

アンボンド PC 圧着架構に適用する新 PCa 床スラブシステムの開発と
スラブ面内せん断力の評価法EVALUATION OF IN-PLANE SHEAR TRANSFER IN DEVELOPED PCA FLOOR SLAB SYSTEM
FOR UNBONDED PRESTRESSED CONCRETE FRAME STRUCTURE朝賀亮太*, 前田匡樹**, 迫田丈志***
Ryota ASAKA, Masaki MAEDA and Joji SAKUTA

In this study, a new PCa floor system for an unbonded prestressed concrete (PC) frame structure was developed. Deformation of unbonded PC frame structure is expected to concentrate in the joint between beam and column and, as a result, damage such as cracks to beams and columns can be reduced during an earthquake. Floor slab applied to these structures is needed to be provided with not only sufficient in-plane shear transfer capacity but also system to avoid confinement of movement of beam-column joint. For this purpose, a new PCa slab-beam joint system was proposed and loading tests of full scale specimens were carried out. From the experimental results, it was shown that shear stiffness and strength in the new joint system with shear cotter were almost same with those in conventional half PCa floor slab. Moreover, an evaluation method of in-plane shear of floor slab between the frames with different stiffness and shear capacity was examined based on equilibrium of shear force in frames and floor slabs. Static push-over and seismic response analyses of prototype frame structures were carried out to discuss the requirement for in-plane shear capacity of floor slab and design shear for slab-beam joint. Significant difference was not found between the seismic responses of frame structures with rigid floor and those with the new floor slab system, provided that the slab-beam joint was designed accordance with the proposed evaluation method of in-plane shear.

Keywords : *PCa slab-beam joint, In-plane shear force, Floor slab, Unbonded prestressed concrete structure, Seismic Capacity*

PCa 床スラブ - 梁接合部, 面内せん断力, 床スラブ, アンボンド PC 架構, 耐震性能

1. はじめに

国土交通省の平成 18~19 年度住宅・建築関連先端技術開発助成事業の研究開発課題「構造安全性と生産合理性の融合を目指した鉄筋コンクリート造事務所ビル建築の開発」の補助を受け, (社) 建築業協会に設置された RC 造事務所ビル建築の開発研究実施委員会 (委員長: 塩原等 東京大学准教授) において, 次世代の建築物を想定した, 高強度・高品質材料を用いた鉄筋コンクリート造ロングスパン中高層建築物のための実用的な新構造システムの開発に関する一連の研究が行われた¹⁾. 想定する架構は, 図 1 に示すアンボンドプレストレス (PC) 圧着プレキャスト (PCa) コンクリート架構で, 国土交通大臣告示の改正により柱・梁骨組にアンボンド緊張材が認められることとなったことを受け, PCa 柱・梁部材を, アンボンド PC 圧着接合して架構を構成することで, 施工性や解体の容易性, 部材の修復・交換可能性などを向上させるとともに, 長スパン事務所ビルの実現を目指すものである. アンボンド PC 圧着架構では, 柱・梁圧着接合部に変形が集中するため, 架構が非線形弾性の復元力特性を示し, 部材自体の変形・損傷を低減し, 別途制振ダン

パーを付加して減衰を確保することで, 高い耐震性能を確保することを想定している¹⁾.

検討の対象としたのは, 平面中央部に事務所スペースとしての大スパンを確保するために, 梁部材にも PC を導入して軽量化を図り, 水平力に対しては主として外周架構で抵抗する構造計画である. 大スパンを有する PC 建物に対する技術の開発を優先する目的から, 個別の建築計画に影響を及ぼしやすい耐震壁・コア壁等の連層耐震壁を用いない純ラーメンを想定した¹⁾.

この構造システムを実現するための課題を解決するために, 十字型柱・柱接合や大スパン構面の T 型接合部の構造性能に関する研究^{2,3)}, 2 次壁組込型制振デバイスの性能に関する研究⁴⁾, 架構の試設計⁵⁾など一連の研究がおこなわれた. 筆者らは, この架構に適用する大スパン床スラブシステムに関する検討を行った. 外周架構を主な耐震要素とし, 内部に大スパンの大空間を確保する構造では, 内部構面に生じる地震力を床ダイアフラムにより外周の耐震要素に安全に伝達させることが欠かせない. 「プレストレストコンクリート (PC) 合成床板設計施工指針・同解説」 (以下, PC 合成床板指針)

* ㈱日建設計 修士(工学)
(元 東北大学大学院)

** 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻
准教授・博士(工学)

*** 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻
助手・修士(工学)

Nikken Sekkei Ltd., M. Eng.

Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Building Science, Tohoku Univ., Dr. Eng.

Research Assoc., Dept. of Architecture and Building Science, Tohoku Univ., M. Eng.

6)および「場所打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート設計指針(案)・同解説」(以下、現場打同等型指針)7)では、床版の面内せん断力に関して、場所打ちのトッピングコンクリート部で伝達することを規定している。したがって、現状のPC構造では、床スラブは剛床を成立させるなどの目的から、ハーフPCa床版やデッキプレートを用いて、トッピングコンクリートにより梁と一体化させるのが一般的である。しかし、アンボンドPC圧着PCa構造では、繰返し地震力により梁端部の開閉が起こることが前提であり、梁と床を一体に打設することで梁-柱接合部の開閉を妨げ、性能が損なわれ、スラブ端部に損傷が生じる等の問題が予想される8)。

そこで筆者らは、施工の容易性と部材の再利用可能性を確保しつつこれらの問題を避けるために、フルPCa床版を採用することとし、梁端部の開閉を妨げない機構を有し、かつ、スラブ面内せん断力伝達が確保できる新しい床システム、すなわち、図2に示すように梁の材軸方向には梁と一体に接合されせん断力を伝達し、材軸直交方向にはローラー機構となる床スラブ-梁接合部を開発するための検討を行ってきた9)。既往の研究においても、ハーフPCa床版の面内剛性やせん断耐力に関する研究10)11)12)はあるものの、PC架構の離間部分におけるスラブの挙動に対して検討している研究は少ない。また、建物にPCaスラブを適用した時のスラブの設計用面内せん断力に関して、PC合成床板指針6)や、現場打ち同等指針7)の規定(隣接する架構が負担する地震層せん断力の差から算出)や、M. E. Rodriguezらの研究13)があるが、いずれも剛床仮定が成立する場合が対象である。西村14)らは、フルPCa床スラブの面内変形も考慮した検討を行っているが、鉄骨架構が対象で、本研究で対象とするPC架構とは架構の剛性が異なっている。

そこで本研究では、この要求性能を満足する新しい床スラブについて、梁との接合方法を開発し、床スラブ-梁接合部要素実験および架構に導入した静的加力実験を行い、それらの構造性能を検証した。さらに、本工法床スラブの実建物への適用を目指し、接合部を含むPCa床スラブの復元力特性をモデル化し、大スパンを有する想定建物の解析的検討を通して床スラブ-梁接合部の設計せん断力の評価法を提案した。

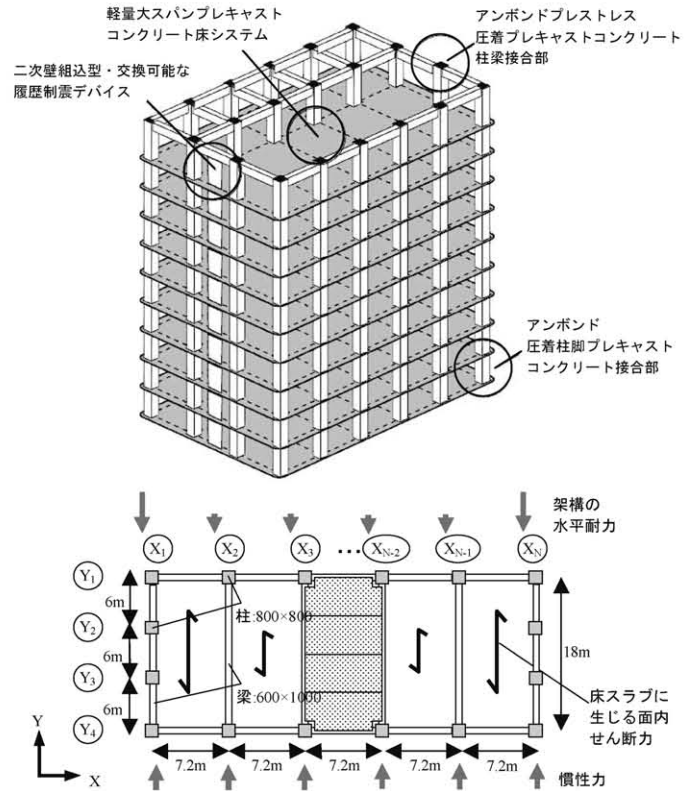


図1 事務所ビル建築用の大スパンプロトタイプ架構1)と建物平面

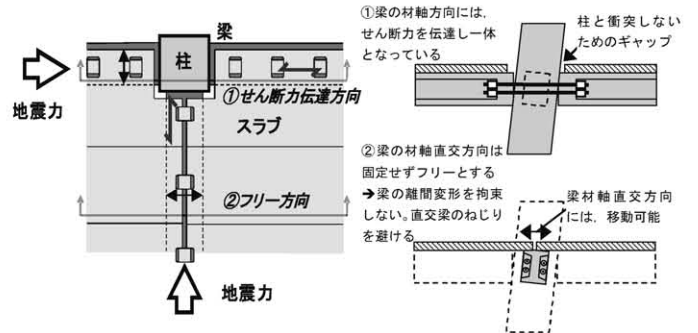


図2 新工法床スラブの概要

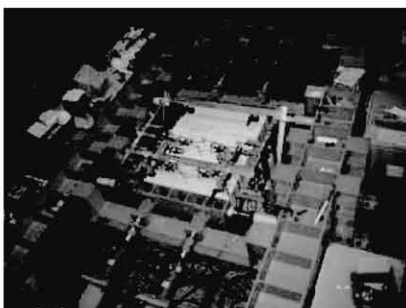


写真1 実験状況

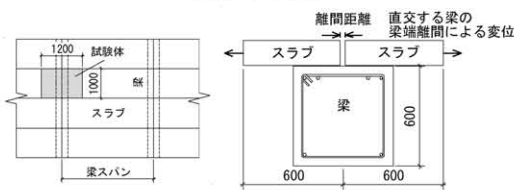


図3 試験体概要

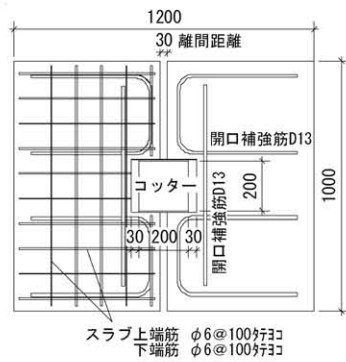


図4 シアコッター型(S1)

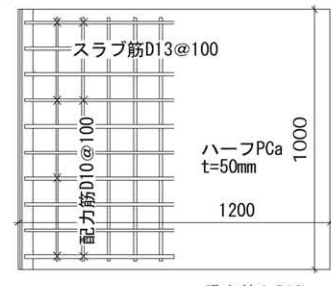


図5 ハーフPCaスラブ(S4)

2. スラブの面内せん断力伝達に関する要素実験

本研究では、まず上記の条件を満足するフルPCa床スラブと梁の接合システムを提案し、接合部要素実験を行って、面内せん断力の伝達性能の検討を行った。

2.1 試験体概要

試験体は、図1に示したプロトタイプ建物のy方向の梁とその両側の床スラブの接合部の性能を調べることを目的に、梁及び床スラブを切り出してモデル化したものである。図3に示すように、床スラブは、梁の材軸方向1m、材軸直交方向の両側にそれぞれ0.6mを切り出した形状とした。プロトタイプ建物を参考に、床スラブは、面内せん断力70kN/mを伝達することを目標とし、床スラブ-梁接合部のせん断力伝達性能を調べることが実験目的であるため、床スラブ(厚さ150mm)は70kNのせん断力に対して大きな損傷が生じないように設計した。また、梁($b \times D = 600\text{mm} \times 750\text{mm}$, 主筋4-D19, あばら筋D10@200)は、後述するように、下端を治具を介して試験床に固定した。上記の目標性能を満足するフルPCa床スラブ-梁接合方法として、本研究ではシアコッター型、鉛直ダボ型、水平ダボ型の3種類の接合ディテールを検討の対象とした。また、スラブと梁を一体とする在来工法として、ハーフPCa型、従来RC型の2体を加え、計5体で実験を行った⁹⁾。本稿ではフルPCaの中で最も要求性能を満たしたシアコッター型スラブおよび比較対象として在来のハーフPCa型スラブについて述べ、その他の試験体については文献⁹⁾を参照されたい。

PCa床スラブと梁の荷重伝達は、シアコッターあるいはダボ筋により行うこととする。コッター筋及びダボ筋としてD19を用いると、既存建築物の耐震改修設計指針の評価式¹⁵⁾による接合部鉄筋のせん断耐力 Q は次の通りである。

$$Q_1 = 0.7\sigma_y \cdot a_s \cdot 0.7 \cdot 345 \cdot 287 = 69.3\text{kN} \quad (1)$$

$$Q_2 = 0.4\sqrt{E_c \sigma_B} \cdot a_s = 144.1\text{kN} \quad (2)$$

$$Q = \min(Q_1, Q_2) = 69.3\text{kN} \quad (3)$$

ここで、 σ_y , a_s : 鉄筋の降伏強度 (345N/mm²), 断面積 (D19:287mm²)

$E_c \sigma_B$: コンクリートのヤング係数, 圧縮強度 (52.2N/mm²)

コッター筋・ダボ筋1本当たり約70kNのせん断耐力となり、1mあたり2本配筋することで、約140kNのせん断力を伝達できることになり、これを標準とすることにした。

フルPCa床スラブのシアコッター型(S1)は、図4に示すように厚さ150mmで $\phi 6@100$ をダブル配筋とした床スラブ端部に凹部を設け、その周囲には図4に示すように開口補強筋2-D13¹⁾を配したPCa床版であり、梁上にこの床スラブ版を設置した後、凹部にコンクリートを後打ちしてシアコッター(幅200×奥行200×高さ150mm)を設ける。平面形状は、直交梁の端部の離間により、床スラブが30mm程度直交方向に移動しても、コッターと床スラブの接触面積が十分に(幅50mm程度)確保できるように、1辺200mmの正方形とした。シアコッター部には、予め梁にコッター筋D19を4本定着し、ここでせん断力を伝達する。左右のスラブ間およびスラブとコッター間には直交梁の圧着接合部での離間に伴うスラブのずれ(前述のローラー機構)を許容するため30mmの隙間を設ける。この隙間30mmは、直交梁の梁せい1mに対して圧着接合部で1/50の変形角が生じたときと仮定したときの梁上端での離間(1m×1/50=20mm)を基に設定した。

在来工法のハーフPCa型スラブ(S4)は、図5に示すように、厚さ50mm

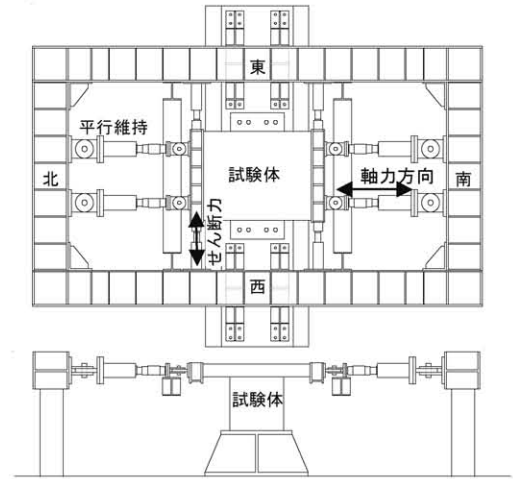


図6 荷重装置図

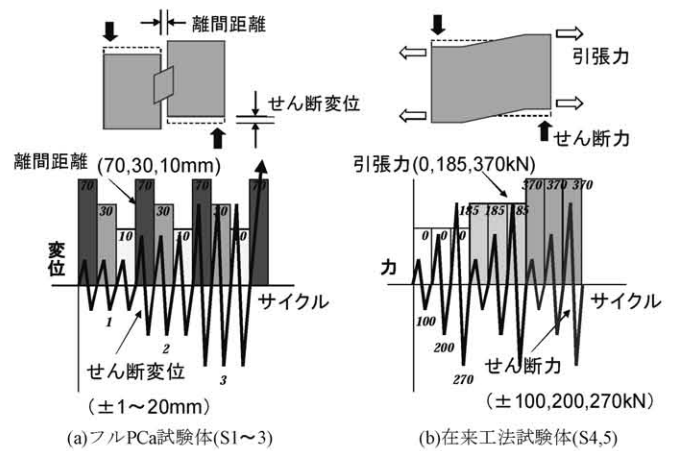


図7 荷重方法

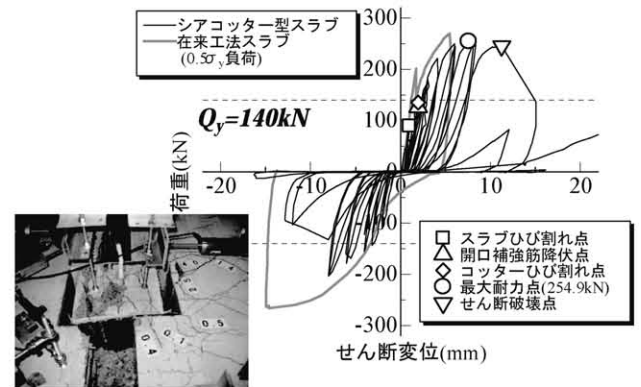


図8 荷重変形関係とシアコッターの破壊状況

のPCa床スラブ版を梁に設置した後、上面にスラブ筋を配筋し、トッピングコンクリート(厚さ100mm)を打設して床を構成させる形式となっており、一般的なハーフPCa床構造に合わせて、プレキャスト部分のスラブ下筋は通し配筋せず梁には定着しない形式とした。

2.2 使用材料

鉄筋およびコンクリートの材料試験結果を、表1、表2に示す。

2.3 荷重方法

荷重装置を図6に示す。試験体の梁部分を鋼製治具を介して試験床に固定し、スラブ両端にそれぞれ2本の平行維持ジャッキを取り付けた。前述のように、フルPCaスラブS1では、梁材軸直交方向はロ

ラー機構となっているためスラブの離間距離を一定に保持し、在来のハーフ PCa の S4 では、梁材軸直交方向の架構の変形により生じる引張力作用時の挙動を調べるために、引張軸力を付加した状態で、せん断力用ジャッキにより左右のスラブに逆方向のせん断力を正負繰返し載荷した。

加力サイクルを図 7 に示す。フル PCa スラブ 3 体は離間距離を初期状態 30mm から 70mm, 30mm の位置で一定に保ち、せん断変位 ±1, 2, 3, 4, 6, 8, 12, 16, 20mm まで漸増で正負繰返し載荷した。せん断変位は梁中心軸から 500mm の位置の変位とした。在来工法の S4 については、平行維持ジャッキによりスラブ筋の降伏応力度 σ_y (295N/mm²) に対して 0, 0.5 σ_y , 1.0 σ_y の各引張力を梁材軸直交方向に負荷した状態でそれぞれ ±100kN, ±200kN, ±270kN のせん断力を与え、せん断耐力が低下し、せん断変位が大きくなるまで加力した。

2. 4 実験結果

シアコッター型スラブ(S1)の荷重変形関係およびコッターの破壊性状を図 8 に示す。なお、比較のため、在来のハーフ PCa スラブ(S4)の包絡線(直交方向引張力 0.5 σ_y 相当時)を合わせて示す。

破壊性状は、せん断変位 1mm でコッターによるスラブ凹部に配筋した開口補強筋 D13 が降伏し、2mm で荷重変形関係の剛性が低下し、7.5mm で最大耐力となった。その後、せん断変位 12mm においてコッターがせん断破壊し、耐力が著しく低下した。最大耐力は、(3)式によるコッター筋のせん断耐力の約 1.8 倍であった。図 8 に示すように、シアコッター型フル PCa スラブは、梁材軸直交方向に 0.5 σ_y 程度の引張力を受ける在来工法のハーフ PCa スラブと同程度の剛性と耐力を有しており、本研究の対象であるアンボンド PC 圧着架構に適用する床スラブとして梁軸直交方向に自由に移動できながら、梁軸方向には在来の

表1 鉄筋の材料試験結果

種別	降伏応力度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	使用部位
D10	373.2	506.7	170	スラブ
D13	356.3	511.0	166	スラブ・補強
D19	396.5	563.2	174	コッター

表2 コンクリートの材料試験結果

種別	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	引張強度 (MPa)	備考
普通	52.4	24.4	3.0	先打
普通	52.2	25.0	3.2	後打

床スラブと同等のせん断力伝達性能を有するという要求性能を満たした。

3. スラブの面内せん断力伝達に関する実大架構の静的加力実験

3. 1 試験体概要

前述の(社)建築業協会内に設けられた RC 事務所ビル研究委員会における研究の一環として、アンボンド PC 圧着架構の施工性および構造性能を検証するため、縮尺 2/3 の 2 層架構による水平載荷実験およびスラブの面内せん断力伝達実験が、茨城県つくば市の建築研究所で行われた¹⁶⁾。試験体写真を写真 2 に示す。スラブの面内せん断伝達実験は、水平載荷実験終了後に 2 層部分を撤去した架構を使用した(図 9)。架構は加力方向に対して 3 つの構面からなる 1 層 1 × 2 スパンの 2/3 縮小試験体で、短辺方向 6m、長辺方向 12m、階高 2.7m である。柱・梁寸法は、それぞれ 550 × 550, 400 × 700(単位:

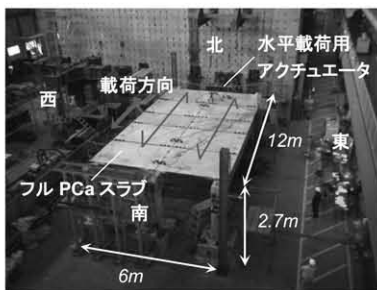


写真2 載荷装置俯瞰

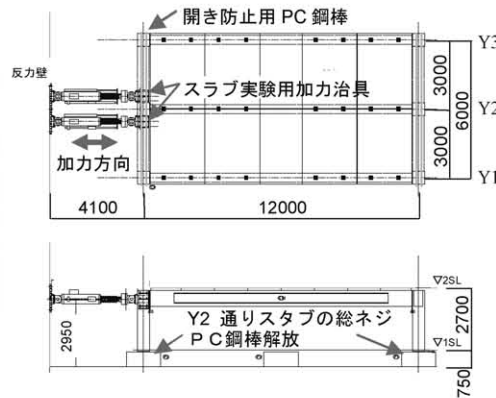


図9 載荷装置図

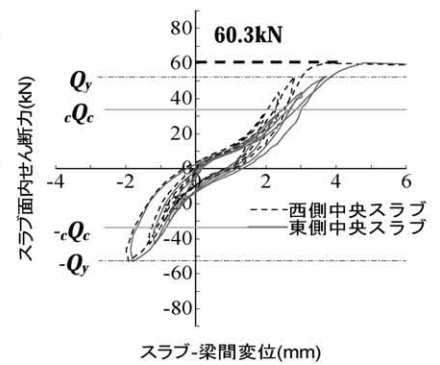


図11 架構のスラブ実験結果

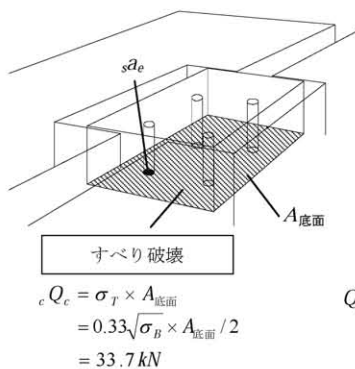


図10 架構実験のシアコッター

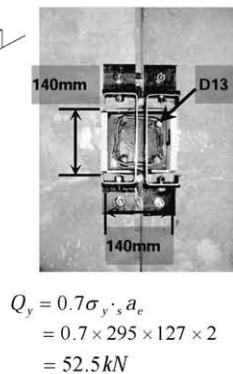


写真3 コッター破壊性状

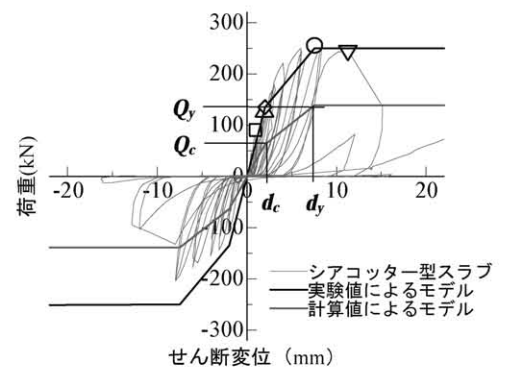


図12 骨格曲線のモデル化(要素実験)

mm)である。床スラブと梁の接合部には、本研究で新しく提案した後打ちコッターによる接合部(図10右)を採用し、この接合部を含めた床スラブの面内せん断力伝達性能を検証する。図9に示すように、中央構面と両外構面の間には、フルPCa床スラブ版をそれぞれ5枚ずつ設置し、隣接するスラブ版どうしは、ずれ変形が生じないように接合した(接合の詳細については文献1)を参照)。梁上の接合部には、中央のスラブを除く8枚のスラブ間にシアコッターを設けた。シアコッターは図10に示すように、2章のコッターを縮尺約2/3として、幅140×奥行140×高さ90mm、コッター筋4-D13とした。両外構面の梁上コッターは剛接合、中央構面梁上のコッターは加力方向に対してせん断力を伝達し、直交方向に対してローラー機構となる形状とした。図9に示すように、柱脚を固定していない中央構面の柱に水平力を载荷する。中央構面の柱がせん断力を負担しないので、水平力は、床スラブを介して両外構面に伝達される。

3. 2 床スラブ - 梁接合部の破壊性状

実験は、最初に床スラブ10枚(コッター8個)を設置した状態で、アクチュエータの载荷能力である2000kNまで、面内せん断力が伝達され、大きな損傷が生じないことを確認した後に、両外側のPCaスラブ版を撤去し、スラブ6枚(コッター4個)の状態のコッター接合部を破壊させた。図11に床スラブ6枚時の実験結果におけるコッター1個あたりのスラブ面内せん断力-スラブ-梁間変位関係を示す。前述のように、図11は、床スラブ10枚を設置した状態で、スラブや接合部が破壊しない範囲の载荷を実施した後、引き続いて载荷した結果であり、载荷の初期段階から床スラブや接合部に発生したひび割れの影響で、荷重-変形曲線はスリップ性状を示している(最初の载荷の結果の詳細は文献1を参照されたい)。最終破壊は、2章の単体スラブ実験と同様、写真3に示す通り、梁上に設けたシアコッター部分のせん断破壊となり、床スラブにはほとんど損傷は見られなかった。しかし、平均耐力は(3)式によるコッター筋のせん断耐力 Q_y に対して1.15倍と、スラブ単体の結果における1.8倍から大幅に低下した。この結果より、同一梁上に複数個のシアコッターを設ける場合、同時に降伏し、耐力を発揮するのではなく、順次破壊が進行するため、シアコッター1個あたりの平均耐力が小さくなる傾向がみられた。

3. 3 新工法PCa床スラブの復元力特性のモデル化

スラブの面内せん断力伝達に関する要素実験および実大架構実験結果において明らかとなった、スラブの構造性能から、シアコッター型スラブの面内せん断力に対する復元力特性の骨格曲線を設定する。両実験の荷重変形関係より、コッターを含んだスラブの骨格曲線を、(1)コッターのひび割れ点、(2)コッターの最大耐力点の2特性点を持つ3折れ線により表現する。なお、要素実験、実大架構実験ともに、接合部コッター周辺を除く、床スラブ版には、ほとんどひび割れ等の損傷はなく、せん断変形の大部分はコッターと梁の接合面でのせん断ずれ、コッターのコンクリート(モルタル)のひび割れや圧壊、コッター-床スラブ接合部周りの床スラブのひび割れなど、コッター接合部付近の変形と考えられる。

(1)コッターのひび割れ点

架構のスラブ実験では、図10左に示すように、コッター底面をひび割れ面と設定したひび割れ強度 Q_c を境に、剛性が緩やかに低下しているのが確認できる。従って、第1折れ点(ひび割れ点)の評

価については、

$$Q_c = \sigma_T \times A_{\text{底面}} = Q_c \quad (4)$$

を採用した。ここで、 σ_T はコンクリートの引張強度、 $A_{\text{底面}}$ はコッター底面の断面積、 Q_c はコッターのひび割れ強度をそれぞれ表す。

(2)コッターの最大耐力点

複数個のシアコッターが配置された場合、平均耐力はコッター筋のせん断耐力をやや上回る程度であった。従って、コッターの最大耐力点については、

$$Q_y = 0.7\sigma_y \cdot s \cdot a_e \quad (5)$$

を採用することとした。ここで、 $s \cdot a_e$ はコッター筋の断面積を表す。

以上から図12に要素実験によるコッター接合部の荷重変位関係を再掲し、実験結果および計算値による復元力特性の骨格曲線モデルを示す。実験値モデルの第1折れ点は、コッターひび割れ点(◇)、第2折れ点は、最大耐力点(O)とした。計算値の第1折れ点、第2折れ点の変位については、スラブ要素実験の値を考慮し、それぞれ片側 $d_c=2\text{mm}$ 、 $d_s=7.5\text{mm}$ とし、耐力については、それぞれ(4)式、(5)式によった。ここでの計算値モデルの耐力、変形は、限られ実験結果から設定したもので、本研究で行った実験結果をそのままモデル化したものであり、接合部のせん断耐力や変形の下限值を評価するモデルではないことに注意を要する。

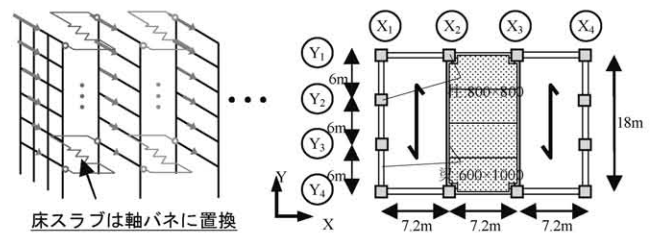


図13 床スラブのモデル化

図14 基準モデル平面

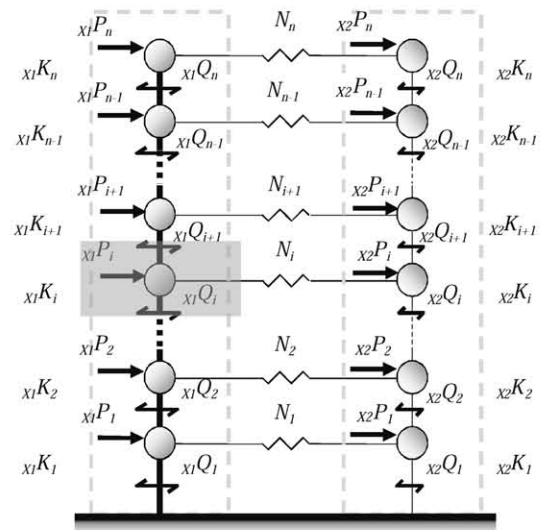


図15 力のつり合い状態

4. 床スラブに生じる面内せん断力の推定

4. 1 簡略なスラブ面内せん断力推定法の提案

1章で述べたように、本研究の対象架構では床スラブを介して中構面の地震力を外構面に確実に伝達させる必要がある。剛性の異な

るフレーム同士を床スラブで連結すると、地震時のフレーム間にはスラブを介したせん断力の移行が生じる。本章では、架構の弾性状態を仮定した力のつり合い状態から面内せん断力の簡略な推定を試みる。図 13, 15 に推定法の概要を示す。外構面 X1 における i 層の剛性、水平外力、層せん断力をそれぞれ $x_1 K_i, x_1 P_i, x_1 Q_i$ 、中構面 X2 のそれらを $x_2 K_i, x_2 P_i, x_2 Q_i$ とし、連結後の i 層における層せん断力、層間変形をそれぞれ Q_i, d_i とすると、床スラブに生じる面内せん断力 N_i は下式によって表せる。

$$N_i = x_1 P_i - x_1 Q_i + x_1 Q_{i+1} \\ = x_1 P_i - x_1 K_i \cdot d_i + x_1 K_{i+1} \cdot d_{i+1} \quad (6)$$

ここで、中構面と外構面の剛性 K_i の比を α_i 、また中構面と外構面の水平外力 P_i の比を β_i と定義する。各構面の床レベルの応答加速度は中・外構面で等しいと仮定すると、水平外力 P_i は各階質量 M_i に比例するので、 β_i は各階の質量比となる。 α_i と β_i を用いて(6)式を整理すると以下を得る。

$$N_i = \frac{\alpha_i - \beta_i}{1 + \alpha_i} x_1 P_i + \left(\frac{1}{1 + \alpha_{i+1}} - \frac{1}{1 + \alpha_i} \right) \cdot Q_{i+1} \quad (7)$$

ここで、剛性比 $\alpha_i = -\frac{x_2 K_i}{x_1 K_i}$ 、質量比 $\beta_i = \frac{x_2 P_i}{x_1 P_i} = \frac{x_2 M_i}{x_1 M_i}$

4. 2 推定法の検証方法

(1) 検討対象基準建物

(7)式の推定精度を検証するため、図 1 に示したアンボンド PC 圧着架構の多層純ラーメン建物の面内せん断力の検討を行った。解析対象の基準モデル建物は、図 14 に示す、X 方向が 3 スパンで、外構面と中構面がそれぞれ 2 構面ずつの 6 層架構とし、解析対象は Y 方向とした。想定建物は左右対称のため、建物半分を平面モデルに置換した。床重量と積載荷重の合計を 10kN/m^2 として重量を算出し、各フレーム各層の質量 M_i は等しいと仮定すると、基準モデルではフレーム間の質量比 $\beta=1$ となる。各階の柱梁材は十分にせん断強度が高いと仮定し、梁曲げ降伏型のメカニズムを形成するように設定した。全ての梁の材端曲げバネは降伏強度 $M_f=1000\text{kN}\cdot\text{m}$ とし保有水平耐力がベースシア係数 $C_B=0.25$ 程度となるようにした。ひび割れ強度は降伏強度の 1/3、降伏点剛性低下率 $\alpha_f=0.3$ のトリリニアモデルとした。なお、長期応力については考慮していない。1 フレームあたりの重量、層せん断力分布 A_i 、設計地震層せん断力 Q_i を表 3 に示す。 A_i 分布に基づいて、X1, X2 フレームを単独で静的荷重増分解析した結果を図 16 に示す。各構面とも梁曲げ降伏型の全体降伏機構を形成しており、長スパンの中構面(X2)に対して、外構面(X1)は保有水平耐力が高く、ベースシア係数 C_B に換算して、中構面の 0.14 に対して外構面は 0.45 程度となっている。

(2) スラブ面内せん断力の検証方法

図 16 に示した外構面(X1)および中構面(X2)の各層剛性比 α_i を用いて(7)式により推定したフレーム間の移行スラブ面内せん断力を、建物を一体として解析した場合(図 13)と比較し、推定法の精度を検証した。以下、面内せん断力の評価法の手順を示す。

① 一体解析値

図 13 に示すように X1, X2 フレームを剛な床バネで連結した骨組

表 3 1 フレームあたりの外力分布 (基準モデル)

階	階高 (m)	各階重量 (kN)	ΣW_i (kN)	A_i	C_i	Q_i (kN)	P_i (kN)
6	4.0	1296	1296	1.90	0.47	615	615
5	4.0	1296	2592	1.55	0.39	1005	390
4	4.0	1296	3888	1.36	0.34	1322	317
3	4.0	1296	5184	1.22	0.30	1581	259
2	4.0	1296	6480	1.10	0.28	1787	206
1	4.0	1296	7776	1.00	0.25	1944	157

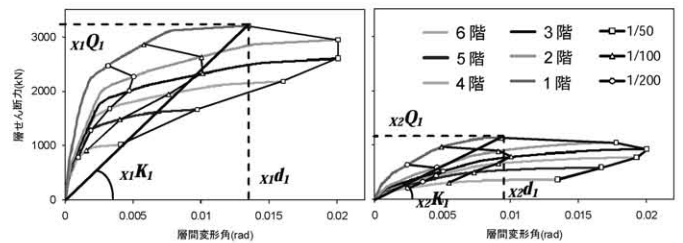


図 16 各フレームの層せん断力-層間変形角関係

モデル(図 13)で静的荷重増分解析を行い、フレーム間を移行する面内せん断力を算出した。

② 推定値 (α)

X1, X2 フレーム単独で行った静的荷重増分解析より各層の等価剛性 K_i (当該ステップ時の“層せん断力/層間変形角”，すなわち割線剛性と定義した)を算出し、(7)式により面内せん断力を算出する。各フレームが塑性化した後の等価剛性 K_i は、図 16 に示すようにそれぞれのフレームにおける層せん断力-層間変形曲線の当該ステップにおける割線剛性として算出した。

③ 推定値 ($\alpha=0$)

安全側の仮定として、耐力の低い中構面 X2 フレームの負担せん断力を無視し、入力した地震力がすべて外構面に伝達される場合、すなわち(7)式で $\alpha=0$ とした推定値を求めた。

4. 3 基準モデルの推定結果

はじめに、基準モデルについて、最大層間変形角が 1/200, 1/100, 1/50 の時の、面内せん断力の推定値と解析値の比較を図 17 に示す。なお、グラフの横軸は面内せん断力を建物全重量で基準化し、ベースシア係数に相当する値として表示した。

推定値 (α) は図 16 に示した X1, X2 フレーム単独の荷重増分解析結果で、最大層間変形角が、それぞれの変形角に達したステップの層せん断力-層間変形曲線から各層の等価剛性 K_i を求めて、剛性比 α_i を算出したものである。図より、X1, X2 フレームを剛床で繋ぎ一体で解析した時のスラブ面内せん断力(一体解析値)は、各層(特に上層)において大きく変動し複雑な分布となる。これに対して、剛

性比 α を用いた推定値 (α) は解析値の近似的な分布を、また α を 0 とした推定値 ($\alpha=0$) は解析値の分布の上限値を概ね推定でき、安全側の評価をすることができる。1/200 に対して、1/100、1/50 と層間変形角が大きくなると、推定値と解析値の誤差が大きくなり、特に最上層では、推定値 ($\alpha=0$) でも面内せん断力の危険側の評価となる傾向がある。これは、図 16 中の各層の層間変形角の最大値がそれぞれ 1/200、1/100、1/50 に達したステップを折れ線で結んでいる形状から、検討対象としている X1, X2 フレームの高さ方向の層間変形分布が異なっており、降伏メカニズムが形成される 1/100 以降で、上層ほど X1, X2 フレームの層間変形の差が大きくなり、両フレームを連結した時に大きな面内せん断力を必要とするためと考えられる。また、一体解析値でその下の層で逆方向のせん断力が生じるのは、最上層の層間変形差を戻す時に拘束する下階のスラブに逆向きのせん断力が表れるためと考えられる。また、層間変形角 1/50 の結果には、耐力の低い中構面 (X₂) における、保有水平耐力の不足分 (「耐力の高い外構面 X1 と耐力の低い中構面 X2 を有する建物が一体として保有している平均耐力」に対して、「中構面が単独で保有している耐力」の差) が全て当該階床スラブのみで伝達される場合の面内せん断力を合わせて表示している。このせん断力は、文献 17) で提案されている、既存 RC 造建築物の構面外側に鉄骨ブレース等の耐震要素を増設する場合の既存躯体と補強要素の接合部の設計せん断力である。文献 17) は、層降伏型の崩壊形を形成することが多い既存建物が対象のため、安全側の仮定として、既存架構に不足する保有水平耐力を、当該階の接合部で全て伝達することとしているが、本研究の検討対象の全体降伏形の建物モデルに対しては、各階の床スラブで順次せん断力が移行するため、特に下層階ではかなり安全側の評価となっている。以上より、基準モデル建物に対しては、本研究で提案する推定法により、各フレームの等価剛性に基づく α を用いることでスラブ面内せん断力分布の平均値が、 $\alpha=0$ とすることで上限値をおおむね評価できることがわかった。

4. 4 建物パラメータが推定精度に及ぼす影響

4.3 で示した基準モデルに対し、建物の条件が変化した場合の推定法の適合性を検証するために、以下に示す 3 種類のパラメータを変化させた検討を行った。

① 外力分布

地震外力の分布形の影響を調べるため、基準モデルで用いた A_i に基づく分布に加え、等分布、三角形分布の 3 通りを検討した。

② X 方向の建物スパン (フレーム数)

剛性・耐力の大きい外構面フレーム (X1) に対して、剛性・耐力の低い中構面フレーム (X2, X3...) の枚数を増やし、X1-X2 間のスラブにより大きな移行面内せん断力が生じる場合を検討した。すなわち、増やしたフレーム数だけ建物の全質量が大きくなるため、X1 フレームに対する質量比 β が大きくなり、X1-X2 間に生じるスラブ面内せん断力が大きくなると思われる。基準の 1:1 ($\beta=1$) に対して 1:2 ($\beta=2$)、1:5 ($\beta=5$)、1:10 ($\beta=10$) の 4 通りについて検討を行った。

③ 建物階数

基準モデルにおいて、3階、6階、9階、12階と建物階数を変化させ、検討を行った。図 17、図 18 に推定値と解析値の比較を示す。以降では、最も面内せん断力が大きく建物の終局時に相当する層間変形角 1/50 の

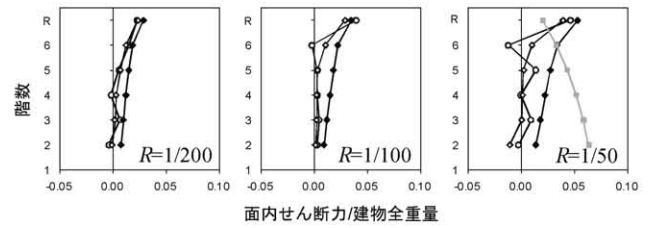
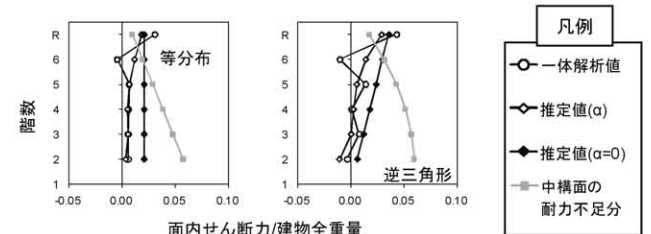
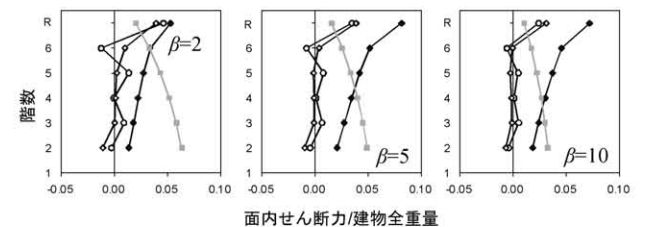


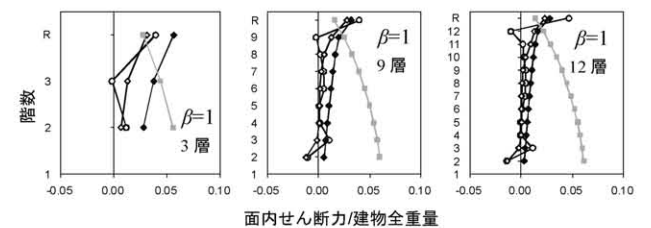
図 17 6層基準モデルにおける層間変形角別比較



(a) 6層基準モデルにおいて外力分布を変化させた検討結果



(b) フレーム数 (質量比 β) を変化させた検討結果



(c) 建物階数を変化させた検討結果 ($\beta=1$)

図 18 解析値と推定値の比較

結果についてのみ示した。

(1) 外力分布の影響

図 18(a) に地震力の分布形を等分布、逆三角形分布と変化させたときの解析値と推定値の比較を示す。図 17 の基準モデル (A_i に基づく分布) の結果と同様に、最上層ではやや危険側となるものの、推定値 (α) は解析値の平均的な分布を、また推定値 ($\alpha=0$) は解析値の分布の上限値を評価することができ、外力分布形により推定精度はあまり影響を受けないことがわかる。

(2) フレーム数の影響

図 18(b) に質量比 β を変化させた検討結果を示す。これによると、推定値 (α) は概ね解析値の分布を近似化したような分布となっているのが確認できる。

また、剛性比 0 とした推定値 ($\alpha=0$) は、安全がわの仮定として中構面の負担せん断力を無視しているため、フレーム数の増大に伴って、推定値 ($\alpha=0$) は解析値に対する余裕度が大きくなりより安全側

の評価となっている。β=1 の基準モデルの最上階を除いて、全層で推定値(α=0)により面内せん断力が安全側に評価できる結果が得られた。

(3)建物階数

図 18(c) に建物階数を変化させた検討結果を示す。これによると、層の階数を変化させても、概ね(1)、(2)と同様の傾向が確認された。

また、前述の文献(17)に基づく中構面の保有水平耐力不足分は、いずれの場合でも最上層を除くと、面内せん断力は保有水平耐力の不足分を大きく下回っており、特に下層では、かなり安全側であることがわかる。

以上の検討結果より、推定値(α)は概ね剛床仮定時のせん断力分布を平均化したような分布を評価できること、また、推定値(α=0)では、概ね上限値の評価が可能であることが確認された。ただし、本研究では、各フレームが明快な梁降伏型の全体崩壊形で、高さ方向の変形分布が比較的均等な場合に限定した検討である。高さ方向の剛性・耐力分布が不均等な架構や層崩壊型の架構に対する適用性は未検討であり適用範囲外とする。

5. 想定建物に PCa スラブを導入した地震応答解析

5.1 解析対象

4 章で提案したスラブ面内せん断力の推定法は、静的地震力に対しては、モデル建物のスラブ面内せん断力を評価することができた。しかし、地震応答時の高次モードによる影響や、3 章までの実験結果に基づくスラブ-梁接合部の損傷による非線形化の影響を考慮して推定法の妥当性を検証し、さらに床スラブ接合部の設計クライテリアを検討するために、検討対象架構の弾塑性地震応答解析を行った。

想定建物は前章で示した β=1 の 6 層モデルとした。柱梁の履歴特性は、Takeda モデル、床の履歴特性はトリリニアスリップモデルとした。減衰定数は、瞬間剛性比例型とし、5%とした。

5.2 床スラブの設計クライテリア

従来の設計法では剛床を仮定するのが一般的であるため、床スラブをできるだけ弾性状態に留め、塑性損傷を架構に限ることを設計方針とされている。本研究のアンボンド PC 圧着架構に対しても、床スラブ-梁接合部が降伏し、各構面間に大きな相対水平変形が生じることは確実に防止する必要がある。できるだけ床スラブ-梁接合部の変形を(剛床とみなせるほど)小さい範囲にとどめることが望ましいと考えられる。そこで PCa 床スラブ接合部の設計クライテリアとして、①中小地震および大地震(50kine 相当)までは弾性状態を維持し、②想定外の巨大地震(75kine 相当)においても最大耐力以下に収める、という方針が妥当であると思われる。

この基準を満足する床スラブ-梁接合部の設計せん断力を検証するため、4 章で提案した推定値を用いて、解析対象建物の床スラブの骨格曲線のひび割れ強度、降伏強度を設定し、地震応答解析を行った。床スラブ接合部強度の設定は、表 4 および、図 19 の床スラブモデルの決定フローに基づき分類した 7 ケースとした。すなわち、
・比較用として床スラブ接合部強度を無限大とした場合(モデル A)
・各階床ごとに求めた推定値(α、および、α=0)を、それぞれスラブ接合のひび割れ強度 Q_c 、及び、降伏強度 Q_y とした 4 ケース(モデル B~E)

・各階床の推定値(α、および、α=0)のうち最大値を全ての階の接合部に適用する場合。(モデル F、G) これは、階ごとに床スラブ接合部の仕様を変更することは、実務的には煩雑となることを考慮して、各階の推定値のうち最大値を全階統一的に用いるとしたものである。

表 4 地震応答解析用の床スラブ骨格曲線

適用階	面内せん断力 (4 章・図 18(a)) 計算条件	床スラブモデルの特性点 (3 章・図 12)	
		ひび割れ点 Q_c	降伏点 Q_y
各階ごと	α	モデル C	モデル B
	α=0	モデル E	モデル D
全階共通	α (最大値)	モデル F	—
	α=0 (最大値)	モデル G	—

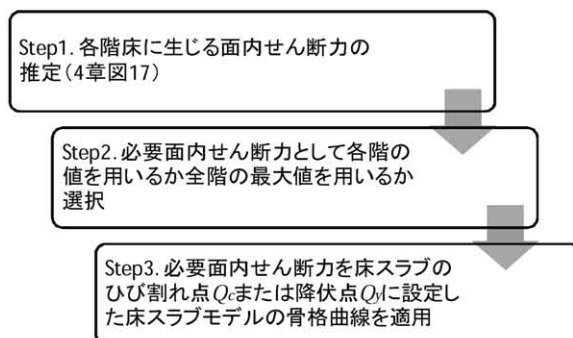


図 19 床スラブモデル B~G の決定フロー

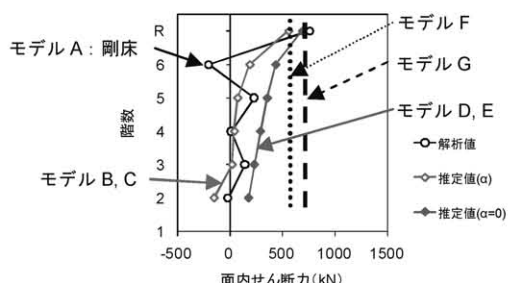
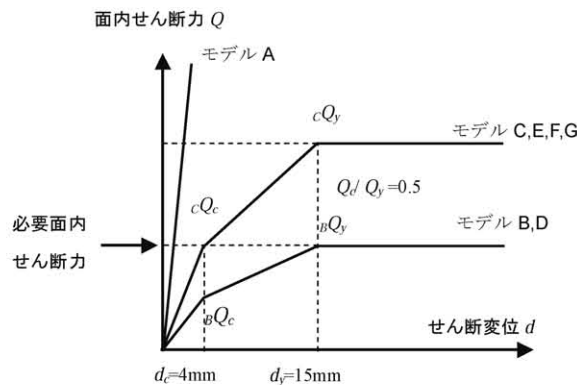


図 20 各モデルの必要面内せん断力



※実際のスラブには、スラブ両端にコッター
が取り付けられるため、変位は実験値の 2 倍となる

図 21 階床スラブの骨格曲線

各階床スラブにおける面内せん断力の採用値を図 20 に、 i 階床スラブにおける骨格曲線の設定方法を図 21 に示し、床スラブの面内せん断力-変位関係は、3 章の検討結果に基づき図 21 のモデルとした。

5. 3 入力地震波

入力地震波は代表的な観測波である El Centro NS, Taft EW, 八戸港湾 EW の 3 波を使用し、それぞれ最大速度振幅を 50kine, 75kine に基準化し入力した。

5. 4 解析結果

解析結果のケース別最大層間変形角分布を図 22 に、各階床スラブにおけるフレーム間変形および面内せん断力分布を図 23 に示す。解析結果は、紙面の制約上、最も応答変形の大きい El Centro 波について示すが、他の地震波でも、同様の結論が得られた。

50kine および 75kine 入力時の架構の最大層間変形角は、それぞれ 1/100 および 1/60 程度に達しており、図 16 の荷重増分解析の結果では、最大層間変形角 1/100 と 1/50 の間で耐力が頭打ちとなり、メカニズムとなること、また、終局限界変形角については 1/50 として定義していることから、概ねメカニズム形成時および終局限界時の変形が生じている。図 23 によると、スラブ接合部の降伏強度 Q_y を各階ごとの推定値(α)と設定したモデル B は、各階のスラブ接合部で降伏変形 d_y (スラブ両側にシアコッターがあることを考慮すると 15mm) を上回っている。ひび割れ強度 Q_c を各階ごとの推定値(α)と設定したモデル C では、50kine 入力時に降伏はしないものの、フレーム間変形 (すなわち、スラブ-梁接合部の変形) がひび割れ変形 d_c (4mm)を上回り、75kine 入力時には、3-5 階の接合部が降伏変形を超えて接合部が破壊することになる。これより、地震応答時には設計地震力に基づく静的解析時を大きく上回る移行スラブ面内せん断力が発生することがわかり、5.2 に示した設計クライテリアを満足できない。

これらに対して、スラブ接合部の降伏強度 Q_y を各階ごとの上限値の推定値($\alpha=0$)に設定したモデル D は、75kine 入力時でも最上層床を除いて、フレーム間変形が降伏変形 d_y 以下に留まり、建物の一体性が確保されている。これより、 $\alpha=0$ とした推定値により、地震応答時も含めた面内せん断力が概ね安全側に評価できることがわかる。しかしながら、50kine 入力時にもひび割れ変形 d_c を超えており、大地震時にスラブ-梁接合部に損傷が生じる結果となっている。さらに接合部強度を高くし、上限値の推定値($\alpha=0$)を各階のひび割れ強度 Q_c としたモデル E では、50kine, 75kine 入力ともに、フレーム間変形がひび割れ変形 d_c の 4mm 程度以下に留まっている。これはフレーム間の層間変形に換算 (階高 4m) すると、1/1000 以下の変形角である。

さらに、最大となる最上層の推定値(α)および推定値($\alpha=0$)を各階一律にひび割れ強度 Q_c と設定したモデル F およびモデル G は、75kine 入力時でも、フレーム間変形が 1-2mm 程度 (フレーム間の層間変形角の差が 1/4000~1/2000) に留まっており、架構としてはほぼ剛床とみなせる性能が確保できると考えられる。

図 23 に示した各階の最大面内せん断力は、いずれのモデルでも、剛床を仮定したモデル A の値を下回っており、床スラブ-梁接合部に損傷が生じて非線形化し剛床が成立しない場合でも、スラブの面内せん断力は剛床仮定の解析結果と大きな差はない。

以上の結果より、床スラブ接合部のコッター強度として、最大推

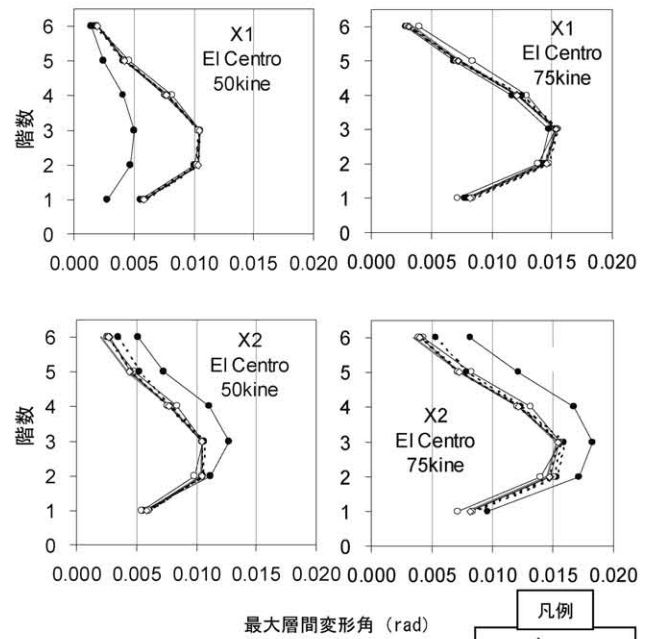


図 22 ケース別層間変形角分布

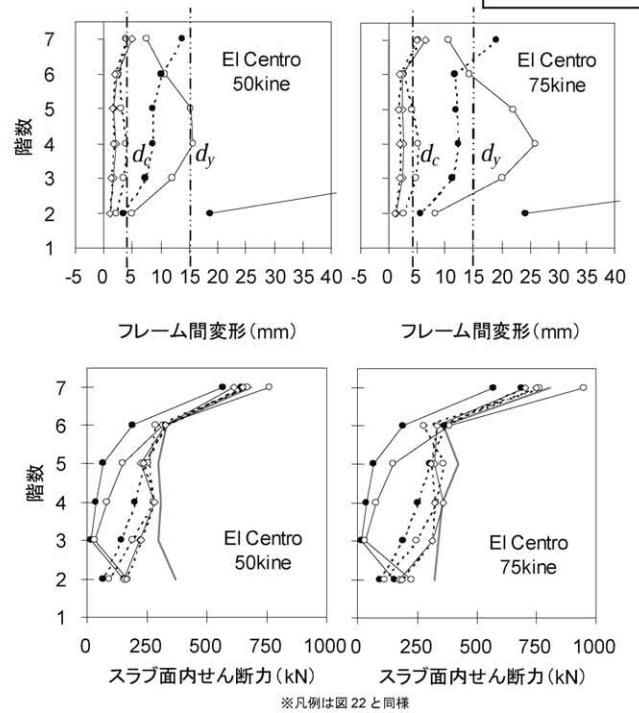


図 23 6層モデル(X1-X2間)における床スラブ応答せん断力

定値を各階一律にひび割れ強度 Q_c として適用した F モデルおよび G モデルは 5.3 節において設定した床スラブの設計クライテリアを十分な余裕度で満たしており、剛床と同等の地震応答性状を確保可能と考えられる。

これより本研究の範囲では、検討対象のアンボンド PC 圧着架構に適用する床スラブ-梁接合部の設計としては、4 章で提案した推定法による各階の床スラブ面内せん断力の最大値を、接合部ひび割れ強度が上回るようにシアコッター数を確保して配置することを推奨する。

6. まとめ

本研究では、アンボンド PC 圧着架構への適用を目指した、PCa 床スラブ-梁接合システムを開発し、静的加力実験による構造性能の検証と、解析的検討による実建物への適用法の提案およびその検証を行った。結果を以下に要約する。

- 1) シアコッターをせん断抵抗要素として組み込んだ新工法のフル PCa スラブの要素実験から、地震時を考慮した加力条件のもとで在来工法のハーフ PCa スラブと同等の剛性および耐力を有し、床スラブとしての要求性能を満たすことが確認された。
- 2) 実大架構に組み込んだ静的荷重実験においては、同一梁上に複数個のコッターが存在すると、コッター1 個当たりの平均耐力は要素実験結果より低下することが確認された。要素実験結果と架構実験結果より、シアコッターの骨格曲線として、コッターひび割れ点、最大耐力点を 2 特性点とする 3 折れ線にモデル化する方法を示した。
- 3) 建物の各構面間の剛性比 α と質量比 β を用いて、床スラブに生じる面内せん断力の簡略な推定方法を提案し、想定建物を用いて検討した結果、推定値（剛性比を α ）は、剛床仮定時のせん断力分布を平均化した分布を評価でき、また、推定値（剛性比 $\alpha=0$ ）では、概ね上限値を捉えることが梁降伏型の全体降伏形建物において確認できた。
- 4) 推定結果に基づき決定した床スラブ面内せん断力を、床スラブ接合部のひび割れ強度、または床スラブ接合部の降伏強度として、床スラブの骨格曲線を仮定し、地震応答解析を行った結果、各階の推定結果の最大値を各階一律に床スラブひび割れ強度 Q_c として適用したモデルにおいて、床スラブの設計クライテリアを満足し、剛床と同等の地震応答性状を確保できることが示された。

謝辞

本研究は、国土交通省先導技術開発助成事業により、平成 18～19 年度の研究課題「構造安全性と生産合理性の融合を目指した鉄筋コンクリート造事務所ビル建築の開発（技術開発責任者：塩原等、千葉脩）」として助成を受け、（社）建築業協会において実施された。実験計画では、産学の共同研究として建築業協会内に設置された研究実施委員会（委員長：塩原等（東京大学 准教授））の各位に助言いただいた。また、実験の実施では、李晩在氏（宮城高専建築学科 准教授）、平山雄基氏（同建築学科 5 年）の協力を得た。関係者各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 塩原等ら：構造安全性と生産合理性の融合を目指した鉄筋コンクリート造事務所ビル建築に関する研究その 1～11, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp651-672, 2008.09
- 2) キムキョンミン他：施工性と修復性の向上を目指したアンボンド PCaPC 十字型部分架構の耐震実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1105-1110, 2008.07
- 3) Do Tien Thinh et al.: Study on a New Precast Post-Tensioned Beam-Column Joint System for Rapid Erection and Improved Resiliency, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.30, No.3, pp.385-390, 2008.07
- 4) 楠原文雄ら：施工性と修復性の向上を目指したアンボンド PCaPC 架構に用いる履歴制振デバイスの実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, pp.1105-1110, 2008.07
- 5) 前川利雄ら：構造安全性と生産合理性の融合を目指した鉄筋コンクリート造事務所ビル建築に関する研究 その 9：モデル建物の試設計, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp667-668, 2008.09
- 6) 日本建築学会：プレストレストコンクリート (PC) 合成床板設計施工指針・

同解説, 丸善, 1994

- 7) 日本建築学会：場所打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート設計指針 (案)・同解説, 丸善, 2002
- 8) 大西直毅ほか：アンボンド PCaPC 圧着隅柱梁接合部部分架構の水平二方向加力実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.373-378, 2009.07
- 9) 朝賀亮太ほか：施工性と修復性の向上を目指したアンボンド PC 圧着架構に適用する PCa 床スラブ-梁接合システムの開発, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1357-1362, 2008.07
- 10) 横谷栄次ら：空洞プレストレストコンクリート床版接合部における面内せん断挙動に関する実験研究その 1～2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp165-168, 2001.09
- 11) 塚越英夫ら：ハーフ PCa 床版を用いた合成床の面内せん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造 II, pp783-784, 1992.8
- 12) 松崎育弘ら：大型 RC 構造物に用いる PCa 合成床版に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造 II, pp165-166, 1989.10
- 13) Mario E. Rodriguez, José I. Restrepo, and John J. Blandón: Seismic Design Forces for Rigid Floor Diaphragms in Precast Concrete Building Structures, Journal of Structural Engineering, Vol. 133, Issue 11, pp. 1604-1615, November 2007
- 14) 西村卓也ら：脱着可能なフル・プレキャストスラブを適用した鉄骨架構の構造性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 602 号, pp.233-241, 2006.4.
- 15) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説, 2001
- 16) 前田匡樹ら：構造安全性と生産合理性の融合を目指した鉄筋コンクリート造事務所ビル建築に関する研究 その 15～25, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp.755-776, 2009.09
- 17) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の外側耐震改修マニュアル, 138p., 2002.

注

注 1) 開口補強筋は、床スラブでのせん断力（目標値：70kN）が、コッターと床スラブが接触する隅角部分に集中して作用することを想定し、補強筋 2-D13（断面積 254mm²×降伏強度 300N/mm²=76.2kN）を配筋した。

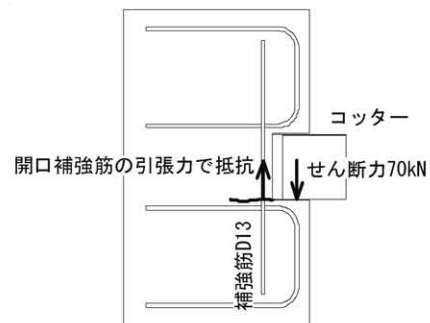


図24 開口補強筋の想定応力

(2009年10月10日原稿受理, 2010年1月26日採用決定)