フラットプレート構造の地震時荷重抵抗機構モデルに関する研究

MODEL FOR THE STIFFNESS AND THE STRENGTH OF FLAT-PLATE STRUCTURES

太田 義弘*, 川合 拓**, 太田 博章***
Yoshihiro OHTA, Taku KAWAI and Hiroaki OHTA

This paper describes a model for the stiffness and the strength of flat-plate structures under the lateral loads. The following things are shown.

1. The predicted shear force at column – story drift envelopes by this model agree with the measured ones.
2. The predicted distributions for stresses of the reinforced steels at the critical section of slab by this model agree with the measured ones.
3. After the reinforced steels at the critical section of slab are yielded, the predicted and measured values for the reinforced steels stresses in the anchor aren't in good agreement. This is investigated in future.

Keywords : flat-plate structure, stiffness, strength, macro model, flexural element, torsional element

フラットプレート構造, 剛性, 耐力, マクロモデル, 曲げ要素, ねじり要素

1. はじめに

地球環境を守ることは、現在から未来に続く人類にとって最も重要かつ最優先される課題である。建築の分野においても地球環境を守るための様々な試みがなされ、建物の長寿命化に関する技術開発もその一つの動きと考えられる。建物の長寿命化を図るためには、構造体の耐久性を向上させることに加えて、設備の更新やライフスタイルの変化などに柔軟に対応可能であるような建物にすることが不可欠であると考えられる。

このような社会的ニーズに対応可能な構造、仕上げ・設備の更新にも容易に対応可能な構造として、床版と柱のみからなるフラットスラブ構造およびフラットプレート構造がある。図 1 に示すようにフラットスラブ構造は柱頭または柱頭と支板のある構造形式を示し、柱頭および支板の無いものはフラットプレート構造の名称で区別される。フラットスラブ構造は 20 世紀の初頭にターナー、マイヤールによって研究がはじめられ、ヨーロッパやアメリカの地震の少ない地域を中心に広く用いられている。しかし、柱周りのせん断破壊（パンチング破壊）による脆性的な壊れ方をすることが高いことや地震力のような水平力に対して剛性が低いといった欠点により、地震の多い日本では建物外周の大部分に耐震壁を配置することが可能な低層の倉庫や地下の駐車場等で用いられてきた。しかし、阪神

淡路大震災以降における免震・制震技術の進歩や設計法の性能評価型への移行により、住宅を中心にフラットプレート構造を採用する建物が近年増加している。^{1),2)}フラットプレート構造を広く建物に適用していく上では、フラットプレート構造の構造特性、特に以下に示す地震時を想定した水平荷重を受けた場合の構造特性を明らかにする必要がある。

- ・柱周りのスラブにおけるパンチング破壊耐力
- ・水平荷重に対する剛性および耐力

柱周りのスラブのパンチング破壊に関しては、狩野らによる研究^{3)~6)}に基づくパンチング破壊耐力の算定方法および設計式が鉄筋コンクリート構造計算規準⁷⁾にまとめられている。一方、水平力に対する剛性および耐力に関しては定量的かつ汎用性のある評価方法がほとんど示されていない。鉄筋コンクリート構造計算規準では、狩野らによる弾性理論に基づく応力分布に対して曲げに関する検討を行うことが記述されている程度に留まり、終局時の耐力やスラブの非線形性を考慮した水平荷重と変形の評価方法に関しては示されていない。終局時の耐力や非線形性を考慮した水平荷重と変形の評価方法に関しては津田らによる研究^{8)~12)}があるが、スラブの幅が限定された実験に基づいており、適用範囲は非常に限定されている。また、海外においては、Durrani らがスラブの非線形性を考慮した

* 竹中工務店技術本部 副部長・工修

** 竹中工務店設計部 グループリーダー・工修

*** 竹中工務店設計部 マネージャー・工修

Vice Senior Manager, Technology Department, Takenaka Corporation, M. Eng.
Group Leader, Building Design Department, Takenaka Corporation, M. Eng.
Manager, Building Design Department, Takenaka Corporation, M. Eng.

Equivalnet Beam Width Model^{13,14)}を提案しているが、水平剛性に寄与するスラブの有効幅は既往の実験結果による実験式であるため、実際に水平剛性に寄与するスラブ範囲を示すものではなく、スラブに配置された各位置での鉄筋の効果を定量的に示すものではない。

本研究の目的は、フラットプレート構造の地震時を想定した水平荷重を受けた場合の耐力および剛性の算定に関して、スラブの非線形性を考慮した定量的かつ汎用性がある方法、柱とスラブの応力伝達を適切に表現可能なマクロモデルによる算定方法を提案するものである。

図1 フラットスラブおよびフラットプレート構造

2. マクロモデルによる算定方法

(1) 基本概念

フラットプレート架構におけるスラブと柱の力の伝達機構を図2に示す。フラットプレート架構に水平荷重が加わる場合、柱からの断面力は(a)柱前後面のスラブの曲げ(b)柱側面のスラブのねじりによって、柱からスラブに伝達される。Hawkinsらは、この柱からスラブへの力の伝達機構を表現しながら、柱からスラブに伝達される力と柱近傍のスラブの変形の関係を示すStub Beam Modelを提案した¹⁵⁾。Stub Beam Modelは、図3に示すように柱近傍のスラブを曲げ要素(図3中のF1, F2)とねじり要素(図3中のT1, T2)に分割して、曲げ要素およびねじり要素のそれぞれの断面力と変形の関係と曲げ要素とねじり要素の変形の適合性によって、フラットプレートの水平荷重と柱近傍のスラブの変形の関係を表わすものである。筆者らは、各要素の断面力と変形の関係と変形の適合性から構成されるこのStub Beam Modelの考え方を踏襲しながら、Stub Beam Modelの欠点である(a)Stub Beam Modelでの水平荷重とスラブの変形の関係が柱からスラブに伝達される曲げモーメントと、柱とスラブ近傍の接合部の回転角のみに限られていること、(b)Stub Beam Modelではねじり要素の長さは変形が増加しても一定であり、実験において確認される架構全体の水平変形の増加に伴う柱側面のスラブにおけるねじり変形の広がりやの進展、具体的にはスラブひび割れの進展とスラブ主筋の応力伝達部分の広がりを示していないことに対して、改良を加えたマクロモデルを提案する。

図4に内柱タイプのフラットプレート架構における水平荷重を受けた場合の変形状態を示す¹⁶⁾。スラブの水平荷重方向を材軸とした時の回転角は、水平荷重と直交する方向では一定ではなく、柱中心では最も大きく、柱中心から離れるにしたがって小さくなる。

図2 フラットプレート架構におけるスラブと柱の力の伝達機構

図3 HawkinsらによるStub Beam Model (内柱タイプ)¹⁵⁾

図4 フラットプレート架構の変形状態¹⁶⁾

このような変形状態を想定した内柱タイプのフラットプレート部分架構を図5に示す。この部分架構は、水平荷重方向に対してはスラブの反曲点位置まで、水平荷重と直交する方向に対してはスラブの回転角が0となる位置までを切り出したものとする。提案するマクロモデルは、図5に示すようにスラブを、曲げ要素、ねじり要素、応力伝達要素および先端要素に分割して、柱とスラブ各要素間およびフラットプレート架構モデル全体における力の釣り合いと柱とスラブの接合部近傍における曲げ要素とねじり要素の変形の適合性からフラットプレート構造の水平荷重を受けた場合の耐力および剛性の関係を示すものである。

曲げ要素に関しては、曲げ要素の幅はHawkinsらによるStub Beam Modelでは柱幅であるのに対して、提案するマクロモデルでは柱幅に曲げ要素長さを加えた長さとし、曲げ要素の先端からスラブのせん断力と曲げモーメントが柱に伝達されるものとする。

ねじり要素に関しては、水平荷重と平行な長さは、Hawkins らによる Stub Beam Model では柱せいであるのに対して、提案するマクロモデルでは図 5 に示すように、柱せい C_1 にスラブ厚さ t_s に等しい長さの 2 倍を加えた長さとしている。また、水平荷重と直交する長さは Hawkins らによる Stub Beam Model ではスラブ厚さの 1.5 倍の長さであるのに対して、提案するマクロモデルでは力の釣り合いと柱とスラブの接合部近傍における曲げ要素とねじり要素の変形の適合性から長さが変動するものとする。

応力伝達要素は、曲げ要素から伝達されるスラブのせん断力と曲げモーメント、ねじり要素から伝達されるスラブの曲げモーメント（ねじりモーメント）を柱に伝達する。市ノ瀬らの研究^{17),18)}においては、柱側面からもスラブのせん断力と曲げモーメントが柱に伝達するとしているが、提案するマクロモデルでは Hawkins らによる Stub Beam Model および狩野らによる研究^{3)~6)}に基づく断面力の伝達の考え方に準拠して曲げ要素の曲げ有効幅の部分で伝達されるスラブのせん断力と曲げモーメントは柱前面および後面から伝達されるものとする。また、応力伝達要素および曲げ要素とねじり要素の先端以外の接している部分における変形の適合性は成立しないものとする。

先端要素は、曲げ要素およびねじり要素から伝達されるスラブのせん断力と曲げモーメントを伝達する弾性要素とする。

図 5 提案するマクロモデルの概要

(2) マクロモデルによる解析

フラットプレート部分架構におけるマクロモデルによる解析フローを図 6 に示す。以下に概要を示す。

1) 曲げ要素の断面解析

曲げ要素は、梁幅を柱幅 C_2 と曲げ有効幅 h_b の和 $C_2 + 2h_b$ 、梁せいをスラブ厚 t_s 、梁主筋を梁幅内のスラブ主筋、材軸方向の長さをスラブ厚 t_s とする梁部材として考える。

断面解析は曲げ要素柱面における圧縮側コンクリートの縁ひずみを設定し、それに対して平面保持が成立するとしてファイバー法により、材軸方向の力の釣り合いから曲げ要素柱面における曲率、コンクリートの応力およびひずみ分布、主筋の応力およびひずみ、曲

げモーメントを算出する。

ファイバー法におけるコンクリートの応力とひずみの関係式は NewRC 式¹⁹⁾、主筋の応力とひずみの関係式はひずみ硬化を考慮したおよび島ら²⁰⁾による式を用いる。

図 6 マクロモデルによる解析フロー

2) ねじり要素のねじり有効長さ h_t と曲げモーメント分布 m_t の仮定

ねじり要素の有効長さ h_t の設定方法と曲げ要素およびねじり要素にかけての単位長さ当りの曲げモーメント分布を図 7 に示す。単位長さ当りの曲げモーメントは曲げ要素幅では一定として、ねじり有効長さの先端では 0 となるように線形的に分布するものとする。ただし、ねじり要素における単位長さ当りの曲げモーメントは、曲げモーメント想定位置での曲げ降伏モーメント以下となるようにする。

図 7 ねじり要素の有効長さ h_t と曲げモーメント分布

3) 各断面力の算出

スラブにおける曲げ要素、ねじり要素、応力伝達要素および先端要素、柱部材における各断面力の釣合いを図8に示す。以下に各要素における断面力の釣合式を示す。

図8 断面力の釣合い

- ・柱部材の柱中心位置での曲げモーメントの釣合い

$$2 \cdot Q_c \cdot L_c = Q_b \cdot (C_1 + 2 \cdot t_s) + 2 \cdot M_{cb} + 2 \cdot M_{ct} \quad (1)$$
- ・スラブの先端要素の反曲点位置での曲げモーメントの釣合い

$$Q_b \cdot (L_s - 0.5 \cdot C_1 - t_s) = M_{cb} + 2 \cdot \int m_t \quad (2)$$
- ・スラブの先端要素のせん断力の釣合い

$$Q_s = Q_b \quad (3)$$
- ・モデル全体の柱中心位置での曲げモーメントの釣合い

$$2 \cdot Q_c \cdot L_c = 2 \cdot Q_s \cdot L_s \quad (4)$$
- ・ねじり要素での曲げモーメントの釣合い

$$M_{ct} = 2 \cdot \int m_t \quad (5)$$

ここで、

Q_c : 柱せん断力

Q_b : 柱前面および後面のせん断力

Q_s : スラブ反曲点位置反力

$\int m_t$: 2)で仮定したねじり要素の曲げモーメント分布 m_t に対してねじり有効長さ h_t で積分した値

M_{cb} : 曲げ要素先端での曲げモーメント

L_c : スラブ中心位置から柱支持位置までの長さ

L_s : 柱中心からスラブ反曲点位置までの長さ

M_{ct} : 柱側面ねじりモーメント

t_s : スラブ厚さ

C_1 : 柱せい

4) 曲げ要素の変形 δ_b の算出

曲げ要素の変形 δ_b は、曲げ要素柱面と曲げ要素先端の相対変位を示しており、式(6)に示すように3つの変形成分の和からなるものとする。

$$\delta_b = \delta_{bb} + \delta_{bs} + \delta_{bslip} \quad (6)$$

ここで、

δ_{bb} : 曲げ変形

δ_{bs} : せん断変形

δ_{bslip} : 曲げ要素柱面におけるスラブ主筋の抜け出し(すべり)による変形

曲げ変形 δ_{bb} は、図9に示す曲げ要素の材軸長方向の曲率分布に対して材軸長にわたって積分した値とする。せん断変形 δ_{bs} は、柱前面(後面)せん断力と曲げ要素のせん断弾性剛性より算出する。ここで、曲げ変形 δ_{bb} 及びせん断変形 δ_{bs} の算定時における曲げ要素の幅は柱幅 C_2 と曲げ有効幅 h_b の和 $C_2 + 2h_b$ であり、材軸長にわたって一定である。

図9 曲げ要素の材軸長方向の曲率分布

抜け出しによる変形 δ_{bslip} に関しては、図10にスラブ主筋の抜け出しによる変形の概念図、算定式を式(7)に示す。スラブ主筋の抜け出しによる変形(すべり変形)の算出にあたっては、1) 曲げ要素の断面解析で算出した中立軸位置高さ、鉄筋のひずみと島らによる鉄筋の付着応力-すべり量-ひずみ関係^{20),21)}より算出する。

$$\delta_{bslip} = S \cdot t_s / (d - X_n) \quad (7)$$

ここで、

S : 曲げ要素柱面からの主筋の抜け出し量

d : スラブの引張側主筋の有効せい

X_n : 中立軸位置高さ

図10 スラブ主筋の曲げ要素柱面からの抜け出しによる変形

主筋の抜け出し量 S の算出方法を以下に示す。

曲げ要素柱面を原点として、スラブ主筋の材軸にそった端部から x までの距離からのすべり量 D_{slip} は、式(8)による。

$$D_{slip} = \int \epsilon dx \quad (8)$$

ここで、

ϵ : スラブ主筋のひずみ

また、鉄筋にそった任意の点における鉄筋の付着応力 τ は、鉄筋の応力の傾き $d\sigma/dx$ から式(9)のように表わすことができる。

$$\tau = D/4 \cdot d \cdot \sigma/dx \quad (9)$$

島らは、異形鉄筋の付着実験から鉄筋の付着応力 τ 、すべり量 D_{slip} 、スラブ主筋のひずみ ϵ の関係式を示した。

$$\tau/f_c = 0.73 \cdot (\ln(1+5 \cdot s))^3 / (1 + \varepsilon \cdot 10^5) \quad (10)$$

ここで

$$s = 1000 \cdot D_{\text{slip}} / D$$

f_c : コンクリート強度

D : 鉄筋径

曲げ要素柱面からの抜け出し量は、式 (8), (9), (10) より算出したすべり量 D_{slip} をスラブ側と柱側からによるものと地震時における繰り返し载荷の影響を受けるものとして、式 (11) とした。

$$S = 2 \cdot D_{\text{slip}} \quad (11)$$

以上の曲げ要素の変形 δ_b 算定時には、隣接する応力伝達要素、先端要素およびねじり要素の影響は考慮していない。

5) ねじり要素の変形 δ_t の算出

ねじり要素におけるねじりモーメントとねじり曲率の関係を図 1 1 に示す。ここで、ねじり曲率は単位長さあたりのねじり回転角とする。ねじりモーメントとねじり曲率の関係はバイリニア型とし、Hawkins らによる Stub Beam Model に用いている式を参考に¹⁵⁾、それぞれの値は式 (12) ~ (19) によって算出する。

<ねじりひび割れ時 (ϕ_{cr} , T_{cr}) >

ねじりひび割れモーメント T_{cr} は、式 (12) により算出する。

$$T_{cr} = (t_s^2 + 6452) C_1 \cdot f_c \quad (12)$$

ここで

T_{cr} : ねじりひび割れモーメント(Nmm)

ねじりひび割れ時のねじり曲率 ϕ_{cr} は式 (13) により算出する。

$$\phi_{cr} = T_{cr} / (G_c \cdot J_c) \quad (13)$$

ここで

G_c : コンクリートのせん断弾性剛性(N/mm²)

J_c : ねじり剛性(mm⁴) <式 (14) による>

$$J_c = 1/3 \cdot (1 - 0.63 \cdot t_s / C_1) \cdot t_s^3 \cdot C_1 \quad (14)$$

<ねじり降伏時 (ϕ_y , T_y) >

ねじり降伏モーメント T_y は式 (15) により算出する。

$$T_y = 0.21 \cdot f_c^{0.5} \cdot (C_1 + 2 \cdot t_s) \cdot t_s^2 + 1.5 \cdot (C_1 + 2 \cdot t_s) \cdot \left(d' - d \right) \cdot a_{sh} \cdot f_y / p \quad (15)$$

ここで

T_y : ねじり降伏モーメント(Nmm)

d' : スラブ圧縮縁からスラブ圧縮側主筋の重心位置までの距離(mm)

a_{sh} : スラブ主筋の断面積(mm²)

f_y : スラブ主筋の降伏強度(N/mm²)

p : スラブ主筋のピッチ(mm)

ねじり降伏時のねじり曲率 ϕ_y は式 (16) により算出する。

$$\phi_y = T_y / (GJ)_{cr} \quad (16)$$

ここで

$(GJ)_{cr}$: ねじり降伏時の割線ねじり剛性(Nmm²)

<式 (17) による>

$$(GJ)_{cr} = \frac{E_s \cdot (C_1 + 2 \cdot t_s)^3 \cdot t_o^3 \cdot \rho_h \cdot \rho_1}{(C_1 + 2 \cdot t_s + t_o)^2 \cdot (\rho_h + \rho_1)} \quad (17)$$

ここで

E_s : 鉄筋のヤング係数(N/mm²)

t_o : ねじり有効せい(mm) <図 1 2 参照>

ρ_h : 式 (18) による。

$$\rho_h = \frac{2 \cdot a_{sh} (C_1 + 2 \cdot t_s + t_o)}{(C_1 + 2 \cdot t_s) \cdot t_o \cdot p} \quad (18)$$

ρ_1 : 式 (19) による。

$$\rho_1 = \frac{A_1}{(C_1 + 2 \cdot t_s) \cdot t_o} \quad (19)$$

A_1 : ねじり有効幅(= $C_1 + 2 \cdot t_s$)内の全配力筋断面積(mm²)

<図 1 2 参照>

ねじりモーメント

図 1 1 ねじりモーメントとねじり曲率の関係

図 1 2 ねじり要素に関する諸定数

図 8 に示した M_{ct} より求められるねじり曲率を積分して算出したねじり回転角 θ_t より、ねじり要素変形 δ_t は式 (20) により算出される。

$$\delta_t = \theta_t \cdot (0.5 \cdot C_1 + t_s) \quad (20)$$

6) 曲げ要素の変形 δ_b とねじり要素の変形 δ_t の適合

図 1 3 の変形適合位置において、曲げ要素変形 δ_b とねじり要素変形 δ_t の値が一致するまで、2)ねじり要素のねじり有効長さおよび曲げモーメント分布の仮定から 5)ねじり要素の変形 δ_t の算出を繰り返す計算する。

7) 層間変形角 R の算定

層間変形角 R は、式 (21) により算出する。

$$R = \delta_s / L_s + \delta_c / L_c \quad (21)$$

図14にスラブ先端の変形 δ_s を示す。 δ_s は式(22)によるものとする。曲げ要素とスラブの先端要素の接合位置では変形、曲率および回転角は連続するとし、ねじれ要素とスラブの先端要素の接合位置では変形は連続するが曲率および回転角は不連続とした。

δ_s : スラブ先端の変形

$$\delta_s = \delta_b + \theta_b \cdot (L_s - 0.5 C_1 - t_s) + \delta_{top} \quad (22)$$

θ_b : 曲げ要素先端の回転角

曲げ要素の断面解析で算出した曲率を材軸長であるスラブ厚に対して積分した回転角と柱前面(後面)せん断力と曲げ要素のせん断弾性剛性より算出した回転角の和

δ_{top} : 先端要素の曲げ変形<式(23)による>

$$\delta_{top} = \frac{Q_s (L_s - 0.5 C_1 - t_s)^3}{3 E_c I_{top}} \quad (23)$$

I_{top} : スラブ全幅有効としたスラブの断面2次モーメント

E_c : スラブのコンクリートのヤング係数

L_s : 柱中心からスラブ反曲点位置までの距離

δ_c : 柱の曲げおよびせん断変形の和

L_c : スラブ中心から柱支持位置までの距離

図13 曲げ要素とねじり要素の変形の適合

図14 スラブの先端変形

3. マクロモデルによる計算値と実験値の比較

(1) 対象とする試験体概要

マクロモデルによる検討を行う試験体一覧を表1に示す。各試験体に関する試験体の詳細および実験結果に関しては、各参考文献によるものとする。検討する試験体は筆者らが実験を行った壁柱とフラットプレートから構成される部分試験体^{22)~25)}に加えて、狩野らによる正方形の柱とフラットプレートから構成される試験体^{3), 26)}も対象とした。

表1 試験体一覧

試験体名	柱			スラブ			直交壁の有無	文献番号
	せい mm	幅 mm	タイプ※1	厚さ mm	長さ※2 mm	幅※3 mm		
CN1	500	200	内柱	85	2200	2200	無	22
CW1	500	200	内柱	85	2200	2200	有	22
SW1	500	200	側柱	85	2200	2200	有	22
CW2	500	200	外柱	85	2200	2200	有	23
SW2	500	200	隅柱	85	2200	2200	有	23
No.1	600	200	内柱	100	2100	2700	有	24
No.2	600	200	内柱	100	2100	2700	有	24
No.3	600	200	内柱	100	2100	2700	有	24
SH	500	200	内柱	85	2400	2400	無	25
SY	200	500	側柱	85	2000	2400	無	25
CH	150	500	内柱	85	2400	3800	無	25
H-7	200	200	内柱	100	2400	2400	無	3
No.7	250	250	外柱	100	2500	2900	無	26

※1 柱のタイプは水平荷重

方向と平面位置から

右図と示す。

※2 水平荷重に対するスラブ

反曲点位置間距離

※3 水平荷重に対して直交

方向のスラブ長さ

※4 水平荷重に対して直交

方向する柱に隣接する壁

マクロモデル計算時における曲げ要素の曲げ有効幅 h_b は、各柱タイプに対する直交壁の影響を考慮して、以下の値とした。

1) 柱タイプが内柱または側柱の場合

$$h_b = t_s \quad \text{< 曲げ要素ひび割れ前 >}$$

$$h_b = 2.5 t_s \quad \text{< 曲げ要素ひび割れ後 >}$$

2) 直交壁を有する外柱または隅柱タイプ

$$h_b = t_s \quad \text{< 曲げ要素ひび割れ前 >}$$

$$h_b = 1.5 t_s \quad \text{< 曲げ要素ひび割れ後 >}$$

3) 直交壁の無い外柱または隅柱タイプ

$$h_b = t_s \quad \text{< 曲げ要素ひび割れ前 >}$$

$$h_b = t_s \quad \text{< 曲げ要素ひび割れ後 >}$$

(2) 柱せん断力と層間変形角の関係の比較

上記の実験結果の柱せん断力と層間変形角の関係における包絡曲線の実験値と計算値の比較を15に示す。図中にはスラブ主筋の降伏開始時も合わせて表記している。各試験体ともにマクロモデルによる計算値は実験値を良く表わしているが、試験体 No.3 の計算値は、

実験値のスラブ主筋降伏以降における耐力上昇を過小評価している。これは、試験体 No. 3 では試験体 No. 2 に変形性能を向上させる補強筋を付加しており、試験体 No. 2 において層間変形角 20/1000 時に発生した柱近傍の主筋降伏以降のパunching破壊を防止とともに補強筋自身が耐力上昇に寄与したためと考えられる。また、試験体 CH のスラブ主筋の降伏開始時の層間変形角計算値は実験値よりやや小さい。

図 1-5 柱せん断力と層間変形角の実験値と計算値との比較

表 2 に各試験体における初期剛性と最大耐力時剛性に関する計算値に対する実験値の比率（実験値/計算値）を示す。ここで、初期剛性は層間変形角 2.5/1000rad 時の割線剛性、最大耐力時剛性は層間変形角 10/1000rad 時の割線剛性を示す。初期剛性に関する計算値に対する実験値の比率の平均は、正加力時 1.24 負加力時 1.19、最大耐力時剛性に関する計算値に対する実験値の比率の平均は、正加力時 0.99 負加力時 0.96 で、比較的良く一致している。

表 2 剛性に関する計算値に対する実験値の比率

	初期剛性		最大耐力時剛性	
	正加力時	負加力時	正加力時	負加力時
CN1	1.58	0.62	1.01	0.74
CW1	1.61	1.20	1.12	0.73
SW1	1.17	1.10	0.97	0.94
CW2	1.27	1.43	0.90	0.93
SW2	1.18	1.40	0.85	0.96
No. 1	1.06	1.06	1.10	1.10
No. 2	1.01	1.01	0.99	0.97
No. 3	0.98	1.07	1.06	1.08
SH	1.34	1.12	0.99	0.91
SY	1.55	1.90	0.88	1.15
CH	1.22	1.26	0.99	1.01
H-7	0.91	1.01	0.99	0.93
No. 7	1.28	1.28	1.04	1.00
平均値	1.24	1.19	0.99	0.96
最大	1.61	1.90	1.12	1.15
最小	0.91	0.62	0.85	0.73
標準偏差	0.23	0.30	0.08	0.12

(3) スラブ主筋の応力分布の比較

柱隅角部から加力方向と直交する位置における正加力時のスラブ主筋の応力分布の比較を図 1-6 に示す。応力分布はほぼ最大耐力時と考えられる層間変形角 10/1000rad 時の値とする。スラブ主筋実験値はスラブ主筋に貼付したひずみゲージのひずみから算出した。マクロモデルによる計算値は、曲げ要素位置では曲げ要素の断面解析

において算出される値、ねじり要素位置では算出される単位長さ当たりのねじりモーメントに対する単位長さあたりの引張側のスラブ主筋の断面積と曲げモーメント応力中心間距離 $7/8d$ (d は有効せい) から計算した値とした。ここで、単位長さ当たりの引張側のスラブ主筋の断面積は、加力方向と平行な引張側のスラブ筋の断面積とピッチから算出した。また、主筋の応力とひずみの関係式にひずみ硬化を考慮したおよび島ら²⁰⁾による式を用いるため、鉄筋の応力が降伏強度を超えている場合がある。

試験体 SY, CH に関しては、全体的に計算値は実験値をやや過大評価している。また、マクロモデルによる計算ではねじり要素の曲げモーメント分布を線形分布としているため、応力分布の計算値は線形分布となっているが、曲げ要素に近いねじり要素の計算値は実験値を過大評価している。しかし、応力がゼロになる位置などおおむね計算値は実験値を良く表している。

図 16 スラブ主筋の応力分布の実験値と計算値との比較

(4) 曲げ要素内のスラブ主筋の定着部における応力の比較

試験体 SY の試験体形状図およびスラブ配筋図を図 17、対象とするマクロモデルにおける曲げ要素内にあたるスラブ主筋のひずみ計測位置を図 18 に示す。

各サイクルのピーク時におけるスラブ主筋のひずみの変化を図 19 に示す。スラブ柱面において主筋のひずみが降伏ひずみに達していない層間変形角 10×10^{-3} までは、上端筋、下端筋ともに定着部のひずみ計測位置では主筋のひずみがほとんど発生していない。しかし、スラブ柱面において主筋のひずみが降伏ひずみを超えると、上端筋、下端筋ともに定着部のひずみ計測位置では主筋のひずみが増加する。

層間変形角 $7.5, 10.0, 20.0 \times 10^{-3}$ 時における曲げ要素のスラブ主筋の定着部における応力分布計算値を図 20 に示す。スラブ主筋の応力分布は主筋の抜け出し量 S の算出時に計算される鉄筋のひずみと鉄筋の引張試験から得られた応力ひずみ関係より算出した。図 20 には図 16 で示したひずみ計測位置でのスラブ主筋における応力の実験値も合わせて示す。図 20 において、スラブ柱面から鉄筋応力が 0 まで長さを定着長とすると、計算値では層間変形角 20.0×10^{-3} まで定着長は定着部のひずみ計測位置まで達していない。スラブ柱面において主筋が降伏するまでは、定着部のひずみ計測位置までは定着長が達していない実験結果と一致する。しかし、スラブ柱面で主筋が降伏してからの変形時では定着部のひずみ計測位置においてスラブ主筋の応力実験値は増加しており、計算値と一致していない。定着部を中心にスラブ筋の軸方向の応力分布や端部等からのスラブ筋の抜け出し量の定量的な評価に関しては今後の検討課題とする。

図 17 試験体 SY 形状図およびスラブ配筋図

図 18 試験体 SY スラブ主筋のひずみ計測位置図

図 19 試験体 SY 各サイクルピーク時のスラブ主筋のひずみ

層間変形角 7.5×10^{-3}

層間変形角 10.0×10^{-3}

層間変形角 20.0×10^{-3}

図 20 スラブ主筋の定着部における応力分布計算値

4. おわりに

フラットプレート構造の地震時を想定した水平荷重を受けた場合の耐力および剛性の算定に関して、柱とスラブの応力伝達を適切に表現可能かつスラブの非線形性を考慮したマクロモデルによる算定方法を提案し、柱とフラットプレートから構成される部分試験体の実験結果と比較検討した。得られた結果は以下の通りである。

(1) 柱せん断力と層間変形角の関係における包絡曲線に関して、マクロモデルによる計算値は実験値を良く表わしている。

(2) 層間変形角 10/1000rad 時における柱隅角部から加力方向と直交する位置における正加力時のスラブ主筋の応力分布に関して、マクロモデルによる計算値は実験値を良く表わしている。

(3) マクロモデルにおける曲げ要素内にあたるスラブ主筋の定着部における応力に関して、マクロモデルによる計算値と実験値を比較した。スラブ柱面において鉄筋の応力が降伏応力に達するまでは、計算値は実験値と一致するが、鉄筋の応力が降伏応力に達した後は、計算値は実験値と一致しない。スラブ筋の軸方向の応力分布や抜け出し量など今後の検討課題とする。

以上より、フラットプレート構造の地震時を想定した水平荷重を受けた場合の耐力および剛性の算定方法として、提案したマクロモデルによる算定方法は、柱とスラブの応力伝達を適切に表現しながら、スラブの非線形性を考慮できる方法であることを示した。スラブ筋のスラブ内および定着部における応力分布や抜け出し量の算定に関しては今後さらに検討していく必要がある。

謝辞

本論文は、平成 10 年度新エネルギー産業技術総合開発機構 (NEDO) から委託を受けた研究の成果の一部を用いている。尚、本研究にあたって、渡邊史夫京都大学名誉教授、西山峰広京都大学教授よりご指導を頂きました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 中村幸太郎, 清水美木夫, 林信之: コア集約型新架構法による超高層集合住宅の施工, コンクリート工学, Vol. 40, No. 11, pp. 42-48, 2002
- 2) 山本正幸, 室屋哲也, 太田義弘, 大津勝也: 超高層免震壁柱フラットプレート構造の開発と実施, コンクリート工学, Vol. 41, No. 7, pp. 47-53, 2003
- 3) 狩野芳一, 吉崎征二: フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する研究, その 1 水平荷重を受ける接合部の実験, 日本建築学会論文報告集, No. 288, pp. 39-47, 1980. 2
- 4) 狩野芳一, 吉崎征二: フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する研究, その 2 鉛直荷重と水平荷重を受ける接合部の実験, 日本建築学会論文報告集, No. 292, pp. 31-39, 1980. 6
- 5) 狩野芳一, 吉崎征二: フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する研究, その 3 接合部のねじり実験, 日本建築学会論文報告集, No. 300, pp. 41-48, 1981. 2
- 6) 狩野芳一, 吉崎征二: フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する研究, その 4 終局せん断強度算定法とその確認実験, 日本建築学会論文報告集, No. 309, pp. 29-40, 1981. 11
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp. 102-114, 2010. 2
- 8) 高田香織, 津田和明, 江戸宏彰: フラットプレート構造の高層建物への適用に関する研究 その 1 フラットプレート・柱接合部の性能確認実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp. 419-420, 1997. 7
- 9) 津田和明, 高田香織, 江戸宏彰: フラットプレート構造の高層建物への適用に関する研究 その 2 フラットプレート・柱接合部の性能確認実験,

- 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp. 421-422, 1997. 7
- 10) 高田香織, 津田和明, 佐野剛志, 江戸宏彰: フラットプレート構造の高層建物への適用に関する研究 その 3 復元力特性の評価手法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp. 685-686, 1998. 7
 - 11) 佐野剛志, 津田和明, 高田香織, 江戸宏彰: フラットプレート構造の高層建物への適用に関する研究 その 4 高層建物の試設計, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp. 687-688, 1998. 7
 - 12) 高田香織, 津田和明, 江戸宏彰: フラットプレート構造の高層建物への適用に関する研究, 日本コンクリート工学協会 年次論文報告集, Vol. 21, No. 3, pp. 697-702, 1999
 - 13) Y. H. Luo, A. J. Durrani: Equivalent Beam Model for Flat-Slab Buildings Part I, Interior Connections, ACI Structural Journal, Vol. 92, No. 1, pp. 115-124, 1995
 - 14) Y. H. Luo, A. J. Durrani: Equivalent Beam Model for Flat-Slab Buildings Part II, Exterior Connections, ACI Structural Journal, Vol. 92, No. 2, pp. 250-257, 1995
 - 15) Hawkins: Lateral Load Design Considerations for Flat-Plate Structures, CSCE-ASCE-ACI-CEB International Symposium University Waterloo, pp. 581-614, 1979. 8
 - 16) Fred Allen, Peter Darvall, : Lateral Load Equivalent Frame, ACI Journal, Vol. 74, No. 7, pp. 294-299, 1977
 - 17) 深津 尚人, 木村 政義, 佐多 将樹, 清水 啓介, 田口 孝, 神谷 隆, 市之瀬 敏勝, フラットプレート構造の水平荷重下における柱-スラブ接合部のせん断補強筋の評価手法の提案, その 1 評価方法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp. 667-668, 2010. 7
 - 18) 清水 啓介, 木村 政義, 佐多 将樹, 深津 尚人, 田口 孝, 神谷 隆, 市之瀬 敏勝: フラットプレート構造の水平荷重下における柱-スラブ接合部のせん断補強筋の評価手法の提案, その 2 計算結果・検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp. 669-670, 2010. 7
 - 19) 財団法人国土開発技術研究センター: 建設省総合開発プロジェクト鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発 平成 4 年度 New RC 研究開発概要報告書, pp. 3-2-79-88, 1993. 3
 - 20) 島弘, 周礼良, 岡村甫: 異形鉄筋の鉄筋降伏後における付着性状, 土木学会論文集, Vol. 378, V-6, pp. 213-220, 1987. 2
 - 21) 島弘, 周礼良, 岡村甫: マッシュパなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係, 土木学会論文集, Vol. 378, V-6, pp. 165-174, 1987. 2
 - 22) 太田義弘, 岡本晴彦, 山本正幸, 室谷哲也: 壁柱・フラットプレート架構の地震荷重下における履歴復元力特性, コンクリート年次論文報告集, Vol. 20, No. 3, pp. 907-912, 1998. 7
 - 23) 太田義弘, 岡本晴彦, 山本正幸, 室谷哲也, 関光雄: 壁柱・フラットプレート架構の地震荷重下における層せん断力-層間変形角の包絡曲線に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp. 661-662, 1999. 9
 - 24) 太田義弘, 岡本晴彦, 山本正幸, 室谷哲也, 太田博章, 楠原文雄: 壁柱・フラットプレート架構の靱性性能に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp. 99-100, 2002. 8
 - 25) 太田義弘, 岡本晴彦, 山本正幸, 太田博章: 水平荷重を受けるフラットプレート架構の力学的挙動に関する研究, コンクリート年次論文報告集, Vol. 24, No. 2, pp. 565-570, 2002. 7
 - 26) 諏訪寛, 西田哲也, 吉崎征二, 狩野芳一: 高強度コンクリートフラットプレート構造の開発 (1) 側柱-スラブ接合部の実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp. 887-888, 1993. 9

MODEL FOR THE STIFFNESS AND THE STRENGTH OF FLAT-PLATE STRUCTURES

Yoshihiro OHTA^{}, Taku KAWAI^{**} and Hiroaki OHTA^{***}*

^{*} Vice Senior Manager, Technology Department, Takenaka Corporation, M. Eng.

^{**} Group Leader, Building Design Department, Takenaka Corporation, M. Eng.

^{***} Manager, Building Design Department, Takenaka Corporation, M. Eng.

This paper describes a model for the stiffness and the strength of flat-plate structures under the lateral loads. The performance of slab to column connections transferring moments and shears in the lateral loads can be realistically predicted by this model.

The model developed by the authors is based on Stub Beam Model by N.Hawkins et al. and used accepted reinforced concrete principals as the model developed by N.Hawkins et al.. In the model by N.Hawkins et al., the column is connected to the flexural elements and torsional elements. The deformation of the flexural element and it of torsional element to each moment by lateral loads are inter-related by requiring that they are match for a point.

But the model developed by N.Hawkins et al. has weak points as followed.

1. The model developed by N.Hawkins et al. predicts the relations of moments and rotations nearby slab to column connections.

2. The developments of deformations at the slab to the direction perpendicular to lateral loads measured in tests can't be predicted by the model developed by N.Hawkins et al..

The model developed by the authors improves these weak points.

The results of tests for 10 slab-interior column specimens and 3 slab-exterior specimens under lateral loads are simulated by the model developed by the authors.

As a results, the following things are shown.

1. The predicted shear force at column – story drift envelopes by this model agree with the measured ones.
2. The predicted distributions for stresses of the reinforced steels at the critical section of slab by this model agree with the measured ones.
3. After the reinforced steels at the critical section of slab are yielded, the predicted and measured values for the reinforced steels stresses of slab in the anchor aren't in good agreement. This is investigated in future.

(2014年 2 月 3 日原稿受理, 2014年 6 月 6 日採用決定)