

論文 PC 圧着関節工法を用いた床スラブ付き十字形骨組の力学的挙動に関する実験研究

加藤 雅樹^{*1}・坂上 肇^{*1}・坂田 弘安^{*2}・松崎 育弘^{*3}

要旨：PC 圧着関節工法は RC 系構造において損傷制御を可能にする工法の一つである。これまでに柱・梁からなる部分架構実験を行い、架構の力学的挙動の把握を行った。しかし、床スラブが架構に及ぼす影響については把握出来ていない。本研究では、PC 圧着関節工法を用いた床スラブ付き十字形骨組架構の実験を行い、その力学的挙動および損傷を把握するとともに床スラブ主筋にアンボンド PC 鋼棒を用いてプレストレスを導入した場合の損傷制御効果を示した。また、床スラブのひび割れによる損傷評価および、床スラブを考慮した断面解析を行い関節部の M-θ 関係および骨組の Q-R 関係を精度良く算定する方法を提案した。

キーワード：床スラブ、ひび割れ、損傷制御効果、プレストレス力、アンボンド PC 鋼棒

1. はじめに

PC 圧着関節工法は、高品質かつ高強度($F_c=50\text{N/mm}^2$ 以上)のプレキャストプレストレスコンクリート部材を PC 鋼材の規格降伏強度(以下、 P_y)の 50%程度の緊張力で圧着接合する工法である。これにより、大地震下では、圧着面(以下、関節部)の離間による弾性回転を形成することで損傷制御を行う。既往の研究¹⁻³⁾において、本工法を用いた架構は大変形後も残留変形の小さい原点指向型の履歴性状を有すること、ならびに関節部に損傷が集中する損傷制御効果について確認した。しかし、床スラブが架構に及ぼす影響については把握出来ていない。また、本研究が目指す損傷制御の観点からも床スラブの影響を無視することは出来ない。本研究では、PC 圧着関節工法を用いた床スラブ付き十字形骨組実験を行い、その力学的挙動および損傷を把握する。また、床スラブ主筋にアンボンド PC 鋼棒を用いてプレストレスを床スラブに導入する場合の損傷制御効果について検討を行う。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表 - 1 に試験体諸元および材料特性を、図 - 1 に試験体形状および柱、直交梁、小梁、梁断面を示す。試験体は、文献 1)で行われた十字形試験体に直交梁、小梁および床スラブを取り付けた試験体であり、実建物の約 1/3 スケールを想定している。試験体は、変動要因を床スラブ主筋として計 3 体計画し、柱および梁部材はほとんど損傷させず、関節部の離間により変形する様に設計した。No.1 は床スラブ主筋に異形鉄筋 D6(SD295A)を使用した。No.2 および No.3 は床スラブ主筋にアンボンド PC 鋼棒 9.2(C 種 1号)を使用し、床スラブにプレストレスを導入した試験体である。No.2 は梁両側面から $0.1l$ (l : 梁の内法スパン=2520mm)の範囲にアンボンド PC 鋼棒を、それ以外の範囲には異形鉄筋を No.1 同様に配筋した。No.3 では床スラブ主筋すべてにアンボンド PC 鋼棒を使用した。床スラブは、各部材の圧着接合および柱プレストレ

表 - 1 試験体諸元および材料特性

試験体	部材	コンクリート					主筋										せん断補強筋			接合部	
		圧縮強度 σ_{cB} N/mm ²	ヤング係数 $E_c(\times 10^4)$ N/mm ²	引張強度 σ_{t1} N/mm ²	圧縮強度 σ_{cB} N/mm ²	ヤング係数 $E_c(\times 10^4)$ N/mm ²	PC鋼材						異形鉄筋		材種	配筋	補強筋比 P_w %	材種 (配筋)			
							材種	配筋	降伏強度 σ_y N/mm ²	ヤング係数 $E_s(\times 10^5)$ N/mm ²	導入緊張力		軸心力度/軸力比						材種		配筋
											1本	合計	σ_p^{*1}/f_p^{*2}	σ_N^{*3}/f_N^{*4}							
No.1	柱	61.8	3.64	2.9	55.6	1.36	B種1号	8-φ13	1057	1.93	49	392	3.83/0.062	7.28/0.118	SD295A	20-D16	SD345	D10@85	1.05		
	梁	61.8	3.64	2.9	55.6	1.36	7本より線B種	上下3本	1580	2.13	78	468	4.84/0.078	—	—	SD295A	D10@80	0.78			
	床	40.5	3.25	2.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	SD295A	16-D6	—	—	—		
No.2	柱	62.6	3.58	2.9	53.5	1.48	B種1号	8-φ13	1057	1.93	49	392	3.83/0.061	7.27/0.116	SD295A	20-D16	SD345	D10@85	1.05	SD345 (2-D10)	
	梁	62.6	3.58	2.9	53.5	1.48	7本より線B種	上下3本	1580	2.13	78	468	4.84/0.077	—	—	SD295A	D10@80	0.78			
	床	40.8	3.15	2.9	—	—	C種1号	6-φ9.2	1199	1.94	14.7	88.2	0.84/0.021	—	—	SD295A	8-D6	—	—		
No.3	柱	63.3	3.67	2.0	59.3	1.50	B種1号	8-φ13	1057	1.93	49	392	3.83/0.060	7.27/0.115	SD295A	20-D16	SD345	D10@85	1.05		
	梁	63.3	3.67	2.0	59.3	1.50	7本より線B種	上下3本	1580	2.13	78	468	4.84/0.077	—	—	SD295A	D10@80	0.78			
	床	43.2	3.07	3.1	—	—	C種1号	12-φ9.2	1199	1.94	14.7	176	1.69/0.039	—	—	—	—	—	—		

1, $p_p(N_p/b/D)$: プレストレス力による応力度(N_p :プレストレス力, b :柱幅/梁幅/スラブ厚, D :柱せい/梁せい/スラブ幅), 2, $p_c(=p_c/B)$: プレストレス応力度/コンクリートの圧縮強度, 3, $N_N(N_N/b/D)$: 軸力による応力度(N_N :軸力=745kN, b :柱幅/梁幅/スラブ厚, D :柱せい/梁せい/スラブ幅), 4, $N_c(=N_c/B)$: 軸力/コンクリートの圧縮強度

*1 東京工業大学 大学院生 (正会員)

*2 東京工業大学 建築物理研究センター 准教授 工学博士 (正会員)

*3 東京理科大学 工学部建築学科 教授 工学博士 (正会員)

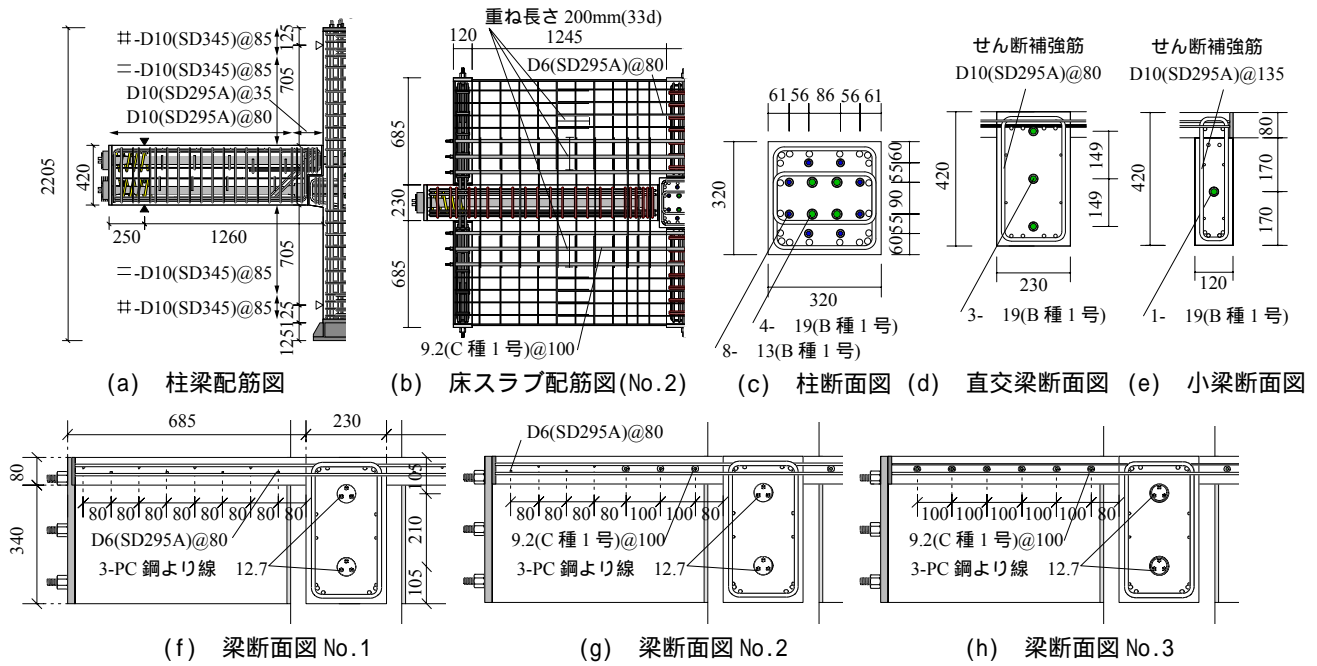


図 - 1 試験体形状および梁断面

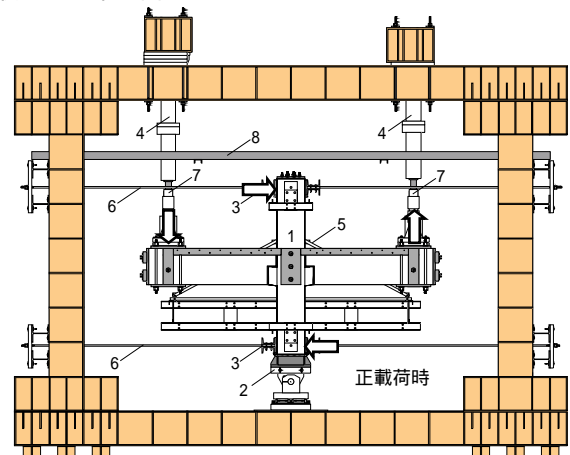
ス力導入後に、床スラブ筋を配筋した。配筋は全試験体ともに D6(SD295A)を使用した。床スラブ筋として異形鉄筋を使用する箇所には、これを梁、直交梁に差し筋として埋め込み、それぞれの側面から 300mm, 700mm ずつ伸ばして製作した。また、アンボンド PC 鋼棒を配筋する箇所にはシース管を埋め込み製作した。梁、直交梁を柱と圧着接合した後に、床スラブ筋として異形鉄筋を使用する箇所では、差し筋と 33d の重ね継ぎ手を確保して配筋し、コンクリートを打設した。所定強度確保後にアンボンド PC 鋼棒をシース管に通し、緊張力を導入した。柱、梁との接触面には特に目荒らしなどの処置は行っていない。

2.2 緊張方法

梁プレストレス力は 7 本より線 B 種 12.7 により 1 本当たり約 78kN(=0.5Py)導入し、柱プレストレス力は PC 鋼棒 B 種 1 号 13 により 1 本当たり約 49kN(=0.4Py)導入した。直交梁、小梁は PC 鋼棒 B 種 1 号 19 を用いて梁と同じプレストレス応力度となるようにした。No.2 および No.3 のアンボンド PC 鋼棒 1 本当たりの導入緊張力は、No.3 の床スラブに対して No.1 の異形鉄筋が全て降伏する引張力と同等のプレストレス力が作用するように、1 本当たりの緊張力を約 14.7kN/本(=0.17Py)として導入した。梁、直交梁、小梁、柱のプレストレス力導入用の PC 鋼材を通すシース管には緊張力導入後にグラウトを充填した。

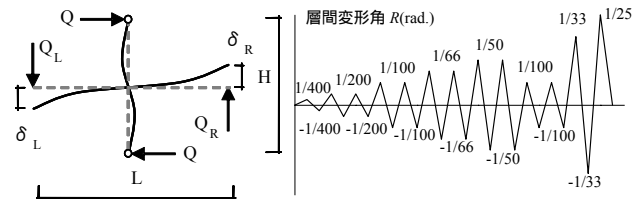
2.3 加力方法

図 - 2 に加力装置および加力サイクルを示す。試験体の加力は、左右梁端に取り付けたジャッキを用いて地震時に水平力が作用した場合を想定した正負交番繰り返り漸増載荷とした。階高中央位置でピン機構を有する柱



1:試験体, 2:ピンローラー, 3:柱支点治具, 4:490kN ジャッキ, 5:変位測定用ホルダー, 6:PC 鋼棒, 7:ロードセル, 8:面外変形拘束用チャンネル

(a) 加力装置



$Q_L = \frac{Q_L + Q_R}{2} \cdot \frac{L}{H}$ $R = \frac{\delta_L + \delta_R}{L}$
 Q_L : 左梁せん断力, Q_R : 右梁せん断力, L : 梁スパン(2840mm), H : 階高(=1830mm), δ_L : 左梁加力点変位, δ_R : 右梁加力点変位

(b) 実験時の架構変形 (c) 加力サイクル

図 - 2 加力装置および加力サイクル

頭支点および、ピンローラー機構を有する柱脚支点を実現するために、それぞれを鋼材で挟み込み、これらを両端に球面座金を有する PC 鋼棒を用いて加力フレームに固定し、締め付けることで柱反力を得た。また、柱内に配したアンボンド PC 鋼棒を用いて 柱軸力として 745kN 導入した。

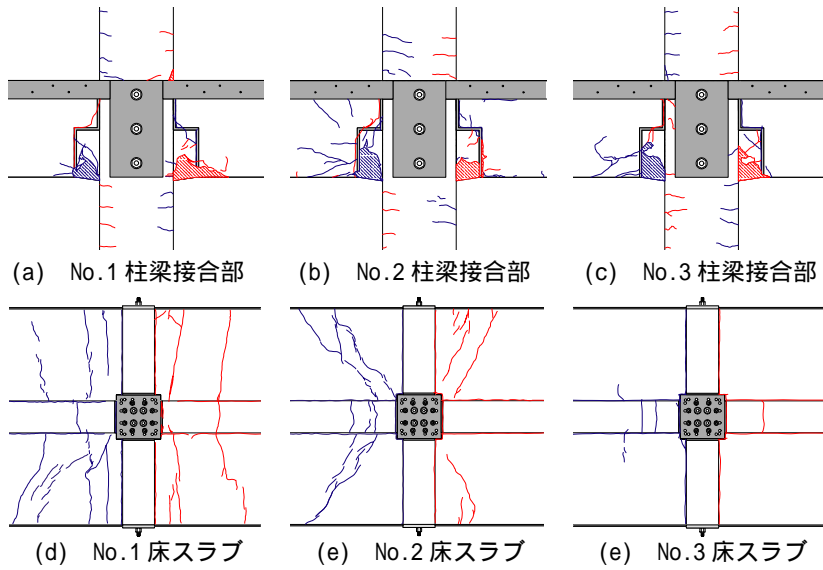


図 - 3 最終状況(R=1/25rad.)

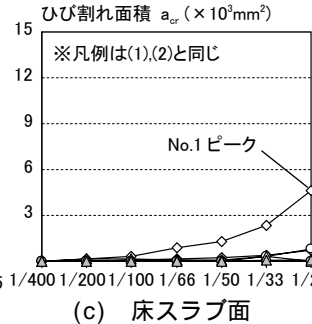
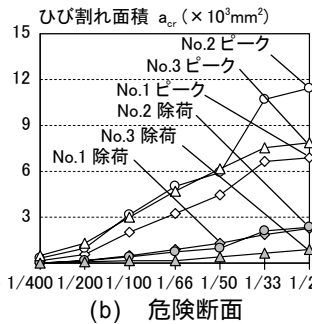
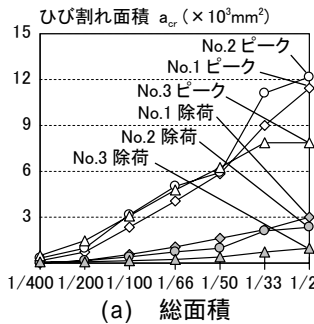
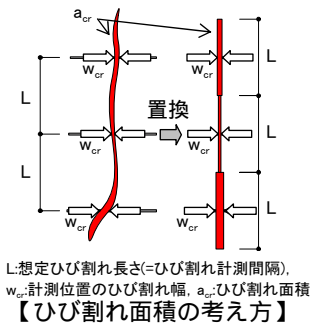
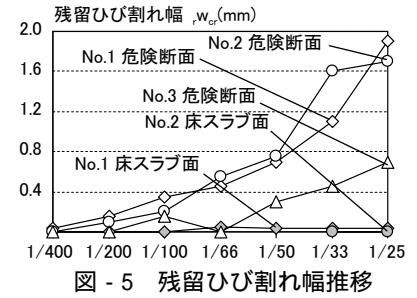
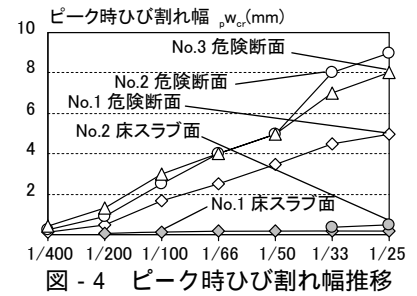


図 - 6 ひび割れ面積推移

3. 実験結果および検討

3.1 破壊性状

図 - 3 に柱と梁の圧着面(以下、梁関節部)ならびに床スラブの最終状況を示す。全試験体ともに層間変形角(以下、 $R=1/400\text{rad}$. サイクル途中で梁関節部に離間を生じた。梁上端の離間は、梁関節部および直交梁と床スラブの境界面(以下、床危険断面)にほぼ同時に生じた。床スラブ面のひび割れは、No.1 では、 $R=1/200\text{rad}$. サイクルで生じ、柱フェイスから $0.5D$ (D : 梁せい)の区間に直交梁に対して平行に生じた。その後、変形の増大とともにひび割れの生じる領域が梁加力点方向に拡がり、かつ、直交梁と平行に床スラブ外側に進展した。No.2 では、 $R=1/100\text{rad}$. サイクルにおいて柱フェイスから $0.5D$ 区間にひび割れが生じたが、No.1 とは異なり床スラブの外側からひび割れが生じ、変形が増大するにつれて内側へ進展していった。また、その進展方向は、直交梁に対して斜めに柱方向へと進展した。これは、柱に近づくほどプレストレス力によりひび割れ発生荷重が上昇していたためと考えられる。No.3 では、 $R=1/25\text{rad}$. サイクルに 0.04mm 以下の微細なひび割れが生じたのみであった。柱の曲げひび割れは、全試験体ともに $R=1/200\text{rad}$. サイクルで生じた。その後、変形が増大するに従い柱反力点位置に向かってひび割れ領域が拡がっていった。除荷時には、ひび割れ



幅が 0.1mm 以下と非常に小さいものであった。梁関節部の圧壊は、梁下端および柱コーベル部に生じ、No.1 では $R=1/66\text{rad}$. サイクルで、No.2, 3 では、 $R=1/100\text{rad}$. サイクルで見られ、加力終了までに柱コーベル部のかぶりコンクリートの大部分が剥落した。

3.2 床スラブひび割れ性状

図 - 4, 図 - 5 に床スラブのサイクルピーク時のひび割れ幅および残留ひび割れ幅の推移を示す。ひび割れ計測は、床スラブ主筋を横断するひび割れについて行い、主筋位置のひび割れ幅をクラックスケール(最小目盛 0.05mm)により計測した。

全試験体ともに床スラブの変形の大部分が床危険断面に集中したことから、床危険断面のひび割れ幅が床スラブ面上に比べ非常に大きかった。特に、サイクルピーク時の床危険断面のひび割れ幅は、アンボンド PC 鋼棒を使用した No.2, 3 では No.1 に比べて 2 倍程のひび割れ幅となった。しかし、床危険断面の残留ひび割れを見ると、No.3 は No.1, 2 に比べ半分程となった。No.3 同様にアンボンド PC 鋼棒を使用した No.2 では異形鉄筋の影響により残留が大きく生じたと考えられる。

次に、床スラブの損傷を表す指標の 1 つとしてひび割れ面積による考察を行う。図 - 6 に床スラブの各サイクルピーク時および残留ひび割れ面積の推移を示す。ひび

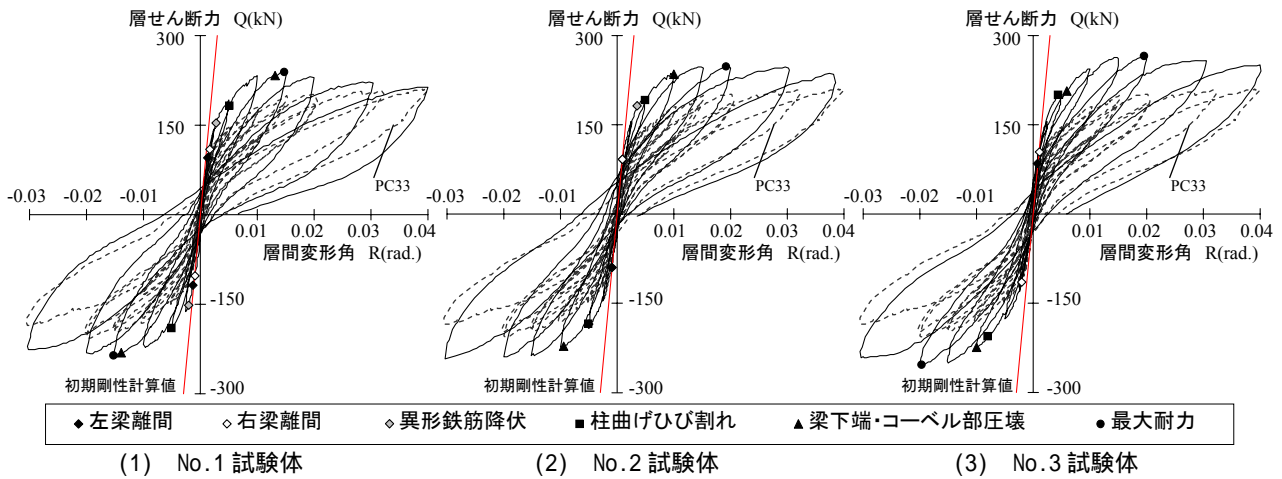


図 - 7 層せん断力 - 層間変形角関係(1st サイクルのみ)

割れ面積は、計測点におけるひび割れ幅で、長さが床スラブ主筋間隔(=計測間隔)の長方形に置換し算出した。図 - 6 のひび割れ面積は、総面積(=床危険断面+床スラブ面)、床危険断面および床スラブ面について示す。

残留ひび割れ面積は、アンボンド PC 鋼棒によるプレストレス力の大きい試験体ほど小さい傾向にある。しかし、 $R=1/33\text{rad.}$ 以降、No.2 の危険断面のひび割れ面積が急激に増大したことにより No.1 と同程度の残留面積となった。また、全てが異形鉄筋の No.1 では $R=1/66\text{rad.}$ 以降に床スラブ面のひび割れ面積が増大した。以上から、アンボンド PC 鋼棒を使用しプレストレス力を導入することで、床危険断面に変形を集中させ、床スラブ面上へのひび割れ拡散を抑制し、残留ひび割れ幅を抑制出来ることが分かる。

3.3 層せん断力 - 層間変形角関係

図 - 7 に層せん断力 - 層間変形角関係(以下、 $Q - R$ 関係)、図 - 8 に残留変形角推移、図 - 9 に等価粘性減衰定数推移を示す。図 - 7 中の初期剛性は、柱梁接合部の剛域を考慮し算出した値で、柱では RC 規準⁴⁾の値とし、梁では柱フェイス位置までを剛域とした。また各図中の PC33 試験体は、本試験体と同様に上下のシースに PC 鋼より線を 3 本ずつ配線し、同じだけプレストレス力を導入した梁を有する十字形試験体¹⁾で、床スラブの無い試験体として示している。ただし、コンクリートの設計基準強度は 90N/mm^2 である。

全試験体ともに、梁関節部の離間後、徐々に剛性が低下していった。試験体の変動要因である床スラブの配筋およびプレストレス導入による離間発生荷重の差異は目視では確認できなかった。その後、No.1, 2 では、 $R=1/200\text{rad.}$ までに床スラブ主筋の異形鉄筋が降伏歪に達し、全試験体とも柱に曲げひび割れが生じ剛性が大きく低下した。その後、梁下端および柱コーベル部に圧壊が生じ始め、層せん断力の上昇が非常に緩やかとなり最大耐力に到達した。最大耐力以降も大きな耐力低下は生

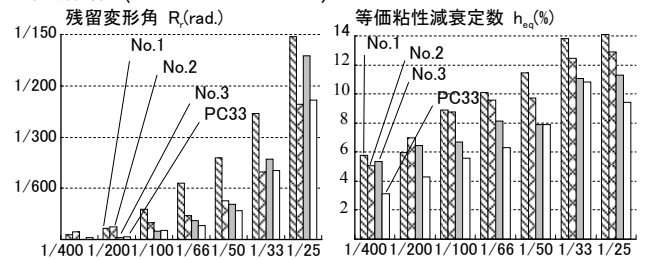


図 - 8 残留変形角推移

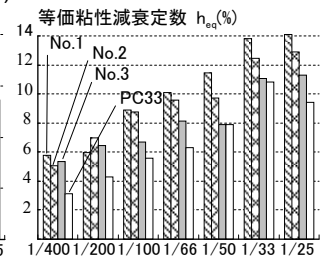


図 - 9 等価粘性減衰定数推移

じなかった。また、梁の PC 鋼より線、柱の PC 鋼棒および床スラブ主筋のアンボンド PC 鋼棒には降伏は生じず、全試験体ともに原点指向型の履歴を示した。図 - 8 に示すように $R=1/50\text{rad.}$ までは床スラブ主筋における異形鉄筋の割合が大きい試験体ほど残留変形が大きい結果となった。特に $R=1/100\text{rad.}$ 以降、No.1 では他の試験体に比べると 2 倍程度の残留変形が生じ、やや紡錘型の履歴性状を示した。また、床スラブにプレストレス力を導入することで、床スラブの無い PC33 と同程度の残留変形に抑えることが可能であることが分かった。また、図 - 9 に示す等価粘性減衰定数は、残留変形の少ない試験体程小さくなる傾向を示した。

3.4 歪性状

図 - 10 に No.1 および No.3 の床スラブ危険断面内での床スラブ主筋歪分布を示す。異形鉄筋を使用した No.1 では、 $R=1/200\text{rad.}$ には断面内の全鉄筋が降伏歪に達した。また、梁に近い鉄筋ほど歪の値が大きかった。アンボンド PC 鋼棒を使用した No.3 では、配筋位置による歪の差は見られず断面内の歪は均一に生じていた。また、最終サイクルにおいても降伏歪に達しなかった。

図 - 11 および図 - 12 に No.1 および No.3 の床スラブ主筋方向の歪分布を示す。No.1 では、床危険断面位置の歪を頂点とする三角分布となった。また、床危険断面位置の歪が降伏歪に到達するまでは付着長さは概ね一定で 145mm 程度であった。その後は、変形の増大に伴い降伏歪に達する領域が梁加力点方向に広がっていった。No.3 では、アンボンド PC 鋼棒全域に渡って均一に歪み、床

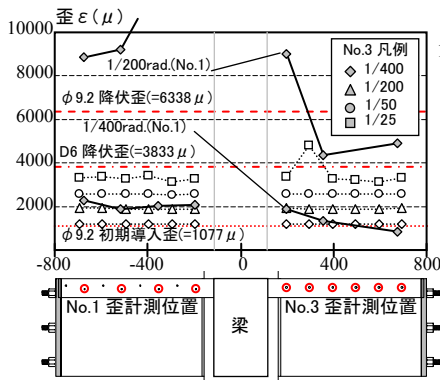


図 - 10 床スラブ筋歪分布 (危険断面)

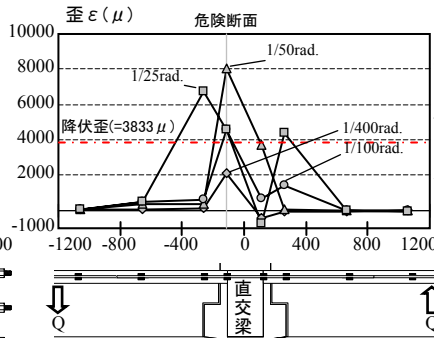


図 - 11 No.1 床スラブ主筋方向歪分布

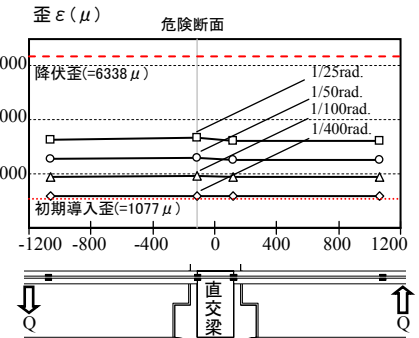


図 - 12 No.3 床スラブ主筋方向歪分布

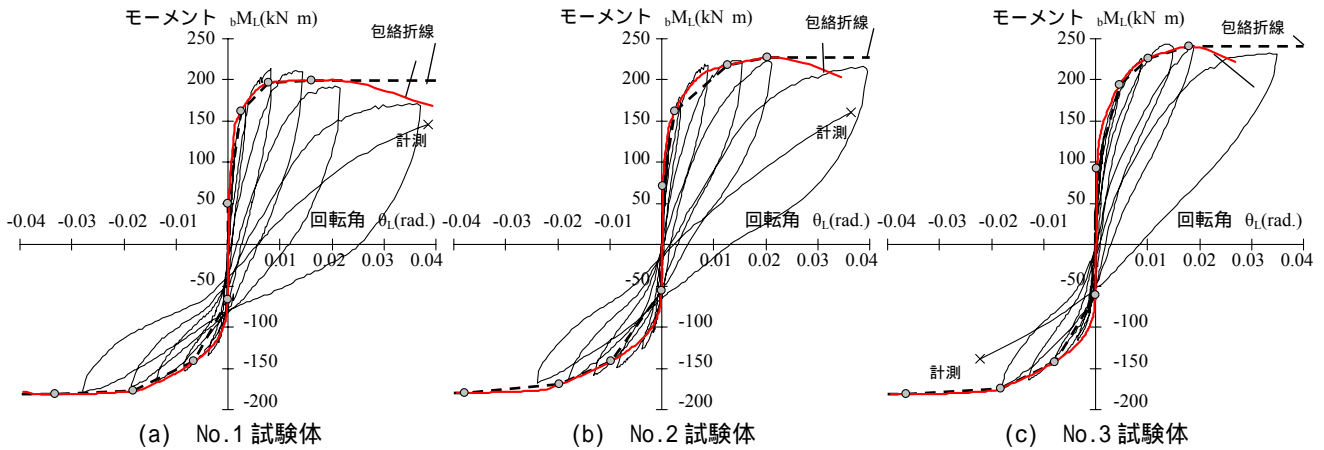


図 - 13 左梁関節部モーメント - 回転角関係 (1st サイクル)

危険断面でのアンボンド PC 鋼棒の局所的な曲げによる影響は少ないことが分かった。

3.5 関節部モーメント - 回転角関係

図 - 13 に左梁関節部モーメント - 回転角関係(以下 $M - \theta$ 関係)を示す。回転角は、梁上端(梁面から 70mm 上)および下端(梁面から 70mm 下)に取り付けた変位計(変位計測間距離 560mm)により柱フェイスとの相対変位を計測し算出した。ただし、梁下端における圧壊により変位計による計測が不可能となる点までを示す。また、図 - 13 中には、3.6 で説明する断面解析の算定結果も合わせて示す。全試験体ともに梁関節部離間後、剛性が徐々に低下していった。上端引張となる場合の最大耐力は、上端圧縮時の 1.17 倍(No.1), 1.29 倍(No.2), 1.35 倍(No.3)となり床スラブ主筋におけるアンボンド PC 鋼棒の配筋割合の高い試験体ほど上昇率が高い結果となった。これは、全ての試験体で最大耐力時においても床スラブ主筋のアンボンド PC 鋼棒は全て弾性範囲内であり、異形鉄筋は降伏しているためだと考えられる。復元力特性は、上端圧縮となる場合は、全試験体ともに原点指向型の履歴性状を示したが上端引張となる場合には、アンボンド PC 鋼棒の配筋割合が高い試験体ほど原点指向型の復元力特性を示した。

3.6 層せん断力 - 層間変形角関係の評価

床スラブを考慮した断面解析により求めた $M - \theta$ 関係

の包絡曲線を用いて十字形骨組の $Q - R$ 関係の算定を行い、実験結果との比較を行う。逐次解析には、既往の研究⁵⁾において提案した PC 鋼材の抜け出しを考慮した断面解析方法を用いた。図 - 13 には逐次解析により求めたものの全 4 折れ点の包絡折線として破線で示している。本研究では、第 1 折れ点は、床スラブ主筋が関節部から抜け出す点、第 2、第 3 折れ点は、圧縮縁歪がシリンダー試験の圧縮強度時歪となる点、床スラブ主筋が降伏歪となる点、そして PC 鋼より線が弾性限界時歪となる点の 3 点の中で最小および最大回転角となる点を第 2、第 3 折れ点とする。また、弾性限界時歪は、PC 鋼より線の応力度 - 歪関係で応力度と歪がヤング係数に比例する限界点の歪として定義し、ここでは 0.2%offset で算出した歪の 80%とする。

図 - 14 に断面解析に用いたモデルを示す。図 - 14(a) に示すようにコンクリートは、かぶり部とコア部を分けて考える。それぞれの応力度 - 歪関係は、かぶり部では Popovics の式⁶⁾を、コア部では崎野・孫の式⁷⁾を用いる。鋼材はバイリニアとした。また、床スラブの協力幅は上端引張では床スラブ全幅を、上端圧縮では RC 規準⁴⁾の式を用いた。図 - 14(b)の変形モデルに示すように、断面の変形平面保持を仮定し、任意の回転角 θ に対して回転中心位置 X_n を仮定することで鋼材の抜け出し量 δ_i とコンクリートの縮み量 δ_c を算出し、それぞれに対応する

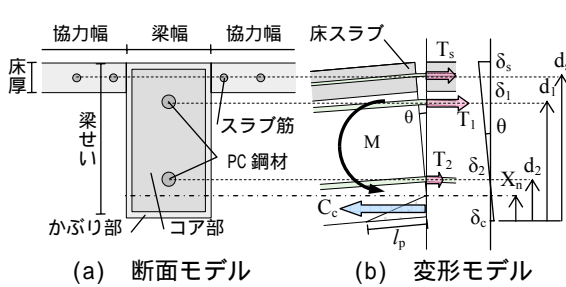


図 - 14 断面解析に用いたモデル

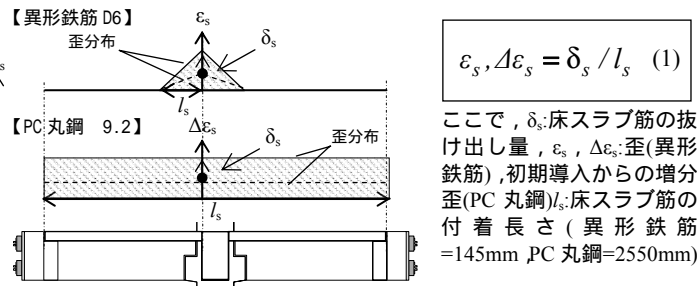


図 - 15 床スラブ主筋歪分布モデル

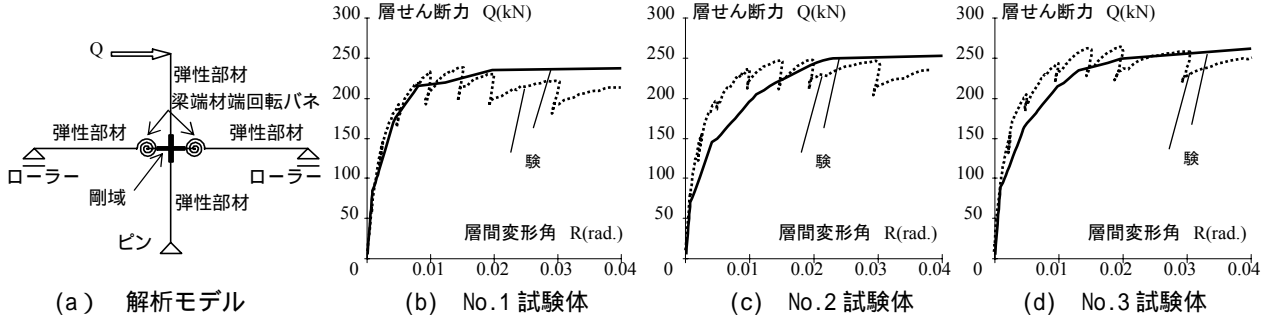


図 - 16 層せん断力 - 層間変形角関係 (解析結果比較)

増分歪 $\Delta\epsilon_s$ および歪 ϵ_s から力の釣り合いを満たす回転中心位置 X_n を収斂計算により求め、曲げモーメントを得る。

本研究では、床スラブ主筋の伸び出し量に対する歪を算出するために床スラブ主筋の歪分布をモデル化する。床スラブ主筋に使用した異形鉄筋およびアンボンド PC 鋼棒の歪分布(図 - 11, 図 - 12)から図 - 15 に示すようにモデル化を行い、伸び出し量 δ_s に対応する歪 ϵ_s (異形鉄筋)および増分歪 $\Delta\epsilon_s$ (アンボンド PC 鋼棒)を求めた。異形鉄筋では降伏歪に到達するまで危険断面の歪を頂点とする付着長さが一定の三角形分布とし、アンボンド PC 鋼棒では歪が PC 鋼棒全域で一定としてモデル化を行った。

以上の方法で床スラブの効果を考慮し断面解析を行った結果を図 - 13 に示す。本方法で算出した結果は実験結果を精度よく追跡できることが分かる。

図 - 16 に十字形骨組モデルおよび Q - R 関係の解析結果を示す。図 - 16(a) に示す解析モデルの梁関節部の回転ばねは、図 - 13(a) ~ (c) に示した断面解析により算出した包絡曲線を使用する。剛域は、柱では RC 規準⁴⁾の値、梁では柱フェイス位置までとした。以上のモデルを用いて Q - R 関係を算出した結果、実験結果を概ね表すことが可能であることが分かった。

4. まとめ

床スラブ付き十字形骨組架構の実験を行い、以下の知見を得た。

- 1) 床スラブ付き十字形骨組においても原点指向型の復元力特性を示す。特に、アンボンド PC 鋼棒を使用しプレストレス導入した試験体では、床スラブが付いた場合でも残留変形を床スラブの無い試験体とほぼ同等に抑制できる。

- 2) ひび割れ幅を考慮した床スラブの損傷評価から、アンボンド PC 鋼棒を用いて床スラブにプレストレスを導入した試験体は、床スラブ面にひび割れが拡散することを抑制し、損傷制御に優れる。

- 3) 床スラブおよび鋼材の抜け出しを考慮した断面解析を行い関節部 M - θ 関係および Q - R 関係を評価出来る。

・参考文献

- 1) 坂田弘安ほか:PC 圧着関節工法による損失制御架構の力学的性状に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, No.576, pp125-136, 2004.2
- 2) 中井敏文ほか:PC 圧着関節工法を用いたト形部分架構の構造性能に関する実験研究, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp535-540, 2006
- 3) 瀬戸俊明ほか:PC 圧着関節工法を用いた柱脚部を含む『土形』架構の構造性能に関する研究, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp475-480, 2007
- 4) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1999, 日本建築学会, 1999.11
- 5) 坂上肇ほか:PC 圧着関節工法を用いた骨組の履歴性状に関する研究, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp529-534, 2008
- 6) Sandor Popovics: A NUMERICAL APPROACH TO THE COMPLETE STRESS-STRAIN CURVE OF CONCRETE, CEMENT and CONCRETE, vol.3, pp583-599, 1973
- 7) 崎野健治ほか: 直線型横補強筋により拘束されたコンクリートの応力 - 歪関係, 日本建築学会構造系論文集, No.461, pp95-104, 1994.7