

論文 扁平梁を有するスラブつき外端スパン架構の静的載荷実験

肖 子凌*1・壁谷澤 寿一*2・壁谷澤 寿海*3・木下 俊輝*4

要旨：本研究ではスラブ付き扁平梁と柱で構成される梁降伏型骨組の耐震性能について静的載荷実験により検証した。試験体は1×1 スパンのスラブつき外端スパン立体部分架構とし、正負交番繰返し載荷を行った。直交梁に斜めひび割れが生じ、面外変形により、スラブ筋は変形角 1/30 rad 程度で全幅が有効となった。実験結果を有限要素解析により検討した。復元力特性は実験値と概ね一致したが、スラブせん断ばねが剛性を過大評価しており、直交梁のねじり変形および曲げ変形を過小評価した。直交梁を剛とした解析では従来の知見と同様、変形角 1/100 rad 程度で全幅有効の計算強度に達した。

キーワード：扁平梁, スラブ協力幅, 静的載荷実験, 外端スパン架構, 直交梁, 面外変形

1. はじめに

梁の曲げ耐力に対するスラブ協力幅（片側幅）は、保有水平耐力計算では 1m が仮定されている。変形の増加に伴いスラブ協力幅は拡幅すると、現行の保有水平耐力計算における梁耐力の評価は安全側であるが、梁降伏型の保証設計（柱の曲げ設計、せん断設計）にとっては危険側となる。

そこで筆者らは 2010 年～2014 年にかけて合計 7 体の立体部分架構の静的繰返し漸増載荷実験を実施した¹⁾。本シリーズでは連続スパンの内部架構を対象としており、直交梁が面外拘束され、張間スパンが桁行スパンに比べて短い条件であったため、いずれ実験結果においても変形角 1/100～1/75 rad でスラブ全幅が有効となった。上記の実験結果において梁側面から離れた位置では、スラブ筋のひずみが次第に小さくなる傾向があった。したがって特に端部スパンではスラブ筋の引張力により、直交梁では面外変形が生じ、平面保持が成立せず、スラブ筋のひずみが低下する可能性がある（図-1 参照）。また、直交梁の剛性はスラブ有効幅に大きく影響すると考えられる。

2017 年には 2/5 スケール鉄筋コンクリート造スラブ付き 1×1 外端スパンを模擬した立体部分架構（図-1）について、静的漸増載荷実験を実施した²⁾。変形角 1/200 rad で直交梁に斜めひび割れが生じ、大きな面外曲げ変形およびねじり変形が生じ、加力終了まで直交梁の中央付近でのスラブ筋の降伏は確認できなかった。本実験では前述の立体部分架構実験と違い、水平変形角 1/50～1/30 rad でスラブ全幅有効時の計算強度に達した。本実験から直交梁の境界条件の違いにより、スラブ協力幅が全幅となる変形角が変化することが明らかとなった。

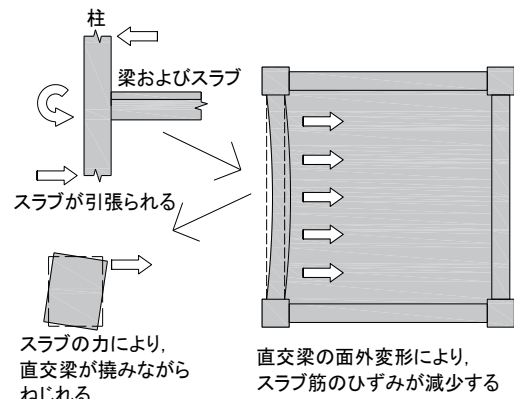


図-1 直交梁の影響および 2017 年試験体

表-1 既往実験と本研究における諸元の比較

実施年度	2010～2014 年 (既往研究 1)	2017 年 (既往研究 2)	2018 年 (本研究)
架構条件	連続スパン部分架構 (半スパン+1 スパン+ 半スパン)または (半スパン+1 スパン)	1 スパン架構	1 スパン架構
シアスパン比	4.02	4.58	4.58
部材断面 (mm)	柱：400×400 梁：300×360(400) スラブ厚さ：75	柱：300×300 梁：200×240 スラブ厚さ：80	柱：300×300 梁：300×240 スラブ厚さ：80

本研究では直交梁の影響を明らかにするため、2017 年度実験の試験体より、梁の幅を大きくし、直交梁の面外剛性を大きくした 2/5 スケール鉄筋コンクリート造スラブ付き 1×1 外端スパン立体部分架構の静的繰返し載荷実験を行い、スラブ有効幅に対する直交梁の影響について検討した。表-1 に既往実験と本実験における主な試験体諸元の比較した結果を示す。

*1 首都大学東京 博士課程前期 大学院生(学生会員)

*2 首都大学東京 都市環境科学研究科 建築学域 准教授 博士(工学)(正会員)

*3 東京大学 地震研究所 災害科学系研究部門 教授 博士(工学)(正会員)

*4 首都大学東京 建築・都市コース 学部生

2. 実験方法

2.1 試験体

試験体は中低層鉄筋コンクリート建物の中間階外端スパンを想定した床スラブ付1層1×1スパン立体部分架構でモデル化したものである。試験体を図-2に示す。桁行スパンの長さは2500mm、梁間スパン長さは2500mm、階高は1200mmである。試験体は4本の柱、2本の桁行梁・直交梁で囲まれた床スラブで構成されている。柱は上下階の中央高さ(反曲点)までモデルし、下端はピン・ローラー支承としている。載荷方法は次節に詳述する。

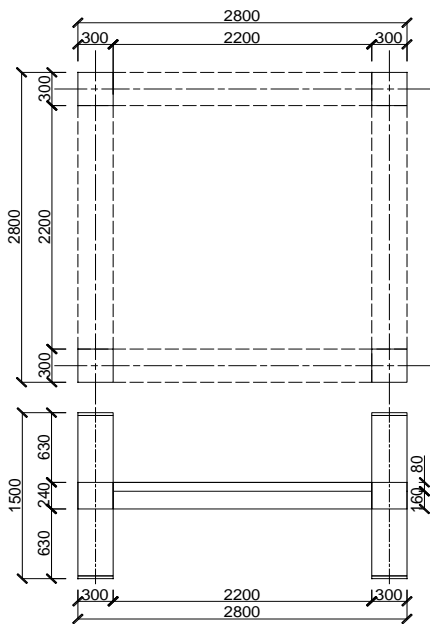


図-2 試験体平面図および桁行立面図 (mm)

試験体各部材の配筋図を図-3に示す。桁行および直交梁断面は300×240mmとし、せいよりも幅が大きな断面としている。梁主筋は上下筋ともに4-D13(SD345)であるが、接合部内で桁行梁と梁間梁が交差するため、桁行梁では上端、直交梁では下端のかぶり厚さが比較的大きい。あばら筋は2D6@75(SD295)とした。

スラブ厚さは80mm、スラブ上端筋および下端筋ともに2D6@100(SD295)とした。スラブ断面において、スラブ筋(上下端)は23組、スラブ筋比は0.79%である。通常的设计ではスラブ筋比は0.3%程度であるが、本実験では直交梁の面外変形を大きくするため、スラブ筋比を大きく設定した。上端筋と下端筋も直線定着とし、定着長さは240mmである。

柱断面は300mm×300mmとし、柱主筋は4-D16(四隅, SD345)+8-D13(中段筋, SD345)、帯筋は4-D6@50(SD295)とした。

試験体に使用した材料の強度を表-2に示す。コンクリートの4週強度は28.4N/mm²であった。

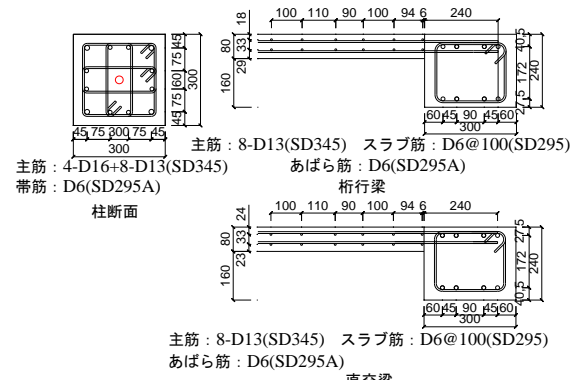


図-3 部材断面および配筋図 (mm)

表-2 材料強度

(a) コンクリート (N/mm²)

圧縮強度	ヤング係数
28.4	26.1×10 ³

(b) 鉄筋

	D13(主筋)(SD345)	D6(スラブ筋)(SD295)
降伏応力度 (N/mm ²)	363	360.5
最大応力度 (N/mm ²)	550.6	516.8
降伏ひずみ (μ)	1924	1995

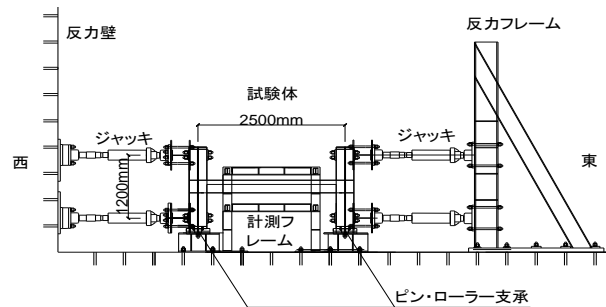


図-4 試験体の載荷方法

2.2 載荷方法

試験体および加力装置を図-4に示す。静的載荷実験は首都大学東京 大型構造物実験棟で行った。4本の柱下端をピン・ローラー支承とし、梁のせん断力による支点の浮き上がりを防ぐため、柱断面中央の中空に設置したPC鋼棒により、試験体を軸方向に固定した。柱1本あたり75kNの軸力を作用させた。東西の各2本柱において、上柱と下柱の加力中心間距離が1200mmとなるように、合計4本の加力梁を柱頭と柱脚に通しボルトで固定した。油圧ジャッキはそれぞれの加力梁の中心、反力壁と反力フレームに取り付け、東西で水平力を作用させた。柱脚をピン・ローラー支承とすることにより、梁の軸伸び変形を拘束せず、梁降伏型架構中間階の地震時の応力状態を再現した。

東西側の柱の変形角を一致するように制御した正負

繰返し加力を行った。載荷履歴を図-5に示す。水平変形角は1/400 rad から 1/30 rad まで徐々に漸増させ、水平変形角 1/150 rad までは各目標水平変形角を1回のみ繰返し、水平変形角 1/200 rad 以降は2回繰返した。

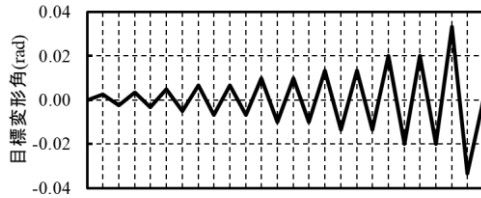


図-5 加力計画

2.3 耐力計算値

材料強度に基づいた柱梁の終局曲げ耐力および架構水平耐力の計算値を表-3に示す。既往のスラブつき立体部分架構実験結果に基づき、梁終局曲げモーメントについてはスラブおよびコンクリート全断面有効とした断面解析により精算した。図-6および式(1)に示す平面保持を仮定してモーメントを算定した。圧縮側のコンクリートには等価応力ブロック(0.85σ_B, 係数 k_i)、圧縮終局ひずみ 0.003 と仮定した。また、スラブの協力幅は試験体で片側 0.4m (保有水平耐力計算で仮定されている片側 1m(×2/5)内の上端筋のみ有効)とした場合、略算式(2)により、スラブ上端筋(5本)及び梁主筋それぞれの有効せいに基いて梁曲げ耐力を算定した。架構水平耐力は各部材端部の終局曲げ耐力から仮想仕事法を用いて計算した。剛域長さは柱芯から柱梁端フェイスまでの距離と仮定した。なお、柱の終局曲げ耐力は式(3)により算定した。

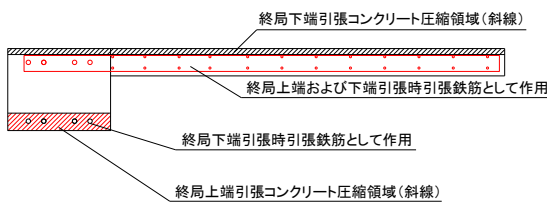


図-6 断面解析の計算方法

$$M_{bu} = T_{st}(d_{st} - x_n) - C_{st}(x_n - d_c) - C_c(x_n - k_1 x_n / 2) \quad (1)$$

$$M_{bu} = 0.9(a_{tb} \sigma_{yb} d_b + a_{ts} \sigma_{ys} d_s) \quad (2)$$

$$M_{cu} = T_{st}(d_{st} - D/2) + C_{st}(D/2 - d_c) + C_c(D/2 - k_1 x_n / 2) \quad (3)$$

ここで、 T_{st} : 引張主筋の合力、 C_{st} : 圧縮主筋の合力、 C_c : 圧縮コンクリートの合力、 d_{st} : 引張主筋から圧縮縁までの距離、 d_c : 圧縮主筋から圧縮縁までの距離、 x_n : 中立軸から圧縮縁までの距離、 σ_{yb} : 梁主筋の降伏応力度、 σ_{ys} : スラブ筋の強度、 a_{tb} : 梁の引張鉄筋断面積、 a_{ts} : 協力幅内のスラブ筋の断面積、 d_b : 梁の有効せい、 d_s : スラブ筋に対する有効せい、 D : 梁せいとする。

表-3 柱梁の終局曲げ耐力および架構の水平耐力

	協力幅 400mm	全幅有効 1100mm
梁上端引張耐力 M_{bu1} (kN・m)	44.44	80.21
梁下端引張耐力 M_{bu2} (kN・m)	38.70	49.57
柱耐力 M_{cu} (kN・m)	85.12	85.12
柱(上下層2本)梁耐力比 (節点モーメント)	3.40	1.86
架構水平せん断力 (kN)	157.46	245.78

3. 実験結果

3.1 復元力特性

試験体の荷重変形関係を図-7に示す。縦軸は水平せん断力で柱4本のせん断力の合計であり、横軸の水平変形角は柱4本の平均値である。架構水平耐力の計算値は協力幅 400mm を破線、全幅有効を実線で示した。架構耐力は正側載荷より、負側載荷の方が小さな値を示したが、水平変形角 1/50 rad で、いずれの方向でもほぼ精算による架構耐力に達し、1/30 rad で計算値を上回っている。一方、1m の設計慣用値は水平変形角 1/200 rad で達し、1/30 rad で 1.69 倍になっている。試験体の強度は全幅有効時の計算強度に達しているが、鉄筋のひずみ硬化、危険断面位置が梁の内側に移動して剛域が増大することなどの影響も含まれていると考えられる。

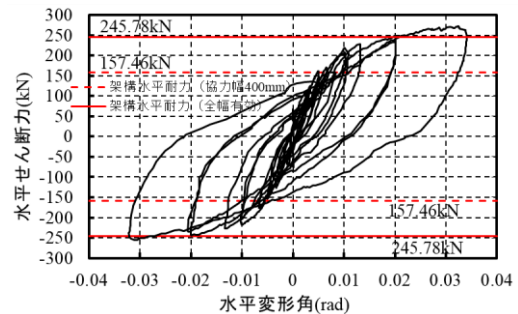


図-7 試験体の荷重変形関係

3.2 ひび割れ性状

水平変形角 1/200 rad および 1/100 rad における梁およびスラブ上面のひび割れ図を図-8に示す。1/800 rad 載荷サイクルにおいて、梁に曲げひび割れが生じた。スラブのひび割れは 1/400 rad で観測され、1/300 rad ではほぼ全幅に広がった。スラブのひび割れは載荷方向に直交していた。スラブ上面での最大ひび割れ幅は 1.3mm であり、直交梁フェイス位置で観察された。直交梁から最も離れてスラブ全幅に生じたひび割れと直交梁フェイスの距離は、西方向では約 500mm、東方向では約 600mm であった。また、水平角 1/150 rad で直交梁端部付近の上面にねじりによる斜めひび割れが生じた。各サイクルの桁行梁の最大ひび割れ幅について、荷重ピーク時及び除荷時に

おける計測値を表-4に示す。

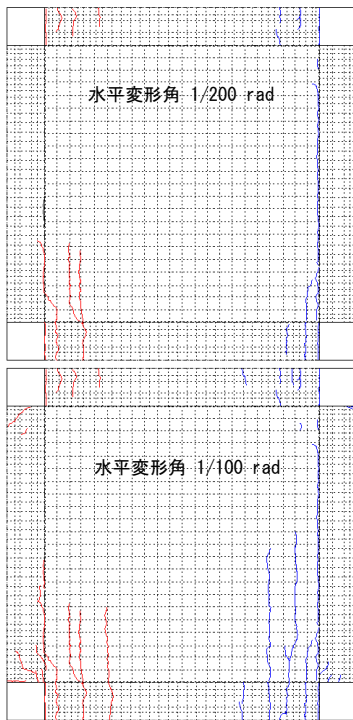


図-8 スラブ面ひび割れ図

表-4 最大ひび割れ幅

変形角	ピーク時	除荷時	比率(%)
1/400	0.1	0.06	60
1/300	0.3	0.15	50
1/200	0.35	0.15	43
1/150	0.45	0.25	55
1/100	1	0.9	90
1/75	2.1	1.7	81
1/50	2.8	2.1	75

3.3 スラブ筋応力度分布

引張側直交梁フェイス位置のスラブ筋に配置したひずみゲージによる計測ひずみおよび材料試験結果から推定した応力度分布を図-9に示す。柱から直交方向に離れることで、応力は減少している。スラブの上端筋は水平変形角 1/150 rad, 下端筋は水平変形角 1/100 rad から降伏が確認された。なお, 1/50 rad で上端筋はほぼ全て降伏しており, 下端筋は 1/30 rad で全て降伏応力度を超えている。全断面のスラブ筋平均応力度を図-10に示す。変形角 1/50 rad を超える変形領域において, スラブの平均応力度は規格降伏点強度を上回っているが, 従来の実験結果と比べると, 外端梁の面外あるいはねじり変形の影響によって, 比較的に大きな変形に達するまでスラブ全幅の鉄筋が降伏に至っていない。

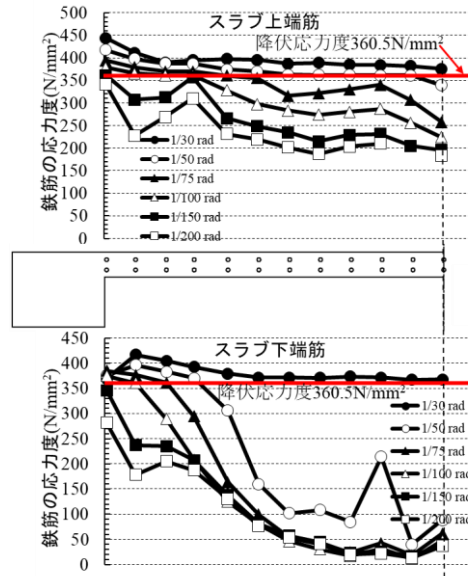


図-9 スラブ筋応力度分布

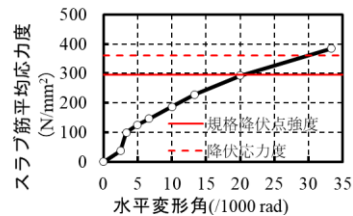


図-10 スラブ筋応力度分布および平均応力度

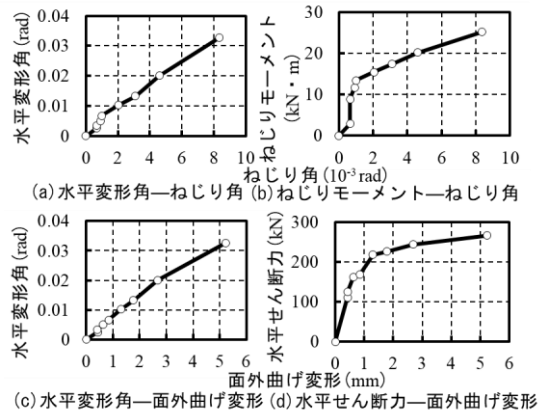


図-11 直交梁中央部の面外変形

3.4 直交梁面外変形

直交梁中央部のねじり変形および面外曲げ変形を図-11に示す。ねじり角最大値は 0.0083 rad であり, 面外曲げ変形の最大値は 5.23mm であった。ねじり角および面外曲げ変形は水平変形角に概ね比例している。ねじりモーメントはスラブ筋のひずみ, 材料試験結果および直交梁中心までの距離から推定した。直交梁のねじり剛性は層間変形角 1/150 rad, 曲げ剛性は 1/150~1/100 rad から低下している。これは直交梁端部のひび割れ性状と概

ね整合している。

直交梁の面外変形の差分は直交方向におけるスラブ筋のひずみの差分として生じたと考えられる³⁾。図-12に示すように、文献3)では両者の比を弛緩距離と呼び、これは実際の架構ではスラブひび割れの発生位置に依存すると考えられる。

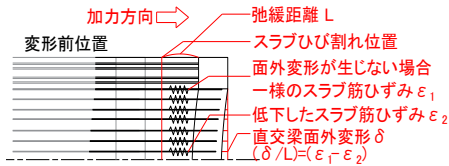


図-1 2 弛緩距離とスラブ筋ひずみの関係

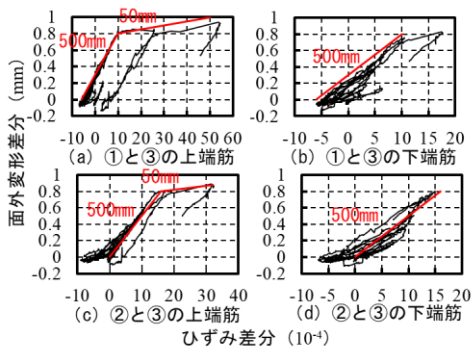


図-1 3 面外変形差分—ひずみ差分関係

本実験における水平変形角 1/100 rad までの直交梁面外変形の差分とスラブ筋ひずみの差分の関係を図-13に示す。柱フェイスから 80mm (計測位置①) と 1080mm (計測位置⑥) 位置付近のスラブ上下端筋における面外変形差分とひずみ差分の関係を(a)(b), 180mm (計測位置②) と 1080mm 位置の差分関係を(c)(d)に示す(図-14参照)。面外変形差分とひずみ差分は弾性状態ではほぼ比例し、ある変形から大きく非線形化している。この傾きは弛緩距離であり、弾性時は約 500mm, 非線形化後は 1/10 程度である。弛緩距離が非線形化した理由は端部付近での鉄筋降伏の影響と考えられる

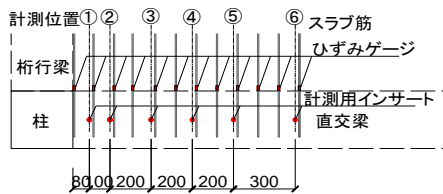


図-1 4 計測位置

4. 解析結果

4.1 解析モデルについて

本解析では既往のモデル⁴⁾と同様にし、スラブ、梁お

よび柱はファイバー化された Timoshenko 要素とし、各要素は断面要素に分割し、コンクリートと鉄筋を分けて考慮して応力ひずみ関係を満足した。桁行梁とスラブは桁行方向に分割し、直交方向にはコンクリート剛性のみを考慮した弾性ばねで結合した。弾性ばねは軸方向、面外せん断、面内およびねじり剛性を設けており、面内剛性はシェル要素モデルにおける面内変形分布性状と一致させる剛性を採用した。また、直交梁は直交方向に分割し、面外変形を再現するため、ねじり剛性の低下を考慮した。各直交梁要素のねじり角からねじり剛性低下率を求め、断面ねじり剛性計算時各断面要素に低下率を与えた。要素分割数は、桁行方向梁 22, 直交方向梁 24, 鉛直方向柱 10 とし、断面要素分割数は、柱断面で 30×30, 梁断面で 30×24, スラブ断面で 10×8 とした。要素分割図は図-15に示す。解析におけるコンクリートおよび鉄筋の材料構成則を図-16の上に示す。直交梁のねじり剛性は、図-16の下に示されている 2 折線でモデル化した。低下前のねじり剛性は式(4)により算定し、低下後のねじり接線剛性は立体トラス理論⁵⁾に基づく終局時割線剛性とした。また、低下時のねじり角を式(5)⁶⁾により算定した。低下後の接線剛性と低下前の剛性の比率は 0.056 である。

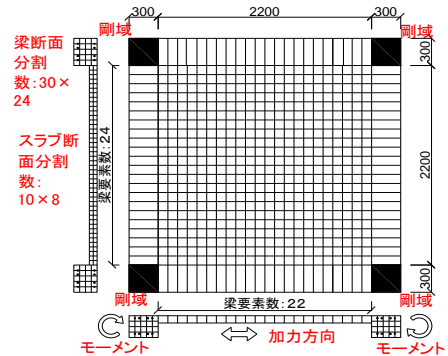
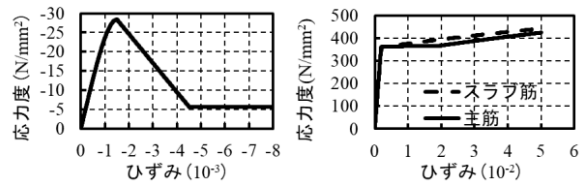


図-1 5 要素分割図



(a) コンクリート (b) 鉄筋

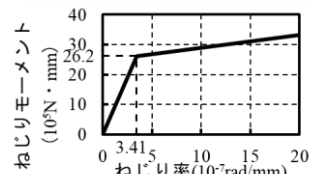


図-1 6 材料構成則および直交梁ねじり剛性のモデル

$$GJ = Gkab^3 \quad (4)$$

$$\tau_{der}/f_t + 1.36 \tau_{cr}/f_t = 0.68 \quad (5)$$

ここで、 G ：せん断弾性係数、 GJ ：ねじり剛性、 k ： a/b によって決める、本試験体においては0.17、 a ：長辺長さ、 b ：短辺長さ、 $\tau_{der}=3T/(0.85b^2a)$ ：ねじり応力度、 $\tau_{cr}=Q/bj$ ：曲げせん断応力度、 f_t ：コンクリート引張強度、 T ：ねじりモーメント、 Q ：せん断力とする。

4.2 実験値との比較

直交梁を剛とした解析および直交梁のねじり面外剛性を与えた解析を比較した。梁上端引張と下端引張の梁端モーメントを図-17に示す。梁上端引張側の解析結果は実験結果とほぼ一致したが、梁下端引張側の解析結果は実験結果を下回った。直交梁を剛とする場合、解析値は1/100 radでスラブ全幅が有効になった。上端スラブ筋応力度分布の比較を図-18の上に示す。中央部において、直交梁の変形を考慮した解析値は実験値より小さく、直交梁を剛とした場合、上端スラブ筋は1/100 radで全て降伏した。

直交梁の面外変形を図-18の下に示す。解析におけるねじり角および面外曲げ変形は実験値より小さかった。これは、スラブ面内剛性を過大評価したためスラブが拘束され、面外変形を過小評価したと考えられる。弛緩距離は、本解析では100mm程度であるが、解析では着の影響が考慮されていないため分割梁要素の長さに依存している。

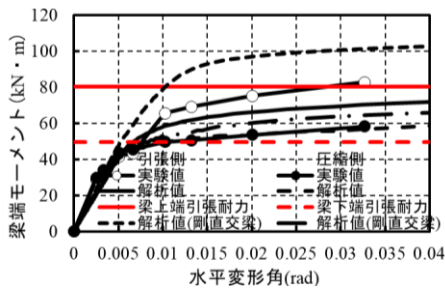


図-17 梁端モーメントの比較

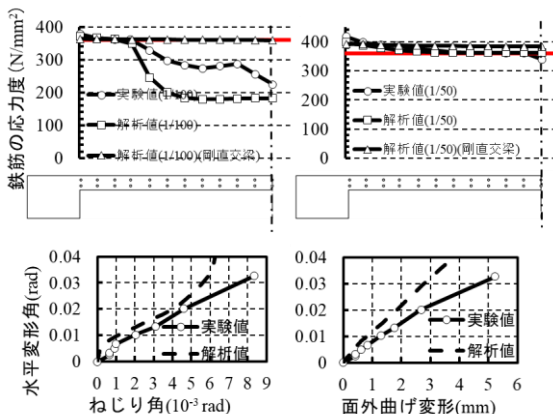


図-18 スラブ筋応力度および直交梁面外変形の比較

5. まとめ

本研究では扁平梁を有するスラブ付き外端スパン立体部分架構の静的繰返し載荷実験を行い、スラブ付き梁のスラブ有効幅について検討し、以下の結論が得られた。

- 1) 試験体耐力は水平変形角 1/200 rad で慣用的なスラブ協力幅 (1m) を考慮した計算強度 (略算値) に達しており、最大耐力はスラブを全幅有効とした計算強度 (精算値) と概ね対応していた。
- 2) 従来実験では架構内端をモデル化しており、1/100 rad 程度でスラブ全幅が有効になっているが、架構外端をモデル化した実験では1/50 rad を超える変形で全幅有効の計算強度に達した。
- 3) 直交梁の面外曲げ剛性およびねじり剛性は変形により低下し、これにより、中央付近のスラブ筋は従来よりも降伏が生じる変形が大きくなったと考えられる。
- 4) 直交方向における面外変形差分とスラブ筋のひずみ差分の関係は2折線のモデルで表現できた。両者の比について、弾性時は約 500mm、非線形化後は50mm 程度である。非線形化は端部付近での鉄筋降伏の影響と考えられる。
- 5) 本実験における非線形骨組解析を行った。復元力特性は実験結果と概ね一致したが、スラブの面内せん断剛性を過大評価することにより、梁の面外変形を再現出来なかった。解析で直交梁を剛とした場合、1/100 rad でスラブ全幅有効の計算強度に達し、既往の実験における知見と一致した。

参考文献

- 1) 壁谷澤 寿海, 壁谷澤 寿一ほか, 鉄筋コンクリート造梁の曲げ耐力に対するスラブの有効幅: 立体架構実験(2010~2014)のまとめ, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp351-352, 日本建築学会, 2015.9.
- 2) 壁谷澤 寿海, 壁谷澤 寿一ほか, 鉄筋コンクリート造梁外端におけるスラブ有効幅, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 日本建築学会, 2018.9.
- 3) 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿海, 鉄筋コンクリート造立体部分架構実験によるスラブ有効幅の検討 (その7 直交梁の変形適合に関する検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp639-640, 日本建築学会, 2017.7.
- 4) DENG Xuan, 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿海, 福山洋, 鉄筋コンクリート造立体骨組の実験および解析にもとづくスラブ有効幅の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp641-642, 日本建築学会, 2012.9.
- 5) 岡本 享久, 長滝 重義, 曲げ・せん断とねじりを同時に受ける鉄筋コンクリート部材の耐力と変形, 土木学会論文集, No.360/V-3, pp.81-89, 1985.8.
- 6) 玉野 實, 佐藤 典美, 曲げせん断とねじりを受ける鉄筋コンクリートばりの許容耐力について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp141-144, 日本建築学会, 1975.2.