

第7章 S造体育館建物の補強設計例と計算（計算例4）

本設計事例では、1981年以前の旧基準で設計されている1～2階SRC造、3階および屋根をS造とした体育館建物を対象にして、耐震補強の方法とその効果や検証方法の検討を行う。耐震診断の結果、梁間(Y)方向は現行法令を満足できるが、桁行(X)方向は3階で $I_p=0.15$ であり、耐力等が不足している。そこで、X方向3階部分に履歴型ダンパーを配置し、極めて稀に発生する地震時においてはダンパーで地震エネルギーを吸収する耐震計画とした。桁方向には既存引張ブレースがあるが、撤去せずにそのまま残し、極めてまれに発生する地震力時にも既存ブレース架構を弾性状態に留める設計とすることで、保有耐力接合などを施さないものとする。耐震性能の評価としては、エネルギー法により耐震安全性を確認し、時刻歴応答解析との比較および換算 I_p の計算を行う。

7.1 建物概要

7.1.1 平面図及び軸組図

検討対象として選定した建物は、昭和56年以前に建設された建物で、旧基準(新耐震前)の設計である^{7.1)}。構造形式は、1～2階が鉄骨鉄筋コンクリート構造、3階張間が鉄骨山形ラーメン構造、3階桁行が鉄骨ブレース構造である。図7.1.1～図7.1.4に対象とする既存建物の平面図、立面図、図7.1.5～図7.1.8に対象とする建物の補強前の構造伏図、軸組図を示す。表7.1.1、表7.1.2にSRC部材の部材リスト及びS造の部材リストを示す。なお、これらの詳細は文献7.1)を参照されたい。

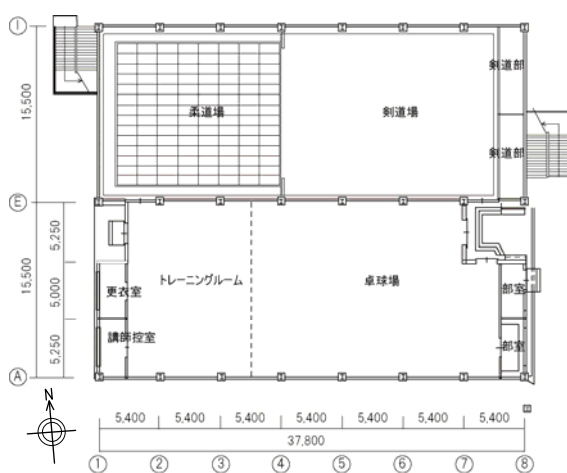


図 7.1.1 1階平面図

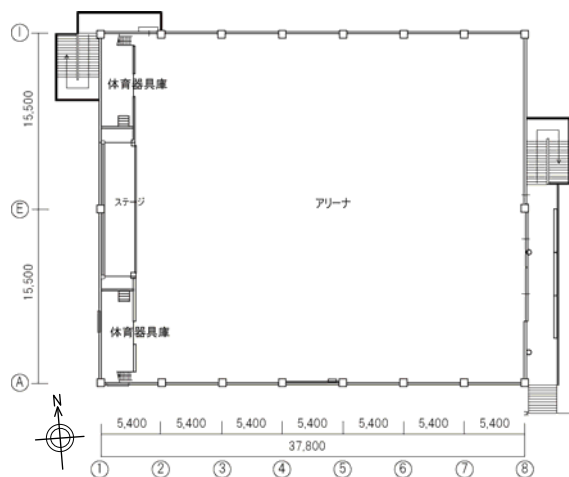


図 7.1.2 2階平面図

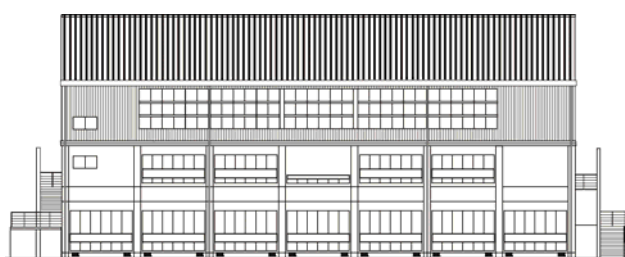


図 7.1.3 南立面図



図 7.1.4 東立面図

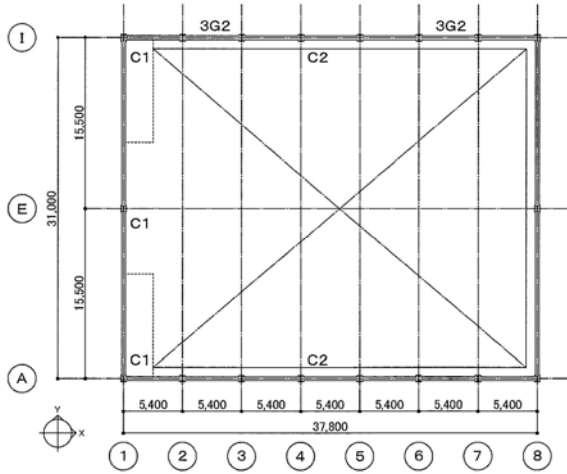


図 7.1.5 3階伏図 (ギャラリー部)

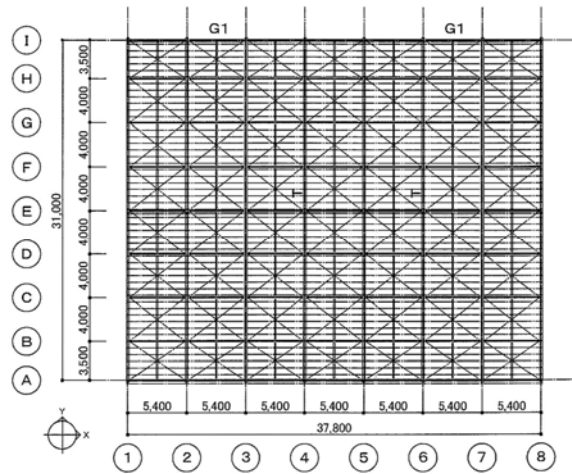


図 7.1.6 R階伏図

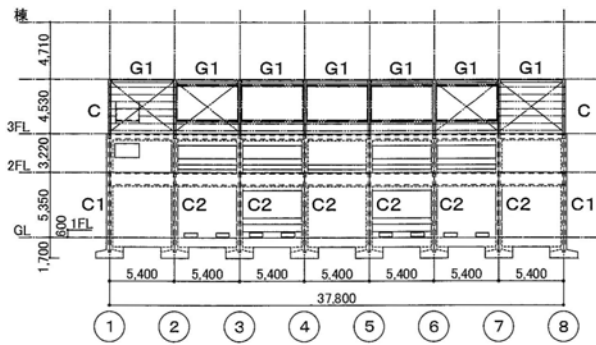


図 7.1.7 A通・I通軸組図 (妻面ゾーン)

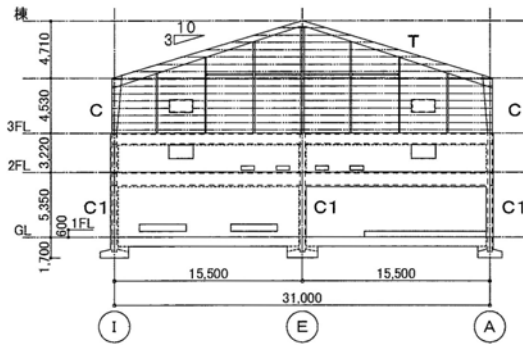


図 7.1.8 1通り軸組図

表 7.1.1 柱リスト SRC 部

| 符号 | C1 | C2 |
|------|-----------------------|-----------------------|
| 断面寸法 | 500 × 600 | 500 × 600 |
| 2階断面 | | |
| 主筋 | X方向 | 4-D22 |
| | Y方向 | 2-D22 |
| | 全断面 | 8-D22 |
| HOOP | □-9φ@100 | □-9φ@100 |
| 鉄骨 | H-400 × 200 × 10 × 16 | H-400 × 200 × 10 × 16 |
| 断面寸法 | 500 × 600 | 500 × 600 |
| 1階断面 | | |
| 主筋 | X方向 | 7-D22 |
| | Y方向 | 2-D22 |
| | 全断面 | 14-D22 |
| HOOP | □-9φ@100 | □-9φ@100 |
| 鉄骨 | H-400 × 200 × 10 × 16 | H-400 × 200 × 10 × 16 |

表 7.1.2 鉄骨部材リスト

| | |
|--------|-------------------------------------|
| 柱 C | BH - 400~800 × 200 × 10 × 16 |
| 梁 T | BH - 400~800 × 200 × 10 × 16 |
| 梁 G1 | H - 200 × 100 × 3.2 × 6 |
| 屋根ブレース | 16φ (ターンバックル付き) HTB 1-M19 (F10T) |
| 壁ブレース | L-50 × 50 × 6 HTB 2-M16 |

7.1.2 建物重量

荷重表を表 7.1.3 に示す。表 7.1.4 に各層の面積と地震力用重量を示す。

表 7.1.3 床荷重表 (単位: N/m²)

| 室名 | 固定荷重 | | | | 積載荷重との組合せ | | | | | 備考 |
|---------------------------------|--------------|-----------|------|-----|-----------|------|------|------|------|----|
| | 材料 | 厚 (mm) | 重量 | 合計 | | 床 | 小梁 | 架構 | 地震 | |
| 1 アリーナ 剣道場 トレーニング ム | 仕上げ | | 350 | 600 | | | | | | |
| | 天井 | | 250 | | | | | | | |
| | | | | | DL | 4200 | 4200 | 4200 | 4200 | |
| | | | | | LL | 3600 | 3600 | 3300 | 2100 | |
| | スラブ (平均) | 150 | 3600 | | 4200 | TL | 7800 | 7800 | 7500 | |
| 2 体育器具 庫 | 仕上げ | | 350 | 600 | | | | | | |
| | 天井 | | 250 | | | | | | | |
| | | | | | DL | 4200 | 4200 | 4200 | 4200 | |
| | | | | | LL | 3600 | 3600 | 3300 | 2100 | |
| | スラブ (平均) | 150 | 3600 | | 4200 | TL | 7800 | 7800 | 7500 | |
| 3 屋根 | ガルバリウ ム鋼板 | 2.3 | 180 | 180 | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | DL | 180 | 180 | 180 | 180 | |
| | | | | | LL | 500 | 500 | 300 | 200 | |
| | | | | | TL | 680 | 680 | 480 | 380 | |

表 7.1.4 各層の面積と地震力用重量

| 層 | 面積 A[m ²] | 架構用重量 W[kN] | W/A [kN/m ²] |
|---|--------------------------|----------------|-----------------------------|
| R | 1172 | 1411 | 1.20 |
| 3 | 152 | 3007 | 19.8 |
| 2 | 1172 | 17004 | 14.5 |
| 1 | 1172 | 13356 | 11.4 |

7.1.3 使用材料

使用材料は以下のものである。

- コンクリート $F_c=18\text{N/mm}^2$
- 鉄筋 主筋 SD295
帯筋、壁筋 SR235
- 鉄骨 SS400

7.1.4 解析条件

解析条件を以下に示す。

- 使用プログラム Building - 3D
 - ・ 積載荷重は、一律でアリーナ・剣道場等を入力。
 - ・ 柱梁の仕上げを 500N/m² 見込む。
 - ・ 乾式の外壁重量として 5.0kN/ m² 見込む。
- 増分解析条件
 - ・ 梁、壁については脆性破壊した部材を保持して、解析を続ける。(第 2 種構造要素でな

いことを確認している。)

- ・柱についてはせん断破壊した部材の軸力を保持して解析を続ける。
- ・軸圧縮破壊は解析をストップする。
- ・軸ブレースは降伏耐力を維持したまま解析を続ける。なお、時刻歴応答解析に用いる復元力特性はスリップ型とする。

7.2 補強方針、ダンパー設置箇所

検討対象建物の崩壊メカニズムは、3階 X 方向の引張ブレースの破断である。これを防止するため、ここでは履歴型ダンパーによる補強を行い、ダンパーで地震エネルギーを吸収することでブレースの損傷を抑え、ダンパーによる安定したエネルギー吸収を図る補強計画とする。補強量としては極めて稀に発生する地震時に要求されるエネルギー量のほとんどを追加するダンパーで処理し、既存の引張ブレースを弾性状態に留める補強とし、既存ブレースの接合部は保有耐力接合となるような補強も省略することとした。

このような設計方針に基づいて設計された3階のダンパー補強後の伏図を図7.2.1に示し、図7.2.2、図7.2.3にX方向の軸組図を示す。既存のブレースは引張力のみ負担する引張ブレースであり、X型に設置してある。補強として設置したダンパーは座屈拘束ブレース型のダンパーであり、鋼種はLY100で、断面はP-216.3 × 4.5 t、断面積は29.94 cm²である。ダンパーは2重鋼管にて芯材を補剛するタイプとし、塑性化部分の長さにより剛性を調整する。

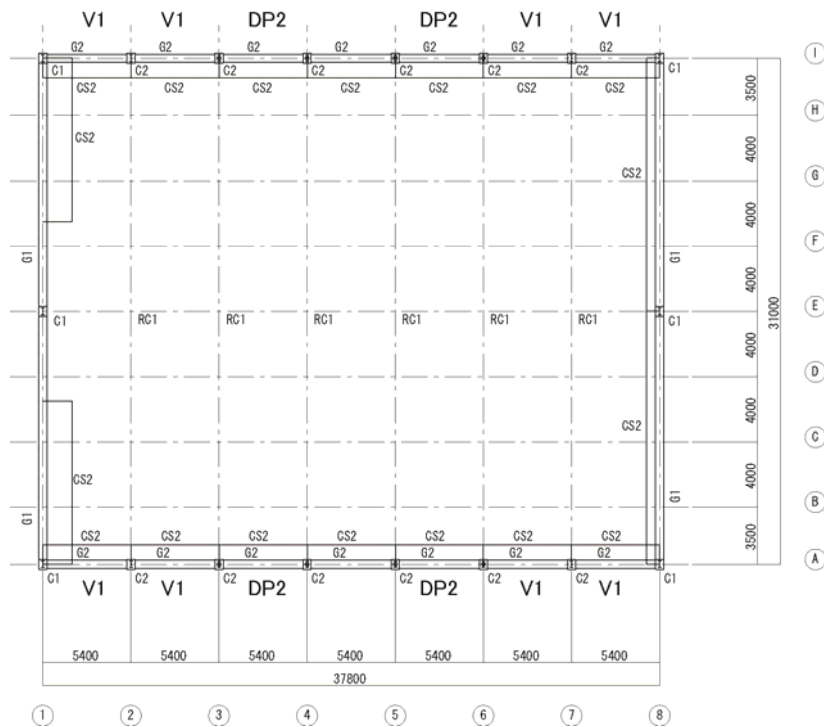
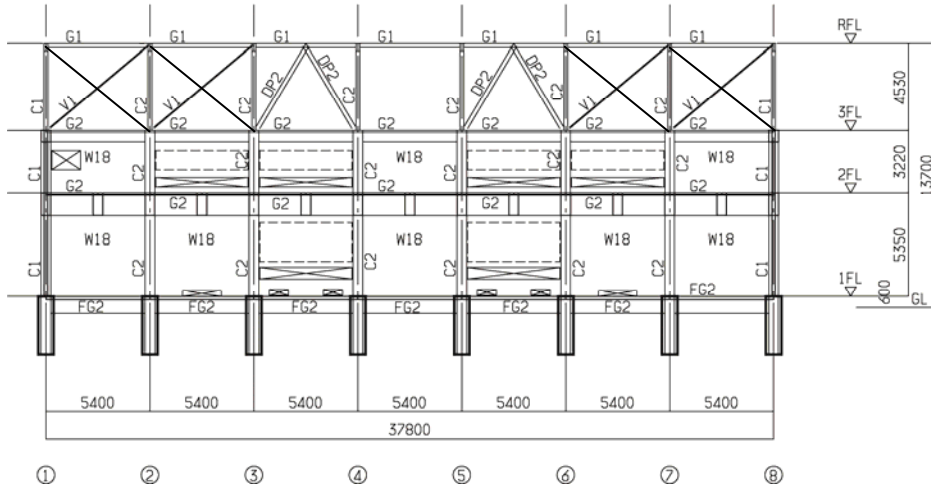


図 7.2.1 3階伏図



既存ブレース : V1 : L-50 × 50 × 6 A=5.644 cm²
 ダンパー : DP2 : P-216.3 × 4.5 t LY100 A=29.94 cm²

図 7.2.2 I 通り軸組図 (X 方向)

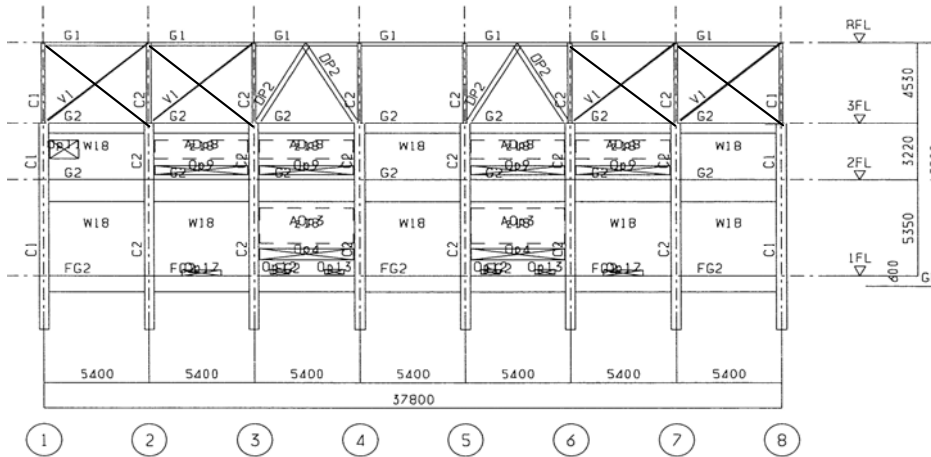


図 7.2.3 A 通り軸組図 (X 方向)

7.3 補強後の建物のエネルギー法による計算

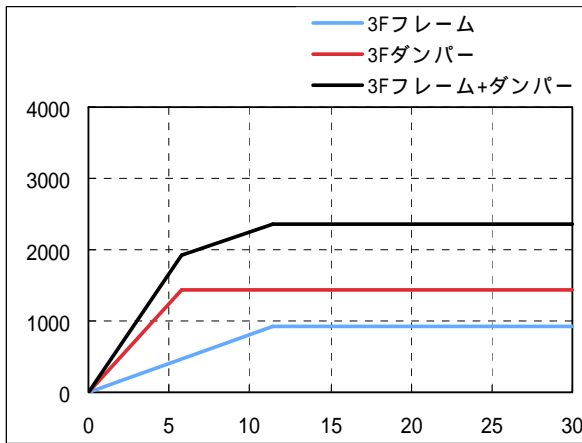
7.3.1 主架構およびダンパーの復元力特性のモデル化

以下の方法で、静的増分解析によって主架構、ダンパー部分の $Q - \delta$ 関係を求め、それらを完全弾塑性型に置換する。主架構とダンパーの復元力特性を表 7.3.1 および図 7.3.1 に示す。

表 7.3.1 主架構とダンパーの復元力特性

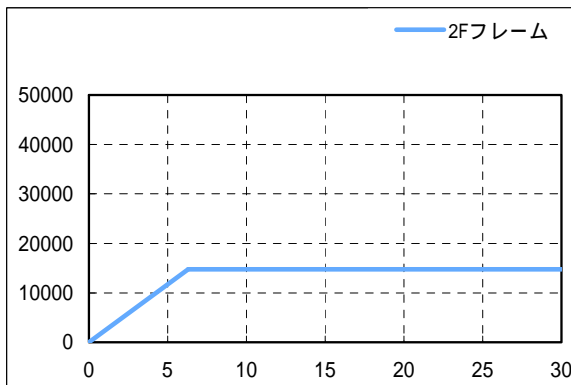
| 階 | K_{fi} [kN/m] | Q_{fui} [kN] | δ_{fui} [mm] | K_{di} [kN/m] | Q_{dui} [kN] | δ_{dui} [mm] |
|---|--------------------|-------------------|------------------------|--------------------|-------------------|------------------------|
| 3 | 81,490 | 929 | 11.4 | 247,000 | 1,440 | 5.8 |
| 2 | 2,348,000 | 14,790 | 6.3 | - | - | - |
| 1 | 10,205,000 | 41,740 | 4.1 | - | - | - |

(kN)

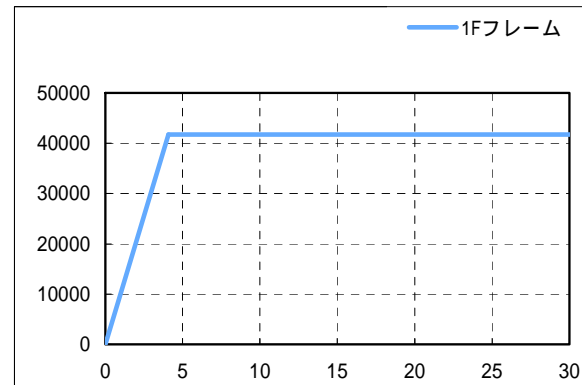


(mm)

3F の復元力特性



2F の復元力特性



1F の復元力特性

図 7.3.1 各階の復元力特性

7.3.2 ダンパーモデルの損傷限界時周期 T_d

3層の主架構（ブレース架構）が降伏する点での割線剛性を用いた補強後建物の固有周期（損傷限界時周期 T_d ）は0.177秒である。

7.3.3 建築物に作用するエネルギー量

本検討では、最弱層が δ_{fui} に達した時の弾塑性エネルギーを計算する（表7.3.2）。ここで δ_i は、最弱層（3階）が δ_{fui} に達した時の各階の層間変位である。

表 7.3.2 極めて稀に発生する地震時のエネルギー配分

| 階 | Q_{fui} [kN] | δ_{fui} [mm] | Q_{dui} [kN] | δ_{dui} [mm] | δ_i [mm] | W_{fi} [kN·m] | W_{dei} [kN·m] | W_{dpi} [kN·m] | sW_e [kN·m] |
|---|-------------------|------------------------|-------------------|------------------------|--------------------|--------------------|---------------------|---------------------|------------------|
| 3 | 929 | 11.4 | 1,440 | 5.8 | 11.40 | 5.30 | 4.2 | 80.2 | 89.7 |
| 2 | 14,790 | 6.3 | - | - | 2.50 | 7.34 | - | - | 7.3 |
| 1 | 41,740 | 4.1 | - | - | 1.90 | 18.42 | - | - | 18.4 |
| | | | | | Σ | 31.1 | 4.2 | 80.2 | 115.5 |

表 7.3.3 は極稀地震時の有効周期とそれに基づく速度換算値の値及び入力エネルギーの値である。この建物では、設計目標として補強後の建物の第 3 層の最大変形をブレース架構が降伏する手前の変形に押さえることにしている。そのため、極稀地震時の有効周期は損傷限界時の周期と同一とする。また下式で塑性ひずみとして入力するエネルギー量 E_s が計算されるが、ここでは、その値が負になり、入力エネルギーを損傷限界時までの変形で吸収していることがわかる。

$$E_s = \frac{1}{2} M \cdot V_s^2 - W_e \quad (7.3.1)$$

表 7.3.3 極めて稀に発生する地震時の建築物に作用するエネルギー量

| | | |
|---------------------|---------|--------|
| T_s | [sec] | 0.177 |
| G_s | — | |
| γ | — | 0.900 |
| V_s | [m/sec] | 0.304 |
| M | [t] | 2187.0 |
| $1/2MV_s^2$ | [kN·m] | 101.1 |
| W_{fi} | [kN·m] | 31.1 |
| W_d | [kN·m] | 84.4 |
| $W_e (=W_{fi}+W_d)$ | [kN·m] | 115.5 |
| E_s | [kN·m] | -14.4 |

7.3.4 各階が塑性ひずみとして入力するエネルギー量

上記の E_s が負であるため、塑性ひずみとして入力するエネルギー量は 0 である。

7.3.5 主架構の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{fi}$

主架構の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{fi}$ を算出する。この場合、主架構は塑性化していないため、損傷無しである。

7.3.6 ダンパー部分の必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{di}$

(1) ダンパー部分の必要エネルギー吸収量 E_{Sdi} の算出

ダンパー部分の必要エネルギー吸収量は、上記の E_s が負であるため、極稀地震時の建築物に作用するエネルギー量に釣り合う点で計算される。エネルギーが釣り合う点での各層の変形を表 7.3.4 に示す。第 3 層が 10.6mm の変形までにダンパーが吸収するエネルギーは、繰り返し回数を 20 として計算して、 E_{Sdi} は 276kN·m となる。

(2) 必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{di}$ の算出

下式により、必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{di}$ が計算される。計算された必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{di}$ は 16.5 である(表 7.3.5)。これに弾性変形寄与率を乗じ、必要累積塑性変形倍率は約 30.6 となる。これに対してダンパーの保有累積塑性変形倍率は少なくとも 400 程度はあるので十分安全である。

$$\bar{\eta}_{di} = \frac{E_{Sdi}}{2Q_{dii} \cdot \delta_{dii}} \quad (7.3.2)$$

表 7.3.4 エネルギーが釣り合う時点の各層の変形 表 7.3.5 ダンパーの必要累積塑性変形倍率

| 階 | $\delta_{\max i}$ [m] | $\delta_{\max i}/H_i$ |
|---|--------------------------|-----------------------|
| 3 | 0.0106 | 1/ 427 |
| 2 | 0.0024 | 1/ 1349 |
| 1 | 0.0018 | 1/ 2940 |

| 階 | E_{sdi} [kN・m] | Q_{dui} [kN] | δ_{dui} [mm] | η_{di} |
|---|---------------------|-------------------|------------------------|-------------|
| 3 | 276.0 | 1440.0 | 5.8 | 16.5 |
| 2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | - |
| 1 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | - |

7.3.7 最大層間変形角

最大層間変形角は入力エネルギーが釣り合う点で計算され、表 7.3.4 で計算された値である。

7.4 地震応答解析による検討

図 7.4.1 に、時刻歴解析とエネルギー法の結果を比較する。時刻歴解析は記録波の減衰を 2% 剛性比例、模擬波(告示波)は 5% 剛性比例として解析した。ここで用いた模擬波(告示波)は、5% 減衰での速度応答スペクトルが、エネルギー法告示第 6 で規定されている建築物に作用するエネルギーの速度換算値 (V_s) スペクトルと概ね等しくなるように作成されたものである。模擬波による解析の目的は、エネルギー法による計算の結果と応答解析結果を、エネルギー的な条件が概ね等しい状態で比較することであり、両者の骨組の損傷に寄与する地震エネルギーが等しくなるようにすることが望ましい。そのため、模擬波の地震応答解析では、波形作成の条件である 5% 減衰で応答解析を行っている。この考え方は、骨組の損傷に寄与する地震エネルギーの速度換算値が、入力地震動の擬似速度応答スペクトルに概ね等しくなるという既往の研究結果^{7.2),7.3)}に基づくものである。

結果として、各地震波の応答解析から得られる損傷に寄与するエネルギーの速度換算値は、表 7.4.1 に示すように、7.8 ~ 20.8cm/s の範囲であり、エネルギー法計算で設定されている 30.4cm/s (表 7.3.3 参照) に比べて、小さな値となっている。そのために、時刻歴解析の応答は、エネルギー法の結果に比べて全体に小さくなったものと思われる。この骨組は損傷限界時の剛性で計算される周期が 0.18 秒である。このような短周期の骨組では、時刻歴解析における損傷に寄与する入力エネルギーが、エネルギー法で要求される設定値より小さくなる可能性がある。

表 7.4.1 損傷に寄与するエネルギーの速度換算値の比較

| | | 単位 (cm/s) |
|-----------|----------|-----------|
| 観測波 | ELNS | 20.8 |
| | HAEW | 7.8 |
| | KONS | 12.1 |
| 模擬波 | ART-RAND | 17.1 |
| | ART-HAEW | 14.5 |
| | ART-KONS | 15.2 |
| エネルギー法の計算 | | 30.4 |

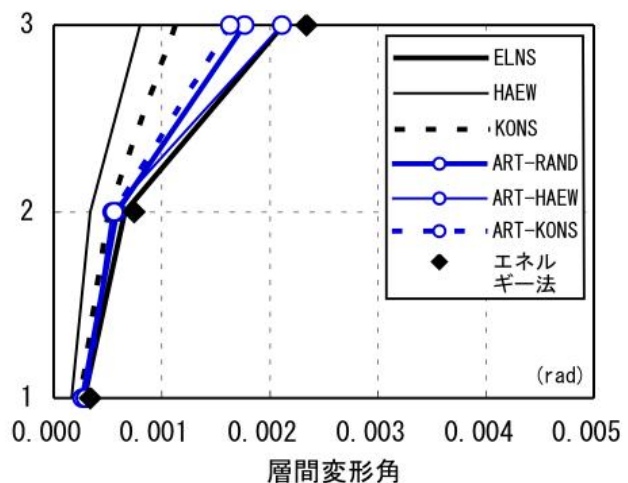


図 7.4.1 時刻歴応答解析との比較

7.5 換算 I_s の計算

3章で示された履歴型ダンパーで補強された建物の換算 I_s 値の計算方法に従って、本建物の補強後の換算 I_s 値を計算する。この計算方法はエネルギー法の計算で用いた値等を使って計算することが可能であり、各層毎に想定される限界変形までの吸収エネルギーを等価な弾性エネルギーに置換して I_s 値を評価する。この等価な弾性エネルギーを、その層に入力されるエネルギーに対して相対的に評価することによって I_s 値が計算される。詳細は3章に記載されており、本節では当該建物に対して適用し計算した結果を示す。

7.5.1 換算 I_s 値算定式

換算 I_s 値の算定を以下に示す。

$${}_s I_{s,i}^{CON} = \frac{2\sqrt{2}\pi}{\gamma_i \cdot T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{E_{D,i} \frac{S_i}{\sum_{j=1}^N S_j}} \quad (7.5.1)$$

$${}_c I_{s,i}^{CON} = \frac{2\sqrt{2}\pi}{\gamma_i \cdot T_d \cdot g\sqrt{M}} \sqrt{E_{D,i} \frac{S_i (p_i \cdot p_{ii})^{-n}}{\sum_{j=1}^N S_j (p_j \cdot p_{ij})^{-n}}} \quad (7.5.2)$$

$$I_{s,i}^{CON} = \min({}_s I_{s,i}^{CON}, {}_c I_{s,i}^{CON}) \quad (7.5.3)$$

ここで、 M は総質量、 γ_i は多質点系の補正係数、 T_d は損傷限界時割線剛性による固有周期、 $E_{D,i}$ は層の保有吸収エネルギー（詳細は3章）、 S_i は各階の必要エネルギー吸収量の比を表す基準値、 P_i は各階の保有水平層せん断力係数の A_i 分布とのずれを表す数値、 P_{ii} は各階の偏心率 R_e による保有水平層せん断力係数の低減係数、 n は損傷集中指数

損傷集中を考慮した(7.5.2)式で換算 I_s 値を算定する場合、損傷が集中する層の I_s 値は適切に評価されるが、損傷が集中しない層の I_s 値は大きく算定されてしまう。そこで、損傷集中を考慮しない(7.5.1)式と損傷集中を考慮する(7.5.2)式でそれぞれ算定された各層の I_s 値の最小値を、その層の換算 I_s 値として定義する。

7.5.2 架構の復元力特性

換算 I_s 値の計算に必要な本補強建物の主架構とダンパー部分の復元力特性及び想定した各層の許容限界変形を表7.5.1に示す。本建物では、補強後の建物各層の降伏変位を許容限界変形にしている。

表 7.5.1 主架構とダンパー部分の復元力特性と許容限界変形

| 階 | フレーム | | | ダンパー | | |
|---|---------------------------|-------------------|------------------------|---------------------------|-------------------|------------------------|
| | $\delta_{fmax,i}$ [mm] | Q_{fui} [kN] | δ_{fui} [mm] | $\delta_{dmax,i}$ [mm] | Q_{dui} [kN] | δ_{dui} [mm] |
| 3 | 11.4 | 929 | 11.4 | 11.4 | 1440 | 5.8 |
| 2 | 6.3 | 14790 | 6.3 | 6.3 | - | 0.0 |
| 1 | 4.1 | 41740 | 4.1 | 4.1 | - | 0.0 |

7.5.3 I_s 値換算のための保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ の調整係数 $a_{E,i}$

下式で計算される主架構とダンパーの I_s 値換算のための保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ の調整係数 $a_{E,i}$ の算定結果を表 7.5.2 に示す。 μ_i は塑性率（許容変位/降伏変位）である。

$${}_f a_{Ei} = \frac{2\mu_i - 1}{8\mu_i - 7} \varphi^2 \quad (7.5.4)$$

$${}_d a_{Ei} = \begin{cases} {}_f a_{Ei} & ({}_f a_{Ei} \leq 0.5) \\ 0.5 & ({}_f a_{Ei} > 0.5) \end{cases} \quad (7.5.5)$$

表 7.5.2 I_s 値換算のための調整係数

| 階 | δ_{fui} [mm] | $\delta_{fmax,i}$ [mm] | μ_i | Φ | ${}_f a_{E,i}$ | ${}_d a_{E,i}$ |
|---|------------------------|---------------------------|---------|--------|----------------|----------------|
| 3 | 11.4 | 11.4 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 |
| 2 | 6.3 | 6.3 | 1.00 | 1.27 | 1.61 | 0.50 |
| 1 | 4.1 | 4.1 | 1.00 | 1.27 | 1.61 | 0.50 |

7.5.4 各層の保有吸収エネルギー $E_{D,i}$ の算定

主架構とダンパー部分が許容限界変形までに吸収できるエネルギーを各層毎に計算した結果を表 7.7.3 に示す。

表 7.5.3 各層の許容限界変形までに吸収できるエネルギー

| 階 | W_{fi} [kN・m] | E_{sfi} [kN・m] | W_{dei} [kN・m] | W_{dpi} [kN・m] | E_{sdi} [kN・m] | ${}_f E_{D,i}$ [kN・m] | ${}_d E_{D,i}$ [kN・m] | $E_{D,i}$ [kN・m] |
|---|--------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------|
| 3 | 5.3 | - | 4.2 | 80.2 | - | 5.3 | 84.4 | 47.5 |
| 2 | 46.6 | - | - | - | - | 46.6 | - | 75.1 |
| 1 | 85.4 | - | - | - | - | 85.4 | - | 137.6 |

7.5.5 多質点系の補正係数 γ_i の算定

多質点系の補正係数 γ_i の算定結果を表 7.5.4 に示す。

表 7.5.4 多質点系の補正係数 γ_i

| 階 | p_i | $p_i/\text{ave}(p_i)$ | γ_i |
|-----|-------|-----------------------|------------|
| 3 | 0.453 | 0.513 | 1.10 |
| 2 | 1.194 | 1.353 | 1.10 |
| 1 | 1.000 | 1.133 | 1.10 |
| ave | 0.882 | | |

7.5.6 換算 I_s 値の算定

エネルギー法から計算される基準状態の損傷分布則 $\frac{S_j(P_j \cdot P_{ij})^{-n}}{\sum_{j=1}^N S_j(P_j \cdot P_{ij})^{-n}}$ の値等を用いて式(7.5.1)

～(7.5.3)によって、各層の換算 I_s 値を計算し、その算定結果を表 7.7.5 に示す。最小の値は第 3 層の 0.69 である。補強前 3 階の I_s 値が $I_s=0.15$ だったのに対し、ダンパーを用いた補強後の換算 I_s 値は 0.69 となり、補強設計目標値の 0.7 程度の補強であることを確認した。

表 7.5.5 補強建物の各層の換算 I_s 値

| 階 | γ_i | $E_{D,i}$ [kN・m] | $s_i/\sum s_i$ | 損傷分布則 | $s \cdot I_{s,i}^{CON}$ | $c \cdot I_{s,i}^{CON}$ | $I_{s,i}^{CON}$ |
|---|------------|---------------------|----------------|-------|-------------------------|-------------------------|-----------------|
| 3 | 1.10 | 47.5 | 0.358 | 0.997 | 1.15 | 0.69 | 0.69 |
| 2 | 1.10 | 75.1 | 0.178 | 0.000 | 2.05 | 59.3 | 2.05 |
| 1 | 1.10 | 137.6 | 0.464 | 0.002 | 1.72 | 24.4 | 1.72 |

参考文献

- 7.1) 実務者のための既存鉄骨造体育館の耐震改修の手引きと事例、(財)日本建築防災協会、(社)建築研究振興協会、2005.7
- 7.2) 秋山宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計、技報堂出版、1999.11
- 7.3) 小川厚治、井上一朗、中島正愛：損傷に寄与する地震入力エネルギーに関する考察、日本建築学会構造系論文集、第 530 号、pp.177-184、2004.4