

論文 約 85 年が経過した鉄筋コンクリート造小梁部材の曲げ実験による構造性能の考察

石田 雄太郎*1・折田 現太*2・阿部 隆英*3・佐藤 匠*4

要旨: 本論文では、約 85 年が経過した既存鉄筋コンクリート造建物から小梁部材を切り出して、経年劣化によりひび割れなどを伴った鉄筋コンクリート部材の耐力および剛性について考察するために、曲げ実験およびファイバーモデルを用いた断面解析を行った。その結果、実験結果の曲げ剛性は解析結果の二次剛性と概ね一致し、経年的に生じたひび割れにより曲げ剛性が低下していることが示唆された。また、曲げ降伏モーメントについても解析結果や計算値よりも 10%程度小さい結果となった。コンクリートの応力度分布や中立軸位置の推移を鑑みて、折り曲げられた下端中央主筋のひずみ性状が要因の一つであることが推察された。

キーワード: 鉄筋コンクリート、経年劣化、材料分析、曲げ実験、断面解析、ファイバーモデル

1. 序論

カーボンニュートラルが世界的に注目されている昨今、二酸化炭素の排出量を低減することはその排出量で大きな割合を占める建設業界において重要な課題である。特に鉄筋コンクリート造の建物は、その他の構造に比べて二酸化炭素の排出量が多いとされていることから、セメントの使用量を減らした環境配慮型のコンクリートや、木質材料を併用したハイブリッド構造などに関する研究が積極的に行われている。

ここで、建物の耐用年数を延ばすこともまた、長期的にみると二酸化炭素の排出量低減に繋がり、事業継続計画(BCP)の観点からも有効な技術である。しかし、既存のストック建築を活用して耐震補強や改修を施した建物の耐震性能を検証する場合には、既存建物における部材の構造性能を正しく評価する必要がある。

本論文では、約 85 年が経過した既存鉄筋コンクリート造建物からコンクリートの試料と小梁部材を採取して、コンクリートの材料分析および小梁部材の曲げ実験を実施し、経年劣化によりひび割れなどを伴った鉄筋コンクリート部材の耐力および剛性について考察する。

2. 対象とする建物の概要

2.1 建物概要

対象とする建物は所在地が東京都大田区南六郷二丁目、地上 2 階建ての上に棟屋を有し、建築面積約 308m²、棟屋を除く鉄筋コンクリート造の延床面積約 642m²、高さ 11.8m の建築物である。建物の外観を写真-1 に示す。

当該建物は昭和 13 年(1938 年)に特殊製鋼メーカーの研究施設として竣工し、約 85 年経過した鉄筋コンクリート造建築物である。また、大田区(竣工当時は蒲田区)は東

北地方太平洋沖地震の極稀地震や震度 5 程度の地震に幾度となく遭遇している。さらに、1945 年のアジア・太平洋戦争の東京大空襲における戦災消失区域と記載されており、終戦までの間に空襲による火災にも複数回遭遇している。そして、2022 年 3 月に解体された。

2.2 試料採取

コンクリートの材料分析に用いる試料と曲げ実験を行う小梁部材の試験体の採取箇所を図-1 に示す。

コンクリートの材料分析として、圧縮試験、配合推定、気泡間隔係数測定、硬化コンクリートの塩化物イオン濃度測定を実施する計画とし、1F から RF までの柱、梁、壁からコンクリートコアを採取した。

曲げ実験の試験体とする小梁部材は、2F の小梁を対象とし、構造スパン 5,000mm のうち 4,500mm 程度の長さで 2F スラブと合わせて切り出した。



写真-1 対象建物の外観(2021/8/17 南東から撮影)

*1 飛島建設株式会社 技術研究所 研究開発 G 副主任研究員 博士(工学) (正会員)

*2 飛島建設株式会社 技術研究所 研究開発 G 副主任研究員 修士(工学) (正会員)

*3 飛島建設株式会社 技術研究所 研究開発 G 上席研究員 博士(工学) (正会員)

*4 飛島建設株式会社 技術研究所 研究開発 G 副主任研究員 (正会員)

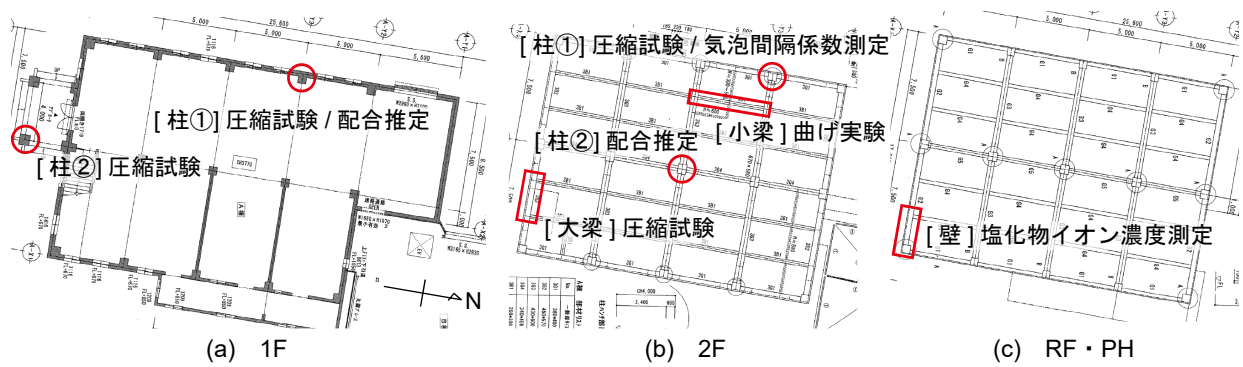


図-1 試料および試験体の採取箇所

2.3 コンクリートの材料分析

(1) 圧縮試験

コンクリートコアの圧縮試験結果を表-1に示す。ヤング係数 E_c は $\sigma_B/3$ (σ_B は圧縮強度)の割線剛性で求めた。表中にはRC規準²⁾などに記載されている以下のNew RC式で求めたヤング係数 $E_{c,cal}$ も合わせて示す。

$$E_{c,cal} = 33,500 \times k_1 \times k_2 \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{1/3} \quad (1)$$

ここに、 $E_{c,cal}$ はヤング係数[N/mm²]、 γ は気乾単位体積重量[kN/m³]、 F_c は圧縮強度[N/mm²](= σ_B)、 k_1 は使用骨材による係数、 k_2 は混和剤による係数であり、 $k_1=k_2=1$ とする。

圧縮強度は最小値が 15.5N/mm²、最大値が 46.5N/mm²で平均値は 21.5N/mm²であった。1F 底部分の柱が極端に大きい要因として、当時のコンクリート打設は手作業であった可能性もあり³⁾、練混ぜの程度や材料の計測誤差などが考えられる。文献4)では竣工年1911~1980年で合計161棟、1718体のコア抜きによるコンクリート強度の試験結果を統計処理し、各年代におけるコンクリート強度を推定している。その結果、昭和初期(1927~1939年)のコンクリートの推定強度は 21.57N/mm²とされており、本試験結果の平均値 21.5N/mm²と一致した。

ヤング係数は、7か所中4か所でNew RC式と10%以内の高い精度で対応した。しかし、残りの3か所については80%以下で大きく下回る結果となった。

(2) 配合推定

採取した試料を用いてセメント協会法により配合推定を行った。その結果を表-2に示す。

1933年に発行された文献5)によると当時の水セメント比は45~65%とあり、概ね一致した。また、これは現在の計画供用期間における最大の水セメント比に相当する。単位セメント量は現行のJASS 5⁶⁾で規定されている最小値 270kg/m³よりも小さい値であった。1984年版以前のJASS 5では、常用コンクリートの単位セメント量の最小値は 250kg/m³とされており、本配合推定と同程度のセメント量となっている。

配合について、文献5)では水セメント比と強度の関係やセメントと骨材の容積比による配合も記載されている。

また、文献3)ではセメント、細骨材(川砂)、粗骨材(川砂利)の容積比は 1:3:7程度とされており、表-2におけるセメントと骨材の容積比も 1:10程度で概ね一致した。

(3) 気泡間隔係数測定

2Fの柱から採取したコンクリートコアで気泡間隔係数測定を実施したところ、空気量は 0.69%、気泡間隔係数は 509 μ mであった。AE剤は使用されていないものと考えられ、空気量や気泡間隔係数から、エントラップトエアのみが混入されていると推察される。しかしながら、凍害を受けた形跡はみられなかった。

(4) 硬化コンクリートの塩化物イオン濃度測定

ペントハウスの壁から採取したコンクリートの塩化物イオン濃度測定結果を表-3に示す。最大の塩化物イオン量は 0.22kg/m³程度であることから、塩化物イオンによる鉄筋の腐食はなかったものと考えられる。

表-1 圧縮試験結果

試料名	γ [kN/m ³]	σ_B [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	$E_{c,cal}$ [N/mm ²]	$E_c/E_{c,cal}$ [%]
1F 柱①-1	23.08	17.1	20,234	20,370	99
1F 柱①-2	22.86	16.7	19,023	19,826	96
1F 柱②	22.79	46.5	27,320	27,761	98
2F 柱①-1	22.82	20.1	13,705	21,037	65
2F 柱①-2	23.07	18.5	13,334	20,926	64
2F 大梁-1	22.67	15.5	10,769	19,033	57
2F 大梁-2	22.67	16.0	17,459	19,241	91

γ : 単位体積重量, σ_B : 圧縮強度, E_c : ヤング係数(実験値), $E_{c,cal}$: ヤング係数(計算値)

表-2 配合推定結果

試料名	表乾単位体積質量 [kg/m ³]	材料単位量 [kg/m ³]			W/C [%]
		セメント (C)	水 (W)	骨材	
1F 柱①	2,376	248	165	1,963	67
2F 柱②	2,414	244	152	2,018	62

表-3 塩化物イオン濃度測定結果

試料名	深度 [mm]	塩化物イオン濃度 [%]	単位体積質量 [kg/m ³]	塩化物イオン量 [kg/m ³]
RF 壁 (PH)	0~10	0.005	2,270	0.11
	10~20	0.004		0.09
	20~30	0.007		0.16
	30~50	0.005		0.11
	50~70	0.010		0.22

3. 実験概要

3.1 切り出した試験体の詳細

試験体の詳細を図-2に示す。実際には施工上の寸法誤差が確認されたため、各部における対辺の長さは、その平均値に最も近い5の倍数として数値を整えている。

採取した試験体のスラブ上にはモルタル、アスファルト防水、スタイロフォーム、シンダーコンクリート、モルタルが取りついてしたが撤去した。次に、部材長さが3,600mmになるように切断した。この時、次節で示す材料試験のためのコンクリートコア(φ100mm)3本、上端主筋2本、下端主筋2本、あばら筋3本を採取した。主筋の抜き出しを防ぐために、主筋端部はエンドプレートに溶接し、コンクリートとの空隙にはグラウトを充填した。

試験体の梁幅は230mm、スラブ幅は440mmである。試験体の高さは490mmで、その内スラブの厚さは170mmである。配筋については、梁主筋はφ19の丸鋼であり、部材端部では上端主筋が3-φ19、下端主筋が2-φ19であった。しかし、実験後に配筋を調査したところ、部材中央部では中央の上端主筋が下端主筋の高さまで折り曲げられ、上端主筋が2-φ19、下端主筋が3-φ19となっていた。あばら筋はφ9の丸鋼で定着は90度フックであった。また、あばら筋の本数は15本確認されたことから、平均してそのピッチは225mmとした。

3.2 試験体の材料諸元

コンクリートの材料諸元を表-4、鉄筋の材料諸元を表-5、それぞれのテストピースの一部を写真-2に示す。

コンクリートについては、表-1に示す σ_B 、 E_c と概ね同等の結果であった。また、鉄筋についても文献4)ではSR24(現在のSR235)相当のものが使用されていたとあり、本試験体においても同様の鋼種の丸鋼が使用されていたことが推察できる。

3.3 計測計画

変位計の取付け位置を図-3に示す。スパン中央の鉛直変位と曲率の分布を計測する計画とした。スパン中央の鉛直変位は、下端とスラブ中央の2点を載荷装置からの絶対変位で計測した。曲率の分布は、梁せい D (=490mm)の間隔で6点の曲率を計測した。

3.4 載荷装置

載荷装置を図-4に示す。本実験では試験体を単純支持として2点集中荷重を与えて載荷した。せん断スパン比は2として、曲げ破壊が先行するように考慮した。支点間距離は2,940mmとし、支持点と載荷点の距離および曲げモーメント一定区間は980mmとした。

表-4 コンクリートの材料諸元

σ_B [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	ϵ_c [μ]
17.8	21,000	1,590

σ_B : 圧縮強度, E_c : ヤング係数, ϵ_c : 圧縮強度時のひずみ

表-5 鉄筋の材料諸元

	σ_y [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]	ϵ_y [μ]	EL [%]	A [mm ²]
上端主筋	294	382	189,000	1,560	19.2	251.56
下端主筋	315	451	196,000	1,610	29.2	276.19
あばら筋	304	410	190,000	1,600	28.2	64.19

σ_y : 降伏強度, σ_u : 引張強度, E_s : ヤング係数, ϵ_y : 降伏ひずみ
EL: 伸び, A: 断面積

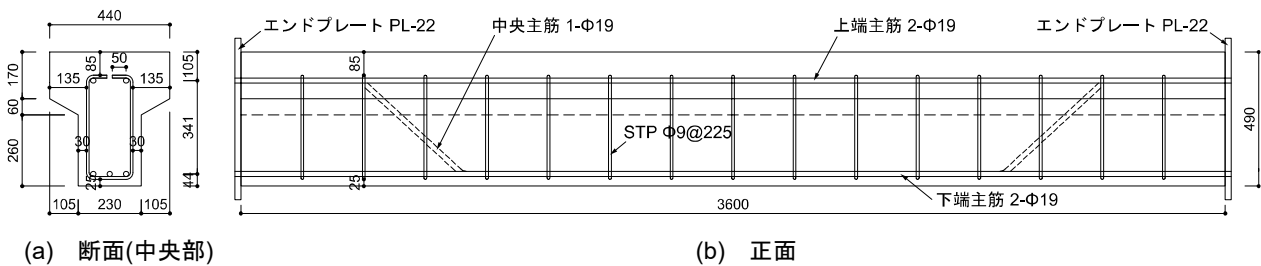
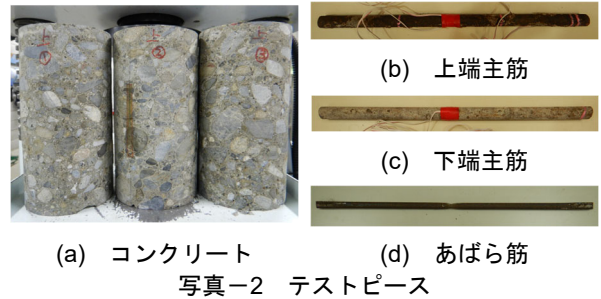


図-2 試験体詳細 (単位: [mm])

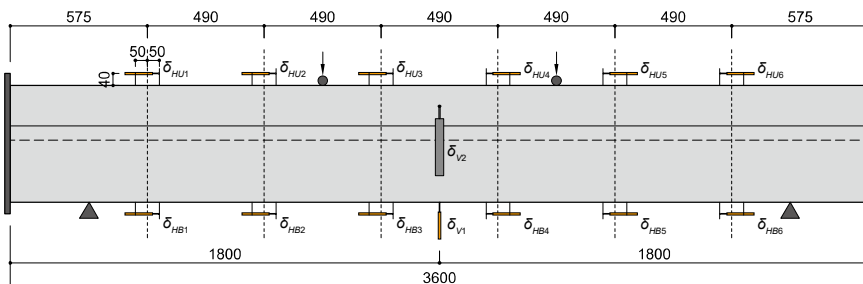


図-3 変位計取付け位置 (単位: [mm])

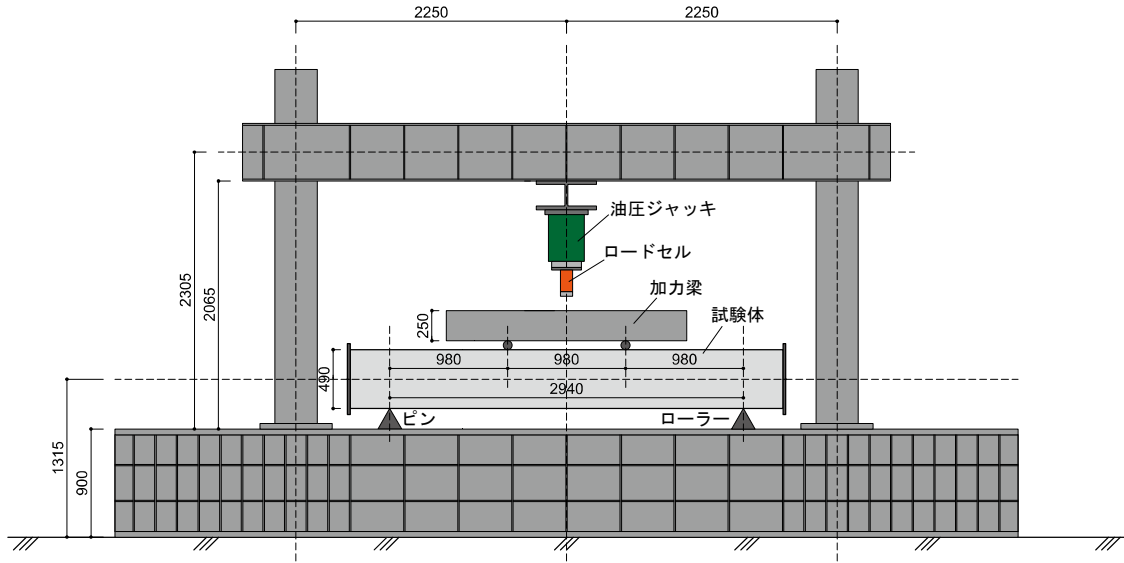


図-4 荷重装置 (単位 : [mm])

3.5 荷重計画

荷重は試験体中央の鉛直変位 δ_v で制御して図-5に示すサイクルで荷重した。制御変位 δ_v は支点間距離 2,940mm に対する比で決定し、1/4000, 1/2000, 1/1000, 1/800, 1/600, 1/400, 1/200, 1/150, 1/100, 1/67 を各 2 回、その後 1/50 を 1 回の繰り返し漸増荷重とした。最後は荷重装置の限界である 130mm まで荷重して終了とした。 δ_v は変位計のストロークの関係から 20mm までは下端の δ_{v1} 、20mm 以降はスラブ中央の δ_{v2} を用いた。

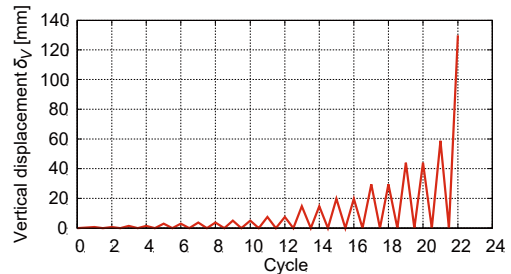


図-5 荷重サイクル

4. 実験結果

4.1 荷重-変位関係

荷重-変位関係を図-6に示す。図中には曲げ終局モーメント M_u 時の荷重 P_u を合わせて示す。 P_u は文献 7) に示されている式(2)から M_u を算出し、支持点から荷重点までの距離(=980mm)で除したものを 2 倍して求めた。

$$M_u = 0.9a_t\sigma_y d \quad (2)$$

ここに、 M_u は曲げ終局モーメント、 a_t は引張主筋の断面積[mm²]、 σ_y は引張主筋の降伏強度[N/mm²]、 d は有効梁せい[mm](=445.5mm)である。

荷重-変位関係より、 $\delta_v=7.35\text{mm}$ (1/400)から荷重が一定となり、主筋が降伏したことが推察される。この時の荷重は 195.0kN で $P_u=219.2\text{kN}$ に対して約 90%であった。

4.2 ひび割れ状況

ひび割れ状況を図-7に示す。荷重前の状態において最大 0.2mm 程度の初期ひび割れとコールドジョイントが確認された。試験体中央近傍のひび割れ幅が最も大きく、荷重後は鉄筋の降伏が推察される 1/400 時点で 0.5mm、1/50 時点で 15.5mm までひび割れが進展した。

4.3 曲率分布

曲率の分布を図-8に示す。曲率は試験体の上下にお

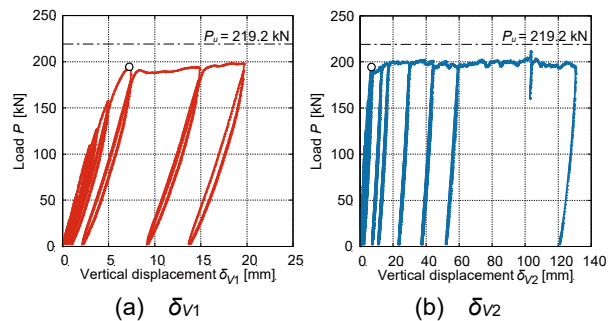


図-6 荷重-変位関係

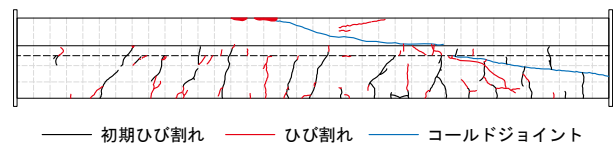


図-7 ひび割れ状況

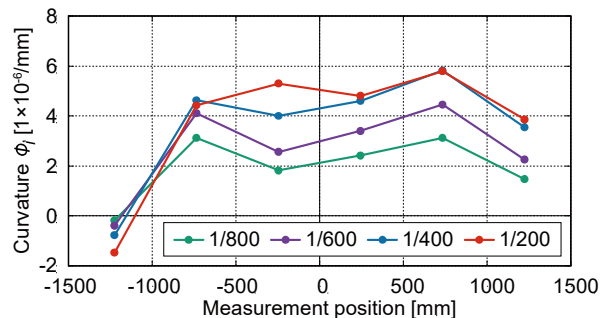


図-8 曲率分布

いて表面から 40mm の位置で計測した 100mm の区間の相対変位を用いて式(3)より求めた。

$$\phi_i = \frac{(\delta_{HBI} - \delta_{HUI})}{100} / (40 + 490 + 40) = \frac{\varepsilon_B - \varepsilon_U}{570} \quad (3)$$

ここに、 ϕ_i は曲率[1/mm]、 δ_{HBI} は断面下端縁の相対変位[mm]、 δ_{HUI} は断面上端縁の相対変位[mm]、 ε_B は断面下端縁のひずみ、 ε_U は断面上端縁のひずみである。

試験体中央から±490mm の範囲が理論上の曲げモーメント一定区間であるが、図-8 の曲率分布からも若干の誤差があるものの概ね同様の傾向が確認できる。以上から、次章では曲げモーメント一定区間の曲率として ϕ_3, ϕ_4 に着目して考察を行うこととする。

4.4 コンクリートの中性化深さ測定

実験後にスパン中央近傍のコンクリートを研り、JIS A 1152 に準じて中性化深さを測定した。その様子を写真-3 に示す。測定の結果、梁の側面および下端から 50~70mm 程度の範囲まで中性化の進行がみられ、下端主筋の周辺コンクリートは中性化していることが確認できた。スラブ部分における中性化は確認されなかった。



(a) 溶液塗布 (b) 計測
写真-3 コンクリートの中性化深さ測定

5. 断面解析による構造性能の考察

5.1 解析モデルの作成

(1) ファイバーモデルの概要

本章では、約 85 年が経過した鉄筋コンクリート造小梁部材の構造性能について考察する。試験体は実際の建物から切り出したものであることから、部材内部の応力状態について考察するために図-9 に示すファイバーモデルを作成して断面解析を行い、その結果から構造性能を考察する。ここで、本試験体の主筋は丸鋼であり、発錆もみられた。本来はこの主筋の付着特性を考慮してモデル化すべきであるが、本論文ではまず平面保持を仮定した基本的なモデルで断面解析を行うこととした。

本モデルではコンクリートを厚さ 10mm で分割した。そして、圧縮縁のひずみを増分させ、各ステップで断面内の軸方向応力が釣り合う中立軸位置 x_n を求め、曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係を求めた。

(2) コンクリートのモデル化

本解析では、コンクリートの圧縮側における応力度-ひずみ関係に Popovics モデル⁸⁾を用いることとした。

Popovics モデルは式(4)~(6)で表され、コンクリートの圧縮強度から求めることができる。

$$\sigma = \sigma_B \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_m} \cdot \frac{n}{n-1 + (\varepsilon/\varepsilon_m)^n} \quad (4)$$

$$\varepsilon_m = 767 \times 10^{-6} \cdot \sigma_B^{1/4} \quad (5)$$

$$n = 0.058\sigma_B + 1 \quad (6)$$

ここに、 σ は圧縮応力度[N/mm²]、 ε は圧縮ひずみ、 σ_B はコンクリートの圧縮強度[N/mm²]、 ε_m は圧縮強度時のひずみ、 n は実験定数である。

Popovics モデルとコンクリートコアの材料試験結果を比較したものを図-10 に示す。Popovics モデルで精度よく再現できていることが確認できる。また式(5)で求めた圧縮強度時のひずみ ε_m と Popovics モデルによる応力度-ひずみ関係から $\sigma_B/3$ の割線剛性で算出したヤング係数 E_{cp} についても表-4 の結果と精度良く対応している。

引張側については、引張強度 σ_t まで線形で σ_t 以降は応力度が零となるようにモデル化した。ここで、引張強度はコンクリート標準示方書⁹⁾に示されている式(7)で求め、ヤング係数は Popovics モデルから求めた E_{cp} とした。

$$\sigma_t = 0.23\sigma_B^{2/3} \quad (7)$$

(3) 鉄筋のモデル化

主筋は表-5 の降伏強度 σ_y とヤング係数 E_s を用いてバイリニア型でモデル化し、降伏後の応力度は σ_y で一定とした。なお、上端主筋と下端主筋はそれぞれ別の数値を用いてモデル化した。

あばら筋については、本実験の試験体では 90 度フックであったことから、コアコンクリートの拘束効果は小さいと考えられる。このことから、本解析ではあばら筋によるコンクリートの拘束効果は考慮しないこととした。

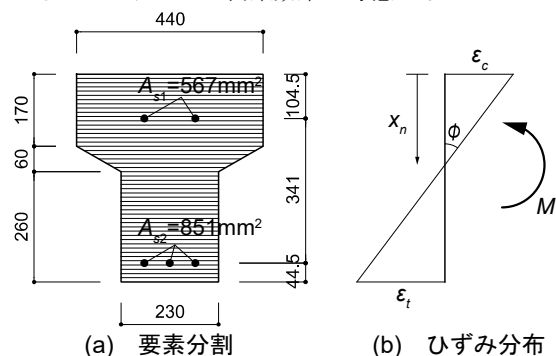


図-9 ファイバーモデルの概要 (単位: [mm])

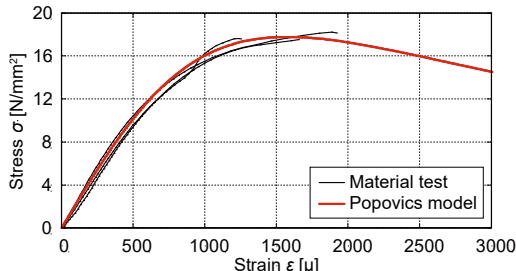


図-10 応力度-ひずみ関係 (圧縮側)

5.2 解析結果と考察

(1) 曲げ剛性と曲げ降伏モーメント

曲げモーメント M —曲率 ϕ 関係を図-11 に示す。解析結果の曲げ剛性では、初期剛性 $EI=76,928\text{kNm}^2$ に対し、二次剛性 EI' は $22,892\text{kNm}^2$ で初期剛性の 30%程度となる。実験結果の曲げ剛性はこの二次剛性と概ね対応していることから、経年的に生じたひび割れにより曲げ剛性が小さくなっていることが推察される。また、曲げ降伏モーメントの解析結果は 109.6kNm 、式(2)による曲げ終局モーメントは 107.4kNm であるのに対し、実験結果は 95.5kNm で約 10%小さい結果となった。

(2) 部材内部の応力状態

コンクリートの曲げひび割れ発生(Phase 1)、引張主筋降伏(Phase 2)、圧縮縁コンクリートの軟化(Phase 3)の3つの状態におけるコンクリートの応力分布を図-12、中立軸位置 x_n の推移を図-13 に示す。Phase 1 では、中立軸位置は梁せいの中央付近であり、Phase 1 から Phase 2 にかけて天端から約 100mm の位置で収束する。その後さらに中立軸位置は天端に近づいていくことが推察される。

以上より、実験結果の曲げ降伏モーメントが小さい要因の一つとして、下端中央主筋の折り曲げ位置で初期ひび割れやコールドジョイントが確認されたことから、下端中央主筋が降伏していないことが推察される。

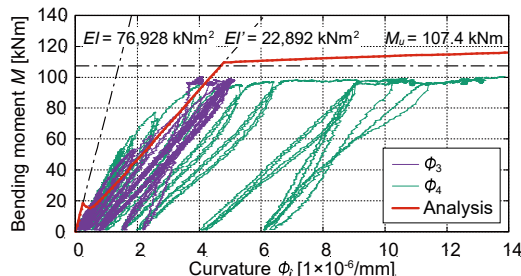


図-11 曲げモーメント—曲率関係

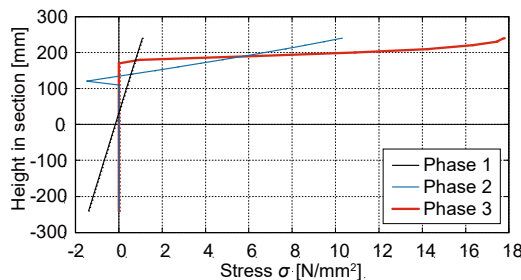


図-12 コンクリートの応力度分布 (断面中央が 0mm)

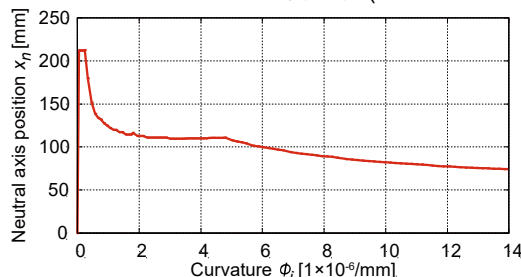


図-13 中立軸位置の推移 (圧縮縁からの距離)

6. 結論

本論文では、約 85 年が経過した鉄筋コンクリート造小梁部材の剛性および耐力について考察するために、建物全体の材料分析、小梁部材の曲げ実験およびファイバーモデルによる断面解析を行い、以下の知見を得た。

- (1) 当該建物に使用されていたコンクリートおよび鉄筋の材質は、既往の文献³⁾⁻⁵⁾から推定される昭和初期のものと同様である。
- (2) コンクリートコアの圧縮側における応力度—ひずみ関係は Popovics モデルと精度良く対応する。
- (3) 実験結果の曲げ剛性は断面解析により求めた初期剛性の 30%程度であり、二次剛性と概ね一致する。これは経年的に生じた初期ひび割れが要因であると推察される。
- (4) 実験結果から推定される曲げ降伏モーメントは、断面解析による曲げ降伏モーメントおよび曲げ終局モーメントの計算値よりも 10%程度小さい。
- (5) 実験結果の曲げ降伏モーメントが小さい要因の一つとして、折り曲げられた下端中央主筋が降伏ひずみに達していないことが推察される。

謝辞

本研究を実施するにあたり、コンクリートの材料分析の試料および曲げ実験の試験体を日本石油販売株式会社より提供を受けました。ここに記して謝辞といたします。

参考文献

- 1) NHK：特集「古地図で見る東京大空襲」、NHK 戦争証言アーカイブス，<https://www.nhk.or.jp/archives/shogenarchives/special/tokyodaikushu/>，(参照 2022.1.10)
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018.12
- 3) 建築學會：建築工事仕様書 (建築雑誌付録)，1923.6
- 4) 市川友佳子，米谷和恵，金尾伊織：大正から昭和時代のコンクリートおよび鉄筋の材料強度の変遷，日本建築学会構造工学論文集，Vol.68B，pp.51-59，2022.4
- 5) 建築學會：建築工学ポケットブック 増補集，1933
- 6) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事，2022.11
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説，2021.2
- 8) S.Popovics：A Numerical Approach to the Complete Stress—Strain Curve of Concrete，Cement and Concrete Research，Vol.3，pp.583-599，Sep.1973
- 9) 土木学会：コンクリート標準示方書[設計編]，2017.3