Q_{yBR2} : 鋼板耐震壁架構の降伏耐力, δ_{yW} : 鋼板耐震壁せん断降伏時の層間変位

A_w : 鋼板耐震壁せん断断面積 ($= t_w L$), t_w : 鋼板耐震壁厚さ

H : 階高, L : 柱スパン

τ_{yW} : 鋼板耐震壁のせん断降伏応力度, G_S : 鋼材のせん断弾性係数

(1.1.16)式, (1.1.17)式より, 鋼板耐震壁架構の剛性 K_{0W} および降伏耐力 Q_{yW} は, とともに鋼板耐震壁のせん断断面積 A_W で決まることがわかる. 換言すれば, ブレースの場合と同様, 剛性と耐力は, 一方が決まればもう一方も決まってしまうため, 鋼板耐震壁断面積 A_W で, 剛性と耐力の両者を独立にコントロールすることはできない. なお, ブレースの場合のように, 鋼板耐震壁を変断面とすることで, 剛性と耐力を独立して調整をすることは理論上可能であるが, 通常, ディテール等の観点から難しい.

一方, 鋼板耐震壁架構に水平方向に地震荷重が作用する場合には水平変形が発生するが, ある変位に達すると鋼板耐震壁がせん断降伏する. そのせん断降伏時の層間変位 δ_{yW} は, (1.1.18)式より, 鋼板耐震壁のせん断断面積や架構の形状 (柱スパンと階高) の関数ではなく, 鋼板耐震壁のせん断降伏応力度のみで決まることがわかる. 鋼板耐震壁が 490N 級鋼材の場合 ($\tau_{yW}=188\text{N/mm}^2$), 降伏層間変形角 $R_{yW}(=\delta_{yW}/H=\tau_{yW}/G_S)$ は 1/425, 400N 級鋼材の場合 ($\tau_{yW}=136\text{N/mm}^2$), 降伏層間変形角 R_{yW} は 1/585 である. ブレースの場合と同様, 中地震時 (希地震時) の層間変形角のクライテリア 1/200 より小さい変形レベルから降伏する履歴型ダンパーとして機能すると言える.

以上の考察を踏まえると, ブレースタイプや壁タイプのダンパーは,

- (1) 中地震時 (希地震時) の層間変形角のクライテリア 1/200 より小さい変形レベルから降伏することでエネルギー吸収能力の高いダンパーとして機能する.
- (2) 剛性や耐力は相関関係を有するものの, 部材の断面積で簡易に調整可能である.

以上から, 損傷制御設計の観点からは, 鋼材系履歴型ダンパーとしての所要の層の剛性や降伏耐力が決定した場合, それらを実現するために, 部材の断面積を調整することにより, その履歴型ダンパーの仕様を設定することは可能である. その一方, ブレースタイプや壁タイプのダンパーは, 建築計画の観点から, 通常, 空間の障害となることが多く, 設置場所に制約をうけるケースも多い. それに対し, 柱と梁で構成される架構は, ブレースタイプや壁タイプに比べ, 建築計画に与える影響, すなわち空間の障害となる可能性は一般的に小さい. このような建築計画での実情を踏まえ, 本論文では, 「柱と梁で構成される架構は, 建築計画に与える影響が小さい」という優位性を踏まえ, 履歴型ダンパーとして, 柱と梁のみで構成される (1) ドロップハンチ梁付き鉄骨架構, (2) 間柱付き鉄骨架構を, 本論文で提案する構造設計の初期段階での設計手法の応用の対象とし, ブレースタイプへの応用は, 変断面ブレースを利用することで応用が容易であるため, 対象としない. なお,

両鉄骨架構の概要については、3.1 節および 4.1 節で述べる。

1.1.4 本研究の目的

「1.1.1」～「1.1.3」の背景および考察を踏まえ、本研究の目的を以下のように設定する。

- (1) 構造設計の初期段階において、主たる耐震性能の一つである層間変形角（層間変位）を取り上げ、その目標値（クライテリア）を満足させるための鋼材系履歴型ダンパー付き鋼構造建築構造物の復元力特性（剛性と耐力）を、時刻歴応答解析を用いた繰り返し計算を実施することなく、簡易的に把握することが可能な設計手法を提示すること
- (2) 上記の設計手法の応用として、ブレースタイプや壁タイプに比べて建築計画に与える影響が小さいと考えられる柱梁鉄骨架構を履歴型ダンパーとして活用する場合について、その架構の断面を設定する手法を提示すること

1.2 既往の研究

1.2.1 逆問題に関する既往の研究

「1.1.4」の研究の目的を達成するため、本研究では、逆問題型の解法を利用する。そのために、まず、本研究に関連のある逆問題に関する既往の研究について述べる。

これまでに、構造物特性に関するパラメータ、あるいは設計用地震動に関するパラメータを種々変化させて構造物の地震動に対する弾塑性応答特性を調べる研究は数多く行われているが、非弾性応答量を直接制約して構造物を設計するという設計問題に対する理論的研究は極めて少ない。地震時動的弾塑性応答を考慮した設計問題に関しては次のような研究が存在する。Hisatoku and Kobori は、せん断型構造物モデルについて、層間剛性分布および弾性限強度分布を種々変化させたときの極めて多数の弾塑性時刻歴応答解析結果に基づき、望ましい応答分布を示すパラメータを決定している^{1.10)}。小堀らは、最大変位応答制約条件下で、せん断型履歴構造物の確率応答指標を最小化する剛性分布パラメータを決定する数値的方法を示している^{1.11)}。藤原は、非弾性骨組モデルについて、梁と柱の層方向剛性分布、および梁と柱の層方向強度分布をパラメトリックに変化させたときの応答解析結果から、望ましい応答分布を示すパラメータを決定している^{1.12)}。石丸は、非弾性応答スペクトル法と等価線形化手法を組み合わせ、梁降伏型架構に対して、指定した梁の部材塑性率を与えるような梁の降伏モーメントを求める方法を提案している^{1.13)}。しかしながら、石丸は梁の降伏モーメントを算出する式は提案しているが、梁と柱の剛性および強度を算出する式は提案していない。従って、一貫した設計理論とは言えない。また、梁の塑性率が層方向に一定でない場合には適用できない。山田らは、せん断型構造物モデルについて、等価線形化手法を用いて、指定した層塑性率応答を示す構造物の剛性分布を求める理論を展開しているが^{1.14)}、その精度については言及していない。Biggs らは、非弾性応答スペクトル手法と塑性設計法を組み合わせた設計法を提案している^{1.15),1.16)}。

上記のパラメトリックな手法に対して、中村らは独自の逆問題型設計手法を提案している。Nakamura and Yamane は、1次固有周期と1次固有モードを指定した最適設計法を展開し、それに基づき、レベル1の設計用応答スペクトルに適合する地震動に対して指定した層間変位応答を示す地震時応答制約設計法を提案している^{1.17)}。また、Nakamura and Yamane および Nakamura and Takewaki は、レベル1地震動に対する地震時弾性応答制約設計法を用いてせん断型構造物を設計し、その時の層間変位の指定値と降伏層間変位の比を調節することにより、レベル2地震動に対する非弾性応答を間接的に制御する設計法を提案して

いる^{1.17),1.18)}.

中村, 竹脇, 島野は, 杭支持されたせん断型構造物モデルについて, レベル1の設計用応答スペクトルに適合する地震動に対して上部構造と杭の両方の応答値を制約して上部構造と杭を設計する方法を提案している^{1.19)}. Nakamura and Takewaki は, レベル2の静的な設計用水平力に対する最適弾塑性設計法を援用して, 梁の塑性率を制約して設計する方法を提案している^{1.18)}. Takewaki, Conte, Mahin and Pister は, レベル1の静的な水平力に対する建築ラーメンの剛性設計(変形指定設計)を用いて, レベル1とレベル2の地震動に対する多目的最適設計を, 変形を代表するパラメータを主要なパラメータとして実現する方法を提案している^{1.20)}. 中村, 小坂は, レベル1地震動に対応する静的な水平力に対して建築ラーメンの材端ひずみを指定して制約する「ひずみ指定設計法」を提案している^{1.21)}. 中村, 瀧は, Nakamura and Yamane の方法^{1.17)}を拡張して, 2層ごとに同じ剛性を有するモデルに対する応答指定設計法を提案している^{1.22)}. 竹脇は, 弾性地盤に支持された建築構造物について, 最適設計法とそれを用いた地震時応答制約設計法を展開している^{1.23)}. 中村, 竹脇, 島野は, 地盤一杭連成系で支持された建築ラーメンについて, レベル1地震動に対する地震時応答制約設計法を提案している^{1.24)}.

1.2.2 履歴型ダンパー付き建築構造物の応答制御に関する既往の研究

履歴型ダンパーを有する建築構造物の応答制御に関する既往の研究としては, 辻の研究^{1.25)}がある. ここでは, 建築構造物に対して最大層間変位分布と履歴型ダンパー塑性率分布が指定値に一致する設計手法を提示している. また, 笠井らは, 一質点系の履歴型ダンパー付き構造物の応答を制御できる性能曲線を一質点系の等価剛性に基づく歪エネルギーの総和と多質点系の吸収エネルギーの総和が等しいことを利用し, 履歴型ダンパー付き構造物の応答制御設計法を多質点系に展開する設計手法を提案している^{1.26)}. この手法では, 層間変形角と塑性率を目標値に設定し, 主架構の剛性が既知で, 付加するダンパーの剛性を設計変数としている.

また, 履歴型ダンパー付き構造物の応答値の予測法としては, エネルギーの釣合いに基づく方法^{1.27),1.28)}や, 等価線形化手法を用いる方法^{1.29)}が利用されている. 弾塑性構造で等価線形化手法を適用する場合, 宿命的に誤差を伴う. 応答予測の精度は, 等価剛性, 等価減衰定数および応答低減係数の計算方法に依存する. 石井らは, 鋼構造骨組に適用する各種の等価線形化手法を整理して示すとともに, 等価減衰定数として, 静的解析の各ステッ

プの定常状態から計算される減衰定数 h_c と代表変位 S_d の関係 (h_c - S_d 曲線) を S_d について積分平均して等価減衰定数を計算する方法を提案し、等価一質点系に縮約した構造物の等価線形化手法による応答予測に適用している^{1.29)}。その結果、純ラーメンモデルでは、平均的な応答値を与えるが、鋼材ダンパー設置モデルでは過大評価となることが報告されている^{1.29)}。一方、地震荷重に対する応答では、一般に振幅が増大する過渡応答過程に続いて、ほぼ一定の振幅で振動する疑似定常応答過程が現れるが、等価剛性と等価減衰定数の評価のための振幅として、その振幅に対応する応答最大値を用いると、等価減衰による吸収エネルギー能力を過大に評価してしまい、応答値を過少に評価する傾向にあることが指摘されている^{1.25)}。これらの知見を踏まえ、辻は、等価減衰による吸収エネルギー能力を過大に評価し過ぎないように有効変形（有効率）を設定し、等価剛性と等価減衰定数の算定している^{1.25)}。なお、履歴型ダンパー付き構造物の多質点系の応答値の予測法としては、多質点系を等価な一質点系に置き換える手法がよく利用されている^{1.26)~1.28)}。

1.3 本論文の概要と構成

1.3.1 本論文の概要

「1.1 研究の背景と目的」, 「1.2 既往の研究」を踏まえ, 本論文では, 履歴型ダンパー付き建築構造物に対して, 非弾性応答量を直接制約して構造物を設計するという逆設計問題に対する理論を提示する. また, その理論を活用し, 設計解と得られる履歴型ダンパーの復元力特性(剛性と耐力)を, 柱梁架構タイプの鉄骨架構で実現する断面設定手法を提示する. なお, 履歴型ダンパー付き建築構造物の応答制御に関する既往の研究との違いについては 2.1 節および 2.2 節で述べる. また, 本論文で採用した履歴型ダンパー付き構造物の応答値の予測法についても 2.1 節で述べる.

1.3.2 本論文の構成

まず, 2 章では, 履歴型ダンパー付き建築構造物を対象に, 応答スペクトルで定義された設計用地震動群に対して, 主たる耐震性能の一つである層間変形角(層間変位)を取り上げ, その目標値(クライテリア)を満足させるための建築構造物の各層の復元力特性(剛性と耐力)を, 時刻歴応答解析を用いた繰り返し計算を実施することなく, 理論的に算定する設計手法を提示する.

3 章と 4 章では, 2 章で見出した履歴型ダンパー付き建築構造物の履歴型ダンパーの復元力特性(剛性と耐力)を, 建築計画に与える影響が小さいと考えられる「柱と梁で構成される鉄骨架構」を用いて実現する手法を提示する. 「1.1.3 鋼材系履歴型ダンパーの復元力特性」での考察を受け, 「柱と梁で構成される鉄骨架構」として, 3 章では「ドロップハンチ梁付き鉄骨架構」を, 4 章では「間柱付き鉄骨架構」を取り上げる. まず, 両者の構造特性(復元力特性, 減衰特性)の定式化を行い, その定式化された構造特性の算定式を用いて, 履歴型ダンパー付き建築構造物の地震時応答制約設計解を上記の柱梁鉄骨架構で実現する. 具体的には, 3 章では「履歴型ダンパー付き f 層弾性せん断型構造物モデル」を「ドロップハンチ梁付き鉄骨架構(履歴型ダンパー)」と「弾性架構」の並列モデルと考え, また, 4 章では「弾性架構と完全弾塑性架構および履歴型ダンパーが混在する f 層弾塑性せん断型構造物モデル」を「間柱付き鉄骨架構(履歴型ダンパー+完全弾塑性架構)」と「弾性架構」の並列モデルと考え, 理論を展開する. 3 章では「履歴型ダンパーの設計解」を「ドロップハンチ梁付き鉄骨架構」で, 4 章では「完全弾塑性架構と履歴型ダンパーの設計解」を「間柱付き鉄骨架構」で実現する. なお, ドロップハンチ梁付き鉄骨架構および

間柱付き鉄骨架構に関する既往の研究についてはその概要と併せ, 3.1 節および 4.1 節で述べる.

最後に, 5 章では, 本論文のまとめと今後の展望について述べる.

参考文献

- 1.1) 日本建築センター：建築新技術レポート，2002.
- 1.2) 社団法人日本鋼構造協会：阪神淡路大震災以降の制震・免震構造，JSSC テクニカルレポート No.67，2005.11.
- 1.3) 和田章，岩田衛，清水敬三，阿部重孝，川合廣樹：建築物の損傷制御設計：応答制御構造設計法，1998.7.
- 1.4) 島野幸弘，前川元伸，宇佐美 徹，小野喜信，金子洋文：応答低減のための履歴系鋼材ダンパーの最適設計（その1）鋼材ダンパーの断面設定手法，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，C-1，構造Ⅲ，pp.871-872，2011.
- 1.5) 前川元伸，島野幸弘，宇佐美 徹，小野喜信，金子洋文：応答低減のための履歴系鋼材ダンパーの最適設計（その2）鋼材ダンパーの基本性能確認実験，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，C-1，構造Ⅲ，pp.873-874，2011.
- 1.6) 前川元伸，島野幸弘，宇佐美 徹，小野喜信，金子洋文：応答低減のための履歴系鋼材ダンパーの最適設計（その3）鋼材ダンパーの部分架構実験，日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)，構造Ⅲ，pp.793-794，2012.
- 1.7) 島野幸弘，前川元伸，宇佐美 徹，小野喜信，金子洋文：応答低減のための履歴系鋼材ダンパーの最適設計（その4）層せん断力係数に対する考察，日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)，構造Ⅲ，pp.795-796，2012.
- 1.8) 小野喜信，宇佐美 徹，島野幸弘，前川元伸：応答低減のための履歴系鋼材ダンパーの最適設計（その5）低サイクル疲労試験，日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)，構造Ⅲ，pp.1285-1286，2013.
- 1.9) 前川元伸，小野喜信，島野幸弘，宇佐美 徹：応答低減のための履歴系鋼材ダンパーの最適設計（その6）鋼材ダンパーの部分架構実験，日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)，構造Ⅲ，pp.1119-1120，2014.
- 1.10) T.Hisatoku and T.Kobori, On the optimum aseismic design data for multi-story structures based on elasto-plastic earthquake response, Proc. of the Third European Symposium on Earthquake Engineering, pp.435-445, 1970.
- 1.11) 小堀鐸二，南井良一郎，河野允宏：建築構造物の地震応答の適正化の一方法，京都大学防災研究所年報，第13号A，pp.303-321，1970.

- 1.12) 藤原悌三：曲げ型架構モデルの弾塑性地震応答と適正動力学特性，日本建築学会論文報告集，255号，pp.25-34，1977.
- 1.13) 石丸辰治：塑性率制御法（梁降伏型架構について—その1—），日本建築学会論文報告集，232号，pp.17-28，1977.
- 1.14) 山田善一，家村浩和，古川浩平，坂本幸三：目標塑性率に基づく最適弾塑性耐震設計法に関する研究，土木学会論文報告集，第341号，pp.87-95，1984.
- 1.15) S.A.Anagnostopoulos, R.W.Haviland, J.M.Biggs, Use of inelastic spectra in aseismic design, J. Struct. Div., ASCE, Vol.104, No.ST1, pp.95-109, 1978.
- 1.16) S.-S.P.Lai and J.M.Biggs, Inelastic response spectra for aseismic building design, J. Struct. Div., ASCE, Vol.106, No.ST6, pp.1295-1310, 1980.
- 1.17) Tsuneyoshi Nakamura and T. Yamane, Optimum Design and Earthquake-Response Constrained Design of Elastic Shear Buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.14, pp.797-815, 1986.
- 1.18) Tsuneyoshi Nakamura and I.Takewaki, Ductility Design via Optimum Design of Nonlinear Elastic Frames, J. Structural Engineering, ASCE, Vol.115, pp.608-625, 1989.
- 1.19) 中村恒善，竹脇 出，島野幸弘：平面弾性剪断型構造物 - 杭系の地震時応答制約設計，日本建築学会構造系論文報告集，第403号，pp.125-137，1989.
- 1.20) I.Takewaki, J.P.Conte, S.A.Mahin and K.S.Pister, A Unified Earthquake-Resistant Design Method for Steel Frames Using ARMA Models, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.20, No.5, pp.483-501, 1991.
- 1.21) 中村恒善，小坂郁夫：平面建築骨組の指定設計ひずみに対する地震応答制約設計法，日本建築学会構造系論文報告集，第430号，pp.79-89，1991.
- 1.22) 中村恒善，瀧 正哉：弾性支持された複数層剛性比指定せん断型構造物の地震時応答制約設計，構造工学論文集，37B，pp.119-126，1991.
- 1.23) 竹脇出：弾性地盤により支持された建築構造物の最適設計および地震時応答制約設計，京都大学工学博士論文，1991.3.
- 1.24) 中村恒善，竹脇 出，島野幸弘：混合型逆定式化による建築骨組 - 杭 - 地盤連成系の地震時設計ひずみに対する剛性設計，日本建築学会構造系論文報告集，第440号，pp.43-56，1992.

- 1.25) 辻 聖晃：履歴ダンパー付き建築構造物の主体骨組剛性・ダンパー特性設計，平成 10 年度日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.133-136，1998.
- 1.26) 笠井和彦，伊藤浩資：弾塑性ダンパーの剛性・降伏力・塑性率の調整による制振構造の応答制御手法，日本建築学会構造系論文報告集，第 595 号，pp.44-55，2005.
- 1.27) 井上一朗，桑原 進，多田元英，中島正愛：履歴型ダンパーを用いた架構の地震応答と設計耐力，JSSC 鋼構造論文集，Vol.3，No.11，pp.65-77，1996.9.
- 1.28) 小川厚治，井上一朗，小野聡子：柱・梁を弾性域に留める履歴ダンパー付架構の設計耐力，JSSC 鋼構造論文集，Vol.5，No.17，pp.29-44，1998.3.
- 1.29) 石井正人，和田 章：履歴型ダンパーを設置した鋼構造建物の等価線形化法による地震応答予測，日本建築学会構造系論文報告集，第 632 号，pp.1735-1743，2008.

第2章 履歴型ダンパー付き建築構造物の地震時応答制約設計

2.1 はじめに

2章では、履歴型ダンパー付き建築構造物を対象に、応答スペクトルで定義された設計用地震動群に対して、層間変位の目標値を満足させるための建築構造物の各層の復元力特性（剛性と耐力）を、時刻歴応答解析を用いた繰り返し計算を実施することなく、理論的に算定する設計手法を提示する^{2.1)}。

まず、2.2節では、地震時応答を制約する建築構造物の柱梁架構（主架構）として、「弾性せん断型構造物」を採用した場合の設計手法を提示する^{2.1)}。具体的には、設計用地震動として、極稀に発生する（以下、極希時）告示スペクトルに適合する地震動を採用し、付加する履歴型ダンパーの初期剛性と主架構の剛性の比（以下、剛性比）を与条件として、設計用地震動に対する最大層間変位が耐震性能の目標値を満足するための建築構造物の各層の復元力特性（主架構の剛性、履歴型ダンパーの初期剛性および降伏耐力）を見出す手法を提示する。指定する剛性比は、初期剛性において履歴型ダンパーがどの程度のせん断力を分担するかどうかの目安となる指標であり、特に初期段階の構造計画において重要な数値である。例えば、履歴型ダンパーの層せん断力分担率は、剛性比= 0.25 の場合、 $0.25/(0.25+1.0) \times 100=20(\%)$ 、剛性比= 1.0 の場合、 $1.0/(1.0+1.0) \times 100=50(\%)$ となる。

ここで、2.2節で提案する設計手法と、既往の研究との関係について説明する。辻の方法^{1.25)}では、主架構に対する履歴型ダンパーの剛性比と、履歴型ダンパーの最大塑性率を指定し、主架構と履歴型ダンパーの初期剛性を設計変数としているが、この手法はダンパーの降伏耐力が指定した塑性率に応じて決定されるため、必ずしもダンパーの履歴減衰の等価減衰定数が最大となるとは限らない。本論文で提示する設計手法では、履歴型ダンパーの剛性比のみ指定し、主架構と履歴型ダンパーの初期剛性に加え、ダンパーの降伏耐力も設計変数としている。ダンパーの履歴減衰の有効率を考慮した上で、井上らの既往の研究での知見^{2.2)}を活用し、等価減衰定数を常に最大化するようにその降伏耐力を決定している点が辻の方法^{1.25)}と異なる。また辻の方法では、主架構は弾性せん断型構造物を想定しているが、本論文では、実務では、主架構が通常、弾性架構と弾塑性架構が混在している実情を踏まえ、主架構が弾塑性せん断型構造物の場合の設計手法も、併せて提示している。また、笠井らは、層間変形角と塑性率を目標値に設定し、主架構の剛性が既知で、付加するダンパーの剛性を設計変数としている^{1.26)}が、本論文では、主架構の剛性も設計変数とし

ている点や、前述のとおり、等価減衰定数を常に最大化するようにダンパーの降伏耐力を決定する点等が異なる。

次に、2.3 節では、2.2 節で提示した設計手法を弾塑性せん断型構造物に拡張するため、履歴型ダンパー付き弾塑性せん断型構造物(主架構)の構造特性を定式化する^{2.1)}。ここで、主架構の弾塑性せん断型構造物としては、「弾性架構と完全弾塑性架構が混在する柱梁架構」を考える。本節では、履歴型ダンパー付き完全弾塑性架構の等価減衰定数を最大化するダンパーの耐力分担率(以下、適正分担率)は、ダンパーと架構の剛性比のみで決定されるが^{2.2)}、架構が弾性架構と完全弾塑性架構が混在する弾塑性架構の場合、適正分担率は、ダンパーと弾塑性架構の剛性比、弾性架構と完全弾塑性架構の剛性比、および弾塑性架構の塑性率で決定されるという新たな知見を提示する^{2.1)}。

2.4 節では、2.3 節で得られた知見をもとに、建築構造物として、「弾塑性せん断型構造物」に拡張した場合の設計手法を提示する^{2.1)}。具体的には、設計用地震動として、2.3 節と同様に極希時告示スペクトル適合地震動を採用し、履歴型ダンパーの主架構に対する剛性比、完全弾塑性架構の弾性架構に対する剛性比、完全弾塑性架構の塑性率を与条件として、設計用地震動に対する最大層間変位が耐震性能の目標値を満足するための建築構造物の各層の復元力特性(弾性架構の剛性、完全弾塑性架構の初期剛性および降伏耐力、履歴型ダンパーの初期剛性および降伏耐力)を見出す手法を提示する。

南海トラフ巨大地震が今後 30 年以内に発生する確率は 70~80%であると政府から発表されている。このような地震は、一般的に長周期地震動と呼ばれ、特に周期の長い超高層建物に与える影響は大きい。2.5 節では国土交通省により南海トラフ巨大地震を想定して設定された長周期地震動に対しても、2.2 節、2.4 節で提示した設計手法が適用できることを示すとともに、その設計解に対して考察を行う^{2.1)}。

最後に、2.6 節では、既存建築構造物の履歴型ダンパーによる補強設計手法を提示する。極希時地震動に対して、耐震性能の目標値を満足するように設計された既存建築構造物に、前述の極希時地震動を上回る長周期地震動が作用した場合には、耐震性能の目標値を上回る層間変位が発生する。そのため、長周期地震動に対して、極希地震動に対する耐震性能の目標値を満足させるためには、既存建築構造物に履歴型ダンパーを新たに付加したり、既存の履歴型ダンパーを新しい履歴型ダンパーに取り替えたりする必要がある。本節では、極希地震動に対し、耐震性能の目標値を満足するように設計された既存の弾性せん断型構造物(主架構のみ)や、既存の履歴型ダンパー付き弾塑性構造物に長周期地震動が作用し

た場合について、極希地震動の耐震性能の目標値を満足させるために必要となる履歴型ダンパーの初期剛性および降伏耐力を見出す補強設計手法を提示する^{2.1),2.3)}。

2章で提示する設計手法は、時刻歴応答解析を実施することなく設計解を算出する手法であるが、算出した設計解に対して弾塑性時刻歴応答解析を実施することにより、2.2節、2.4節、2.5節および2.6節で提案した設計手法の妥当性を検証する。

また、本論文では、履歴型ダンパー付き構造物の応答値の予測法としては、等価線形化法を用いる方法を用い、辻の方法^{1.25)}と同様、等価減衰による吸収エネルギー能力を過大に評価し過ぎないように有効変形（有効率）を設定し、等価剛性と等価減衰定数を算定している。また、応答低減係数については、限界耐力計算法の算定式^{2.4)}を用い、履歴型ダンパー付き構造物の多質点系の応答値の予測法としては、多質点系を等価な一質点系に置き換える手法ではなく、等価剛性を用いた固有値解析から得られる高次の固有モードを利用したSRSS評価法（2乗和平方根法）を利用している。なお、等価線形化手法を弾塑性構造に適用する場合、その精度を高めるために、種々の研究^{1.25)~1.29)}がなされている。それらの研究成果も踏まえながら、等価剛性、等価減衰定数、応答低減係数を合理的に設定し、本論文で提案する手法の精度をさらに高めることは、今後の課題とする。

2.2 履歴型ダンパー付き弾性せん断型構造物の地震時応答制約設計

2.2.1 対象とする構造物モデル

ここでは、図 2.2.1 に示すような f 層の弾性せん断型構造物（主架構）の各層間に、完全弾塑性履歴型ダンパーを組み込んだ構造物モデルを考える。

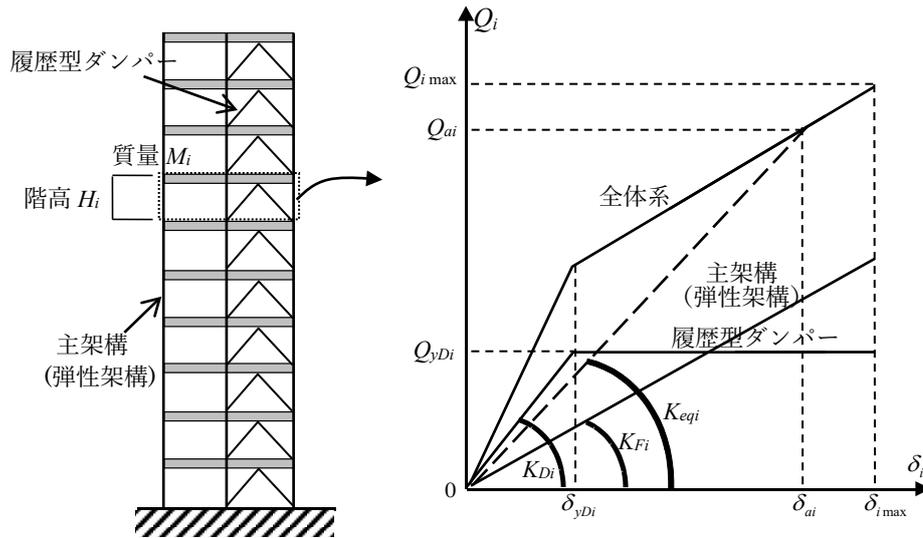


図 2.2.1 対象とする構造物モデル

ここで、

M_i : 質量, H_i : 階高

K_{Di} : 履歴型ダンパーの初期剛性, K_{Fi} : 主架構（弾性架構）の剛性

k_i : 剛性比 ($= K_{Di} / K_{Fi}$)

$Q_{i max}$: 全体系の最大層せん断力, $\delta_{i max}$: 最大変形

γ_i : ダンパーの履歴減衰の有効率

δ_{ai} : 有効変形 ($= \delta_{i max} \times \gamma_i$)

K_{eqi} : 有効変形時の等価剛性, Q_{ai} : 有効変形時の層せん断力

Q_{yDi} : 履歴型ダンパーの降伏耐力, δ_{yDi} : 履歴型ダンパー降伏変形

μ_{Di} : 有効変形時の履歴型ダンパーの塑性率 ($= \delta_{ai} / \delta_{yDi}$)

β_i : 有効変形時の履歴型ダンパー耐力分担率 ($= Q_{yDi} / Q_{ai}$)

$\mu_{Di max}$ $\mu_{Di max}$: 最大変形時の履歴型ダンパーの塑性率 ($= \delta_{i max} / \delta_{yD} = \mu_{Di} / \gamma_i$)

2.2.2 設計用地震動

設計用地震動として、設計用加速度応答スペクトル S_A に適合する地震動群を用いる。設計用加速度応答スペクトルとしては、(2.2.1)式に示す解放工学的基盤における極稀時加速度応答スペクトル^{2.5)}に表層地盤の増幅特性^{2.4)}を考慮したものを用いる。

$$\begin{cases} S_A(T; h) = (3.2 + 30T)Z \times F_h \times G_s & (T < 0.16(\text{s})) \\ S_A(T; h) = 8.0Z \times F_h \times G_s & (0.16(\text{s}) \leq T < 0.64(\text{s})) \\ S_A(T; h) = (5.12 / T)Z \times F_h \times G_s & (0.64(\text{s}) \leq T) \end{cases} \quad (2.2.1)$$

ここで、

$$\begin{cases} G_s = 1.5 & (T < 0.64(\text{s})) \\ G_s = 1.5 \times (T / 0.64) & (0.64(\text{s}) \leq T < T_u(\text{s})) \\ G_s = g_v & (T_u(\text{s}) \leq T) \end{cases}$$

$$F_h = \frac{1.5}{1 + 10h} \quad T_u = 0.64 \left(\frac{g_v}{1.5} \right)$$

T : 固有周期, h : 等価減衰定数, Z : 地域係数

F_h : 減衰による加速度低減率, G_s : 表層地盤の加速度増幅率

g_v : 地盤種別に応じて決まる数値

2.2.3 設計問題の設定

ここでは、以下のような設計問題を考える。

【設計問題 I】

『2.2.2 項で設定した極稀時設計用地震動群に対して、図 2.2.1 に示す履歴型ダンパー付き f 層弾性せん断型構造物モデルが最大層間変位制約条件 $\delta_{i\max} = \delta_i^*$ (δ_i^* : 層間変位の指定値) を満足するような主架構の剛性 K_{Fi} と履歴型ダンパーの初期剛性 K_{Di} および降伏耐力 Q_{yDi} を求めよ。ここで、履歴型ダンパーの主架構に対する剛性比 $k_i (= K_{Di} / K_{Fi})$ は与条件とする。 ($i=1, \dots, f$)』

2.2.4 設計問題の解法手順

高層建築物の地震振動における 1 次固有振動の卓越性を利用した繰り返し収束計算による解法を提示する。繰り返し過程では、弾塑性構造物の応答値を等価線形化手法に基づき、応答スペクトルを用いて直接的に算出し、等価剛性 K_{eqi} と等価減衰定数 h_{eqi} は有効変形時の

値を用い、減衰による応答低減率 F_h は(2.2.1)式で設定した算定式を用いる。なお、本手法により繰り返し収束計算で変位応答を制約できる原理は、等価剛性（主架構+履歴型ダンパー）調整に伴う周期変動による応答増減と、履歴型ダンパーの減衰付加による応答低減の相乗効果である。また、上記設計問題において、独立な設計変数は主架構剛性と履歴ダンパーの降伏耐力の2つ存在するのに対して制約条件は層間変位の1つのみである。この条件不足については、履歴ダンパーによる等価減衰定数の最大化等の条件を付加することにより解決するものとする。

また、等価剛性 K_{eqi} の算出にあたっては、(2.2.2)式に示す1次固有値 ${}_1\Omega_a$ ($= (2\pi / {}_1T_a)^2$) 制約条件下の最適設計閉形解^{1.17)}を利用する。1次固有値がその指定値 ${}_1\Omega_a$ に一致する等価剛性 K_{eqi} の組み合わせは無限に存在するが、そのうち、 $K_{eqi-opt}$ は、各階の重み付き等価剛性和、すなわち、 $\sum_{i=1}^f (\alpha_i^2 \cdot K_{eqi})$ を評価関数とした場合、その評価関数を最小化する等価剛性の組み合わせである。

$$K_{eqi-opt} = \frac{{}_1\Omega_a}{\alpha_i} \sum_{j=i}^f m_j \left(\sum_{k=1}^j \alpha_k \right) \quad (i=1, \dots, f) \quad (2.2.2)$$

ここで、

$$K_{eqi-opt} : \sum_{i=1}^f (\alpha_i^2 \cdot K_{eqi}) \text{ を最小化する最適設計解}$$

α_i : i 階の重み係数の平方根、 ${}_1T_a$: 指定1次固有周期

以下、具体的な解法手順を示す。ここで、Step A は第1層の最大層間変位を制約するための収斂計算、Step B は各層の最大層間変位を制約するための収斂計算である。

Step A-1 指定1次固有周期の初期値 ${}_1T_a^{(1)}$ を適当に仮定し、また重み係数の平方根として $\alpha_i^{(1)} = 1.0$ ($i=1, \dots, f$) を採用する。(上付きの()内はイタレーション回数を示す。)

Step A-2 等価減衰定数 h_{eqi} を最大化するダンパーの耐力分担率 β_{opti} (適正分担率) は、(2.2.3)式を用いて、(2.2.4)式を解くことにより指定した剛性比 k_i を用いて、(2.2.5)式で求める^{2.2)}。

$$h_{eqi} = \left(\frac{2\beta_i}{\pi} \right) \left(1 - \frac{\beta_i}{(1-\beta_i)k_i} \right) \quad (i=1, \dots, f) \quad (2.2.3)$$

$$\frac{\partial h_{eqi}}{\partial \beta_i} = 0 \quad (i=1, \dots, f) \quad (2.2.4)$$

$$\beta_{opti} = 1 - \frac{1}{\sqrt{k_i + 1}} \quad (i = 1, \dots, f) \quad (2.2.5)$$

Step A-3 ダンパーの履歴減衰による等価減衰定数 $h_{eqi-opt}$ を(2.2.6)式で求める^{2.2)}.

$$h_{eqi-opt} = \left(\frac{2\beta_{opti}}{\pi} \right) \left(1 - \frac{\beta_{opti}}{(1 - \beta_{opti})k_i} \right) \quad (i = 1, \dots, f) \quad (2.2.6)$$

Step A-4 (2.2.2)式を用いて等価剛性 $K_{eqi-opt}$ を求める.

Step A-5 $K_{eqi-opt}$, β_{opti} を用いて, 主架構の剛性 K_{Fi} , 履歴型ダンパーの初期剛性 K_{Di} および降伏耐力 Q_{yDi} を(2.2.7)式~(2.2.9)式で求める.

$$K_{Fi} = K_{eqi-opt} \times (1 - \beta_{opti}) \quad (i = 1, \dots, f) \quad (2.2.7)$$

$$K_{Di} = K_{Fi} \times k_i \quad (i = 1, \dots, f) \quad (2.2.8)$$

$$Q_{yDi} = \delta_{ai} \times K_{eqi-opt} \times \beta_{opti} \quad (i = 1, \dots, f) \quad (2.2.9)$$

Step A-6 等価剛性 K_{eqi} を用いて固有値解析を行い, 高次固有周期, 高次固有モードを求める.

Step A-7 r 次振動に対するモード減衰定数 ${}_r h$ は, 初期剛性比例により求めた減衰定数(1次 2.0%)に, **Step A-3** で求めた等価減衰定数 $h_{eqi-opt}$ を用いて歪みエネルギー比により求めた減衰定数を付加することにより次式で求める.

$${}_r h = 0.02 \times \left(\frac{{}_r \omega}{{}_1 \omega} \right) + \frac{\sum_{i=1}^f h_{eqi-opt} \cdot {}_r W_i}{\sum_{i=1}^f {}_r W_i} \quad (2.2.10)$$

$${}_r W_i = \frac{1}{2} K_{eqi-opt} \cdot ({}_r \phi_i - {}_r \phi_{i-1})^2$$

ここで,

${}_r h$: r 次振動に対するモード減衰定数

${}_r W_i$: 上記の式で算定される第 i 層の値

${}_r \phi_i$: 第 i 層の r 次固有モード成分

${}_r \omega$: r 次角振動数 ($= 2\pi / {}_r T$)

${}_1 \omega$: 1 次角振動数 ($= 2\pi / {}_1 T$)

Step A-8 SRSS 評価法(2乗和平方根法)により第1層の最大層間変位 δ_{1max} を求める.

$$\delta_{1max} = \sqrt{\sum_{r=1}^{NT} [S_D({}_r T; {}_r h) \{ {}_r \nu \cdot {}_r \phi \}]^2} \quad (2.2.11)$$

ここで,

NT : 評価するモードの次数

S_D : 変位応答スペクトル ($= S_A / (2\pi / T)^2$)

${}_r\nu$: r 次刺激係数

${}_r\phi$: 第 1 層の r 次固有モード成分

Step A-9 新しい 1 次固有値を次式により求める.

$${}_1\Omega_a^{(P1+1)} = (\delta_{1max}^{(P1)} / \delta^*_1)^m \times {}_1\Omega_a^{(P1)} \quad (2.2.12)$$

ここで, $m=1$ (${}_1T_a < 0.64(s)$)

$$m=2 \quad (0.64(s) \leq {}_1T_a)$$

なお, 指定 1 次固有周期 ${}_1T_a$ に応じて, m 値を設定するにあたり, 2.2.2 項で定義した変位応答スペクトル $S_D(T; h)$ ($= S_A / (2\pi / T)^2$) が単調増加関数で, 下記の比例関係を有することを利用している.

$$S_D \propto T^2 \propto 1/\Omega \quad (0.16(s) \leq T < 0.64(s)) \quad : S_A \text{ 一定領域}$$

$$S_D \propto T \propto 1/\sqrt{\Omega} \quad (0.64(s) \leq T) \quad : S_V \text{ 一定領域}$$

Step A-10 ${}_1\Omega_a^{(P1+1)}$ を新しい 1 次固有値として, Step A-4 に戻る.

Step A-4~Step A-10 を所要の精度 (誤差 1%以下程度) が満たされるまで繰り返し, 第 1 層の最大層間変位 δ_{1max} が指定値 δ^*_1 となる 1 次固有値 ${}_1\Omega_a$ を求める.

Step B-4~B-8 Step A で求めた 1 次固有値の下で, Step A-4~Step A-8 と同様の手順を行なう. なお, Step B-8 では SRSS 評価法により第 i 層の最大層間変位 δ_{imax} ($i=1, \dots, f$) を(2.2.11)式にならい(2.2.13)式で求める.

$$\delta_{imax} = \sqrt{\sum_{r=1}^{NT} [S_D(rT; r h) \{ {}_r\nu \cdot ({}_r\phi_i - {}_r\phi_{i-1}) \}]^2} \quad (2.2.13)$$

Step B-9 新しい重み係数の平方根 α_i ($i=1, \dots, f$) を次式により求める.

$$\alpha_i^{(P1+1)} = \delta^*_i / \delta_{imax}^{(P1)} \times \alpha_i^{(P1)} \quad (2.2.14)$$

Step B-10 $\alpha_i^{(P1+1)}$ を新しい重み係数の平方根として Step B-1 に戻る.

層間変位の指定値と SRSS 評価法により予測した最大層間変位が所要の精度 (誤差 1%以下程度) を満たすまで, Step A-4~Step B-10 を繰り返す.

2.2.5 設計例題

2.2.4 項で提示した設計法による 20 層モデルの設計例題を示す。 $M_i=1000(\text{ton})$, $H_i=4.0(\text{m})$, $\delta^*_i=4.0(\text{cm})$ (層間変形角 $R^*_i=1/100$), $\gamma_i=0.8$ を採用した ($i=1, \dots, 20$)。地盤種別は 2 種地盤 ($g_v=2.025$) とし, 地域係数を $Z=1.0$ とした。剛性比 k_i の指定値としては, 0.25, 0.5, 1.0, 2.0 の 4 ケース, すなわち, 履歴型ダンパーの初期剛性時の層せん断力の分担率が 20% ($=1/(1+4) \times 100$), 33% ($=1/(1+2) \times 100$), 50% ($=1/(1+1) \times 100$), 67% ($=2/(2+1) \times 100$) の 4 ケースについて検討した。ここで, 【設計問題 I】の解法でのイタレーション回数は, Step A (第 1 層の最大層間変位を制約するための収斂計算) では 3 回, Step B (各層の最大層間変位を制約するための収斂計算) では 3 回, 全体 (Step A+Step B) では 2 回とし, 総イタレーション回数は 12 回 ($=(3+3) \times 2$) とした。

その結果を図 2.2.2 に示す。剛性比 k_i が大きくなるに従って, 所要の主架構剛性は小さくなるが, 所要の履歴型ダンパー剛性はあまり変動しないことがわかる。なお, 本設計例題では, 評価するモードの次数 $NT=20$ として設計解を算出したが, $NT=5$ 程度で, 本設計解に対して誤差 1% 以内の設計解を得ることができる。

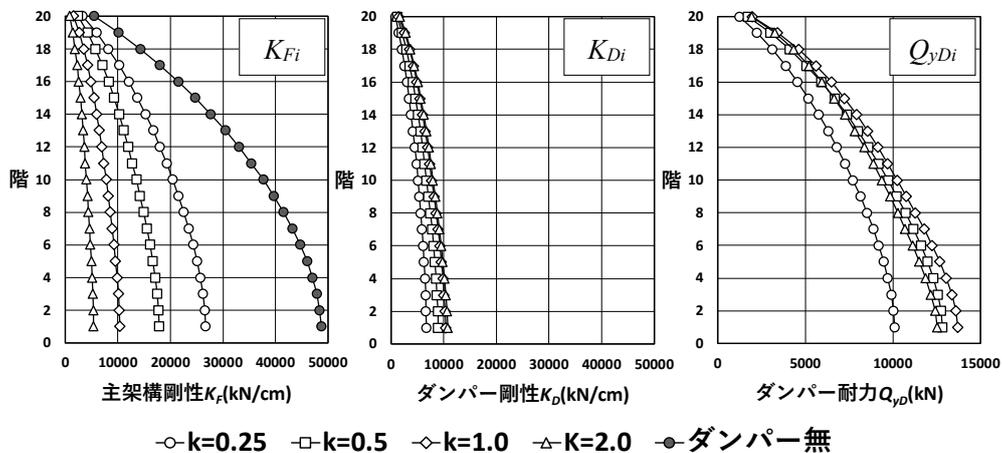


図 2.2.2 設計結果 (剛性および耐力分布)

次に, 塑性率指定型において, 最大変形時の履歴型ダンパーの塑性率 $\mu_{Di\max}$ 変動に伴う等価減衰定数 h_{eqi} を本手法での値と併せて図 2.2.3 に示す。また, 剛性比 $k_i=1.0$ において, 本論文で提案した手法による設計解と, 塑性率 $\mu_{Di\max}=1.5, 2.0, 4.0, 6.0$ とした場合の塑性率指定型の設計解の比較を図 2.2.4 に示す。本論文で求めた設計解の剛性比 ($\Sigma(K_{Di} + K_{Fi})$, $i=1, \dots, f$) に対する塑性率指定型の剛性比は, 塑性率 $\mu_{Di\max}=1.5, 2.0, 4.0, 6.0$ それぞ

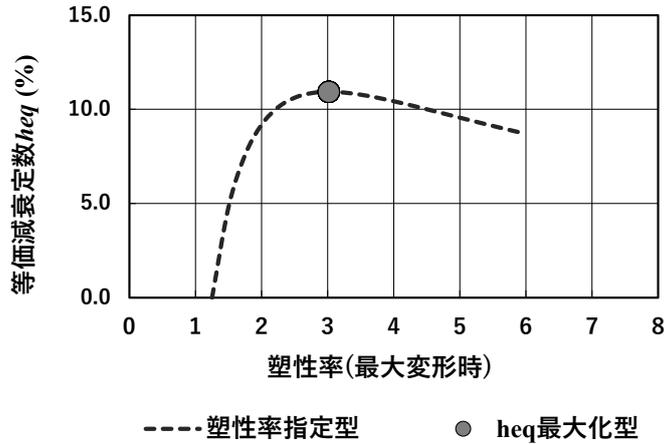


図 2.2.3 指定塑性率と等価減衰定数の関係

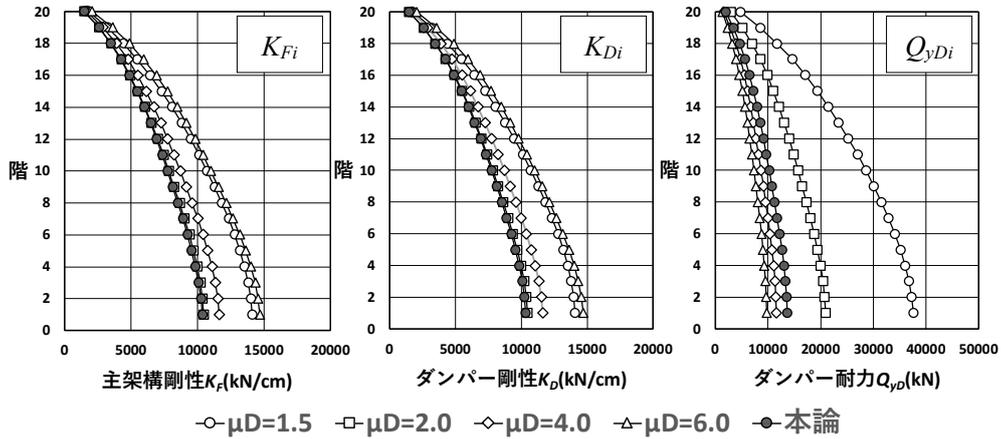


図 2.2.4 塑性率指定型と本論文の設計解の比較

れに対し、1.36, 1.01, 1.12, 1.42 となっている。この結果から、塑性率が 1.5~6.0 の範囲において、本論文での設計解の方が塑性率指定型に比べ、剛性和を小さく抑えることができることがわかる。また、本論文の手法ではダンパー耐力を有効変形時に等価減衰定数を最大化する適正分配率から決定しており、塑性率指定型の設計法で求めたダンパー耐力に比べ、必ずしも小さい値とはなっていないことがわかる。

次に本設計法で採用した応答評価法の精度を検証するために、設計用加速度応答スペクトルに適合する模擬地震動 3 波に対する弾塑性時刻歴応答解析を実施した。位相特性は 3 波とも乱数で与えて作成し、地震動の時刻歴波形、最大加速度については図 2.2.5 に示す。時刻歴応答解析は Newmark- β 法を用い、時間刻みを 0.01(s)とした。結果を図 2.2.6 に示す。

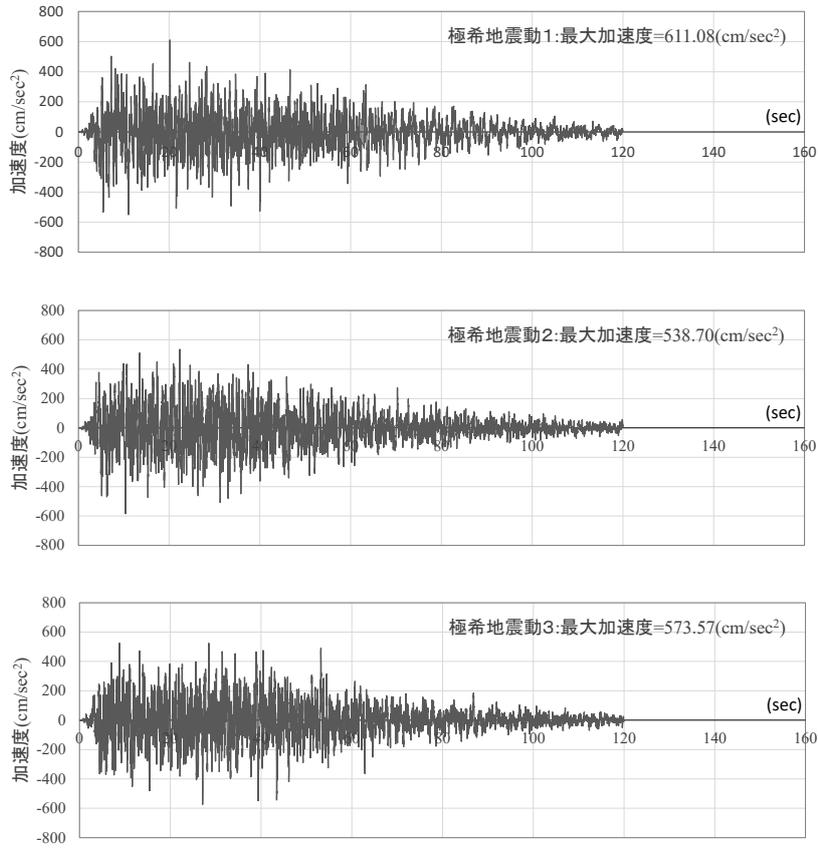


図 2.2.5 極希時加速度応答スペクトルに適合する地震動

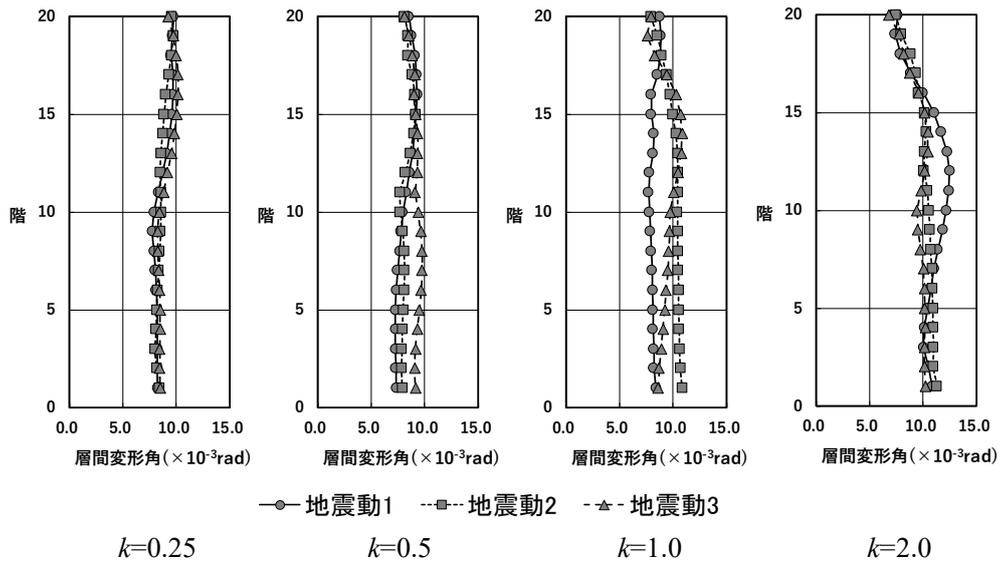


図 2.2.6 時刻歴応答解析結果

剛性比 k_i が小さいほど応答値のばらつきは小さく、目標値に対する精度も高い傾向にあるが、どのケースにおいても概ね目標値に制約できている。なお、剛性比 k_i が大きくなる、すなわち、履歴型ダンパーの分担率が大きくなると、等価線形化手法の非線形性が大きくなり、ばらつきが大きくなり、目標値に対する精度も低い傾向にある。非線形問題に等価線形化手法を適用する際の応答値予測式（SRSS 評価法、応答低減係数 F_h ）の精度によるものと考えられるが、精度の向上については、今後の課題とする。

2.3 履歴型ダンパー付き弾塑性せん断型構造物の構造特性の定式化

2.3.1 対象とする構造物モデル

ここでは、図 2.3.1 に示すような弾性架構と完全弾塑性架構が混在する弾塑性せん断型構造物（主架構）の各層間に、完全弾塑性履歴型ダンパーを組み込んだ構造物モデルを考える。

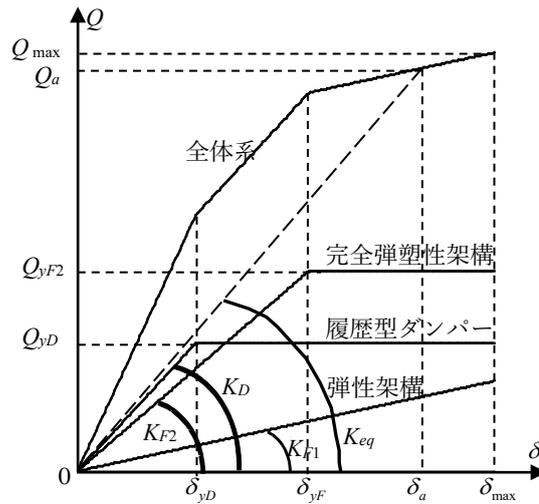


図 2.3.1 建築物モデルの復元力特性

ここで

K_D : 履歴型ダンパーの初期剛性, K_F : 主架構の初期剛性 ($= K_{F1} + K_{F2}$)

K_{F1} : 弾性架構の剛性, K_{F2} : 完全弾塑性架構の初期剛性

k : 剛性比 ($= K_D / (K_{F1} + K_{F2})$), k_1 : 剛性比 1 ($= K_D / K_{F1}$)

k_2 : 剛性比 2 ($= K_{F2} / K_{F1}$), k_3 : 剛性比 3 ($= K_D / K_{F2}$)

Q_{\max} : 全体系の最大せん断力, δ_{\max} : 最大変形

γ : ダンパーの履歴減衰の有効率, δ_a : 有効変形 ($= \delta_{\max} \times \gamma$)

K_{eq} : 有効変形時の等価剛性, Q_a : 有効変形時の層せん断力

Q_{yD} : 履歴型ダンパーの降伏耐力, δ_{yD} : 履歴型ダンパー降伏変形

Q_{yF2} : 完全弾塑性架構の降伏耐力, δ_{yF} : 完全弾塑性架構降伏変形

μ_D : 有効変形時の履歴型ダンパーの塑性率 ($= \delta_a / \delta_{yD}$)

μ_F : 有効変形時の完全弾塑性架構の塑性率 ($= \delta_a / \delta_{yF}$)

β_1 : 有効変形時の履歴型ダンパー耐力分担率 ($= Q_{yD} / Q_a$)

β_2 : 有効変形時の完全弾塑性架構耐力分担率 ($= Q_{yF2} / Q_a$)

$\mu_{D\max}$: 最大変形時の履歴型ダンパーの塑性率 ($= \delta_{\max} / \delta_{yD} = \mu_D / \gamma$)

$\mu_{F\max}$: 最大変形時の完全弾塑性架構の塑性率 ($= \delta_{\max} / \delta_{yF} = \mu_F / \gamma$)

2.3.2 構造物モデルの減衰特性

復元力特性を持つ構造物モデルが有効変形の定常応答時に履歴ループを描く際の等価減衰定数 h_{eq} は、(2.3.1)式で算出される1サイクルの履歴吸収エネルギー E_p と、(2.3.2)式で算出されるエネルギー E_e を用いて(2.3.3)式で表現できる^{2.6)}.

$$E_p = 4 \{ (\delta_a - \delta_{yD})\beta_1 Q_a + (\delta_a - \delta_{yF})\beta_2 Q_a \} \quad (2.3.1)$$

$$E_e = Q_a \delta_a / 2 \quad (2.3.2)$$

$$h_{eq} = 1 / (4\pi) \cdot E_p / E_e \quad (2.3.3)$$

また、履歴型ダンパー、完全弾塑性架構の降伏変形 δ_{yD} 、 δ_{yF} および有効変形 δ_a は図 2.3.1 より(2.3.4)~(2.3.6)式で表現できる.

$$\delta_{yD} = \beta_1 Q_a / K_D \quad (2.3.4)$$

$$\delta_{yF} = \beta_2 Q_a / K_{F2} \quad (2.3.5)$$

$$\delta_a = \mu_D \delta_{yD} = \mu_F \delta_{yF} = (1 - \beta_1 - \beta_2) Q_a / K_{F1} \quad (2.3.6)$$

(2.3.1), (2.3.2)式, (2.3.4)~(2.3.6)式を(2.3.3)式に代入すると, 次式を得る.

$$h_{eq} = \frac{2}{\pi} \frac{\{ \delta_{Dy}(\mu_D - 1)\beta_1 + \delta_{Fy}(\mu_F - 1)\beta_2 \}}{\mu_F \delta_{Fy}} \quad (2.3.7)$$

ここで, $\mu_D \geq 1$, $\mu_F \geq 1$

剛性比 k_1 , k_2 , k_3 および有効変形時の完全弾塑性架構の塑性率 μ_F を与条件とすると,

(2.3.4)~(2.3.6)式より β_2 および μ_D は次式で表現できる.

$$\beta_2 = k_2(1 - \beta_1) / (\mu_F + k_2) \quad (2.3.8)$$

$$\mu_D = k_2 k_3 \mu_F (1 - \beta_1) / \{ (\mu_F + k_2) \beta_1 \} \quad (2.3.9)$$

(2.3.8), (2.3.9)式を(2.3.7)式に代入すると, 次式を得る.

$$h_{eq} = \frac{2}{\pi} \left[\left\{ 1 - \frac{k_2(\mu_F - 1)}{\mu_F(\mu_F + k_2)} \right\} \beta_1 - \frac{(\mu_F + k_2)\beta_1^2}{k_2 k_3 \mu_F (1 - \beta_1)} + \frac{k_2(\mu_F - 1)}{\mu_F(\mu_F + k_2)} \right] \quad (2.3.10)$$

等価減衰定数 h_{eq} を最大化するダンパーの耐力分担率 β_{opt} (適正分担率) は, (2.3.10)式を用いて, (2.3.11)式を解くことにより(2.3.12)式のように求められる.

$$\frac{\partial h_{eq}}{\partial \beta_1} = 0 \quad (2.3.11)$$

$$\beta_{1opt} = 1 - \frac{\mu_F + k_2}{\sqrt{k_2 k_3 (\mu_F^2 + k_2) + (\mu_F + k_2)^2}} \quad (2.3.12)$$

2.3.3 減衰特性を支配する要因に対する考察

井上らは、履歴型ダンパー付き完全弾塑性架構の適正分配率 β_{opt} は、次式で求められることを提示しており^{2,2)}、(2.3.12)式で $k_2 \rightarrow \infty$ ($K_{F1} = 0$ より) とすることでも同式を得る。

$$\beta_{opt} = 1 - \frac{1}{\sqrt{k_3 + 1}} \quad (2.3.13)$$

(2.3.12)式と(2.3.13)式を比較すると、(2.3.13)式は剛性比 k_3 のみで β_{opt} が決定されるが、(2.3.12)式では、剛性比 k_2 、 k_3 と有効変形時の完全弾塑性架構の塑性率 μ_F より適正分配率 β_{opt} が決定されることがわかる。

履歴型ダンパーの耐力分担率 β_1 と等価減衰定数 h_{eq} の関係を図 2.3.2 示す。ここで、剛性比 $k (= K_D / K_F)$ を 0.25, 0.5, 弾塑性架構比率 ($= K_{F2} / K_F$) を 0, 0.25, 0.5, 0.75, 1.0, 有効変形時の完全弾塑性架構の塑性率 μ_F を 1.5, 2.0 としている。図 2.3.2 の ● は(2.3.12)式で求まる適正分担率の該当箇所(数値は適正分担率)を示す。また、弾塑性架構比率と等価減衰定数 h_{eq} との関係を図 2.3.3 に、弾塑性架構比率と適正分担率 β_{opt} との関係を図 2.3.4 に示す。ここで、剛性比 $k (= K_D / K_F)$ を 0.25, 0.5, 有効変形時の完全弾塑性架構の塑性率 μ_F を 1.0, 1.25, 1.5, 1.75, 2.0 としている。

図 2.3.2 よりどのケースもダンパーの耐力分配率の増加に伴い、等価減衰定数は大きく変動し、適正分担率 β_{opt} で最大値となる。弾性架構と完全弾塑性架構が混在する弾塑性架構の場合においても、ダンパーの耐力分配率を適正分担率 β_{opt} に近づけることで効率的に履歴減衰を付加できることがわかる。また、図 2.3.3 より弾塑性架構比率、有効変形時の完全弾塑性架構の塑性率 μ_F の増加に伴い、等価減衰定数 h_{eq} は大きく増加することがわかる。従って、主架構に弾性架構と完全弾塑性架構が混在する場合、応答評価において、塑性化する完全弾塑性架構の履歴減衰量を適切に把握することが重要であることがわかる。一方、図 2.3.4 より適正分担率 β_{opt} は有効変形時の完全弾塑性架構の塑性率 μ_F の関数となっているものの、塑性率 μ_F の変化に伴う変動幅は 8~10%程度と小さいことがわかる。また、架構が完全弾性(弾塑性架構比率=0)の場合、および完全弾塑性(弾塑性架構比率=1.0)の場合、塑性率 μ_F にかかわらず適正分担率 β_{opt} は同じ値であり、適正分担率が剛性比のみで決定されるという既往の知見^{2,2)}と一致している。

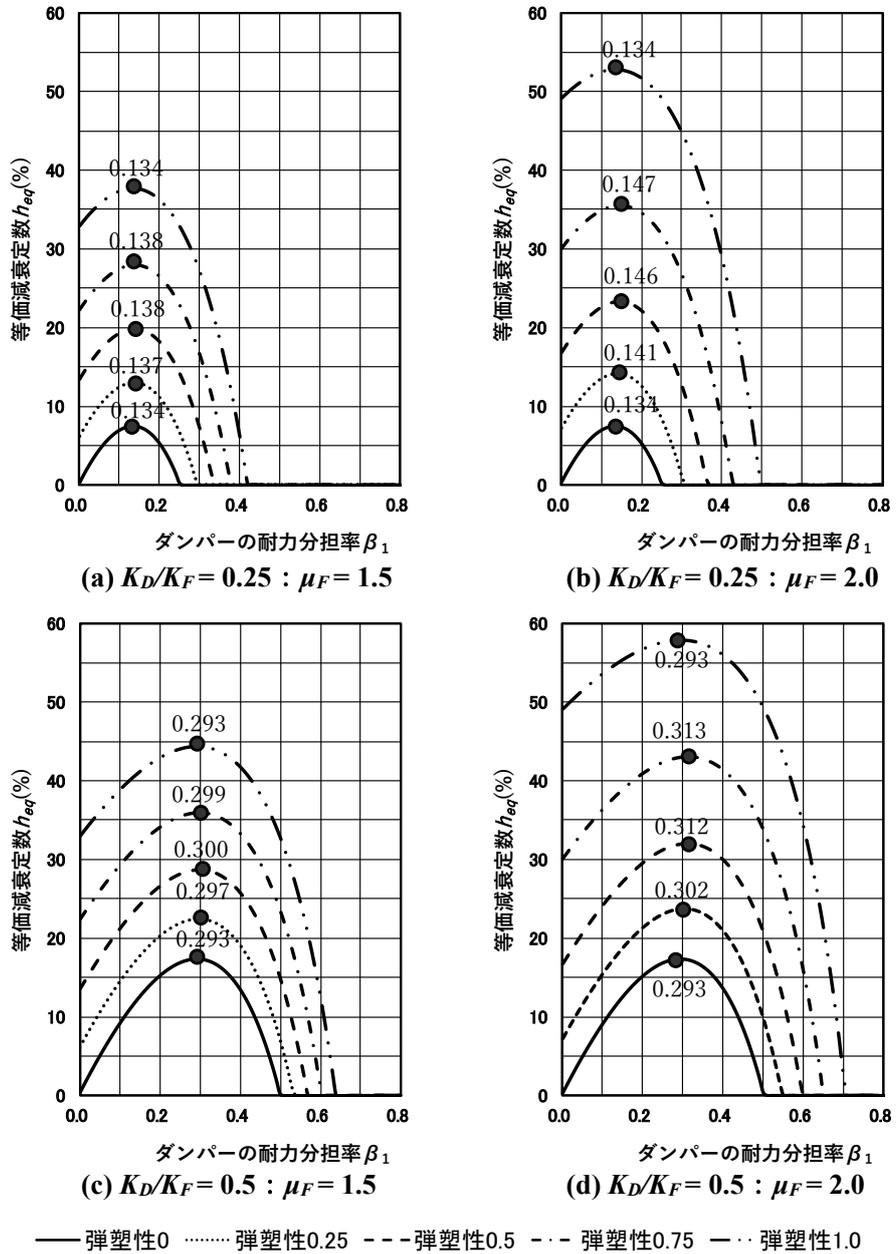
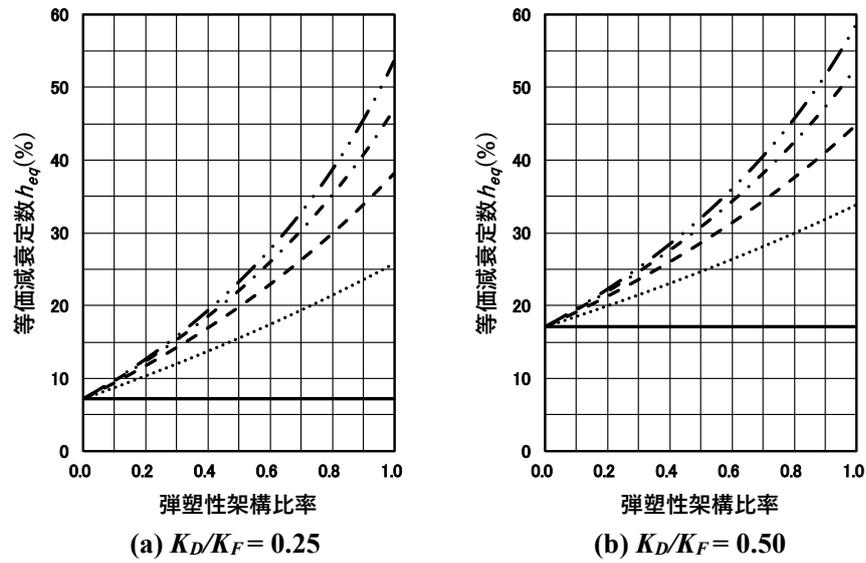
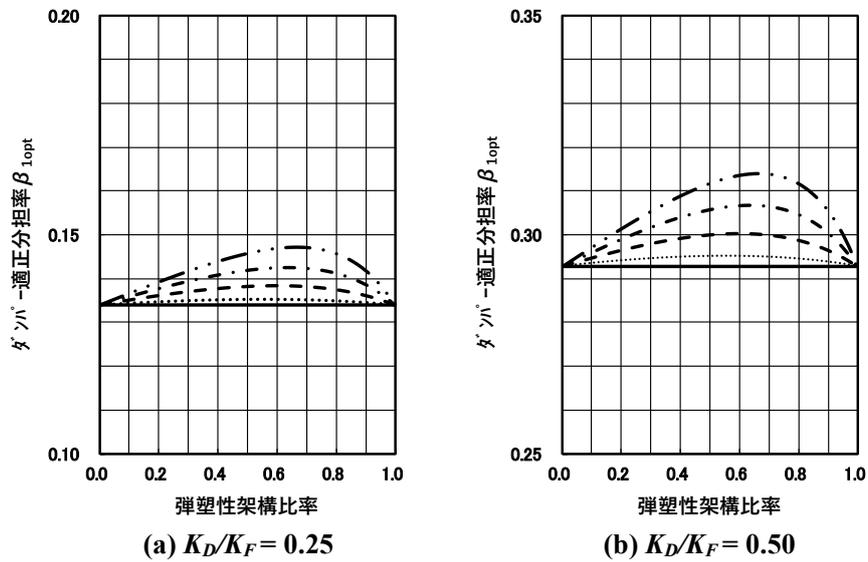


図 2.3.2 ダンパーの耐力分担率 β_1 と等価減衰定数 h_{eq} との関係



—— 塑性率 $\mu F=1.0$ 塑性率 $\mu F=1.25$ ---- 塑性率 $\mu F=1.50$ -.-.- 塑性率 $\mu F=1.75$ -.-.- 塑性率 $\mu F=2.0$

図 2.3.3 弾塑性架構比率と等価減衰定数 h_{eq} との関係



—— 塑性率 $\mu F=1.0$ 塑性率 $\mu F=1.25$ ---- 塑性率 $\mu F=1.50$ -.-.- 塑性率 $\mu F=1.75$ -.-.- 塑性率 $\mu F=2.0$

図 2.3.4 弾塑性架構比率と適正分担率 β_{1opt} との関係

2.4 履歴型ダンパー付き弾塑性せん断型建造物の地震時応答制約設計

2.4.1 対象とする建造物モデル

ここでは、図 2.4.1 に示すような弾性架構と完全弾塑性架構が混在する f 層の弾塑性せん断型建造物（主架構）の各層間に、完全弾塑性履歴型ダンパーを組み込んだ建造物モデルを考える。

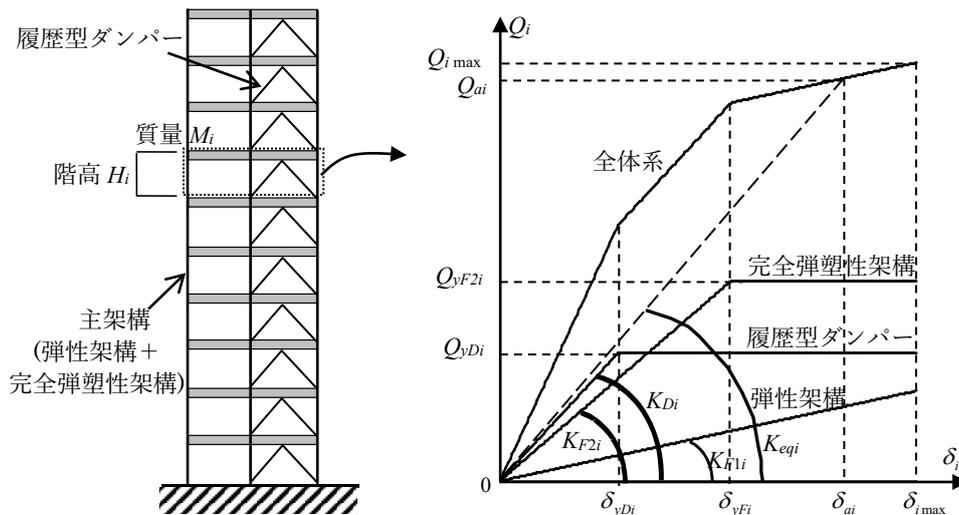


図 2.4.1 対象とする建造物モデル

ここで、

m_i : 質量, h_i : 階高

K_{Di} : 履歴型ダンパーの初期剛性

K_{Fi} : 主架構の初期剛性 ($= K_{F1i} + K_{F2i}$)

K_{F1i} : 弾性架構の剛性, K_{F2i} : 完全弾塑性架構の初期剛性

k_i : 剛性比 ($= K_{Di} / (K_{F1i} + K_{F2i})$), k_{1i} : 剛性比 1 ($= K_{Di} / K_{F1i}$)

k_{2i} : 剛性比 2 ($= K_{F2i} / K_{F1i}$), k_{3i} : 剛性比 3 ($= K_{Di} / K_{F2i}$)

$Q_{i \max}$: 全体系の最大層せん断力, $\delta_{i \max}$: 最大変形

γ_i : ダンパーの履歴減衰の有効率

δ_{ai} : 有効変形 ($= \delta_{i \max} \times \gamma_i$)

K_{eqi} : 有効変形時の等価剛性, Q_{ai} : 有効変形時の層せん断力

Q_{yDi} : 履歴型ダンパーの降伏耐力, δ_{yDi} : 履歴型ダンパー降伏変形

Q_{yF2i} : 完全弾塑性架構の降伏耐力, δ_{yFi} : 完全弾塑性架構降伏変形

μ_{Di} : 有効変形時の履歴型ダンパーの塑性率 ($= \delta_{ai} / \delta_{yDi}$)

μ_{Fi} : 有効変形時の完全弾塑性架構の塑性率 ($= \delta_{ai} / \delta_{yFi}$)

β_{1i} : 有効変形時の履歴型ダンパー耐力分担率 ($= Q_{yDi} / Q_{ai}$)

β_{2i} : 有効変形時の完全弾塑性架構耐力分担率 ($= Q_{yF2i} / Q_{ai}$)

$\mu_{Di\max}$: 最大変形時の履歴型ダンパーの塑性率 ($= \delta_{i\max} / \delta_{yDi} = \mu_{Di} / \gamma_i$)

$\mu_{Fi\max}$: 最大変形時の完全弾塑性架構の塑性率 ($= \delta_{i\max} / \delta_{yFi} = \mu_{Fi} / \gamma_i$)

2.4.2 設計用地震動

設計用地震動は、2.2.2 項と同様、解放工学的基盤における極稀時加速度応答スペクトルに表層地盤の増幅特性を考慮した設計用加速度応答スペクトル S_d に適合する地震動群を用いる。

2.4.3 設計問題の設定

ここでは、以下のような設計問題を考える。

【設計問題Ⅱ】

『2.4.2 項で設定した極希時設計用地震動群に対して、図 2.4.1 に示す弾性架構と完全弾塑性架構および履歴型ダンパーが混在する f 層弾塑性せん断型構造物モデルが最大層間変位制約条件 $\delta_{i\max} = \delta_i^*$ (δ_i^* : 層間変位の指定値) を満足するような弾性架構の剛性 K_{Fi} 、完全弾塑性架構の初期剛性 K_{F2i} および降伏耐力 Q_{yF2i} 、履歴型ダンパーの初期剛性 K_{Di} および降伏耐力 Q_{yDi} を求めよ。ここで、履歴型ダンパーの主架構に対する剛性比 k_i 、完全弾塑性架構の弾性架構に対する剛性比 $k_{2i} (= K_{F2i} / K_{Fi})$ 、完全弾塑性架構の塑性率 μ_{Fi} は与条件とする ($i=1, \dots, f$)。』

2.4.4 設計問題の解法手順

2.2.4 項と同様に、高層建築物の地震動作用下での振動における 1 次固有振動の卓越性を利用した繰り返し収束計算による解法を提示する。繰り返し過程では、弾塑性構造物の応答値を等価線形化手法に基づき、応答スペクトルを用いて直接的に算出し、等価剛性 K_{eqi} と等価減衰定数 h_{eqi} は有効変形時の値を用い、減衰による応答低減率 F_h は(2.2.1)式で設定した算定式を用いる。なお、本手法により繰り返し収束計算で変位応答を制約できる原理は、主架構が弾性せん断型構造物モデルの場合と同様に、等価剛性（主架構＋履歴型ダン

パー) 調整に伴う周期変動による応答増減と、履歴型ダンパーの減衰付加による応答低減の相乗効果である。また、弾性せん断型構造物モデルの場合と同様に、上記設計問題において、独立な設計変数の数と制約条件の数は一致していない(制約条件の不足)。この条件不足については、履歴ダンパーによる等価減衰定数の最大化等の条件等を付加することにより解決するものとする。繰り返し過程での設計解の算出にあたっては、2.2.4項の(2.2.2)式に示す1次固有値 ${}_1\Omega_a (= (2\pi / T_a)^2)$ 制約条件下の最適設計閉形解を利用する。

以下、具体的な解法手順を示す。2.2.4項と同様、Step A は第1層の最大層間変位を制約するための収斂計算、Step B は各層の最大層間変位を制約するための収斂計算である。

Step A-1 指定1次固有周期の初期値 ${}_1T_a^{(1)}$ を適当に仮定し、また重み係数の平方根として $\alpha_i^{(1)}=1.0 (i=1, \dots, f)$ を採用する。(上付きの()内はイタレーション回数を示す。)

Step A-2 2.3.2項での知見を踏まえ、指定した k_i , k_{2i} , μ_{Fi} を用いて、等価減衰定数 h_{eqi} を最大化する履歴型ダンパーの適正分配率 β_{1opti} および完全弾塑性架構の耐力分担率 β_{2i} を(2.4.1)式、(2.4.2)式で求める。

$$\beta_{1opti} = 1 - \frac{\mu_{Fi} + k_{2i}}{\sqrt{k_{2i}k_{3i}(\mu_{Fi}^2 + k_{2i}) + (\mu_{Fi} + k_{2i})^2}} \quad (i=1, \dots, f) \quad (2.4.1)$$

$$\beta_{2i} = k_{2i}(1 - \beta_{1opti}) / (\mu_{Fi} + k_{2i}) \quad (i=1, \dots, f) \quad (2.4.2)$$

ここで、 $k_{3i} = k_i(1 + k_{2i}) / k_{2i}$, $k_{1i} = k_i(1 + k_{2i})$

Step A-3 ダンパーの履歴減衰による等価減衰定数 $h_{eqi-opt}$ を(2.4.3)式で求める。

$$h_{eqi-opt} = \frac{2}{\pi} \left[\left\{ 1 - \frac{k_{2i}(\mu_{Fi} - 1)}{\mu_{Fi}(\mu_{Fi} + k_{2i})} \right\} \beta_{1opti} - \frac{(\mu_{Fi} + k_{2i})\beta_{1opti}^2}{k_{2i}k_{3i}\mu_{Fi}(1 - \beta_{1opti})} + \frac{k_{2i}(\mu_{Fi} - 1)}{\mu_{Fi}(\mu_{Fi} + k_{2i})} \right] \quad (2.4.3)$$

Step A-4 2.2.4項と同様に(2.2.2)式を用いて等価剛性 $K_{eqi-opt}$ を求める。

Step A-5 $K_{eqi-opt}$, β_{1opti} , β_{2i} を用いて設計解 K_{F1i} , K_{F2i} , Q_{yF2i} , K_{Di} , Q_{yDi} を(2.4.4)式～(2.4.8)式で求める。

$$K_{F1i} = K_{eqi-opt} \times \{1 - (\beta_{1opti} + \beta_{2i})\} \quad (i=1, \dots, f) \quad (2.4.4)$$

$$K_{F2i} = K_{F1i} \times k_{2i} \quad (i=1, \dots, f) \quad (2.4.5)$$

$$Q_{yF2i} = \delta_{ai} \times K_{eqi-opt} \times \beta_{2i} \quad (i=1, \dots, f) \quad (2.4.6)$$

$$K_{Di} = (K_{F1i} + K_{F2i}) \times k_i \quad (i=1, \dots, f) \quad (2.4.7)$$

$$Q_{yDi} = \delta_{ai} \times K_{eqi-opt} \times \beta_{1opti} \quad (i=1, \dots, f) \quad (2.4.8)$$

Step A-6 等価剛性 K_{eqi} を用いて固有値解析を行い、高次固有周期、高次固有モードを求める。

Step A-7 r 次振動に対する減衰定数 h は、初期剛性比例により求めた減衰定数 (1 次 2.0%) に、Step A-3 で求めた等価減衰定数 $h_{eqi-opt}$ を用いて歪みエネルギー比例により求めた減衰定数を付加することにより 2.2.4 項と同様に(2.2.10)式により求める。

Step A-8 SRSS 評価法(2 乗和平方根法)により第 1 層の最大層間変位 δ_{1max} を 2.2.4 項と同様に(2.2.11)式により求める。

Step A-9 新しい 1 次固有値 (${}_1\Omega_a^{(P1+1)}$) を 2.2.4 項と同様に(2.2.12)式により求める。

Step A-10 ${}_1\Omega_a^{(P1+1)}$ を新しい 1 次固有値として Step A-4 に戻る。

Step A-4 ~ Step A-10 を所要の精度 (誤差 1%以下程度) が満たされるまで繰り返し、第 1 層の最大層間変位 δ_{1max} が指定値 δ^*_1 となる 1 次固有値 ${}_1\Omega_a$ を求める。

Step B-4~B-8 Step A で求めた 1 次固有値の下で、Step A-4~Step A-8 と同様の手順を行なう。なお、Step B-8 では SRSS 評価法により第 i 層の最大層間変位 ($i=1, \dots, f$) を 2.2.4 項と同様に(2.2.13)式で求める。

Step B-9 新しい重み係数の平方根 α_i ($i=1, \dots, f$) を 2.2.4 項と同様に(2.2.14)式により求める。

Step B-10 $\alpha_i^{(P1+1)}$ を新しい重み係数の平方根として Step B-1 に戻る。

層間変位の指定値と SRSS 評価法により予測した最大層間変位が所要の精度 (誤差 1%以下程度) を満たすまで、Step A-4~Step B-10 を繰り返す。

2.4.5 設計例題

2.2.4 項で提示した設計法による 20 層モデルの設計例題を示す。2.2.5 項の設計例題と同様、 $M_i=1000(\text{ton})$, $H_i=4.0(\text{m})$, $\delta^*_i=4.0(\text{cm})$ (層間変形角 $R^*_i=1/100$), $\gamma_i=0.8$ を採用した ($i=1, \dots, 20$)。地盤種別は 2 種地盤 ($g_v=2.025$) とし、地域係数を $Z=1.0$ とした。剛性比の指定値は $k_i=0.5$, $k_{2i}=1.0$ とし、最大変形時の完全弾塑性架構の塑性率 $\mu_{Fi\max}$ ($=\mu_{Fi}/\gamma_i$) は 1.5, 1.75, 2.0 の 3 ケースについて検討した。ここで、【設計問題 II】の解法でのイタレーション回数は、Step A では 3 回、Step B では 3 回、全体 (Step A+Step B) では 2 回とし、総イタレーション回数は 12 回 ($=(3+3)\times 2$) とした。

その設計結果を主架構が弾性架構の場合と併せて表 2.4.1, 図 2.4.2 に示す。表 2.4.1 より、主架構が弾性の場合、等価減衰定数は 6.4%であるが、完全弾塑性架構が混在すると架構の塑性率の増加により等価減衰定数が 10.8~14.9%と大きくなることがわかる。そのため、図 2.4.2 の K_{Di} および Q_{yDi} のグラフより履歴型ダンパーの所要の剛性と耐力が、図 2.4.2

の K_{F1i} および K_{F2i} のグラフより主架構の剛性 ($K_{F1i} + K_{F2i}$) が、主架構が弾性的の場合 (図 2.4.2 の ●) に比べ小さくなることがわかる。

表 2.4.1 設計結果 (1次固有周期, 耐力分担率, 等価減衰定数)

| | | | | | |
|--------------------|-----------------|-------|-------|-------|-------|
| 完全弾塑性架構の塑性率(最大変形時) | μ_{F1max} | 主架構弾性 | 1.50 | 1.75 | 2.00 |
| 完全弾塑性架構の塑性率(有効変形時) | μ_{Fi} | 主架構弾性 | 1.20 | 1.40 | 1.60 |
| 1次固有周期(初期剛性時) | ${}_1T_0$ (s) | 1.648 | 2.057 | 2.208 | 2.281 |
| 等価1次固有周期(実効変形時) | ${}_1T$ (s) | 1.823 | 2.376 | 2.634 | 2.789 |
| ダンパー適正分配率 | β_{1opti} | 0.184 | 0.185 | 0.187 | 0.191 |
| 完全弾塑性架構耐力分担率 | β_{2i} | - | 0.371 | 0.339 | 0.311 |
| 等価減衰定数 | h_{eqi} (%) | 6.4 | 10.8 | 13.4 | 14.9 |

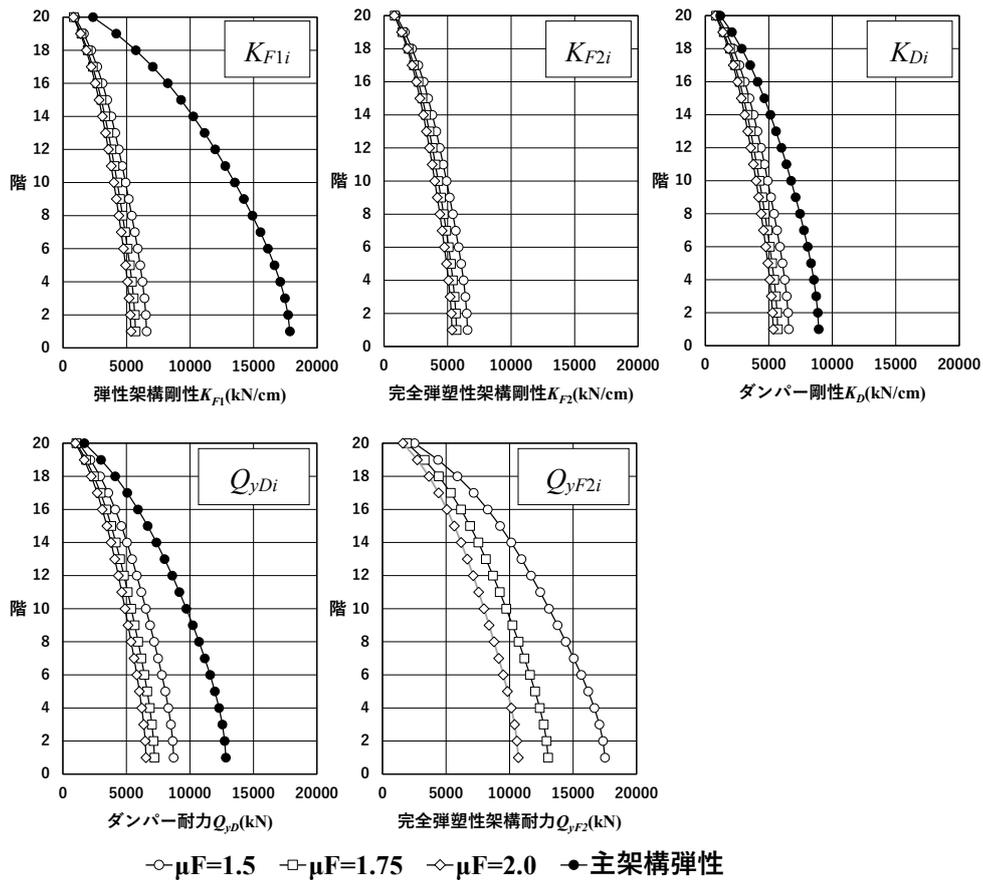


図 2.4.2 設計結果 (剛性および耐力分布)

次に本設計法で採用した応答評価法の精度を検証するために、2.2.5 項と同様に設計用加速度応答スペクトルに適合する模擬地震動 3 波（図 2.2.5）に対する弾塑性時刻歴応答解析を実施した。結果を図 2.4.3 に示す。主架構が弾性の場合に比べ、各階の応答変形は若干大きくなっているものの、概ねよく制約できていることがわかる。

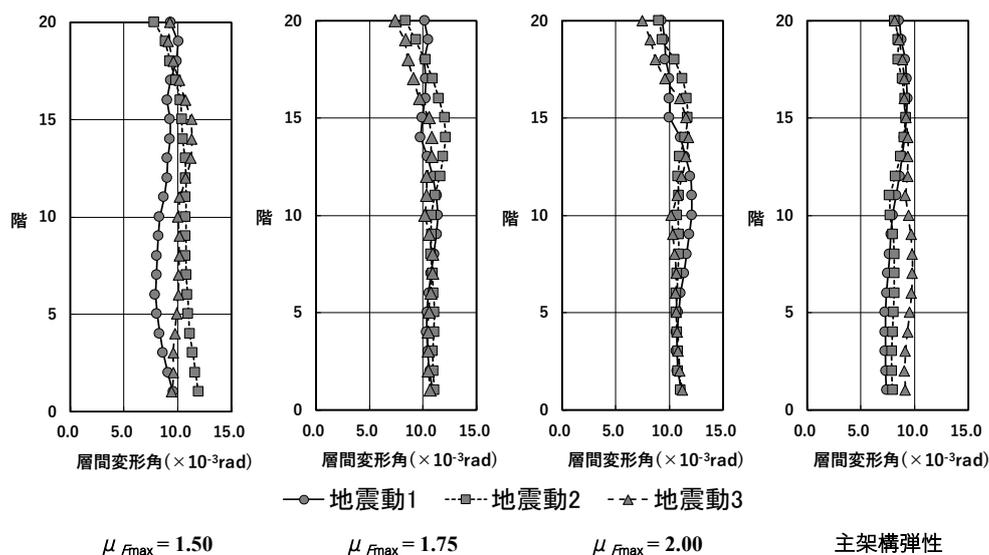


図 2.4.3 時刻歴応答解析結果

2.5 履歴型ダンパー付きせん断型建造物の長周期地震動に対する地震時応答制約設計

2.5.1 対象とする建造物モデル

ここでは2.2.1項で設定した f 層の弾性せん断型建造物（主架構）の各層間に、完全弾塑性履歴型ダンパーを組み込んだ建造物モデル（図 2.2.1），および2.4.1項で設定した弾性架構と完全弾塑性架構が混在する f 層の弾塑性せん断型建造物（主架構）の各層間に、完全弾塑性履歴型ダンパーを組み込んだ建造物モデル（図 2.4.1）の両者を対象とする。

2.5.2 設計用地震動

設計用地震動は、南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動のうち、図 2.5.1 に示す大阪圏の3つの疑似速度応答スペクトル(OS1,OS2,OS3)に適合する地震動群^{2.7)}を用いる。

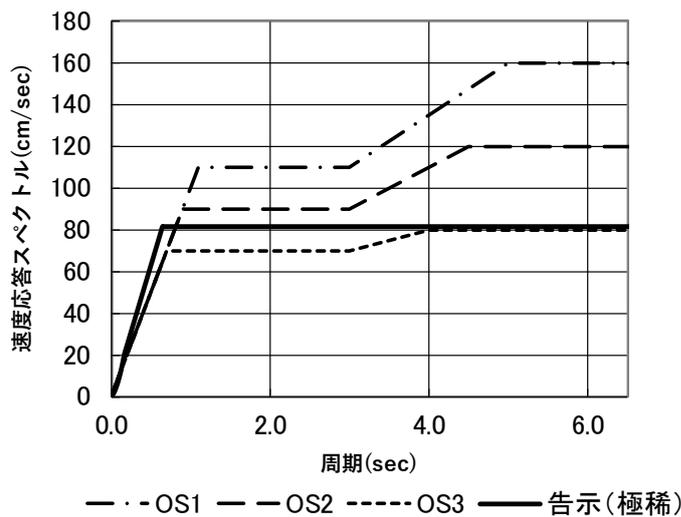


図 2.5.1 長周期地震動の疑似速度応答スペクトル(5%減衰)

図 2.5.1 の長周期地震動の疑似速度応答スペクトルを式で表現すると(2.5.1)式の通りとなる。

$$\left\{ \begin{array}{ll} S_v(T; h) = a T \times Z \times F_h & (T < T_{b1}) \\ S_v(T; h) = b \times Z \times F_h & (T_{b1} \leq T < T_{b2}) \\ S_v(T; h) = (c T + d) \times Z \times F_h & (T_{b2} \leq T < T_{b3}) \\ S_v(T; h) = e \times Z \times F_h & (T_{b3} \leq T < T_{b4}) \end{array} \right. \quad (2.5.1)$$

ここで,

OS1 の場合 $a=100, b=110, c=25, d=35, e=160$

$T_{b1}=1.1(\text{s}), T_{b2}=3.0(\text{s}), T_{b3}=5.0(\text{s}), T_{b4}=7.5(\text{s})$

OS2 の場合 $a=100, b=90, c=20, d=30, e=120$

$T_{b1}=0.9(\text{s}), T_{b2}=3.0(\text{s}), T_{b3}=4.5(\text{s}), T_{b4}=7.0(\text{s})$

OS3 の場合 $a=100, b=70, c=10, d=40, e=80$

$T_{b1}=0.7(\text{s}), T_{b2}=3.0(\text{s}), T_{b3}=4.0(\text{s}), T_{b4}=6.5(\text{s})$

2.5.3 設計問題の設定

ここでは, 2.2.3 項および 2.4.3 項と同様の以下のような 2 ケースの設計問題を考える.

【設計問題Ⅲ-1】

『2.5.2 項で設定した長周期地震動群に対して, 図 2.2.1 に示す履歴型ダンパー付き f 層弾性せん断型構造物モデルが最大層間変位制約条件 $\delta_{i\max} = \delta_i^*$ (δ_i^* : 層間変位の指定値) を満足するような主架構の剛性 K_{Fi} と履歴型ダンパーの初期剛性 K_{Di} および降伏耐力 Q_{yDi} を求めよ. ここで, 履歴型ダンパーの主架構に対する剛性比 $k_i (= K_{Di} / K_{Fi})$ は与条件とする. ($i=1, \dots, f$)』

【設計問題Ⅲ-2】

『2.5.2 項で設定した長周期地震動群に対して, 図 2.4.1 に示す弾性架構および完全弾塑性架構と履歴型ダンパーが混在する f 層弾塑性せん断型構造物モデルが最大層間変位制約条件 $\delta_{i\max} = \delta_i^*$ (δ_i^* : 層間変位の指定値) を満足するような弾性架構の剛性 K_{Fi} , 完全弾塑性架構の初期剛性 K_{F2i} および降伏耐力 Q_{yF2i} , 履歴型ダンパーの初期剛性 K_{Di} および降伏耐力 Q_{yDi} を求めよ. ここで, 履歴型ダンパーの主架構に対する剛性比 k_i , 完全弾塑性架構の弾性架構に対する剛性比 $k_{2i} (= K_{F2i} / K_{Fi})$, 完全弾塑性架構の塑性率 μ_{Fi} は与条件とする. ($i=1, \dots, f$)』

2.5.4 設計問題の解法手順

【設計問題Ⅲ-1】に対する解法手順は, 2.2.4 項で提示した手法を採用し, 【設計問題Ⅲ-2】に対する解法手順は, 2.4.4 項で提示した手法を採用する. なお, 両設計問題の解法とも, 「Step A-8」の SRSS 評価法による最大層間変位の算定にあたり, 変位応答スペクトル S_D を, $S_D = S_v / (2\pi / T)$ として算定する. また, 「Step A-9」の 1 次固有値の変更式 ((2.2.12)

式) で、応答スペクトルの周期の境界値を踏まえ、 m の値に下記の値を採用する。

$$m = 1 \quad ({}_1T_a < T_{b1}, \quad T_{b2} < {}_1T_a \leq T_{b3})$$

$$m = 2 \quad (T_{b1} < {}_1T_a \leq T_{b2}, \quad T_{b3} < {}_1T_a \leq T_{b4})$$

2.5.5 設計例題

2.5.4 項で提示した設計法による 30 層モデルの設計例題を示す。 $M_i=2500(\text{ton})$, $H_i = 4.0(\text{m})$, $\delta^*_i=4.0(\text{cm})$ (層間変形角 $R^*_i=1/100$), $\gamma_i=0.9$ を採用した ($i=1, \dots, f$)。また, 【設計問題Ⅲ-1】に対しては, 剛性比の指定値は $k_i=0.25$ として, 【設計問題Ⅲ-2】に対しては, 剛性比の指定値は $k_i=0.25$, $k_{2i}=1.0$, 最大変形時の完全弾塑性架構の塑性率は $\mu_{Fi\max}$ ($=\mu_{Fi}/\gamma_i$) $=1.75$ として検討した。ここで, 【設計問題Ⅲ-1】および【設計問題Ⅲ-2】の解法でのイタレーション回数は, 2.2.5 節および 2.4.5 節の設計例題と同様, Step A では 3 回, Step B では 3 回, 全体 (Step A+Step B) では 2 回とし, 総イタレーション回数は 12 回 ($=(3+3)\times 2$) とした。

長周期地震動 (OS1, OS2, OS3) および極希時告示スペクトル適合地震動に対する【設計問題Ⅲ-1】の設計結果を図 2.5.2 に, 【設計問題Ⅲ-2】の設計結果を図 2.5.3 に示す。

図 2.5.2 より【設計問題Ⅲ-1】の場合, 長周期地震動に対する設計解を極希時告示スペクトル適合地震動に対する設計解と比較すると, 剛性, 耐力とも OS1 で 1.80~2.30 倍, OS2 で 1.47~1.81 倍, OS3 で 0.86~0.94 倍程度となっている。また, 図 2.5.3 より【設計問題Ⅲ-2】の場合, 長周期地震動に対する設計解を告示スペクトル適合地震動に対する設計解と比較すると, 各階の剛性よび耐力は, OS1 で 2.07~2.82 倍, OS2 で 1.60~2.06 倍, OS3 で 0.86~0.94 倍となっている。

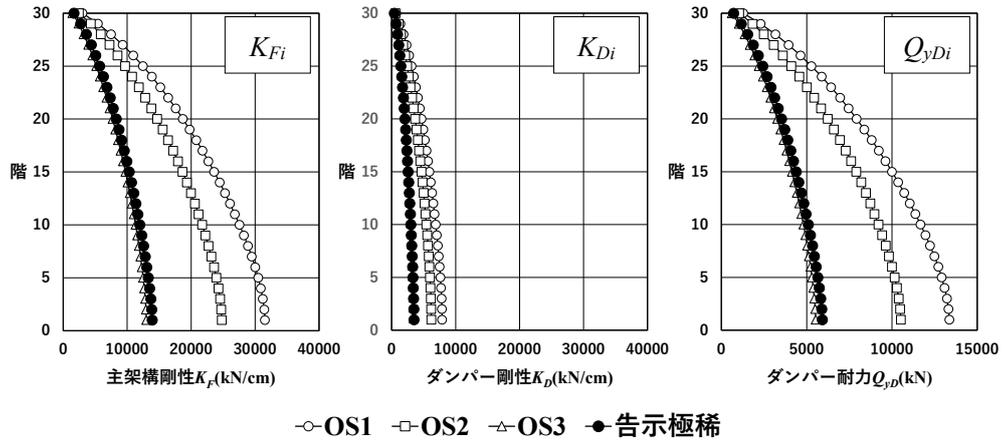


図 2.5.2 【設計問題Ⅲ-1】に対する設計結果（剛性および耐力分布）

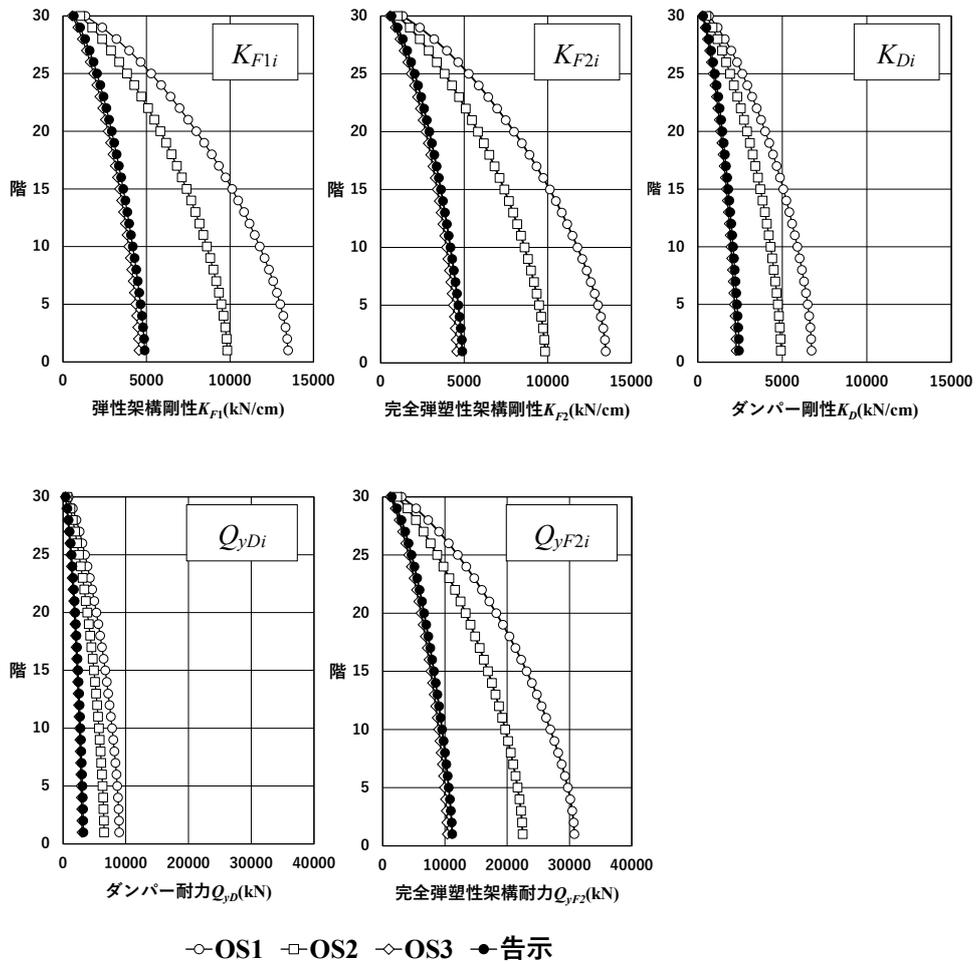


図 2.5.3 【設計問題Ⅲ-2】に対する設計結果（剛性および耐力分布）

次に、本設計法で採用した応答評価法の精度を検証するために、2.5.2 項で設定した長周期地震動（OS1,OS2,OS3）の各設計用速度応答スペクトルに適合する模擬地震動に対する弾塑性時刻歴応答解析を実施した。採用した長周期地震動の時刻歴波形と最大加速度を、図 2.5.4 に示す。【設計問題Ⅲ-1】の設計解に対する時刻歴応答解析結果を図 2.5.5 に、【設計問題Ⅲ-2】の設計解に対する時刻歴応答解析結果を図 2.5.6 に示す。両結果とも、応答値が指定値に比べ高層階では小さくなっているが、どのケースにおいても概ね指定した層間変形角の値に制約できている。なお、本設計例題では、長周期地震動を対象としたため、30 層モデルを対象としたが、高層階で応答値が指定値に比べ小さくなる事象は、層数が小さい場合にも発生する可能性がある。精度向上に関するさらなる検討は、今後の課題とする。

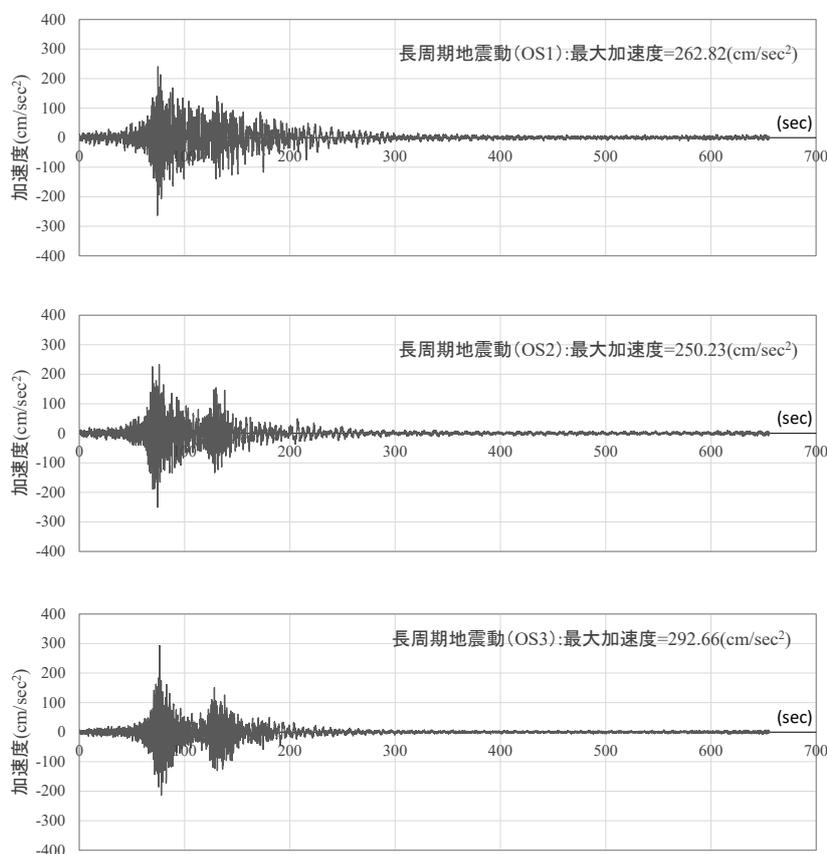


図 2.5.4 南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動（大阪圏）の疑似速度応答スペクトルに適合する地震動（OS1, OS2, OS3）

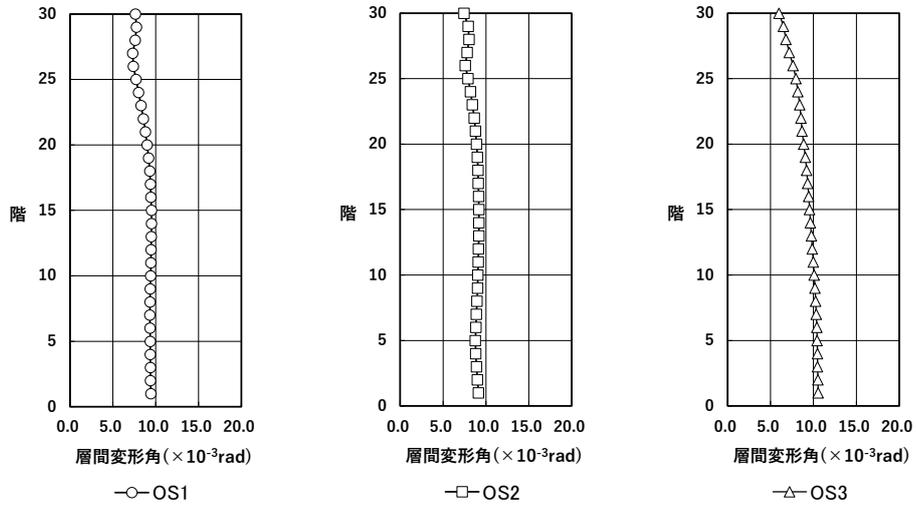


図 2.5.5 【設計問題Ⅲ-1】の設計解に対する時刻歴応答解析結果

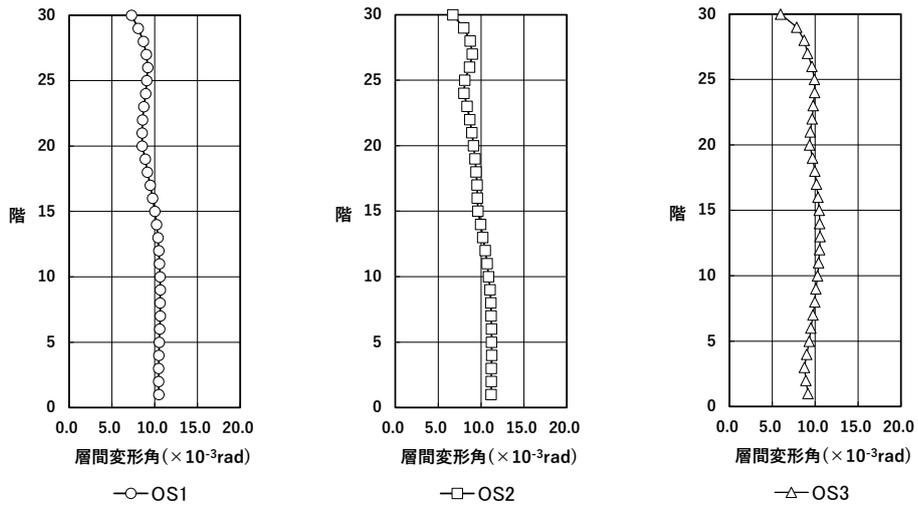


図 2.5.6 【設計問題Ⅲ-2】の設計解に対する時刻歴応答解析結果

2.6. 長周期地震動に対する既存建築構造物の履歴型ダンパーによる補強設計

2.6.1 対象とする構造物モデル

既存建築構造物としては、2.2.1 項で設定した f 層の弾性せん断型構造物モデル（主架構のみ）と、2.4.1 項で設定した弾性架構と完全弾塑性架構が混在する f 層の弾塑性せん断型構造物（主架構）の各層間に、完全弾塑性履歴型ダンパーを組み込んだ構造物モデルの 2 つのモデルを対象とする。また、両構造物モデルへの補強ダンパーとしては、2.2.1 項や 2.4.1 項で設定した、完全弾塑性履歴型ダンパーを考える。

2.6.2 設計用地震動

設計用地震動は、2.5.3 項で設定した南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動の大坂圏疑似速度応答スペクトル（OS1, OS2）に適合する地震動群を用いる。

2.6.3 設計問題の設定

ここでは、以下のような 2 ケースの設計問題を考える。

【設計問題IV-1】

『2.2.2 項で設定した極希時設計用地震動に対して、最大層間変位が制約された 2.2.1 項に示す f 層既存弾性せん断型構造物モデル（主架構のみ）において、2.6.2 項で設定した長周期地震動群が作用する場合に発生する最大層間変位が制約条件 $\delta_{i\max} = \delta^*_i$ (δ^*_i : 層間変位の指定値) を満足するような履歴型ダンパーの初期剛性 K_{Di} および降伏耐力 Q_{yDi} を求めよ。 ($i=1, \dots, f$)』

【設計問題IV-2】

『2.4.2 項で設定した極希時設計用地震動に対して、最大層間変位が制約された図 2.4.1 に示す f 層既存履歴型ダンパー付き弾塑性せん断型構造物モデルにおいて、2.6.2 項で設定した長周期地震動群が作用する場合に発生する最大層間変位が制約条件 $\delta_{i\max} = \delta^*_i$ (δ^*_i : 層間変位の指定値) を満足するような履歴型ダンパーの初期剛性 K_{Di} および降伏耐力 Q_{yDi} を求めよ。ここで、完全弾塑性架構の弾性架構に対する剛性比 $k_{2i} (= K_{F2i} / K_{F1i})$ 、完全弾塑性架構の塑性率 μ_{Fi} は与条件とする。 ($i=1, \dots, f$)』

2.6.4 設計問題の解法手順

まず、【設計問題IV-1】に対する解法手順を示す。

Step-1 極希時設計用地震動に対して最大層間変形角が制約された既存弾性構造物モデルの設計解を 2.2.4 項の設計手法を用いて算出し、補強対象とする既存弾性構造物モデルの主架構剛性 $_G K_{Fi}$ とする。

Step-2 剛性比 $k_i^{(1)}$ ($= K_{Di} / K_{Fi}$) の初期値を仮定する。
(上付きの()内の数値はイタレーション回数を示す。)

Step-3 長周期地震動 (OS1,OS2) に対して、2.2.4 項で提示した手法 (Step A-1～Step B-10) を適用し、剛性比 $k_i^{(1)}$ に対する設計解 (主架構剛性 K_{Fi} , ダンパー剛性 K_{Di} , ダンパー耐力 Q_{yDi}) を算出する。

Step-4 新しい剛性比 $k_i^{(P+1)}$ を(2.6.1)式で算出し、その $k_i^{(P+1)}$ に対して新たに設計解を算出し、
 $k_i^{(P+1)} = K_{Di}^{(P+1)} / K_{Fi}^{(P+1)} \cong K_{Di}^{(P+1)} / _G K_{Fi}$, すなわち $K_{Fi}^{(P+1)} \cong _G K_{Fi}$ となるまで繰り返す。

$$k_i^{(P+1)} = (K_{Di}^{(P)} / _G K_{Fi}) \times (K_{Fi}^{(P)} / _G K_{Fi})^{\alpha 1} \quad (2.6.1)$$

ここで、 $\alpha 1$: 収斂計算時剛性比改修係数

次に、【設計問題IV-2】に対する解法手順を示す。

Step-1 極希時設計用地震動に対して最大層間変形角が制約された既存弾塑性構造物モデルの設計解を 2.4.4 項の設計手法を用いて算出し、補強対象とする既存弾塑性構造物モデルの主架構剛性 $_G K_{Fi}$ とする。

Step-2 剛性比 $k_i^{(1)}$ ($= K_{Di} / (K_{Fi1} + K_{Fi2})$) の初期値を仮定する。
(上付きの()内の数値はイタレーション回数を示す。)

Step-3 長周期地震動 (OS1,OS2) に対して、2.4.4 項で提示した手法 (Step A-1～Step B-10) を適用し、剛性比 $k_i^{(1)}$ に対する設計解 (弾性架構の剛性 K_{Fi1} , 完全弾塑性架構の初期剛性 K_{Fi2} および降伏耐力 Q_{yF2i} , 履歴型ダンパーの初期剛性 K_{Di} および降伏耐力 Q_{yDi}) を算出する。

Step-4 新しい剛性比 $k_i^{(P+1)}$ を(2.6.2)式で算出し、その $k_i^{(P+1)}$ に対して新たに設計解を算出し、
 $k_i^{(P+1)} = K_{Di}^{(P+1)} / (K_{Fi1} + K_{Fi2})^{(P+1)} \cong K_{Di}^{(P+1)} / _G K_{Fi}$, すなわち $(K_{Fi1} + K_{Fi2})^{(P+1)} \cong _G K_{Fi}$ となるまで繰り返す。

$$k_i^{(P+1)} = (K_{Di}^{(P)} / _G K_{Fi}) \times ((K_{Fi1} + K_{Fi2})^{(P)} / _G K_{Fi})^{\alpha 2} \quad (2.6.2)$$

ここで、 $\alpha 2$: 収斂計算時剛性比改修係数

この $\alpha 1, \alpha 2$ は、収斂回数を低減するための係数で、いくつかの設計例題での検討結果を踏まえて設定することとしたが、この値の設定方法については今後の課題とする。

2.6.5 設計例題

2.6.4 項で提示した補強設計手法による 30 層モデルの設計例題を示す。最大層間変位の指定値 $\delta^*_i=4.0(\text{cm})$ (層間変形角 1/100) とし、構造物モデルの諸元 (質量, 階高, 履歴減衰有効率) については, 2.5.6 項と同じ値を採用した。また, 【設計問題IV-1】に対しては, 収斂計算時剛性比改修係数 $\alpha_1=2$, 【設計問題IV-2】に対しては, 収斂計算時剛性比改修係数 $\alpha_2=1$ とし, 両設計問題とも解法の Step-4 (剛性比 k_i 収斂計算) でのイタレーション回数を 10 回として検討した。

まず, 【設計問題IV-1】の補強設計結果を極希時設計用地震動に対して層間変形角が 1/100 に制約された既存弾性構造物 (1 次固有周期 $T=4.24(\text{s})$) の主架構の剛性と併せて図 2.6.1 に示す。OS1 に対する補強設計後の 1 次固有周期は $T=3.53(\text{s})$, 剛性比 k_i は 0.17~0.47 (ダンパー分担率 15~32%), ダンパー付加等価減衰定数は 2~6%程度である。また, OS2 に対する補強設計後の 1 次固有周期は $T=3.80(\text{s})$, 剛性比 k_i は 0.08~0.26 (ダンパー分担率 7~21%), ダンパー付加等価減衰定数は 1~4%程度となっている。

次に【設計問題IV-2】の補強設計結果を極希時設計用地震動に対して層間変形角が 1/100 に制約された既存履歴型ダンパー付き弾塑性構造物モデル (1 次固有周期 $T=7.02(\text{s})$, ダンパー分担率 20%, 等価減衰定数 10.8%) の設計解と併せて図 2.6.2 に示す。OS1 に対する補強設計後の 1 次固有周期は $T=5.64(\text{s})$, 剛性比 k_i は 0.87~2.09 (ダンパー分担率 46~68%), 等価減衰定数は 16~23%である。また, OS2 に対する補強設計後の 1 次固有周期は $T=6.26(\text{s})$, 剛性比 k_i は 0.45~1.03 (ダンパー分担率 31~51%), 等価減衰定数は 13~18%となっている。

次に, 本設計法で採用した応答評価法の精度を検証するために, 長周期地震動 (OS1, OS2) の各設計用速度応答スペクトルに適合する模擬地震動に対する弾塑性時刻歴応答解析を実施した。【設計問題IV-1】の設計解に対する時刻歴応答解析結果を図 2.6.3 に示す。この結果より, 補強設計前は, OS1, OS2 とも 15×10^{-3} を超える大きな層間変形角が生じる既存弾性構造物モデルにおいて, 本設計手法により算出した履歴型ダンパーを付加することにより, 層間変形角を指定値 (1/100) に制約できることがわかる。

また, 【設計問題IV-2】の設計解に対する時刻歴応答解析結果を図 2.6.4 に示す。この結果より, 補強設計前は, OS1, OS2 とも $15 \times 10^{-3}\text{rad}$ を超える大きな層間変形角が生じる既存履歴型ダンパー付き弾塑性構造物モデルにおいても, 既存構造物に付加されていた履歴型ダンパーを, 本設計手法で算定した履歴型ダンパーに取り換えることにより, 層間変形

角を指定値に制御できることがわかる。

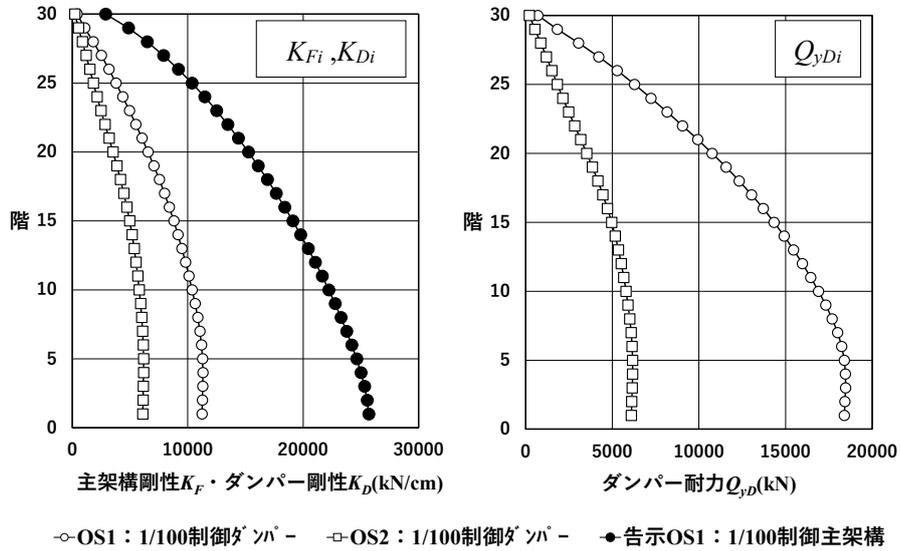


図 2.6.1 【設計問題IV-1】に対する補強設計結果（剛性および耐力分布）

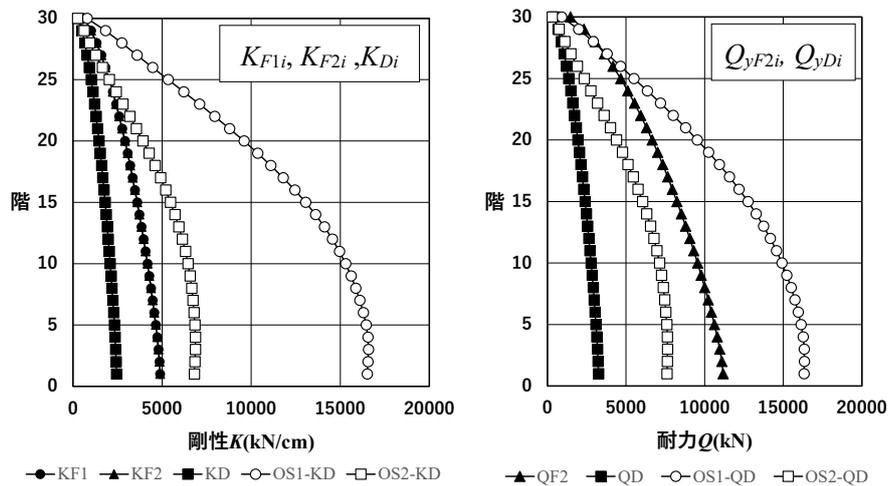
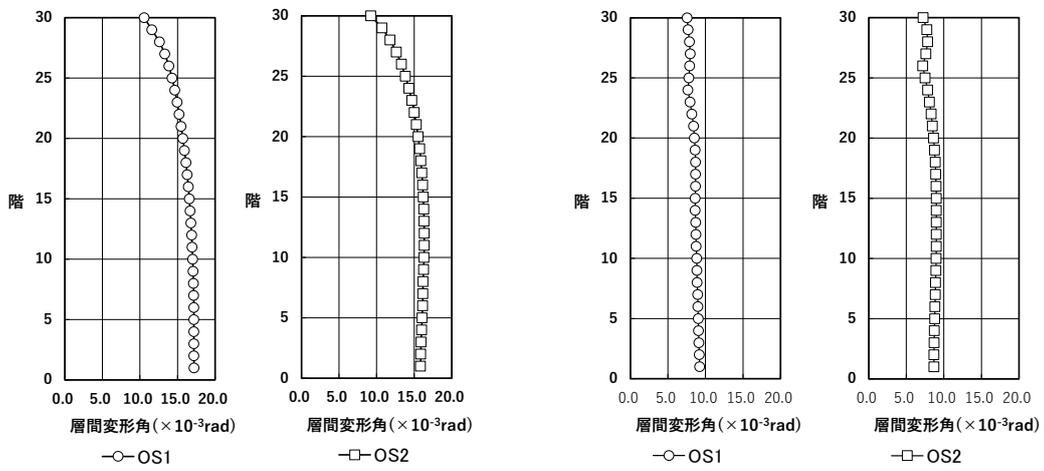


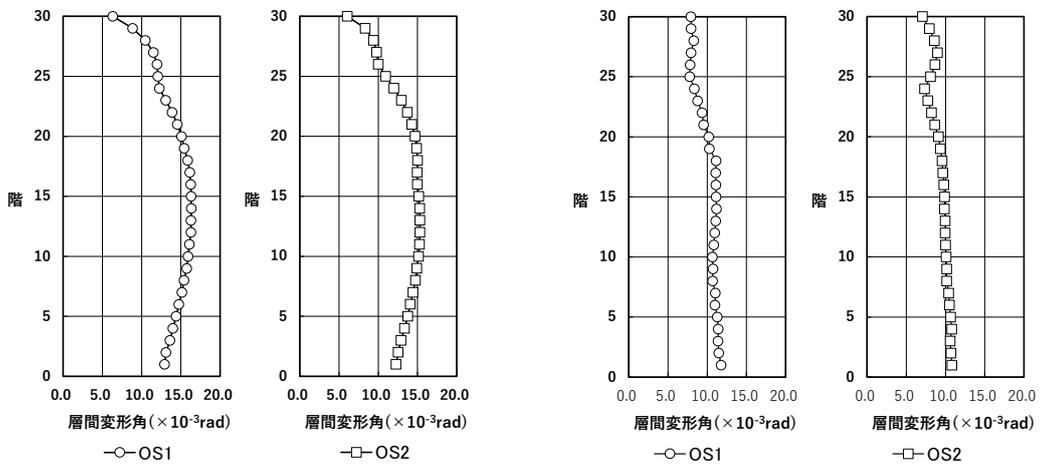
図 2.6.2 【設計問題IV-2】に対する補強設計結果（剛性および耐力分布）



(a)ダンパー補強前

(b)ダンパー補強後

図 2.6.3 【設計問題IV-1】の設計解に対する時刻歴応答解析結果



(a)ダンパー補強前

(b)ダンパー補強後

図 2.6.4 【設計問題IV-2】の設計解に対する時刻歴応答解析結果

2.7 結論（まとめ）

2章で得られた結論を以下に示す。

- 1) 履歴型ダンパー付き弾性せん断型構造物において、設計用地震動に対して指定した最大層間変位分布を呈する弾性架構の剛性、ダンパーの初期剛性および降伏耐力を見出す設計手法を提示した。設計例題を通じて、所要のダンパーの剛性を確保すれば、主架構の剛性は小さく抑えることができること、および、塑性率を指定する手法と比べ、剛性を小さく抑えることができることを示した。また、弾塑性時刻歴応答解析を実施することにより、本設計手法の妥当性を検証した。（2.2 節）
- 2) 弾性架構と弾塑性架構が混在する履歴型ダンパー付き弾塑性建築構造物の等価減衰定数を最大化するダンパーの適正分担率算定式を誘導し、その分担率が剛性比および弾塑性架構塑性率で決定されるという新たな知見を提示した。パラメタリックスタディにより、弾塑性架構比率、弾塑性架構の塑性率の変動に伴い、等価減衰定数が大きく変動することを明らかにした。一方、ダンパーの適正分配率は弾塑性架構の塑性率の関数となっているものの、塑性率の変化に伴う変動幅は小さいことを示した。（2.3 節）
- 3) 弾性架構と完全弾塑性架構が混在する履歴型ダンパー付き弾塑性せん断型構造物において、設計用地震動に対して指定した最大層間変位分布を呈する弾性架構の剛性、完全弾塑性架構の初期剛性および降伏耐力、ダンパーの初期剛性および降伏耐力を見出す設計手法を提示した。また、完全弾塑性架構の塑性率が異なる3ケースの設計例題を示すとともに、弾塑性時刻歴応答解析を実施することにより、本設計手法の妥当性を検証した。（2.4 節）
- 4) 南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動に対しても 2.2 節および 2.4 節で提示した設計手法が適用できることを示した。また、設計例題を示すとともに、弾塑性時刻歴応答解析により設計手法の妥当性を検証した。（2.5 節）
- 5) 極希時地震動を上回る長周期地震動が作用する場合において、既存弾性せん断型構造物モデルおよび履歴型ダンパー付き既存弾塑性せん断型構造物モデルに対する履歴型ダンパーによる補強設計手法を提示した。また、補強設計例題を示すとともに、弾塑性時刻歴応答解析により、設計手法の妥当性を検証した。（2.6 節）

参考文献

- 2.1) 島野幸弘：履歴型ダンパー付き建築構造物の地震時応答制約設計，構造工学論文集 Vol.65B, pp.273-282, 2019.3.
- 2.2) 井上一朗，小野聡子：履歴ダンパーの適正耐力分担率と架構の設計耐力，構造工学論文集，Vol.41B, pp.9-15, 1995.10.
- 2.3) 島野幸弘：弾性架構と完全弾塑性架構が混在する履歴ダンパー付き建築構造物の地震時応答制約設計法（長周期地震動に対する設計），日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)，構造 I，pp.241-242, 2022.
- 2.4) 建設省：損傷限界変位、Td、Bdi、層間変位、安全限界変位、Ts、Bsi、Fh 及び Gs を計算する方法並びに屋根ふき材等及び外壁等の構造耐力上の安全を確かめるための構造計算の基準を定める件，建設省告示第 1457 号，2000.5.
- 2.5) 建設省：超高層建築物の構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を定める件，建設省告示第 1461 号，2000.5.
- 2.6) 柴田明德：最新耐震構造解析(第 2 版)，森北出版，pp.48-49, 2003.
- 2.7) 国土交通省：超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動への対策案について（技術的助言），国住指第 1111 号，2016.6.

第3章 鉛直段差を有するH形断面梁付き鉄骨架構の構造特性の定式化 および履歴型ダンパーとしての活用

3.1 はじめに

3章で取り上げる「鉛直段差を有するH形断面梁（以下、ドロップハンチ梁）付き鉄骨架構」は、ドロップハンチ梁を梁として採用した柱梁鉄骨架構である。ドロップハンチ梁を図3.1.1に示す。ドロップハンチ梁は中央部と端部で梁せいの異なるH形梁を連結した鉛直段差を有するH形断面梁である。天井内の設備配管等のフレキシビリティの向上や、既製形鋼を用いることによるロングスパン梁のローコスト化などを目的として利用されている。このドロップハンチ梁において、①段差位置、②段差部両側断面の塑性断面性能の差、を利用することで、工場溶接で接合した段差部（ハンチ起点部）に塑性ヒンジを発生させることが可能となる。なお、ドロップハンチ梁は通常のハンチ梁に比べて段差部がスパン中央側にあることから、段差部で塑性ヒンジを発生させる場合、同一部材角では、梁端に塑性ヒンジが発生する場合に比べ部材塑性率が大きくなる。従って、段差位置や段差部両側断面の設定が重要となる。

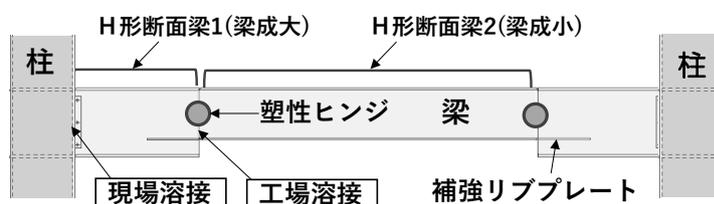


図3.1.1 鉛直段差を有するH形断面梁（ドロップハンチ梁）の概要

通常、ドロップハンチ梁は、天井内の設備配管等のフレキシビリティの向上を目的に利用されることが多いが、段差部両側の梁断面を調整することにより、スパン長全体に対する等価梁剛性をコントロールすることができる。また、柱スパンを意図的に短く設定することにより、さらに、柱梁架構の剛性調整も可能で、ブレースや鋼板耐震壁架構には剛性では劣るものの、履歴型ダンパーとしての利用は十分可能である。本章では、ドロップハンチ梁の基本的な構造特性を定式化した上で、2章で提示した設計手法を応用し、ドロップハンチ梁付き鉄骨架構を履歴型ダンパーとして活用する手法を提示する。

まず 3.2 節で、対象とするドロップハンチ梁の概要および鉄骨段差部ディテールを提示する^{3.1)}。3.3 節では、ドロップハンチ梁の復元力特性 ($M-\theta$ 関係)、段差部塑性化に伴う部材塑性率や減衰特性 (等価減衰定数)、中央梁先行塑性化条件など、ドロップハンチ梁の構造特性の算定式を定式化するとともに、定式化された算定式を用いて構造特性の支配要因について考察する^{3.1)}。なお、本論文では、基本的な構造性能を把握しやすくするため、定式化において鉛直荷重、せん断変形、柱梁接合部の剛域、床スラブの効果等を考慮していないが、これらの項目が構造性能に与える影響の検討については今後の課題とする。

3.4 節ではドロップハンチ梁付き鉄骨架構の基本特性を把握するため、連続架構から切り出したドロップハンチ梁付き鉄骨架構を用いて、構造特性 (復元力特性、減衰特性等) の算定式を 3.3 節と同様に定式化する。その後、定式化した算定式を用いて構造特性の支配要因について考察する^{3.1)}。3.5 節では、3.4 節の構造特性の算定式を多層のドロップハンチ梁付き鉄骨架構に拡張し、その構造特性 (復元力特性、減衰特性) を定式化する。

3.6 節では、3.5 節で定式化した構造特性の算定式を用い、ドロップハンチ梁付き鉄骨架構を履歴型ダンパー付き建築構造物の履歴型ダンパーとして活用する手法を提示する。具体的には、2.2 節の図 2.2.1 に示す「履歴型ダンパー付き f 層弾性せん断型構造物モデル」を「ドロップハンチ梁付き鉄骨架構 (履歴型ダンパー)」と「弾性架構」の並列モデルと考え、極希地震動に対する最大層間変形が耐震性能の目標値を満足するための履歴型ダンパーの設計解 (初期剛性、降伏耐力) を、ドロップハンチ梁付き鉄骨架構で実現する過程において、柱およびドロップハンチ梁の断面性能 (断面 2 次モーメント) を設定する手法を提示する^{3.2)}。

ところで、ドロップハンチ梁は、中央と端部で断面が異なる変断面梁であることを利用し、塑性変形能力に優れた「ノンブラケット工法」の梁を実現できる。ここでは、「ノンブラケット工法」についての実務での現状や、中央と端部で断面が異なる変断面梁に関する既往の研究について簡潔に言及する。

鉄骨を現場で組み立てる時の柱・梁の接合方法としては、「ブラケット工法」と「ノンブラケット工法」がある。ブラケット工法は、塑性化する梁端部を現場溶接に比べ品質が安定している工場溶接で行うので、靱性性能を確保しやすい。しかし、柱にブラケットがあり、施工性、経済性の観点でメリットが小さい。一方、ノンブラケット工法は、柱にブラケットがなく工場製作の簡素化や運搬費の軽減が図れるため、施工性、経済性の観点でメリットが大きい。しかし、梁を一様断面とした場合、塑性化する梁端部を現場溶接で行う

| 案 | A案 | B案 | C案 | D案 |
|--------|---------|-----------|------------------|--------------------|
| 種別 | 同一断面梁 | 同一断面梁 | 水平ハンチ梁 | ドロップハンチ梁 |
| 工法 | ブラケット工法 | ノンブラケット工法 | ノンブラケット工法 | ノンブラケット工法 |
| 特徴 | - | 梁全断面同一 | 梁端部フランジに水平ハンチを設置 | 成の異なるH形H梁を組み合わせて製作 |
| 平面 | | | | |
| 立面 | | | | |
| 塑性化位置 | 梁端部 | 梁端部 | ハンチ起点部 | 梁段差部 |
| 塑性化部仕様 | 工場溶接 | 現場溶接 | 工場溶接 | 工場溶接 |
| 靱性性能 | ◎ | △ | ◎ | ◎ |
| 施工性 | △ | ◎ | ◎ | ◎ |
| 経済性 | △ | ◎ | △ | ○ |

図 3.1.2 柱・梁の接合方法の違いによる性能比較

ため、ブラケット工法と比べ、靱性性能の低下が懸念される。通常、鋼構造建築物では、大地震時に梁端部を塑性化させることにより地震エネルギーを吸収するため、塑性化させる梁端部には所要の靱性性能の確保が必要である。そのため、種々の変断面梁を利用することで梁断面切り替え位置を塑性化させ、梁端部を塑性化させないノンブラケット工法がよく利用されている。柱・梁の接合方法（工法、塑性化位置、塑性化部仕様）の違いによる①靱性性能、②施工性、③経済性の性能比較結果を表 3.1.2 に示す。C 案は、梁端部に水平ハンチを施した梁を用いたノンブラケット工法であり、この工法により 1 枚加工による溶接のないハンチ起点部もしくは工場溶接のハンチ起点部に塑性ヒンジを発生させることで、梁の塑性変形能力を向上させる研究が行われている^{3.3)~3.7)}。また、本論文で取り上げた D 案のドロップハンチ梁は、段差部に塑性ヒンジを発生させることにより、塑性変形能力を向上させることが可能で、実験や FEM 解析を用いて検証する研究がこれまでいくつか実施されている^{3.1),3.8)~3.10)}。C 案、D 案は、詳細は異なるものの、力学性能的には、両者とも、中央と端部の断面が異なる変断面梁という面で共通である。この変断面梁に関しては、前述のとおり、実験的な研究はこれまで行われているが、断面変更位置や中央と端部の断面性能の差により、スパン全長に渡る梁としての構造特性（復元力特性、減衰特性）を定式化した研究はこれまで行われていない。島野らは、変断面梁の構造特性（復元力特性、減衰特性）を定式化するとともに、その構造特性を支配する要因について考察を行ってきた^{3.1)}。その観点でも、変断面梁に関する新たな知見を提示できたものと考えられる。

3.2 ドロップハンチ梁の概要

3.2.1 ドロップハンチ梁の段差部ディテール

ドロップハンチ梁は、中央部と端部で梁せいの異なるH形梁を連結するので、段差部でフランジが不連続となる。中央部の梁が負担していた曲げモーメントを端部に伝達するためには、不連続となるフランジに対し、応力伝達の観点で何らかの対応が必要となる。その方法としては、いくつか考えられるが、ここではその一例として、図3.2.1に示す端部梁ウェブに水平補強プレートを取り付ける段差部ディテールを紹介する。

まず、端部梁にスリットを設け、そこに補強プレートを差し込み端部梁のウェブと隅肉溶接で接合する。その後、端部梁と中央梁を突き合わせ溶接で接合する。端部梁と中央梁の溶接部詳細図を図3.2.1に併せて示す。なお、補強プレートについては2分割し、ウェブ両側から隅肉溶接で取り付けて製作することも可能である。

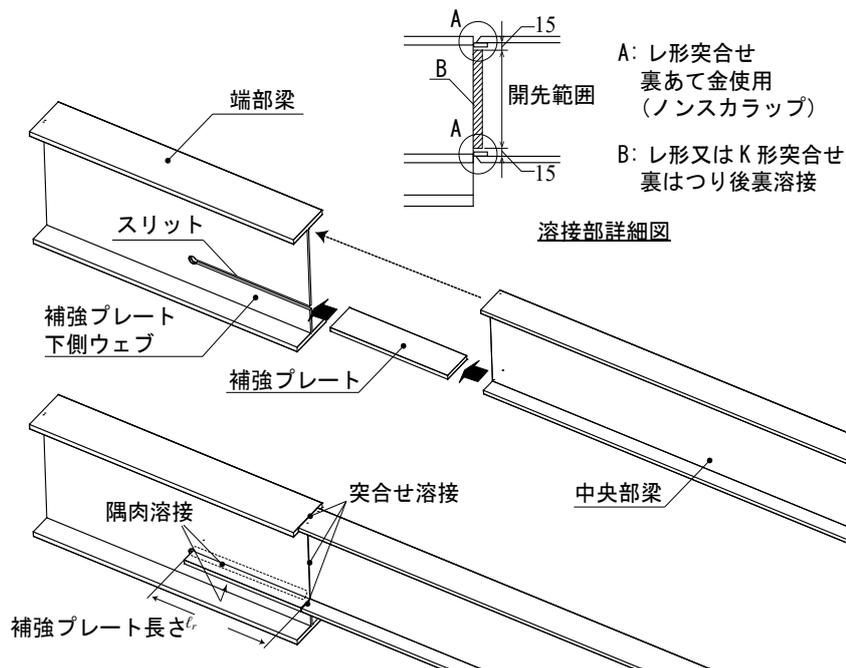


図 3.2.1 ドロップハンチ梁の段差部ディテール例

3.2.2 段差部の応力伝達条件

3.2.1 項で紹介したディテールでは、中央梁の下フランジの圧縮応力（または引張応力）は、まず、端部梁のウェブにとりつけた補強プレートに伝えられ、次に、主として補強プレート下側ウェブを介して端部梁の下フランジに伝えられる。そのため、補強プレートによってフランジ応力をウェブに伝達させるためには、補強プレート長さを所要の端部梁ウェブのせん断面積と溶接長さを確保できるように設定する必要がある。以上のことを踏まえ、中央梁が段差部で全塑性耐力を発揮し、十分な塑性変形性能を確保するために必要な補強プレートの長さは、端部梁ウェブのせん断耐力が、中央梁下フランジの圧縮耐力（または引張耐力）を上回る条件から次式で算定できる。

$$l_r = \beta \times \frac{{}_c\sigma_y \cdot {}_c t_f \cdot {}_c B_f}{{}_e \tau_y \cdot {}_e t_w} \quad (3.2.1)$$

ここで、

l_r : 補強プレート長さ、

β : 安全率（補強プレート長さ割増率 ※ $\beta=1.2$ 程度）

${}_c\sigma_y$: 中央梁下フランジの降伏垂直応力度

${}_e\tau_y$: 端部梁ウェブの降伏せん断応力度

${}_c B_f$: 中央部梁下フランジ幅

${}_c t_f$: 中央部梁下フランジ厚さ

${}_e t_w$: 端部梁ウェブ厚さ

なお、補強プレートと端部梁ウェブとの溶接（隅肉溶接）部の耐力は(3.2.1)式で算定される長さで十分確保できる。また、補強プレートに伝達された軸力は補強プレート上側ウェブを介して端部梁の上フランジにも伝えられるため、補強プレートに伝達された全軸力が補強プレート下側ウェブを介して端部梁の下フランジに伝達されるように補強プレート長を算定する(3.2.1)式は安全側の算定式と言える。

3.3 ドロップハンチ梁の構造特性

3.3.1 ドロップハンチ梁の復元力特性

ドロップハンチ梁の基本的な力学性能を把握するため、図 3.3.1 に示す両端で柱に剛接された構造モデルを考える。まず、本構造モデルの両端部に曲げモーメント M_2 が作用し、逆対称に変形する場合において、ドロップハンチ梁の梁端モーメント M_2 と部材角 θ_{R2} の関係式を定式化する。ここで、この逆対称の変形状態（図 3.3.2）において、 θ_{R2} は半スパンのドロップハンチ梁の全長の変形に対する部材角（ $=\delta_B / \ell$ ）、 θ_{R1} は半スパンドロップハンチ梁の中央部梁の変形に対する部材角（ $=\delta_1 / a$ ）である。ここで、ドロップハンチ梁は、変断面の線材モデルに置換するとともに、定式化を簡略化し、基本的な力学性能を把握しやすくするため、ドロップハンチ梁に働く鉛直荷重、部材のせん断変形、柱梁接合部の剛域、床スラブによる剛性割増しについては考慮しないものとする。なお、ドロップハンチ梁には、段差部において中央梁に塑性ヒンジが発生することを想定する。また、ドロップハンチ梁を図 3.3.1 のようにモデル化することの妥当性を検証するための加力実験と FEM 解析を実施しているが、その検証結果^{3.1)}については、付録 1 に掲載する。

逆対称変形状態における梁端モーメント M_2 と部材角 θ_{R2} の関係式は、図 3.3.2 のように、中央に梁のせん断力が半スパン長 ℓ （ $=L/2$ ）の片持梁の先端に作用した場合の $M-\theta$ 関係式から算定することができる。以下、この片持ち梁構造モデルに対して復元力特性（ $M-\theta$ 関係、 $Q-\delta$ 関係）を算定する。

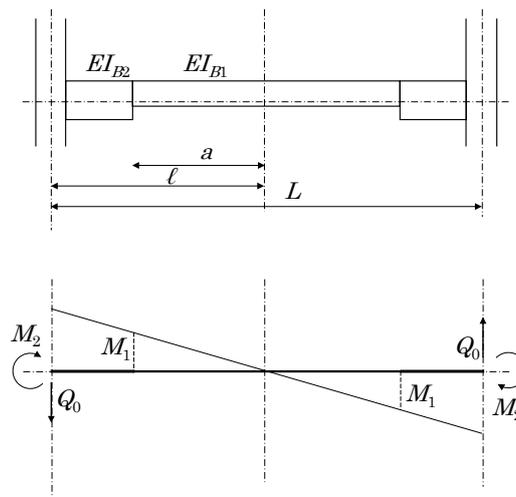


図 3.3.1 ドロップハンチ梁の構造モデルとその応力状態

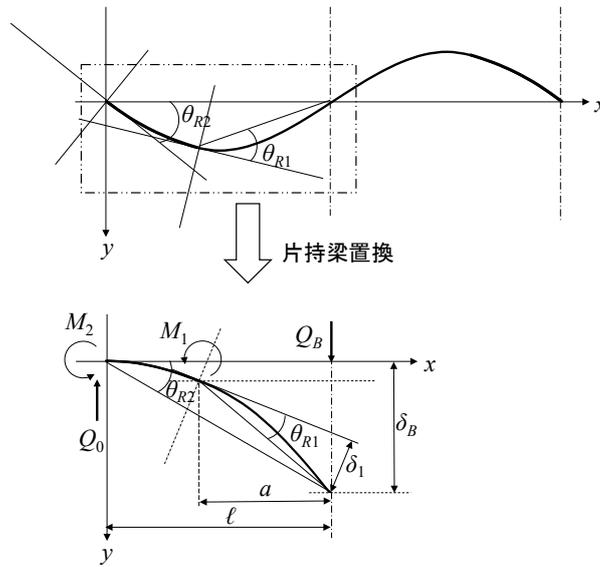


図 3.3.2 構造モデルの変形状態

一般的に平面保持が成り立つ場合、曲率 κ ，たわみ $y(x)$ ，曲げモーメント $M(x)$ ，曲げ剛性 EI の間には次式が成り立つ。

$$\kappa = -\frac{d^2 y(x)}{dx^2} = -\frac{M(x)}{EI} \quad (3.3.1)$$

ここで，片持ち梁の $M(x)$ は次式となる。

$$M(x) = -M_2(1 - x/\ell) \quad (3.3.2)$$

(3.3.1)式, (3.3.2)式を用いて，端部 ($0 \leq x \leq \ell - a$) および中央部 ($\ell - a \leq x \leq \ell$) のたわみ $y(x)$ ，たわみ角 $\theta(x)$ は次式のように算定できる。

① $0 \leq x \leq \ell - a$ の時 (端部梁区間)

$$\theta(x) = -\frac{dy(x)}{dx} = -\frac{M_2}{EI_{B2}} \left(\frac{x^2}{2\ell} - x \right) \quad (3.3.3)$$

$$y(x) = -\frac{M_2}{EI_{B2}} \left(\frac{x^3}{6\ell} - \frac{x^2}{2} \right) \quad (3.3.4)$$

② $\ell - a \leq x \leq \ell$ の時 (中央端区間)

$$\theta(x) = -\frac{dy(x)}{dx} = -\frac{M_2}{EI_{B1}} \left(\frac{x^2}{2\ell} - x \right) + C_3 \quad (3.3.5)$$

$$y(x) = -\frac{M_2}{EI_{B1}} \left(\frac{x^3}{6\ell} - \frac{x^2}{2} \right) + C_3 x + C_4 \quad (3.3.6)$$

$$C_3 = -\frac{M_2}{E} \left(\frac{1}{I_{B2}} - \frac{1}{I_{B1}} \right) \left(\frac{(\ell - a)^2}{2\ell} - (\ell - a) \right)$$

$$C_4 = \frac{M_2}{E} \left(\frac{1}{I_{B2}} - \frac{1}{I_{B1}} \right) \left(\frac{(\ell - a)^3}{3\ell} - \frac{(\ell - a)^2}{2} \right)$$

ここで,

ℓ : 半スパン長 (= $L/2$), E : 鋼材のヤング係数

I_{B1} : 中央梁の断面 2 次モーメント

I_{B2} : 端部梁の断面 2 次モーメント

部材角 θ_{R2} は, $y(\ell)/\ell$ で算出できるため, (3.3.6)式より, 梁端モーメント M_2 と部材角 θ_{R2} の関係式が次式のように得られる.

$$M_2 = \frac{3EI_{B1}m\ell^2}{m\alpha^3 + \ell^3 - \alpha^3} \theta_{R2} = \frac{m}{m\alpha^3 + 1 - \alpha^3} \frac{3EI_{B1}}{\ell} \theta_{R2} = K_R \theta_{R2} \quad (3.3.7)$$

ここで,

K_R : 弾性剛性

α : 段差位置比 (= a/ℓ)

m : 梁断面 2 次モーメント比 (= $I_{B2}/I_{B1} \geq 1$)

全断面が中央梁の断面の場合, $\alpha = a/\ell = 1$, $m = I_{B1}/I_{B2} = 1$ ゆえ, (3.3.7)式に代入すると次式となる.

$$M_2 = \frac{3EI_{B1}}{\ell} \theta_{R2} \quad (3.3.8)$$

この結果より, 一様断面梁と比べ, ドロップハンチ梁とすることで, 弾性剛性が $m/(m\alpha^3 + 1 - \alpha^3)$ 倍となることがわかる.

次に, M_2 - θ_{R2} 関係式の折れ点の値 (θ_{pR2} , M_{y2}) を算定する. まず, 段差部曲げモーメント M_1 が中央梁の全塑性モーメント M_{pB1} ($M_1 = M_{pB1}$) に達した時点の端部曲げモーメント M_2 ($M_2 = M_{y2}$) は, 段差位置とスパンとの関係から次式で算定できる.

$$M_{y2} = \frac{\ell}{a} M_{pB1} = \frac{M_{pB1}}{\alpha} \quad (3.3.9)$$

段差部曲げモーメント M_1 が中央梁の全塑性モーメント M_{pB1} ($M_1 = M_{pB1}$) に達した時点の部材角 θ_{R2} (= θ_{pR2}) は, (3.3.7)式, (3.3.9)式より, 次式で表現できる.

$$\theta_{pR2} = \frac{M_{pB1}\ell}{3EI_{B1}m\alpha} (m\alpha^3 + 1 - \alpha^3) \quad (3.3.10)$$

また、段差部曲げモーメント M_1 と中央梁の部材角 θ_{R1} (図 3.3.2 参照) との関係は次式で表現できる.

$$M_1 = \frac{3EI_{B1}}{a} \theta_{R1} \quad (3.3.11)$$

よって、段差部曲げモーメント M_1 が中央梁の全塑性モーメント M_{p1} ($M_1 = M_{pB1}$) に達した時点の中央梁の部材角 θ_{R1} ($=\theta_{pR1}$) は、(3.3.11)式と $M_1 = \alpha M_2$ の関係より次式で表現できる.

$$\theta_{pR1} = \frac{M_{pB1}a}{3EI_{B1}} = \frac{M_{pB1}\alpha\ell}{3EI_{B1}} \quad (3.3.12)$$

3.3.2 ドロップハンチ梁の部材塑性率

端部の部材角 θ_{R2} と中央梁の塑性ヒンジ発生位置 (段差部) における部材塑性率 μ_1 の関係式を誘導する.

塑性ヒンジ発生位置における中央梁の部材塑性率 μ_1 は、次式で表現できる.

$$\mu_1 = \frac{\theta_{R1}}{\theta_{pR1}} = \frac{\theta_{pR1} + \Delta\theta_{R1}}{\theta_{pR1}} = 1 + \frac{\Delta\theta_{R1}}{\theta_{pR1}} \quad (3.3.13)$$

段差部曲げモーメント M_1 が M_{pB1} に達した後の θ_{R2} の増分 ($\Delta\theta_{R2}$) は、 θ_{R1} の増分 ($\Delta\theta_{R1}$) を用いて次式で表現できる.

$$\Delta\theta_{R2} = \frac{a}{\ell} \Delta\theta_{R1} = \alpha \cdot \Delta\theta_{R1} \quad (3.3.14)$$

よって、中央梁が塑性化後の部材角 θ_{R2} は、次式となる.

$$\theta_{R2} = \theta_{pR2} + \Delta\theta_{R2} = \theta_{pR2} + \alpha \cdot \Delta\theta_{R1} \quad (3.3.15)$$

(3.3.15)式の $\Delta\theta_{R1}$ を(3.3.13)式に代入することにより、部材角 θ_{R2} と部材塑性率 μ_1 の関係式が次式のように得られる. ここで、 θ_{pR1} および θ_{pR2} は、(3.3.10)式および(3.3.12)式による.

$$\mu_1 = 1 + \frac{\theta_{R2} - \theta_{pR2}}{\alpha\theta_{pR1}} \quad (3.3.16)$$

3.3.3 ドロップハンチ梁の減衰特性

ドロップハンチ梁の段差部において，中央梁に塑性ヒンジが発生することに伴う等価減衰定数の算定式を提示する．

図 3.3.3 に片持梁に置換したドロップハンチ梁の先端たわみ δ_B と梁せん断力 Q_B の関係を示す．

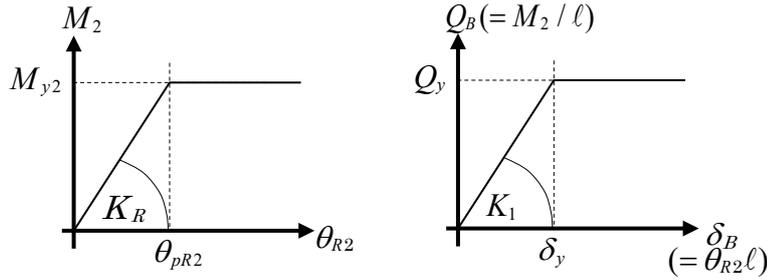


図 3.3.3 ドロップハンチ梁の復元力特性

$\delta = \theta_{R2} \cdot \ell$ ， $Q_B = M_2 / \ell$ であり，ドロップハンチ梁の弾性剛性は，(3.3.7)式より次式となる．

$$Q_B = K_1 \delta_B \quad (3.3.17)$$

ここで，

$$K_1 = \frac{m}{m\alpha^3 + 1 - \alpha^3} \frac{3EI_{B1}}{\ell^3}$$

また，(3.3.9)式，(3.3.10)式より梁降伏せん断力 Q_y ，梁降伏たわみ δ_y は次式となる．

$$Q_y = \frac{M_{y2}}{\ell} = \frac{M_{pB1}}{\alpha \ell} \quad (3.3.18)$$

$$\delta_y = \theta_{pR2} \ell = \frac{M_{pB1} \ell^2}{3EI_{B1} m \alpha} (m\alpha^3 + 1 - \alpha^3) \quad (3.3.19)$$

よって，ドロップハンチ梁の各変形時点の等価減衰定数 h_{eq} は，次式で算定できる^{2.6)}．

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{4Q_y(\delta - \delta_y)}{1/2Q_y\delta} = \frac{2}{\pi} \frac{\delta - \delta_y}{\delta} = \frac{2}{\pi} \frac{\theta_{R2} - \theta_{pR2}}{\theta_{R2}} \quad (3.3.20)$$

3.3.4 ドロップハンチ梁の中央梁先行塑性化条件

部材塑性率 μ_1 ，等価減衰定数 h_{eq} の算定にあたり，中央梁に端部梁に対し先行して塑性ヒンジが発生する（全塑性モーメント M_{pB1} に達する）ことを前提としている．段差部曲げモーメント M_1 が M_{pB1} に達したとき，ドロップハンチ梁が端部で塑性化しない条件は以下となる．

$$M_{pB2} \geq \gamma M_2 \quad (3.3.21)$$

ここで，

M_{pB2} ：端部梁の全塑性モーメント

γ ：安全率

(3.3.9)式より，端部モーメント M_2 は M_{pB1} で表現できる．

$$M_2 = \frac{\ell}{a} M_{pB1} = \frac{M_{pB1}}{\alpha} \quad (3.3.22)$$

(3.3.22)式を(3.3.21)式に代入することにより，ドロップハンチ梁の中央梁が先行して塑性化する条件式は次式となる．

$$\alpha > \gamma \frac{M_{pB1}}{M_{pB2}} \quad (3.3.23)$$

なお，安全率 γ の設定にあたっては，鋼材の降伏比や現場溶接の靱性性能のばらつき等を適切に考慮して設定することが望まれる．

3.3.5 構造特性の支配要因に対する考察

まず，段差位置比 α ，梁断面 2 次モーメント比 m をパラメータとして，①曲げモーメント-部材角関係，②等価減衰定数-部材角関係，③部材塑性率-部材角関係について検討を行った．各検討においては，スパン長 $L=9\text{m}$ ，段差位置比 $\alpha=0.6$ ，ドロップハンチ梁は端部 H-800×300×16×32，中央部 H-600×200×12×25 ($m=3.4$)，鋼材の降伏応力度 325N/mm^2 を基本形とし，段差位置比 $\alpha=0.6, 0.7, 0.8, 0.9$ ，梁断面 2 次モーメント比 $m=2, 4, 6, 8$ として，パラメトリックスタディを行った．その結果を図 3.3.4～図 3.3.6 に示す．

図 3.3.4 より，弾性剛性は，段差位置比 α が小さい（端部梁長さが長い）ほど，梁断面 2 次モーメント比 m が大きい（端部梁の断面 2 次モーメントが大きい）ほど大きくなり，降伏モーメントは，段差位置比 α の変動に伴い変化するが，梁断面 2 次モーメント比 m が変動しても変わらないことがわかる．

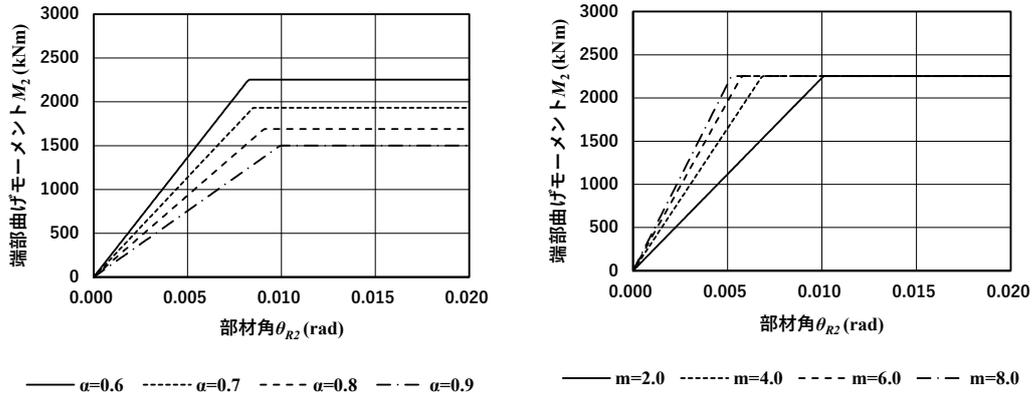


図 3.3.4 端部曲げモーメント-部材角関係

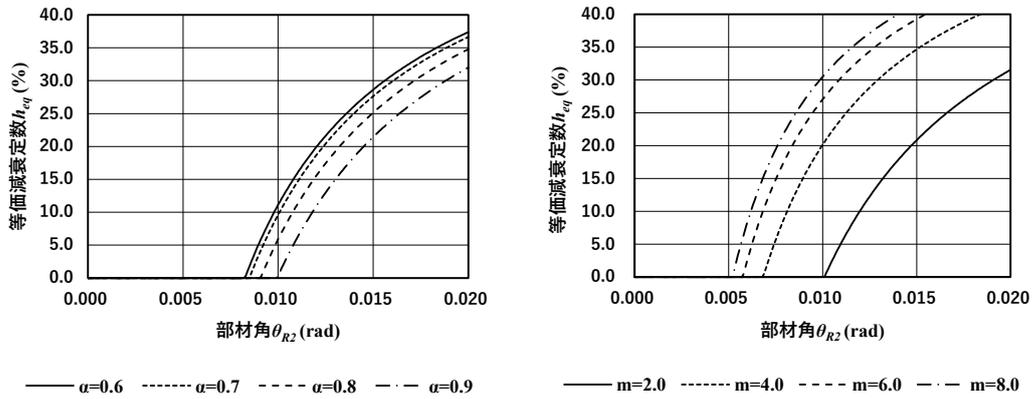


図 3.3.5 等価減衰定数-部材角関係

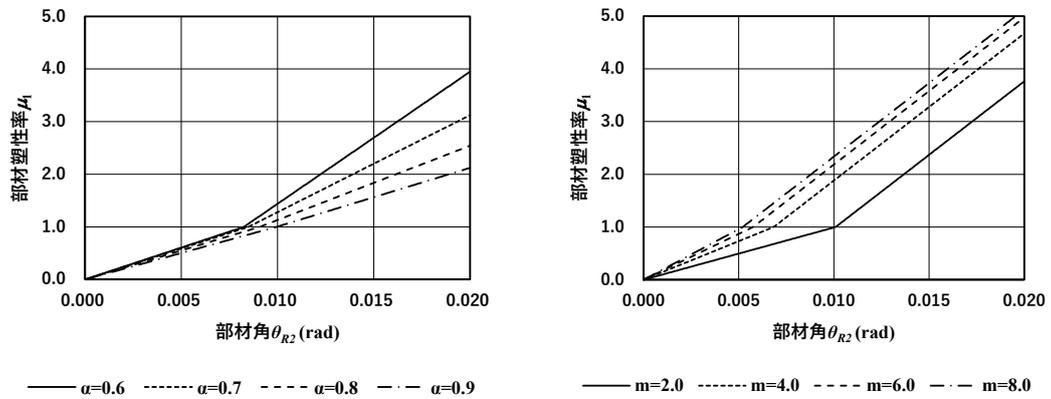


図 3.3.6 等価部材塑性率-部材角関係

図 3.3.5 より、等価減衰定数は段差部で中央梁に塑性ヒンジが発生後、どのケースにおいても単調増加し、段差位置比 α が小さいほど、梁断面 2 次モーメント比 m が大きいほど、小さい部材角から減衰効果を発揮することがわかる。

図 3.3.6 より、塑性ヒンジ発生後の部材塑性率の変化率は段差位置比 α が小さいほど大きくなるが、梁断面 2 次モーメント比 m が変動しても変わらないことがわかる。

以上の結果より、ドロップハンチ梁の剛性、等価減衰定数、部材塑性率は段差位置比 α と断面 2 次モーメント比 m の両方でコントロールでき、耐力は段差位置比 α でコントロールできることがわかる。

次に、段差位置比 α 、および梁断面 2 次モーメント比 m の変動に伴い、①弾性剛性 K_R 、②等価減衰定数 h_{eq} 、③塑性ヒンジ発生部材角 θ_{pR2} 、④部材塑性率 μ_1 がどのように変化するか検討する。各検討において、部材角 $\theta_{R2} = 1/100$ 、スパン長 $L = 9\text{m}$ 、ドロップハンチ梁の中央梁 H-600×200×12×19、鋼材の降伏応力度 325N/mm^2 を共通の諸元とした。なお、段差位置比 α との関係検討時は $m = 2, 4, 6, 8$ 、梁断面 2 次モーメント比 m との関係検討時は $\alpha = 0.6, 0.7, 0.8, 0.9$ として検討を行った。その結果を図 3.3.7～図 3.3.10 に示す。

図 3.3.7 より、弾性剛性は段差位置比 α の減少に伴い、梁断面 2 次モーメント比 m の増大に伴い単調に増加することがわかる。また、図 3.3.8 より、部材塑性率は段差位置比 α が 0.5 程度を超えるとおよそ 3 以下の値となるが、0.5 程度を下回ると梁断面 2 次モーメント比 m の増大に伴い急増することがわかる。

図 3.3.9、図 3.3.10 より、梁断面 2 次モーメント比 m の増大に伴い、等価減衰定数 h_{eq} の値および中央梁に塑性ヒンジが発生する部材角 θ_{pR2} はそれぞれ単調増加、単調減少する。一方、段差位置比 α の増大に伴い、塑性ヒンジ発生部材角 θ_{pR2} および等価減衰定数 h_{eq} は、ある段差位置比 α の値において、塑性ヒンジ発生部材角 θ_{pR2} は極小値を、等価減衰定数 h_{eq} は極大値を持つことがわかる。そこで(3.3.10)式、(3.3.20)式を α の関数とみなして変形すると次式となる。

$$\theta_{pR2} = \frac{M_{pB1}\ell}{3EI_{B1}m} \left((m-1)\alpha^2 + \frac{1}{\alpha} \right) \quad (3.3.24)$$

$$h_{eq} = \frac{2}{\pi} \left\{ 1 - \frac{1}{\theta_{R2}} \frac{M_{pB1}\ell}{3EI_{B1}m} \left((m-1)\alpha^2 + \frac{1}{\alpha} \right) \right\} \quad (3.3.25)$$

(3.3.24)式、(3.3.25)式を用いて、(3.3.26)式を解くことにより、中央梁塑性ヒンジ発生部材角を最小化し、かつ等価減衰定数 h_{eq} を最大化する段差位置比 α は、(3.3.27)式で算出できるこ

とがわかる．なお，図 3.3.9，図 3.3.10 の左のグラフにプロットした●は，各検討ケース ($m=2, 4, 6, 8$) に対して(3.3.27)式を用いて算出した段差位置比 α の値を示す．

$$\frac{\partial \theta_{pR2}}{\partial \alpha} = 0, \quad \frac{\partial h_{eq}}{\partial \alpha} = 0 \quad (3.3.26)$$

$$\alpha = \sqrt[3]{\frac{1}{2(m-1)}} \quad (3.3.27)$$

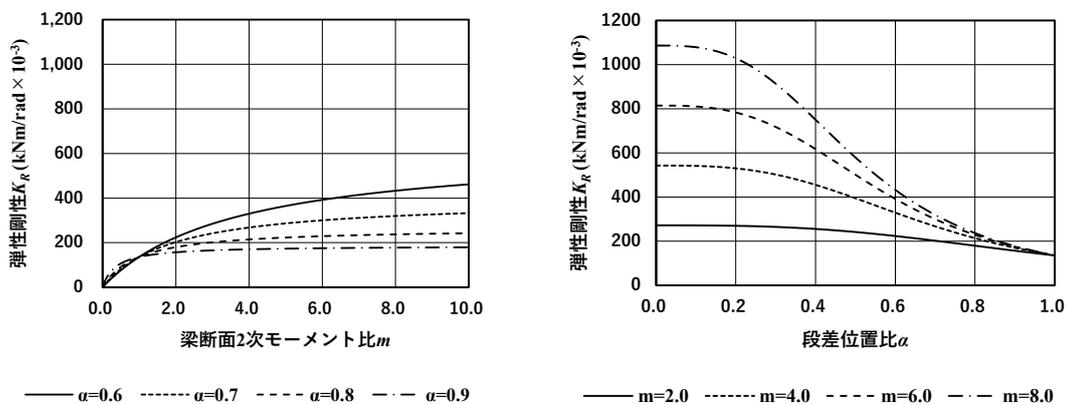


図 3.3.7 弾性剛性と α および m との関係

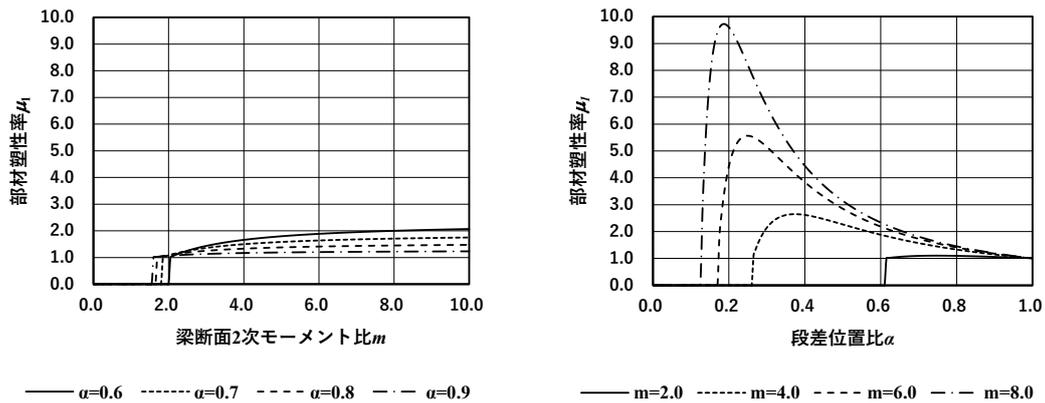


図 3.3.8 部材塑性率と α および m との関係

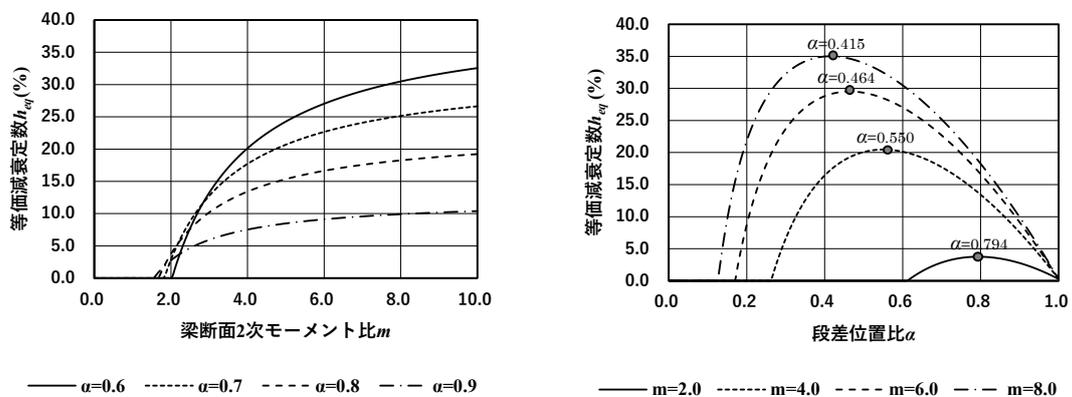


図 3.3.9 等価減衰定数と α および m との関係

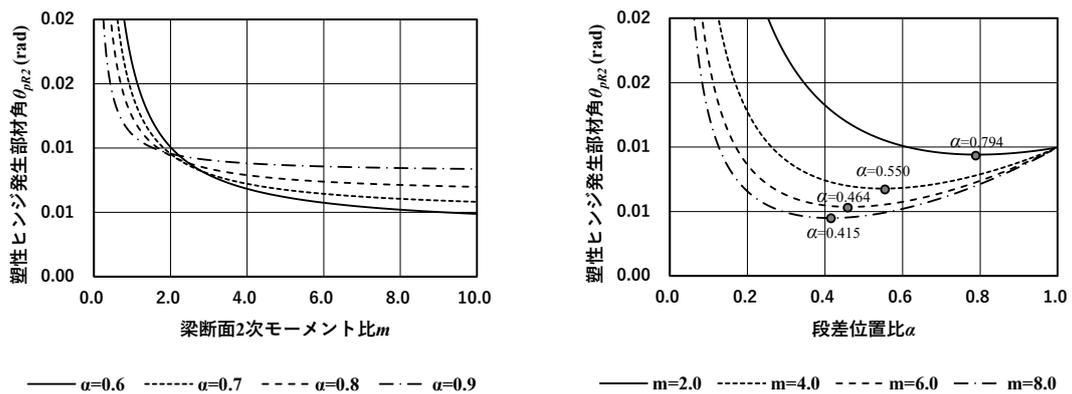


図 3.3.10 塑性ヒンジ発生部材角と α および m との関係

3.4 ドロップハンチ梁付き鉄骨架構の構造特性

3.4.1 ドロップハンチ梁付き鉄骨架構のモデル化

ドロップハンチ梁付き鉄骨架構の基本特性を把握するために、図 3.4.1 に示すような、階高 H 、スパン長 L （半スパン長 l ）が一定の連続架構モデルの一部を切り出した部分構造モデルを考える。構造モデルの支持条件としては、柱の下端では下階の中間位置でピン支持とし、柱の上端では上階の中間位置でローラー支持、梁の左右端では梁中央の反曲点位置でローラー支持としている。ここで、柱、梁は線材モデルに置換するとともに、3.3 節と同様、定式化を簡略化し、基本的な力学性能を把握しやすくするため、ドロップハンチ梁に働く鉛直荷重、部材のせん断変形、柱梁接合部の剛域、床スラブによる剛性割増しについては考慮しないものとする。また、ドロップハンチ梁は全階および全スパンについて端部および中央部とも同一部材とし、柱についても全階および全通りについて同一部材とする。なお、ドロップハンチ梁には、段差部において中央梁に塑性ヒンジが発生することを想定する。

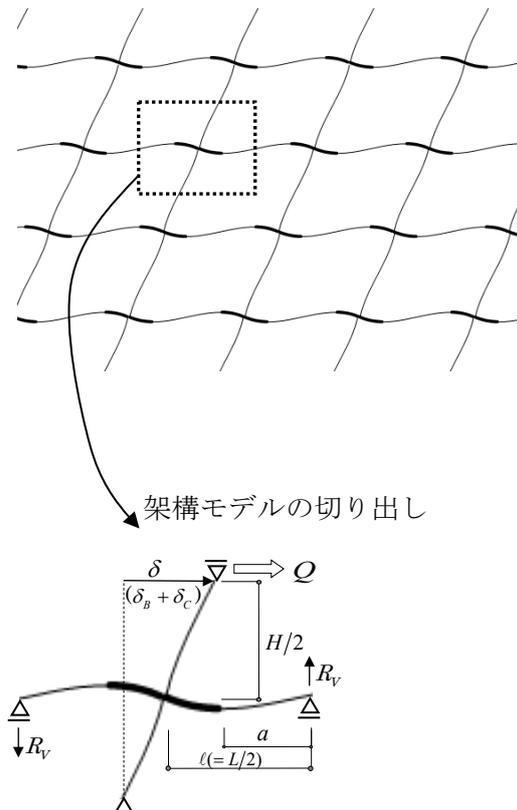


図 3.4.1 ドロップハンチ梁付き鉄骨架構モデル

3.4.2 ドロップハンチ梁付き鉄骨架構の復元力特性

まず、図 3.4.1 の構造モデルにおいて、上部に層せん断力 Q が作用した場合、架構に発生する水平変形 δ との関係 (Q - δ 関係式、図 3.4.2) を定式化する。

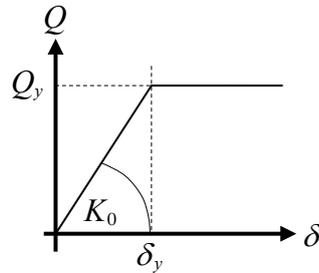


図 3.4.2 ドロップハンチ梁付き鉄骨架構の復元力特性

架構の層間変形 δ は、層せん断力 Q により発生する上下柱の水平変形の合計 δ_c と、左右のドロップハンチ梁の端部曲げモーメント M_B により発生する節点回転角 θ_{R2} に起因する水平変形 δ_B を用いると次式で算定される。

$$\delta = \delta_c + \delta_B \quad (3.4.1)$$

ここで、

δ_c : 上下柱の水平変形の合計

δ_B : 左右梁端部曲げモーメントによる水平変形

まず、架構モデルの全体の回転の釣合い式より、梁先端での支点反力 R_V は次式となる。

$$R_V = (H/2\ell) \times Q \quad (3.4.2)$$

よって、ドロップハンチ梁に働くせん断力 Q_B としては次式を得る。

$$Q_B = R_V = (H/2\ell) \times Q \quad (3.4.3)$$

上下柱の水平変形の合計 δ_c は、片持梁の変形の算定式から次式で算定できる。

$$\delta_c = Q \left/ \frac{3EI_c}{(H/2)^3} \right. \times 2 = Q \left/ \frac{12EI_c}{H^3} \right. \quad (3.4.4)$$

ここで、

I_c : 柱の断面 2 次モーメント

E : 鋼材のヤング係数

左右梁端部曲げモーメントによる水平変形 δ_B は、左右のドロップハンチ梁の端部曲げモーメント M_B により発生する節点回転角 θ_{R2} を用いると次式で算定できる。

$$\delta_B = \theta_{R2} \times (H/2 + H/2) \quad (3.4.5)$$

(3.3.7)式から θ_{R2} を(3.4.5)式に代入すると次式を得る.

$$\delta_B = \frac{m\alpha^3 + 1 - \alpha^3}{3EI_{B1}m\ell^2} M_B H \quad (3.4.6)$$

節点での曲げモーメントの釣り合いより, 上下柱の端部曲げモーメントを M_C とすると,

$$M_C = M_B = (H/2) \times Q \quad (3.4.7)$$

(3.4.7)式を(3.4.6)式に代入すると次式を得る.

$$\delta_B = Q \left/ \frac{6EI_{B1}m}{(m\alpha^3 + 1 - \alpha^3)\ell H^2} \right. \quad (3.4.8)$$

(3.4.4)式, (3.4.8)式を(3.4.1)式に代入すると次式を得る.

$$Q = K_0 \delta = K_B \delta_B = K_C \delta_C = \frac{1}{1/K_C + 1/K_B} \delta = \frac{K_C K_B}{K_C + K_B} \delta \quad (3.4.9)$$

ここで

$$K_C = \frac{12EI_c}{H^3}, \quad K_B = \frac{6EI_{B1}m}{(m\alpha^3 + 1 - \alpha^3)\ell H^2}$$

K_0 : 層弾性剛性

K_B : 梁変形に対する層剛性, K_C : 柱変形に対する層剛性

δ_B : 層間変形の梁変形成分, δ_C : 層間変形の柱変形成分

次に, ドロップハンチ梁の段差部で塑性ヒンジ発生時の Q_y は(3.3.18)式, (3.4.3)式より, 次式で算出できる.

$$Q_y = \frac{2M_{pB1}}{\alpha H} \quad (3.4.10)$$

よって, ドロップハンチ梁の段差部で塑性ヒンジ発生時の水平変形 δ_y は, (3.4.9)式, (3.4.10)式より次式で算出できる.

$$\delta_y = \frac{M_{pB1}}{6E\alpha} \left(\frac{2(m\alpha^3 + 1 - \alpha^3)H\ell}{I_{B1}m} + \frac{H^2}{I_c} \right) \quad (3.4.11)$$

3.4.3 ドロップハンチ梁付き鉄骨架構の部材塑性率

図 3.4.1 の切り出した架構モデルにおいて, ドロップハンチ梁が段差部で中央梁に塑性ヒンジが発生することに伴う「ドロップハンチ梁の部材塑性率 μ_1 と層間変形角 R の関係式

($\mu_1 - R$ 関係式)」を誘導する. 具体的には, (3.3.16)式で表されるドロップハンチ梁の部材角 (節点回転角) θ_{R2} と部材塑性率 μ_1 の関係式を, $\mu_1 - R$ 関係式に変換する.

まず, (3.4.1)式, (3.4.9)式より次式を得る.

$$\delta = \left(1 + \frac{K_C}{K_B}\right) \delta_B \quad (3.4.12)$$

(3.4.5)式, (3.4.12)式より次式を得る.

$$\theta_{R2} = \frac{1}{H} \left(\frac{K_B}{K_B + K_C} \right) \delta \quad (3.4.13)$$

(3.3.16)式に(3.4.13)式を代入し, 層間変形角 $R = \delta / H$ より次式を得る.

$$\mu_1 = 1 + \frac{(K_B / (K_B + K_C)) R - \theta_{pR2}}{\alpha \theta_{pR1}} \quad (3.4.14)$$

3.4.4 ドロップハンチ梁付き鉄骨架構の減衰特性

図 3.4.1 に示す構造モデルを考え, ドロップハンチ梁の段差部において, 中央梁に塑性ヒンジが発生することに伴う等価減衰定数と層間変形算定式 ($h_{eq} - \delta$, $h_{eq} - R$ 関係式) を提示する.

ドロップハンチ梁付き鉄骨架構の等価減衰定数 h_{eq} は, その定義により次式で算定できる.

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{4Q_y(\delta - \delta_y)}{1/2 Q_y \delta} = \frac{2}{\pi} \frac{\delta - \delta_y}{\delta} = \frac{2}{\pi} \frac{R - \delta_y / H}{R} \quad (\delta_y \leq \delta) \quad (3.4.15)$$

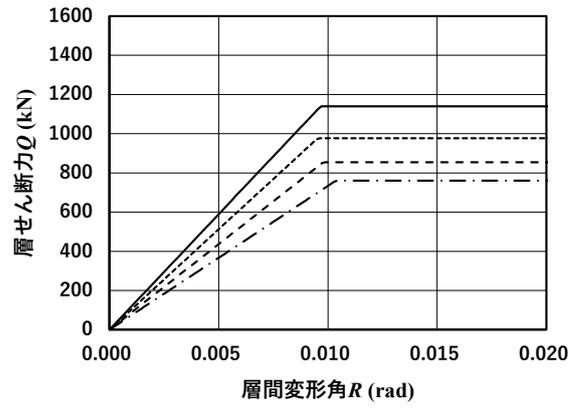
ここで,

δ_y : (3.4.11)式による

3.4.5 構造特性の支配要因に対する考察

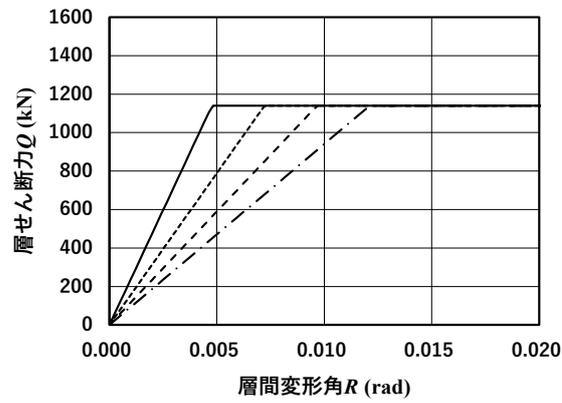
段差位置比 α , スパン長 L , 階高 H をパラメータとして, ①層せん断力-層間変形角関係式, ②等価減衰定数-層間変形角関係式について検討を行う. その結果を図 3.4.3, 図 3.4.4 に示す. 各検討においては, その基本系として, 階高 ($H=4\text{m}$), スパン長 ($L=9\text{m}$), 段差位置比 ($\alpha=0.6$), 柱は□-600×600×25, ドロップハンチ梁の端部および中央断面, 鋼材の降伏応力度は, 3.3 節での検討と同じ値を採用した. また, 各パラメトリックスタディにおいて, 段差位置比 $\alpha=0.6, 0.7, 0.8, 0.9$, スパン長 $L=3, 6, 9, 12\text{m}$, 階高 $H=4, 5, 6, 7\text{m}$ として検討を行った.

本検討結果より，等価減衰定数 h_{eq} は，段差部で中央梁が降伏した後には，どのケースにおいても単調増加し，スパン長，階高についてはその値が小さいほど，小さい変形レベルから減衰効果を発揮することがわかる．また，層弾性剛性 K_0 は，段差位置比，スパン長，階高の変動に伴い大きく変化する．一方，降伏耐力 Q_y は段差位置比，階高の変動に伴い変化するが，スパン長が変化しても変化しないことがわかる．この結果から，スパン長，階高が同じ場合においても，段差位置を変化させることで剛性，耐力ともコントロールできることがわかる．



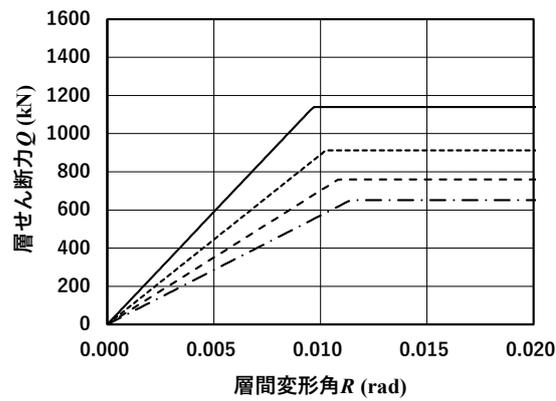
— $\alpha=0.6$ $\alpha=0.7$ - - - $\alpha=0.8$ - · - $\alpha=0.9$

(a) 段差位置比の違いによる検討



— $\lambda \geq 3\text{m}$ $\lambda \geq 6\text{m}$ - - - $\lambda \geq 9\text{m}$ - · - $\lambda \geq 12\text{m}$

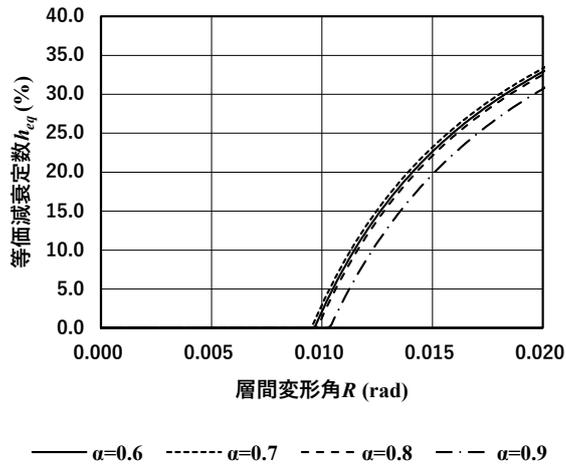
(b) スパンの違いによる検討



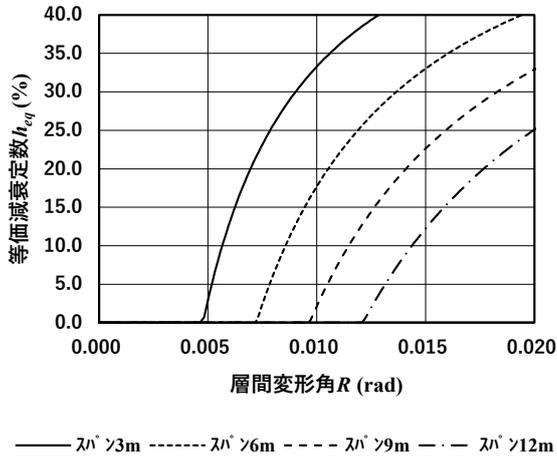
— 階高4m 階高5m - - - 階高6m - · - 階高7m

(c) 階高の違いによる検討

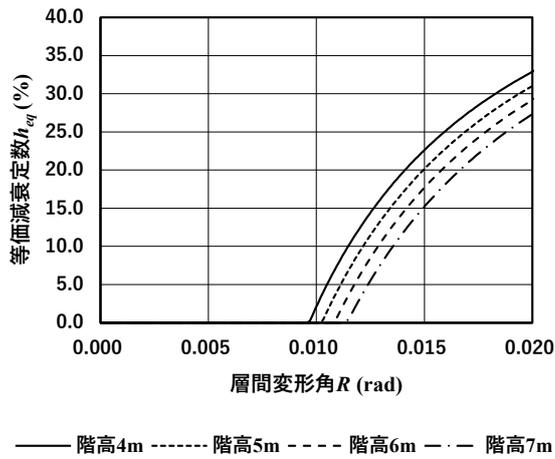
図 3.4.3 層せん断力と層間変形角の関係



(a) 段差位置比の違いによる検討



(b) スパンの違いによる検討



(c) 階高の違いによる検討

図 3.4.4 等価減衰定数と層間変形角の関係

3.5.2 多層ドロップハンチ梁付き鉄骨架構の復元力特性

まず、この構造モデルにおいて、第*i*層に層せん断力 Q_i が作用した場合の第*i*層の層間変形 δ_i との関係（ Q_i - δ_i 関係式、図3.5.2）を定式化する。

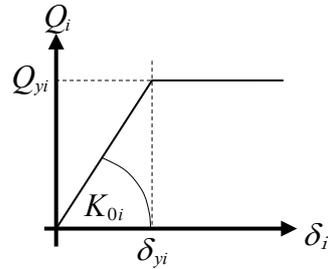


図 3.5.2 f 層ドロップハンチ梁付き鉄骨架構の復元力特性

第*i*層の鉄骨架構の層間変形 δ_i は、層せん断力 Q_i により発生する柱の水平変形 δ_{Ci} と、第*i*層柱の上端の梁との取り合い部の曲げモーメント M_{Bi} により発生する節点回転角 θ_{BCi} に起因する水平変形 δ_{Bi} 、第*i*層柱の下端の梁との取り合い部の曲げモーメント M_{Bi-1} により発生する節点回転角 θ_{BCi-1} に起因する水平変形 δ_{Bi-1} を用いると、次式で算定される（ $i=2, \dots, f-1$ ）。

$$\delta_i = \delta_{Ci} + \delta_{BCi-1} + \delta_{BCi} \quad (3.5.1)$$

ここで、

δ_{Ci} : 第*i*層柱の水平変形

δ_{BCi} : 第*i*層柱の上端の梁取り合い部の曲げモーメントによる水平変形

δ_{BCi-1} : 第*i*層柱の下端の梁取り合い部の曲げモーメントによる水平変形

第*i*層柱の水平変形 δ_{Ci} は、第*i*層の層せん断力 Q_i を用いて次式で算定できる。

$$\delta_{Ci} = Q_i \left/ \frac{12EI_{Ci}}{H_i^3} \right. \quad (3.5.2)$$

ここで、

Q_i : 第*i*層の層せん断力

I_{Ci} : 第*i*層柱の断面2次モーメント

また、第*i*-1レベルの節点回転角 θ_{Bi-1} に起因する第*i*層水平変形 δ_{Bi-1} は次式で算定できる。

$$\delta_{Bi-1} = \theta_{Bi-1} \times H_i Y_{Ci} \quad (3.5.3)$$

ここで

y_{Ci} : 第 i 層柱の反曲点高さ比

同様に, 第 i レベルの節点回転角 θ_{Bi} に起因する第 i 層水平変形 δ_{Bi} は次式で算定できる.

$$\delta_{Bi} = \theta_{Bi} \times H_i (1 - y_{Ci}) \quad (3.5.4)$$

節点回転角 $\theta_{B_{i-1}}$ はドロップハンチ梁の端部曲げモーメント-回転角関係式より $M_{B_{2i-1}}$ を用いて次式で算出できる.

$$\theta_{B_{i-1}} = M_{B_{2i-1}} / K_{R_{i-1}} \quad (3.5.5)$$

ここで,

$$K_{R_{i-1}} = \frac{m_{i-1}}{m_{i-1}\alpha_{i-1}^3 + 1 - \alpha_{i-1}^3} \frac{3EI_{B_{1i-1}}}{\ell}$$

同様に, 節点回転角 θ_{Bi} はドロップハンチ梁の端部曲げモーメント-回転角関係式より $M_{R_{2i}}$ を用いて次式で算出できる.

$$\theta_{Bi} = M_{R_{2i}} / K_{R_i} \quad (3.5.6)$$

ここで,

$$K_{R_i} = \frac{m_i}{m_i\alpha_i^3 + 1 - \alpha_i^3} \frac{3EI_{B_{1i}}}{\ell}$$

(3.5.1)式に(3.5.2)式, (3.5.3)式, (3.5.4)式, (3.5.5)式, (3.5.6)式を代入すると, 層間変形の算定式から次式を得る.

$$\begin{aligned} \delta_i &= \delta_{Ci} + \delta_{B_{i-1}} + \delta_{Bi} \\ &= \delta_{Ci} + \theta_{B_{i-1}} \times H_i y_{Ci} + \theta_{Bi} \times H_i (1 - y_{Ci}) \\ \delta_i &= \delta_{Ci} + M_{B_{2i-1}} / K_{R_{i-1}} \times H_i y_{Ci} + M_{R_{2i}} / K_{R_i} \times H_i (1 - y_{Ci}) \end{aligned} \quad (3.5.7)$$

また, 第 i レベルの柱と梁との取り付け部の節点での釣合い式は次式となる.

$$M_{CB_{i+1}} + M_{CT_i} = 2 \times M_{R_{2i}} \quad (3.5.8)$$

第 $i-1$ レベルの柱と梁との取り付け部の節点での釣合い式は次式となる.

$$M_{CB_i} + M_{CT_{i-1}} = 2 \times M_{R_{2i-1}} \quad (3.5.9)$$

第 i 層柱の反曲点より下部および反曲点より上部の回転の釣合い式は次式となる.

$$Q_i \times H_i y_{Ci} = M_{CB_i} \quad (3.5.10)$$

$$Q_i \times H_i (1 - y_{Ci}) = M_{CT_i} \quad (3.5.11)$$

ここで、柱の曲げモーメントの上下への分配比率を次式で仮定する.

$$\frac{M_{CBi+1}}{M_{C\bar{i}}} = \frac{g_{Ci+1}}{g_{Ci}} \quad (3.5.12)$$

ここで,

$g_{Ci} = G_{Ci}/G_{C0}$: 第 i 層柱剛比

$G_{Ci} = I_{Ci}/H_i$: 第 i 層柱剛度

$G_{C0} = I_{C0}/H_0$: 柱基準剛度 (任意の数値)

(3.5.7)式に(3.5.8)式～(3.5.12)式を代入すると次式を得る.

$$\delta_i = \left[\frac{1}{K_{C0i}} + \frac{(H_i y_{Ci})^2 p_{Cmi}}{2K_{Ri-1}} + \frac{\{H_i(1-y_{Ci})\}^2 p_{Cpi}}{2K_{Ri}} \right] Q_i \quad (3.5.13)$$

ここで,

$$K_{C0i} = 12EI_{Ci}/H_i^3, \quad p_{Cmi} = \frac{g_{Ci} + g_{Ci-1}}{g_{Ci}}, \quad p_{Cpi} = \frac{g_{Ci} + g_{Ci+1}}{g_{Ci}}$$

K_{C0i} : 両端剛の第 i 層柱の層弾性剛性

よって、第 i 層の層せん断力-層間変形関係式 ($Q_i - \delta_i$ 関係式) は次式で得られる.

$$Q_i = K_{0i} \delta_i \quad (3.5.14)$$

ここで,

$$K_{0i} = 1/D_i, \quad D_i = \frac{1}{K_{C0i}} + \frac{(H_i y_{Ci})^2 p_{Cmi}}{2K_{Ri-1}} + \frac{\{H_i(1-y_{Ci})\}^2 p_{Cpi}}{2K_{Ri}}$$

K_i : 第 i 層の層弾性剛性

なお、第 1 層 ($i=1$) においては、1 層柱脚が固定で、下部に取りつく梁がなく、梁の節点回転角による変形が発生しないことと、第 f 層 ($i=f$) においては、上部に取り付く柱や間柱がなく、第 f レベルの梁の曲げモーメントがすべて第 f 層の柱や間柱に分配されることを考慮すれば、同様の式展開により p_{Cmi} 、 p_{Cpi} を下記の値に設定することで上記の値を算定できる.

$i=1$ の時

$$p_{Cmi} = 0$$

$i=f$ の時

$$p_{Cpi} = 1$$

3.5.3 多層ドロップハンチ梁付き鉄骨架構の部材塑性率

図 3.5.1 の f 層ドロップハンチ梁付き鉄骨架構モデルにおいて、第 i レベルのドロップハンチ梁が段差部で中央梁に塑性ヒンジ発生することに伴うドロップハンチ梁の部材塑性率 μ_{i1} と第 i 層の架構の層間変形 δ_i との関係式 (μ_{i1} - δ_i 関係式) を提示する。

第 i レベルのドロップハンチ梁の部材角 θ_{R2i} と部材塑性率 μ_{i1} の関係式は(3.3.16)式より次式のように得られる。

$$\mu_{i1} = 1 + \frac{\theta_{R2i} - \theta_{pR1i}}{\alpha_i \theta_{pR1i}} \quad (3.5.15)$$

ここで、 θ_{pR1i} および θ_{pR2i} は、(3.3.12)式および(3.3.10)式より次式となる。

$$\theta_{pR1i} = \frac{M_{pB1i} \alpha_i \ell}{3EI_{B1i}} \quad (3.5.16)$$

$$\theta_{pR2i} = \frac{M_{pB1i} \ell}{3EI_{B1i} m_i \alpha_i} (m_i \alpha_i^3 + 1 - \alpha_i^3) \quad (3.5.17)$$

I_{B1i} : 第 i レベルのドロップハンチ梁の中央梁の断面 2 次モーメント

I_{B2i} : 第 i レベルのドロップハンチ梁の端部梁の断面 2 次モーメント

M_{pB1i} : 第 i レベルのドロップハンチ梁の中央梁の全塑性モーメント

α_i : 第 i レベルのドロップハンチ梁の段差位置比 (= a_i / ℓ)

m_i : 第 i レベルのドロップハンチ梁の梁断面 2 次モーメント比 (= $I_{B2i} / I_{B1i} \geq 1$)

第 $i-1$ および第 i レベルのドロップハンチ梁の部材角 θ_{R2i-1} 、 θ_{R2i} と、第 $i-1$ レベルおよび第 i レベルの節点回転角は等しいので、(3.5.1)式は θ_{R2i-1} 、 θ_{R2i} を用いて次式で表現できる。

$$\delta_i = \delta_{Ci} + \theta_{R2i-1} H_i y_{Ci} + \theta_{R2i} H_i (1 - y_{Ci}) \quad (3.5.18)$$

よって、

$$\theta_{R2i} = \frac{1}{H_i (1 - y_{Ci})} (\delta_i - \delta_{Ci} - \theta_{R2i-1} H_i y_{Ci}) \quad (3.5.19)$$

ここで、

δ_{Ci} : (3.5.2)式による

よって、(3.5.15)式と(3.5.19)式より、第 i レベルのドロップハンチ梁の部材塑性率 μ_{i1} と第 i 層の架構の層間変形 δ_i との関係式 (μ_{i1} - δ_i 関係式) は次式で算定できる。

$$\mu_{i1} = 1 + \frac{\delta_i - \delta_{C1} - \theta_{R2i-1} H_i y_{C1}}{\alpha_i \theta_{pR1i} H_i (1 - y_{C1})} \quad (3.5.20)$$

ここで、 δ_{C1} 、 θ_{pR1i} 、 θ_{pR2i} は、式(3.5.2)式、(3.5.16)式、(3.5.17)による。

なお、式(3.5.20)式において、第1層 ($i=1$) は、柱脚が固定で、下端に取りつく梁がなく、梁の節点回転角による変形が発生しないため、 $\theta_{R20} = 0$ となる。従って、第1レベルのドロップハンチ梁の部材塑性率 μ_{11} は、第1層の層間変形 δ_1 から次式で算定できる。

$$\mu_{11} = 1 + \frac{\delta_1 - \delta_{C1}}{\alpha_1 \theta_{pR11} H_1 (1 - y_{C1})} \quad (3.5.21)$$

さらに、第2レベルから第 f レベルのドロップハンチ梁の部材塑性率 μ_{i1} ($i=2, \dots, f$) は、式(3.5.20)式を用いて、下層から順に算定することができる。

3.5.4 多層ドロップハンチ梁付き鉄骨架構の減衰特性

まず、 f 層ドロップハンチ梁付き鉄骨架構の降伏耐力の算定式を誘導する。ドロップハンチ梁が段差部で中央梁に塑性ヒンジが発生する場合の降伏せん断力 Q_{yi} および降伏水平変形 δ_{yi} は次式で算出できる。

$$Q_{yi} = (M_{CBi} + M_{CTi}) / H_i \quad (3.5.22)$$

$$\delta_{yi} = Q_{yi} / K_i \quad (3.5.23)$$

ここで、

$i=1$ の時

$$M_{CB1} = M_{pC1}, \quad M_{CT1} = 2M_{pB11} / (\alpha p_{Cp1})$$

$i=2, \dots, f-1$ の時

$$M_{CBi} = 2M_{pB1i-1} / (\alpha p_{Cmi}), \quad M_{CTi} = 2M_{pB1i} / (\alpha p_{Cpi})$$

$i=f$ の時

$$M_{CBf} = 2M_{pB1f-1} / p_{Cmf}, \quad M_{CTf} = 2M_{pB1f} / \alpha$$

M_{pC1} : 第1層柱の全塑性モーメント

M_{pB1i} : 第 i レベルのドロップハンチ梁の中央梁の全塑性モーメント

よって、 f 層間柱付き鉄骨架構の第 i 層の等価減衰定数 h_{eqi} は次式で算定できる。

$$h_{eqi} = \frac{1}{4\pi} \frac{4Q_{yi}(\delta_i - \delta_{yi})}{1/2 Q_i \delta_i} \quad (\delta_{yi} < \delta_i) \quad (3.5.24)$$

3.6 ドロップハンチ梁付き鉄骨架構の履歴型ダンパーとしての活用

3.6.1 設計問題の設定

まず、2.2.3 項で設定した地震時応答制約設計問題【設計問題I】を以下に再掲する。

【設計問題 I】

『2.2.2 項で設定した極希時設計用地震動群に対して、図 2.2.1 に示す履歴型ダンパー付き f 層弾性せん断型構造物モデルが最大層間変位制約条件 $\delta_{i\max} = \delta_i^*$ (δ_i^* : 層間変位の指定値) を満足するような主架構の剛性 K_{Fi} と履歴型ダンパーの初期剛性 K_{Di} および降伏耐力 Q_{yDi} を求めよ. ここで、履歴型ダンパーの主架構に対する剛性比 $k_i (= K_{Di} / K_{Fi})$ は与条件とする. ($i=1, \dots, f$)』

ここでは、「履歴型ダンパー付き f 層弾性せん断型構造物モデル」を「ドロップハンチ梁付き鉄骨架構 (履歴型ダンパー)」と「弾性架構」の並列モデルと考え、【設計問題I】の地震時応答制約設計解の内、履歴型ダンパーの設計解 (初期剛性 K_{Di} , 降伏耐力 Q_{yDi}) を、ドロップハンチ梁付き鉄骨架構で実現するために、以下のような地震時応答制約設計問題【設計問題V】を考える。

【設計問題 V】

『2.2.2 項で設定した極希時設計用地震動群に対して、図 3.5.1 に示すドロップハンチ梁付き鉄骨架構を組み込んだ f 層弾性せん断型構造物モデルが最大層間変位制約条件 $\delta_{i\max} = \delta_i^*$ (δ_i^* : 層間変位の指定値) を満足するような主架構 (弾性架構) の剛性 K_{Fi} とドロップハンチ梁付き鉄骨架構の柱の断面 2 次モーメント I_{Ci} , ドロップハンチ梁の中央梁の断面 2 次モーメント I_{Bli} および端部梁の断面 2 次モーメント I_{B2i} を求めよ. ここで、履歴型ダンパー (ドロップハンチ梁付き鉄骨架構) の主架構に対する剛性比 $k_i (= K_{Di} / K_{Fi})$, ドロップハンチ梁の断面 2 次モーメント比 $m_i (= I_{B2i} / I_{Bli})$ は与条件とする. ($i=1, \dots, f$)』

3.6.2 設計問題の解法手順

【設計問題V】の解法手順を以下に示す。

Step-1 図 3.5.1 の架構モデルの切り出し部のモーメントの釣合い式より、履歴型ダンパーの降伏耐力 Q_{yDi} を満足するドロップハンチ梁付き鉄骨架構の梁段差部 (塑性ヒンジ発生部) の全塑性モーメント M_{pBli} を(3.6.1)式で算定する。

$$M_{pBli} = \frac{\alpha}{2} \{ Q_{yDi+1} \cdot h_{i+1} y_{i+1} + Q_{yDi} h_i (1 - y_i) \} \quad (i=1, \dots, f-1)$$

$$M_{pBi} = \frac{\alpha}{2} \{Q_{yDi} h_i (1 - y_i)\} \quad (i = f) \quad (3.6.1)$$

ここで

y_i : 反曲点比

Step-2 梁段差部の全塑性モーメント M_{pBi} を満足する中央梁の塑性断面係数 Z_{pBi} を(3.6.2)式で算出する.

$$Z_{pBi} = M_{pBi} / \sigma_{yB1} \quad (3.6.2)$$

ここで,

σ_{yB1} : 中央梁降伏応力度

Step-3 H形鋼の塑性断面係数と断面 2 次モーメントの近似式を用い, 中央梁の塑性断面係数 Z_{pBi} から中央梁の断面 2 次モーメント I_{Bi} を(3.6.3)式で算出する.

$$I_{Bi} = (Z_{pBi})^{n_i} \quad (3.6.3)$$

ここで, $n_i=1.4$ (外法一定H形鋼の場合)

Step-4 端部梁の断面 2 次モーメント I_{B2i} , 端部断面と中央断面の断面 2 次モーメント比 m_i ($=I_{B2i} / I_{Bi}$)を用いて, I_{B2i} を (3.6.4)式で算定する.

$$I_{B2i} = m_i I_{Bi} \quad (3.6.4)$$

Step-5 第 $i-1$ レベルおよび第 i レベルのドロップハンチ梁の段差部に塑性ヒンジが発生する時点の第 i レベルの節点回転角 θ_{pBi} および第 $i-1$ レベルの節点回転角 θ_{pBi-1} は, 3.5 節の(3.5.5)式, (3.5.6)式より次式で算定できる.

$$\theta_{pBi-1} = M_{B2i-1} / K_{Ri-1} \quad (3.6.5)$$

$$\theta_{pBi} = M_{R2i} / K_{Ri} \quad (3.6.6)$$

ここで,

$$M_{B2i-1} = M_{pBi-1} / \alpha, \quad M_{B2i} = M_{pBi} / \alpha$$

$$K_{Ri-1} = \frac{m_{i-1}}{m_{i-1}\alpha_{i-1}^3 + 1 - \alpha_{i-1}^3} \frac{3EI_{Bi-1}}{\ell}, \quad K_{Ri} = \frac{m_i}{m_i\alpha_i^3 + 1 - \alpha_i^3} \frac{3EI_{Bi}}{\ell}$$

Step-6 Step-5 で求めた第 $i-1$ レベルおよび第 i レベルのドロップハンチ梁の段差部に塑性ヒンジが発生する時点の節点回転角 θ_{pBi} , θ_{pBi-1} に起因する i 層の層間変位 δ_{yBi} , δ_{yBi-1} を次式で求める.

$$\delta_{yBi} = \theta_{pBi} h_i (1 - y_i) \quad (3.6.7)$$

$$\delta_{yBi-1} = \theta_{pBi-1} h_i y_i \quad (3.6.8)$$

Step-7 Step-6 で求めた層間変形 δ_{yBi} , δ_{yBi-1} を用いて, 3.5 節の(3.5.2)式, (3.5.7)式より, 履歴型ダンパー (ドロップハンチ梁付き鉄骨架構) の初期剛性 K_{Di} を満足する柱の断面 2 次モーメント I_{Ci} を次式で算出する.

$$I_{Ci} = \frac{Q_{yDi} H_i^3}{12E_S (\delta_{yi} - \delta_{yBi} - \delta_{yBi-1})} \quad (3.6.9)$$

ここで, $\delta_{yi} = Q_{yDi} / K_{Di}$

3.6.3 設計例題

3.6.2 項で提示した設計手法による 10 層モデルの設計例題を示す. 各層はドロップハンチ梁付き鉄骨架構と弾性架構の並列モデルとし, $M_i=1000\text{ton}$, $H_i=4.0\text{m}$, $\delta^*_i=4.0\text{cm}$ (層間変形角 $R^*_i=1/100$), $\gamma_i=0.8$, 剛性比 $k_i (=K_{Di} / K_{Fi})=1/9$ (履歴型ダンパー水平力分担率 10%), 反曲点比 $y_i=0.5$, スパン長 $L=9.0\text{m}$, 梁 (中央) の鋼材種は LY225, 梁 (端部) および柱は SN490B として検討した. また, ドロップハンチ梁の段差位置比 $\alpha_i (=a_i / l)$ およびドロップハンチ梁の端部梁と中央梁の断面 2 次モーメント比 $m_i (=I_{B2i} / I_{B1i})$ については, (CASE-1) $\alpha_i = 0.7$, $m_i = 4$, (CASE-2) $\alpha_i = 0.7$, $m_i = 8$, (CASE-3) $\alpha_i = 0.9$, $m_i = 4$, (CASE-4) $\alpha_i = 0.9$, $m_i = 8$, の 4 ケースについて検討した. なお, 設計用地震動の設定において, 地盤種別は 2 種地盤 ($g_v=2.025$), 地域係数 $Z=1.0$ とした.

設計結果である弾性せん断型構造物 (主架構) の弾性剛性 K_{Fi} , ドロップハンチ梁付き鉄骨架構の柱梁の断面 2 次モーメント I_{B1i} , I_{B2i} , I_{Ci} を表 3.6.1 に示す.

表 3.6.1 架構の所要剛性算定結果

| 層 | $\alpha=0.7$ | | | | | | $\alpha=0.9$ | | | | | |
|----------------------------|--------------|-----------|----------------------------|-----------|-----------|----------------------------|--------------|-----------|----------------------------|-----------|-----------|----------|
| | $m=4$ | | | $m=8$ | | | $m=4$ | | | $m=8$ | | |
| | 中央梁 | 端部梁 | 柱 | 中央梁 | 端部梁 | 柱 | 中央梁 | 端部梁 | 柱 | 中央梁 | 端部梁 | 柱 |
| | I_{B1i} | I_{B2i} | I_{Ci} | I_{B1i} | I_{B2i} | I_{Ci} | I_{B1i} | I_{B2i} | I_{Ci} | I_{B1i} | I_{B2i} | I_{Ci} |
| $\text{cm}^4(\times 10^3)$ | | | $\text{cm}^4(\times 10^3)$ | | | $\text{cm}^4(\times 10^3)$ | | | $\text{cm}^4(\times 10^3)$ | | | |
| 10 | 82 | 326 | 382 | 82 | 653 | 308 | 116 | 464 | 452 | 116 | 928 | 417 |
| 9 | 350 | 1402 | 500 | 350 | 2803 | 445 | 498 | 1993 | 544 | 498 | 3985 | 524 |
| 8 | 647 | 2589 | 633 | 647 | 5178 | 576 | 920 | 3681 | 676 | 920 | 7362 | 656 |
| 7 | 944 | 3776 | 750 | 944 | 7552 | 691 | 1342 | 5368 | 793 | 1342 | 10736 | 773 |
| 6 | 1226 | 4903 | 850 | 1226 | 9806 | 789 | 1743 | 6971 | 895 | 1743 | 13941 | 874 |
| 5 | 1483 | 5931 | 935 | 1483 | 11862 | 872 | 2108 | 8432 | 980 | 2108 | 16863 | 959 |
| 4 | 1707 | 6828 | 1003 | 1707 | 13656 | 939 | 2427 | 9707 | 1050 | 2427 | 19414 | 1028 |
| 3 | 1892 | 7567 | 1056 | 1892 | 15134 | 991 | 2689 | 10758 | 1103 | 2689 | 21516 | 1082 |
| 2 | 2031 | 8123 | 1092 | 2031 | 16246 | 1026 | 2887 | 11549 | 1140 | 2887 | 23097 | 1118 |
| 1 | 2118 | 8472 | 928 | 2118 | 16943 | 904 | 3011 | 12044 | 945 | 3011 | 24088 | 937 |

3.7 結論（まとめ）

3章で得られた結論を以下に示す。

- 1) 全塑性耐力を発揮することが可能なドロップハンチ梁の段差部ディテールを例示するとともに、段差部において不連続となる下フランジの応力伝達が可能な補強プレート長の算定式を提示した。(3.2節)
- 2) ドロップハンチ梁の復元力特性 ($M-\theta$ 関係式)、段差部塑性化に伴う部材塑性率や減衰特性 (等価減衰定数)、中央梁先行塑性化条件など、ドロップハンチ梁の基本性能の算定式を定式化した。誘導した構造特性の算定式は、無次元量である段差位置比 $\alpha (= a/\ell)$ 、梁断面 2 次モーメント比 $m (= I_1/I_2)$ を定義して定式化を行っており、ドロップハンチ梁の特徴である段差位置、段差部両側鉄骨梁の断面性能の差が、その基本性能の値を支配していることを示した。また、段差位置比 α 、梁断面 2 次モーメント比 m をパラメータとして、基本性能の値の変動についてパラメトリックスタディを行い、ドロップハンチ梁の剛性、等価減衰定数、部材塑性率は段差位置比 α と断面 2 次モーメント比 m の両者で、耐力は段差位置比 α でコントロールできることを示した。さらに、等価減衰定数を最大化、塑性ヒンジ発生部材角を最小化する段差位置比 α が存在することを明らかにした。(3.3節)
- 3) 3.3 節で提示したドロップハンチ梁の構造特性の算定式を活用し、ドロップハンチ梁付き鉄骨架構の構造特性 (復元力特性、減衰特性) の算定式を無次元量である段差位置比 α 、梁断面 2 次モーメント比 m を用いて定式化した。また、算定式を用いて、構造特性の値の変動についてパラメトリックスタディを行い、段差位置比 α 、梁断面 2 次モーメント比 m を変化させることで剛性、耐力ともコントロールできることを示した。(3.4節)
- 4) 連続架構から切り出したドロップハンチ梁付き鉄骨架構の構造特性の算定式を、 f 層ドロップハンチ梁付き鉄骨架構に拡張し、その構造特性 (復元力特性、減衰特性) の算定式を定式化した。(3.5節)
- 5) 極希地震動に対する最大層間変形が耐震性能の目標値を満足するように地震時応答を制約した履歴ダンパー付き弾性せん断型構造物において、履歴ダンパーの設計解 (初期剛性、降伏耐力) を、ドロップハンチ梁付き鉄骨架構で実現する際、柱およびドロップハンチ梁の断面 (断面 2 次モーメント) を設定する手法を提示するとともに、その設計例題を示した。(3.6節)

参考文献

- 3.1) 島野幸弘, 宇佐美徹, 山崎賢二: 鉛直段差付き鉄骨 H 形断面梁の力学性能, 構造工学論文集, Vol.67B, pp.427-435, 2021.3.
- 3.2) 島野幸弘, 山崎賢二, 小野喜信, 宇佐美 徹: 応答低減のための履歴系鋼材ダンパーの最適設計 (その 9) 段差付き鉄骨梁を組み込んだ架構の活用, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 構造 I, pp.267-268, 2020.
- 3.3) 田中直樹, 澤本佳和, 佐伯俊夫, 深田良雄: 水平ハンチ付はり角形鋼管柱接合部の弾塑性挙動, 鋼構造論文集, JSSC, 第 5 巻, 第 20 号, pp.101~111, 1998.12.
- 3.4) 田中直樹, 澤本佳和, 三井宜之: 水平ハンチ付はり角形鋼管柱接合部の有効ハンチ長さ, 鋼構造論文集, JSSC, 第 6 巻, 第 23 号, pp.101~111, 1999.9.
- 3.5) 坂本真一, 中村庄滋, 大橋泰裕: 鉄骨柱梁接合部における現場溶接接合形式梁端接合部の構造性能の改善法, 鋼構造論文集, JSSC, 第 5 巻, 第 20 号, pp.113-124, 1998.12.
- 3.6) 向出静司, 多田元英, 甲津功夫: 鋼構造ハンチ付き梁および RBS 梁の必要変形性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 613 号, pp.129-136, 2007.3.
- 3.7) 渥美潤一, 増田浩志, 長谷川隆: 鉛直ハンチを有する H 形断面梁の力学性状に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), 構造 III, pp.1283-1284, 2012.
- 3.8) 西村勝尚, 藤田佳広, 福本義之, 益尾潔, 向出静司: 高力ボルト接合による外ダイアフラム形式の角形鋼管柱-鉛直ハンチ梁接合部に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, No.591, pp.137-144, 2005.5.
- 3.9) 古宮嘉之, 堀伸輔, 今村輝武, 茂木順: 鉛直段差付き H 形鋼梁の構造性能 その 1 梁部材実験の概要と実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), 構造 III, pp.1161-1162, 2013.
- 3.10) 堀伸輔, 古宮嘉之, 今村輝武, 成瀬忠: 鉛直段差付き H 形鋼梁の構造性能 その 2 変形性能と FEM 解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), 構造 III, pp.1163-1164, 2013.

第4章 間柱付き鉄骨架構の構造特性の定式化および履歴型ダンパーとしての活用

4.1 はじめに

4章で取り上げる「間柱付き鉄骨架構」は、図4.1.1のような柱梁鉄骨架構の柱スパンの中央に鉄骨間柱を設置した架構である。このような間柱は「耐震間柱」と呼ばれ、柱梁鉄骨架構に水平剛性や減衰を付加することができる。間柱の設置は、ブレースや耐震壁に比べ平面計画に与える影響が小さいため、実務の構造設計でよく行われる手法である。

この手法では、柱スパンを変更することなく、柱、間柱、梁の断面性能を調整することで、元の柱梁架構の剛性調整が可能である。また、柱と柱のスパンを意図的に短く設定することにより、さらに、柱梁架構の剛性調整幅も大きくなる。そのため、ブレースや鋼板耐震壁架構には剛性では劣るものの、履歴型ダンパーとしての利用は十分可能である。本章では、図4.1.1のような間柱付き鉄骨架構を対象に、基本的な構造特性の算定式を定式化した上で、2章で提示した手法を応用し、間柱付き鉄骨架構を履歴型ダンパーとして活用する手法について提示する。

間柱付き鉄骨架構では、水平荷重の増大に伴い、架構の水平変形や部材応力が増大し、その後、間柱、梁、柱の降伏耐力に応じて、各部材に順次塑性ヒンジが発生する。本論文では、特に間柱を履歴型ダンパーの一部として利用することを考えているので、構造特性の算定式の定式化にあたっては、最初、間柱が両端部で曲げ降伏し、その後、梁が柱取り合い部で曲げ降伏する場合を考える。なお、間柱の両端部で安定して塑性化させるためのディテールの検討については今後の課題とする。

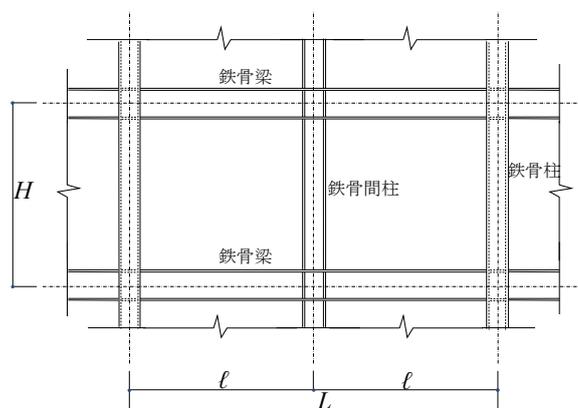


図4.1.1 間柱付き鉄骨架構

まず 4.2 節では、間柱付き鉄骨架構の基本特性を把握するため、連続架構から切り出した間柱付き鉄骨架構モデルを用いて、構造特性（復元力特性、減衰特性等）の算定式を定式化する。その後、定式化した算定式を用いて構造特性の支配要因について考察する^{4.1)}。4.3 節では、4.2 節の構造特性の算定式を多層の間柱付き鉄骨架構に拡張し、その構造特性（復元力特性、減衰特性）を定式化する^{4.1)}。なお、4.2 節、4.3 節とも床スラブの効果に関しては今後の課題とし、スラブの無い梁での基礎的な特性把握を行う。

4.4 節では、4.3 節で定式化した構造特性の算定式を用い、間柱付き鉄骨架構を履歴型ダンパー付き建築構造物の履歴型ダンパーとして活用する手法を提示する。活用にあたっては、2.4 節の成果を応用し、「弾性架構と完全弾塑性架構および履歴型ダンパーが混在する f 層弾塑性せん断型構造物モデル」を、「間柱付き鉄骨架構（履歴型ダンパー＋完全弾塑性架構）」と「弾性架構」の並列モデルと考え、極希地震動に対する最大層間変形が耐震性能の目標値を満足する弾性架構の剛性および間柱付き鉄骨架構（柱、間柱、梁）の断面性能（断面 2 次モーメント）を設定する手法を提示する^{4.1)}。

ここで、間柱付き鉄骨架構に関する既往の研究について簡潔に言及する。鉄骨柱梁架構のスパン中央付近に間柱を設置し、さらに間柱の中央部にせん断パネル型履歴ダンパー、粘性および粘弾性ダンパーを取り付けた鉄骨架構については、実験や数値解析、設計手法・設計事例等に関する研究がこれまで多数行われている^{4.2)~4.15)}。その一方、間柱付き鉄骨架構の構造特性（復元力特性、減衰特性）を定式化し、その算定式を用いて鉄骨架構の構造特性の支配要因について詳細に考察した研究はこれまでほとんど行われていない。島野らは、間柱付き鉄骨架構の構造特性（復元力特性、減衰特性）を定式化するとともに、その構造特性を支配する要因について考察を行ってきた^{4.1)}。その観点でも、間柱付き鉄骨架構に関する新たな知見を提示できたものと考えられる。

4.2 間柱付き鉄骨架構の構造特性

4.2.1 間柱付き鉄骨架構のモデル化

間柱付き鉄骨架構の基本特性を把握するために、図 4.2.1 に示すような、階高 H 、スパン長 L （半スパン長 ℓ ）が一定の連続架構モデルの一部を切り出した部分構造モデルを考える。構造モデルの支持条件としては、柱および間柱の下端では下階の中間位置でピン支持とし、柱および間柱の上端は上階の中間位置でローラー支持、梁の左右端は反曲点位置でローラー支持としている。ここで、柱、間柱、梁は線材モデルに置換するとともに、定式化を簡略化して基本的な力学性能を把握しやすくするため、梁に働く鉛直荷重、部材のせん断変形、柱梁接合部の剛域、床スラブによる剛性割増しについては考慮しないものとする。また、梁は全階および全スパンについて同一部材とし、柱、間柱についても全階および全通りについて同一部材とする。なお、間柱の両端部、柱大梁取り合い部の梁端部の順で塑性ヒンジが発生することを想定する。

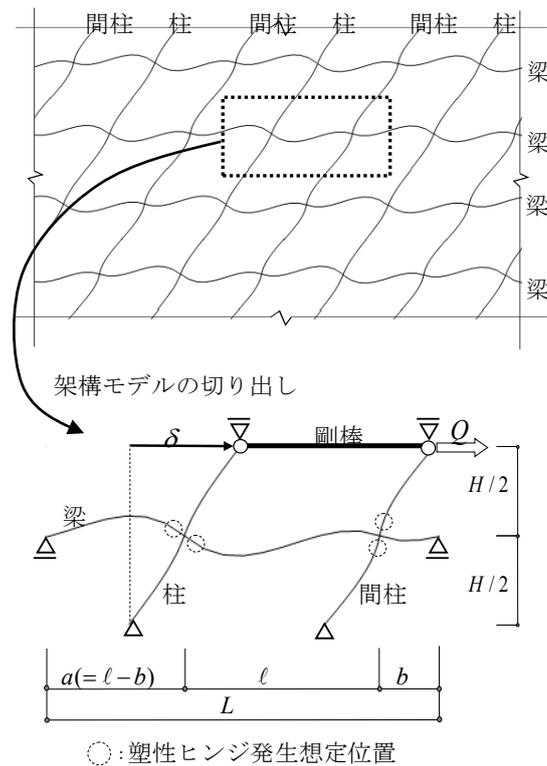


図 4.2.1 間柱付き鉄骨架構モデル

4.2.2 間柱付き鉄骨架構の復元力特性

まず、図 4.2.1 の構造モデルにおいて、上部に層せん断力 Q が作用した場合、架構に発生する水平変形 δ との関係 (Q - δ 関係式、図 4.2.2) を定式化する。

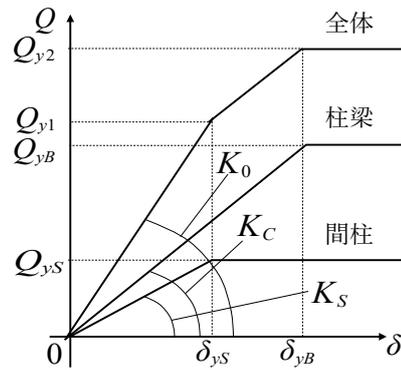


図 4.2.2 間柱付き鉄骨架構の復元力特性

架構の層間変形 δ は、層せん断力 Q により発生する上下柱の水平変形の合計 δ_c 、および上下間柱の水平変形の合計 δ_s と、柱梁および間柱梁取り合い部の曲げモーメント M_{BC} 、 M_{BS} により発生する節点回転角 θ_{BC} 、 θ_{BS} に起因する水平変形 δ_{BC} 、 δ_{BS} を用いると次式で算定される。

$$\delta = \delta_c + \delta_{BC} = \delta_s + \delta_{BS} \quad (4.2.1)$$

ここで、

δ_c : 上下柱の水平変形の合計

δ_s : 上下間柱の水平変形の合計

δ_{BC} : 柱梁取り合い部の曲げモーメントによる水平変形

δ_{BS} : 間柱梁取り合い部の曲げモーメントによる水平変形

上下柱の水平変形の合計 δ_c および上下間柱の水平変形の合計 δ_s は、柱および間柱の負担せん断力をそれぞれ Q_c 、 Q_s とすると、片持梁の変形の算定式から次式で算定できる。

$$\delta_c = Q_c \left/ \frac{3EI_c}{(H/2)^3} \right. \times 2 = Q_c \left/ \frac{12EI_c}{H^3} \right. \quad (4.2.2)$$

$$\delta_s = Q_s \left/ \frac{3EI_s}{(H/2)^3} \right. \times 2 = Q_s \left/ \frac{12EI_s}{H^3} \right. \quad (4.2.3)$$

ここで、

Q_C : 柱の負担せん断力 ($Q = Q_C + Q_S$)

Q_S : 間柱の負担せん断力

I_C : 柱の断面 2 次モーメント,

I_S : 間柱の断面 2 次モーメント

E : 鋼材のヤング係数

また、節点回転角 θ_{BC} , θ_{BS} による水平変形 δ_{BC} , δ_{BS} は次式で算定できる.

$$\delta_{BC} = \theta_{BC} \times (H/2 + H/2) \quad (4.2.4)$$

$$\delta_{BS} = \theta_{BS} \times (H/2 + H/2) \quad (4.2.5)$$

節点回転角 θ_{BC} , θ_{BS} は梁の曲げモーメント-回転角関係式より M_{BC} , M_{BS} を用いて次式で算出できる.

$$\theta_{BC} = (2M_{BC} - M_{BS}) / \frac{6EI_B}{\ell} \quad (4.2.6)$$

$$\theta_{BS} = (2M_{BS} - M_{BC}) / \frac{6EI_B}{\ell} \quad (4.2.7)$$

ここで、

I_B : 梁の断面 2 次モーメント

柱および間柱の回転の釣合い式 ($Q_C = M_{BC}/(H/2)$, $Q_S = M_{BS}/(H/2)$) を考慮すると、(4.2.1)式~(4.2.7)式より、せん断力 Q と水平変形 δ の関係式は次式で算出できる.

$$Q = K_0 \delta = \alpha K_{C0} \delta = (K_C + K_S) \delta \quad (4.2.8)$$

ここで、

$$\alpha = \frac{m_S + 3m_B(L/H) + 1}{m_B(L/H) + m_S m_B(L/H) + m_S + 3/4 m_B^2(L/H)^2}$$

$$K_{C0} = \frac{12EI_C}{H^3}, \quad m_S = \frac{I_C}{I_S}, \quad m_B = \frac{I_C}{I_B}$$

$$K_C = \frac{1}{2} \frac{3m_B(L/H) + 2m_S}{3m_B(L/H) + m_S + 1} K_0, \quad K_S = \frac{1}{2} \frac{3m_B(L/H) + 2}{3m_B(L/H) + m_S + 1} K_0$$

K_0 : 層弾性剛性, K_{C0} : 両端剛の柱の層弾性剛性

K_C : 柱梁架構の層弾性剛性, K_S : 間柱の層弾性剛性

m_S : 柱・間柱断面 2 次モーメント比, m_B : 柱・梁断面 2 次モーメント比

4.2.3 間柱付き鉄骨架構の減衰特性

図 4.2.1 に示す構造モデルを考え、間柱の両端部、柱大梁取り合い部の梁端部の順で塑性ヒンジが発生することに伴う等価減衰定数と層間変形算定式 ($h_{eq}-\delta$ 関係式) を提示する。

降伏せん断力 Q_{y1} 、 Q_{y2} および降伏水平変形 δ_{yS} 、 δ_{yB} は次式で算出できる。

$$Q_{y1} = K_0 \delta_{yS} = Q_{yS} + K_C \delta_{yS} \quad (4.2.9)$$

$$Q_{y2} = Q_{yS} + Q_{yB} = Q_{yS} + K_C \delta_{yB} \quad (4.2.10)$$

$$\delta_{yS} = Q_{yS} / K_S \quad (4.2.11)$$

$$\delta_{yB} = Q_{yB} / K_C \quad (4.2.12)$$

ここで、

$$Q_{yS} = M_{PS} / (H / 2), \quad Q_{yB} = M_{PB} / (H / 2)$$

M_{PS} : 間柱全塑性モーメント

M_{PB} : 梁全塑性モーメント

よって、間柱付き鉄骨架構の等価減衰定数 h_{eq} は、その定義により次式で算定できる。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{4Q_{yS}(\delta - \delta_{yS})}{1/2 Q \delta} \quad (\delta_{yS} < \delta \leq \delta_{yB}) \quad (4.2.13)$$

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{4Q_{yS}(\delta - \delta_{yS}) + 4Q_{yB}(\delta - \delta_{yB})}{1/2 Q_{y2} \delta} \quad (\delta_{yB} \leq \delta) \quad (4.2.14)$$

4.2.4 構造特性の支配要因に対する考察

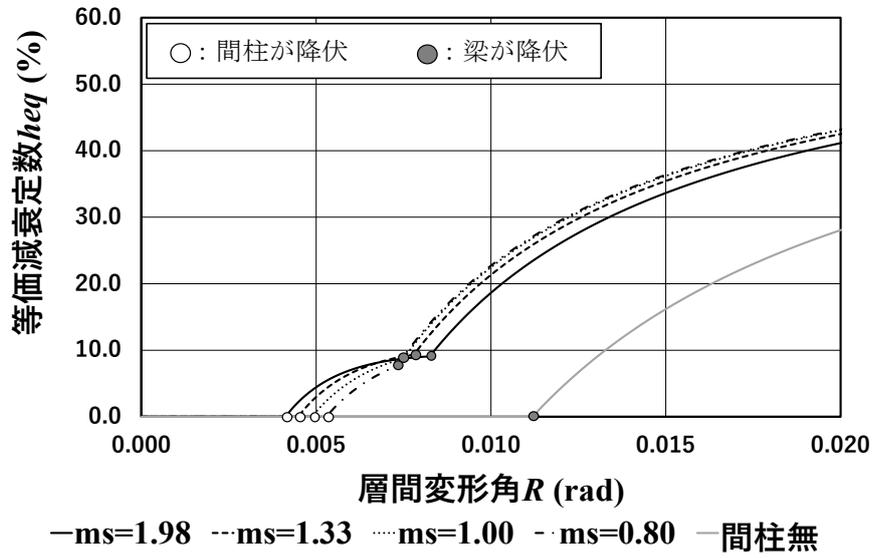
柱と間柱および柱と梁の断面 2 次モーメント比 m_S 、 m_B をパラメータとして、等価減衰定数-層間変形角関係、層せん断力-層間変形角関係について検討を行った (図 4.2.3, 図 4.2.4)。各検討において、階高 $H=4\text{m}$ 、スパン長 $L=9\text{m}$ を共通の諸元とした。基準ケースの部材断面は、柱は $\square-600 \times 600 \times 28$ 、梁は $\text{H}-800 \times 300 \times 16 \times 36$ 、間柱は $\text{H}-600 \times 300 \times 16 \times 28$ とし、間柱と柱梁の降伏応力度をそれぞれ $225, 325\text{N/mm}^2$ とした。また、各パラメトリックスタディにおいて、 $m_S = I_C / I_S = 1.98$ ($\cong 1/(2/4)$: 基準ケース), 1.33 ($\cong 1/(3/4)$), 1.00 ($\cong 1/(4/4)$), 0.80 ($\cong 1/(5/4)$), また $m_B = I_C / I_B = 0.94$ ($\cong 1/(4/4)$: 基準ケース), 1.33 ($\cong 1/(3/4)$), 0.80 ($\cong 1/(5/4)$), 0.67 ($\cong 1/(6/4)$) として検討を行った。なお、 m_S 、 m_B 変動時の間柱および梁の全塑性モーメント M_{PS} 、 M_{PB} は、断面 2 次モーメント I と H 形鋼の塑性断面係数 Z_P の近似式 $I = Z_P^n$ ($n=1.4$) を用いて算定した。

等価減衰定数は、どのケースにおいても間柱が端部で降伏後増加しはじめ、その後、梁

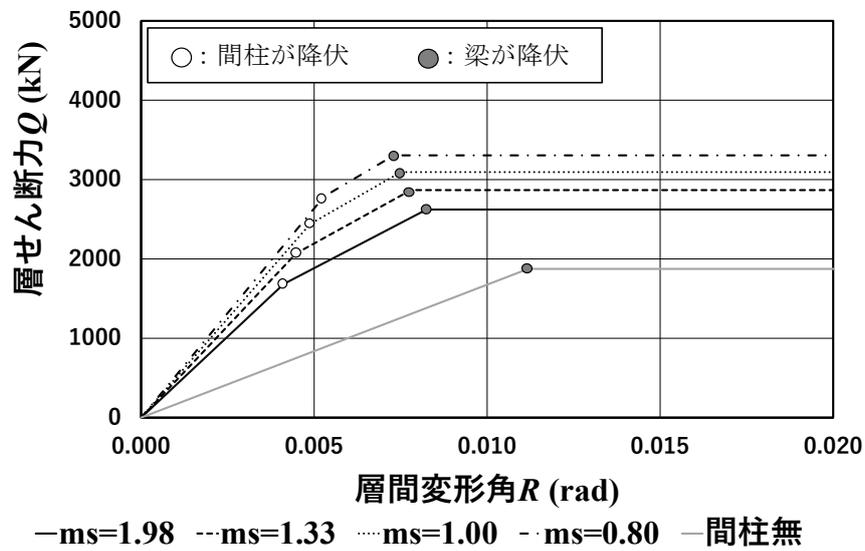
が柱側端部で降伏し、大きく単調増加することがわかる。

m_S のパラメトリックスタディ検討結果より、 m_S が小さいほど、間柱降伏により減衰効果が発揮される層間変形角は大きくなるが、梁降伏により減衰効果が発揮される層間変形角は小さくなることがわかる。また、間柱付き鉄骨架構の弾性剛性は、間柱がない場合と比較すると 2.44~3.15 倍大きくなるが、 m_S が大きく変動しても (I_S が基準ケースに比べ 1.5~2.5 倍)、弾性剛性は基準ケースと比べて 1.13~1.29 倍で大きく変動しない。

m_B のパラメトリックスタディ検討結果より、 m_B が小さいほど、間柱降伏により減衰効果が発揮される層間変形角は小さくなるが、梁降伏により減衰効果が発揮される層間変形角は大きくなることがわかる。また、 m_B の変動に伴い (I_B が基準ケースに比べ 0.83~1.17 倍)、梁が降伏する層間変形角は 1/147~1/104rad と大きく変動するため、 m_B と梁の部材塑性率との相関は大きいと言える。

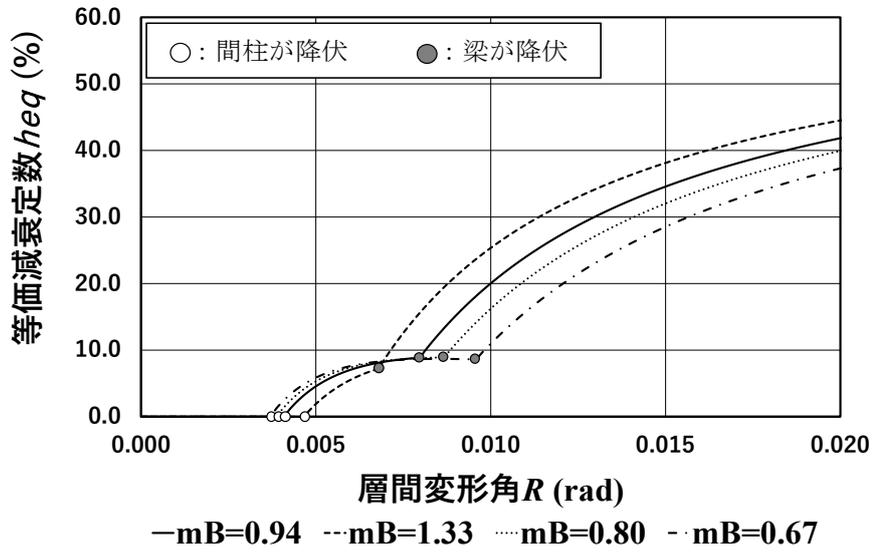


(a) 等価減衰定数と層間変形角の関係

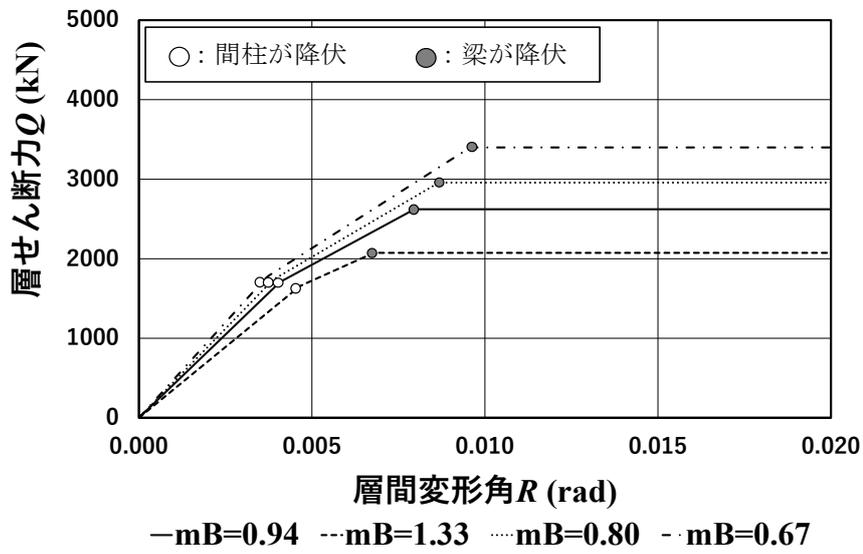


(b) 層せん断力と層間変形角の関係

図 4.2.3 m_s によるパラメトリックスタディ



(a) 等価減衰定数と層間変形角の関係



(b) 層せん断力と層間変形角の関係

図 4.2.4 m_B によるパラメトリックスタディ

4.3 多層間柱付き鉄骨架構の構造特性

4.3.1 多層間柱付き鉄骨架構のモデル化

4.2節の構造特性の算定式を多層の間柱付き鉄骨架構に拡張するため、本節では、図4.3.1に示すように、階高 H_i 、スパン長 L （半スパン長 l ）、1階の柱および間柱が柱脚で固定支持され、各層の梁が反曲点位置でローラー支持された f 層間柱付き鉄骨架構モデルを考える。この構造物モデルは、4.2節の構造物モデルと同様、柱、梁は曲げ材として線材モデルに置換するとともに、定式化を簡略化して基本的な力学性能を把握しやすくするため、梁に働く鉛直荷重、部材のせん断変形、柱梁接合部の剛域、床スラブによる剛性割増しについては考慮しないものとする。なお、4.2節の構造物モデルと同様に、間柱の両端部、柱大梁取り合い部の梁端部の順で塑性ヒンジが発生することを想定する。

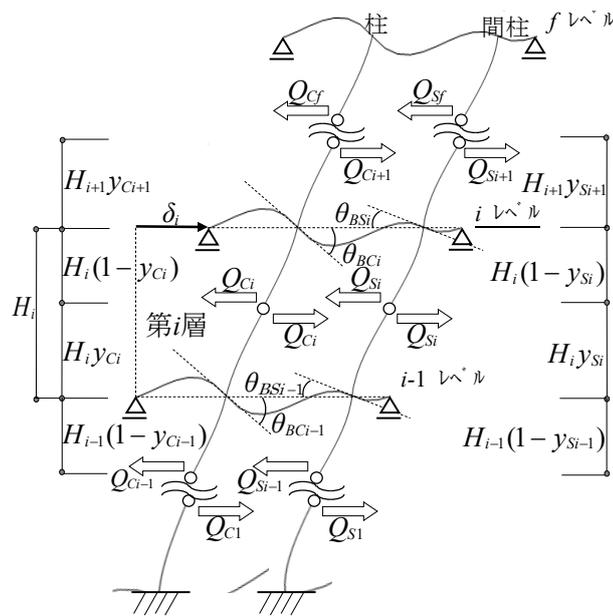


図 4.3.1 f 層間柱付き鉄骨架構モデル

4.3.2 多層間柱付き鉄骨架構の復元力特性

まず、この構造モデルにおいて、第*i*層に層せん断力 Q_i が作用した場合の第*i*層の層間変形 δ_i との関係（ Q_i - δ_i 関係式、図 4.3.2）を定式化する。

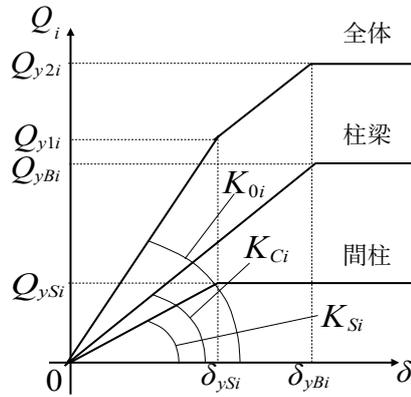


図 4.3.2 f 層間柱付き鉄骨架構の復元力特性

第*i*層の鉄骨架構の層間変形 δ_i は、層せん断力 Q_i により発生する柱および間柱の水平変形 δ_{Ci} 、 δ_{Si} と、第*i*層柱および間柱の上端の梁との取り付け部の曲げモーメント M_{BCi} 、 M_{BSi} により発生する節点回転角 θ_{BCi} 、 θ_{BSi} に起因する水平変形 δ_{BCi} 、 δ_{BSi} 、第*i*層柱および間柱の下端の梁との取り付け部の曲げモーメント M_{BCi-1} 、 M_{BSi-1} により発生する節点回転角 θ_{BCi-1} 、 θ_{BSi-1} に起因する水平変形 δ_{BCi-1} 、 δ_{BSi-1} を用いると、次式で算定される（ $i=2, \dots, f-1$ ）。

$$\delta_i = \delta_{Ci} + \delta_{BCi-1} + \delta_{BCi} = \delta_{Si} + \delta_{BSi-1} + \delta_{BSi} \quad (4.3.1)$$

ここで、

δ_{Ci} : 第*i*層柱の水平変形

δ_{Si} : 第*i*層間柱の水平変形

δ_{BCi} : 第*i*層柱の上端の梁取り付け部の曲げモーメントによる水平変形

δ_{BCi-1} : 第*i*層柱の下端の梁取り付け部の曲げモーメントによる水平変形

δ_{BSi} : 第*i*層間柱の上端の梁取り付け部の曲げモーメントによる水平変形

δ_{BSi-1} : 第*i*層間柱の下端の梁取り付け部の曲げモーメントによる水平変形

第*i*層柱および第*i*層間柱の水平変形 δ_{Ci} 、 δ_{Si} は、第*i*層柱および第*i*層間柱の負担せん断力を Q_{Ci} 、 Q_{Si} とすると、次式で算定できる。

$$\delta_{Ci} = Q_{Ci} \left/ \frac{12EI_{Ci}}{H_i^3} \right. \quad (4.3.2)$$

$$\delta_{Si} = Q_{Si} \left/ \frac{12EI_{Si}}{H_i^3} \right. \quad (4.3.3)$$

ここで,

Q_{Ci} : 第 i 層柱の負担せん断力 ($Q_i = Q_{Ci} + Q_{Si}$)

Q_{Si} : 第 i 層間柱の負担せん断力

I_{Ci} : 第 i 層柱の断面 2 次モーメント

I_{Si} : 第 i 層間柱の断面 2 次モーメント

また, 第 $i-1$ レベルの節点回転角 θ_{BCi-1} , θ_{BSi-1} に起因する第 i 層水平変形 δ_{BCi-1} , δ_{BSi-1} は次式で算定できる.

$$\delta_{BCi-1} = \theta_{BCi-1} \times H_i y_{Ci} \quad (4.3.4)$$

$$\delta_{BSi-1} = \theta_{BSi-1} \times H_i y_{Si} \quad (4.3.5)$$

ここで

y_{Ci} : 第 i 層柱の反曲点高さ比

y_{Si} : 第 i 層間柱の反曲点高さ比

同様に, 第 i レベルの節点回転角 θ_{BCi} , θ_{BSi} に起因する第 i 層水平変形 δ_{BCi} , δ_{BSi} は次式で算定できる.

$$\delta_{BCi} = \theta_{BCi} \times H_i (1 - y_{Ci}) \quad (4.3.6)$$

$$\delta_{BSi} = \theta_{BSi} \times H_i (1 - y_{Si}) \quad (4.3.7)$$

節点回転角 θ_{BCi-1} , θ_{BSi-1} は梁の曲げモーメント-回転角関係式より M_{BCi-1} , M_{BSi-1} を用いて次式で算出できる.

$$\theta_{BCi-1} = (2M_{BCi-1} - M_{BSi-1}) \left/ \frac{6EI_{Bi-1}}{\ell} \right. \quad (4.3.8)$$

$$\theta_{BSi-1} = (2M_{BSi-1} - M_{BCi-1}) \left/ \frac{6EI_{Bi-1}}{\ell} \right. \quad (4.3.9)$$

ここで,

I_{Bi-1} : 第 $i-1$ レベルの梁の断面 2 次モーメント

同様に, 節点回転角 θ_{BCi} , θ_{BSi} は梁の曲げモーメント-回転角関係式より M_{BCi} , M_{BSi} を用いて次式で算出できる.

$$\theta_{BCi} = (2M_{BCi} - M_{BSi}) \left/ \frac{6EI_{Bi}}{\ell} \right. \quad (4.3.10)$$

$$\theta_{BSi} = (2M_{BSi} - M_{BCi}) \left/ \frac{6EI_{Bi}}{\ell} \right. \quad (4.3.11)$$

ここで,

I_{Bi} : 第 i レベルの梁の断面 2 次モーメント

(4.3.1)式に(4.3.2)式, (4.3.4)式, (4.3.6)式, (4.3.8)式, (4.3.10)式を代入すると, 柱の層間変形の算定式から次式を得る.

$$\begin{aligned} \delta_i &= \delta_{Ci} + \delta_{BCi-1} + \delta_{BCi} \\ &= \delta_{Ci} + \theta_{BCi-1} \times H_i y_{Ci} + \theta_{BCi} \times H_i (1 - y_{Ci}) \\ \delta_i &= Q_{Ci} \left/ \frac{12EI_{Ci}}{H_i^3} \right. + (2M_{BCi-1} - M_{BSi-1}) \left/ \frac{6EI_{Bi-1}}{\ell} \right. \times H_i y_{Ci} \\ &\quad + (2M_{BCi} - M_{BSi}) \left/ \frac{6EI_{Bi}}{\ell} \right. \times H_i (1 - y_{Ci}) \end{aligned} \quad (4.3.12)$$

(4.3.1)式に(4.3.3)式, (4.3.5)式, (4.3.7)式, (4.3.9)式, (4.3.11)式を代入すると, 間柱の層間変形の算定式から次式を得る.

$$\begin{aligned} \delta_i &= \delta_{Si} + \delta_{BSi-1} + \delta_{BSi} \\ &= \delta_{Si} + \theta_{BSi-1} \times H_i y_{Si} + \theta_{BSi} \times H_i (1 - y_{Si}) \\ \delta_i &= Q_{Si} \left/ \frac{12EI_{Si}}{H_i^3} \right. + (2M_{BSi-1} - M_{BCi-1}) \left/ \frac{6EI_{Bi-1}}{\ell} \right. \times H_i y_{Si} \\ &\quad + (2M_{BSi} - M_{BCi}) \left/ \frac{6EI_{Bi}}{\ell} \right. \times H_i (1 - y_{Si}) \end{aligned} \quad (4.3.13)$$

また, 第 i レベルの柱および間柱の梁との取り合い部の節点での釣合い式は次式となる.

$$M_{CBi+1} + M_{CTi} = 2 \times M_{CBi} \quad (4.3.14)$$

$$M_{SBi+1} + M_{STi} = 2 \times M_{SBi} \quad (4.3.15)$$

第 $i-1$ レベルの柱および間柱の梁との取り合い部の節点での釣合い式は次式となる.

$$M_{CBi} + M_{CTi-1} = 2 \times M_{CBi-1} \quad (4.3.16)$$

$$M_{SBi} + M_{STi-1} = 2 \times M_{SBi-1} \quad (4.3.17)$$

第*i*層柱の反曲点より下部および反曲点より上部の回転の釣合い式は次式となる。

$$Q_{Ci} \times H_i y_{Ci} = M_{CBi} \quad (4.3.18)$$

$$Q_{Ci} \times H_i (1 - y_{Ci}) = M_{CTi} \quad (4.3.19)$$

第*i*層間柱の反曲点より下部および反曲点より上部の回転の釣合い式は次式となる。

$$Q_{Si} \times H_i y_{Si} = M_{SBi} \quad (4.3.20)$$

$$Q_{Si} \times H_i (1 - y_{Si}) = M_{STi} \quad (4.3.22)$$

ここで、柱、間柱の曲げモーメントの上下への分配比率を次式で仮定する。

$$\frac{M_{CBi+1}}{M_{CTi}} = \frac{g_{Ci+1}}{g_{Ci}} \quad (4.3.23)$$

$$\frac{M_{SBi+1}}{M_{STi}} = \frac{g_{Si+1}}{g_{Si}} \quad (4.3.24)$$

ここで、

$$g_{Ci} = G_{Ci}/G_{C0} : \text{第 } i \text{ 層柱剛比}$$

$$g_{Si} = G_{Si}/G_{S0} : \text{第 } i \text{ 層間柱剛比}$$

$$G_{Ci} = I_{Ci}/H_i : \text{第 } i \text{ 層柱剛度}$$

$$G_{Si} = I_{Si}/H_i : \text{第 } i \text{ 層間柱剛度}$$

$$G_{C0} = I_{C0}/H_0 : \text{柱基準剛度 (任意の数値)}$$

$$G_{S0} = I_{S0}/H_0 : \text{間柱基準剛度 (任意の数値)}$$

(4.3.12)式に(4.3.14)式～(4.3.19)式、(4.3.23)式～(4.3.24)式を代入すると次式を得る。

$$\begin{aligned} \delta_i = & \frac{Q_{Ci}}{K_{C0i}} + \frac{(2Q_{Ci} p_{Cmi} y_{Ci} - Q_{Si} p_{Smi} y_{Si}) H_i^2 y_{Ci}}{2C_{i-1}} \\ & + \frac{\{2Q_{Ci} p_{Cpi} (1 - y_{Ci}) - Q_{Si} p_{Spi} (1 - y_{Si})\} H_i^2 (1 - y_{Ci})}{2C_i} \end{aligned} \quad (4.3.25)$$

ここで、

$$K_{C0i} = 12EI_{Ci}/H_i^3, \quad C_i = 6EI_{Bi}/\ell$$

$$p_{Cmi} = \frac{g_{Ci} + g_{Ci-1}}{g_{Ci}}, \quad p_{Cpi} = \frac{g_{Ci} + g_{Ci+1}}{g_{Ci}}$$

$$p_{Smi} = \frac{g_{Si} + g_{Si-1}}{g_{Si}}, \quad p_{Spi} = \frac{g_{Si} + g_{Si+1}}{g_{Si}}$$

K_{C0i} : 両端剛の第*i*層柱の層弾性剛性

また、(4.3.13)式に(4.3.14)式～(4.3.17)式、(4.3.20)式～(4.3.24)式を代入すると次式を得る。

$$\begin{aligned} \delta_i = & \frac{Q_{Si}}{K_{S0i}} + \frac{(2Q_{Si}p_{Smi}y_{Si} - Q_{Ci}p_{Cmi}y_{Ci})H_i^2 y_{Si}}{2C_{i-1}} \\ & + \frac{\{2Q_{Si}p_{Spi}(1-y_{Si}) - Q_{Ci}p_{Cpi}(1-y_{Ci})\}H_i^2(1-y_{Si})}{2C_i} \end{aligned} \quad (4.3.26)$$

ここで、

$$K_{S0i} = 12EI_{Si}/H_i^3$$

K_{S0i} : 両端剛の第*i*層間柱の層弾性剛性

δ_i は等しいことから、(4.3.25)式 = (4.3.26)式とし、層せん断力 Q_i に対する柱の負担せん断力 Q_{Ci} と間柱の負担せん断力 Q_{Si} の分担率を a_i 、 b_i とすると、 Q_i は、次式で表現できる。

$$Q_i = Q_{Ci} + Q_{Si} = a_i \cdot Q_i + b_i \cdot Q_i \quad (4.3.27)$$

ここで、

$$a_i = a_{1i}/a_{2i}$$

$$b_i = b_{1i}/b_{2i}$$

$$a_{1i} = \frac{1}{K_{S0i}} + \frac{p_{Smi}H_i^2 y_{Si}(2y_{Si} + y_{Ci})}{2C_{i-1}} + \frac{p_{Spi}H_i^2(1-y_{Si})\{(2(1-y_{Si}) + (1-y_{Ci}))\}}{2C_i}$$

$$b_{1i} = \frac{1}{K_{C0i}} + \frac{p_{Cmi}H_i^2 y_{Ci}(2y_{Ci} + y_{Si})}{2C_{i-1}} + \frac{p_{Cpi}H_i^2(1-y_{Ci})\{(2(1-y_{Ci}) + (1-y_{Si}))\}}{2C_i}$$

$$\begin{aligned} a_{2i} = b_{2i} = & \frac{1}{K_{C0i}} + \frac{1}{K_{S0i}} + \frac{p_{Cmi}H_i^2 y_{Ci}(2y_{Ci} + y_{Si})}{2C_{i-1}} + \frac{p_{Smi}H_i^2 y_{Si}(y_{Ci} + 2y_{Si})}{2C_{i-1}} \\ & + \frac{p_{Cpi}H_i^2(1-y_{Ci})\{(2(1-y_{Ci}) + (1-y_{Si}))\}}{2C_i} + \frac{p_{Spi}H_i^2(1-y_{Si})\{(1-y_{Ci}) + 2(1-y_{Si})\}}{2C_i} \end{aligned}$$

さらに(4.3.25)式および(4.3.26)式に(4.3.27)式を代入すると、 f 層間柱付き鉄骨架構モデルの層弾性剛性は次式で算定できる。

$$Q_i = K_{0i}\delta_i = \alpha_i K_{C0i}\delta_i = (K_{Ci} + K_{Si})\delta_i \quad (4.3.28)$$

ここで

$$K_{Ci} = a_i K_{0i}$$

$$K_{Si} = b_i K_{0i}$$

$$K_{0i} = 1/D_i$$

$$D_i = \frac{a_i}{K_{C0i}} + \frac{H_i^2 y_{Ci} (2a_i p_{Cmi} y_{Ci} + b_i p_{Smi} y_{Si})}{2C_{i-1}} + \frac{H_i^2 (1 - y_{Ci}) \{2a_i p_{Cpi} (1 - y_{Ci}) - b_i p_{Spi} (1 - y_{Si})\}}{2C_i}$$

$$= \frac{b_i}{K_{S0i}} + \frac{H_i^2 y_{Si} \{2b_i p_{Smi} y_{Si} + a_i p_{Cmi} y_{Ci}\}}{2C_{i-1}} + \frac{H_i^2 (1 - y_{Si}) \{2b_i p_{Spi} (1 - y_{Si}) - a_i p_{Cpi} (1 - y_{Ci})\}}{2C_i}$$

K_{0i} : 第 i 層の層弾性剛性

K_{Ci} : 第 i 層構の層弾性剛性

K_{Si} : 第 i 層間柱の層弾性剛性

なお、第 1 層 ($i=1$) においては、1 層柱脚が固定で、下部に取りつく梁がなく、梁の節点回転角による変形が発生しないことと、第 f 層 ($i=f$) においては、上部に取り付く柱や間柱がなく、第 f レベルの梁の曲げモーメントがすべて第 f 層の柱や間柱に分配されることを考慮すれば、同様の式展開により、 p_{Cmi} 、 p_{Smi} 、 p_{Cpi} 、 p_{Spi} を下記の値に設定することで上記の値を算定できる。

$i=1$ の時

$$p_{Cmi} = p_{Smi} = 0$$

$i=f$ の時

$$p_{Cpi} = p_{Spi} = 1$$

4.3.3 多層間柱付き鉄骨架構の減衰特性

まず、 f 層間柱付き鉄骨架構の間柱架構および柱梁架構の降伏耐力の算定式を誘導する。間柱端部、梁端部の順で塑性ヒンジが発生する場合の降伏せん断力 Q_{y1i} 、 Q_{y2i} および降伏水平変形 δ_{ySi} 、 δ_{yBi} は次式で算出できる。

$$Q_{y1i} = K_{0i} \delta_{ySi} = Q_{ySi} + K_{Ci} \delta_{ySi} \quad (4.3.29)$$

$$Q_{y2i} = Q_{ySi} + Q_{yBi} = Q_{ySi} + K_{Ci} \delta_{yBi} \quad (4.3.30)$$

$$\delta_{ySi} = Q_{ySi} / K_{Si} \quad (4.3.31)$$

$$\delta_{yBi} = Q_{yBi} / K_{Ci} \quad (4.3.32)$$

$$Q_{ySi} = 2M_{PSi} / H_i \quad (4.3.33)$$

$$Q_{yBi} = (M_{CBi} + M_{CTi}) / H_i \quad (4.3.34)$$

ここで,

$i=1$ の時

$$M_{CB1} = M_{PC1}, \quad M_{CT1} = 2M_{PB1}/p_{Cp1}$$

$i=2, \dots, f-1$ の時

$$M_{CBi} = 2M_{PBi-1}/p_{Cmi}, \quad M_{CTi} = 2M_{PBi}/p_{Cpi}$$

$i=f$ の時

$$M_{CBf} = 2M_{PBf-1}/p_{Cmf}, \quad M_{CTf} = 2M_{PBf}$$

M_{PC1} : 第 1 層柱の全塑性モーメント

M_{PSi} : 第 i 層間柱の全塑性モーメント

M_{PBi} : 第 i レベル梁の全塑性モーメント

よって, f 層間柱付き鉄骨架構の第 i 層の等価減衰定数 h_{eqi} は次式で算定できる.

$$h_{eqi} = \frac{1}{4\pi} \frac{4Q_{ySi}(\delta_i - \delta_{ySi})}{1/2 Q_i \delta_i} \quad (\delta_{ySi} < \delta_i \leq \delta_{yBi}) \quad (4.3.35)$$

$$h_{eqi} = \frac{1}{4\pi} \frac{4Q_{ySi}(\delta_i - \delta_{ySi}) + 4Q_{yBi}(\delta_i - \delta_{yBi})}{1/2 Q_{y2i} \delta_i} \quad (\delta_{yBi} \leq \delta_i) \quad (4.3.36)$$

4.4 間柱付き鉄骨架構の履歴型ダンパーとしての活用

4.4.1 設計問題の設定

2.4.3 項で設定した地震時応答制約設計問題【設計問題Ⅱ】を以下に再掲する。

【設計問題Ⅱ】

『2.4.2 項で設定した極希時設計用地震動群に対して，図 2.4.1 に示す弾性架構と完全弾塑性架構および履歴型ダンパーが混在する f 層弾塑性せん断型構造物モデルが最大層間変位制約条件 $\delta_{i\max} = \delta_i^*$ (δ_i^* : 層間変位の指定値) を満足するような弾性架構の剛性 K_{Fi} ，完全弾塑性架構の初期剛性 K_{F2i} および降伏耐力 Q_{yF2i} ，履歴型ダンパーの初期剛性 K_{Di} および降伏耐力 Q_{yDi} を求めよ．なお，履歴型ダンパーの主架構に対する剛性比 k_i ，完全弾塑性架構の弾性架構に対する剛性比 $k_{2i} (= K_{F2i} / K_{Fi})$ ，完全弾塑性架構の塑性率 μ_{Fi} は与条件とする．』

4.2 節，4.3 節において，間柱付き鉄骨架構の復元力特性が，完全弾塑性の柱梁架構と完全弾塑性の間柱の 2 つに分離できることを示した．ここでは，図 4.4.1 に示す【設計問題Ⅱ】の地震時応答制約設計解とそれを実現する間柱付き鉄骨架構の対応関係を踏まえ，「弾性架構と完全弾塑性架構および履歴型ダンパーが混在する f 層弾塑性せん断型構造物モデル」を「間柱付き鉄骨架構（履歴型ダンパー＋完全弾塑性架構）」と「弾性架構」の並列モデルと考え，2.4 節の設計手法により地震時応答制約設計解として得られる設計解の内，完全弾塑性架構の設計解（初期剛性 K_{F2i} ，降伏耐力 Q_{yF2i} ）と履歴型ダンパー設計解（初期剛性 K_{Di} ，降伏耐力 Q_{yDi} ）を，間柱付き鉄骨架構の柱梁架構と間柱で実現するために，以下のような地震時応答制約設計問題【設計問題Ⅵ】を考える。

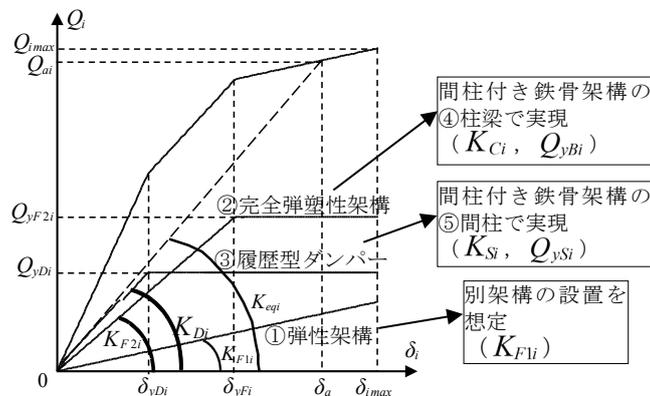


図 4.4.2 地震時応答制約設計解とそれを実現する間柱付き鉄骨架構の復元力の対応関係

【設計問題VI】

『2.4.2 項で設定した極希時設計用地震動群に対して、①弾性架構と間柱付き鉄骨架構（④柱梁架構+⑤間柱）で構成される f 層弾塑性せん断型構造物モデルが最大層間変位制約条件 $\delta_{i\max} = \delta_i^*$ (δ_i^* : 層間変位の指定値) を満足するような弾性架構の剛性 K_{Fli} 、間柱付き鉄骨架構の柱、間柱、梁の断面 2 次モーメント I_{Ci} 、 I_{Si} 、 I_{Bi} を求めよ。なお、柱と間柱の断面 2 次モーメント比 $m_{Si}(=I_{Ci}/I_{Si})$ 、柱と梁の断面 2 次モーメント比 $m_{Bi}(=I_{Ci}/I_{Bi})$ および柱梁弾塑性架構と柱梁弾性架構の剛性比 k_{2i} は与条件とする。』

4.4.2 設計問題の解法手順

【設計問題II】の解法は、2.4 節で提示したとおり、高層建築物の地震振動における 1 次固有振動の卓越性を利用した繰り返し収斂計算による解法である。この手法では、有効変形時 ($\delta_i = \delta_{ai}$) の等価剛性 K_{eqi} に対する固有周期と、有効変形時の等価減衰定数の両者をパラメータとして応答制御を行っている。そのため、【設計問題VI】においても、弾性架構と間柱付き鉄骨架構との組み合わせを用いて有効変形時 ($\delta_i = \delta_{ai}$) の第 i 層の等価剛性 K_{eqi} を実現するため、(4.4.1)式を満足させる必要がある。

$$\begin{aligned} Q_{ai} &= K_{eqi} \times \gamma_i \delta_{i\max} \\ &= Q_{yDi} + Q_{yF2i} + K_{Fli} \times \delta_{ai} \\ &= Q_{ySi} + Q_{yCi} + K_{Fli} \times \delta_{ai} \end{aligned} \quad (4.4.1)$$

ここで

Q_{yDi} : 地震時応答制約設計解の履歴型ダンパーの降伏耐力

Q_{yF2i} : 地震時応答制約設計解の完全弾塑性架構の降伏耐力

K_{Fli} : 地震時応答制約設計解の弾性架構剛性

δ_{ai} : 有効変形 ($= \delta_{i\max} \times \gamma_i$:最大変形×有効率)

Q_{ySi} : 間柱付き鉄骨架構の間柱架構降伏耐力

Q_{yCi} : 間柱付き鉄骨架構の柱梁架構降伏耐力

第 i 層間柱および第 i 、 $i-1$ レベルの梁の全塑性モーメント M_{PSi} 、 M_{PBi} 、 M_{PBi-1} は、断面 2 次モーメント I と H 形鋼の塑性断面係数 Z_P の近似式 $I = Z_P^n$ ($n=1.4$ 、外法一定 H 形鋼の場合)を用いると、次式で表現できる。

$$M_{PSi} = \sigma_{yS} Z_{PSi} = \sigma_{yS} (I_{Si})^{1/n} \quad (4.4.2)$$

$$M_{PBi} = \sigma_{yB} Z_{PBi} = \sigma_{yB} (I_{Bi})^{1/n} \quad (4.4.3)$$

$$M_{PBi-1} = \sigma_{yB} Z_{PBi-1} = \sigma_{yB} (I_{Bi-1})^{1/n} \quad (4.4.4)$$

(4.4.1)式に(4.3.33)式, (4.3.34)式を代入し, さらに(4.4.2)式～(4.4.4)式を代入することにより, 等価剛性 K_{eqi} を満足する I_{Ci} が次式で算出できる.

$$I_{Ci} = (D_{1i}/D_{2i})^n \quad (4.4.5)$$

1) $i=1$ の時

$$D_{11} = Q_{a1} - K_{F11}\delta_{a1}$$

$$D_{21} = \left\{ \sigma_{yC} - 2\sigma_{yS}(1/m_{S1})^{1/n} + 2\sigma_{yB}(1/m_{B1})^{1/n} / p_{Cp1} \right\} / H_1$$

2) $i=2, \dots, f-1$ の時

$$D_{1i} = Q_{ai} - K_{F1i}\delta_{ai} - \left\{ 2\sigma_{yB}(I_{Bi-1})^{1/n} / p_{Cmi} \right\} / H_i$$

$$D_{2i} = \left\{ 2\sigma_{yS}(1/m_{Si})^{1/n} + 2\sigma_{yB}(1/m_{Bi})^{1/n} / p_{Cpi} \right\} / H_i$$

3) $i=f$ の時

$$D_{1f} = Q_{af} - K_{F1f}\delta_{af} - \left\{ 2\sigma_{yB}(I_{Bf-1})^{1/n} / p_{Cmf} \right\} / H_f$$

$$D_{2f} = \left\{ 2\sigma_{yS}(1/m_{Sf})^{1/n} + 2\sigma_{yB}(1/m_{Bf})^{1/n} \right\} / H_f$$

【設計問題Ⅵ】解法のフローチャートを図 4.4.3 に示す. Step A は設計解の算出および剛性比 k_i の収斂計算を示し, Step B は弾塑性架構の塑性率 μ_{F2i} の収斂計算を示す. また, Step C は柱の剛性比 g_{Ci} の収斂計算である.

【設計問題Ⅱ】において, ②完全弾塑性架構と③履歴型ダンパーの初期剛性と降伏耐力は独立に設定できるが, 【設計問題Ⅱ】において, 間柱付き鉄骨架構の④柱梁架構および⑤間柱の初期剛性と降伏耐力は, 柱, 間柱, 梁の断面 2 次モーメント I_{Ci} , I_{Si} , I_{Bi} の関数となるため従属関係となる. そのため, 【設計問題Ⅱ】においては, 剛性比 k_i , 塑性率 μ_{F2i} の値を仮定し, 計算結果を用いてその値を改修する収斂計算を行っている.

以下, フローチャートの解法手順の詳細を示す.

Step A-1 柱剛比 $\bar{g}_{Ci}^{(1)}$ ($i=1, \dots, f$) の初期値を仮定する. (上付きの () 内は各収斂計算の回数を示す.)

Step A-2 完全弾塑性架構の塑性率 $\bar{\mu}_{F2i}^{(1)}$ ($i=1, \dots, f$) の初期値を仮定する.

Step A-3 履歴型ダンパーの主架構に対する剛性比 $\bar{k}_i^{(1)}$ ($i=1, \dots, f$) の初期値を仮定する.

Step A-4 指定した k_{2i} , 仮定した \bar{g}_{Ci} , $\bar{\mu}_{F2i}$, \bar{k}_i を用いて 2.4 節の手法を適用し, 有効変形時の等価剛性 K_{eqi} から設計解 (弾性架構の剛性 K_{F1i} , 完全弾塑性架構の初期剛性 K_{F2i} , 降伏耐力 Q_{yF2i} , 履歴型ダンパーの初期剛性 K_{Di} , 降伏耐力 Q_{yDi}) を求める.

Step A-5 有効変形 δ_{ai} において, 等価剛性 K_{eqi} を満たす柱の断面 2 次モーメント I_{Ci} を(4.4.5)式で算出する.

Step A-6 間柱, 梁の断面 2 次モーメント I_{Si} , I_{Bi} を次式で算定する.

$$I_{Si} = I_{Ci} / m_{Si} \quad (4.4.6)$$

$$I_{Bi} = I_{Ci} / m_{Bi} \quad (4.4.7)$$

Step A-7 設計解 I_{Ci} , I_{Si} , I_{Bi} を用いて, (4.3.28)式, (4.3.31)式～(4.3.34)式から間柱付き鉄骨架構の復元力特性 (K_{Ci} , K_{Si} , Q_{yBi} , Q_{ySi} , δ_{yBi} , δ_{ySi}) を算出する.

Step A-8 間柱付き鉄骨架構の復元力特性から剛性比 k_{i-cal} , 塑性率 $\mu_{F2i-cal}$, 柱剛比 g_{Ci-cal} を次式で算出する.

$$k_{i-cal} = K_{Si} / (K_{Ci} + K_{Fi}) \quad (4.4.8)$$

$$\mu_{F2i-cal} = \delta_{i-max} / \delta_{yBi} \quad (4.4.9)$$

$$g_{Ci-cal} = (I_{Ci} / h_i) / (I_{C0} / h_0) \quad (4.4.10)$$

Step A-9 新しい剛性比 $\bar{k}_i^{(p+1)}$ を下式で算出し, $\bar{k}_i^{(p+1)}$ を新しい剛性比として Step A-1 に戻る.

$$\bar{k}_i^{(p+1)} = \bar{k}_i^{(p)} \times (k_{i-cal} / \bar{k}_i^{(p)})^{m_1} \quad (4.4.11)$$

ここで, m_1 : 収斂計算時剛性比 k_i 改修係数

Step A-1～ Step A-9 を所要の精度が満たされるまで繰り返す.

Step B-1 新しい弾塑性架構の塑性率 $\bar{\mu}_{F2i}^{(p+1)}$ を算出し, $\bar{\mu}_{F2i}^{(p+1)}$ を新しい弾塑性架構の塑性率として Step A-1 に戻る.

$$\bar{\mu}_{F2i}^{(p+1)} = \bar{\mu}_{F2i}^{(p)} \times (\mu_{F2i-cal} / \bar{\mu}_{F2i}^{(p)})^{m_2} \quad (4.4.12)$$

ここで, m_2 : 収斂計算時塑性率 μ_{F2i} 改修係数

Step A-1～Step B-1 を所要の精度が満たされるまで繰り返す.

Step C-1 新しい柱剛比 $\bar{g}_{Ci}^{(p+1)}$ を算出し, $\bar{g}_{Ci}^{(p+1)}$ を新しい柱剛比として Step A-1 に戻る.

$$\bar{g}_{Ci}^{(p+1)} = \bar{g}_{Ci}^{(p)} \times (g_{Ci-cal} / \bar{g}_{Ci}^{(p)})^{m_3} \quad (4.4.13)$$

ここで, m_3 : 収斂計算時柱剛比 g_{Ci} 改修係数

Step A-1～Step C-1 を所要の精度が満たされるまで繰り返す.

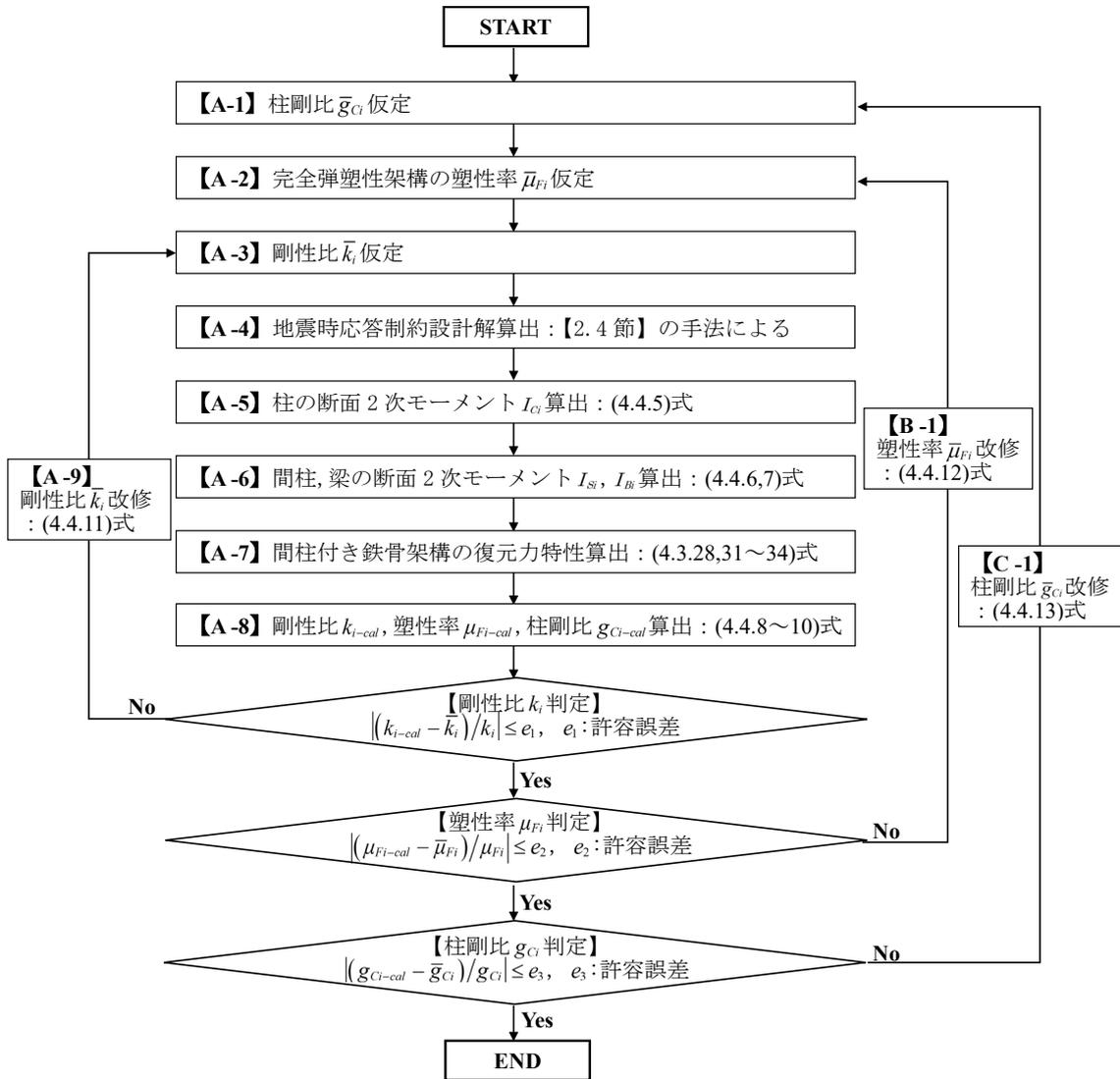


図 4.4.2 設計問題IVの解法のフローチャート

4.4.3 設計例題

4.4.2 項で提示した設計法による 5 層モデル, 10 層モデル, 20 層モデルの設計例題を示す. 各層は間柱付き鉄骨架構と弾性架構の並列モデルとし, $M_i=200\text{ton}$, $H_i=4.0\text{m}$, $L=9.0\text{m}$, $\delta_i^*=4.0\text{cm}$ (層間変形角 1/100), $\gamma_i=0.8$, 柱梁弾塑性架構と柱梁弾性架構の剛性比の指定値 $k_{2i}=1.0$ とする. また, 間柱付き鉄骨架構の断面 2 次モーメント比は, (CASE-1) $m_s=2.0$, $m_B=1.5$, (CASE-2) $m_s=1.0$, $m_B=1.0$ の 2 ケースについて検討した. なお, 設計用地震動の設定において, 地盤種別は 2 種地盤, 地域係数は $Z=1.0$ とし, 【設計問題VI】の解法での改修係数およびイタレーション回数は, Step A (剛性比 k_i の収斂計算) では $m_1=1$, 2 回, Step B (弾塑性架構の塑性率 μ_{F2i} の収斂計算) では $m_2=0.5$, 2 回, Step C (柱の剛性比 g_{Ci} の収斂計算) では $m_3=0.6$, 10 回とした.

設計結果である間柱付き鉄骨架構の柱, 間柱, 梁の断面 2 次モーメント I_{Ci} , I_{Si} , I_{Bi} および収斂計算により求めた剛性比 k_i , 塑性率 μ_{F2i} を表 4.4.1~表 4.4.3 に示す.

提案した設計法の妥当性を検証するために, 設計用加速度応答スペクトルに適合する模擬地震動 3 波 (地震動 1, 地震動 2, 地震動 3 : 図 2.2.5) に対する弾塑性時刻歴応答解析を実施した. 弾塑性時刻歴応答解析は 2 章と同様 Newmark- β 法を用い, 時間刻みを 0.01(s) とした. その結果を図 4.4.3~図 4.4.5 に示す. 模擬地震動により一部ばらつきはあるものの, 5 層, 10 層, 20 層とも, 地震時応答を目標値 (1/100) に対して概ね制約できており, 本設計法は, 低層から高層 (20 層程度) まで適用可能である.

なお, 収斂計算時改修係数 m_1 , m_2 , m_3 の設定値により, 所要の精度の設計解を得るための収斂回数は変動する. 各収斂計算改修係数の設定方法については今後の検討課題とする. また, 20 層を超える多層の場合や m_s , m_B も含め, スパン長 L や階高 H 等, さらに多くは多くの構造パラメータに対する検討については今後の課題とする.

表 4.4.1 設計結果 (5 層)

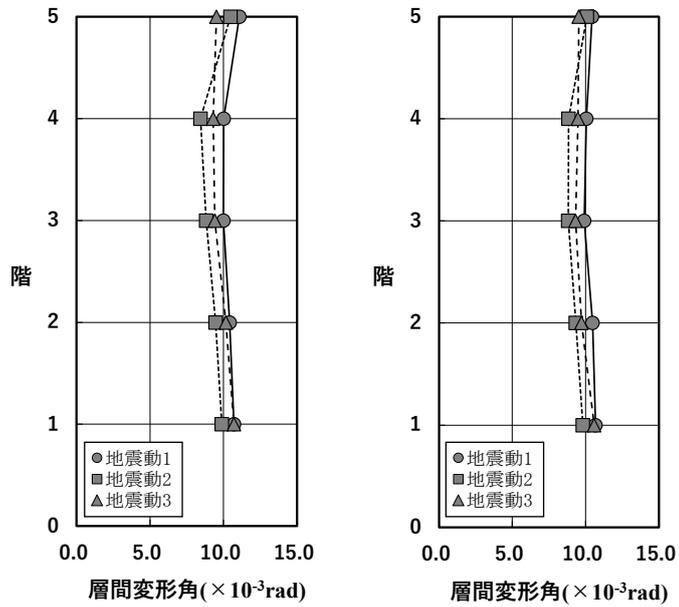
| 層 | 5層 | | | | | | | | | |
|---|--------------------|-------------|---------------------|----------|----------|--------------------|-------------|---------------------|----------|----------|
| | $m_s=2.0, m_B=1.5$ | | | | | $m_s=1.0, m_B=1.0$ | | | | |
| | 剛性比 | 塑性率 | 間柱 | 梁 | 柱 | 剛性比 | 塑性率 | 間柱 | 梁 | 柱 |
| | k_i | μ_{F2l} | I_{sl} | I_{Bl} | I_{Cl} | k_i | μ_{F2l} | I_{sl} | I_{Bl} | I_{Cl} |
| | - | - | $cm^4(\times 10^3)$ | | | - | - | $cm^4(\times 10^3)$ | | |
| 5 | 0.37 | 1.25 | 69 | 93 | 139 | 0.42 | 1.25 | 88 | 88 | 88 |
| 4 | 0.411 | 1.538 | 168 | 224 | 337 | 0.485 | 1.375 | 223 | 223 | 223 |
| 3 | 0.418 | 1.794 | 252 | 336 | 505 | 0.482 | 1.625 | 334 | 334 | 334 |
| 2 | 0.424 | 1.921 | 323 | 431 | 647 | 0.481 | 1.757 | 420 | 420 | 420 |
| 1 | 0.40 | 2.378 | 294 | 392 | 589 | 0.507 | 2.458 | 421 | 421 | 421 |

表 4.4.2 設計結果 (10 層)

| 層 | 10層 | | | | | | | | | |
|----|--------------------|-------------|---------------------|----------|----------|--------------------|-------------|---------------------|----------|----------|
| | $m_s=2.0, m_B=1.5$ | | | | | $m_s=1.0, m_B=1.0$ | | | | |
| | 剛性比 | 塑性率 | 間柱 | 梁 | 柱 | 剛性比 | 塑性率 | 間柱 | 梁 | 柱 |
| | k_i | μ_{F2l} | I_{sl} | I_{Bl} | I_{Cl} | k_i | μ_{F2l} | I_{sl} | I_{Bl} | I_{Cl} |
| | - | - | $cm^4(\times 10^3)$ | | | - | - | $cm^4(\times 10^3)$ | | |
| 10 | 0.341 | 1.25 | 44 | 59 | 89 | 0.386 | 1.25 | 57 | 57 | 57 |
| 9 | 0.406 | 1.371 | 114 | 152 | 228 | 0.476 | 1.25 | 152 | 152 | 152 |
| 8 | 0.412 | 1.613 | 175 | 233 | 349 | 0.477 | 1.465 | 234 | 234 | 234 |
| 7 | 0.417 | 1.762 | 228 | 304 | 456 | 0.478 | 1.607 | 305 | 305 | 305 |
| 6 | 0.42 | 1.872 | 276 | 368 | 552 | 0.48 | 1.709 | 368 | 368 | 368 |
| 5 | 0.423 | 1.958 | 320 | 426 | 640 | 0.482 | 1.789 | 426 | 426 | 426 |
| 4 | 0.425 | 2.027 | 359 | 479 | 718 | 0.483 | 1.854 | 478 | 478 | 478 |
| 3 | 0.427 | 2.084 | 392 | 522 | 784 | 0.485 | 1.906 | 522 | 522 | 522 |
| 2 | 0.43 | 2.11 | 427 | 570 | 855 | 0.484 | 1.942 | 561 | 561 | 561 |
| 1 | 0.411 | 2.513 | 360 | 480 | 720 | 0.513 | 2.628 | 523 | 523 | 523 |

表 4.4.3 設計結果 (20 層)

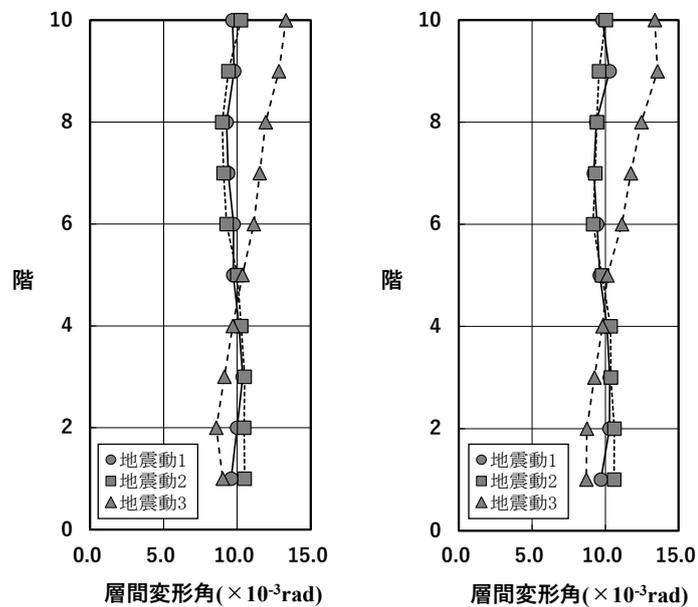
| 層 | 20層 | | | | | | | | | |
|----|--------------------|-------------|---------------------|----------|----------|--------------------|-------------|---------------------|----------|----------|
| | $m_s=2.0, m_B=1.5$ | | | | | $m_s=1.0, m_B=1.0$ | | | | |
| | 剛性比 | 塑性率 | 間柱 | 梁 | 柱 | 剛性比 | 塑性率 | 間柱 | 梁 | 柱 |
| | k_i | μ_{F2l} | I_{sl} | I_{Bl} | I_{Cl} | k_i | μ_{F2l} | I_{sl} | I_{Bl} | I_{Cl} |
| | - | - | $cm^4(\times 10^3)$ | | | - | - | $cm^4(\times 10^3)$ | | |
| 20 | 0.314 | 1.25 | 29 | 39 | 58 | 0.352 | 1.25 | 37 | 37 | 37 |
| 19 | 0.40 | 1.25 | 77 | 103 | 155 | 0.441 | 1.25 | 98 | 98 | 98 |
| 18 | 0.407 | 1.444 | 119 | 159 | 238 | 0.472 | 1.30 | 159 | 159 | 159 |
| 17 | 0.411 | 1.576 | 154 | 205 | 308 | 0.471 | 1.437 | 206 | 206 | 206 |
| 16 | 0.413 | 1.668 | 184 | 245 | 368 | 0.472 | 1.524 | 246 | 246 | 246 |
| 15 | 0.416 | 1.74 | 211 | 281 | 422 | 0.473 | 1.591 | 281 | 281 | 281 |
| 14 | 0.418 | 1.799 | 236 | 314 | 471 | 0.474 | 1.646 | 314 | 314 | 314 |
| 13 | 0.419 | 1.849 | 258 | 345 | 517 | 0.476 | 1.692 | 344 | 344 | 344 |
| 12 | 0.421 | 1.894 | 280 | 373 | 560 | 0.477 | 1.733 | 373 | 373 | 373 |
| 11 | 0.422 | 1.934 | 301 | 401 | 602 | 0.478 | 1.77 | 400 | 400 | 400 |
| 10 | 0.423 | 1.971 | 321 | 428 | 642 | 0.479 | 1.804 | 427 | 427 | 427 |
| 9 | 0.425 | 2.006 | 341 | 455 | 682 | 0.481 | 1.837 | 454 | 454 | 454 |
| 8 | 0.426 | 2.039 | 361 | 481 | 722 | 0.482 | 1.867 | 480 | 480 | 480 |
| 7 | 0.427 | 2.071 | 381 | 507 | 761 | 0.483 | 1.90 | 506 | 506 | 506 |
| 6 | 0.428 | 2.101 | 400 | 533 | 800 | 0.484 | 1.924 | 532 | 532 | 532 |
| 5 | 0.429 | 2.128 | 418 | 558 | 837 | 0.485 | 1.95 | 557 | 557 | 557 |
| 4 | 0.43 | 2.154 | 436 | 581 | 872 | 0.486 | 1.974 | 580 | 580 | 580 |
| 3 | 0.431 | 2.177 | 450 | 600 | 900 | 0.487 | 1.994 | 600 | 600 | 600 |
| 2 | 0.432 | 2.178 | 472 | 629 | 944 | 0.486 | 2.007 | 620 | 620 | 620 |
| 1 | 0.413 | 2.567 | 389 | 519 | 778 | 0.515 | 2.693 | 567 | 567 | 567 |



(1) $m_S=2.0, m_B=1.5$

(2) $m_S=1.0, m_B=1.0$

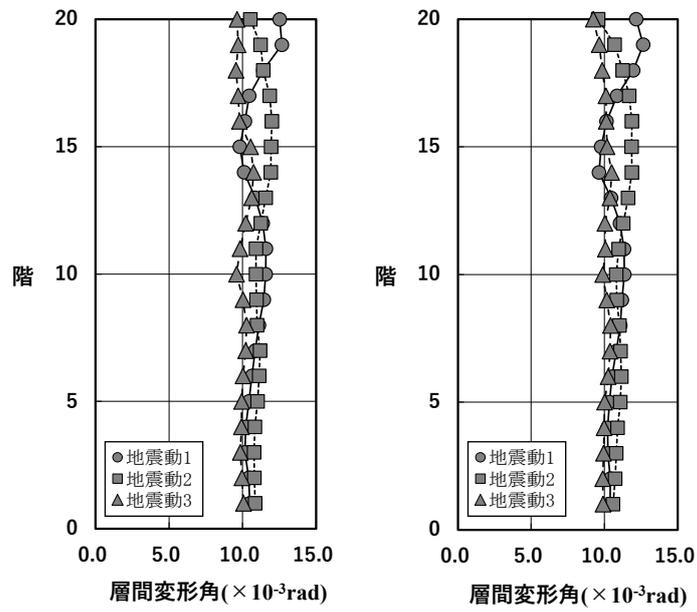
図 4.4.3 時刻歴応答解析結果 (5 層)



(1) $m_S=2.0, m_B=1.5$

(2) $m_S=1.0, m_B=1.0$

図 4.4.4 時刻歴応答解析結果 (10 層)



(1) $m_S=2.0, m_B=1.5$

(2) $m_S=1.0, m_B=1.0$

図 4.4.5 時刻歴応答解析結果 (20 層)

4.5 結論（まとめ）

4章で得られた結論を以下に示す。

- 1)連続架構から切り出した間柱付き鉄骨架構を用いて、その復元力特性（ $Q-\delta$ 関係）、間柱端部、梁端部の塑性化に伴う減衰特性（等価減衰定数）を定式化した。その結果、柱梁架構と間柱の2つの完全弾塑性架構に分離できることを示した。（4.2節）
- 2)連続架構から切り出した間柱付き鉄骨架構の弾性剛性が、両端固定の柱の弾性剛性の α 倍となり、その無次元化量 α は、柱と間柱の断面2次モーメント比 m_s 、柱と梁の断面2次モーメント比 m_B 、階高 H 、スパン長 L を用いて算定できることを示した。（4.2節）
- 3)定式化した算定式を用いて、 m_s および m_B に対するパラメトリックスタディを行うことにより、柱、間柱、梁の剛性の変動が、弾性剛性、減衰効果を発揮する層間変形角、梁の部材塑性率に与える影響について考察した。（4.2節）
- 4)連続架構から切り出した間柱付き鉄骨架構の構造特性の算定式を f 層間柱付き鉄骨架構に拡張し、その構造特性（復元力特性、減衰特性）を定式化した。（4.3節）
- 5)定式化した間柱付き鉄骨架構の構造特性の活用事例として、弾性架構と間柱付き鉄骨架構で構成された f 層弾塑性せん断型構造物モデルに対して、弾性架構と完全弾塑性架構および履歴型ダンパーが混在する f 層弾塑性せん断型構造物モデルに対する既往の地震時応答制約設計法を準用する方法を提示した。すなわち、完全弾塑性架構および履歴型ダンパーの復元力特性を間柱付き鉄骨架構の柱、間柱、梁で実現することを考え、その断面2次モーメント I_{Ci} 、 I_{Si} 、 I_{Bi} を算定する手法を提示した。また、10層モデルによる設計例題を提示し、その妥当性を示した。（4.4節）

参考文献

- 4.1) 島野幸弘, 宇佐美徹: 間柱付き鉄骨架構の構造特性の定式化およびその活用, 鋼構造論文集, Vol.29, No.114, pp.23-36, 2022.6.
- 4.2) 細沢 治, 可児 長英, 小倉 桂治, 篠崎 洋三, 辻田修: 極低降伏点鋼材の履歴減衰による制振システム, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), B, 構造 I, pp.1025-1026, 1991.
- 4.3) 泉 満, 可児長英, 成原弘之, 小倉桂治, 川又康博, 細沢 治: 極低降伏点鋼を用いたせん断降伏型制振部材の低サイクル疲労実験(その 1) 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), C, 構造 II, pp.1333-1334, 1992.
- 4.4) 川又康博, 可児長英, 泉 満, 小倉桂治, 成原弘之, 細沢 治: 極低降伏点鋼を用いたせん断降伏型制振部材の低サイクル疲労実験(その 2) 実験結果の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), C, 構造 II, pp.1335-1336, 1992.
- 4.5) 田中 清, 鳥居次夫, 和田 章, 川合廣樹, 岩田 衛, 佐々木聡, 佐々木康人, 三山剛史: 極低降伏点鋼制震パネルを用いた被害レベル制御設計法の鉄骨造高層建物への適用(その 3) 3 層フレーム実験の概要および実験結果の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), C-1, 構造 III, pp.695-696, 1996.
- 4.6) 石井 勝, 田中 清, 鳥居次夫, 和田 章, 川合広樹, 佐々木康人, 佐々木聡, 米山真一朗: 極低降伏点鋼制震パネルを用いた被害レベル制御設計法の鉄骨造高層建物への適用(その 4) 3 層フレーム実験結果: フレームおよび制震部材の履歴特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), C-1, 構造 III, pp.697-698, 1996.
- 4.7) 佐々木康人, 田中 清, 鳥居次夫, 和田 章, 川合広樹, 佐々木聡, 米山真一朗, 石井 勝: 極低降伏点鋼制震パネルを用いた被害レベル制御設計法の鉄骨造高層建物への適用(その 5) 3 層フレーム実験: 制震パネルの履歴特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), C-1, 構造 III, pp.699-700, 1996.
- 4.8) 田中 清, 鳥居次夫, 佐々木康人, 川合廣樹, 岩田 衛, 和田 章: 極低降伏点鋼制震パネルを用いた被害レベル制御構造の鉄骨造高層建物への適用, 日本建築学会技術報告集, 第 5 号, pp.126-131, 1997.
- 4.9) 田中 清, 佐々木 康人: 極低降伏点鋼を用いた制震パネルダンパーの静的履歴減衰性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 509 号, pp.159-166, 1998.7

- 4.10) 塚谷秀範, 小岩和彦, 澤田昇次, 金子洋文, 鈴木直幹: 低降伏点鋼制震間柱の低サイクル疲労特性に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造 III, pp.615-616, 2001.
- 4.11) 笠井和彦, 城台顕: 間柱型粘弾性ダンパーをもつ制振構造の動的特性と挙動およびそれらの簡易評価法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 558 号, pp.125-131, 2002.8.
- 4.12) 倉本 洋, 小平 渉, 加藤清也, 松井智哉, 中村博志, 所 健, 植松 工, 笠井和彦, 和田 章: 粘弾性ダンパー付き間柱を設置した鉄骨フレームの動的挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第 606 号, pp.97-104, 2006.8.
- 4.13) 田中嘉一, 井上一朗, 多田元英: 間柱型粘弾性ダンパーの制振効果に関する簡易評価法, 鋼構造論文集, Vol.13, No.52, pp.37-47, 2006.12.
- 4.14) 玉井宏章, 高松隆夫, 山西央朗, 多田元英: せん断パネルダンパー付鉄骨架構の統合化耐震性能評価に関する研究, 広島工業大学紀要研究編, Vol.43, pp.241-247, 2009.
- 4.15) 松尾真太郎, 坂井悠佑, 井上一朗: シヤパネルをエネルギー吸収要素とする間柱型制振ダンパーの力学的挙動, 鋼構造論文集, Vol.17, No.65, pp.1-14, 2010.3.

第5章 結論

5.1 本論文で得られた成果

本論文では、超高層建物の構造としてよく採用される鋼材系履歴型ダンパー付き鋼構造建築構造物を対象に、構造設計の初期段階において、その主たる耐震性能の一つである層間変形角の目標値を満足させるための復元力特性（剛性と耐力）を、時刻歴応答解析を用いた繰り返し計算を実施することなく、簡易に把握可能な設計手法を提示した。また、通常、鋼材系履歴型ダンパーとしてよく利用されるブレースタイプや鋼板耐震壁タイプではなく、鉛直段差を有する H 形断面梁（ドロップハンチ梁）付き鉄骨架構や、間柱付き鉄骨架構のような「建築計画に与える影響が小さい柱梁鉄骨架構」を履歴型ダンパーとして利用する場合の架構断面の設定手法を提示した。

本論文のまとめと得られた知見を以下に示す。

□2 章のまとめと得られた知見

- (1) 履歴型ダンパー付き建築構造物において、設計用地震動に対して指定した最大層間変位分布を呈する建築構造物の復元力特性（剛性と耐力）を見出す設計手法を提示した。
建築構造物（主架構）としては、①弾性せん断型構造物と、②弾性架構と弾塑性架構が混在する弾塑性建築構造物の両者を、また、設計用地震動としては、極希時告示スペクトルに適合する地震動と、南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動を対象とした。
- (2) 弾性架構と弾塑性架構が混在する履歴型ダンパー付き弾塑性建築構造物の等価減衰定数を最大化するダンパーの適正分担率算定式を誘導し、その分担率が剛性比および弾塑性架構塑性率で決定されるという新たな知見を提示した。
- (3) 極希地震動に対し、耐震性能の目標値を満足するように設計された既存の建築構造物に極希地震動を上回る長周期地震動が作用した場合、極希地震動の耐震性能の目標値を満足させる付加履歴型ダンパーの復元力特性（剛性と耐力）を見出す補強設計手法を提示した。補強の対象とする既存の建築構造物としては、①弾性せん断型構造物（主架構のみ）と、履歴型ダンパー付き弾塑性構造物を対象とした。

□3 章のまとめと得られた知見

- (1) ドロップハンチ梁を履歴型ダンパーとして活用するにあたり、ドロップハンチ梁の復元力特性（ $M-\theta$ 関係式）、段差部塑性化に伴う部材塑性率や減衰特性（等価減衰定数）、

中央梁先行塑性化条件など，ドロップハンチ梁の基本的な構造特性の算定式を定式化した．また，その算定式を活用し，連続架構から切り出したドロップハンチ梁付き鉄骨架構の構造特性 (Q - δ 関係式，等価減衰定数 h_{eq}) の算定式を，さらには， f 層ドロップハンチ梁付き鉄骨架構の構造特性 (Q - δ 関係式，等価減衰定数 h_{eq}) の算定式を定式化した．

- (2) 構造特性の算定式の定式化にあたり，ドロップハンチ梁の特徴である「段差位置」および「段差部両側鉄骨梁の断面性能の差」の無次元量，「段差位置比 $\alpha (= a / \ell)$ 」と「梁断面 2 次モーメント比 $m (= I_1 / I_2)$ 」の 2 つの無次元量を新たに定義することで，構造特性の支配要因を明確にするとともに，その把握を容易にした．
- (3) 極希地震動に対する最大層間変形が耐震性能の目標値を満足するように地震時応答が制約された履歴型ダンパー付き弾性せん断型構造物において，定式化された構造特性の算定式を有効利用し，履歴ダンパーの設計解（剛性と耐力）をドロップハンチ梁付き鉄骨架構で実現する際の，柱およびドロップハンチ梁の断面（断面 2 次モーメント）の設定手法を提示した．

□4 章のまとめと得られた知見

- (1) 間柱付き鉄骨架構を履歴型ダンパーとして活用するにあたり，連続架構から切り出した間柱付き鉄骨架構の構造特性 (Q - δ 関係式，等価減衰定数 h_{eq}) の算定式を定式化し，柱梁架構と間柱の 2 つの完全弾塑性架構に分離できることを示した．
- (2) 間柱付き鉄骨架構の弾性剛性が，柱・間柱の断面 2 次モーメント比 m_s ，柱・梁の断面 2 次モーメント比 m_b ，階高 H ，スパン長 L で求まる無次元化量 α を用いて，「両端固定の柱の弾性剛性 $\times \alpha$ 倍」として算定できるという新たな知見を提示した．
- (3) f 層間柱付き鉄骨架構の構造特性 (Q - δ 関係式，等価減衰定数 h_{eq}) の算定式を定式化した．また，定式化した構造特性の算定式を活用して，弾性架構と間柱付き鉄骨架構で構成された f 層弾塑性せん断型構造物モデルに対して，2 章で提示した「弾性架構と完全弾塑性架構と履歴型ダンパーが混在する f 層弾塑性せん断型構造物モデルに対する既往の地震時応答制約設計手法」を準用する方法を提示した．すなわち，完全弾塑性架構および履歴型ダンパーの復元力特性を間柱付き鉄骨架構で実現する際の，柱，間柱，梁の断面（断面 2 次モーメント）の設定手法を提示した．

5.2 今後の方向性

超高層建物においては、比較的短い柱スパンで建築計画が可能な集合住宅を除き、今後も建築計画における柱スパンの観点から、「鋼構造」が採用されることが多いものと思われる。最近、超高層建物において、免震建物が利用されるケースも見受けられるが、免震層を貫通するエレベーターなどの縦シャフトの設置の困難さや、免震装置を設置する層の確保の困難さ、免震クリアランスの設置等の必要性の観点から、そのような対応が不要な「制震構造」が採用されるケースが多いと思われる。また、制震構造のダンパーとしては、中小地震に対してもその効果が期待できるオイルダンパーや粘弾性ダンパー等が利用されるケースも増えているが、経済性の観点、また、基本的にはメンテナンスフリーであるという維持管理の利便性等の観点から、「鋼材系履歴型ダンパー」が、今後も積極的に活用される可能性は高いと考えられる。さらに、今後30年以内に発生する確率が高い南海トラフ巨大地震の他、極希地震動を上回る地震が発生することも踏まえると、それに備えた既存の超高層建物の耐震補強も、今後ますます注目されることになるであろう。

一方、1章で述べたようにブレースなどの耐震要素は構造的には有効である反面、建築計画的には望ましくないなど、建築計画と構造計画はトレードオフの関係になるケースが多い。今後も、建築主のニーズに合致した建築計画とうまく整合した合理的な構造計画を如何に効率的に立案するかが構造エンジニアの腕の見せ所である。このような状況を踏まえて、本論文で提示した設計手法およびその活用手法は、実務の構造設計を行う構造エンジニアへの有益な知見になると思われる。

昨今、情報化技術の発達に伴い、コンピュータにかかる所要時間は、日進月歩、短時間化している。本論文の目的として、「時刻歴応答解析を用いた繰り返し計算を実施することなく、簡易に把握することが可能な設計手法」と記載したが、その記述に疑問を感じる時代も来るであろう。ただ、繰り返し計算により得られる結果が適切なものであるかということにはさらなる検討が必要であり、直観で判断できる構造エンジニアの能力は、如何に情報技術が発達した時代が到来しても必要であろう。私は、「究極の構造エンジニア」とは、構造性能の目標値を満足し、かつ建築計画にも合致した構造計画を計算等実施することなく、「経験」と「勘」で立案できる構造エンジニアと考えている。その「勘」を磨くためには、本論文で提示したような「事象の陽な形での定式化」と、それを利用した考察・分析の積み重ねが有効と考えられる。今後も、建築構造物のさまざまな事象に宿る「からくり」を定式化することで、この「勘」を養うための有益な情報が提供できることを期待したい。

付録 1 鉛直段差を有する H 形断面梁の加力実験と FEM 解析による性能検証

第 3 章で取り上げた鉛直段差を有する H 形断面梁（ドロップハンチ梁）の加力実験と FEM 解析による性能検証を以下に示す。

付 1. 1 加力実験による性能検証

試験体形状・寸法を図 A1.1 に、試験体断面を表 A1.1 に、材料の機械的性質を表 A1.2 に示す。鋼種はいずれも SN490B 材として、幅厚比は各断面において、フランジ、ウェブともに FA ランクである。試験体は、3.2 節で提示した段差部ディテール形式（補強プレート長さ=800mm）であり、3.3 節の段差位置比 $\alpha=0.54$ とし、中央部梁の長さ $a=2075\text{mm}$ 、端部梁の長さ $l_2=1800\text{mm}$ とした。なお、加力は水平方向に正負交番で繰返し漸増载荷を行った。

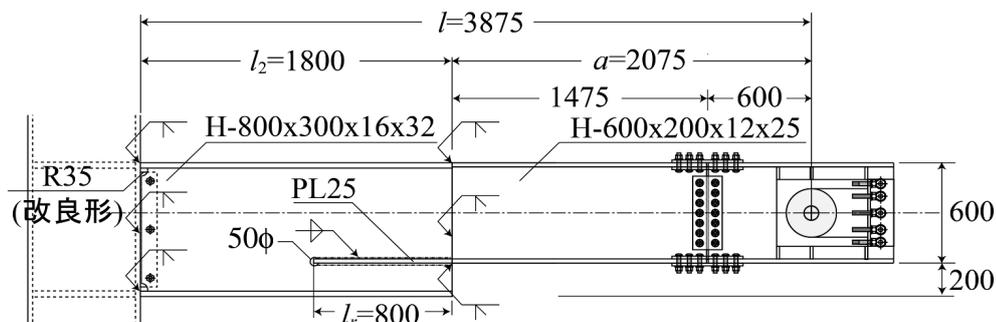


図 A1.1 試験体形状・寸法

表 A1.1 試験体断面

| | 断面形状 | A ($\times 10^2 \text{mm}^2$) | I ($\times 10^4 \text{mm}^4$) | Z ($\times 10^3 \text{mm}^3$) | M_y (kNm) | M_p (kNm) |
|-----------|-----------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|----------------|----------------|
| 梁 1 (中央梁) | H-600×200×12×25 | 166 | 99346 | 3312 | 1237 | 1394 |
| 梁 2 (端部梁) | H-800×300×16×32 | 310 | 336438 | 8411 | 3135 | 3605 |

表 A1.2 材料の機械的性質

| σ_y (N/mm^2) | σ_U (N/mm^2) | Y.R. | EL. (%) |
|-----------------------------------|-----------------------------------|------|------------|
| 374 | 547 | 0.68 | 29.1 |

表 A1.3 実験結果(初期剛性・全塑性耐力・最大耐力)

| 剛性 $K(\times 10^{-3}\text{kN/rad})$ | | | 全塑性 $Q_p(\text{kN})$ | | 最大耐力 $Q_{\max}(\text{kN})$ | |
|-------------------------------------|------|-------|----------------------|-----|----------------------------|----------------|
| 実験値 | 評価値1 | 評価値2 | 実験値 | 評価値 | 実験値 | Q_{\max}/Q_p |
| 84.6 | 84.5 | 100.1 | 729 | 656 | 844 | 1.16 |

※剛性 K で評価値1はせん断変形考慮、評価値2はせん断変形無視の値

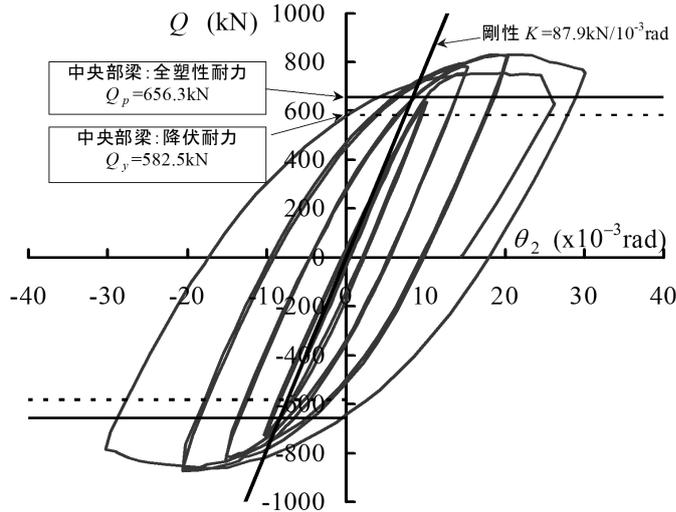


図 A1.2 実験結果(せん断力 Q -梁部材角 θ_{R2} 関係)

表 A1.3 に実験結果(初期剛性・全塑性耐力・最大耐力)を、図 A1.2 にせん断力 Q と梁部材角 θ_{R2} の関係を示す。図 A1.2 より $20/1000\text{rad}$ まで紡錘形の履歴ループで耐力低下なく安定した挙動であることがわかる。

図 A1.2 が Q - θ_{R2} 関係であるため、表 A1.3 および図 A1.2 の剛性 K は 3.3 節における(3.3.7)式で定式化した弾性剛性 K_R を用いて、 $K = K_R/\ell$ で算定できる。なお、3.3 節の定式化において、基本的な力学性能を把握しやすくするため、ドロップハンチ梁のせん断変形を無視したが、実験結果との整合性を考慮するため、せん断変形を考慮して次式で算出した剛性 K も図 A1.2 に併せて記載した。

$$K = \frac{(K_R / \ell^2) \cdot K_S}{K_R / \ell^2 + K_S} \quad K_S = \frac{K_{S1} \cdot K_{S12}}{K_{S1} + K_{S12}} \quad K_{S1} = \frac{A_{S1}G}{a} \quad K_{S2} = \frac{A_{S2}G}{\ell - a}$$

ここで、

K_S : せん断剛性, G : 鋼材のせん断剛性係数

K_{S1} : 中央梁のせん断剛性, K_{S2} : 端部梁のせん断剛性

A_{S1} : 中央梁のせん断断面積, A_{S2} : 端部梁のせん断断面積

実験結果と 3.3 節で定式化した剛性計算値はよく対応していることがわかる。

今回、静的加力実験により性能検証を行ったが、既往の知見^{付 1.1)}によれば、歪速度 $10^{-1}/s$ 程度（大地震相当）の動的载荷結果を静的载荷結果と比べると、ヤング係数 E は同等、降伏応力度 σ_y は上昇することが知られている。従って、弾性変形状態における力学性能（弾性剛性）の算定においては、動的荷重の影響を考慮する必要はないが、塑性変形状態の力学性能（部材塑性率、等価減衰定数など）の算定においては、地震時に想定される歪速度の影響を考慮した降伏応力度 σ_y を設定することが望まれる。

付 1. 2 FEM 解析による性能検証

図 A1.3 に解析モデルおよび解析条件を示す。解析は材料非線形性を考慮した静的増分解析であり、有限要素法汎用プログラム NX Nastran5 を用いた。拘束条件は加力実験に合わせて、端部梁の仕口部節点を完全固定、加力点と段差部から 900mm 離れた位置（実験での横座屈止め設置位置）を面外方向（Y 方向）並進拘束とし、加力は梁端の加力点に集中荷重を加える形式で、図中の正方向、負方向にそれぞれ単調の荷重増分を加えて解析した。図 A1.4 に実験結果（荷重変形関係の骨格曲線）と FEM 解析結果の比較を示す。解析結果と実験結果はよく対応していることがわかる。

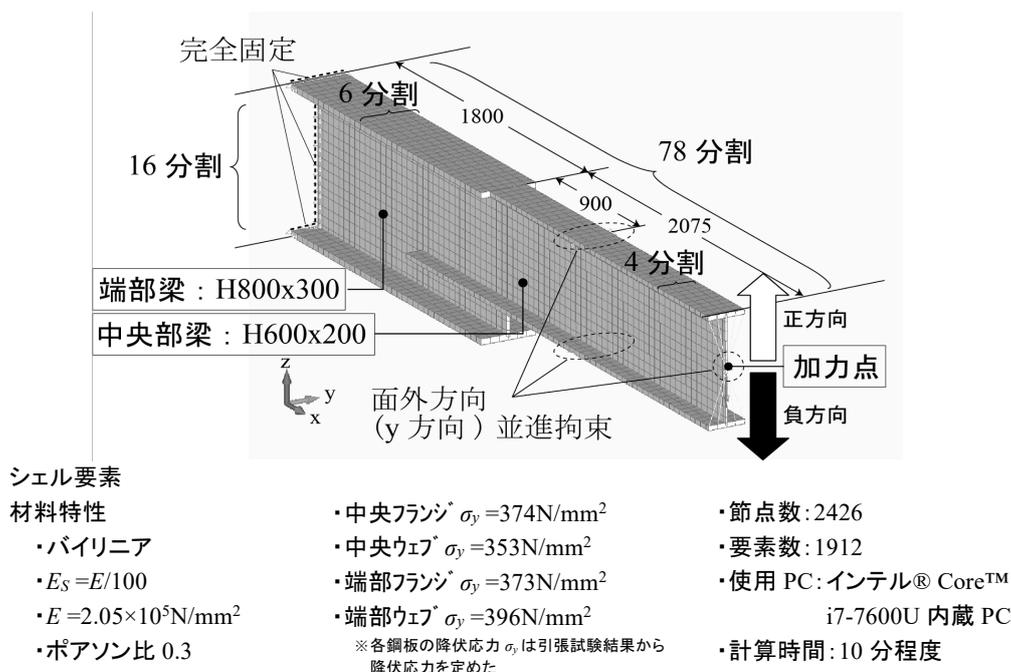


図 A1.3 FEM 解析モデルおよび解析条件

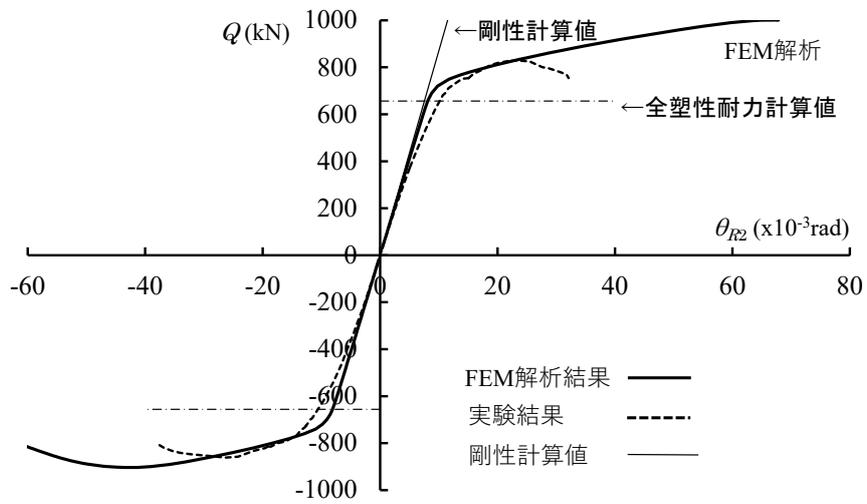


図 A1.4 FEM 解析結果

参考文献

付 1.1) 社団法人日本鋼構造協会：鋼構造の柱梁接合部の設計・施工－兵庫県南部地震の被害を踏まえて，JSSC テクニカルレポート No.36，pp.56-59，1996.12.

研究業績

■本研究に関する研究業績

【査読付き論文（本研究に直接関係）】

- 1) 島野幸弘：履歴型ダンパー付き建築構造物の地震時応答制約設計，構造工学論文集 Vol.65B, pp.273-282, 2019.3. **(2章に関連)**
- 2) 島野幸弘，宇佐美徹，山崎賢二：鉛直段差付き鉄骨 H 形断面梁の力学性能，構造工学論文集，Vol.67B, pp.427-435, 2021.3. **(3章に関連)**
- 3) 島野幸弘，宇佐美徹：間柱付き鉄骨架構の構造特性の定式化およびその活用，JSSC 鋼構造論文集，Vol.29, No.114, pp.23-36, 2022.6. **(4章に関連)**

【査読付き論文（本研究と間接的に関係）】

- 1) 中村恒善，竹脇出，島野幸弘：平面弾性剪断型構造物 - 杭系の地震時応答制約設計，日本建築学会構造系論文報告集，第 403 号，pp125-137, 1989. **(1章に関連)**
- 2) 中村恒善，竹脇出，島野幸弘：混合型逆定式化による建築骨組 - 杭 - 地盤連成系の地震時設計ひずみに対する剛性設計，日本建築学会構造系論文報告集，第 440 号，pp.43-56, 1992. **(1章に関連)**

【その他の論文】

□「杭支持された構造物の応答制約」関連（1章に関連）

- 1) 島野幸弘，中村恒善，竹脇出：弾性剪断型構造物-杭系の最適設計及び地震時応答制約設計，B，構造 I，pp.857-858，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，1988.
- 2) 島野幸弘，中村恒善：弾性建築骨組－杭－地盤連成系の最適設計及び地震時応答制約設計，B，構造 I，pp.625-626，日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)，1990.

□「制震ブレース（変断面座屈拘束ブレース）」関連（1章に関連）

- 1) 島野幸弘，前川元伸，宇佐美徹，小野喜信，金子洋文：応答低減のための履歴系鋼材ダンパーの最適設計（その 1）鋼材ダンパーの断面設定手法，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，C-1，構造Ⅲ，pp.871-872，2011.
- 2) 前川元伸，島野幸弘，宇佐美徹，小野喜信，金子洋文：応答低減のための履歴系鋼

- 材ダンパーの最適設計（その2）鋼材ダンパーの基本性能確認実験，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，C-1，構造Ⅲ，pp.873-874，2011.
- 3) 前川元伸，島野幸弘，宇佐美 徹，小野喜信，金子洋文：応答低減のための履歴系鋼材ダンパーの最適設計（その3）鋼材ダンパーの部分架構実験，日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)，構造Ⅲ，pp.793-794，2012.
 - 4) 島野幸弘，前川元伸，宇佐美 徹，小野喜信，金子洋文：応答低減のための履歴系鋼材ダンパーの最適設計（その4）層せん断力係数に対する考察，日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)，構造Ⅲ，pp.795-796，2012.
 - 5) 小野喜信，宇佐美 徹，島野幸弘，前川元伸：応答低減のための履歴系鋼材ダンパーの最適設計（その5）低サイクル疲労試験，日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)，構造Ⅲ，pp.1285-1286，2013.
 - 6) 前川元伸，小野喜信，島野幸弘，宇佐美 徹：応答低減のための履歴系鋼材ダンパーの最適設計（その6）鋼材ダンパーの部分架構実験，日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)，構造Ⅲ，pp.1119-1120，2014.

□「履歴型ダンパー付き構造物の応答制約」関連（2章に関連）

- 1) 島野幸弘，片山丈士，田中利幸：履歴ダンパーを有する建築構造物の地震時応答制約設計法，日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)，B-1，構造Ⅰ，pp.339-340，2003.
- 2) 島野幸弘，片山丈士，田中利幸：履歴ダンパーを有する建築構造物の地震時応答制約設計法（その2）高層建物への適用，日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)，B-1，構造Ⅰ，pp.321-322，2004.
- 3) 島野幸弘：弾性フレームと弾塑性フレームが混在する履歴型ダンパー付き建築構造物の振動特性，日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)，B-2，構造Ⅱ，pp.525-526，2008.
- 4) 島野幸弘，前川元伸，宇佐美 徹，小野喜信：応答低減のための履歴系鋼材ダンパーの最適設計（その7）想定外の地震動に対する制震効果，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，構造Ⅰ，pp.333-334，2015.
- 5) 島野幸弘，前川元伸，宇佐美 徹，小野喜信：応答低減のための履歴系鋼材ダンパーの最適設計（その8）長周期地震動に対する設計手法の適用，日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)，構造Ⅰ，pp.381-382，2016.

- 6) 島野幸弘：弾性架構と完全弾塑性架構が混在する履歴ダンパー付き建築構造物の地震時応答制約設計法, 構造Ⅰ, pp.329-330, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 2018.
- 7) 島野幸弘, 山崎賢二, 小野喜信, 宇佐美 徹：応答低減のための履歴系鋼材ダンパーの最適設計（その9）段差付き鉄骨梁を組み込んだ架構の活用, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 構造Ⅰ, pp.267-268, 2020.
- 8) 島野幸弘：弾性架構と完全弾塑性架構が混在する履歴ダンパー付き建築構造物の地震時応答制約設計法（長周期地震動に対する設計）, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), 構造Ⅰ, pp.241-242, 2022.

□「鉛直段差付き鉄骨H形断面梁」関連（3章に関連）

- 1) 島野幸弘, 片山丈士, 前川元伸, 大沼一広, 金子洋文, 宇佐美 徹, 山崎賢二：鉛直段差付き鉄骨H形梁の力学的性能に関する研究 その1 基本性能と段差部ディテール, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), C-1, 構造Ⅲ, pp.873-874, 2010.
- 2) 大沼一広, 片山丈士, 島野幸弘, 前川元伸, 金子洋文, 宇佐美 徹, 山崎賢二：鉛直段差付き鉄骨H形梁の力学的性能に関する研究 その2 加力実験による性能検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), C-1, 構造Ⅲ, pp.875-876, 2010.
- 3) 前川元伸, 片山丈士, 島野幸弘, 大沼一広, 金子洋文, 宇佐美 徹, 山崎賢二：鉛直段差付き鉄骨H形梁の力学的性能に関する研究 その3 変形性能と細長比の評価方法, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), C-1, 構造Ⅲ, pp.877-878, 2010.
- 4) 島野幸弘, 山崎賢二, 宇佐美 徹：鉛直段差付き鉄骨H形梁の力学的性能に関する研究 その4 架構の構造特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 構造Ⅲ, pp.1181-1182, 2019.

□「間柱付き鉄骨架構」関連（4章に関連）

- 1) 島野幸弘, 宇佐美 徹：鉄骨間柱を組み込んだ鉄骨架構の構造特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 構造Ⅲ, pp.1181-1182, 2021.

■その他の研究業績

1. 制震柱に関する研究

- 1) 金子洋文, 宇佐美 徹, 小野喜信, 島野幸弘, 鹿島 孝: 継手部にダンパーを有する制震柱の力学性能に関する研究 その 2 継手部の釣り合い, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), C-1, 構造Ⅲ, pp.979-980, 2005.
- 2) 鹿島 孝, 金子洋文, 島野幸弘, 鈴木直幹, 下野耕一: 継手部にダンパーを有する制震柱の力学性能に関する研究 その 3 解析モデル, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), C-1, 構造Ⅲ, pp.981-982, 2005.
- 3) 島野幸弘, 下野 耕一, 鈴木 直幹, 鹿島 孝, 片山 丈士: 継手部にダンパーを有する制震柱の力学性能に関する研究 その 5 架構の構造特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), C-1, 構造Ⅲ, pp.985-986, 2005.
- 4) 金子洋文, 宇佐美 徹, 小野喜信, 島野幸弘, 鹿島 孝: 継手部にダンパーを有する制震柱の力学性能に関する研究 その 7 CFT 柱継手部の釣り合い, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), C-1, 構造Ⅲ, pp.767-768, 2006.
- 5) 島野幸弘: 柱継手部にダンパーを有する建築構造物の地震時応答制約設計法, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), B-1, 構造Ⅰ, pp.317-318, 2007.

2. 建物内什器類の地震時挙動に関する研究

- 1) 島野幸弘, 浜口弘樹, 椿 英顯, 田中利幸, 北原昭男, 鈴木祥之: 建物内什器類の地震時挙動に関する実験的研究 (その1) 地震波加振に対する免震建物内什器類の挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), B-2, 構造Ⅱ, pp.133-134, 2000.
- 2) 浜口弘樹, 島野幸弘, 東野雅彦, 又木義浩, 北原昭男, 鈴木 祥之: 建物内什器類の地震時挙動に関する実験的研究 (その2) 什器類の損傷レベル評価基準の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), B-2, 構造Ⅱ, pp.135-136, 2000.
- 3) 島野幸弘, 浜口弘樹, 椿 英顯, 東野雅彦, 北原昭男, 鈴木祥之: 建物内什器類の地震時損傷レベル評価手法の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), B-2, 構造Ⅱ, pp.97-98, 2001.
- 4) 島野幸弘, 浜口弘樹, 椿 英顯, 東野雅彦, 北原昭男, 鈴木祥之: 計測震度を用いた建物内什器類の地震時損傷レベル予測手法の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), B-2, pp.53-54, 2002.

- 5) Hiroki Hamaguchi, Masahiko Higashino, Yukihiro Shimano, Hideaki Tsubaki : SIMPLE PREDICTION METHOD OF FURNITURE DAMAGES DURING EARTHQUAKES, 13th World Conference on Earthquake Engineering, 2004

3. 震災時における建物の機能保持に関する研究

- 1) 福山國夫, 佐藤栄児, 酒井久伸, 島野幸弘, 井上貴仁, 中島正愛 : 地震災害時における医療施設の機能保持評価のための震動台実験の試験体概要 : 震災時における建物の機能保持に関する研究開発(その 6), B-2, 構造Ⅱ, pp.975-976, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), 2009.
- 2) 池田周英, 島野幸弘, 鹿島孝, 石川裕次, 佐藤栄児, 長江 拓也, 古川幸, 福山國夫 : 耐震構造での解析と実験結果の比較 : 震災時における建物の機能保持に関する研究開発(その 13), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), B-2, 構造Ⅱ, pp.989-990, 2009.
- 3) 島野幸弘, 池田周英, 鹿島孝, 石川裕次, 佐藤栄児, 長江 拓也, 古川幸, 福山國夫 : 解析結果と実験結果に対する考察 : 震災時における建物の機能保持に関する研究開発(その 14), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), B-2, 構造Ⅱ, pp.991-992, 2009.
- 4) 池田周英, 島野幸弘, 鹿島孝, 石川裕次, 佐藤栄児, 長江 拓也, 古川幸, 福山國夫 : 耐震構造での解析と実験結果の相違点の要因分析 : 震災時における建物の機能保持に関する研究開発(その 18), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), B-2, 構造Ⅱ, pp.75-76, 2010.

4. スラブ付き鉄骨梁の横補剛に関する研究

- 1) 牛渡ふみ, 前川元伸, 宇佐美 徹, 鹿島 孝, 島野幸弘 : スラブが取りつく段差付き鉄骨梁の力学性能 その 1 試験体計画, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), 構造Ⅲ, pp.1125-1126, 2013.
- 2) 島野幸弘, 牛渡ふみ, 前川元伸, 鹿島 孝, 宇佐美 徹 : スラブが取りつく段差付き鉄骨梁の力学性能 その 2 加力計画と破壊状況, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), 構造Ⅲ, pp.1127-1128, 2013.

- 3) 前川元伸, 牛渡ふみ, 島野幸弘, 鹿島 孝, 宇佐美 徹: スラブが取りつく段差付き鉄骨梁の力学性能 その3 考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), 構造Ⅲ, pp.1129-1130, 2013.

5. RC偏心柱梁接合部に関する研究

- 1) 島野幸弘, 澤井祥晃, 濱田明俊, 石川裕次: RC オフセット偏心柱梁接合部の構造性能: その1 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 構造Ⅳ, pp.379-380, 2014.
- 2) 澤井祥晃, 島野幸弘, 濱田明俊, 石川裕次: RC オフセット偏心柱梁接合部の構造性能: その2 実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 構造Ⅳ, pp.381-382, 2014.
- 3) 島野幸弘, 澤井祥晃, 濱田明俊, 石川裕次: 二重鋼管を無収縮グラウトによって接合した柱梁接合部の構造性能 (その1 実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 構造Ⅲ, pp.1499-1500, 2017.
- 4) 澤井祥晃, 島野幸弘, 濱田明俊, 石川裕次: 二重鋼管を無収縮グラウトによって接合した柱梁接合部の構造性能 (その2 実験結果Ⅰ-梁端部に塑性ヒンジを形成させた試験体-), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 構造Ⅲ, pp.1501-1502, 2017.
- 5) 濱田明俊, 島野幸弘, 澤井祥晃, 石川裕次: 二重鋼管を無収縮グラウトによって接合した柱梁接合部の構造性能 (その3 実験結果Ⅱ-梁端部に塑性ヒンジを形成させない試験体-), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 構造Ⅲ, pp.1503-1504, 2017.

6. その他の発表研究

□異なるコンクリートを打ち分けた RC 梁に関する発表研究

- 1) 飯田正憲, 平林聖尊, 島野幸弘, 澤井祥晃, 石川裕次, 濱田明俊, 川合 拓: 強度の異なるコンクリートを打ち分けた RC 梁の構造性能 (その1 実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), 構造Ⅳ, pp.91-92, 2016.
- 2) 濱田明俊, 飯田正憲, 平林聖尊, 島野幸弘, 澤井祥晃, 石川裕次, 川合 拓: 強度の異なるコンクリートを打ち分けた RC 梁の構造性能 (その2 実験結果~ 付着強度に及ぼすスラブの影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), 構造Ⅳ, pp.93-

94, 2016.

- 3) 澤井祥晃, 飯田正憲, 平林聖尊, 島野幸弘, 石川裕次, 濱田 明俊, 川合 拓: 強度の異なるコンクリートを打ち分けた RC 梁の構造性能 (その 3 実験結果～せん断強度およびプレストレスの影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), 構造IV, pp.95-96, 2016.

□溶接組立 H 形断面に用いるサブマージーク溶接に関する研究

- 1) 河本龍一, 森岡研三, 稲 泰穂, 加賀美安男, 島野幸弘, 廣重隆明, 藤田哲也: 溶接組立 H 形断面に用いるサブマージーク溶接 50 度開先施工試験の結果と分析 (その 1 試験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 材料施工, pp.961-962, 2017.
- 2) 森岡研三, 稲 泰穂, 加賀美安男, 島野幸弘, 廣重隆明, 藤田哲也, 河本龍一: 溶接組立 H 形断面に用いるサブマージーク溶接 50 度開先施工試験の結果と分析 (その 2 機械試験結果の分析), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 材料施工, pp.963-964, 2017.
- 3) 中野達也, 田淵基嗣, 志村竜一, 福元孝男, 遠山和裕, 鎌倉和彦, 藤沢清二, 板谷俊臣, 島野幸弘, 大塚英郎: サブマージーク溶接による先組みビルト H 梁端接合部の塑性変形能力, JSSC 鋼構造論文集, Vol.26, No.101, pp.1-14, 2019.3.

□その他

- 1) 田中利幸, 瀬川輝夫, 島野幸弘: 端部 SRC・中央 S 造梁の力学性能, 構造工学論文集 Vol.41B, pp.445-454, 1995.3.
- 2) 佐々木 治, 島野幸弘, 松本竹史, 奥本英史, 向井久夫: 大阪市域の高層建築物における鳥取県西部地震観測とそのシミュレーション解析 (その 3 32 階事務所ビル), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), B-2, 構造 II, pp.527-528, 2001.
- 3) 酒井潤也, 柳澤信行, 永野康行, 島野幸弘: 地域性を考慮した限界耐力計算における表層地盤による加速度増幅率算定の手法 (大阪市, 神戸市, 京都市における場合), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), その他, pp.187-188, 2002.
- 4) 平山 鍛, 島野幸弘, 片山丈士, 田中利幸, 吉田健一, 山本雅史: 外装材を利用したロッキング制振装置, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), B-2, 構造 II, pp.675-676, 2003.
- 5) 平山 鍛, 島野幸弘, 片山丈士, 田中利幸, 山本雅史: 外装材を利用したロッキング

制振装置（その2）高層建物への適用，日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)，B-2，構造Ⅱ，pp.217-218，2004.

- 6) 宇佐美 徹，金子洋文，島野幸弘：座屈補剛ブレースの境界条件評価 その1 釣合い式，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，C-1，構造Ⅲ，pp.877-878，2006.
- 7) 島野幸弘，金子洋文，宇佐美 徹：座屈補剛ブレースの境界条件評価 その2 境界条件の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，C-1，構造Ⅲ，pp.879-880，2006.
- 8) 田垣欣也，慶 祐一，島野幸弘：最長 90m 級の両引きプレストレストコンクリート梁の緊張力管理，日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)，構造Ⅳ，pp.845-846，2016.

シンポジウム等での発表

- 1) 島野幸弘，片山丈士，田中利幸，山本雅史，相沢 覚：電磁ロック機構付きオイルダンパーを用いたTMD制振装置，第2回日本制震(振)シンポジウム，pp.91-98，2000.
- 2) 島野幸弘，片山丈士，田中利幸，山本雅史，相沢 覚：減衰特性切替え型TMDの高層建物への適用，第7回「運動と振動の制御」シンポジウム，2001.
- 3) 島野幸弘，椿 英顯，中島正毅，椿原 康則，田屋 裕司：地下の深い市街地建物の建替えに対する地下水対策，地下水地盤環境に関するシンポジウム2001，pp.93-100，2001.

国際会議での発表

- 1) Yukihiro Shimano, Toshiyuki Tanaka, Hideaki Tsubaki, Junko Hosotsuji : REUSE OF OLD UNDERGROUND STRUCTURE IN THE RECONSTRUCTION OF AN OLD BUILDING IN A DENCE AREA, Structural Engineers World Congress (SWEC2002) , 2022.
- 2) Yukihiro Shimano, Toshiyuki Tanaka, Takeshi Katayama, Kitae Hirayama : STRUCTURAL DESIGN OF THE HIGH-RISE BUILDING WITH STRUCTURAL CONTROL SYSTEM FOR LARGE EARTHQUAKES AND STRONG WINDS, Smart Structures Technologies and Earthquake Engineering (SE'04), pp.705-710, 2004. **(2章に関連)**
- 3) Yukihiro Shimano, Yasuhiko Yamashita, Takashi Nishizaki, Takeshi Katayama : RECENT APPLICATIONS OF STRUCTURAL CONTROL SYSTEM TO HIGH-RISE BUILDING, 第11回日米構造設計協議会, 2005. **(2章に関連)**

国際雑誌への投稿

- 1) Toshiyuki Tanaka, Masashi Yamamoto, Takeshi Katayama, Kazuto Nakahira, Kazumi Yamane, Yukihiro Shimano, Kitae Hirayama : EARTHQUAKE ENGINEERING AND ENGINEERING SEISMOLOGY, EARTHQUAKE ENGINEERING AND ENGINEERING SEISMOLOGY (An International Journal), pp.75-93, 2003. **(2章に関連)**

日本建築学会大会パネルディスカッション発表&パネラー

- 1) 島野幸弘：『鋼構造制振技術の現状と設計指針への期待－鋼構造における制振のこれから－』④構造設計者の格闘，2006年度日本建築学会大会(関東) 鋼構造パネルディスカッション，pp.26-34，2006. **(2章に関連)**
- 2) 島野幸弘：『構造形式への既成概念を変える－S造，RC造からPC造へ，計画・構造・施工面から－』4．超高層RC免震オフィスビルの設計事例，2009年度日本建築学会大会(東北) PC構造パネルディスカッション，pp.16-19，2009.