

# 論文 扁平梁を有するスラブつき立体部分架構の静的載荷実験

壁谷澤 寿一<sup>\*1</sup>・壁谷澤 寿海<sup>\*2</sup>・福山 洋<sup>\*3</sup>・田尻 清太郎<sup>\*3</sup>

**要旨:** 本研究ではスラブつ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1×2 スパンのスラブつき立体部分架構とし、正負交番繰返し載荷を行った。扁平梁を有するスラブではスラブ拘束反力による梁圧縮軸力により、曲げ曲率は小さくともスラブ筋が早期に有効となり、スラブ内端の梁降伏モーメントについては降伏変形でスラブ全幅有効とした計算強度に達した。また、スリップ変形はほぼ見られなかった。桁行方向のスラブ下端筋は北側梁間梁との接合部で現行定着、南側梁間梁との接合部で通し配筋としたが、配筋詳細の違いが梁耐力に与える影響に明確な差異は見られなかった。  
**キーワード:** 扁平梁, スラブ協力幅, 静的載荷実験, 立体部分架構, スラブ下端筋, 梁軸のび変形

## 1. はじめに

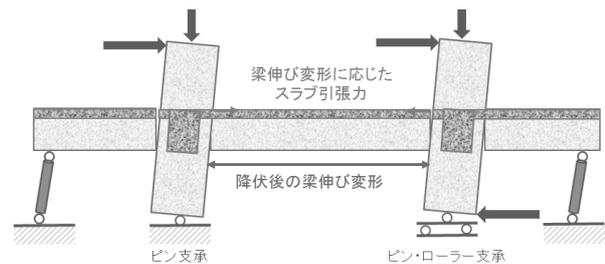
筆者らはこれまで建築基準整備促進事業において超高層鉄筋コンクリート造建築物および中高層コンクリート造建築物の内部架構をモデル化したスラブつき立体部分架構の静的載荷実験を行い、これまで指摘されているよりも比較的早い水平変形角で桁行梁に付帯する梁間方向全幅のスラブのコンクリートおよび鉄筋が梁曲げ強度に寄与する(以下、全幅有効と呼ぶ)ことを実験的に明らかにしてきた(例えば<sup>1)</sup>)。平成24年度建築基準整備促進事業においては超高層鉄筋コンクリート造建築物の安全限界状態を把握する目的として、平成24年9月に1/4スケール縮小超高層鉄筋コンクリート造試験体の震動台実験を実施しており、実験結果と骨組解析モデルの比較結果から変形角1/100を超える変形領域においては、降伏変形角においてスラブ協力幅を全幅有効と仮定することで荷重変形関係を良好に再現しうることを確認している<sup>2)</sup>。

一方で近年の鉄筋コンクリート造集合住宅では居住性能や遮音性能を重視する観点から梁せいを低くして、スラブ厚とほぼ同程度の扁平な梁断面を有する設計事例も多く見られる。このような梁では一般的なT字型梁断面に比べてスラブ筋が耐力に及ぼす影響が大きいため、協力幅の設定がより耐力評価の点で重要となる。一方、梁に付帯するスラブ筋には梁降伏後の軸伸び変形を拘束しようとして引張力が生じる(図—1参照)が、梁せい等により、梁主筋の拔出性状が変化した場合、変形角に対するスラブ協力幅の変化に違いが現れる可能性もある。

通常、端部で上端スラブ筋は十分な定着長さが確保されるが、スラブ下端筋については定着が十分でないことから梁耐力の評価に算入しない方法も一般的に用いられている<sup>3)</sup>。スラブ下端筋では慣用の詳細では、最小定着

長さ<sup>4)</sup>(6dまたは150mm)は圧縮またはせん断に有効な定着長さを定義したとされているためであり。しかしながら、下端筋により設計で想定されていた以上の梁強度が生じた場合、保有水平耐力の算定上は安全側となるが、接続する柱には想定より大きなせん断力が作用し、崩壊メカニズムや部材のせん断保証設計の観点では危険側となる。

そこで、本研究では扁平な梁断面を有する1/2縮小鉄筋コンクリート造スラブつき立体部分架構について静的漸増載荷実験を行い、計算強度と比較することで水平変形角に対するスラブ有効幅(スラブ筋が有効に働くスラブ幅の範囲)について検討した。また、南北梁間梁に定着するスラブ下端筋の定着方法を変化させることで、現行の定着方法と通し配筋によるスラブ下端筋の影響の違いについても検討した。



図—1 梁伸び変形により生じるスラブ引張力

## 2. 実験方法

### 2.1 試験体

試験体は図—2に立面図および平面図を示す1/2スケール1×2スパンの鉄筋コンクリート造立体部分架構試験体とした(平面図の右方向が北向き)。桁行スパン長さ

\*1 国土交通省 国土技術政策総合研究所 建築研究部 博士(工学) (正会員)

\*2 東京大学 地震研究所 火山科学系研究部門 工博 (正会員)

\*3 独立行政法人 建築研究所 構造研究グループ 工博 (正会員)

は 3200 mm, 梁間スパン長さは 2500 mm, 階高は 1560 mm である。試験体は中層鉄筋コンクリート造の純ラーメンの内部架構を部分的に切り出した形状であり, 4本の柱, 2本の桁行梁・梁間梁および付帯する床スラブで構成されている。柱は上下階の反曲点(中央)高さ, 桁行梁および梁間梁はスパン中央を境界条件としてモデル化している。柱および梁主筋については端部鋼板(厚さ 40mm)に開先付け合せ溶接により定着している。梁間方向のスラブ筋は定着せずに切り離しとしているが, 桁行方向のスラブ筋は上下端筋とも端部に直交する小梁に定着させている。

試験体を構成する部材の断面配筋図を図-3に示す。桁行および梁間梁断面は 300×240 mm 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-D16 (SD390)であるが, 接合部内で桁行梁と梁間梁が交差するため, 桁行梁では下端, 梁間梁では上端においてのかぶり厚さが比較的大きくなっている。肋筋は 4D6@75(SD295)としている。

梁に付帯するスラブ厚は 100mm, スラブ筋の配筋は D6@100 ダブル(SD295)としている。スラブ全幅に配されるスラブ筋(上下端筋)は 22組であり, 設計上慣用的に用いられている実大 1m 相当の範囲に配されるスラブ筋は 8~10組となるが, 以下の計算では上端 10本を有効であるとした。また, 桁行方向のスラブ下端筋については南北梁間梁内で定着方法を変えており, 南側では現行の日本建築学会 配筋指針における最小定着長さ(6d または 150mm (実大相当))に従った仕様(試験体では 75mm)とし, もう片方ではスラブ上端筋と同様の通し配筋としている。

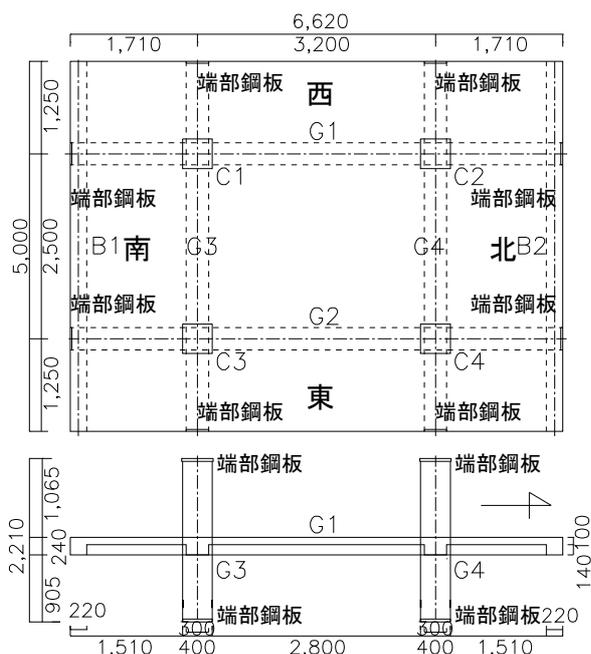


図-2 試験体平面図および桁行立面図 (単位 mm)

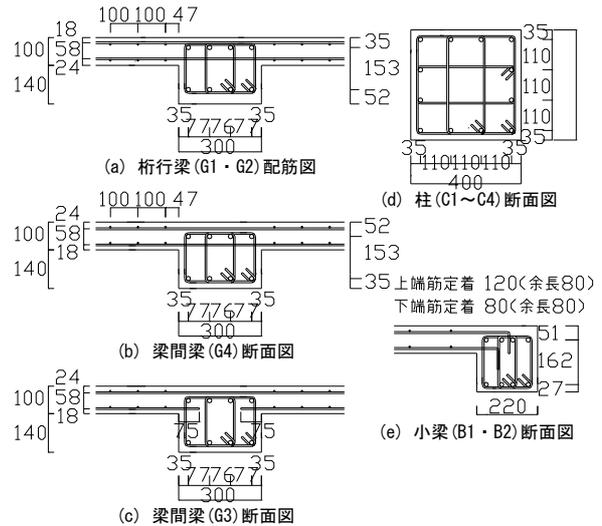


図-3 部材配筋図 (単位 mm)

表-1 材料強度

(a) コンクリート

	下柱・スラブ	上柱
圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	48.7	42.4
ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	28.3×10 <sup>3</sup>	29.7×10 <sup>3</sup>

(b) 鉄筋

	D16 (主筋) (SD390)	D6 (スラブ筋) (SD295)
降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	454.8	447.5
最大強度 (N/mm <sup>2</sup> )	648.8	523.3
ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	18.8×10 <sup>4</sup>	18.5×10 <sup>4</sup>
降伏歪み (μ)	2414	2414

柱断面は 400×400mm とし, 柱主筋は 12-D16 (SD390), せん断補強筋は 4-D6@50 (SD295)とした。柱梁接合部内は中子筋を設けず, D6(SD295)の 3 段配筋としている。境界端部の小梁断面は 220×240mm とした。小梁の配筋は上下筋ともに 4-D16 (SD390), 肋筋は 4D6@75(SD295)であり, 大梁と同様としている。

表-1 に試験体に使用した材料の緒元を示す。梁およびスラブに使用したコンクリートは呼び強度 30 であったが, 実強度は 48.7 N/mm<sup>2</sup>まで上昇した。また, スラブ筋に使用した D6 鉄筋についても降伏強度は規格降伏点の 1.5 倍であり, かなり大きめの材料強度が確認されている。

## 2.2 荷重方法

試験体および加力装置を図-4に示す。静的荷重実験は独立行政法人建築研究所 実大構造物実験棟において実施した。試験体は柱頭 4 か所にそれぞれ油圧ジャッキを接続させて水平力を作用させている。試験体の南側柱

脚はピン支承，北側柱脚はピン・ローラー支承としている。また，ピン・ローラー支承においても油圧ジャッキにより水平力を作用させている。北側柱(ピン・ローラー支承)の上下水平ジャッキ，東西方向の水平ジャッキは同一加力ポンプから分岐させて連結し，同じ水平力が作用するように計画した。柱頭柱脚の水平力を同じとすることで，梁軸のび変形を拘束することなく，地震力作用時のモーメントフレームの応力状態を再現した。

南北桁行梁端部のせん断力は両端にピン支承を有するロードセルにより計測している。梁せん断力の計測は小梁の直交方向中央位置で，南北それぞれ1箇所で行った。小梁の上には撓み変形を抑制するための鋼製枠梁を設置している。各柱について合計4台のアクチュエータで中低層鉄筋コンクリート造建築物の中間階を想定して一定の軸力(柱1本あたり約720kN，軸力比0.1)を作用させた。柱の軸力作用位置は上部スライダにより移動するようになっている。加力計画を図-5に示す。載荷方法はピーク変位制御の正負交番繰返し載荷とし，各柱の変形角が一致するよう水平荷重を制御している。載荷ピークの水平変形角は1/400radから1/33radまで徐々に漸増させ，水平変形角1/200rad以降は最終載荷サイクルを除いてすべて2回繰返し載荷を実施している。

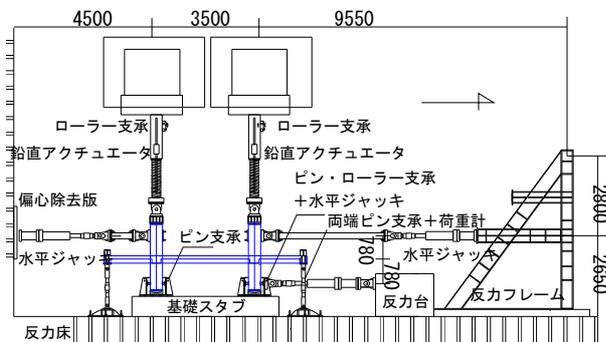


図-4 試験体の載荷方法 (単位 mm)

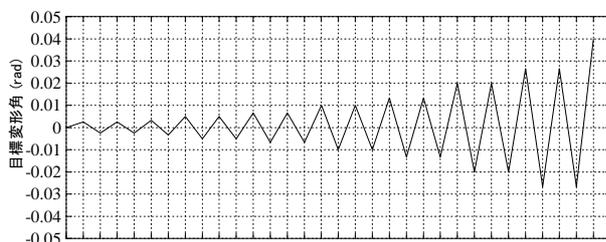


図-5 加力計画

### 2.3 耐力および変形の計算値

材料強度に基づいた梁の降伏モーメントおよび降伏変形角の計算値を表-2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，梁降伏モーメントについてはスラブ筋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。断面解析では図-6および式(1)のとおり平面保持を仮定して応力を算定した<sup>5)</sup>。中立軸より圧縮側のコンクリート断面には等価応力ブロック(係数 $\beta_1$ )，圧縮終局ひずみ0.3%を仮定した。また，構造設計において慣用的に用いられる略算法に基づき，片側1m内のスラブ上端筋を考慮した値(式(2))についても同表に比較して示した。略算法では両側1m相当の有効幅内に含まれるスラブ上端筋(10本)および梁主筋それぞれの有効せいに基いて算定している。

梁の降伏点剛性は端部曲げ変形およびせん断変形を考慮した弾性剛性に対して，菅野式に基づく降伏点剛性低下率<sup>3)</sup>を乗じて求めた(式(3))。スラブ有効幅はスパン長さの0.1倍を断面2次モーメントに考慮し，RC規準<sup>6)</sup>に基づいて有効せい $d$ ，引張鉄筋比 $\rho_t$ を算定した。上端引張曲げ方向の降伏点剛性低下率はT型断面に対する矩形断面の断面二次モーメント比 $(I_0/I_t)$ を乗じて低減させた。梁端の降伏回転角は略算法に基づいた降伏モーメントおよび降伏点剛性から算定した。降伏変形角 $\theta_y$ は梁端回転角を架構回転角に置換し，架構が梁降伏メカニズムに達した状態での柱弾性変形を加算して算定した。なお，梁曲げ剛域は柱フェイズから梁せいの1/4倍内側，せん断剛域は柱フェイズとした。

略算法に対する断面解析の降伏モーメントの比率は1.59倍(上端引張)，1.67倍(下端引張)となった。本試験体では梁が扁平であり，スラブの寄与が比較的大きいため，仮定断面の違いによる降伏モーメントの差異は顕著であった。また，下端引張時にスラブ筋が引張鉄筋として作用する場合に特にその影響が大きい。梁降伏変形角は1/100(rad)よりやや大きな値を示した。スラブ全幅有効時の柱梁曲げ耐力比は1.16であり，梁先行降伏となるように設計している。

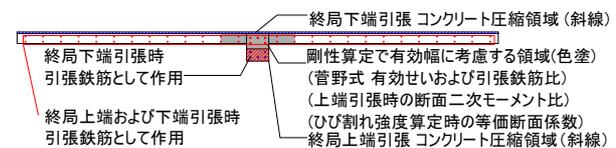


図-6 断面解析の計算方法

$$M_u = T_{st}(d_{st} - xn) - C_{st}(xn - d_c) - C_c(xn - \beta_1 xn / 2) \quad (1)$$

$$M_u = 0.9 \left\{ \sum a_{t\_beam} d_{beam} \sigma_{yb} + \sum a_{t\_slab} d_{slab} \sigma_{ys} \right\} \quad (2)$$

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043(a/D)) \left( \frac{d}{D} \right)^2 \quad (3)$$

$$\alpha_y' = (I_0/I_t) \alpha_y \quad (\text{スラブつき梁上端引張時}) \quad (4)$$

ここで， $M_u$ : 降伏モーメント， $T_{st}$ : 引張鉄筋合力， $C_{st}$ : 圧縮鉄筋合力， $d_{st}$ : 引張鉄筋合力の重心， $d_c$ : 圧縮鉄筋合力の重心， $C_c$ : コンクリート圧縮力， $xn$ : 中立軸位置，

$\beta_1$ : ストレスブロック係数,  $\alpha_y$ : 降伏点剛性低下率,  $\alpha_y'$ : スラブつき梁の上端引張時の降伏点剛性低下率,  $a_{t\_beam}$ : 引張鉄筋断面積 (梁主筋),  $a_{t\_slab}$ : 引張鉄筋断面積 (スラブ上端筋),  $\sigma_{yb}$ : 梁主筋の降伏強度,  $\sigma_{ys}$ : スラブ筋の降伏強度,  $n$ : ヤング係数比,  $p_t$ : 引張鉄筋比,  $a$ : シアスパン,  $d$ : 梁有効せい,  $d_{beam}$ : 引張鉄筋の有効せい(梁主筋),  $d_{slab}$ : 引張鉄筋の有効せい(スラブ上端筋),  $D$ : 梁せい,  $I_0$  梁単体の断面 2 次モーメント,  $I_t$ : スラブつき梁の断面 2 次モーメントとする。

表-2 降伏モーメントおよび降伏変形角

	略算強度 (kNm)	精算強度 (kNm)	剛性低下率	降伏変形角 (rad)
上端引張	94	149	0.240	0.0117
下端引張	61	102	0.182	

### 3. 実験結果

#### 3.1 破壊過程

表-3 に各载荷サイクルのピーク変形および除荷時に観察された最大ひび割れ幅を示す。除荷時の残留ひび割れ幅は変形角 1/100(rad) を超過するまで 0.20 mm 程度以下であり、大変形領域になるまで大きなひび割れ幅は観測されていない。また、梁せいがスラブ厚とあまり変わらないため、ひび割れ幅がスラブ上面と梁下面とあまり変わらないのが特徴的であった。また、スラブ上面のひび割れ幅についてはスラブの拘束効果の高い内端スラブが上端引張となる側で最大ひび割れを記録している。

表-3 最大ひび割れ幅 (mm)

変形角	梁下面		スラブ上面	
	ピーク時	除荷時	ピーク時	除荷時
1/400	0.150	0.050	0.100	0.050
1/300	0.200	0.050	0.250	0.050
1/200	0.300	0.100	0.300	0.100
1/150	0.350	0.150	0.350	0.150
1/100	0.650	0.250	0.450	0.200
1/75	1.400	0.900	0.500	0.250
1/50	2.500	1.800	1.200	0.800

水平変形角 1/200(rad), 1/100(rad)におけるスラブ上面のひび割れ図を図-7, 図-8 にそれぞれ示す。変形角 1/800(rad) 载荷サイクルにおいて接合部付近の梁下面に曲げひび割れが発生した。スラブ上面に関しては内端スラブの梁端部からひび割れが発生し、その後、変形角の増加に伴い中央スパン側では中央に向かってひび割れ数が増加している。柱に近い位置に生じたスラブ上面のひび割れはスラブ全幅にわたって载荷方向とほぼ直交であ

った。一方、外端スラブは 1/200(rad)载荷サイクルにおいてひび割れが発生しているが、ひび割れは内端スラブとは異なり载荷方向に対してやや斜め方向に生じている。柱にひび割れが発生した载荷サイクルは 1/100(rad)であった。直交梁に関しては変形角 1/100(rad)でスラブ下面と梁の境界にひび割れが発生し、振れによる斜めひび割れが変形角 1/50(rad)で生じている。

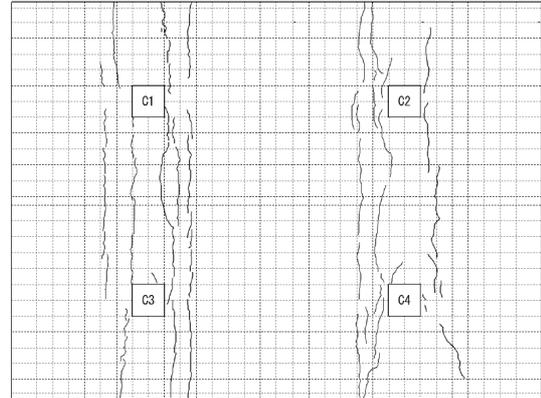


図-7 スラブ面ひび割れ図 (水平変形角 1/200(rad))

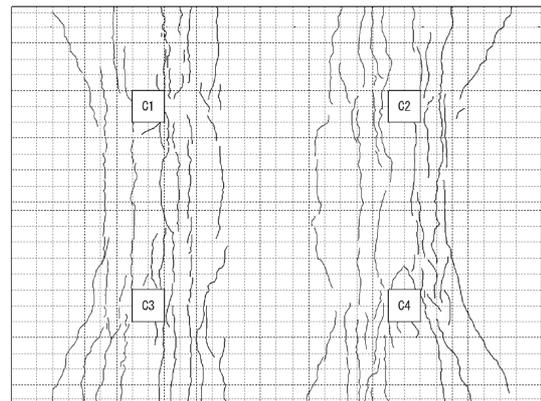


図-8 スラブ面ひび割れ図 (水平変形角 1/100(rad))

表-4 に歪ゲージから梁主筋の降伏が確認された変形角について示した。下端筋については概ね水平変形角 1/100(rad)で降伏が確認された。上端筋については下端筋より遅れて降伏しているが、変形角 1/67(rad)に達した状態ではいずれの梁主筋も降伏に至っている。

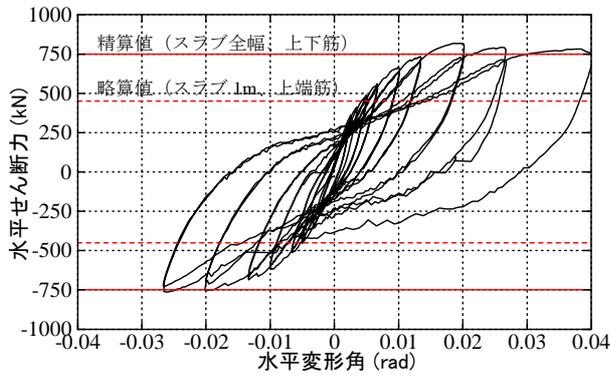
表-4 梁降伏確認時の水平変形角 (rad)

		南柱	北柱
上端引張	外端	0.0158	0.0132
	内端	0.0106	0.0156
下端引張	外端	0.0113	0.0087
	内端	0.0104	0.0098

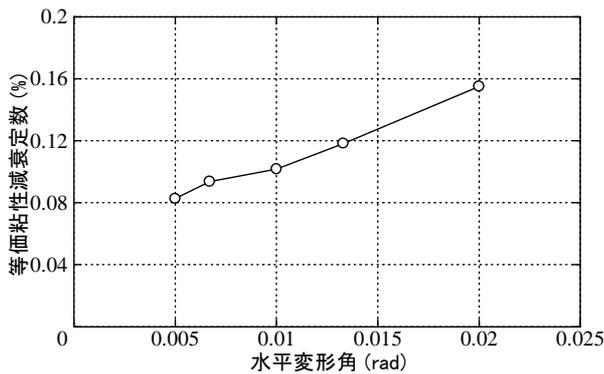
#### 3.2 架構の荷重変形関係

実験結果における試験体の荷重変形関係を図-9 に示す。架構メカニズム時の降伏耐力は各梁端に降伏ヒンジ

を仮定した仮想仕事法により算定した。降伏モーメントを略算法により算定した値を点線、精算法により算定した値を実線で同図に重ねて示した。架構耐力は正側載荷よりも負側載荷の方が小さな値を示したが、最大耐力はいずれの方向でも精算法による梁降伏モーメントを仮定した降伏耐力に達している。一方、略算法により算定した降伏耐力は水平変形角 1/100(rad)に達する前に超過している。試験体の復元力は大変形角まで耐力低下をほとんど示さず、十分な塑性変形性能を示している。また、履歴形状は紡錘形を示しており、スリップ性状はほとんど見られなかった。図—10 に各載荷サイクルにおける等価粘性減衰定数の推移を示す。等価粘性減衰定数は2サイクル目の正方向最大応答時の弾性ひずみエネルギーに対する載荷履歴消費エネルギーの比として式(5)に基づき算定した。



図—9 試験体の荷重変形関係



図—10 等価粘性減衰定数の推移

$$h_{eq} = 1/(4\pi) \times (\Delta W / W) \quad (5)$$

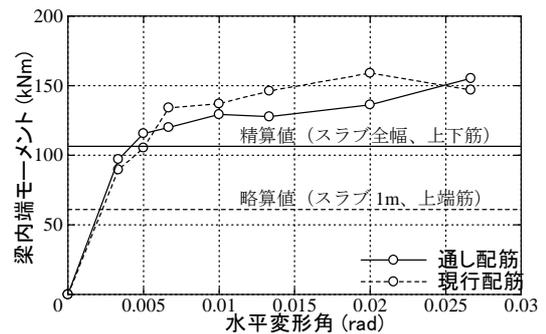
ここで、 $h_{eq}$ ：等価粘性減衰定数、 $\Delta W$ ：載荷サイクルの履歴吸収エネルギー、 $W$ ：載荷サイクル正側ピーク変形時の弾性ひずみエネルギーとする

試験体の等価粘性減衰定数は水平変形角 1/100 rad では 10.1%、1/50 rad では 15.5%であり、鉄筋降伏による高いエネルギー吸収能力を示している。

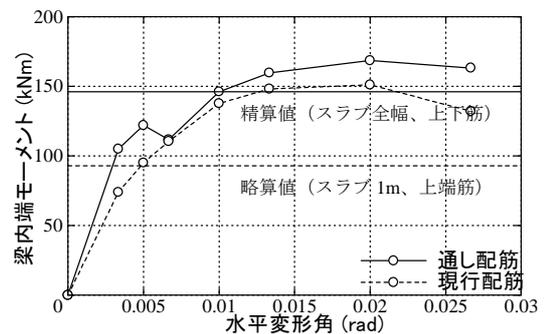
### 3.3 梁端モーメントの推移

内端スラブにおける梁端モーメントと降伏モーメントの計算値との比較を図—11 および図—12 に示した。梁端モーメントについては水平ジャッキの荷重値から各柱の負担せん断力を算定し、両端ピン支承の荷重計から外端梁のせん断力を求めて、節点位置におけるモーメントの釣合いから内端梁の危険断面位置でのモーメントを算定した。計算値については略算法により算定した値を点線、精算法により算定した値を実線で示した。

スラブ引張側では大変形角において、現行配筋による梁端モーメントの方が通し配筋に比べてやや小さい値を示しているが、スラブ圧縮側では大小関係が逆転しており、本試験体においてはスラブ下端筋の定着方法(通し配筋または現行定着長さ)が梁耐力に与える影響について明確な差異は見られなかった。また、グラフよりスラブ内端ではいずれの梁端モーメントも降伏変形時(1/100(rad))にスラブ全幅有効とした計算強度に達している。略算法による計算強度に梁端モーメントが達するのは概ね水平変形角 1/200(rad)である。



図—11 梁内端モーメントの推移 (スラブ圧縮方向)



図—12 梁内端モーメントの推移 (スラブ引張方向)

外端スラブにおける梁端モーメントと降伏モーメントの計算値との比較を図—13 および図—14 に示した。梁端モーメントについては両端ピン支承の荷重計から外端梁の危険断面位置でのモーメントを算定した。外端モーメントについては梁降伏形式の内部架構を模擬したものではあるが、他端の境界条件が本質的に異なることも

に、小梁中央に設置した両端ピンクレビスの軸剛性および小梁の面外剛性が十分な固定度を有していなかった。そのため、内部スパンと異なり、全体変形角に対する梁端モーメントの推移がやや緩やかとなった。いずれの方向でも梁端モーメントは略算法による計算強度を超えているが、スラブ全幅有効時の計算強度には達していない。

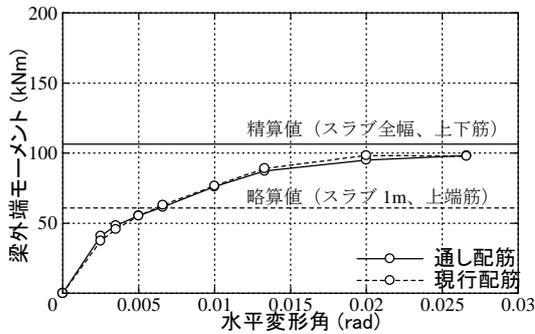


図-13 梁外端モーメントの推移 (スラブ圧縮方向)

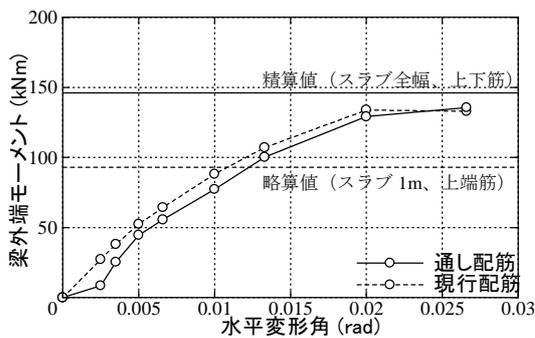


図-14 梁外端モーメントの推移 (スラブ引張方向)

### 3.4 梁の軸伸び変形

スラブ内端における東西桁行梁の軸伸び変形平均値と水平変形角の関係を図-15に示す。試験体では水平変形角 1/100 rad までは水平変位 0 における残留軸ひずみはほとんど観測されていないものの、水平変形角 1/100 rad 以降の応答では梁端降伏による塑性化により軸のび変形が進展している。これは既往のスラブつき立体部分架構実験の結果とも概ね整合している<sup>7)</sup>。

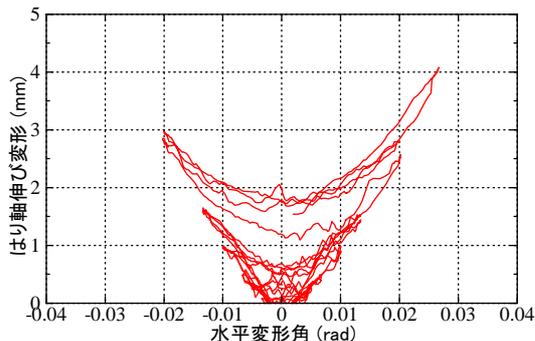


図-15 梁軸のび変形の推移

## 4. まとめ

本研究では扁平梁を有するスラブつき立体部分架構の耐震性能について静的載荷実験により検討し、以下の結論が得られた。

- 1) 試験体耐力の最大値はスラブを全幅有効とした架構の計算強度 (精算値) と概ね対応しており、慣用的なスラブ有効幅を考慮した計算強度 (略算値) には水平変形角 1/200 rad の時点で達していた。
- 2) 扁平な梁ではスラブの拘束反力による梁圧縮軸力により、断面の曲げ曲率は小さくともスラブ筋が早期に有効となった。復元力にスリップ変形はほとんど見られず、履歴形状は紡錘形となった。
- 3) スラブ下端筋の定着方法を南北梁断面で変化させたが、梁耐力に有意な差は見られなかった。したがって、現行配筋方法でもスラブ下端筋は梁耐力に寄与しうることが確認された。
- 4) スラブ内端の梁端モーメントは降伏変形時 (約 1/100rad) にスラブ全幅有効とした計算強度 (精算値) に達していた。また、水平変形角 1/200(rad) で慣用計算強度 (略算、スラブ 1m) を上回った。
- 5) 外端スパンでは、境界条件および支承の剛性等により、梁端モーメントの耐力は内端よりもやや低い結果になった。

## 謝辞

本研究は、平成 25 年度 国土交通省 建築基準整備促進事業 (S6 鉄筋コンクリート造のスラブ協力幅に関する検討) の一部として実施された。実験は平成 22 年度に独立行政法人 建築研究所 実大構造物実験棟で実施された。関係各位に厚く御礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) 壁谷澤 寿一, 壁谷澤 寿海, 福山 洋, Xuan Deng, 超高層鉄筋コンクリート造建築物のスラブ有効幅の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp17--20, 日本建築学会, 2013.
- 2) K. Sugimoto, H. Katsumata, H. Fukuyama, T. Saito & T. Kabeyasawa: Earthquake Resistant Performance of High-Rise Reinforced Concrete Buildings under Long-Period Ground Motions, No.1253, Proceedings of 15<sup>th</sup> WCEE, 2012
- 3) 国土交通省ほか: 2007 年度版 建築物の構造関係技術基準解説書, 2007
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説, 2010
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010
- 7) 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿海, 福山洋, Deng XUAN, 超高層 RC 造建築物のひび割れ補修後の耐震性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, pp.793-798, 日本コンクリート工学協会, 2013.