

(仮称)八重洲共同ビル



村田 耕司
竹中工務店



大嶋 隆
同



北川 督
同



長田 宗平
同

1 はじめに

2005年に施行された告示第631号「エネルギーの釣合いに基づく耐震計算等の構造計算を定める件(以下、エネルギー法)」は建築物の累積塑性変形応答に基づく評価を行うため、特に鉄骨造建築物や履歴型ダンパーを設置した建築物に適した検証法である。また、時刻歴応答計算と比べ審査期間が短いため、制震構造の中高層建築物を合理的な期間で設計できる。

「エネルギー法」の特徴としてエネルギー量を直接扱うという明快さがある一方、保有水平耐力計算等と比較して算定法が妥当かという判断がより必要となる。実施設計例も少ないため普及が進んでいないのが現状である。

(仮称)八重洲共同ビルは、地上に貸事務所、地下に店舗の計画である。構造形式は制震構造として、震度6強クラスの大地震時(レベル2)においても建物の継続利用が可能な構造性能を目標とする計画としている。規模・構造とも「エネルギー法」による検証が適した建築物である。そこで、「エネルギー法」による検証を中心に設計を行い目標とする構造性能を確保した。本稿では、構造設計の内容を中心に建物概要を紹介する。



図1 建物外観パース

2 建物概要

建設地：東京都中央区八重洲1丁目4番地

建築主：東京建物株式会社

富士フイルムメディカル株式会社

設計者：株式会社竹中工務店

施工者：株式会社竹中工務店

用途：一般事務所、店舗

建築面積：1,778.49m² 延床面積：23,341.48m²

階数：地下2階、地上11階、塔屋1階

軒高：GL+43.26m 最高高さ：GL+49.29m

構造種別：鉄骨造(柱CFT造)

基礎形式：杭基礎

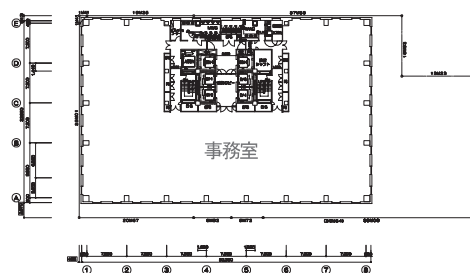


図2 基準階平面図

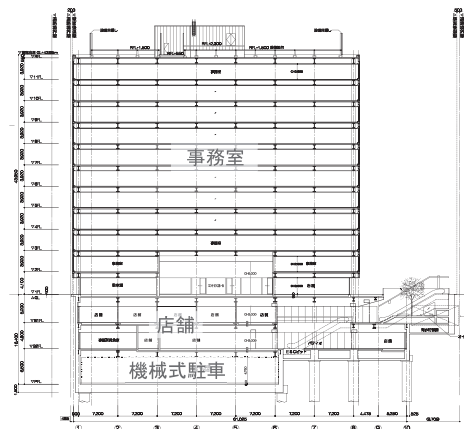


図3 断面図

3 地盤概要

建設地の地層構成は、表層は埋土層、シルト層の沖積層で、砂層と粘土層が互層の洪積層、GL-24.5m以深の支持層とした細砂層で構成される。設計水位はGL-8.0mである。地震時に液状化の発生する可能性は低く、告示によるGs算定の適用範囲であると判断した。

4 構造概要

構造形式は、地上をS造(柱CFT造)としている。地上構造下部の柱はSRC造とし、地下の大梁の多くはS造、外周部大梁、基礎梁はSRC造およびRC造としている。

平面は長辺50.4m、短辺31.5mの長方形で、柱スパンをそれぞれ7.2m×7スパンと7.2m～9.9mスパンとしている。北側にコアを有し、事務室については17.1m、14.4mスパンの無柱空間を確保している。階高は1階4.10m、基準階3.92mである。

架構は長辺・短辺両方向ともブレースを有するラーメン架構である。長辺方向についてはC通の1構面にブレースを配し、短辺方向については3通と6通の2構面にブレースを配している。ブレースは心材をH形鋼とした座屈補剛ブレースで心材に極低降伏点鋼LY100を用いた制震ブレースとしている。

また、耐震安全性と居住性の向上を目的として、地上部に粘性体制震壁を設置している。

基礎は、GL-24.5m以深の細砂を支持層とする場所打ちコンクリート杭としている。

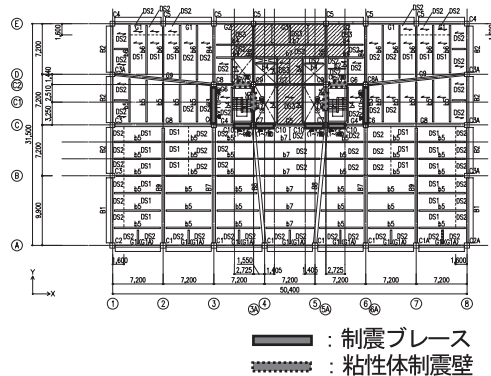


図5 基準階床伏図

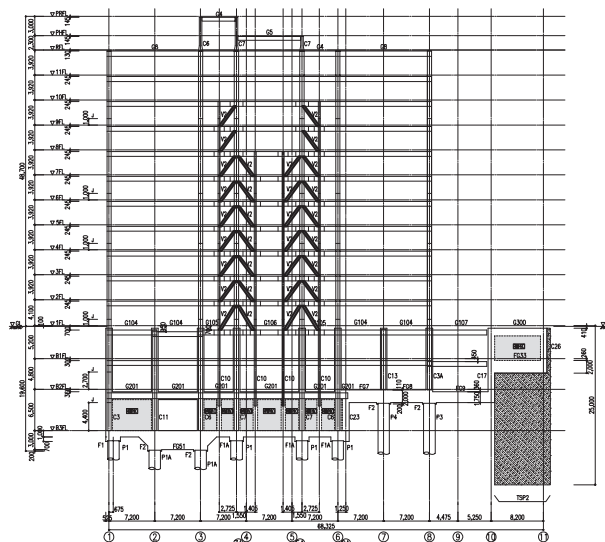


図6 C通軸組図

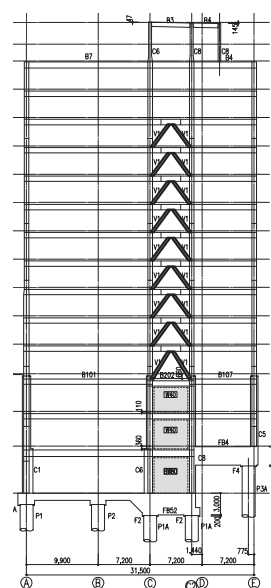


図7 3通軸組図

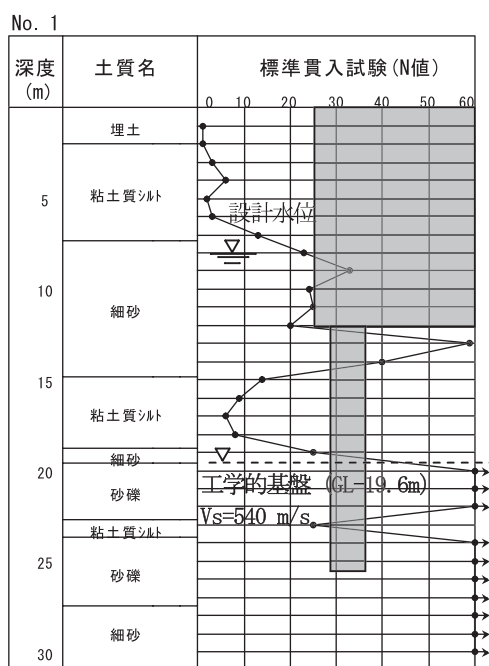


図4 地盤構成

5 耐震設計

1) 耐震性能目標

各設計レベルに対して設定した耐震性能目標値を表1に示す。粘性体制震壁について付加的に取り扱い、耐震安全性の検証上は考慮しない状態で以下の目標値を満足するよう設計を行った。

2) 復元力特性の設定

荷重増分法による静的弾塑性応力解析により得られた荷重変形曲線(4階Y方向)を図8に示す。主架構の保有水平耐力を各層ごとに層間変形角1/75までに吸収するエネルギー量が等価となるように設定した。ダンパー部分の保有水平耐力は当該層のダンパーがすべて降伏した時点とした。

各層の保有水平耐力の設定方法について、告示では明確な設定方法について言及されていない。そこで、保有水平耐力を異なる方法で設定した場合、建物のエネルギー吸収能力にどの程度影響を与えるか検討を以下の3ケースについて行った。本建物での設定方法は他の2ケースの中間の値であり、その影響が小さいことを確認した。

CASE1：層間変形角1/75で吸収するエネルギー量が等価(本建物での設定方法)

CASE2：層間変形角1/100で吸収するエネルギー量が等価

CASE3：接線剛性が初期剛性の1/10以下となった時点

表1 耐震性能目標値

項目	稀に発生する地震に対する検証	極めて稀に発生する地震に対する検証
層間変形角	1/200以下	1/100以下
残留変形	1/1000以下	—
エネルギー量	${}_0W_e \geq E_d$	${}_r n_d \geq n_i$ (主架構とダンパーそれぞれについて検討)
設計方針	短期許容耐力≧損傷限界時応力 主架構：弾性 制震部材：塑性化	全体崩壊形の形成 主架構：大梁曲げ降伏先行と塑性変形能力の確保 制震部材：塑性変形能力の確保

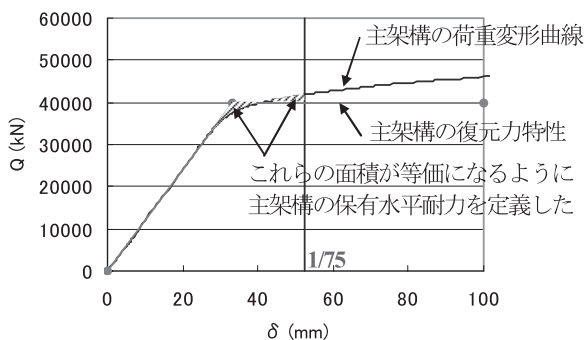


図8 復元力特性設定例 (4階Y方向)

3) 稀に発生する地震に対する検討

・ 損傷限界時の固有周期Tdの算定

いずれかの階の主架構が損傷限界に達した時点での割線剛性を用いて算定する。本建物の損傷限界時の固有周期Tdは表2に示す。

・ 表層地盤の速度増幅率Gsの算定

平12建告1457号第10に基づき、略算法により算定した。速度増幅率Gsは両方向とも2.025とした。

・ 建築物に作用するエネルギーの算定

稀に発生する地震時に建築物に作用するエネルギーおよびその速度換算値を表2に示す。

・ 建築物が吸収できるエネルギー

損傷限界に達するまでに吸収できる主架構の弾性ひずみエネルギーWfiおよびダンパー部分の吸収できる弾性エネルギーWdeiおよび塑性ひずみエネルギーWdpiを図9に示す。ダンパー部分のエネルギー吸収の分担比率は25～35%程度であり、ブレースが早期に降伏してエネルギーを吸収することを確認した。

・ 稀に発生する地震に対する安全性の確認

稀に発生する地震に建築物に作用するエネルギーと損傷限界に達するまでに建築物に作用するエネルギーを表3に示す。両方向とも建築物の吸収エネルギーが建築物に作用するエネルギーを上回っており、稀に発生する地震に対する安全性を確認した。

表2 稀に発生する地震時の建築物に作用するエネルギー

	X方向	Y方向
損傷限界固有周期: Td(sec)	1.41	1.55
地盤の増幅率: Gs	2.025	2.025
地盤種別に応じた低減係数: r	1	1
稀に発生する地震時に建築物に作用するエネルギー換算値: Vd(m/sec)	0.33	0.33
建築物の質量(kN・sec ² /cm)	157.4	157.4
稀に発生する地震時に建築物に作用するエネルギー: Ed(kNm)	857	857

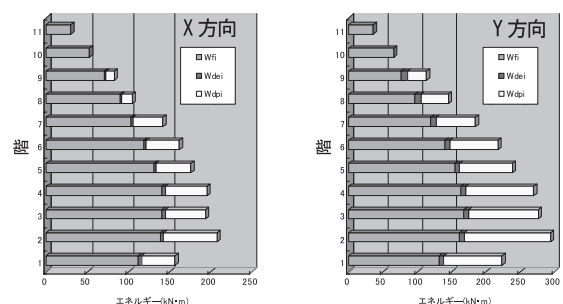


図9 各階のエネルギー吸収量

・層間変形角および残留変形の検証

稀に発生する地震において、建築物に作用するエネルギーに相当するものを建築物が吸収したときの層間変形角の最大値はX方向1/285、Y方向1/238であり、1/200以下となっている。稀に発生する地震時には、ダンパーが降伏しているため、地震後の残留変形について確認した。残留変形の最大値はX方向1/15,907、Y方向1/7,069と小さく、地震後の復元性を十分確保している。

4) 極めて稀に発生する地震に対する検討

・表層地盤の速度増幅率Gsの算定

平12建告1457号第10の2に従い、地盤調査およびPS検層結果から1次元地盤モデルを設定した。GL-19.6mのせん断波速度 $V_s=540\text{m/s}$ の層を工学的基盤に設定した。表層地盤の卓越周期に対する固有周期および表層地盤による速度増幅率を表4に示す。

・安全限界時の入力エネルギー速度換算値の算定

表層地盤による速度増幅率Gsおよび建物と表層地盤の相互作用に関する係数 β より安全限界時の入力エネルギー速度換算値を算定した。表層地盤の相互作用に関する係数 β は平12建告1457号第10の2の三のハに従い、建物の地下部分の底面および側面の水平地盤ばね定数より求めた。

・部材の保有累積塑性変形倍率の算定

架構の崩壊メカニズムについては、大梁の曲げ降伏が先行する全体崩壊形となるように部材断面設定を行い、荷重増分法による静的弾塑性応力解析により確認した。部材の保有累積塑性変形倍率の算定式を示す。

①H形鋼断面の鉄骨大梁

H形鋼断面の鉄骨大梁部材の保有累積塑性変形倍率 ${}_m\eta_u$ は、次式¹⁾により算定した。

表3 稀に発生する地震に対する安全性の検討

	建築物が吸収できるエネルギー(kNm)	建築物に作用するエネルギー(kNm)	判定
X方向	1,505	857	OK
Y方向	2,068	857	OK

表4 表層地盤の卓越周期および速度応答スペクトル増幅

	Gs1	Gs2	T1(sec)	T2(sec)
安全限界	2.101	1.232	0.469	0.156

$${}_m\eta_u = \frac{s-1}{s} \left[\frac{E}{E_{st}} (s-1) + 2 \left(\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_y} \right) \right] \quad (1)$$

ここに、 ${}_m\eta_u$ ：部材の累積塑性変形倍率

s：短柱圧縮試験による応力上昇率

E：鋼材の弾性剛性 E_{st} ：鋼材の二次剛性

ε_p ：塑性流れ域のひずみ量 ε_y ：降伏ひずみ

(1)式中の応力上昇率(s)については、下式で求める。

$$\frac{1}{s} = \frac{0.2868}{\alpha_f} + \frac{0.0588}{\alpha_w} + 0.7730 \quad (\text{SN490級})$$

ここに、

$$\alpha_f = \left(\frac{E}{\sigma_{yf}} \right) \left(\frac{t_f}{b} \right)^2, \quad \alpha_w = \left(\frac{E}{\sigma_{yw}} \right) \left(\frac{t_w}{d} \right)^2$$

σ_{yf} ：フランジの降伏点強度

σ_{yw} ：ウェブの降伏点強度

上記の算定式は一方向載荷の実験に基づいているが、累積塑性変形倍率の下限值として用いているため採用については問題ないと判断した。また、脆性破断により決定される保有累積塑性変形倍率と採用値との比較を行い、脆性破断が先行しないことを確認した。

②角形CFT柱

「CFT造技術指針・同解説2002」(新都市ハウジング協会)に提示された限界部材角 R_u を用い、次に静的増分解析結果から、ヒンジ発生時の柱材端回転角 θ_y を求め、下式により角形CFT柱の保有累積塑性変形倍率 ${}_m\eta_u$ を算定した。

$${}_m\eta_u = \frac{2(R_u - \theta_y)}{\theta_y}$$

③ダンパーの保有累積塑性変形倍率の算定

ダンパーの保有累積塑性変形倍率は疲労回帰曲線式と下式を用いて算定した。ただし、局部座屈が生じる限界塑性率については幅厚比により差異があるため、ブレース心材の断面は幅厚比制限にしたがって設定し、図10の疲労曲線を適用した。

$${}_m\eta_u = 2 \left(\frac{\varepsilon_t}{2 \cdot \varepsilon_y} - 1 \right) \cdot N_f$$

- ・建築物に塑性ひずみとして入力するエネルギー量の算定

極めて稀に発生する地震により建築物に作用するエネルギーおよび速度換算値を表5に示す。あわせてある層が保有水平耐力に達するまでに吸収するエネルギーも同表に示す。このとき、ダンパーの塑性変形の累積度合いを示す係数を $\eta_i=5$ として算定した。

- ・建築物各階が塑性ひずみとして吸収すべきエネルギー量の算定

保有水平耐力時における崩壊形は全体崩壊形であるため、塑性ひずみエネルギーの特定階への集中の程度を表す係数 n は4とした。ここでは、各階の必要エネルギー吸収量比率(一階で基準化)を図11に示す。

- ・主架構およびダンパー部分の必要平均累積塑性変形倍率の算定

下式により、各階の塑性ひずみエネルギーを主架構およびダンパー部分に分配し、それぞれ必要平均累積塑性変形倍率を求めた。ここで稀に発生する地震時および極めて稀に発生する地震時のダンパー部分における塑性の累積程度を示す係数 η_{di}, η_{si} は上限の10、20を採用した。

$$E_{s_{fi}} = E_{s_i} \frac{Q_{fui}}{Q_{ui}} : \text{各階の主架構の必要エネルギー吸収量}$$

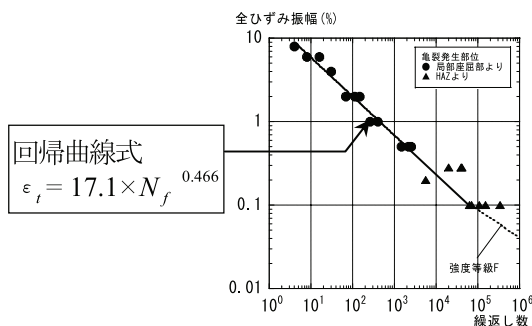


図10 疲労性能 (LY100)

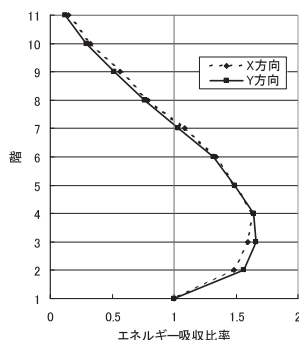


図11 各階の必要エネルギー吸収量

$$\bar{\eta}_{s_{fi}} = \frac{1}{2} \frac{E_{s_{fi}}}{Q_{fui} \delta_{fui}} : \text{各階の主架構の片側必要累積塑性変形倍率}$$

$$E_{s_{di}} = E_{s_i} \frac{Q_{dui}}{Q_{ui}} + E_{s_{dpi}} + \beta E_{d_{dpi}}$$

：各階のダンパー部分の必要エネルギー吸収量

$$\bar{\eta}_{s_{di}} = \frac{E_{s_{di}}}{2\gamma_{di} Q_{dui} \delta_{dui}}$$

：各階のダンパー部分の片側の必要累積塑性変形倍率

- ・主架構の保有累積塑性変形倍率の算定

各階の主架構の保有累積塑性変形倍率は部材累積塑性変形倍率より下式を用いて求めた。

$$r \bar{\eta}_u = \frac{\delta_y}{\delta_y} \eta_u \cdot a_p \cdot a_b + a_d$$

※1 ※2 ※4 ※3

※1：柱・梁の構成が標準的であるため、代表的な値である1/3を採用した。

※2： $a_p=1.0$ CFT柱であることから、パネルによるエネルギー吸収を期待しない。 $(a_p=1.5^{(1)})$

※3： $a_b=2.0$ バウシンガー効果を考慮した。

※4： $a_d=0.0$ 損傷制御を目的としているため、倒壊は想定しない事とした。 $(a_d=2.0^{(1)})$

- ・累積塑性変形倍率の必要値と保有値の比較

累積塑性変形倍率の必要値と保有値の比較を表6に示す。主架構、ダンパー部分とも保有値が必要値を上回っており、安全性を確認した。

表5 極めて稀に発生する地震時に建築物に作用するエネルギー

	X方向	Y方向
安全限界固有周期: $T_s(\text{sec})$	1.41	1.55
地盤の増幅率: G_s	1.51	1.44
地盤種別に応じた低減係数: r	1	1
建築物の質量: $M(\text{kN} \cdot \text{sec}^2 / \text{cm})$	157.4	157.4
極めて稀に発生する地震時に建築物に作用するエネルギー: $1/2 M V_s^2 (\text{kN} \cdot \text{m})$	11,854	10,868
ある層が保有水平耐力に達するまでに主架構が吸収するエネルギー: $W_f (\text{kN} \cdot \text{m})$	5,385	5,287
ある層が保有水平耐力に達するまでにダンパー部分が吸収するエネルギー: $W_d (\text{kN} \cdot \text{m})$	892	1,777
ある層が保有水平耐力に達するまでに建築物が吸収するエネルギー: $W_e (\text{kN} \cdot \text{m})$	6,280	7,064
建築物に塑性ひずみを生じさせるエネルギー: $E_s (\text{kNm})$	5,574	3,804

表6 累積塑性変形倍率の必要値と保有値の比較

X方向						Y方向					
主架構			ダンパー部分			主架構			ダンパー部分		
必要値	保有値	必要/保有	必要値	保有値	必要/保有	必要値	保有値	必要/保有	必要値	保有値	必要/保有
0.09	2.74	0.033	—	—	—	0.05	3.24	0.015	—	—	—
0.13	2.96	0.044	—	—	—	0.08	3.53	0.023	—	—	—
0.16	2.96	0.054	80	3666	0.022	0.10	3.53	0.028	65	2173	0.030
0.20	2.96	0.068	115	3197	0.036	0.13	3.11	0.042	90	2129	0.042
0.25	2.96	0.084	214	3883	0.055	0.15	3.79	0.040	150	2343	0.064
0.28	2.96	0.095	234	3696	0.063	0.18	3.79	0.047	201	2476	0.081
0.28	3.12	0.090	242	3616	0.067	0.19	3.89	0.049	229	2613	0.088
0.29	3.66	0.079	270	3659	0.074	0.20	3.89	0.051	264	2724	0.097
0.28	3.66	0.077	260	3910	0.067	0.19	3.89	0.049	296	3066	0.096
0.24	3.66	0.066	289	4321	0.067	0.17	3.89	0.044	342	3608	0.095
0.19	3.66	0.052	186	6075	0.031	0.13	3.89	0.033	258	5493	0.047

・最大層間変形角の算定

各階主架構の必要平均累積塑性変形倍率から極めて稀に発生する地震時の最大層間変位を求め、各階の最大層間変形角を算定した。最大層間変形角はX方向1/114、Y方向1/108である。1/100以下であり、外装仕上材の地震時変形追随性について問題ない範囲である。

・ダンパーのひずみ硬化の影響

本建物で制震ブレースに使用した極低降伏点鋼LY100は、経験した最大塑性ひずみに応じてひずみ硬化が生じる。本設計では $\sigma_y=240\text{N/mm}^2$ を座屈補剛ブレースのひずみ硬化検討用材料強度として検討を行った。その結果、主架構に入力するエネルギーは増加するが、建物全体の保有エネルギー吸収量は必要値を十分上回っているため、座屈補剛ブレースのひずみ硬化後も安全であることを確認した。

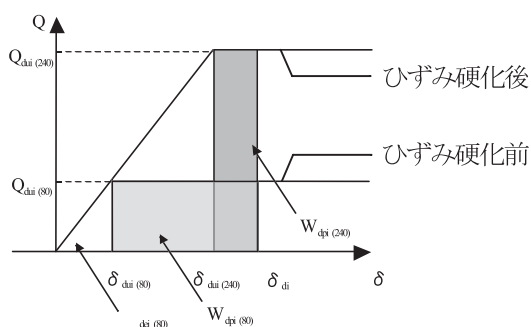


図12 ひずみ硬化前後の復元力特性

6 時刻歴応答解析結果との比較

・解析モデル

解析モデルはB2階床を固定として各階床を質点に集約した13質点系のせん断棒モデルとする。復元力特性は静的増分解析結果より主架構とダンパー部分に荷重—変形関係を分離し、それぞれトリニアモデル、バイリニアモデルとした。減衰は初期剛性比例型とし一次固有周期の2%とした。

・入力地震動

入力地震動は告示波3波とした。告示波は、告示1461号第四号イの解放工学的基盤の加速度スペクトルに適合した模擬地震動による表層地盤モデルの応答解析から、B2階床レベルでの入力地震動を設定した。

・解析結果

時刻歴応答解析による最大応答層間変形角を示す。図には、エネルギー法による最大層間変形角も併せて示す。図よりエネルギー法による最大層間変形角は時刻歴応答解析による最大応答層間変形角の平均的評価を与えていることがわかる。

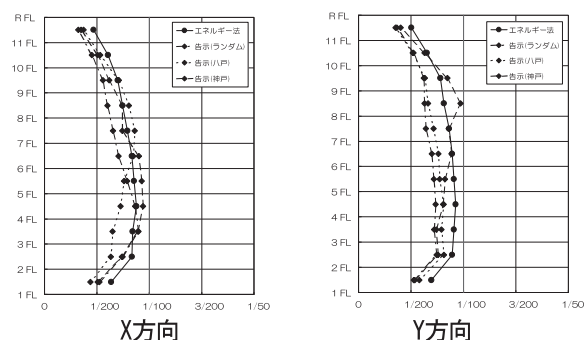


図13 時刻歴応答解析における最大応答層間変形角

7 おわりに

制震部材を評価するに適した「エネルギー法」による検証を中心に設計を行い目標とする構造性能を確保した。さらに、適切な期間で設計を行うことができた。中高層建築物に高い耐震性を求める建築主のニーズに応える有効な検証法であることを設計を通じて確認できた。

本建物は平成22年3月に着工し、現在施工中である。

【参考文献】

- 1) 日本建築センター：エネルギーの釣合いに基づく耐震計算技術基準解説及び計算例とその解説