

PCaPC 建築物の構造特性について

技術本部 建築技術部

概要：最近，PCaPC 造による中高層或いは超高層建築物がよく計画されるようになった．PCaPC 建築を進める狙いは，施工の省力化，構造躯体の耐久性，および PC 特有の力学的特性である常時における優れた耐荷性能を活かすことを目的としている．しかしながら，建築構造における PC 特有の力学的特性には，幾つか力学上の改良点があることも事実である．それは，復元力が極めて高く部材変形に伴う履歴エネルギーの消費が小さい，部材の変形域(弾性および塑性域)における挙動が弾性的で高次振動モードの影響を受けやすい，架構の周期特性が S 造並みに長い，および 以上の特性より地震動時における応答変形が幾らか大きくなる，等が挙げられる．これら幾つかの改良点を克服して計画された PCaPC 建築物を参考にその構造特性について報告する．

Key Words：履歴エネルギー，復元力，振動モード，応答変形

1. はじめに

1995 年以降，プレキャスト PC 造(PCaPC)による高層或いは超高層建築物がよく計画されるようになった．この現象は，1980 年代における超高層鉄筋コンクリート造(高層 RC)に対する研究を抜きにして語ることはできない．当時，RC は超高層共同住宅建物の分野で大きな脚光を浴び，日本建築学会大会の梗概集に高層 RC に関する研究報告が 1000 編を超えることも珍しいことではなかった．また，PC に携わる研究者・技術者においては，これら一連の高層 RC に対する研究を見過ぎていた訳ではなく，PC 特有の力学的特性を耐震構造として捉えた場合，今一歩，研究が進展しない状況が続いていた．これは，動的な地震応答を中心に計画される超高層建築物の計画に必要とされる力学的な基礎 data が十分に整っていなかったこと，および PC 部材特有の復元性の高さとその履歴エネルギー消費の低さが影響したと云える．

しかしながら，これらの状況も 1995 年に発生した兵庫県南部地震を境に，徐々に PC の力学的特性が改めて見直されるようになった．それは，免震および制震構造の普及で，中でも免震構造との組合せによる力学的な相乗効果に注目が集まった．PC 建物或いは純粋な PC 部材が持つ常時における力学的特性は，荷重に対するたわみ等の部材変形を自在に制御できる，必要に応じ極めて高耐力を発揮できる，荷重 - 変形関係における復元性が極めて高い，および 架構の周期特性が鉄骨(S)造並みに長く変形性能が高い，および 耐久性に富み変形に伴うダメージが殆ど残らない，等である．また，これら常時における PC の部材の優れた特性とは別に，地震時に対する挙動については，改良を加えたい特性も幾つか有している．それは，PC 部材の荷重 - 変形関係における履歴エネルギーの消費が小さい，架構の塑性域における挙動が極めて弾性的で高次振動モードによる応答の影響を受けやすい，架構の周期特性が S 造並みに長い，および 地震動時における架構の応答変形が幾らか大きくなる，等である．

高層 PC 架構の計画に際しては，常時における優れた構造特性を活かし，かつ，地震動時に PC 特有の力学的特性が建物の応答性状に顕著に表れないようにする対策が必要となった．地震動時において，改良を加えたい PC 特有の力学的特性の抑制法としては，免・制震システム或いは効果効果的な耐震システムの適用が考えられる．現在，最も多く利用されているのが耐震構造であるが，免震および制震システムについても，その併用が大いに期待されるところである．高層或いは超高層 PCaPC 建築物の実施例を基に，その対地震動対策について報告する．

2. 地震動と建物の性能

PCaPC 建築物は，他構法(例えば，S，SRC および RC)に較べて，その耐震性能が決して劣っている訳ではない．しかし，地震動時における PCaPC 架構の応答性状を改善する方法として，免・制震システム或いは高次モードの応答を効果的に抑制できる耐震システムが必要と考えられる．これは，建築基準法施行令(以下，令と云う)で定める稀

に発生する地震動(以下, 中小地震動と云う)および極めて稀に発生する地震動(以下, 大地震動と云う)のうち, 大地震動に対して, 一般に超高層建築物で掲げられる応答目標性能に左右されるためである。

令で定める中小地震動に対する建築物の性能は, 建物の仕上げ, 設備, および構造に使用上の損傷を受けないことが条件とされ, 建築物がこの地震に遭遇しても補修などを必要とせず継続して使用できる性能を付与することが義務付けられている。また, この中小地震動は大地震動に較べて $1/5$ の加速度応答として規定される強さで, 建物の供用期間中に1度以上(実際, 数度は遭遇するであろう)遭遇すると考えられ, PCaPC を含む全ての構法が容易に満たすことができる耐震性能基準である。

一方, 大地震動は, 建築物の供用期間中に1度は遭遇する可能性があると考えられる強さの地震で, 一般の低層型建物では人命の尊重を最優先にして建築物の倒壊や崩壊に至らない性能を有することが定められている。また, この地震に対しては建築物の再使用の可能性や被害程度については, 特に定められていない。しかしながら, 建物高さで 60m を超える超高層建築物については, 巨大資本の投下と共に社会資本としての重要性が増すことから対地震安全性については, 国土交通大臣の定める技術基準に基づく検証が義務づけられている。さらに, その検証結果の妥当性について, 国土交通大臣の認定取得(大臣認定)の条件が科せられている。

超高層建築物における大地震動に対する構造性能は, 人命の尊重と建物の倒壊や崩壊回避は勿論のこと, 例え地震に遭遇しても, その損傷程度が僅かなもので再使用が十分に可能な損傷レベルに止まるよう目標が設定されている。従って, 超高層建築物については, 建築主の要望も在り, 一般には大地震動に遭遇しても大きな損傷を受けることは稀で, 十分に再使用が可能な構造性能を有していると云える。表-1 および図-1 に, 令に基づき平成 12 年建設省告示第 1461 号(以下, 建告第 1461 号と云う)で規定される開放工学的基盤における極めて稀に発生する地震動とその加速度応答スペクトルを示す。

表-1 建告第 1461 号に規定する地震動	
周期(sec)	加速度応答スペクトル(m/sec ²)
$T < 0.16$	$(3.2+30T)Z$
$0.16 \leq T < 0.64$	$8Z$
$T \geq 0.64$	$(5.12/T)Z$

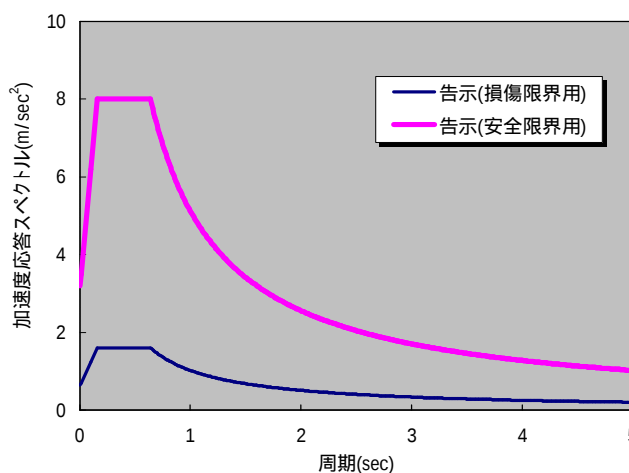


図-1 加速度応答スペクトル

3. PCaPC 架構

PC 架構は, 上述した通り PC 特有の力学的特性を持つ部材で構成されることから常時の優れた特性と地震動時における改善を加えたい特性を併せ持つ構造と云える。このため, 高耐力の付与により地震動対策が十分可能な低層型構造を別にして, 中高層或いは超高層 PCaPC 建築物においては, PC 特有の力学的特性が架構の応答特性として現れることから地震動対策が極めて重要な課題となる。架構の地震応答制御の手段としては, 一般に免震および制震システム或いは新たな耐震システム等考えられるが, PCaPC 架構全般に対して有効な手段とは言い難い。以下, PCaPC 架構における各地震応答対策について記述する。

(1) PCaPC 免震架構

PC 架構と免震システムの組合せは, 最近よく用いられる構法である。これは, PC 架構の力学的特性のうち, 耐震構造として改良を加えたい点(例えば, 架構の履歴エネルギー消費が小さい, および高次モードの応答が顕著)を補い, 常に初期剛性に帰りながら非線形弾性型の振動を繰り返す架構の変形挙動を巧みに利用したものと云える。即ち, 地震動により建物に入力されるエネルギー(短周期振動も含む)を, 長周期化した免震層で大幅に消費させること

によって建物の対地震安全性の確保を狙ったものである。このため、免震建物が大地震動に遭遇しても、一般の耐震構造が中小地震動に遭遇した時に受ける水平力或いはそれ以下に止まるよう計画される。従って、免震建物が地震により使用上の損傷を受けることは、一般に考えにくい。このため、免震建物の耐久性については、一般に建物を構成する各材料の耐久性に直接依存するものと考えられている。一方、免震システムを効率よく適用できる建物は、上部構造の固有周期が比較的に短い場合に限られ、その弾性1次周期が最大でも現存する免震システムを利用する限り2.5秒程度が適用可能な範囲と云える。また、建物の周期特性とは別に搭状比についても、5程度が限度になる。このため、過去、実施された超高層免震建築物における上部構造の弾性1次周期は、何れも2秒前後或いはそれ以下であり、また、搭乗比も5程度に止まっている。これは、地震動に対する建築物の上部構造における応答特性に起因するもので、例えば、前項1で示した建第1461号で規定される極めて稀に発生する地震動は、開放工学的基盤(せん断波速度で秒速400m以上の堅い基盤)上における構造物を等価な1質点と仮定した時の応答加速度として規定されている。また、その応答加速度は、構造物の等価周期 T_e が0.16秒から0.64秒までが一定値(応答加速度一定域で、 800cm/s^2)で、0.64秒を超えると一定域の応答加速度が等価周期に反比例(応答速度一定域で、約 81.5cm/s)して、 $(0.64/T_e)$ 倍に低下するように定められている。

このため、免震層の等価周期(免震周期)が長い程、応答加速度が低下する。超高層免震建築物では極めて稀に発生する地震動時における免震層の等価周期が4秒程度或いはそれを幾らか超える程度に計画される。また、免震層の等価周期の他に免震層における等価減衰定数 h_{eq} によっても応答加速度が $\{1.5/(1+10h_{eq})\}$ 倍に低下させてよいことから、免震層に減衰効果の高いダンパを配置して大地震動時における免震層の応答変形が減少するよう計画される。免震層における等価減衰定数は、一般に20%程度は確保できるようダンパの配置が計画される。最近、実施されたPCaPC超高層免震建物の概要、および極めて稀に発生する地震動に対する構造性能を、図-2～図-4に示す。

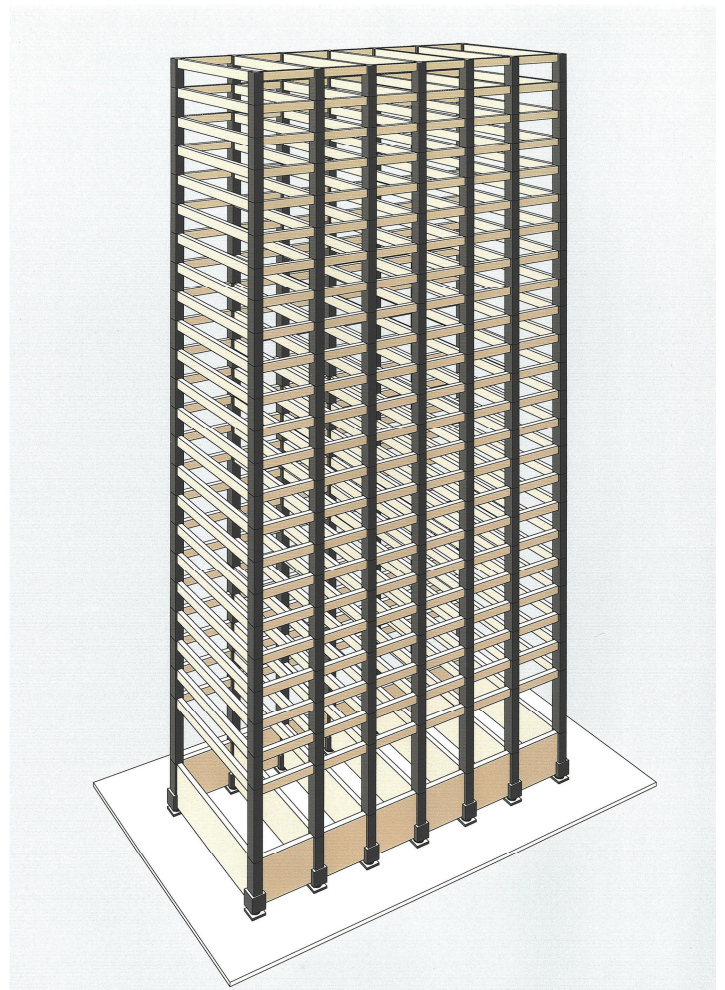


図-2 PCaPC 超高層免震住宅の構造概要(海老名C街区)

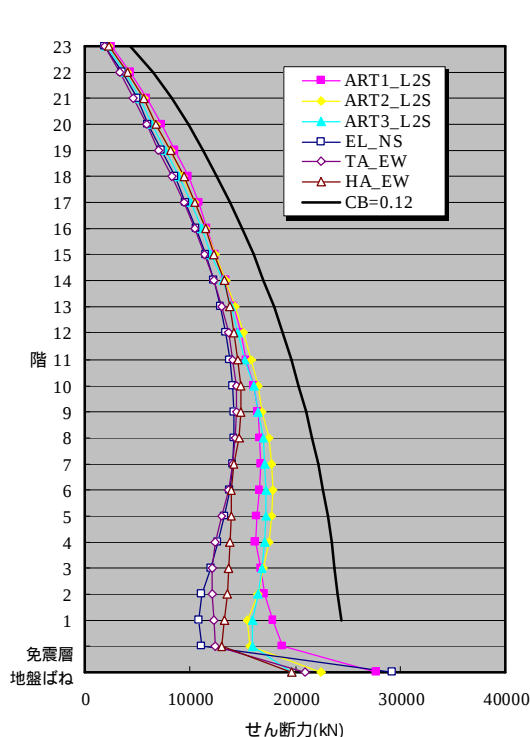


図-3 応答せん断力(海老名 C 街区)

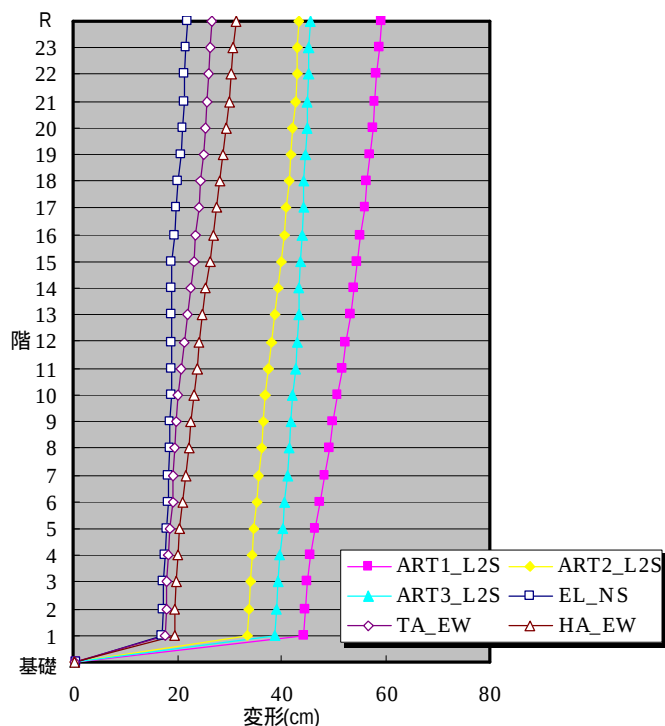
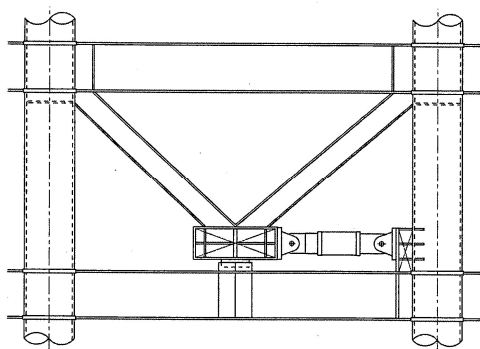


図-4 応答変形(海老名 C 街区)

(2) PCaPC 制震架構

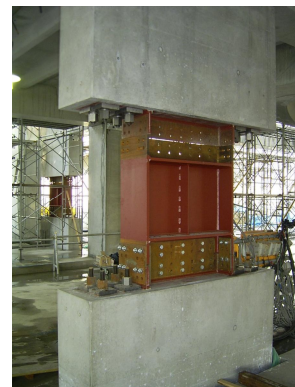
PC 制震架構は、PC 架構における耐震上改良したい特性を制震ダンパを配することによって合理的に補う構法である。ただし、前述した免震構造と異なり、一般的な耐震構造の延長線上に在る構造と云える。制震架構の応答特性については、制震ダンパが消費する履歴エネルギーの消費量に依存することになる。また、コンクリート系の建築構造に用いられる制震システムは、一般にはパッシブ (passive damper) 型を指し、構造の振動方向とは逆の強制振動によって応答を抑制するアクティブ (active damper) 型とは異なる。ここではパッシブ型を指すものとする。パッシブ型制震ダンパを大別すると、履歴型および粘性型或いは粘弾性型に分けることができる。履歴型ダンパは、鉛棒や低降伏点鋼材、等を架構に取り入れ、架構が一定の変形に達した時点でダンパを架構の各部材より先に降伏させて、その降伏変形に伴う履歴エネルギーの消費によって応答を減衰させるシステムである。このため、架構全体の初期剛性はダンパ自体の剛性も加算されることから周期特性も架構単独に較べて幾らか短くなり、その減衰効果も架構の変形量に依存することになる。一方、粘性型のダンパは、オイルダンパ (oil damper) に代表されるように減衰効果は、原則として架構の変形速度に依存する。ただし、その変形速度も架構の変形量の増大に伴って大きくなるため、架構の変形を増幅してダンパに伝えるシステムの併用が効果的である。また、このダンパは、架構全体の周期特性に与える影響が極めて小さいことから応答の制御を比較的計画し易い制震システムと云える。架構に組み入れる代表的な制震ダンパ各種を図-5 に示し、履歴型ダンパを用いて実施した PCaPC 制震架構の概要を図-6 に示す。



オイルダンパー



弾塑性ダンパー (ブレース型)



弾塑性ダンパー (間柱型)

図-5 制震ダンパ各種

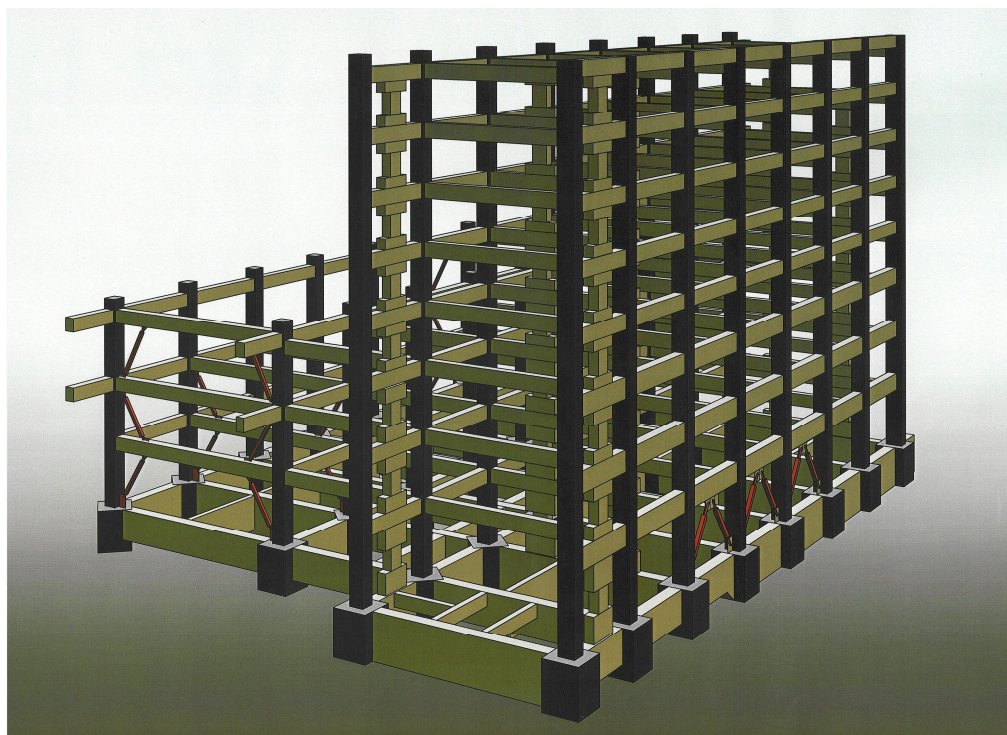


図-6 PCaPC 制震架構(立教大学新座 campus)

(3) PCaPC 耐震架構

従来より実施されてきた PCaPC 構造の殆どが耐震架構である。また、これらの多くが建物高さで 31m 以下の低層型構造で、一定の水平耐力を付与することで地震動に備えてきたことから地震応答の制御については、特に行われていない。一方、架構の振動特性が地震応答に大きな影響を及ぼすであろう中・高層建築物或いは 60m 超の超高層建築物については、その周期特性によるが対地震動の観点から新たな耐震システムの適用が避けられない。PCaPC 架構の力学的特性については、上述した通り地震時における応答変形が他のコンクリート系構造に較べ幾らか大きくなること、および S 造の弾性域でみられるように高次モードによる応答の影響を受けやすい、等である。PC 特有の力学的特性に伴う架構の応答性状を改善するには、中・高層建築物においては、高次振動モードによる応答の影響を適切に考慮した耐力分布と剛性を設定すれば良いことになる。即ち、2 次振動或いは 3 次振動モード等、高次振動モードによる応答を考慮した場合、耐力および剛性に余裕のある上層階を除き、下層階(全階数の 4 割程度の下層)に必要な剛性と耐力を付与すれば良いことを意味する。中・高層 PCaPC 純フレーム耐震架構では、特に周期が長くなることもないゆえ、架構に高次振動モードを考慮した耐力と剛性を適切に付与すれば PC 特有の高次モードの影響を押さえることができる。図-7 に、架構を 10 層と仮定した時の各弾性振動モードの刺激関数を示す。

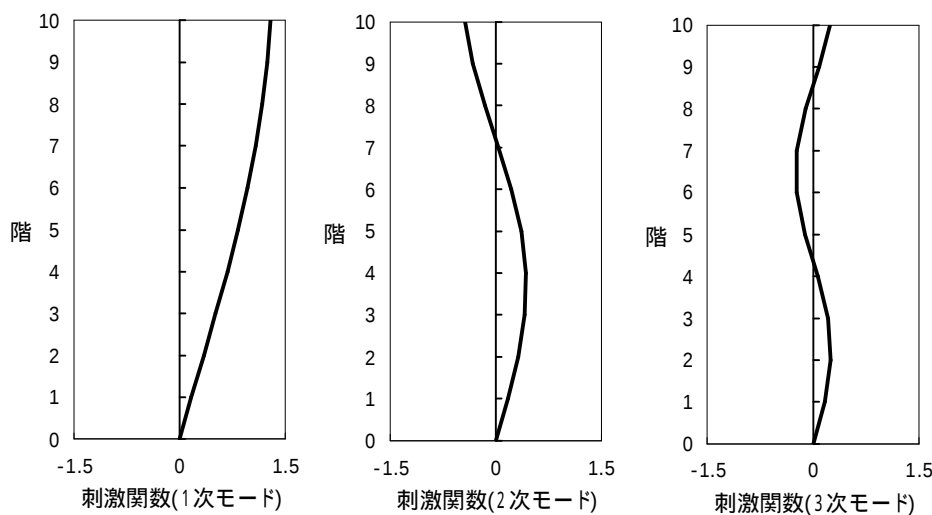


図-7 各振動モードの刺激関数

次に、超高層 PCaPC 架構を対象とした場合、中・高層架構においても同様であるが、一つは高次モード対応型の制震ダンパを下層階(下層 1/2 程度の階)に配置することが考えられる。ただし、PCaPC 架構においては、一般のコンクリート系構造、例えば RC と比較して周期が長くなることに配慮を要する。建物高さで 100m 或いはそれを超えるような PCaPC 架構については、架構全体に付加剛性を与え長周期化の防止、および高次振動モードの応答による影響に対処しなければならない。さらに、塔状比の大きい架構については、応答転倒モーメントによる架構の曲げ変形についても注意を要する。これらの対策として、計画された架構の特性に応じて、制震ダンパの使用以外に付加剛性を見込める制震壁、連層耐力壁、および連層コア壁等の配置が有効な手段となる。最近計画された PCaPC 連層コア壁を持つ超高層 PCaPC 架構を図-8 に示し、その耐震設計について、次項で報告する。

4. PCaPC 超高層耐震架構

超高層 PCaPC 構造は、従来、PC 特有の力学的特性を考慮して制震或いは免震システムの何れかを利用して計画されてきた。ここに報告する超高層 PCaPC 架構は、地上 26 階・地下 2 階の共同住宅建物で建物高さが地上 89m、および短辺方向の塔状比が 5.7 に達する細長い塔状の構造物である。この計画の要点となった構造上の事柄は、建物の長周期化を防止して高次振動モードの応答を制御する、狭い平面形状であるが計画に自由度を持たせる、十分な耐震性能の確保、および 良好な建設地盤を活用する、等であった。

これらの条件を基に計画された構造形式は、建物に必要な昇降設備(エレベーター)、階段および各設備用ダクトを集約して、それを連層コア壁構造とする計画がなされた。コア壁の構法は、曲げ変形を極力防止するために仮定の境界柱を PCaPC 造として建物の中央部に各用途毎に大小 4 個を配置した。外殻骨組は、常時荷重と水平荷重の一部を負担することを条件に、PCaPC 架構とした。また、基礎は、良好な地盤条件を活かして直接基礎による場所打ち RC 造によるマットスラブ構造とした。計画建物の基準階平面および軸組を図-9 および図-10 に示す。

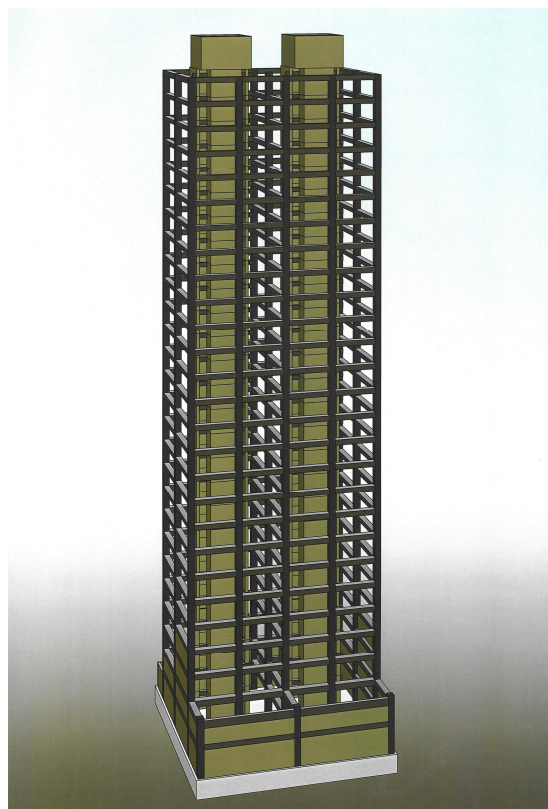


図-8 コア壁付き超高層 PCaPC 架構の概要

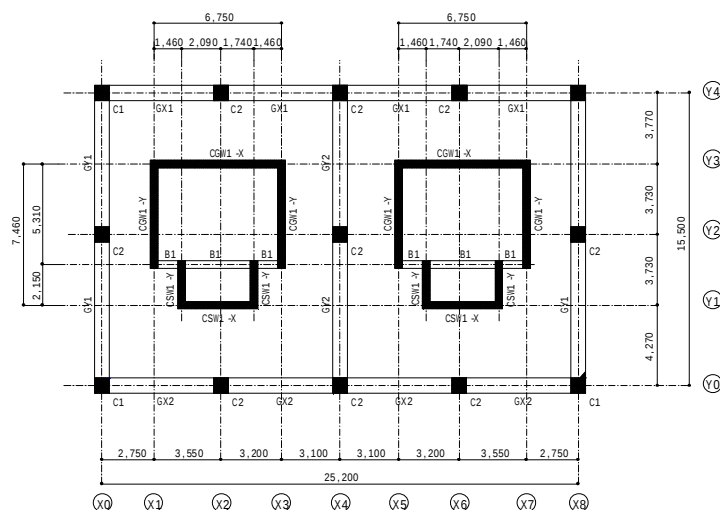


図-9 基準階平面

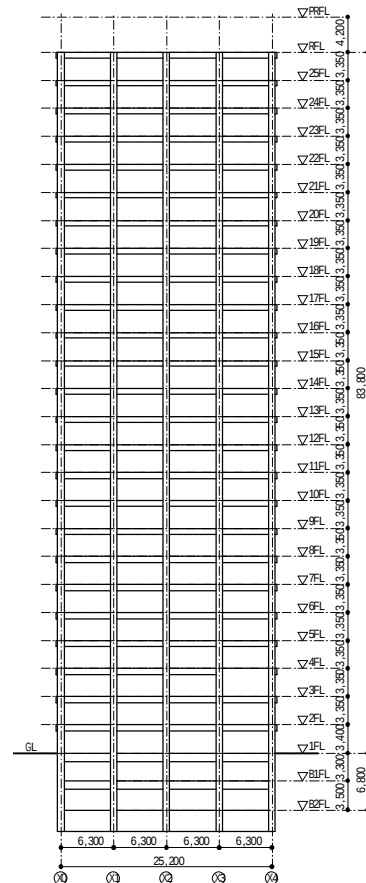


図-10 軸組

また、コア壁はそれ自体で一つの構造体を成すため、一般の連層耐力壁と異なり境界柱および壁に付随する境界梁を必要としないのが特徴である。従って、建物の架構とコア壁構造の連結は、水平剛性が十分に確保された床スラブによって行われることになる。また、構造計画上の特徴としては、構造全体の剛性調整が容易、高次振動モードによる地震時の応答はコア壁の応答せん断力として作用し、建物全体の変形は1次振動モードに近い挙動となる、

フレーム架構の負担せん断力を大幅に軽減できる、および注意を要する問題として、曲げ変形が卓越するコア壁の挙動、等である。コア壁構造の計画に際しては、これらの構造的特性を十分に考慮しなければならない。その構造計画および耐震検討方針について、概要を記述する。

(1) 超高層 PCaPC コア壁構造検討方針概要

PCaPC コア壁付き共同住宅建物の構造検討方針は、次の通りとした。

常時荷重に対する設計検討は、現行の PC 建築構造の設計諸指針による。

地震動に対する設計検討は、独立行政法人建築研究所発行の No.139 “鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発(NewRC 指針)”を参考にして、建物各方向における非線形漸増載荷解析および地震応答解析の結果に対する目標性能を設定して、その確認により行う。

静的解析に用いる層せん断力の分布は、建告第 1461 号で規定される稀に発生する地震動レベルの模擬地震波 3 波および標準観測波 3 波の計 6 波による予備応答の結果を包絡する分布形とする。

動的解析に用いる地震動は、建告第 1461 号で規定される極めて稀に発生する地震動および稀に発生する地震動各レベルの模擬地震波 3 波の shake 波および標準観測波 3 波とする。

各解析結果に対して設定した目標性能を、表-2 “静的解析”および表-3 “動的解析”に示す。

表-2 非線形漸増載荷解析に対する目標性能

解析段階	上部構造			下部構造
	部材種別	部材性能	部材塑性率	
$C_B=0.116$	ヒンジ計画部材	許容応力度以内	-	許容応力度以内
	非ヒンジ部材	許容応力度以内	-	
架構設計変形時	ヒンジ計画部材	曲げ降伏を生じるが、靱性を確保する	4.0 以下	未降伏
	非ヒンジ部材	ヒンジが形成されないよう十分な強度を確保する	-	

表-3 地震応答解析結果に対する目標性能

地震動レベル	上部構造		下部構造
	架構の水平変形	部材の塑性率	
稀に発生する地震動 (レベル 1)	層間変形角が 使用限界変形以下	未降伏	未降伏
極めて稀に発生する地震動 (レベル 2)	1.外力重心位置での応答が 応答限界変形角以下 2.層間変形角が 1/100 以下	4.0 以下	未降伏

*使用限界変形角:1/200

*応答限界変形角:1/120

(2) 非線形漸増載荷解析

非線形漸増載荷解析は、建物の各方向および 45 度方向に対して予備応答結果より得られた層せん断力分布を用いて実施し、設定した静的解析結果に対する目標性能を満足することを確認する。解析に用いる各モデルを次に示す。

1) PCaPC コア壁付き建物の解析モデル

建物の解析モデルは、各フレームおよびコア壁を剛な床で繋ぎ剛床仮定が成立すると仮定した 3 次元の非線形立体フレームモデルとし、コア壁および耐力壁は立体の壁谷澤モデルとした。建物の支持条件は、基礎マットに対しては剛接合および支持地盤に対する基礎マットはピン支持とした。図-11 に、各解析モデルを示し、各モデルの詳細を次項に示す。

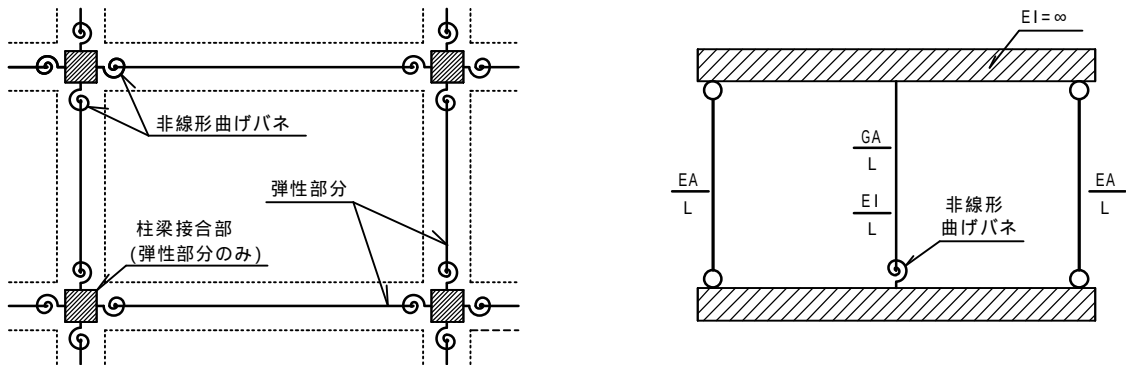


図-11 架構および壁の解析モデル

2) 柱梁部材

架構における梁材の解析モデルは、線材置換による材端剛塑性曲げばねモデルとし、柱は材端多方向剛塑性曲げばねモデルとした。各部材の復元力特性は、曲げひび割れおよび曲げ降伏耐力を折れ点とするトリニアー型とした。柱梁接合部は弾性のシアパネルモデルとし、柱の曲げ耐力の計算は変動軸力を考慮した ACI 方式とした。解析に用いた PCaPC 部材の初期剛性 K_E 、降伏時の剛性低下率 α_y 、曲げひび割れ耐力 M_c および曲げ終局耐力 M_u の各式は、文献より下記の通りとした。

$$K_E = L/[L^3/(3E_c \cdot I_c) + k/(G_c \cdot A_c)]$$

$$\alpha_y = [0.043 + 1.64n \cdot p_t + 0.043a/D + 0.325(N + P_e)/(b \cdot D \cdot F_c)] \cdot (d/D)^2 \quad \cdots a/D > 2.0 \text{ の場合}$$

$$= [-0.0836 + 0.159a/D + 0.169(N + P_e)/(b \cdot D \cdot F_c)] \cdot (d/D)^2 \quad \cdots a/D \leq 2.0 \text{ の場合}$$

$$M_c = [\sigma_{tb} + (N + P_e)/A_c] Z_e$$

$$M_u = A_{ps} \cdot f_{py} (1 - 0.5q) d + 0.5(D - q \cdot d) N$$

ここに、 L : 部材フェースから反曲点までの距離

E_c : コンクリートの弾性係数

G_c : コンクリートのせん断弾性係数

I_c : 部材の有効断面 2 次モーメント

Z_e : 部材の有効断面係数

A_c : 部材の断面積

k : せん断形状係数(柱:1.2, 梁:1.0, 壁:1.0)

n : コンクリートに対する鋼材の実弾性係数比

p_t : 曲げに有効な引張鋼材比(ただし、PC 鋼材の断面積は 3 倍する)

a : シアースパン

d : 部材の有効成

D : 部材成

F_c : コンクリートの圧縮強度

N : 柱軸力

- P_e :有効プレストレス力
 A_{ps} :PC 鋼材断面積
 f_{py} :PC 鋼材の規格降伏点強度
 σ_{tb} :コンクリートの曲げ引張強度 $0.56F_c^{0.5}$
 q :鋼材係数: $(N + A_{ps} \cdot f_{py}) / (b \cdot d \cdot F_c)$

3) コア壁および耐力壁の解析モデル

耐力壁は、同一平面上で壁の周辺を境界柱および各階の境界梁で囲まれた壁谷澤モデルとした。耐力壁の境界柱は、剛体と仮定した各階の境界梁にピン接合して非線形の軸ばねに置換した。壁板部は上下の各階境界梁に剛塑性曲げばねを配した柱部材に置換した。耐力壁の復元力特性は、曲げ成分とせん断成分に分離し、それぞれの変形を連成したモデルとした。曲げおよびせん断力の各成分に対する変形モデルを次に示す。

a) 曲げに対する壁変形モデル

耐力壁の曲げに対する変形は、境界柱の軸変形と柱部材に置換した壁板部の軸変形と曲げ変形の連成モデルとした。壁板部単独の曲げモデルは、コンクリートの曲げひび割れおよび引張鋼材の降伏を折れ点とするトリニア型とした。曲げせん断部材の初期剛性 K_E 、降伏剛性低下率 α_y 、曲げひび割れ耐力 M_c および曲げ終局耐力 M_u は、次式とした。

$$K_E = h / [h^2 / (2E_c \cdot I_e)]$$

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64n \cdot P_t + 0.043a/l + 0.33\eta) \cdot (l_d/l)^2$$

$$M_c = (\sigma_{tb} + P_e/A_w) \cdot Z_e$$

$$M_u = 0.9 \sigma_y \cdot a_t \cdot l_r + f_{py} \cdot a_{ps} (1 - 0.5q) \cdot l_p$$

ここに、 η :壁コンクリートの軸耐力に対する軸力 $[(P_e + N)/(F_c \cdot t \cdot l)]$

q :壁コンクリートの軸耐力に対する引張鋼材の耐力比 $[(f_{py} \cdot a_{ps}) / (F_c \cdot t \cdot l)]$

h :壁板の内法高さ

E_c :コンクリートの弾性係数、

I_e :有効断面2次モーメント $(t \cdot L^3/12)$

Z_e :有効断面係数 $(t \cdot L^2/6)$

t :壁厚さ

A_w :壁板のコンクリート断面積

n :壁コンクリートに対する鋼材の実弾性係数比

P_t :PC 鋼材を考慮した有効引張鉄筋比

a :壁板の有効幅に対する壁の総高さ或いは曲げ変曲点の高さ比

l :壁板の内法幅

l_d :壁板部の曲げ引張鋼材に関する有効成

F_c :コンクリートの圧縮強度

σ_{tb} :コンクリートの曲げ引張強度 $0.56(F_c)^{0.5}$

P_e :有効プレストレス力

N :壁板部の有効軸力

σ_y :筋規格降伏点強度の 1.1 倍

f_{py} :PC 鋼材の規格降伏点強度

a_t :引張鉄筋の断面積

a_{ps} :PC 鋼材の引張有効断面積

l_r :壁筋に対する有効成

l_p :PC 鋼材に関する有効成

耐力壁の軸引張モデルは、境界コンクリートの軸引張りひび割れおよび PC 鋼材の引張降伏を折れ点とするトリニア型とし、軸圧縮に対してはコンクリートの圧縮降伏を折れ点とした。

柱の初期軸剛性 K_{v1} 、引張りひび割れ後の軸剛性 K_{v2} 、軸ひび割れ耐力 N_{tc} 、軸引張耐力 N_{tu} 、および軸圧縮耐力

N_{cu} を、次式とした。

$$K_{v1} = E_c \cdot A_c / h_c$$

$$K_{v2} = E_{ps} \cdot a_{ps} / h_c$$

$$N_{tc} = N + P_e + \sigma_t \cdot A_c$$

$$N_{tu} = 0.85 a_{ps} \cdot f_{py}$$

$$N_{cu} = 0.85 F_c \cdot A_c$$

ここに、 A_c :境界柱の断面積

E_{ps} :PC 鋼材の弾性係数

σ_t :境界柱のコンクリート軸引張強度 $0.34(F_c)^{0.5}$

a_{ps} :境界柱の PC 鋼材の全断面積

h_c :境界柱の内法高さ

また、壁板を柱材と仮定した軸引張は、コンクリートの引張ひび割れおよび鋼材の引張降伏を折れ点とするトリニア型とし、軸圧縮に対しては壁板断面のコンクリートの圧縮降伏を折れ点とした。

壁板柱の初期軸剛性 K_{wv1} 、軸ひび割れ後の剛性 K_{wv2} 、軸ひび割れ耐力 N_{wtc} 、軸引張耐力 N_{wtu} 、および軸圧縮耐力 N_{wcu} を、次式とする。

$$K_{wv1} = E_{wc} \cdot A_{wc} / h$$

$$K_{wv2} = E_r \cdot A_s / h$$

$$N_{wtc} = N + \sigma_t \cdot A_{wc}$$

$$N_{wtu} = 0.85 a_{ps} \cdot f_{py} + a_p \cdot \sigma_y$$

$$N_{wcu} = 0.85 F_c \cdot A_{wc}$$

ここに、 A_{wc} :壁板の有効断面積

E_p :鋼材の弾性係数

σ_t :壁板のコンクリート軸引張強度 $0.34(F_c)^{0.5}$

a_p :壁板縦筋の全断面積

σ_y :鉄筋の引張強度

h :壁板の内法高さ

b) セン断に対する壁変形モデル

耐力壁のせん断変形は、境界柱および開口の影響を考慮した。各階壁のせん断変形に対する初期剛性 K_s 、せん断降伏剛性低下率 β_u 、せん断ひび割れ耐力 Q_c 、せん断耐力 Q_u の各式は、次式とした。

$$K_s = k \cdot h / t \cdot L \cdot G_c$$

$$\beta_u = [0.46 \rho_w \cdot \sigma_{wy} / F_c + 0.14] \gamma_c$$

$$Q_c = (0.043 p_g + 0.0514) F_c \cdot A_w$$

$$Q_u = \{ [0.0679(p_{te})^{0.23} (F_c + 180) / (M / (QD) + 0.12) + 2.7 (\sigma_{wh} \cdot p_{wh})^{0.5} + 0.1 \sigma_0] b_e \cdot j \cdot \alpha \} \gamma_u$$

ここに、 k :壁のせん断形状係数(1.0)

h :境界梁の心々間の高さ

t :壁の厚さ

L :境界柱心間の距離

G_c :壁コンクリートのせん断弾性係数

ρ_w :壁筋比

σ_{wy} :壁筋の降伏点強度

F_c :壁コンクリート強度

A_w :壁の断面積($t \cdot L$)

p_g :引張側境界柱の主筋断面積

p_{te} :等価引張鉄筋比 $[a_t / (b_e \cdot d)] \times 100$

d : $D - D_o / 2$

- D :柱を含めた壁の全長
 D_c :圧縮柱成
 a_t :引張側境界柱筋の等価断面積
 b_e :耐力壁のI型断面を長さ断面積が等しい等価断面積に置き換えたときの幅
 p_{wh} : b_e を壁厚としたときのせん断補強筋比
 ρ_{wh} :壁筋の強度
 σ_0 :全断面積に対する配筋軸応力度 $(N+P_e)/(b_e \cdot D)$
 j :応力中心間距離 $(7/8) \cdot d$
 α :コンクリートの種類に対する係数(普通:1.0, 軽量:0.9)
 γ_c :壁の開口に伴うせん断ひび割れ強度低下率 $(1-\beta)$
 γ_u :壁の開口に伴うせん断ひび割れ強度低下率 $(1-\beta)$
 β :壁の開口がせん断強度に影響する係数 (β_1, β_2)
 β_1 : l_0/L
 β_2 : $[(h_0 \cdot l_0)/(h \cdot L)]^{0.5}$
 h_0 :壁の開口高さ
 l_0 :壁の開口長さ

(3) 地震応答解析

地震応答解析は、建物の各方向に対して建告第 1461 号で規定される開放工学的基盤における加速度応答を満足する稀に発生する地震動および極めて稀に発生する地震動各レベルの模擬波 3 波の shake 波、ならびに各レベルの標準観測波 3 波を用いて実施し、動的解析結果に対して設定された目標性能を満足することを確認する。各解析条件を、次に示す。

1) 解析モデルおよび応答計算

解析モデルは、非線型漸増増荷解析と同様、3 次元の非線形立体フレームモデルとする。

応答計算は、Newmark の β 法($\beta=0.25$)による数値積分とする。減衰 Matrix は初期剛性に比例すると仮定して弾性 1 次モードに対する内部粘性減衰定数を 3% と仮定、高次モードに対しては振動数に比例すると仮定した。使用履歴特性モデルは PCaPC 部材に対しては非線形弾性モデル、および RC 部材には武田履歴モデルとした。また、応答計算における減衰 Matrix を初期剛性比例型として内部粘性減衰定数 3% を考慮した理由は、PCaPC 部材を履歴減衰のない非線形弾性と仮定して架構の各応答変形時における等価剛性(約 $0.35K_E$)に対して、等価剛性に対する内部粘性減衰(約 3%)に履歴減衰(約 5%)を加算した計 8% を考慮したことによる。図-12 に、PCaPC 部材の履歴特性の挙動を示す。

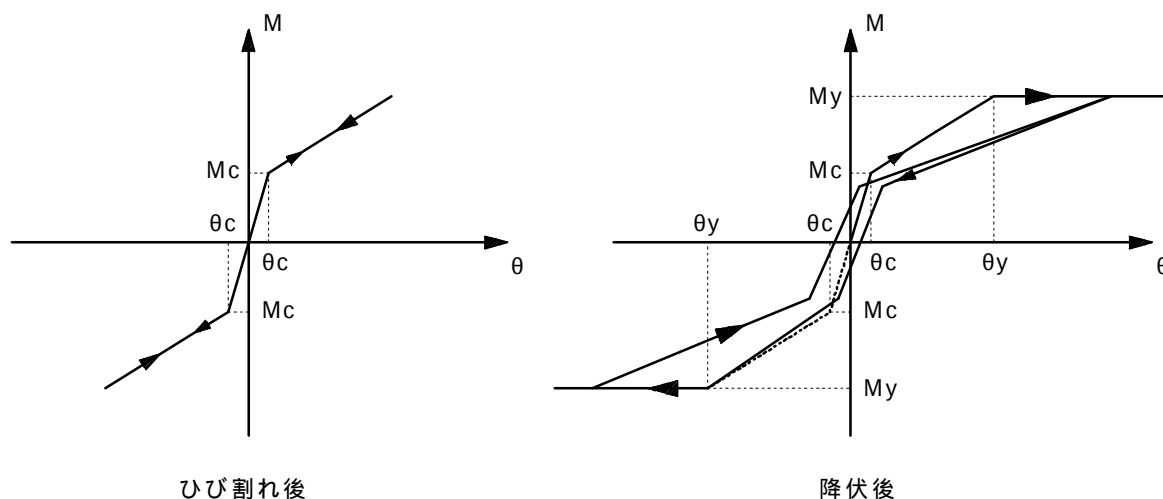


図-12 PCaPC 部材の履歴特性

2) 使用地震記録

使用地震記録は、建告第 1461 号で規定される極めて稀に発生する地震動の工学的基盤における加速度応答スペクトルを満足する 3 模擬地震波および標準観測波 3 波とした。

工学的基盤における各模擬地震波の特性を、表-4 に示す。

表-4 使用地震記録

地震記録名	最大加速度 (cm/s ²)	最大速度 (cm/s)	継続時間 (s)
kokuji RAND	325.31	42.56	120
kokuji HANS	393.85	37.35	120
kokuji KONS	346.61	58.94	70
EL CENTRO NS	459.68	45	40
TAFT EW	447.08	45	40
HACHINOHE NS	300.35	45	50

(4) 解析検討結果

上記の検討方針および解析条件の基に実施した各解析結果の内、建物各方向における非線型漸増载荷解析による荷重 - 層間変形関係および極めて稀に発生する地震動による最大応答層間変形を、それぞれ図-13 および図-14 に示す。各解析結果は、設定した目標性能を全て満足している。

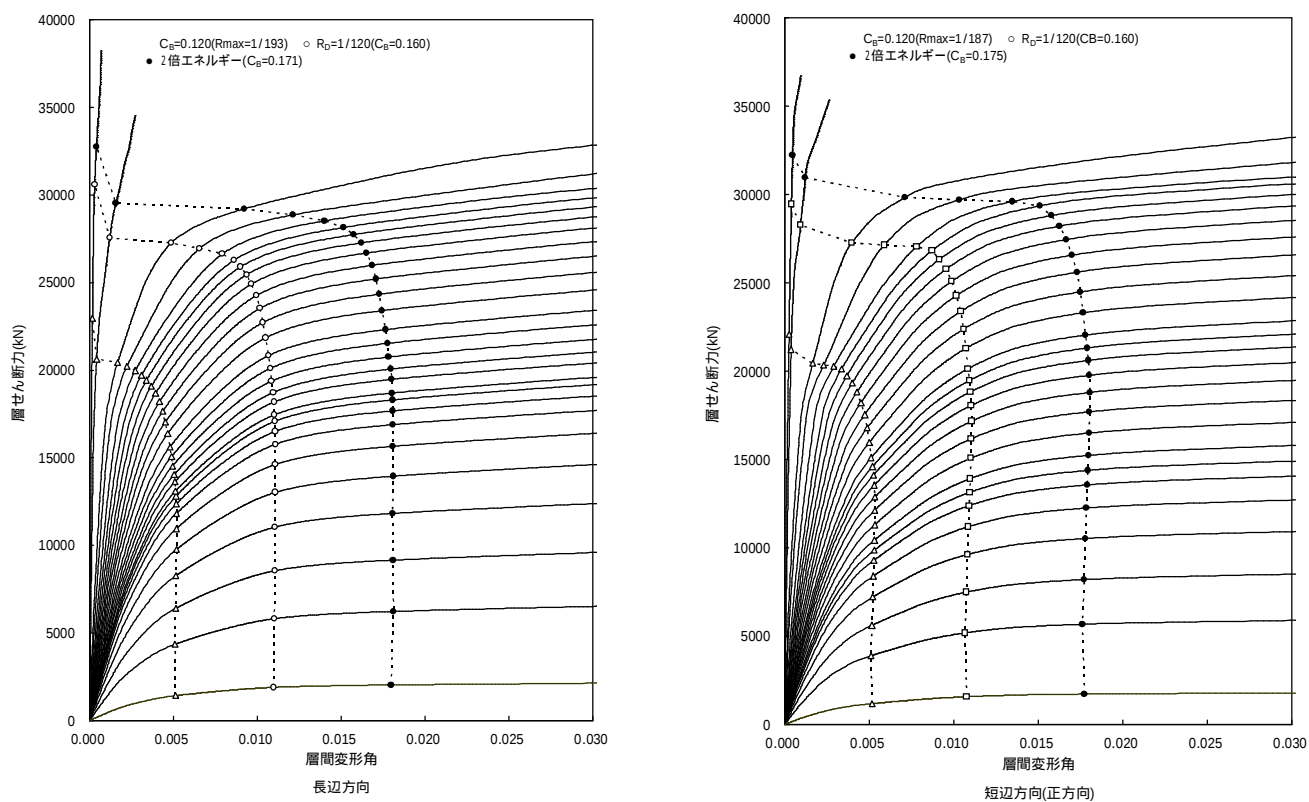


図-13 荷重 - 層間変形関係

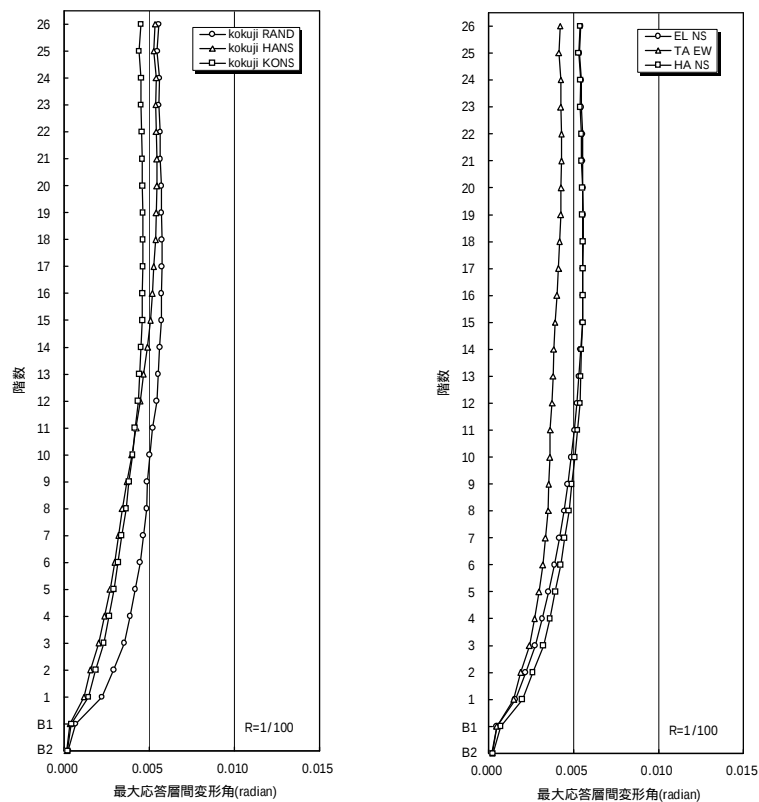


図-14 最大応答層間変形(長辺方向 レベル2)

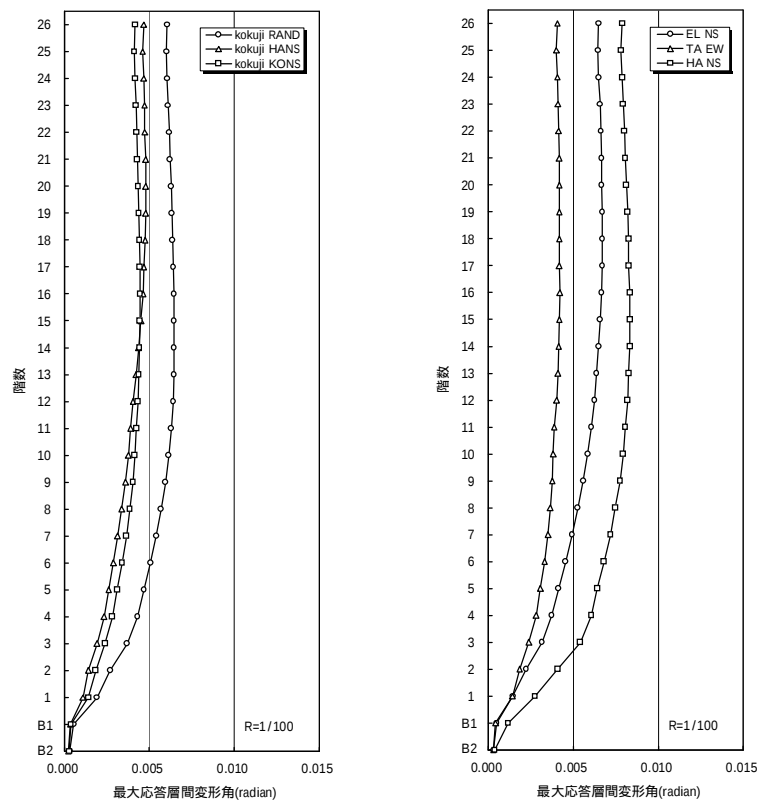


図-14 最大応答層間変形(短辺方向 レベル2)

5. おわりに

PCaPC 建築構造分野で長年に亘る開発研究或いは技術開発に取り組み、各開発より得た知見を基に種々の建築構造に挑戦を試みてきた。その結果、数は少ないが幾つかを実現することができた。建築構造の将来を視たとき、各構法とも生き残りを賭けた開発研究が進められるであろう。PCaPC は、今、極く普通の建築構造として他構法と競争できる環境が十分整ってきたと感じられる。本報告が、PC に携わる技術者各位の一助になれば幸いである。