

# 超高層RC造建物の耐震設計の 現状と今後の課題

[資料あり]

9月3日(日) 14:30~18:00 Nexus21 101室(デネブホール)

司会 伊藤 央 (久米設計)  
副司会 壁谷澤寿一 (首都大学東京)  
記録 田尻清太郎 (東京大学)

1. 主旨説明 前田匡樹 (東北大学)

2. 主題解説

①日本の超高層 RC 造建物の最新動向

小室 努 (大成建設)

②研究成果の施策への反映 福山 洋 (国土技術政策総合研究所)

③日本の超高層 RC 造建物の歴史的動向

石川裕次 (芝浦工業大学)

④米国の超高層 RC 造建物の最新動向

長江拓也 (名古屋大学)

⑤米国の超高層 RC 造建物の耐震設計

塩原 等 (東京大学)

⑥超高層 RC 造建物の耐震性能評価の現状と課題

和泉信之 (千葉大学)

3. 討論

4. まとめ 河野 進 (東京工業大学)

1970年代よりわが国では、RC造建物の地震応答解析や、基礎構造の設計法、高強度高品質材料、高性能な構造部材の配筋詳細、内外装材の開発など、多岐にわたった超高層RC造建物の実用化のための技術開発が進められた。そして1990年代以降現在に至るまで、着実に超高層RC造建物が増え続け、今では高さ60mを超える超高層RC造建物の数は累計で600棟を超え、高さが200mを超えるものもある。

日本同様に地震過密地域である米国西海岸では、2000年ごろまで超高層RC造建物の数は少なかったが、2010年代に入ると、ASCE-7など性能評価型の耐震設計基準の整備が完了し、その規定に順じる形で2014年にPEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) から『Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings』が発刊され、具体的な超高層RC造建物の性能評価型耐震設計法の進め方が明示されると、米国西海岸での超高層RC造建物の計画の数が急増しており、今新たなブームを迎えている。

そこで、本パネルディスカッションでは、日本の超高層RC造建物の最新動向や耐震設計の現状およびわが国の地震防災施策を整理し、次に米国の超高層RC造建物の耐震設計の動向について報告し、日米の架構形式、耐震設計のクライテリアや法適合の確認方法などの比較を通して、将来の技術開発の動向や今後の超高層RC造建物で解決すべき課題をうらなう。

# 米国の超高層 RC 造建物の最新動向

## Current movements of the U.S. high-rise reinforce concrete buildings

長江拓也<sup>1)</sup>

Takuya Nagae

1) 名古屋大学減災連携研究センター, 准教授, 博士 (〒464-8601 名古屋市千種区不老町 nagae@naogya-u.jp)  
Disaster Mitigation Research Center, Nagoya University, Associate Professor, Dr. Eng.

近年における米国超高層 RC 造建物の建設ラッシュを取り巻く状況, 現状を概観する。実建物情報については可能な範囲で言及することとし, 特に, 2017年5月に行われたロサンジェルス超高層建物構造設計協議会 LATBSDC の年次会議の様子, 発表内容を紹介する。具体的な設計規範, 数値モデル, 地震応答解析値に関しては, LATBSDC ガイドラインおよび TBI ガイドラインを検証した PEER レポートのケーススタディを参照する。

A current construction surge of high-rise reinforced concrete buildings in the U.S. west coast is reported in this paper. Moderate information on existing buildings is surveyed, and new buildings discussed in the 2017 LATBSDC meeting are introduced. Details of design criteria, numerical modeling procedures and evaluations by dynamic response analysis are reviewed in reference to the PEER report about case studies following LATBSDC Guideline as well as TBI Guideline.

**Keywords** : 性能評価型設計, コア壁, フラットスラブ, 地震応答解析, 設計クライテリア  
*Performance based design, core wall, flat slab, dynamic response analyses, design criteria*

### 1. はじめに

本稿では, 米国の超高層 RC 造建物の耐震設計に関する現状について, 関連設計協議会の動向, 最新設計指針, 報告論文<sup>1)~4)</sup>に基づき概説する。

### 2. 実建物の動向と耐震設計を取り巻く活動

#### 2.1 米国の超高層建物

米国全土に目を向ければ, 超高層建物の建設の歴史は古く, 一般に提供される資料<sup>5)~8)</sup>を根拠に, 現存する地

上高さ 100 m 以上の超高層建物について, 縦軸に地上高さ, 横軸に建設年をとったグラフが Fig. 1 から Fig. 3 である。Fig. 1 のニューヨーク市では, 鉄骨構造によって 1900 年以前に建設が始まっており, 当時はシカゴ市と超高層建物高さを競う時代であった。本稿提出時までのニューヨーク市における総数は, 約 690 棟である。近年では, RC 造の超高層住宅の建設が盛んに進められており, 2015 年建設のとある RC 造住宅は, 地上 96 階, 高さ 425 m という驚くべき規模を誇る。

西海岸の 4 主要都市 (サンフランシスコ, ロサンジェルス, サンディエゴ, シアトル) におけるグラフ, Fig. 2 において, 耐震性を考慮する超高層建物の建設は日本同様, 1960 年以降に盛んとなっている。総数は約 220 棟であるが, 1994 年のノースリッジ地震直後に空白の時期がある。鉄骨造建物の柱梁接合部破断が大きな問題として指摘され, その解決に向けた取り組みがその後の設計規範に厳しく反映された<sup>9)</sup>時期である。Fig. 3 は, この 4 都市のグラフについて, 対象範囲を 1950 年以降とし, RC

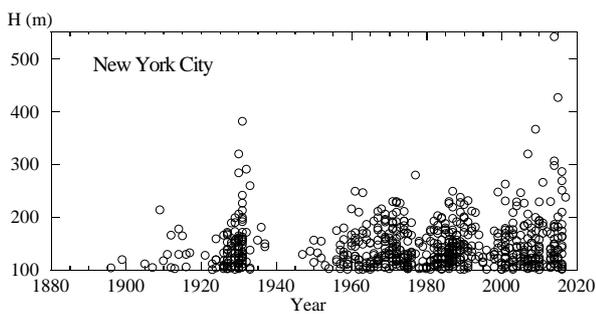


Fig. 1 High-rise buildings of New York City

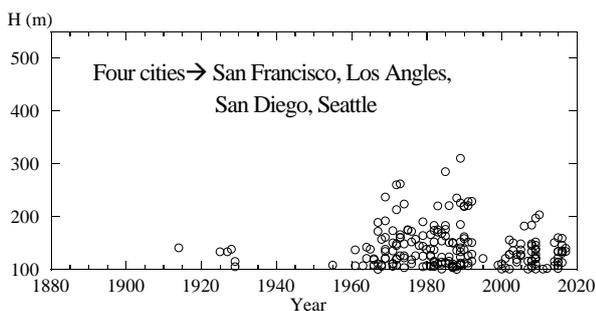


Fig. 2 High-rise buildings of the West Coast

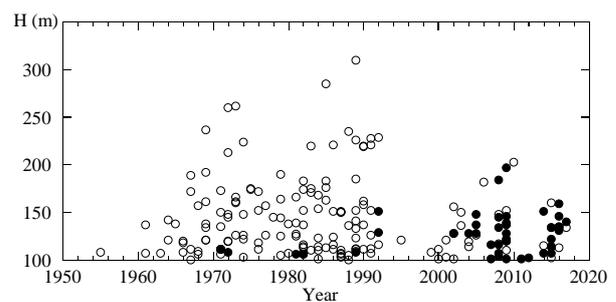


Fig. 3 RC buildings (solid plots) of the four cities



(a) Tall buildings of Financial District seen from the highway (I-80)



(b) Bay Bridge (I-80)

Fig. 4 San Francisco

造建物を黒塗りにしてプロットしたグラフである。1995年以降、超高層 RC 造建物の建設件数は大幅に上がり、1995 年以降において全体に占める割合は 60 %を超えている。都市の住宅事情が背景にあるのは間違いないが、ノースリッジ地震後に設計法が進化した超高層 RC 造建物の前向きさも後押ししていると思われる。

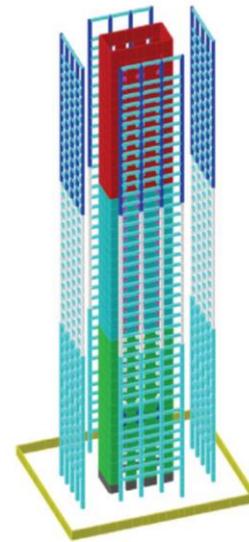
以降ではサンフランシスコと、ロサンジェルスで超高層 RC 造建物建設の現状、耐震設計に関わる活動等について述べる。具体的な設計内容については、次章において PEER レポートにまとめられた設計ケーススタディをレビューする。なお、本章に関係する設計事務所 (Magnusson Klemencic Associates および Englekirk 設計事務所) が次章ケーススタディを担当している。

## 2.2 サンフランシスコ

サンフランシスコは、米国の都市でもっとも住宅家賃が高額といわれている。近年、オフィス街 (フィナンシャルディストリクト) を北東から南西に貫く地下鉄バート駅周辺において、超高層 RC 造住宅が建設されている。特に海側のベイブリッジ付近は、超高層 RC 造住宅群によって、スカイラインに大きな変化が生じている (Fig. 4(a))。オフィス街の便利な地区という事情と、フィナンシャルディストリクト以外では高さ制限が設けられている事情により、このような建設地条件となっている。

Fig. 4 (a) 中央の最も高い超高層 RC 造住宅 (O 建物, Fig. 4 (b) の矢印) は 2008 年に建設された。この地上 54 階高さ 184 m (サンフランシスコで 2 番目の高さ) の建物について、Magnusson Klemencic Associates が構造設計を実施している<sup>10)</sup>。米国の耐震設計で剛接耐震フレームを採用する場合は、外構面に配置されることがほとんどで、建物規模が大きくなるとフレーム部材は相当大型化する。そのような問題に対して、コア部分の耐震壁を主な耐震要素として使用するのが米国式超高層 RC 造建物の通常で、耐震要素はコア壁のみとし、フラットスラブと柱からなるグラビティロードシステムが周囲に広がる計画が頻繁に採用される。

O 建物では、コア壁と外構面の耐震フレームを併用するデュアル構造が採用されている (Fig. 5)。当時の



John Lahey, Martin Wolf, Ron Klemencic, Ola Jahansson: A Tale of Two Cities: Collaborative Innovations for Sustainable Towers, CTBUH 8th World Congress, Dubai. March 3-5, 2008

Fig. 5 Dual system (Magnusson Klemencic Associates)

Uniform Building Code (UBC)が、240 フィート (73 メートル) を超える高さの場合、耐震フレームもしくはデュアルシステムのみを許容していたため、と理由が述べられている。コア壁内には、エレベーター、階段、サービスエリアが組み込まれ、コア壁と外構面の耐震フレームは厚さ 8 インチ (203 mm) のポストテンションフラット床スラブによって繋がられている。敷地は、サンアンドレアス断層から約 7 マイル (11 km) の地点にあり、構造設計では、再現期間約 50 年、500 年、1000 年の 3 段階の地震動強さに対して、それぞれ使用限界、補修限界、崩壊限界に対する検証が時刻歴応答解析に基づき行われている。なお、カリフォルニア構造技術者協会地震委員会 (SEAOC) の指針<sup>11)</sup> において、崩壊限界検証に対応する地震動強さを再現期間 1000 年相当とする記述がある。

## 2.3 ロサンジェルス

ロサンジェルス超高層建物構造設計協議会 (Los Angeles Tall Building Structural Design Council, 以降では LATBSDC) は 1988 年に設立された。超高層建物について、既往コー

ドによる仕様設計から性能設計への移行を意図した LATBSDC ガイドラインが 2005 年に作成され、2008 年と 2014 年に改定がなされている。主要な骨子は次のとおりである。1) 再現期間 43 年 (30 年超過確率 50%) の地震動強さ (SEL レベル) に対して継続使用性を確認する。2) 再現期間 2475 年 (50 年超過確率 2%) の地震動強さ (MCE レベル) に対して崩壊確率が極めて低いことを確認する。3) 塑性化部材を明快に定義し、それ以外の部材に非塑性化部材としての適切な強度を確保する。4) MCE レベルに対して、3 次元フレームモデルを用いた弾塑性地震応答解析を実施し、各種変形制限について照査する。地震動選定を主な改定内容とした 2017 年改訂版の 90% ドラフトを擁して LATBSDC 年次会議が 2017 年 5 月 5 日に開催された<sup>1), 2), 12)</sup>。会議の様子を Fig. 6 に示す (6 月に刊行された 2017 年版ガイドラインは Fig. 6 右)。Fig. 7 には、ダウンタウン地区内に企画されたものの実際には建設されなかった 31 階建て建物と 41 階建て建物の設計計画に関する発表資料 (Glotman Simpson US inc.) を示す。発表では 3 次元フレームモデルを用いた地震応答解析に基づく検証内容が発表された。

ロサンゼルスにおいて超高層建物はハリウッド地区とダウンタウン地区に集中している。現時点で最も高い超高層 RC 造住宅 (地上高さ 146 m) はハリウッド地区にあるが、ダウンタウン地区では現在、超高層 RC 造建

物の建設が複数進行している。ダウンタウン地区のウェスト 9th ストリート街区に位置する建物が LATBSDC 会議の会場であった。Fig. 8(a) に示す写真は、その 5 階から北西方向を撮影したものである。①の RC 造住宅は建設途中で 23 階まで工事が進んでいた。その左奥に見えるのがこの春完成の Wilshire Grand Center で、地上高さは米国西海岸エリアで最も高い 335 m となる。②の建物、③の建物は、地上高さがそれぞれ 101 m、120 m の RC 造住宅であり、2009 年および 2011 年完成である。④は地上高さ 137 m を予定する建設途中の RC 造住宅である。この他、8th ストリート街区では、地上高さ 194 m を予定する RC 造住宅が建設途中である。

Fig. 8(b) に示す建設現場は、南西に下った 12th ストリート街区に位置し、地上高さ 206 m を予定する RC 造建物が建設途中であった。LATBSDC 会議では、Fig. 8(b) の建設建物について構造設計を実施した Englekirk 設計事務所による説明があった。⑤の 1 棟が地上高さ 206 m、⑥⑦の 2 棟は地上高さ 162 m の規模で、これら 3 棟は下部の数層をポウディウム構造として共有している。設計では LATBSDC ガイドラインを参照しており、MCE レベルに対して、コア壁とカップリングビームに塑性化を予定し、その他の部材を弾性に留める方針がとられている。同ガイドラインでは MCE レベルに対して、最大層間変形角 0.03 rad、カップリングビーム最大部材角 0.06



Fig. 6 The 2017 meeting of Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council



Fig. 7 (Courtesy of GSCE) 1212 S. Flower Street Los Angeles Performance Based Design



Fig. 8 High-rise residential buildings constructed in LA downtown

rad を制限値としている。準備された複数の MCE 地震動に対する解析の結果、これらの中央値はそれぞれ約 0.02 rad および 0.03 rad となり、最も大きな値も制限値内であることが確かめられている。地上階において、コンクリート強度には 5000-10000 psi (34 N/mm<sup>2</sup>-69 N/mm<sup>2</sup>) が採用されている。壁と柱には Gr 60 (降伏強度 414 N/mm<sup>2</sup>) の鉄筋が用いられている。

3. ロサンゼルス建設地に想定した 42 階建て超高層 RC 造建物の耐震設計ケーススタディ

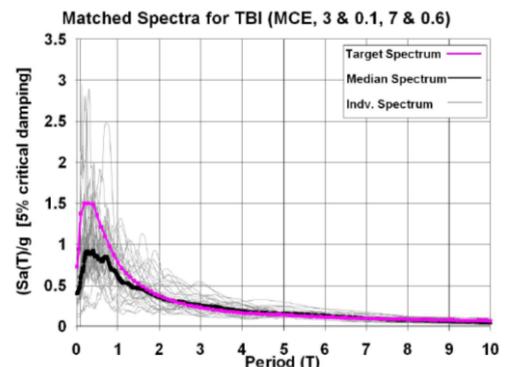
PEER レポート<sup>4)</sup>にまとめられた 42 階建て超高層 RC 造建物に関するケーススタディ (Fig.9 左) は、TBI ガイドライン (PEER が主導する Tall Buildings Initiative の超高層建物設計ガイドライン) および LATBSDC ガイドラインの各種項目を検証する目的があった。以降では、3.1 使用地震動の選択、3.2 コア壁構造のケース、3.3 コア壁および耐震フレームのデュアル構造のケースの順に説明する。なお、構造体費用評価では、コア壁構造の場合 12600 万ドル、デュアル構造の場合 13400 万ドルと試算され、6%程度デュアル構造の方が高額となっている<sup>13)</sup>。

3.1 解析用の地震動選択

Fig.9 にロサンジェルに位置する想定建設地 (NEHRP site class C:  $V_{s30}=360$  m/s, 矢印付記) と周囲の断層の関係、ハザード評価を経て設定された MCE レベルのサイトスペクトルを示す。前震、余震を除く水平 2 方向成分 1561 対のデータベースが参照され、そこから地震動 15 対 (水平 2 方向成分) が選択される。ハザードレベルに応じて支配的な地震イベントを特定し (ディアグリゲーション)、対象とする想定建設地における地理条件 (震源距離を最大 100 km, 地盤の最大せん断波速度を 180-1200 m/s) を考慮しつつ、地震動データベースの中から、地震動条件が絞られた。地震動強さの再現期間は、25 年, 43 年 (30 年超過確率 50%), 475 年 (50 年超過確率 10%), 2475 年 (50 年超過確率 2%), 4975 年 (50 年超過確率 1%) でそれぞれのレベルを SLE25, SLE43, DBE, MCE, OVE と呼ぶ。水平 2 方向の地震動の対について、2 方向の波形の最大加速度応答スペクトル (減衰定数 0.05) を幾何平均し、サイトスペクトルに対応させる。すなわち、幾何平均スペクトルに一定倍率を乗じ、サイトスペクトルと最も近くなる倍率を特定する。具体的には、0.5 秒-10.0



Figure 2.1 Location of TBI building in Southern California.



Jack Moehle, Yousef Bozorgnia, Nirmal Jayaram, Pierson Jones, Mohsen Rahnama, Nilesh Shome, Zeynep Tuna, John Wallace, Tony Yang, and Farzin Zareian: Case Studies of the Seismic Performance of Tall Buildings Designed by Alternative Means, PEER Report 2011/05 Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley

Fig. 9 (PEER Report 2011, Task 12 Report for the Tall Buildings Initiative) hazard analysis and ground motion selection

秒間で 0.1 秒刻みにおけるスペクトル振幅の誤差の総和を参照して 5 以下の値を条件とし特定している。また、対象とする建物の 1 次固有周期が約 5 秒であることを踏まえ、各周期の誤差に対して、周期 0.5-3.0 秒間を 10%、3.0-7.0 秒間を 60%、7.0-10.0 秒間を 30%とする重み付けを適用している。誤差の総和の小さいものから 15 番目までが選択される。MCE レベルでは、サイトスペクトルの周期 5 秒におけるスペクトル振幅は 0.145 g、OVE レベルではその約 1.3 倍であった。

### 3.2 コア壁フラットスラブ構造

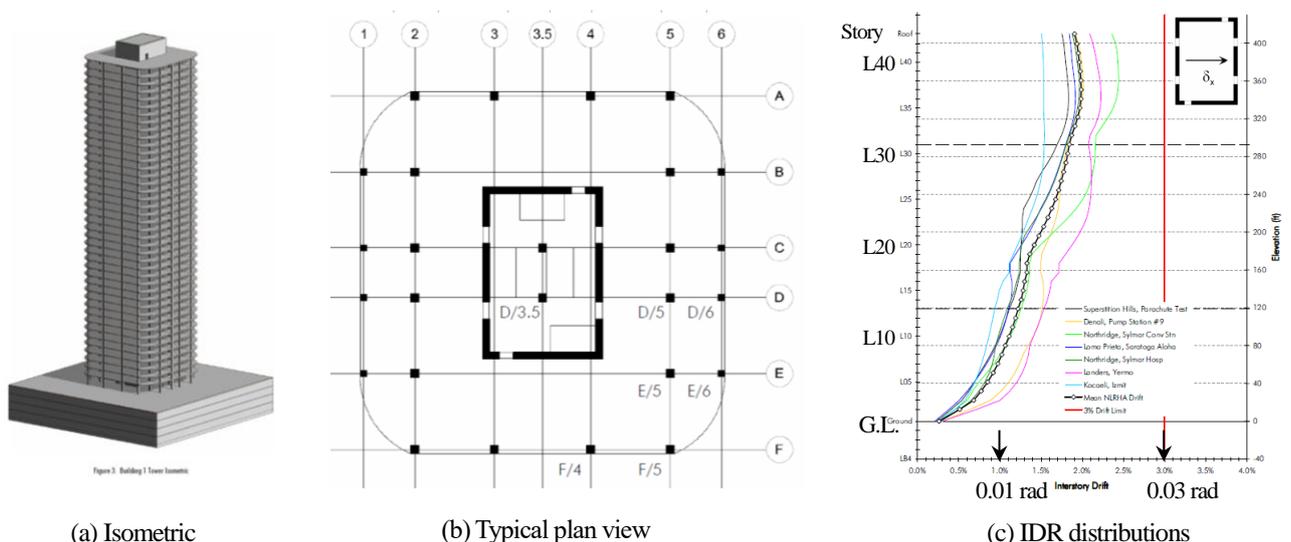
Fig. 10 (a) に検討建物のアイソメを示す。上部 38 層のタワー部の下 4 層に、69 m x 69 m の平面広さのポウディウム部を有している。Fig. 10 (b) にタワー部の平面図を示す。耐震要素をコア壁のみとし、周囲にポストテンションフラットスラブ・柱構造が広がる。平面寸法は①⑥間が 32.9 m、AF 間が 30.2 m、コア壁に関連して③④間が 8.8 m である。基準階高は 2.95 m である。ここでは LATBSDC ガイドライン 2008 年版に準じた 1B ケースを対象とし、章の最後に TBI ガイドラインに準じた場合との比較に言及する。なお、最小ベースシヤ強度を重量の 0.030 倍と規定する制限については、性能設計の意図に沿わない等を理由として、採用しない方針がとられた (LATBSDC ガイドライン 2017 年版では、その項目が消去されている)。

12 層までの柱は 34 x 34-24 x 24 インチ (864-610 mm)、壁厚は 32-28 インチ (813 -711mm)、ポウディウム部より上の床スラブ厚は 8 インチ (203 mm) とされた。コンクリ

ート強度 (公称値) について、柱と壁は 8.0 ksi (55 N/mm<sup>2</sup>)、床スラブは 5.5 ksi (33 N/mm<sup>2</sup>) とされた。鉄筋降伏強度 (公称値) について、カップリングビームで Gr 75 (75 ksi, 517 N/mm<sup>2</sup>)、その他は Gr 60 (60 ksi, 414 N/mm<sup>2</sup>) が採用された。数値解析には 3 次元骨組モデルが用いられた。減衰定数は 2.5% とされた。

SLE レベルに対する継続使用性の検証については、再現期間 25 年を採用している。弾性解析検討において、LATBSDC ガイドラインでは、部材を実質的に弾性に留めることと記述されている。本設計では梁について総数の 20% まで、強度に対する応力の比が 1.0 を上回ることを認めている (上限は 1.5)。最大層間変形角の制限値は 0.005 rad である。曲げに対する初期剛性の計算では、壁 0.9  $I_g$ 、柱 1.0  $I_g$ 、カップリングビーム 0.5  $I_g$ 、アウトリガースラブ 0.35  $I_g$  が用いられた ( $I_g$  は全断面の断面 2 次モーメント)。ここでは、時刻歴応答解析による検討がなされているが、一般的にはモーダル応答スペクトル法が用いられる。ガイドラインでは、時刻歴応答解析は地震動の選択、出力表記の複雑さを伴うことから、スペクトル法による検討は適切との見解である。

MCE レベルに対しては、弾塑性モデルが必要となる。柱には弾性線材に弾塑性材端バネモデルを組み合わせたモデル、カップリングビームには弾塑性せん断バネモデル、床には弾性シェルモデルが用いられた。曲げに対する初期剛性の計算では柱 0.7  $I_g$ 、カップリングビーム 0.2  $I_g$  等が用いられた。水平 2 方向入力の影響を受けるコア壁については、箱形断面の幾何学的条件を反映するファイバーモデルが用いられた。MCE レベルに対する変形評



Jack Moehle, Yousef Bozorgnia, Nirmal Jayaram, Pierson Jones, Mohsen Rahnama, Nilesh Shome, Zeynep Tuna, John Wallace, Tony Yang, and Farzin Zareian: Case Studies of the Seismic Performance of Tall Buildings Designed by Alternative Means Task 12 Report for the Tall Buildings Initiative, PEER Report 2011/05 Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley

Fig. 10 A core wall only structural system (a 42-story building located in Los Angeles, 1B) : a performance-based design based on the 2008 LATBSDC seismic design criteria (Magnusson Klemencic Associates)

価において、主要な制限値として、最大層間変形角 0.03 rad、カップリングビーム最大部材角 0.06 rad を設定している。壁の塑性化部において、鉄筋最大圧縮歪 0.02/最大引張歪 0.05、コンファインドコンクリート最大圧縮歪 0.015 を設定している。これらの制限値は LATBSDC ガイドラインおよび TBI ガイドラインに共通している。

弾塑性モデルの 1 次固有周期は 4.0 秒となった。MCE 地震動群に対する解析結果において最大層間変形角分布を Fig.10 (c) に示す。上層部ほど層間変形角が大きくなっており、地震動 7 ケースのうち、最大層間変形角の中央値および最大値はそれぞれ、35 階付近で約 0.02 rad, 0.025 rad となっている。下層部に着目すると、1 階の 0.003 rad から徐々に層間変形角が増え、7 階で 0.01 rad に達している。コア壁の曲げ変形が積分される形で、上層階の層間変形角が大きくなる状況が示されている。コア壁（コーナー部）の最大引張歪の中央値は 0.005、最大圧縮歪は 0.0015（いずれも 1 階で記録）となっている。その他、カップリングビームの最大部材角の中央値および最大値はそれぞれ、約 0.015 rad, 0.02 rad であった。コア壁の最大せん断力について、中央値は強度  $10 * f_c^{0.5} * A_c$  (psi) の 1/1.2 倍であった (ACI 318-08 のせん断応力制限値は  $8 * f_c^{0.5} * A_c$ )。

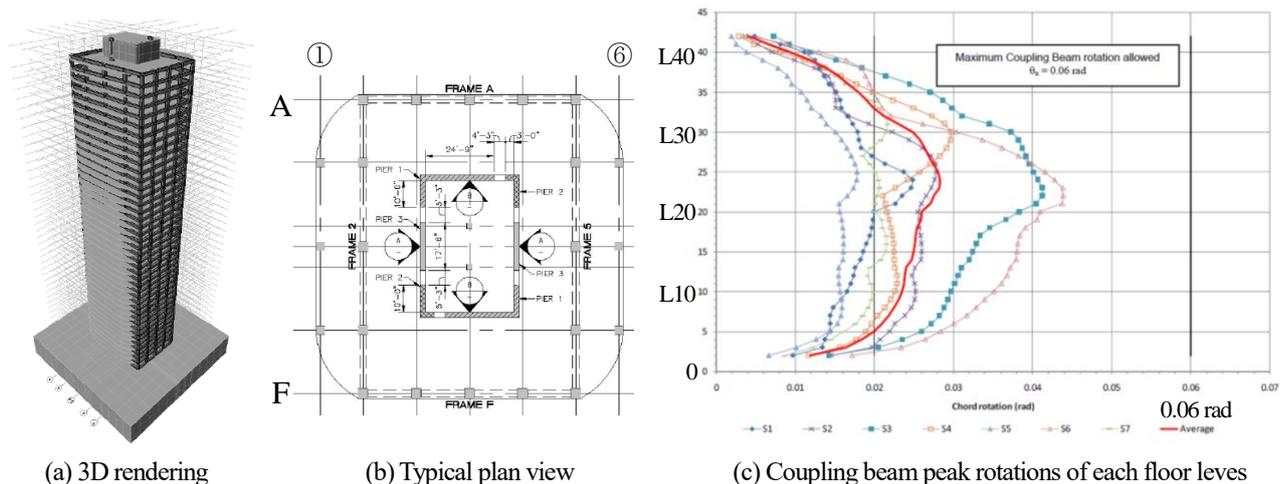
### 3.3 コア壁・耐震フレームのデュアル構造

Fig. 11 (a) に検討建物のパースを示す。下層 4 層のポウディウム部と 38 層のタワー部からなる。Fig. 11 (b) にタワー部の平面図を示す。耐震要素としてコア壁と外構面の構造フレームを併用している。平面寸法は①⑥間が 32.9m、AF 間が 32.6m である。4 スパンの構造フレーム A, F 通りにおけるスパン長は 5.9m である。フレーム構

造の梁は 30 x 36 インチ (762 x 914mm)、24 層までの柱は 46 x 46-42 x 42 インチ (1168 - 1067 mm)、20 層までの壁厚は 24 インチ (610 mm)、ポウディウム部より上の床スラブ厚は 10 インチ (254 mm) とされた。コンクリート強度 (公称値) について、20 層までコア壁は 8.0 ksi (55 N/mm<sup>2</sup>)、梁は 5.0 ksi (34 N/mm<sup>2</sup>)、柱は 5.0 - 10.0 ksi (34 - 69 N/mm<sup>2</sup>)、床スラブは 5.5 ksi (38 N/mm<sup>2</sup>) とされた。(公称値) 鉄筋降伏強度については全て (Gr 60) 60 ksi (414 N/mm<sup>2</sup>) で統一された。

LATBSDC ガイドラインに概ね従う 2B ケースを対象とする。継続使用性を検証する SLE レベルは再現期間 25 年相当である。数値解析モデルについて、SLE25、MCE レベルともに前述のコア壁フラットスラブ構造のケースとほぼ同様である。モーメントフレームの柱と梁には弾性線材に弾塑性材端バネモデルを組み合わせたモデルが用いられている。MCE レベルに対して、耐震フレーム構造の柱、梁の最大ヒンジ回転角制限値を 0.025 rad および 0.045 rad としている (柱の最大圧縮力制限値は  $0.40 f_c A_g$ )。

弾塑性モデルの 1 次固有周期は 4.3 秒となった。MCE の解析結果において最大層間変形角分布は、地震動の異なる 7 ケースのうち、中央値が 30 階付近で約 0.015 rad となり、最大値は 0.02 rad をやや上回る程度であった。カップリングビームについては、Fig. 11 (c) に示すとおり、最大部材角の中央値および最大値はそれぞれ、約 0.03 rad, 0.04 rad であった。コア壁コーナー部の最大引張歪の中央値は 0.005、最大圧縮歪は 0.0018 (いずれも 1 階 G.L. 付近) であり、それぞれ制限値の 1/10 程度であった。コア壁の最大せん断力について、中央値は強度  $10 * f_c^{0.5} * A_c$  (psi) の 1/1.5 倍であった。



Jack Moehle, Yousef Bozorgnia, Nirmal Jayaram, Pierson Jones, Mohsen Rahnama, Nilesh Shome, Zeynep Tuna, John Wallace, Tony Yang, and Farzin Zareian: Case Studies of the Seismic Performance of Tall Buildings Designed by Alternative Means Task 12 Report for the Tall Buildings Initiative, PEER Report 2011/05 Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley

Fig. 11 A core wall/special moment frame dual structural system (a 42-story building located in Los Angeles, 2B) : a performance-based design based on the 2008 LATBSDC seismic design criteria (Englekirk & Sabol Consulting Engineers)

### 3.4 LATBSDC ガイドラインと TBI ガイドライン

本ケーススタディでは、TBI ガイドライン 2010 年版に従うケースとして、コア壁構造に対して 1C ケースを準備し、耐震性能評価を実施している。これらのケースに対しては、SEL レベルとしては再現期間 43 年相当を採用している。再現期間 25 年相当と比較すると最大応答スペクトル振幅にして約 1.4 倍の要求値である。一方、TBI ガイドラインでは、SEL レベルに対する弾性解析時に(塑性化計画) 部材の応力が強度の 1.5 倍に達することを認めているため、カップリングビームの強度が相対的に低い設定となった。結果、コア壁構造 (1C ケース) のカップリングビームでは、MCE レベルに対する最大部材角の中央値および最大値が、約 0.035 rad, 0.055 rad となった。先に述べたように LATBSDC ガイドラインに沿う設計 (1B ケース) では、中央値および最大値は約 0.015 rad, 0.02 rad であり、制限値の 0.06 rad に対して 1/4 の中央値となっている。コア壁の主筋量については、TBI ガイドライン設計 (1C ケース) において相対的に多くなる結果になった。SEL レベルの設計クライテリアに影響を受けて決まる配筋条件によって、MCE レベルにおける骨組変形特性 (制限値との相対関係) に差異が生じており、設計計画における留意点として指摘されている。

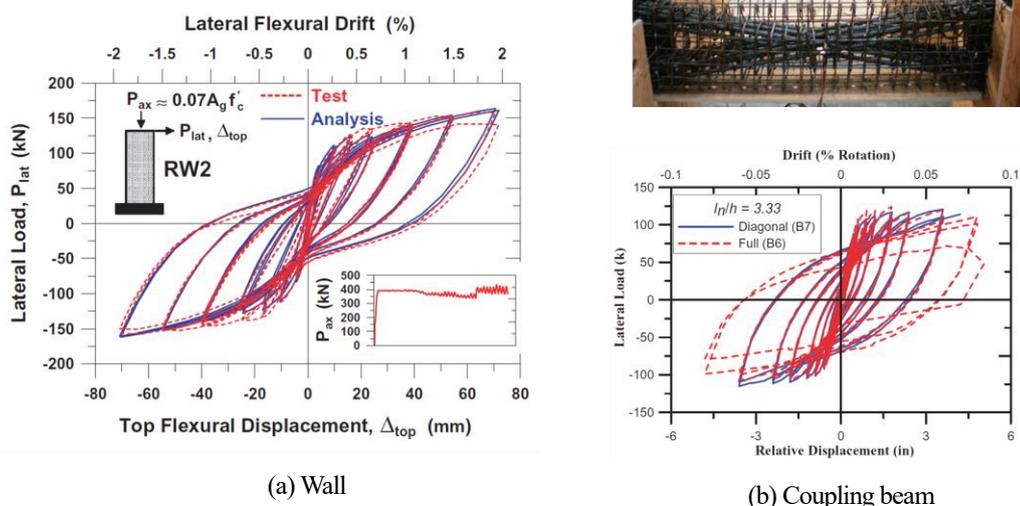
一方で、SEL レベルにおける解析結果には、減衰定数の設定が大きな影響を与える。LATBSDC 会議では、建物高さに応じて減衰定数の値を小さくする (地上高さ 60m で 0.025, 200m で約 0.015) 評価式の導入が議論され、設計に大きな影響を与える数値設定だけに、極めて活発な議論が交わされていた。TBI ガイドラインの 2017 年版でも同評価式が導入されている。

### 4. 耐震要素の耐震性能

MCE レベルに対する骨組の最大変形評価において、LATBSDC ガイドラインおよび TBI ガイドラインにはほぼ共通している主要な制限値は、最大層間変形角 0.03 rad, カップリングビーム最大部材角 0.06 rad, また、コア壁の鉄筋最大圧縮歪 0.02・最大引張歪 0.05, コンファインドコンクリート最大圧縮歪 0.015 である。

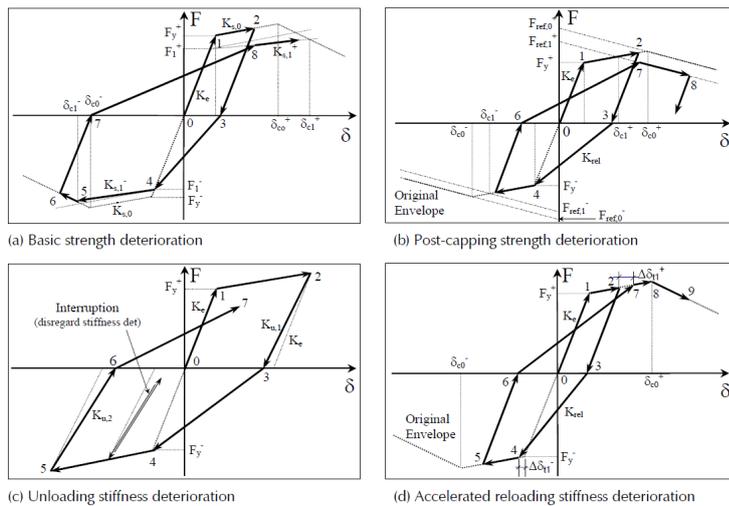
ここでは、米国で用いる一般の条件の壁実験、カップリングビーム実験についての資料を確認する<sup>14)</sup>。スレンダー壁 ( $h_w/l_w > 3$ ) の実験結果を Fig.12 (a) に示す (壁断面  $b_w \times l_w = 102 \times 1219 \text{ mm}$ , 壁高さ  $h_w = 3658 \text{ mm}$ )。実験結果の点線は、安定した履歴性状を変形角 0.02 rad まで示している。本試験体を対象としたファイバーモデル解析の結果を合わせて実線で示しているが、実験結果と良く対応している。一方、歪レベルはファイバー長さすなわちヒンジ高さに依存する。本実験では、基部から高さ約 230 mm までの範囲における軸方向変位計測から求めた平均歪を参照しており、部材角 0.015 rad 時に最大引張歪および最大圧縮歪の計測値は、それぞれ約 0.02, 約 0.005 であった。解析との比較では、同一 (ファイバー長さ) 条件において、最大引張歪と圧縮歪の両方を合わせることは難しいという結果を示している。また、圧縮歪に着目する場合、ヒンジ高さを  $l_w$  の 0.5 倍とすることで概ね実験結果と整合する結果を得ている。LATBSDC ガイドラインでは、 $l_p = 0.2 l_w + 0.03 h_w$  (Paulay and Priestley) がヒンジ高さとして示されている。

カップリングビームの実験について Fig. 12 (b) に示す。通常の住宅およびオフィスのカップリングビームの条件を考え、梁せいとクリアスパンの形状比として 2.4 およ



JOHN W. WALLACE: MODELLING ISSUES FOR TALL REINFORCED CONCRETE CORE WALL BUILDINGS, THE STRUCTURAL DESIGN OF TALL AND SPECIAL BUILDINGS, Struct. Design Tall Spec. Build. 16, 615–632 (2007)

Fig. 12 Anticipated wall and coupling beam behaviors (ACI 318-5)



Individual deterioration modes illustrated for a peak-oriented model (Ibarra and Krawinkler, 2005).

Fig. 13 General nonlinear modeling shown in ATC 72-1

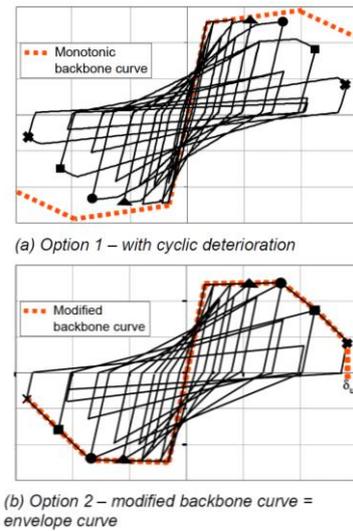


Fig. 14 Model options of TBI guideline

び 3.3 を設定しており、ここでは 3.3 の結果を示している。いわゆる X 配筋を採用することを前提に、斜め主筋の近傍を重点的に囲むせん断補強規定 ACI (2005)、梁断面全体を適切な量で囲むせん断補強規定 ACI (2008)に関する実験を行った結果、それぞれに対応する実線と点線は、同様の履歴を描き、0.08 rad の変形角においても、顕著な強度低下を見せていない。0.03 rad -0.04 rad の変形レベルにおいて、せん断ひび割れ幅の最大値は 0.4 mm、曲げひび割れ幅の最大値は 4.7 mm であった。

### 5. 強度低下、強度劣化を組み込む解析例

部材強度低下を伴う地震応答評価について、その技術体系を整備すべきという記述は LATBSDC ガイドライン、TBI ガイドラインのいずれにも見られる。ATC 72-1<sup>15)</sup>では、耐震要素に強度劣化が生じる状況を系統的に表現できる履歴則、イバラ・クラウinkerモデル (IMK モデル)<sup>16), 17)</sup>を推奨している (Fig. 13)。このモデルでは、一方向荷重の骨格曲線を参照して各種特異点のパラメータを定義する。関連して、既往実験データを統計解析した資料が整備されている<sup>18)</sup>。実際に構造実験を実施し、それによって得られるデータに基づき、履歴則を定義することも想定されている。TBI ガイドラインでは、繰り返し荷重実験における骨格曲線を適用して、適宜劣化状況を表現する方法も示されている (Fig. 14)。

ここでは、2010 年の 4 層 RC 造実骨組に関する震動台実験<sup>19), 20)</sup> (Fig. 15) において得られた地震応答データと IMK モデルによる解析値の比較を示す。平面が長方形の試験体は、長辺方向の構造形式に純フレーム構造を、短辺方向の構造形式に連層耐震壁フレーム構造を採用している。本実験は日米共同研究として実施され、特に短辺方向の耐震壁については、断面を矩形として、Fig. 12 (a)

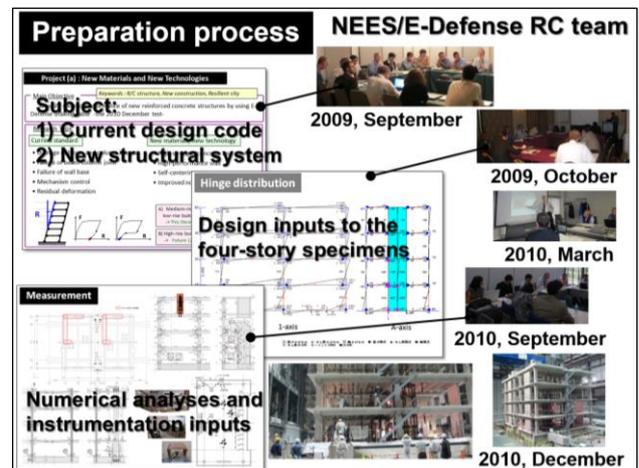
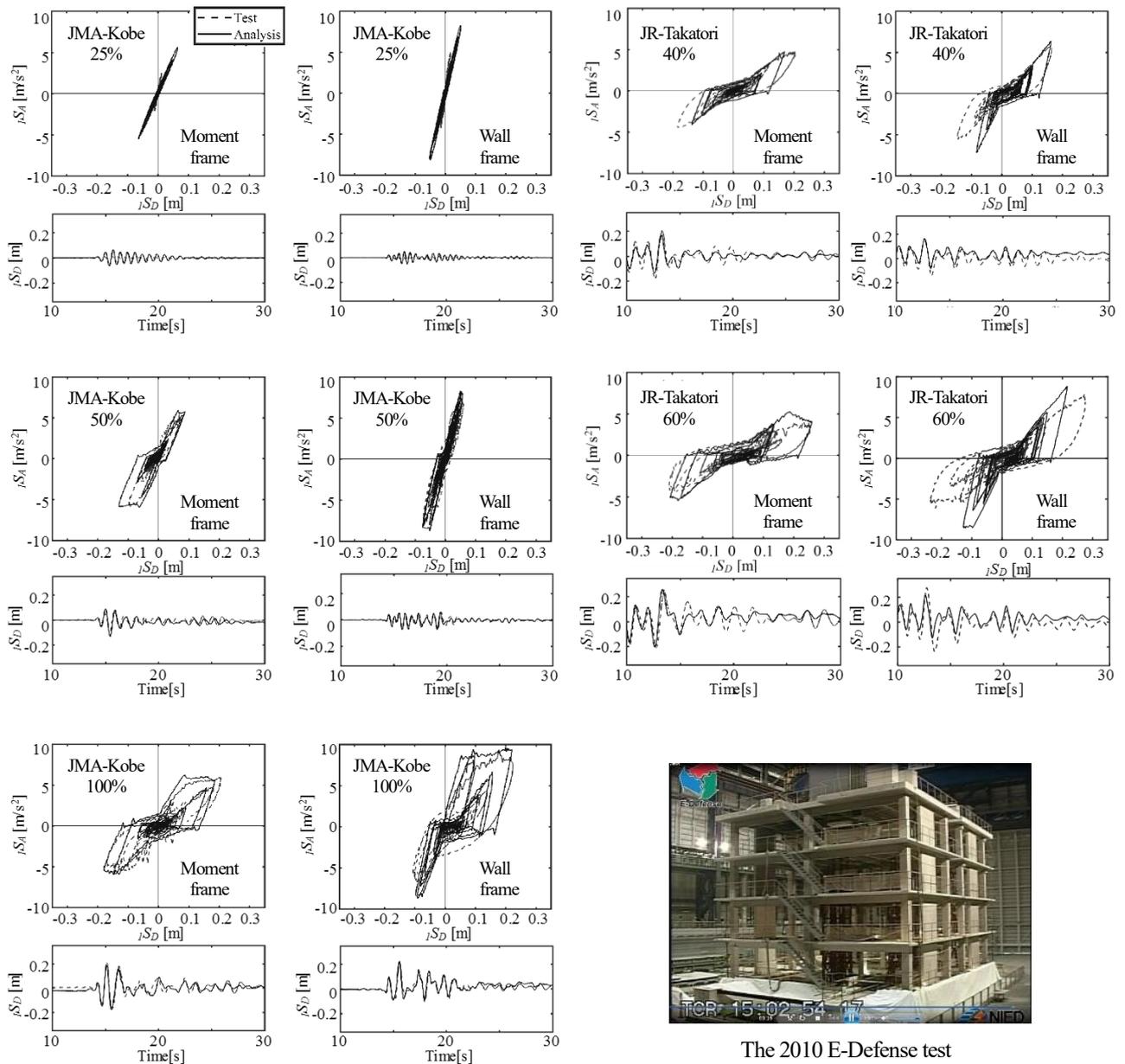


Fig. 15 The 2010 four-story RC structure test (E-Defense)

に示した耐震壁と同様の設計を適用している (壁断面  $b_w \times l_w = 250 \times 2500$  mm)。実験では JMA-Kobe 波および JR-Takatori 波を用いて、最大層間変形角 0.035 rad 以上を生じさせている。

本実験に関する骨組解析において、柱梁接合部損傷、耐震壁損傷に着目した検討が実施されている (例えば 21), 22)。ここでは、1 次モード応答の履歴形状に、解析モデルをフィッティングさせる過程において、解析モデルにおけるパラメータの感度等を検討した内容を紹介する。結果として、いわゆるピンチングの履歴形状を導入することで、一定の整合性が得られた<sup>23)</sup>。具体的には、OpenSees において、Modified Ibarra-Medina-Krawinkler Deterioration Model with Pinching Hysteretic Response<sup>24)</sup>を選択している。このモデルは、バイリニアの最大点指向ルールを基本にしており、変位増大による強度低下、ピンチング性状、繰り返しによる強度劣化を考慮することができる。モデル化では、全体履歴の骨格曲線を参照して、負勾配を含



The 2010 E-Defense test

Fig. 16 Numerical analyses for a series of tests ( $\lambda=25$ ,  $k_d=0.5$ ,  $k_f=0.5$ )

めた3折線を定義した。解析では、試験体基部で観測した各加速度波形を一定の時間間隔のもと、直列入力した。減衰定数について  $h=0.05$  の瞬間剛性比例型を採用した。

解析と実験の比較を Fig.16 に示す<sup>23)</sup>。繰り返しの強度劣化のパラメーター  $\lambda$  を 25 とし劣化程度を小さくし、ピンチング性状のパラメーターである  $k_d$ ,  $k_f$  を 0.5 としている。JMA-Kobe 波の入力倍率を上げていった実験について、純フレーム方向、壁方向の最大層間変形角は 50%加振において 0.016 rad, 0.010 rad, 100%加振において両方向とも 0.034 rad という条件である。解析結果は、これらの実験結果をよく追跡できている。なお、25%加振については、等価剛性（全体変形角 0.005 rad 時の割線剛性）の線形領域に当たること、解析結果が実験結果と大きく異なる応答波形を示している。

繰り返す地震を想定し、さらに加えて実施した JR-Takatori 波に関する実験について、純フレーム方向における解析では実験結果をよく追跡できている。純フレーム方向は柱梁接合部の損傷が卓越し、強度低下は正負対称に生じる条件であった。一方、壁フレーム方向においては、JMA-Kobe 波の 100%加振時の正側変形下で、曲げ引張による大きな軸伸びが壁脚に生じ、負側変形時において壁脚局部座屈が生じた。結果、負側の強度低下が正側に比べて早く生じる条件となった。この影響が後続の JR-Takatori 波における実験と解析の差として現れている。実験結果に従って正負非対称の骨格曲線を設定することで、他と同様、よく追跡できる結果を得ているが、正負非対称の強度低下特性を予め骨格曲線に表現することは現実的に難しい。ここで、パラメーター  $\lambda$  の値を 3 とし、繰り返

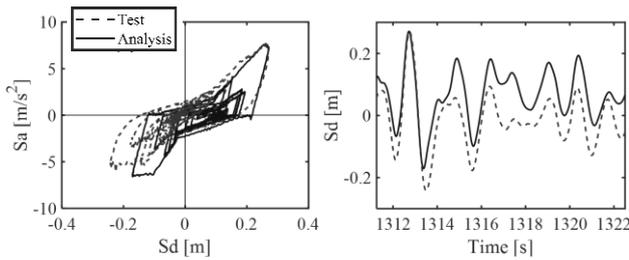


Fig. 17 Wall frame (JR-Takatori 60%),  $\lambda=3$ ,  $k_d=0.5$ ,  $k_f=0.5$

返しによる強度劣化程度を増すことで、正負非対称の破壊性状を含む場合に対する評価の可能性を確認できた (Fig.17)。

JMA-Kobe 波の 100 %加振時において壁脚の最大引張歪は 0.07 であった。LATBSDC ガイドラインおよび TBI ガイドラインにおける引張歪の制限値 0.05 はこの値に近く、この点について、今後詳細な検討を計画している。

## 6. おわりに

超高層建物の大地震時安全検証として、米国では MCE レベル (再現期間 2475 年) を、日本では DBE レベル (再現期間 475 年) を用いる。米国では DBE レベルと MCE レベルのスペクトル振幅の比を 1.5 と定義することがある。そこから大胆に仮定すると、日本における最大層間変形角の制限値 0.01 rad の 1.5 倍、すなわち 0.015 rad が、米国における制限値である 0.03 rad の比較対象になるかもしれない。一方で、各層のせん断変形が支配的な日本式フレーム構造に対し、コア壁の曲げ変形が卓越して上層部で層間変形角が大きくなる米国式コア壁構造・・・この点も踏まえた比較の議論が重要である。

## 謝辞

多くの技術資料の図を転載させていただきました。関係各位に御礼申し上げます。特に UC バークレー Jack Moehle 教授, UCLA John Wallace 教授には、技術的な面でご助言いただきました。サンフランシスコでの調査において SGH 設計事務所 Paul Cordova 博士にご協力いただきました。数値解析に関してユタ大学 Luis Ibarra 博士にご助言いただきました。ハザードアナリシスについて名古屋大学 Cem Yenidogan 博士に解説いただきました。ここに記して感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) LATBSDC (2008). "An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region," Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council
- 2) LATBSDC (2017). "An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region," Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council, 2017 June 8  
[http://www.tallbuildings.org/PDFFiles/2017-LATBSDC-CRITERIA\\_Final\\_06-08-17.pdf](http://www.tallbuildings.org/PDFFiles/2017-LATBSDC-CRITERIA_Final_06-08-17.pdf)
- 3) TBI (Tall Buildings Initiative) Guidelines for Performance- Based Seismic Design of Tall Buildings, Version 1, November 2010
- 4) Jack Moehle, Yousef Bozorgnia, Nirmal Jayaram, Pierson Jones, Mohsen Rahnama, Nilesh Shome, Zeynep Tuna, John Wallace, Tony Yang, and Farzin

- Zareian: Case Studies of the Seismic Performance of Tall Buildings Designed by Alternative Means, PEER Report 2011/05 Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley
- 5) <https://www.emporis.com/city/101040/san-francisco-ca-usa>
- 6) <https://www.emporis.com/city/101029/los-angeles-ca-usa>
- 7) <https://www.emporis.com/city/101033/san-diego-ca-usa>
- 8) <https://www.emporis.com/city/101046/seattle-wa-usa>
- 9) FEMA 350. (2000). "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Building", Federal Emergency Management Agency.
- 10) John Lahey, Martin Wolf, Ron Klemencic, Ola Jahansson: A Tale of Two Cities: Collaborative Innovations for Sustainable Towers, CTBUH 8<sup>th</sup> World Congress, Dubai. March 3-5, 2008
- 11) SEAOC, Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, 1999, 7th Edition, Appendices G and I.
- 12) LATBSDC Proceedings of the 2017 Annual Meeting, Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council, May 5, 2017
- 13) Jack Moehle: Performance-Based Earthquake Engineering in the U.S.: Case Study for Tall Buildings (Chapter 26), Performance-Based Seismic Engineering: Vision for an Earthquake Resilient Society (Editor Matej Fischinger), Springer, 2014
- 14) JOHN W. WALLACE: MODELLING ISSUES FOR TALL REINFORCED CONCRETE CORE WALL BUILDINGS, THE STRUCTURAL DESIGN OF TALL AND SPECIAL BUILDINGS, Struct. Design Tall Spec. Build. 16, 615-632 (2007)
- 15) PEER/ATC 72-1 Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings, 2010
- 16) Luis F. Ibarra, Ricardo A. Medina, Helmut Krawinkler: "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34(12), 1489-1511, 2005
- 17) Dimitrios G. Lignos, Helmut Krawinkler: "Development and Utilization of Structural Component Databases for Performance-Based Earthquake Engineering", Journal of Structural Engineering, ASCE, 1382-1394, 2013.8
- 18) Curt B. Haselton, Abbie B. Liel, Sarah Taylor Lange, Gregory G. Deierlein: 'Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings' PEER Report 2007/03
- 19) Nagae, T., K., Tahara, T., Matsumori, H., Shiohara, T., Kabeyasawa, S., Kono, M., Nishiyama, J., Wallace, W., Ghannoum, J., Moehle, R., Sause, W., Keller and Z., Tuna: 'Design and Instrumentation of the 2010 E-Defense Four-Story Reinforced Concrete and Post-Tensioned Concrete Buildings' PEER Report 2011/104
- 20) 長江拓也, 田原健一, 福山國夫, 松森泰造, 塩原等, 壁谷澤寿海, 河野進, 西山峰広, 西山功: 4階建て鉄筋コンクリート造建物を対象とした大型振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, No.669, pp.1961-1970, 2011. 11
- 21) 劉奕歆, 塩原等, 長江拓也, 松森泰造: 実大四層 RC 骨組の三次元震動台実験の地震応答解析, コンクリート工学年次報告集, Vol.34, No.2, pp. 85-90, 2012
- 22) Zeynep Tuna, Sofia Gavridou, John Wallace, Takuya Nagae, Taizo Matsumori: 2010 E-Defense Four-Story Reinforced Concrete and Post-Tensioned Concrete Buildings-Comparative Study of Experimental and Analytical Results, 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 2014
- 23) 横山遼, 長江拓也, Cem YENIDOGAN, 田原健一, 土佐内優介: 鉄筋コンクリート造骨組の大変形時弾塑性応答性状に関する数値解析モデルの再現性 (Ibarra-Medina-Krawinkler Model), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2017
- 24) [http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Modified\\_Ibarra-Medina-Krawinkler\\_Deterioration\\_Model\\_with\\_Pinched\\_Hysteretic\\_Response\\_\(ModelMKPinching\\_Material\)](http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Modified_Ibarra-Medina-Krawinkler_Deterioration_Model_with_Pinched_Hysteretic_Response_(ModelMKPinching_Material))
- 25) 長江拓也, Helmut Krawinkler: 地震時における鉄筋コンクリート建物の破壊確率に関する一考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, C-2, pp.745-746, 2004