

【下関市役所本庁舎耐震補強に係る評価書・報告書・別表】

評 定 書

山口県下関市
下関市長 中尾 友昭 様

平成 28 年 3 月 10 日付で評定申込みのあった下記の件について、当社本社耐震判定委員会（委員長 安達 洋 日本大学名誉教授）において慎重審議の結果、本件耐震診断及び耐震改修計画は、建築技術上の見地から適切であり、「建築物の耐震改修の促進に関する法律」（平成 7 年法律第 123 号）第 4 条の規定に基づく「建築物の耐震診断及び耐震改修の促進を図るための基本的な方針」（平成 18 年国土交通省告示第 184 号）第三号の規定による同告示別添「建築物の耐震診断及び耐震改修の実施について技術上の指針となるべき事項」第一 建築物の耐震診断の指針（第一号、第三号を除く）及び第二 建築物の耐震改修の指針（第三号、第六号を除く）に準拠して行われていると認め、評定します。

平成 28 年 3 月 24 日

日本 E R I 株式会社
代表取締役 馬野 俊彦



記

1. 件名

下関市役所本庁舎(設計変更)

2. 委員名

日本 E R I 株式会社 本社耐震判定委員会

委員長	安達	洋
副委員長	河村	壮一
	公塚	正行
委員	青木	雅秀
	江戸	宏彰
	川村	東雄
	高橋	治
	中村	幸悦
	濱田	弘行
	林原	光司郎
	原	孝文
	深田	良雄

報 告 書

日本 E R I 株式会社
代表取締役 馬野 俊彦 様

平成 28 年 3 月 10 日付で評定申込みのあった下記の件について、当社本社耐震判定委員会（委員長 安達 洋 日本大学名誉教授）において慎重審議の結果、本件耐震診断及び耐震改修計画は、建築技術上の見地から適切であり、「建築物の耐震改修の促進に関する法律」（平成 7 年法律第 123 号）第 4 条の規定に基づく「建築物の耐震診断及び耐震改修の促進を図るための基本的な方針」（平成 18 年国土交通省告示第 184 号）第三号の規定による同告示別添「建築物の耐震診断及び耐震改修の実施について技術上の指針となるべき事項」第一 建築物の耐震診断の指針（第一号、第三号を除く）及び第二 建築物の耐震改修の指針（第三号、第六号を除く）に準拠して行われていると認め、報告いたします。

なお、設計者の作成した概要書の別表を添付いたします。

平成 28 年 3 月 23 日

日本 E R I 株式会社
本社耐震判定委員会
委員長 安達 洋

記

1. 件名

下関市役所本庁舎(設計変更)

2. 委員名

日本 E R I 株式会社 本社耐震判定委員会

委員長	安達	洋
副委員長	河村	壮一
	公塚	正行
委員	青木	雅秀
	江戸	宏彰
	川村	東雄
	高橋	治
	中村	幸悦
	濱田	弘行
	林原	光司郎
	原	孝文
	深田	良雄

本件は、耐震診断および耐震改修計画について、平成 27 年 3 月 30 日に「日本 ERI 株式会社 本社耐震判定委員会」の評価を取得済みの案件「ERI-SIA14009 下関市役所本庁舎」に関する変更についての評価申請である。

変更事項は、耐震改修計画において、増幅機構付油圧制震ブレースによる制震補強を採用し、評価取得時には、その工法としてトグル制震工法を採用していたものを、トグル制震工法とアドバンス制震工法の併記に変更するものである。また、制震装置と既存躯体との間接接合部には、評価取得時のトグル制震工法ではディスクシアキー工法を採用していたが、変更後には、トグル制震工法ではディスクシアキー工法と鋼管コッター工法との併記とし、アドバンス制震工法では鋼管コッター工法を採用している。

この変更は、補強後の本建築物の耐震性能にほとんど影響を及ぼさない軽微な変更である。従って、本報告書は、平成 27 年 3 月の評価取得時のものに、別表-5-1 の改修指針、補強方針、別表-5-2 の補強材料に関する部分等を修正したものである。

1. 建築物の概要

本建築物は、山口県下関市南部町 1 番 1 号に現存する、建築面積 1,224.34m²、延べ床面積 8,525.93m²、地上 8 階、塔屋 2 階建ての昭和 30 年に竣工した鉄筋コンクリート造で、用途を事務所(市庁舎)とする建築物であり、「下関市役所 本庁舎」(以下、本庁舎と略する。)と呼称される。

本庁舎は、竣工後に様々な用途の建物が増築されており、南東側には地上 4 階建ての議会棟、階段室横にエレベーター室、北西側と南東側に平屋建ての機械室、南側に平屋建ての事務室、北側に地上 3 階建ての事務室、南西側に地上 8 階建ての事務室等である。今回の耐震改修計画にあたり、これらの増築された建築物は、エレベーター室以外は全て解体・撤去をすすとしている。

本評価は、対象建築物が「本庁舎」であり、耐震診断および耐震改修計画が評価対象である。

本庁舎の平面形状は、66.0m×16.00m(通り芯位置)の長方形であり、北西側に台形(一辺が 8.0m、他辺が 11.0m、高さ 9.0m)な壁式鉄筋コンクリート造の階段室が突出している。スパン長さは、X 方向(長辺)が 6.0m×11 スパンで、Y 方向(短辺)が 6.4m×2 スパン、3.2m×1 スパンである。階高は、1 階～8 階まで 3.7m、塔屋 1 階が 1.8m、塔屋 2 階が 2.85m である。1 階～7 階までは同一平面であるが、8 階は⑥通り～⑧通り間が切欠きとなっていることから、8 階は多剛床である。

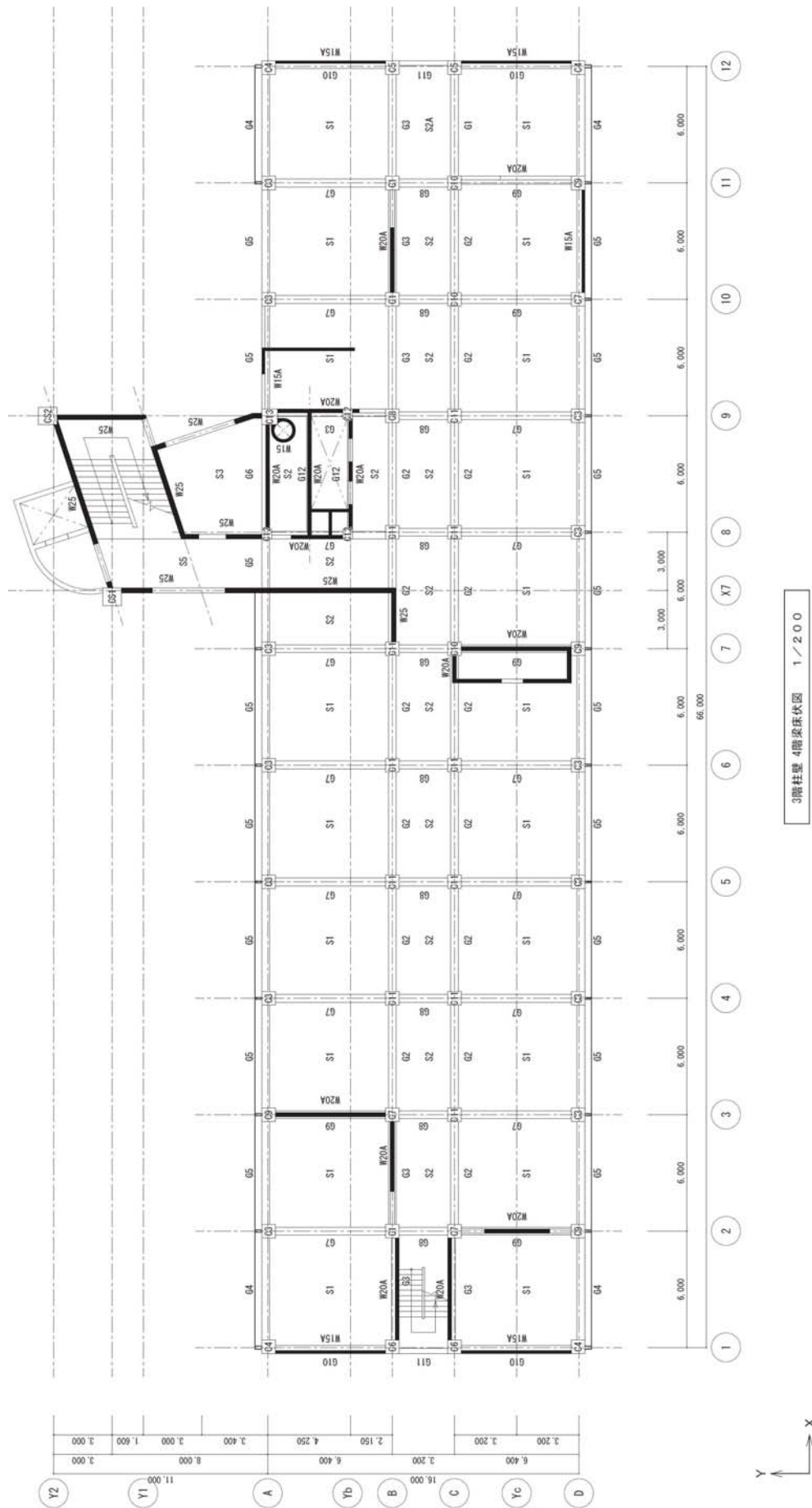
構造形式は、X・Y 方向共に耐力壁付きラーメン構造である。

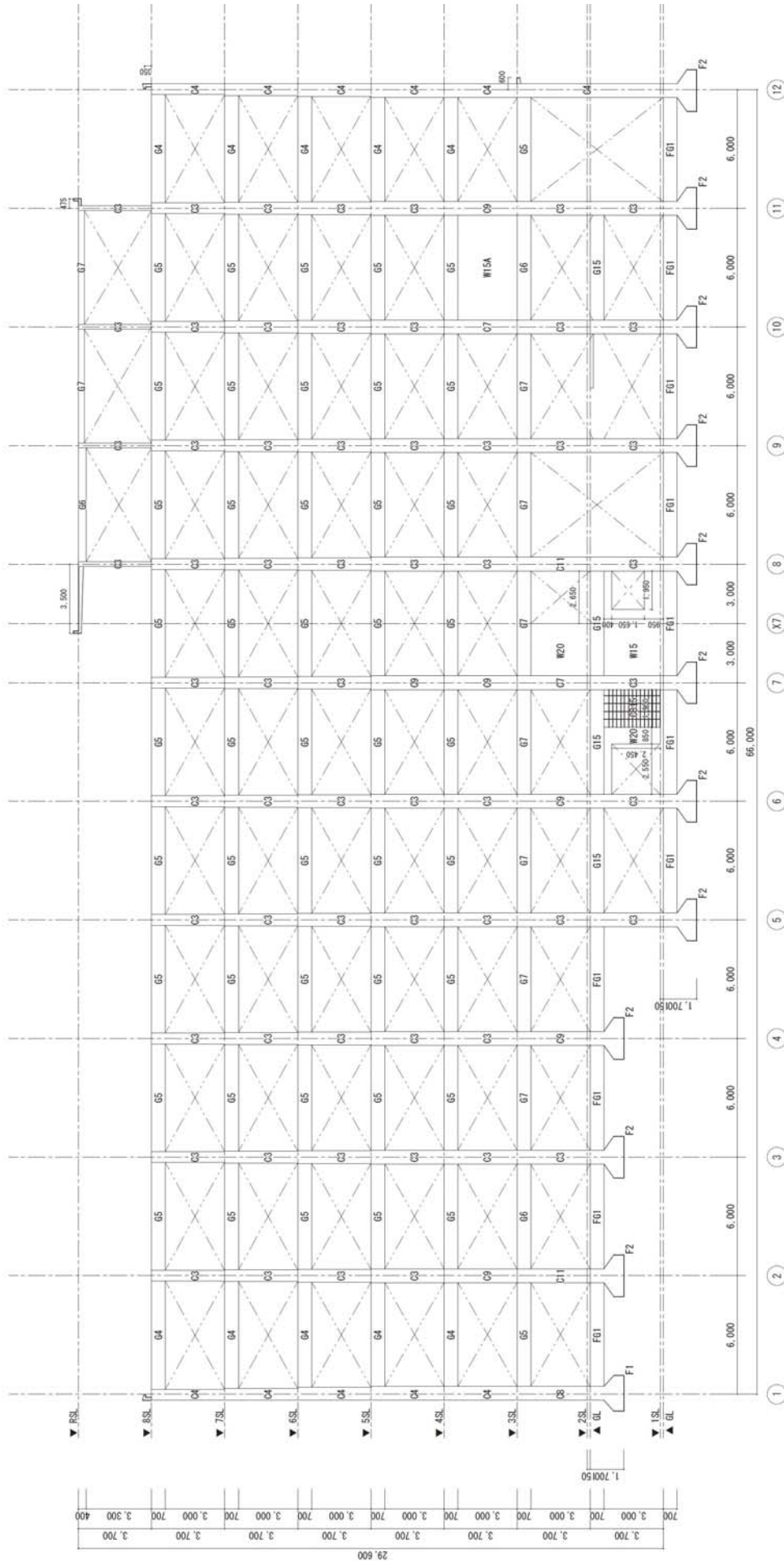
本建築物は傾斜地に建っており、建築物の基礎は直接基礎で、支持地盤を風化凝灰角礫岩としている。直接基礎の底面位置は、①通り～③通りでは 2 階 S.L. -1.85 m で

あり、④通り～⑫通りでは1階 S.L. -1.85 m である。

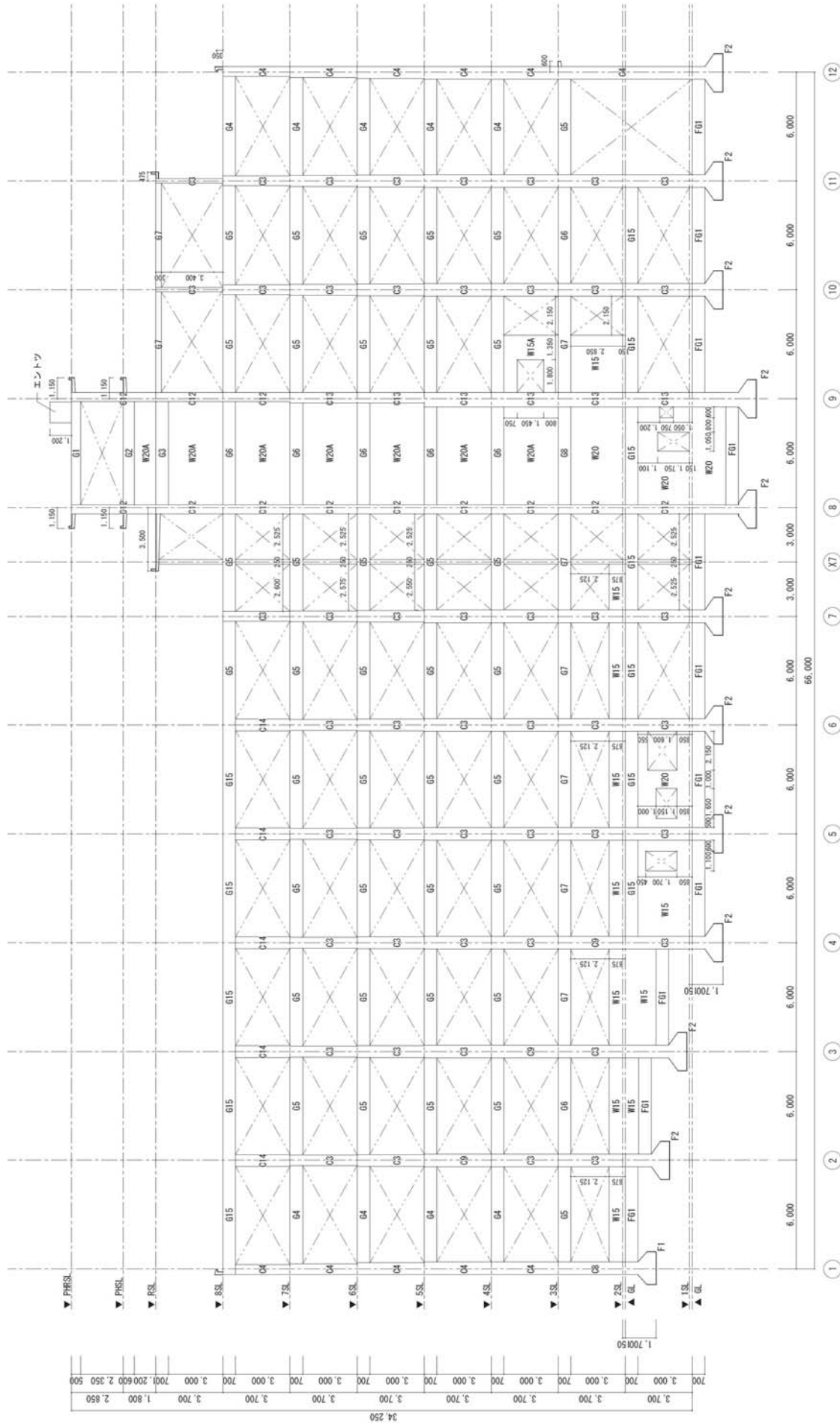
本庁舎の北側敷地内で、平成22年11月に2本のボーリング調査が行われている。土質調査から、本敷地の地質層序は、盛土層(深度 G.L. -0.50m)、風化凝灰角礫岩(深度 G.L. -0.50m～-2.00m)、輝緑凝灰岩(深度 G.L. -2.00m～-10.0m)となっている。PS 検層の結果は、風化凝灰角礫岩が $V_s=490\text{m/s}$ 、輝緑凝灰岩が $V_s=770\text{m/s}$ である。

本庁舎の一般事項は別表-1、構造概要は別表-2 に示す通りである。

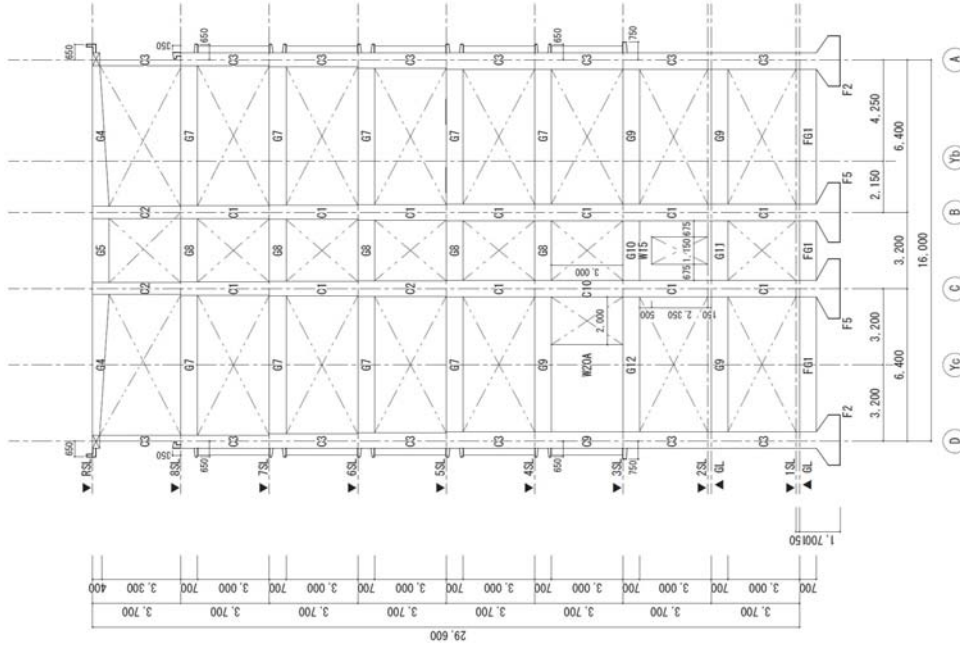




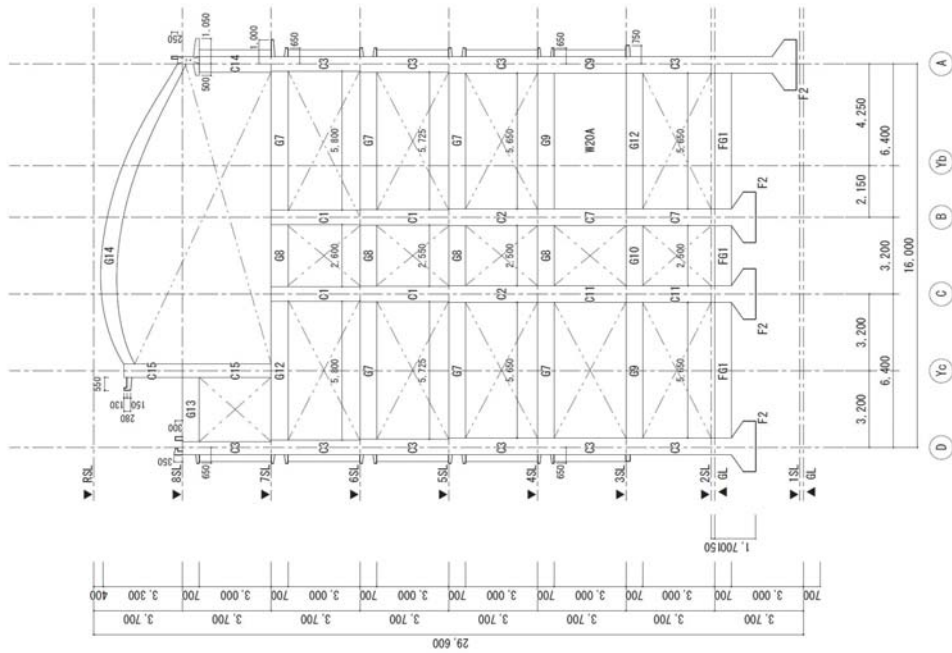
D7階-4 階組図 1/200



1F プレーン 軸組図 1/200



117F レーム 軸組図 1/200



3F レーム 軸組図 1/200

2. 現況建築物の調査および耐震診断

2.1 建築物調査

建築物調査概要は、別表-3 に示す通りである。

コンクリートの圧縮強度は、各階 3 本の供試体で圧縮強度試験を行い、設計基準強度 (150kg/cm²、14.7N/mm²) を上回ることから、本建築物の耐震診断時・耐震改修設計時のコンクリートの採用強度は、設計基準強度の 1.25 倍である 18.4N/mm²としている。なお、平成 22 年度調査によるコンクリートコアの採取位置は、不明であるとしている。

2.2 耐震診断

耐震診断は、1～7 階を本棟と階段室にゾーニングしており、多剛床となる 8 階は本棟を更にゾーニングして行っている。本建築物の耐震診断は、「2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」(財団法人日本建築防災協会)に準拠して行われており、下関市の指定により地震地域係数 $Z=0.80$ 、重要度係数 $U=1.25$ としている。

別表-4-1 より、本棟の構造耐震指標 I_s の最小値は X 方向では 0.15 (1 階)、Y 方向では 0.13 (7 階) であり、終局時累積強度指標と形状指標の積 $C_{TU} \cdot S_D$ の最小値は X 方向では 0.09 (5 階)、Y 方向では 0.13 (4, 5 階) である。

別表-4-2 より、階段室の構造耐震指標 I_s の最小値は X 方向では 0.07 (8 階)、Y 方向では 0.15 (1, 2 階) であり、終局時累積強度指標と形状指標の積 $C_{TU} \cdot S_D$ の最小値は X 方向では 0.07 (8 階)、Y 方向では 0.04 (2 階) である。

塔屋は、塔屋 1 階を第 1 次診断法、塔屋 2 階を第 2 次診断法で耐震診断が行われており、構造耐震指標 I_s の最小値は、塔屋 1 階が 0.98 (Y 方向)、塔屋 2 階が 0.76 (X・Y 方向共) である。

耐震診断の概要は、別表-4-1～別表-4-3 に示す通りである。

2.3 耐震診断結果の評価

耐震診断の結果により、本棟および階段室は、下関市の指定による目標耐震判定指標 ($I_{so}=0.60$ 、 $C_{TU} \cdot S_D \geq 0.30$ 、 $Z=0.80$ 、 $U=1.25$) を、全階で下回ることにより、「想定する地震動に対して所要の耐震性に疑問あり。」と判定されている。

塔屋は、下関市の指定による目標耐震判定指標を満足することにより、「安全 (想定する地震動に対して所要の耐震性を確保している。)」と判定されている。

3. 耐震改修計画

3.1 耐震改修計画方針

本建築物の耐震改修は、減衰材として「増幅機構付油圧制震ブレース（トグル制震装置）」を用いた制震改修であり、時刻歴応答解析法による性能検証法を用いて耐震安全性の検証を行っている。

本建築物の耐震改修計画の概要は、別表-5-1～別表-5-3 に示す通りである。

時刻歴応答解析に用いる耐震改修設計用の入力地震動は、平成 12 年建設省告示第 1461 号に示される解放工学的基盤 ($V_s \geq 400\text{m/s}$) における地震動の加速度応答スペクトルから作成した模擬地震動 3 波（位相は、HACHINOHE 1968 NS、JMA KOBE 1995 NS、および乱数）を採用している。観測波は、EL CENTRO 1940 NS、TAFT 1952 EW、HACHINOHE 1968 NS を採用している。

敷地内の PS 検層調査は、平成 22 年 11 月に地表から深度 G. L. -10.0m まで行われており、深度 G. L. -1.0m 付近から風化凝灰角礫岩 ($V_s=490\text{m/s}$) が確認されている。従って、解放工学的基盤の上端面は、基礎底面であるとしている。

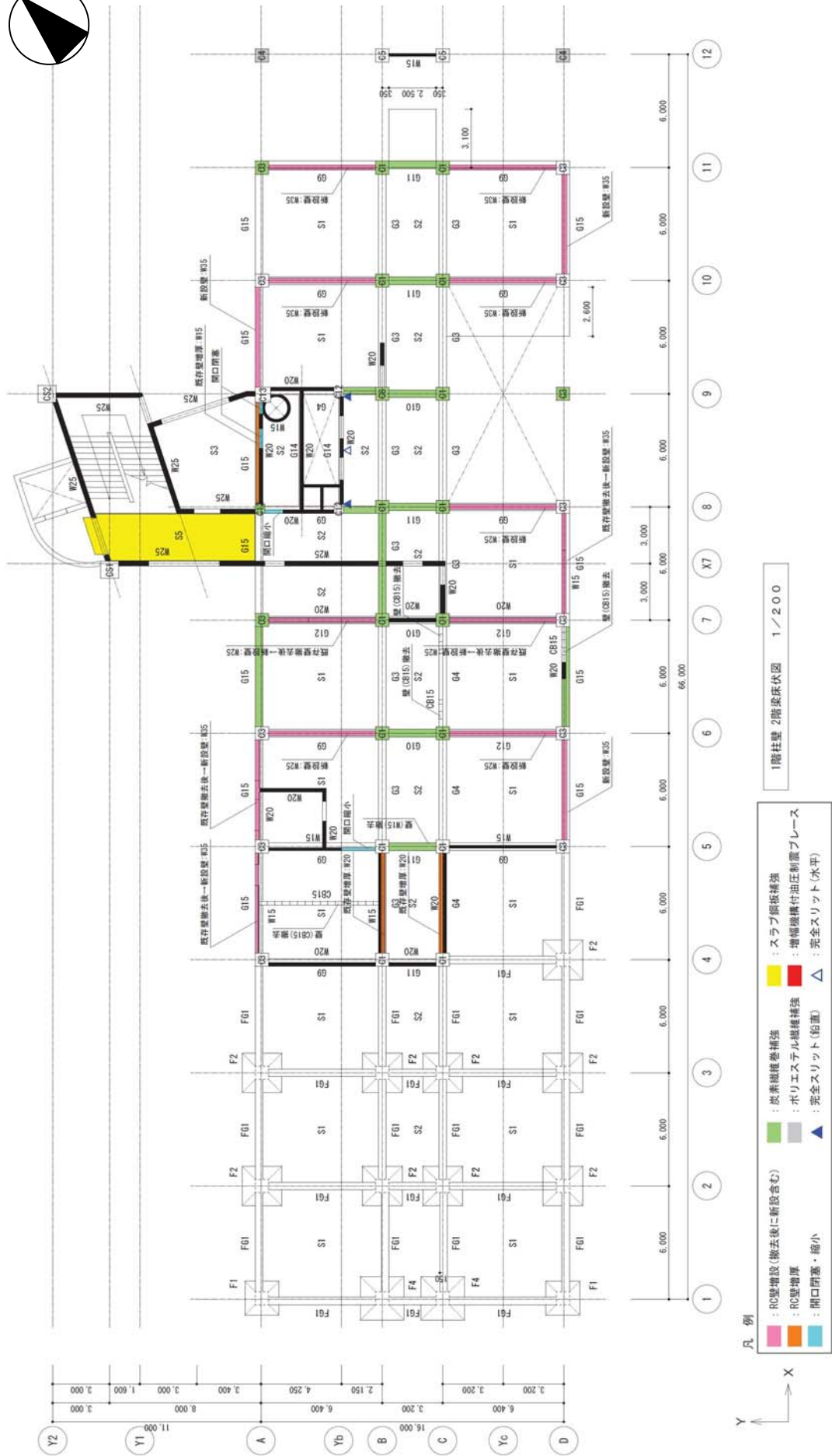
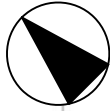
地震地域係数は、昭和 55 年建設省告示第 1793 号第 1 により、 $Z=0.8$ としている。

標準的観測波 3 波の強さは、最大速度で基準化することとし、極めて稀に発生する地震動（レベル 2 地震動）として 40cm/s としている。

耐震改修設計用の入力地震動の名称ならびに最大入力加速度等は、別表-6-1 に示す通りである。

3.2 耐震改修計画

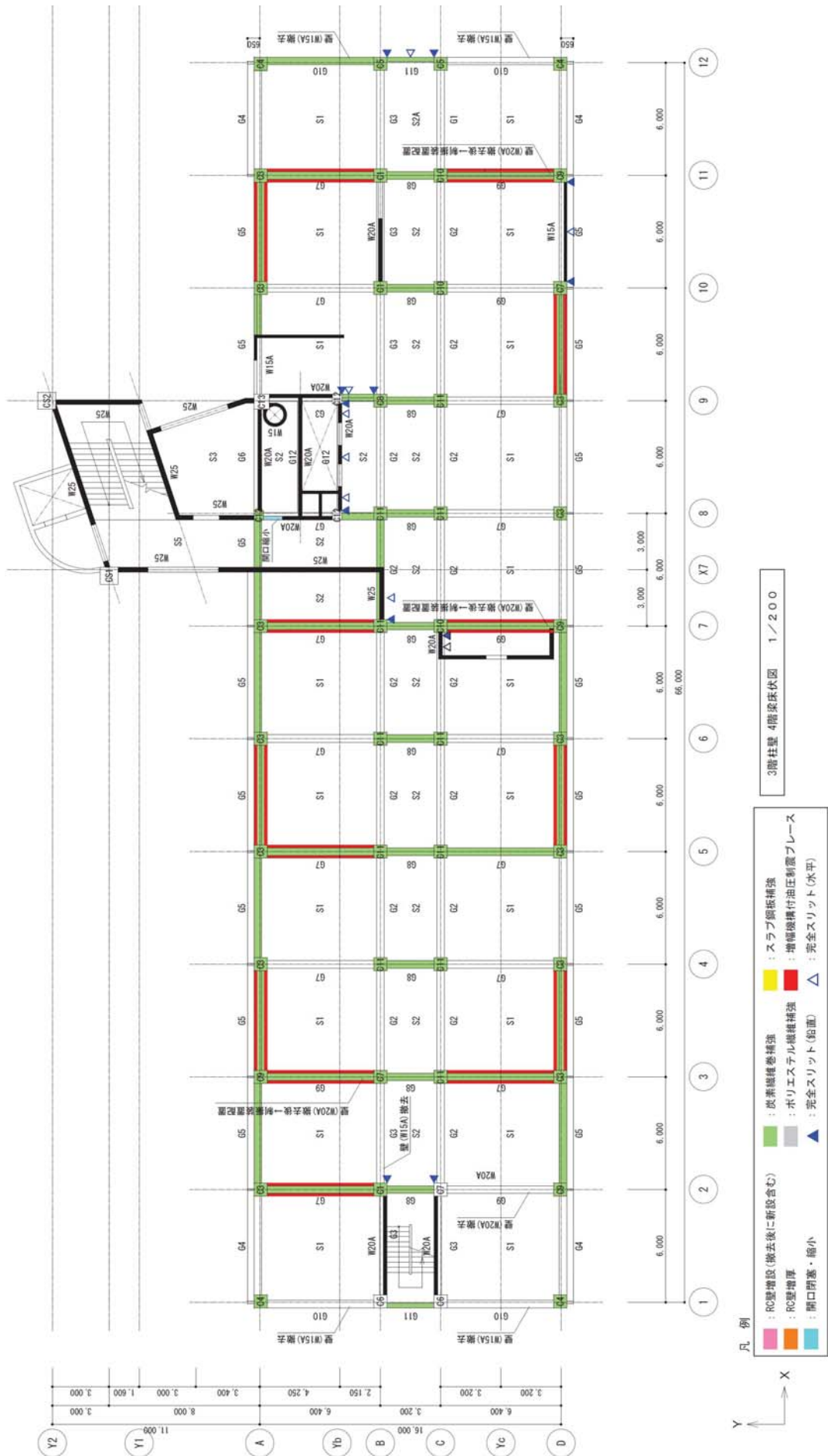
増幅機構付油圧制震ブレースは、X 方向では 50 基、Y 方向では 64 基配置しており、オイルダンパーは全て最大減衰力が 500kN 型のものを用いている。柱は、1～4 階の全ての部材に SRF 工法もしくは炭素繊維による巻立て補強を行い、その他の階では必要な部材に炭素繊維巻立て補強を行っている。柱の補強本数は、炭素繊維巻立て補強が 233 本、SRF 工法による補強が 6 本である。梁は、全て炭素繊維巻立て補強であり、X 方向では 65 本、Y 方向では 146 本である。耐力壁は、主として 1 階および 2 階に新設耐力壁の増設・増打ち補強・開口閉塞等が行われており、その数は、X 方向では 13 箇所、Y 方向では 18 箇所である。また、本棟と階段室を繋ぐ階段室内の床は、2 階床が鋼板によりせん断補強されている。その他、必要な個所に耐震スリット（完全スリット）を設けており、その数は、X 方向では 66 箇所、Y 方向では 61 箇所である。

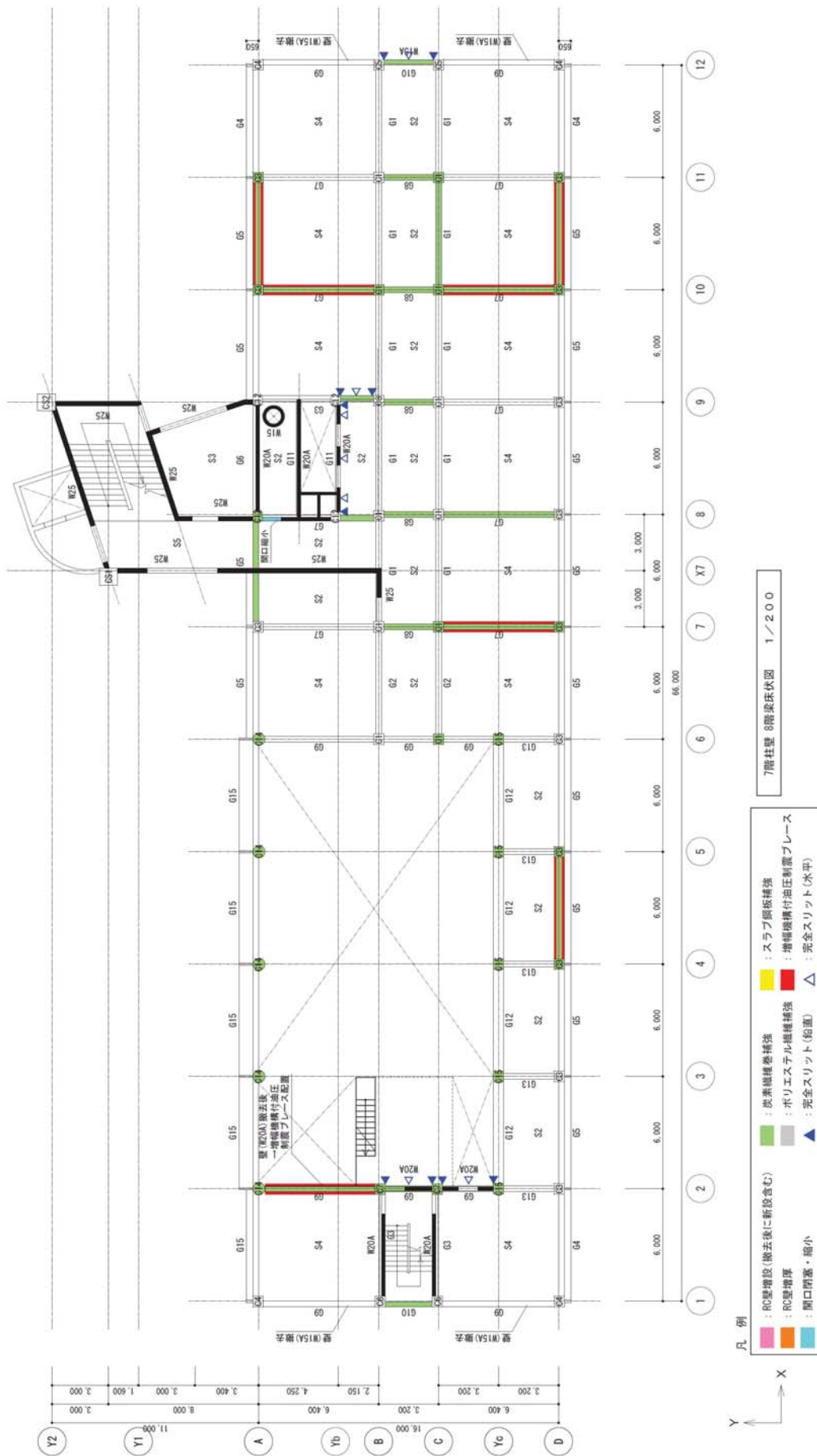


凡例

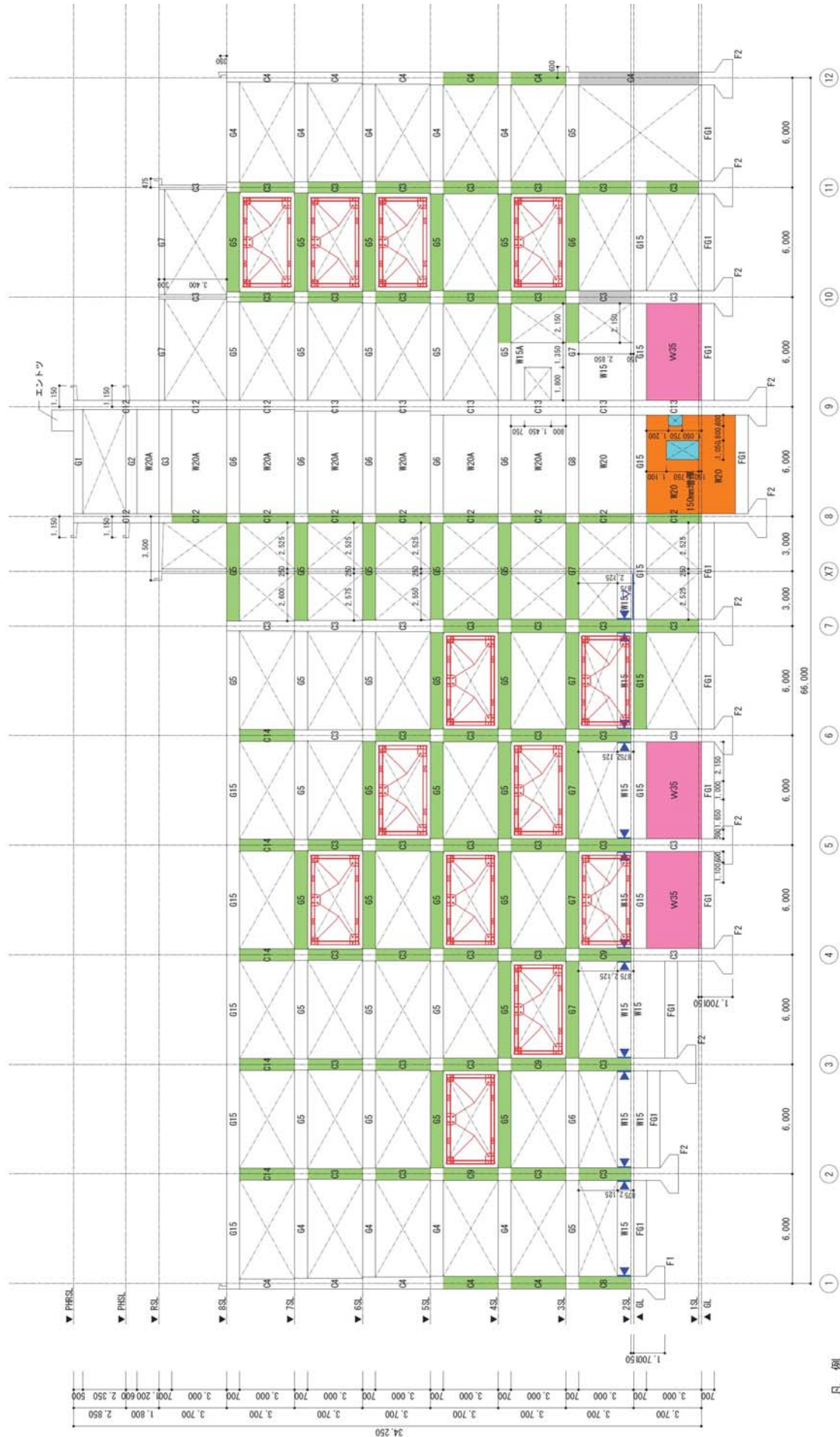
- : RC壁増設(撤去後に新設含む)
- : 政策繊維巻補強
- : RC壁増厚
- : 開口閉塞・縮小
- : スラブ筋鉄補強
- : 増幅繊維付油圧制震ブレース
- : ポリエステル繊維補強
- : 完全スリット(鉛重)
- ▲ : 完全スリット(水平)

1階柱壁・2階床状況 1/200









1/200
Aフレーム 軸組図

- 凡例
- : RC壁増設(撤去後に新設含む)
 - : 炭素繊維巻補強
 - : RC壁増厚
 - : ポリエステル繊維補強
 - : 開口閉塞・縮小
 - : 完全スリット(鉛直)
 - : 増幅機構付油圧制震ブレース
 - : 完全スリット(水平)



3.3 耐震改修設計

3.3.1 振動系モデル

時刻歴応答解析に用いる振動系モデルは、地上 8 階の立体骨組み振動系モデルとしている。なお、塔屋階は、当該位置に重量を考慮している。地震動の入力位置は、基礎底面位置としている。

骨組の減衰は、内部粘性型とし、1 次固有振動形に対して減衰定数を 0.03 として減衰マトリクスを作成している。減衰マトリクスは、瞬間剛性比例型としている。

柱・梁・耐力壁の骨格曲線は、曲げ強度およびせん断強度を忠実に表し、バイリニア型もしくはトリリニア型にモデル化している。柱および耐力壁の曲げ変形の履歴特性は、曲げモーメントと軸力の相互作用を弾塑性として考慮するMSモデルとし、鉄筋および鉄骨の材料特性はバイリニア剛性逡減型とし、コンクリートの材料特性はトリリニア剛性逡減型としている。梁の曲げ変形の履歴特性は、剛性逡減トリリニア型(武田モデル)としている。柱・梁・耐力壁のせん断変形の履歴特性は、原点指向型としている。

増幅機構付油圧制震ブレースは、増幅率を 2.0 として形状通りに配置している。そこに用いるオイルダンパーは、速度比例逆行バイリニア型(Maxwellモデル)としている。

3.3.2 固有振動解析

固有振動解析の結果から固有周期は、1 次が 0.67 秒(Y 方向+ねじれ振動)、2 次が 0.56 秒(Y 方向+ねじれ振動)、3 次が 0.55 秒(X 方向)である。

3.3.3 時刻歴応答解析

時刻歴応答解析は、解析方向を X・Y の 2 方向とし、既存建築物およびオイルダンパーの安全性の確認を行っている。時刻歴応答解析は、オイルダンパーの製造ばらつきなどの影響を考慮して、特性値が標準、特性値が-10%、特性値が+10%のときにおける解析をそれぞれ行っている。なお、目標耐震性能は別表-6-1 に示す通りとしている。

極めて稀に発生する地震動(レベル 2 地震動)時における最大応答値は、別表-6-2 に示す。

(1) 既存建築物の応答および安全性の確認

極めて稀に発生する地震動時の骨組の最大応答層間変形角は、X 方向では 1/219 (5・6 階: EL CENTRO 1940 NS 成分波)、Y 方向では 1/215 (5 階: EL CENTRO 1940 NS 成分波)で、目標耐震設計クライテリア(層間変形角 \leq 1/200)を満足している。

柱および梁は、せん断降伏を生じないことを確認している。なお、梁の最大応答曲げ塑性率は、X 方向では 5.0 を超える部材が 0.7%であり、Y 方向では増幅機構付油圧制震ブレースが取付く箇所で 10 を超える部材が存在するが 2.2%と極めて少なく、建

物全体としては問題の無いことを確認している。

耐力壁は、本棟ではせん断降伏する部材は無く、階段室の1～3階にせん断降伏する部材が生じるが、該当架構のこれらの階の最大応答層間変形角は1/237であり、目標耐震設計クライテリアを満足している。

(2) オイルダンパーの応答および安全性の確認

極めて稀に発生する地震動時のオイルダンパーの応答は、X方向では、EL CENTRO 1940 NS 成分波により3階で発生しており、最大応答速度 365.1mm/s、最大応答減衰力 464.2kN である。Y方向では、EL CENTRO 1940 NS 成分波により4階で発生しており、最大応答速度 398.6mm/s、最大応答減衰力 463.0kN である。これらの数値は、目標耐震設計クライテリア（最大応答速度が 600mm/s 以下、最大応答減衰力 500kN 以下）を満足している。

(3) 基礎の安全性の確認

極めて稀に発生する地震動時の基礎の最大接地圧は、X方向では 1,785.2kN/m² であり、Y方向では 1,994.9kN/m² である。これらの数値は、床付け地盤の極限支持力度 3,000kN/m² 以下であり、目標耐震設計クライテリアを満足している。

4. 所見

本建築物の耐震診断は、「2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」（財団法人日本建築防災協会）に従っており、適切であると認める。

本建築物の補強後の耐震性能は、極めて稀に発生する地震動時における時刻歴地震応答解析の結果、既存建築物およびオイルダンパーのいずれの応答も目標耐震設計クライテリアを満足していることを確認している。本建築物の耐震改修計画は、極めて稀に発生する地震動に対して、建築技術上の見地から適切であると認める。

2.構造概要

		X方向(桁行方向)	Y方向(張間方向)	
		構造概要	構造種別	鉄筋コンクリート造
構	造	骨組形式	耐力壁付ラーメン構造	耐力壁付ラーメン構造
		材料種別	コンクリート:Fc=150kg/cm ³ 鉄筋:SR24	
造	地盤・基礎概要	地盤種別	第1種地盤	
		液状化の有無	無し	
		支持層	風化凝灰角礫岩 (深さ:GL-1.7m)	
		基礎・地業	直接基礎(長期許容支持力度:1000kN/m ²)	
		基礎工法	-	
概	要	構造的特徴	本建物は、昭和27年に設計された鉄筋コンクリート造8階建て(塔屋2階)の庁舎で、桁行、張間方向ともに耐力壁付きラーメン構造の建築物である。近隣に増築建物が存在するが、解体予定となっている。一部階段室が突出しているが形状的にはほぼ整形な建物である。8階にアーチ状の屋根が存在する。	
		下階壁抜け柱	(有)無し 2階C通り1軸,2軸柱。2階B通り1軸,2軸柱。1~4階B通り6軸,7軸柱。 7階2通りYc軸,C軸,B軸柱。2~6階2通りC軸,B軸柱。2階3通りB軸,A軸柱。 7階6通りYc軸,C軸,B軸柱。1,3,4階6通りD軸,C軸柱。1~6階6通りB軸柱。 3階9通りB軸,Yb軸柱。1~2階12通りD軸,A軸柱。	
		9mを超えるRC造・SRC造大スパン梁	(有)無し 8階:3~5通りYc~A間梁	
		長さ2mを超える片持ちスラブ片持ち梁	(有)無し R階B通りD-A軸間。 塔屋2,塔屋R階Yb軸8~9軸間。 塔屋2,塔屋R階A軸8~9軸間。	
		コンクリートブロック壁	(有)無し 1階D通り6~7軸間。 1階C通り6~7軸間。	
		その他	特に無し	

3. 建物調査概要

図 書 照 合	図書の有無	建築図	(有 無)	
		構造図	(有 無)	
		構造計算書	(有 無)	
		地盤調査報告書	(有 無)	
	図書との照合	整合		
		不整合	<p>各階において、壁の有無及び壁開口寸法等に不整合を確認した。 9-10フレーム間B-A軸間の2階～3階にかけて既存図書には存在しない階段が設けられている。 11-12フレーム間D-C軸間の2階～3階にかけて建設当初は螺旋階段が存在していたが、撤去されている。 1階の一部の壁が、既存図書ではRC壁であるがCB壁に変更されている。 1階Dフレーム6-7軸間に既存図書には存在しないRC壁及びCB壁が設けられている。</p>	
	建 築 物 調 査 概 要	コンクリート	設計基準強度	$F_c = 150 \text{ kg/cm}^2 (14.7 \text{ N/mm}^2)$
			診断時強度	PH,8F: 18.4 N/mm^2 7F: 18.4 N/mm^2 6F: 18.4 N/mm^2 5F: 18.4 N/mm^2 4F: 18.4 N/mm^2 3F: 18.4 N/mm^2 2F: 18.4 N/mm^2 1F: 18.4 N/mm^2
			圧縮試験強度(推定強度)	PH,8F: 22.4 N/mm^2 7F: 24.8 N/mm^2 6F: 25.0 N/mm^2 5F: 22.0 N/mm^2 4F: 25.6 N/mm^2 3F: 24.2 N/mm^2 2F: 22.6 N/mm^2 1F: 27.9 N/mm^2
			標準偏差	PH,8F: 6.0 N/mm^2 7F: 5.9 N/mm^2 6F: 2.4 N/mm^2 5F: 6.6 N/mm^2 4F: 1.5 N/mm^2 3F: 3.9 N/mm^2 2F: 2.6 N/mm^2 1F: 13.8 N/mm^2
調査個数			24ヶ所 (平成22年度調査のコア採取位置は不明)	
中性化深さ			調査個数 8ヶ所 最小値 0.0 mm 最大値 38.0 mm 平均値 13.2 mm	
鉄筋		主筋(材質)	SR24(柱・梁主筋)	
		診断時降伏点強度	294 N/mm^2	
		横補強筋・壁筋(材質)	SR24	
鉄骨		診断時降伏点強度	294 N/mm^2	
	配筋状態	設計図書による		
	鉄骨(材質)	---		
外観劣化	診断時降伏点強度	---		
	ボルト調査結果	---		
外観劣化	外壁・内壁にひび割れ、外壁タイルに剥離及び剥落、スラブより漏水が確認できた。			
不同沈下	建物強度に影響を及ぼす不同沈下は見られない。			
避難時に支障がある部分の非構造部材の所見	特に無し			
調査結果についての所見	<p>平成8年に「コア抜き取りによるコンクリート圧縮試験」、平成22年に「図面照合・実測調査、ひび割れ調査、コンクリートコア圧縮試験・コンクリート中性化深さ試験、鉄筋かぶり厚さ・腐食度調査・帯筋端部90°状況調査、建物傾斜及び床面のレベル測定(不同沈下測定)」、今回「建物の使用状況・図面照合(増築の有無など)、部材断面調査(柱の断面、壁の開口形状)」を段階的に実施した。 平成22年のコンクリートコア調査位置は不明であるが、診断を行った市より、本建物の結果である報告を受けたため、その調査結果を採用した。 コンクリート圧縮強度試験結果より、各階において推定強度が$22.0 \sim 27.9 \text{ N/mm}^2$となり、設計基準強度$14.7 \text{ N/mm}^2$を全階で上回る結果となった。したがって、設計基準強度の1.25倍したものと推定強度を比較し、低い値を診断強度とし採用した。結果、全階共に18.4 N/mm^2を診断強度とした。 コンクリート中性化試験結果より、中性化が部分的に進行していた。 又、柱・梁のひび割れ等を経年指標に反映させた結果$T=0.98$程度となるが、建物の経過年数を考慮し、$T=0.950$とし診断を行った。</p>			

4. 耐震診断の概要 <診断評価取得:日本ERI(株)、第ERI-SIA14009号、平成27年3月30日> (診断評価取得時の概要を転記す)

耐震診断の概要	診断基準	「2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」 (財)日本建築防災協会							診断回数	3次診断	
	計算プログラム	診断計算プログラム: 株式会社 構造システム 「DOC-3次診断Ver4.1 データベース番号6.6.0.9」 建築物の重量・柱軸力・偏心率・剛性率等: 株式会社 構造システム 「DOC-3次診断Ver4.1 データベース番号6.6.0.9」									
	判定指標	Iso= 0.60 $C_{TU} \cdot S_D \geq 0.30$ Z=0.80 U=1.25 (下関市の指定による)									
	耐震診断の結果	Iso=Es×Z×G×U=0.60×0.80×1.00×1.25=0.60 $C_{TU} \cdot S_D=0.30 \times Z \times G \times U=0.30 \times 0.80 \times 1.00 \times 1.25=0.30$ Es=0.60、Z=0.80、G=1.0、U=1.25(Ⅱ類相当) ゾーン1:1~7階 X方向(桁行方向) $I_s=E_0 \times S_D \times T$ 経年指標T= 0.950									
		階		C	F	破壊形式	E_0	S_D	I_s	$C_{TU} \cdot S_D$	判定
		7	(4)式	-0.01 0.54	1.50 2.00	CB, BB, WB, WR	0.558	0.975	0.51	0.27	NG
		6	(4)式	0.05 0.45	1.00 1.50	CS, CB, BB, WCS, WB, WR	0.413	0.975	0.38	0.26	NG
		5	(4)式	0.24 -0.01 0.17	1.00 1.50 2.00	CB, BS, BB, WS, WB, WR	0.286	0.784	0.21	0.09	NG
		4	(4)式	0.05 0.36	1.00 1.40	CS, CB, BS, BB, WCS, WCB, WB, WR	0.382	0.975	0.35	0.26	NG
		3	(4)式	0.10 0.26	1.00 1.27	CB, BS, BB, WCS, WCB, CWB, WS, WB, WR	0.292	0.967	0.26	0.21	NG
		2	(5)式	0.24	1.00	CWSS, CS, CB, BS, BB, WCS, WS, WR	0.216	0.850	0.17	0.18	NG
		1	(5)式	0.17	1.00	CS, CB, BS, BB, WCB, WS, WR	0.170	0.975	0.15	0.16	NG
		ゾーン1:1~7階 Y方向(張間方向) $I_s=E_0 \times S_D \times T$ 経年指標T= 0.95									
		階		C	F	破壊形式	E_0	S_D	I_s	$C_{TU} \cdot S_D$	判定
		7	(5)式	0.43	1.00	CS, CB, BS, BB, CWS, WCS, WCB, WS, WB, WR	0.223	0.650	0.13	0.14	NG
6		(4)式	0.03 0.44	1.00 1.27	CB, BB, BS, CWB, WCB, WCS, WB, WR	0.345	0.838	0.27	0.22	NG	
5		(4)式	0.19 0.24	1.00 1.50	CB, BS, BB, CWB, WCS, WCB, WS, WB, WR	0.279	0.783	0.20	0.13	NG	
4	(4)式	0.17 0.22	1.00 1.50	CB, CS, BB, BS, WCB, WCS, WS, WB, WR	0.281	0.813	0.21	0.13	NG		
3	(5)式	0.31	1.00	CS, CB, BB, BS, CWS, CWB, WCS, WCB, WS, WB, WR	0.258	0.734	0.17	0.18	NG		
2	(5)式	0.28	1.00	CS, CB, BS, BB, WCS, WS, WB, WR	0.258	0.650	0.15	0.16	NG		
1	(5)式	0.23	1.00	CS, CB, BS, BB, WS, WR	0.226	0.650	0.14	0.14	NG		
凡例 CB: 曲げ柱、CS: せん断柱、BB: 曲げ梁支配型柱、BS: せん断梁支配型柱、 CWB: 曲げ袖壁付柱、CWS: せん断袖壁付柱 WCB: 曲げ柱付壁、WCS: せん断柱付壁、WB: 曲げ壁、WS: せん断壁、WR: 回転壁											
ゾーン1:8階 X方向(桁行方向) $I_s=E_0 \times S_D \times T$ 経年指標T= 0.95											
階		C	F	破壊形式	E_0	S_D	I_s	$C_{TU} \cdot S_D$	判定		
8	(5)式	1.84	1.00	CB, CS, BB, WCS	0.715	0.604	0.41	0.43	NG		
Y方向(張間方向) $I_s=E_0 \times S_D \times T$ 経年指標T= 0.95											
階		C	F	破壊形式	E_0	S_D	I_s	$C_{TU} \cdot S_D$	判定		
8	(5)式	4.62	1.00	CB, WCS, WS	1.798	0.573	0.97	1.03	OK		
ゾーン2:8階 X方向(桁行方向) $I_s=E_0 \times S_D \times T$ 経年指標T= 0.95											
階		C	F	破壊形式	E_0	S_D	I_s	$C_{TU} \cdot S_D$	判定		
8	(4)式	0.19 0.61	1.00 1.27	CB, BB, WCB, WCS, WB	0.311	0.604	0.17	0.14	NG		
Y方向(張間方向) $I_s=E_0 \times S_D \times T$ 経年指標T= 0.95											
階		C	F	破壊形式	E_0	S_D	I_s	$C_{TU} \cdot S_D$	判定		
8	(5)式	0.93	1.00	CS, CB, BB, BS, WCS, WS	0.361	0.573	0.19	0.20	NG		
凡例 CB: 曲げ柱、CS: せん断柱、BB: 曲げ梁支配型柱、BS: せん断梁支配型柱、 CWB: 曲げ袖壁付柱、CWS: せん断袖壁付柱 WCB: 曲げ柱付壁、WCS: せん断柱付壁、WB: 曲げ壁、WS: せん断壁、WR: 回転壁											

耐震診断の概要

耐震診断の結果

ゾーン3:階段室									
X方向(桁行方向)				$I_s=E_0 \times S_D \times T$			経年指標 $T=0.950$		
階		C	F	破壊形式	E_0	S_D	I_s	$C_{TU} \cdot S_D$	判定
8	(5)式	0.28	1.00	WS,WR	0.126	0.604	0.07	0.07	NG
7	(5)式	0.26	1.00	WS,WR	0.146	0.975	0.13	0.14	NG
6	(5)式	0.24	1.00	WS,WR	0.154	0.975	0.14	0.15	NG
5	(5)式	0.23	1.00	WS,WR	0.161	0.784	0.11	0.12	NG
4	(5)式	0.21	1.00	WS,WR	0.166	0.975	0.15	0.16	NG
3	(5)式	0.20	1.00	WS,WR	0.170	0.967	0.15	0.16	NG
2	(5)式	0.20	1.00	WS,WR	0.180	0.850	0.14	0.15	NG
1	(5)式	0.18	1.00	WS,WR	0.182	0.975	0.16	0.17	NG
Y方向(張間方向)									
				$I_s=E_0 \times S_D \times T$			経年指標 $T=0.95$		
階		C	F	破壊形式	E_0	S_D	I_s	$C_{TU} \cdot S_D$	判定
8	(4)式	1.36	1.00	WCB,WR	0.665	0.573	0.36	0.06	NG
		-0.22	1.40						
		0.26	2.00						
7	(5)式	0.74	1.00	WCB,WR	0.415	0.650	0.25	0.27	NG
6	(5)式	0.54	1.00	WCB,WR	0.350	0.838	0.27	0.29	NG
5	(5)式	0.38	1.00	WCB,WR	0.270	0.783	0.20	0.21	NG
4	(5)式	0.40	1.00	WCB,WR	0.314	0.813	0.24	0.25	NG
3	(5)式	0.33	1.00	WCB,WR	0.277	0.734	0.19	0.20	NG
2	(4)式	0.18	1.00	CWB,WCB,WR	0.250	0.650	0.15	0.04	NG
		0.08	2.60						
		0.13	1.00						
1	(4)式	-0.01	1.75	WCB,WR	0.251	0.650	0.15	0.07	NG
		0.11	2.00						
凡例									
CB: 曲げ柱, CS: せん断柱, BB: 曲げ梁支配型柱, BS: せん断梁支配型柱,									
CWB: 曲げ袖壁付柱, CWS: せん断袖壁付柱									
WCB: 曲げ柱付壁, WCS: せん断柱付壁, WB: 曲げ壁, WS: せん断壁, WR: 回転壁									
※耐力ピーク値が負の値となるため、 $C_{TU} \cdot S_D$ は算定不能									
塔屋2階(2次診断、判定指標 $I_{so}=0.60$ (3次診断の判定指標に倣う)(下関市の指定による))									
X方向(桁行方向)				$I_s=E_0 \times S_D \times T$			経年指標 $T=0.950$		
階		C	F	破壊形式	E_0	S_D	I_s	$C_{TU} \cdot S_D$	判定
PH2	(5)式	1.03	2.40	CB	0.825	0.975	0.76	0.33	OK
Y方向(張間方向)				$I_s=E_0 \times S_D \times T$			経年指標 $T=0.95$		
階		C	F	破壊形式	E_0	S_D	I_s	$C_{TU} \cdot S_D$	判定
PH2	(5)式	1.03	2.40	CB	0.825	0.975	0.76	0.33	OK
塔屋1階(1次診断、判定指標 $I_{so}=0.80$ (下関市の指定による))									
$I_{so}=E_s \times Z \times G \times U=0.80 \times 0.80 \times 1.00 \times 1.25=0.80$									
X方向(桁行方向)				$I_s=E_0 \times S_D \times T$			経年指標 $T=0.80$		
階		C	F	破壊形式	E_0	S_D	I_s	$C_{TU} \cdot S_D$	判定
PH1	-	5.68	1.00	-	1.892	0.975	1.47	-	OK
Y方向(張間方向)				$I_s=E_0 \times S_D \times T$			経年指標 $T=0.80$		
階		C	F	破壊形式	E_0	S_D	I_s	$C_{TU} \cdot S_D$	判定
PH1	-	3.80	1.00	-	1.266	0.975	0.98	-	OK

別表-4-2

耐震診断の概要	計算方針	<p>【計算方針】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本建物は、本棟、塔屋、階段室に分けて耐震診断を行う。また、本棟の8階は、1～6フレームと8～12フレームでわかれている為、ゾーニングを行う。 ・耐震判定指標は、$I_s \geq 0.60$、かつ、$C_{TU} \cdot S_D \geq 0.30$とする。 ・第3次診断法による解析方法は、静的弾塑性漸増解析法(荷重増分法)を採用する。 ・コンクリート強度は、現地調査結果より、全階$18.4N/mm^2$を採用する。 ・終局耐力は、いずれかの階が層間変形角$1/100rad$に達した時点とする。 ・部材耐力は診断基準に従い算出する。 ・F値の評価は、部材破壊種別ごとに診断基準に従い算出する。 ・保有性能基本指標E_o算定における外力分布による補正係数は、$1/A_i$とする。 ・形状指標S_Dにおける平面剛性・断面剛性は、偏心率及び剛性率を精算した値を用いる。また、形状指標に採用する値は、建物全体と各ゾーニングによる形状指標算出結果の最も低い値を採用する。 ・経年指標Tは、診断基準では$T=0.980$となるが、建築年数・不可視部分の劣化を考慮して、$T=0.950$を採用する。 <p>【モデル化方針】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・近隣建物及び一体の議会棟は、解体予定(平成27年度)のため、荷重は考慮しない。 ・突出した階段室は、RC床の水平力伝達ができない事から分離モデルとする。 ・塔屋の診断は、本体とは別に行い、塔屋1階は1次診断、塔屋2階は2次診断とする。 ・8階部分は、シェル屋根部分と事務室部分は剛床仮定が成立しないため、ゾーニングを行い診断する。 ・7階大会議室のシェル屋根は、重量を算出し各柱に追加重量としてモデル化する。 ・雑壁の剛性は、n倍法により評価し、n値=1.0とする。 ・本庁舎1階は、土圧を4、5フレームのみしか受けていないことから地下階扱いをしないこととする。1階の耐力は片土圧をうける為、全体の水平耐力Q_uから土圧作用方向の水平力を差し引いて行う。 ・コンクリートブロック壁は、重量のみ考慮する。 ・長さ45cm以上かつ厚さ10cmを超えるフレーム構内内の雑壁は$\tau = 1.0N/mm^2$を上限として耐力を考慮する。なお、耐力を考慮する雑壁の破壊形式はせん断破壊とし、そのF値は1.0とする。 ・フレーム外の雑壁の耐力は考慮しない。 ・柱のフープ筋が90°フックであるため、診断基準に従い、柱フープ筋間隔を1.5倍の300ピッチとしてモデル化する。 ・別検討とした塔屋の診断は、塔屋1階については、全フレーム耐力壁となっている為、第1次診断法とし、塔屋2階は2次診断とする。なお、各階共に$A_i=3.0$とする。 ・階段室のモデル化は、全体モデルを採用し診断を行うが、D～Aフレームの部材の耐力及び剛性は考慮せず、階段室の部材により耐力及び剛性を考慮し診断を行う。柱幅・せいについては壁厚250mmとする。梁幅は壁厚250mmとし、梁せいは壁長の0.2倍程度とする。壁の配筋に倣いモデル化を行う。EV室は荷重は考慮し、雑壁の剛性・耐力は評価しない。 ・第2種構造要素の判定における残存軸耐力N_rは、診断基準に従って算定する。 ・下階壁抜け柱の検討は、立体フレームモデルによる増分解析より算出される軸力を採用して行う。 <p>【基礎】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・1階及び2階の支持条件は、地盤剛性、浮上り抵抗力、極限鉛直支持力を考慮する。 ・鉛直地盤剛性は、地盤調査結果による地盤変形係数より表層及び深層の地盤剛性を求め、等価剛性を算出する。 ・浮上り抵抗力は、基礎重量(基礎フーチング+土かぶり重量)とする。 ・極限鉛直支持力は、地盤調査結果による内部摩擦角と粘着力を使用して算出した値と建築基準法施行令第93条による値を考慮し算出した長期許容支持力度を3倍した値に基礎面積を乗じた値を採用する。 ・水平剛性はPS検層結果によるポアソン比、密度、せん断波速度により算出した水平剛性とする。水平方向の抵抗力として直接基礎の摩擦抵抗力を考慮する。
	考察	<ul style="list-style-type: none"> ・X方向の形状指標は、8,5,3,2階において偏心率により減点を受ける。剛性率においても8階で減点を受ける。 ・Y方向の形状指標は、全階共に偏心率により減点を受け、剛性率においても8階で減点を受ける。 ・構造耐震指標はX方向$I_s=0.15 \sim 0.51$、Y方向は$I_s=0.13 \sim 0.27$となっており、「想定する地震動に対して所要の耐震性に疑問あり」となる結果となった。 ・下階壁抜け柱の検討結果、軸力保持能力($0.4bDF_c$、$P_w < 0.2\%$)を超える柱が多数存在しており、第2種構造要素となるため、柱の軸耐力補強を講じる必要がある。 ・塔屋2階は、I_s値は目標とする耐震判定指標をX・Y方向共に上回り、「安全(想定する地震動に対して所要の耐震性を確保している)」となる。 ・塔屋1階は、I_s値は目標とする耐震判定指標をX・Y方向共に上回り、「安全(想定する地震動に対して所要の耐震性を確保している)」となる。 ・階段部分の構造耐震指標は、X方向$I_s=0.07 \sim 0.16$、Y方向は$I_s=0.15 \sim 0.36$となっており、「想定する地震動に対して所要の耐震性に疑問あり」となる結果となった。 ・2.0mを超える片持ち庇は、鉛直震度$k=1.0$に地域係数$Z=0.80$を考慮した値により検討した結果、短期許容応力度を超える庇が存在しない。したがって、所要の耐震性能を満足する。
	特記事項	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリートブロック壁は、配筋状況、モルタル充填状況、柱・梁への鉄筋定着状況を改修時に調査し、大地震時に倒壊の恐れがある場合には撤去または倒壊防止の措置を講じる必要がある。

5. 耐震改修計画の概要

耐震改修計画の概要	診断基準	制震改修の為、時刻歴応答解析により耐震安全性の検証を行う。			
	改修指針	「2001年改訂版 既存コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説」((財)日本建築防災協会) 「官庁施設の総合耐震診断・改修基準及び同解説 平成8年度版」((財)建築保全センター) 「既存鉄筋コンクリート造建築物の免震・制震による耐震改修ガイドライン」((財)日本建築防災協会) 「トグル制震装置の設計・施工に関する技術指針」(社団法人 建築研究振興協会) 「アドバンス制震システム設計施工指針2015年1月」(一般財団法人ベターリビング) 「ディスクシアキーを用いた補強接合部の設計施工マニュアル 2014年3月28日」 (一般社団法人 建築研究振興協会) 「鋼管コッター (TO-STC) 工法-鋼管コッターを用いた耐震補強工法-(改訂5) 2012年3月」 (一般財団法人 日本建築総合試験所) 「SRF工法設計・施工指針 同解説 2007年7月」((財)日本建築防災協会) 「既存建築物の耐震改修設計施工指針 SR-CF工法 技術評価資料 2011年7月」 (建築物等防災技術評価委員会)			
	補強目標			極めて稀に発生する地震動	
		応答層間変形角		1/200以下	
		降伏メカニズム	柱	柱部材に脆性破壊を生じさせない。	
			梁	梁部材に脆性破壊を生じさせない。	
			耐震壁	原則として、せん断破壊を生じさせない。但し、せん断降伏をした場合は、層間変形角が1/200以下であることを確認する。	
		柱軸力比		RC柱:0.4以下、炭素繊維巻補強柱:0.5以下 SRF補強柱:1.0以下	
		地盤		極限支持力度以下(極限支持力度=3000kN/m ²)	
	オイルダンパー	減衰力	500kN以下		
変位		±110mm以下			
速度		600mm/s以下			
補強方針	<ul style="list-style-type: none"> ・本建物は、大地震時に建物の倒壊・崩壊を防止することを目標とする。 ・補強後の使用性を考慮し、高性能な制震補強部材を配置して補強箇所数を低減する。 ・制震装置は、増幅機構付油圧ブレース(トグル制震工法若しくはアドバンス制震工法)を採用する。 ・制震フレームと既存躯体との間接接合部は、トグル制震工法はディスクシアキーと鋼管コッターの併記、アドバンス制震工法は鋼管コッターとする。 ・使用するダンパーは、既存躯体に対する負担を可能な限り軽減するために、減衰力が比較的小さい50tダンパーを使用する。 ・制震ブレースの配置は補強後の使用性を考慮して外壁部を基本とする。 ・付加軸力の増大を極力抑えるために、X方向は連層配置とならないように補強箇所を決定する。 ・スパンが少ないY方向は、やむを得ず連層配置となるため、制震装置からの付加軸力を考慮して軸力比の確認を行う。 ・目標耐震性は、極めて稀に発生する地震動(最大速度40cm/sに基準化した代表観測波3波、告示波3波)に対して、上記の補強目標を満足することを確認する。 ・1階は土圧壁の壁にスリットが切れない事、2階基礎との関係から強度型補強とし、2階以上は階段壁以外の壁には構造スリットを設けて、靱性能の確保と制震補強効果を向上させる計画とする。 ・階段壁下部の下階壁抜け柱となる部分は、開口閉塞により耐震壁となるよう補強を行う。 ・診断において、せん断柱と判定された柱、軸耐力が不足している柱は炭素繊維巻補強若しくはSRF補強を行い、靱性能の向上を図る。 ・制震補強部材の応力伝達を確実にするため、補強部材周辺の柱には補強を行う。 ・1階～4階の柱は、やむを得ず下階壁抜けとなる柱が多く、靱性能も低いいため、全数補強を行う。 ・時刻歴応答解析を行う建物モデルは、立体モデルで行う。その際、ソフトの性能上X方向・Y方向で剛域の設定などの微小な違いがあるため、X方向Y方向でそれぞれモデルを変えて検討する。 ・「官庁施設の総合耐震計画基準」において、時刻歴応答解析によらない場合のRC建物の大地震時の層間変形角の制限を1/200とする規定があるため、本建物でもそれを準用し、最大応答層間変形角を1/200とする。 ・電子機器のような精密機械は存在せず、応答加速度の制約はない。 ・2階の耐震壁は、開口縮小を行い連層耐震壁として曲げ破壊型になるようにし、脆性破壊とならないようにする。また、強度型補強とした1階の耐震壁についても、開口縮小、開口閉塞、増厚を行い、脆性破壊しないよう補強を施す。 ・耐力壁にせん断破壊が生じた場合は、せん断破壊後も耐力壁を維持する変形能があることを確認する。 				

耐震改修計画の概要	補強工法	X方向(桁行方向)										
		階	増幅機構付油圧制震ブレース		炭素繊維巻補強		構造スリット	壁増設	壁増打	開口閉塞 開口縮小	SRF工法	スラブ補強
			構面数	基数	柱	梁						
					箇所	箇所	箇所	箇所	箇所	箇所	箇所	箇所
		8	1	2	18	1	12	-	-	-	-	-
		7	3	6	25	5	3	-	-	-	-	-
		6	3	6	23	6	5	-	-	-	-	-
		5	3	6	27	7	5	-	-	-	-	-
		4	5	10	43	12	8	-	-	-	-	-
		3	6	12	44	14	10	-	-	-	-	-
		2	4	8	37	17	20	-	1	2	-	1
		1	-	-	16	3	3	6	3	1	-	-
		計	25	50	233	65	66	6	4	3	0	1
		Y方向(張間方向)										
		階	増幅機構付油圧制震ブレース		炭素繊維巻補強		構造スリット	壁増設	壁増打	開口閉塞	SRF工法	スラブ補強
			構面数	基数	柱	梁						
					箇所	箇所	箇所	箇所	箇所	箇所	箇所	箇所
		8	-	-	-	8	9	-	-	1	-	-
		7	4	8	-	15	12	-	-	1	-	-
	6	5	10	-	27	8	-	-	1	-	-	
5	5	10	-	21	8	-	-	1	-	-		
4	6	12	-	23	8	-	-	1	-	-		
3	8	16	-	24	8	-	-	1	-	-		
2	4	8	-	22	8	-	-	1	4	-		
1	-	-	-	6	-	9	-	2	2	-		
計	32	64	0	146	61	9	0	9	6	0		
補強材料 (TGLはトグル制震工法用、ADVはアドバンス制震工法用、無印は共通材料を示す。)	名称	材料			診断時材料強度		使用部位					
	コンクリート	設計基準強度 24N/mm ²			18.4N/mm ²		増設・増打耐震壁、開口閉塞、基礎増打					
	鉄筋	SD295A(D16以下) SD345(D19以上)			295N/mm ² 345N/mm ²		増設・増打耐震壁、開口閉塞、基礎増打					
	あと施工アンカー	SD295A(D16以下) SD345(D19以上)			295N/mm ² 345N/mm ²		増設・増打耐震壁、開口閉塞、基礎増打					
	鉄骨	SS400 SM490A			235N/mm ² 325N/mm ²		鉄骨枠、ガセットプレート、リブプレート					
	鉄鋼(ADV)	SCW480			275N/mm ²		鉄骨枠(コーナー部、中央金物)					
	高力ボルト	F10T, S10T			1000N/mm ²		鉄骨枠					
	腕部材	STKM13A			215N/mm ²		増幅機構付油圧制震ブレース					
	ピンシャフト(TGL)	SCM435			640N/mm ²		増幅機構付油圧制震ブレース					
	ピンシャフト(ADV)	SCM435H(認定:MSTL-0194)			600N/mm ²		増幅機構付油圧制震ブレース					
	クレビス(TGL)	TGL80M(認定:MSTL-0190)			590N/mm ²		増幅機構付油圧制震ブレース					
		TGL80MY(認定:MSTL-0274)			520N/mm ²		増幅機構付油圧制震ブレース					
	クレビス(ADV)	SCW480(認定:MSTL-0195)			590N/mm ²		増幅機構付油圧制震ブレース					
		SCW620(認定:MSTL-0195)			520N/mm ²		増幅機構付油圧制震ブレース					
		SCM435H(認定:MSTL-0195)			600N/mm ²		増幅機構付油圧制震ブレース					
	鋼管コッター	STK400			400N/mm ²		間接接合部					
	スタッドボルト				400N/mm ²		間接接合部					
	ディスクシアキー	S45C			345N/mm ²		間接接合部					
	SRF	SRF5100ポリエステル繊維			400N/mm ²		柱軸耐力補強					
炭素繊維シート(SR-CF)	炭素繊維シート			35000kgf/cm ²		柱・梁せん断耐力補強						
CFアンカー(SR-CF)	CFストランド			35000kgf/cm ²		柱・梁せん断耐力補強						
増幅機構付油圧制震ブレース (TGLはトグル制震工法用、ADVはアドバンス制震工法用、無印は共通材料を示す。)			X(桁行)方向				Y(張間)方向					
	基数		50				64					
	最大減衰力[kN]		500				500					
	リリーフ荷重[kN]		300				300					
	限界速度[mm/s]		600				600					
	限界変形[mm/s]		±110				±110					
	減衰係数C1[kN・s/mm]		5				5					
	減衰係数C2[kN・s/mm]		0.4				0.4					
ダンパー剛性K[kN/mm]		120以上(TGL),137以上(ADV)				120以上(TGL),137以上(ADV)						
計算方針	時刻歴応答解析により建物の耐震性能を確認する。尚、本解析に採用する地震波は、極めて稀に発生する地震動(最大速度40cm/s)に基準化した代表観測波3波((財)日本建築センター提供波)、告示波3波)に対して検討する。											

耐震改修計画の概要	考察 (X方向)	・時刻歴応答解析の結果、下記の補強目標を満足することを確認した。				
		極めて稀に発生する地震動				
		応答層間変形角	1/200以下	X方向:1/219(5, 6階:上限状態)	判定 OK	
		降伏メカニズム	柱	柱部材に脆性破壊を生させない。	柱部材に脆性破壊は生じない。	OK
			梁	梁部材に脆性破壊を生させない。	梁部材に脆性破壊は生じない。	OK
			耐震壁	原則として、せん断破壊を生じさせない。但し、せん断降伏をした場合は、層間変形角が1/200以下であることを確認する。	階段室の耐力壁にせん断破壊が生じるが層間変形角1/200以下であることを確認した。	OK
		柱軸力比	RC柱 :0.4以下 炭素繊維巻補強柱 :0.5以下 SRF補強柱 :1.0以下	軸力比制限を超える軸力は生じない。	OK	
		地盤	極限支持力度以下 (極限支持力度=3000kN/m ²)	1785.2kN/m ² <3000kN/m ²	OK	
		オイルダンパー	減衰力	500kN以下	X方向:464.2kN(3階、上限状態)	OK
	変位		±110mm以下	X方向31.2mm(3階、下限状態)	OK	
	速度		600mm/s以下	X方向:365.1mm/s(3階、上限状態)	OK	
	考察 (Y方向)	・時刻歴応答解析の結果、下記の補強目標を満足することを確認した。				
		極めて稀に発生する地震動				
		応答層間変形角	1/200以下	Y方向:1/215(5階)(上限状態)	判定 OK	
		降伏メカニズム	柱	柱部材に脆性破壊を生させない。	柱部材に脆性破壊は生じない。	OK
			梁	梁部材に脆性破壊を生させない。	梁部材に脆性破壊は生じない。	OK
			耐震壁	原則として、せん断破壊を生じさせない。但し、せん断降伏をした場合は、層間変形角が1/200以下であることを確認する。	耐震壁に脆性破壊は生じない。	OK
		柱軸力比	RC柱 :0.4以下 炭素繊維巻補強柱 :0.5以下 SRF補強柱 :1.0以下	軸力比制限を超える軸力は生じない。	OK	
		地盤	極限支持力度以下 (極限支持力度=3000kN/m ²)	1994.9kN/m ² <3000kN/m ²	OK	
オイルダンパー		減衰力	500kN以下	Y方向:463.0kN(4階、上限状態)	OK	
	変位	±110mm以下	Y方向:33.9mm(5階、下限状態)	OK		
	速度	600mm/s以下	Y方向:398.6mm/s(4階、上限状態)	OK		
特記事項	<ul style="list-style-type: none"> ・長期応力と部材耐力との検定比が大きいため、早期に降伏することから曲げ塑性率が10を超える梁が存在する。しかし、塑性率10を超える梁の部材角を確認した結果、部材変形角は1/250rad以内であるため問題ないと判断する。 ・コンクリートブロック壁は大地震時に倒壊の恐れがあるため撤去する。 ・時刻歴応答解析は、トグル制震工法の場合の結果である。(別表-6,別表-7においても同様) ・トグル制震工法における間接接合部は、鋼管コッター・ディスクシアキーのどちらかを選択することとし、併用することは不可とする。 					

構造検討概要書(制震)

構 造 設 計 概 要	荷 重	積 載	床	用 (N/m ²)	架構用 (N/m ²)	地震用 (N/m ²)	
			最上階	500	200	0	
			基準階	2900	1800	800	
		最下階	2900	1800	800		
		積 雪	最深積雪量	-			
	単位積雪量		-				
	耐 風 設 計	設計風圧力		建築基準法施行令第87条による			
				基準風速	-		
				地表面粗度区分	-		
				アスペクト比	-		
	耐 震 設 計	設計用 せん断力係数		分布系	-		
					最下階	基準階	最上階
				X方向	-	-	-
				Y方向	-	-	-
		地震力負担率	X方向	ラーメン	-	-	-
				耐力壁(ブレース)	-	-	-
			Y方向	ラーメン	-	-	-
				耐力壁(ブレース)	-	-	-
			制震部材	-	-	-	
			制震部材	-	-	-	
地域係数 Z	0.8						
地盤種別	第1種地盤	Tg=0.059 (sec)					
地下部分の水平深度 K	-						
耐 震 性 能 目 標	耐震性能目標		地震動レベル	上部構造	下部構造		
			稀に発生する地震動	-	-		
			極めて稀に発生する地震動	<ul style="list-style-type: none"> ・層間変形角：1/200以下 ・鉛直部材：脆性破壊を生じさせない。 ・増幅機構付油圧制震ブレース：ダンパー変位・速度・減衰力が許容値以下。 			
	採 用 地 震 波	入力レベル	地震波名称	最大加速度 (cm/sec ²)	最大速度 (cm/sec)		
			稀に発生する地震動	-	-		
		稀に発生する地震動	-	-	-		
			-	-	-		
			-	-	-		
			-	-	-		
			-	-	-		
			-	-	-		
		極めて稀に発生する地震動	EL CENTRO 1940 NS	408.0	40.0		
TAFT 1952 EW			397.5	40.0			
HACHINOHE 1968 NS	267.0		40.0				
告示神戸NS位相	304.0		45.4				
告示八戸NS位相	310.8		42.3				
告示乱數位相	261.7		33.9				

構造	振動系モデル	振動モデル	立体解析モデル 付加減衰力として増幅機構付油圧ダンパー(Maxwellモデル)を使用						
		T1 (sec)	0.673	Y方向2次+振れ1次					
		T2 (sec)	0.559	Y方向1次+振れ2次					
		T3 (sec)	0.549	X方向1次					
	復元力特性	RC梁 : 曲げ トリリニア(武田モデル(CP3) $\gamma=0.4$)、 せん断 トリリニア(原点指向型モデル(OO3)) RC柱・壁: 曲げ バイリニア(鉄鋼剛性低減型モデル(SS3))、 トリリニア(剛性低減型モデル(CS3))、 せん断 トリリニア(原点指向型モデル(OO3))							
	減衰力	増幅機構付油圧ダンパー: Maxwell(バネ: 弾性、ダッシュポット: 2折線逆行型) 減衰定数3%(瞬間剛性比例型)							
	設計	概要	結果		入力レベル	方向	最大値	階	地震動
				最大層間変位 (mm)	稀	X方向	—	—	—
						Y方向	—	—	—
				極めて稀	X方向	16.887(上限状態)	6	EL CENTRO 1940 NS	
Y方向					17.187(上限状態)	5	EL CENTRO 1940 NS		
最大層間変形角				稀	X方向	—	—	—	
					Y方向	—	—	—	
極めて稀				X方向	1/219(上限状態)	5、6	EL CENTRO 1940 NS		
				Y方向	1/215(上限状態)	5	EL CENTRO 1940 NS		
最大 ベースシア係数				稀	X方向	—	—	—	
					Y方向	—	—	—	
極めて稀				X方向	0.192(下限状態)	1	EL CENTRO 1940 NS		
	Y方向	0.162(下限状態)	1	EL CENTRO 1940 NS					
偏心の影響	立体解析により偏心の影響を考慮。								
上下動の影響	考慮していない。								

別表-6-2

振動解析概要書

I:基本振動系モデル	
稀に発生する地震動に対する解析	極めて稀に発生する地震動に対する解析
<p>(モデル図を記入して下さい)</p>	<div data-bbox="794 488 1423 788" data-label="Image"> </div> <p data-bbox="1056 842 1161 875">モデル図</p> <div data-bbox="842 958 1353 1281" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="912 1357 1305 1391">粘性減衰要素の復元力特性 (EL2)</p> <div data-bbox="833 1429 1327 1854" data-label="Figure"> </div> <p data-bbox="954 1904 1264 1937">腕部材の復元力特性 (EL2)</p> <p data-bbox="954 1998 1264 2031">(モデル図を記入して下さい)</p>

	稀に発生する地震動 に対する解析	極めて稀に発生する地震動 に対する解析									
(1) 地震動の入力位置		1階及び2階の基礎梁芯									
(2) 振動系モデル の名称と概要		建物: 立体解析モデル 増幅機構付油圧制震ダンパー : Maxwellモデル									
(3) 入力位置 以下の変形 (地下階、地盤・基礎 階の変形など)		鉛直地盤剛性、水平地盤剛性を考慮し、 支点バネを設定した。 浮上り抵抗力は、基礎重量及び基礎 ふかし重量を考慮する。 地盤の極限支持力度は、長期許容 支持力度の3倍とする。 直接基礎の水平抵抗力は摩擦抵抗力 とし、長期荷重時軸力の0.4倍の数値と する。									
(4) 減衰マトリックス (減衰定数、部位別減衰 の場合は減衰定数相当 係数)		構造減衰は、内部粘性減衰3%を 採用した。 $[C] = \frac{2h_1}{\omega} \cdot [K]$ [C]: 減衰係数行列 [K]: 瞬間剛性行列 h1: 減衰定数 ω: 一次固有振動数									
(5) 固有周期 (1次～3次) (sec)		<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">次数</th> <th>周期</th> </tr> <tr> <th>秒</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>0.673(Y方向2次+捩れ1次)</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>0.559(Y方向1次+捩れ2次)</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>0.549(X方向1次)</td> </tr> </tbody> </table>	次数	周期	秒	1	0.673(Y方向2次+捩れ1次)	2	0.559(Y方向1次+捩れ2次)	3	0.549(X方向1次)
次数	周期										
	秒										
1	0.673(Y方向2次+捩れ1次)										
2	0.559(Y方向1次+捩れ2次)										
3	0.549(X方向1次)										

別表-7-2