

部分的に拘束された鉄筋コンクリート板の終局荷重について

愛媛大学 正員 児沢繁光
 吳高寿 正員・中野修治
 二神組 久保文夫

1. まえがき

等分布荷重を受け、横方向変位を拘束した鉄筋コンクリート板は、端において膜力の影響を受ける。鉄筋コンクリート板の回りを梁で拘束した鉄筋コンクリート板-梁の端は不完全な拘束状態となり、完全な拘束状態と比較して、横方向変位を考慮しなければならない。したがって、回りの梁の横方向剛性と強度による鉄筋コンクリート板の膜力への影響を厳密に調べる必要がある。これについて、Datta¹⁾等が膜力による梁の横方向変位を考慮した鉄筋コンクリート板の終局荷重を求めている。しかしながら、梁の剛性と支持状態、鉄筋コンクリート板の降伏条件を更に詳しく解析する必要があると思われる。

そこで、著者等は梁の横方向変位を考慮し、変位の幾何学的関係と断面力の釣合より、梁の鉄筋が降伏するまでの梁の一樣な剛性、そして固定スラブに対する Wood²⁾の降伏条件から圧縮鉄筋を考慮して求めた降伏条件式を用いて、等分布荷重を受ける梁で囲んだ鉄筋コンクリート板の終局荷重を求めた。そして求めた理論値は Datta 等の実験値及び理論値と比較検討した。なお、終局荷重として鉄筋コンクリート板の荷重-たわみ関係の最大荷重時の状態を考え、膜力は圧縮力である。そして、隣りあった梁は鉄筋コンクリート板の隅において柱で接合しているとする。

2. 理論解析

図1に示すように、鉄筋コンクリート板は降伏線に沿って x, y 方向の梁状細片(strip)から成り立っていると仮定する。梁状細片の降伏断面においておじりモーメントは0、引張鉄筋は降伏しており、コンクリートの圧縮域は終局状態に達している。そして、降伏線によって分割した鉄筋コンクリート板の各々の領域は、降伏線の回りに剛体として回転するとみなす。

図1, 2において、梁は鉄筋コンクリート板の圧縮力によって横方向に移動する。なお、梁の回転及び垂直方向変位は無視する。隣りあった梁は鉄筋コンクリート板の隅において柱で接合しているため、梁は横方向変位に対して固定支持状態であると仮定する。したがって、梁の横方向変位は境界条件を考慮して、 $E_b \cdot I_b \cdot d^4 \delta / dx^4 = N_1$ から求まる。ここに、 E_b はコンクリートのヤング係数、 N_1 は鉄筋コンクリート板の圧縮力である。また、梁の鉄筋降伏までの一樣な剛性 I_b は、梁の全断面有効としたときの重心に対する等価断面二次モーメント I_g 、引張鉄筋が降伏したときのひびわれ断面の中立軸に対する等価断面二次モーメント I_c を用い、梁のひびわれ発生モーメントを M_c 、圧縮力 N_1 による梁のモーメント分布中の最大曲げモーメントを M_a として、次式より求めた。

$$I_b = \left(\frac{M_c}{M_a} \right)^3 \cdot I_g + \left\{ 1 - \left(\frac{M_c}{M_a} \right)^3 \right\} \cdot I_c \quad (1)$$

ここに、 M_a は圧縮力 N_1 、つまり鉄筋コンクリート板の梁状細片の位置 x または y における降伏断面2のたわみと梁の横方向変位を变数とする関数よ

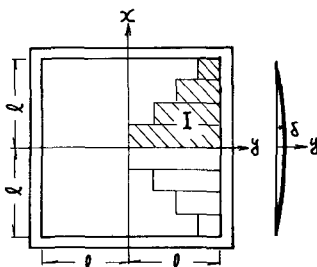
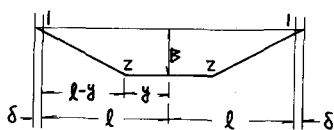
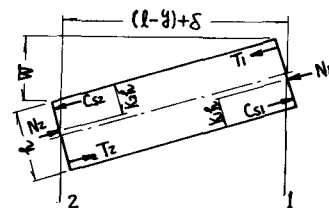


図1 y方向のstripと梁の横方向変位 δ



(a) 終局時の降伏線



(b) 終局時の降伏断面1-2に働く力

図2 鉄筋コンクリート板の終局状態

り求めるが、梁の横方向変位は微小より無視して、Simpson の 1/3 則を用いて M_0 を求めた。

図 3K、鉄筋コンクリート板の降伏断面 1, 2 の終局時の応力分布状態を示す。ここに、 C_s , C として T は各々単位幅あたりの圧縮鉄筋力、コンクリート圧縮力として引張鉄筋力を表わす。 k_1 , k は圧縮端から中立軸までの距離と鉄筋コンクリート板の厚さとの比、 k_1 , k_2 , k_3 はコンクリートストレスブロックより求める係数である。ここで、鉄筋コンクリート板断面の中央を関係軸として考えれば、降伏条件式より、降伏断面 1, 2 の単位幅あたりの終局曲げモーメント M は次式より求める。ただし、 f_c はコンクリートの圧縮強度、 d , d_c は各々断面の有効高さ、 A_s は圧縮鉄筋のかぶり、そして M_0 は Johansen の終局モーメントである。

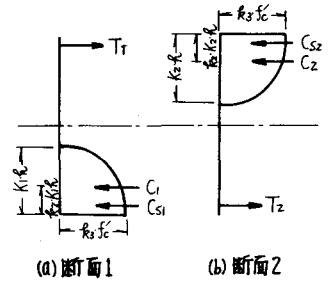


図 3 終局時の応力

$$M = M_0 \left\{ \alpha + \beta \left(\frac{N}{T} \right) - \gamma \left(\frac{N}{T} \right)^2 \right\} \quad (2)$$

ここに、 $\alpha = 1 + \frac{\frac{k_3 C_s}{k_1 k_2 f_c} (ZT - C_s) - C_s d_c}{T (d - \frac{k_2 T}{k_1 k_2 f_c})}$, $\beta = \frac{\frac{d}{2} - \frac{Z k_2}{k_1 k_2 f_c} (C_s - T)}{d - \frac{k_2 T}{k_1 k_2 f_c}}$, $\gamma = \frac{\frac{k_3 T}{k_1 k_2 f_c}}{d - \frac{k_2 T}{k_1 k_2 f_c}}$

本研究では、回りを梁で拘束した鉄筋コンクリート板の最大荷重時における状態を考えている。つまり、不完全な拘束状態の鉄筋コンクリート板に圧縮膜力が働く場合を扱っている。式 (2) において、鉄筋コンクリート板の各梁状細片の降伏断面における圧縮力 N と引張鉄筋力 T の釣合いを考えた。したがって、 $N > T$ のとき (2) 式を用い、 $N \leq T$ のとき $N/T = 1$ として (2) 式を用いた。故に、降伏断面 1, 2 の終局曲げモーメントを M_1 , M_2 、降伏断面 2 の圧縮力を N_2 、そして単位面積あたりの荷重強度を w とすれば、鉄筋コンクリート板中央の単位の仮想たわみによる図 1 の領域 I の内部仕事 E_i 、外部仕事 E_e は次式となる。

$$E_i = \frac{1}{2} \int_0^l (M_1 + M_2 - N_2 W) dx, \quad E_e = \frac{8 l^2}{6} w \quad (3)$$

ここに、 W は各梁状細片の降伏断面 2 のたわみで、鉄筋コンクリート板中央の最大たわみを W_0 とすれば、 $W = (l - x)/l \cdot W_0$ より求める。したがって、 $E_i = E_e$ より終局荷重強度 w が求まる。

3. 数値計算例と考察

表 1 理論値と実験値の比較

数値計算例として、Datta 等が実験した鉄筋コンクリート板-梁について解析を行なった。表 1 に Datta 等が実験した供試体の鉄筋比、実験値 ($P_u(\text{exp})$) と Datta 等の理論値 ($P_u(\text{Datta})$)、及び著者等の理論値 ($P_u(\text{authors})$) との比を示す。鉄筋コンクリート板の大きさは $1.22 \text{ m} \times 1.22 \text{ m}$ の正方形で、厚さは 3.8 cm である。梁は幅が 7.6 cm 、 20.3 cm として 30.4 cm 、高さが 19.0 cm の 3 種類で、鉄筋コンクリート板を梁の中央で支持している。その他の詳細については参考文献 (1) を参照されたい。

著者等の理論値は Datta 等の理論値より良い結果を得た。したがって、(1) 式の梁の等価断面二次モーメント I_b 、そして鉄筋コンクリート板の降伏断面の終局曲げモーメント式 (2) を用いて求めた理論値は妥当であると思われる。

供試体 No.	梁の鉄筋比 (%)	鉄筋コンクリート板の鉄筋比 (%)	$P_u(\text{exp})$ $P_u(\text{Datta})$	$P_u(\text{exp})$ $P_u(\text{authors})$
BN1	1.18	0.283	1.23	1.11
BN2	3.36		1.22	1.03
BN3	4.74		1.18	1.01
CN1	1.18	0.526	1.19	0.99
CN2	3.36		1.155	0.89
CN3	4.74		1.15	1.03
DN1	1.18	1.20	1.19	1.07
DN2	3.36		1.15	0.99
DN3	4.74		1.175	1.08

〈参考文献〉 1) T.K. Datta, C.K. Ramesh, "Some experimental studies on a reinforced concrete slab-beam system," Magazine of Concrete Research, Vol. 27, No. 91, June, 1975. 2) Wood, R.H., "Plastic and elastic design of slabs and plates," London, Thames and Hudson, 1961.