

階上解体におけるスラブ、梁の補強の計算方法

三同建設(株) ○松本 卓也 日大生産工 湯浅 昇
名古屋市立大芸工 青木 孝義 日大生産工(学部) 町澤 悠太

1. はじめに

建築物の解体方法には、重機を建物屋上、もしくは最上階に揚重して解体する階上解体工法がある。

この工法では、重機がスラブ、梁に積載することで大きな荷重が作用するため、図1に示すように支保工を設置して躯体を補強することになる。

しかし、補強の計算方法が確立していないのが現状である。多くの場合は、経験、もしくは感覚で補強をしており、十分な補強がなされている状態とはいえず、補強が不足する場合は、崩壊するおそれがある*1)*2)。

この問題を解決するために、仮想モデルにおいて、重機が積載した場合のスラブ、梁の補強の検討を行った。本稿では、その検討方法および結果について報告する。

2. 仮想モデルの躯体条件

仮想モデルの躯体条件を下記に示す。

- (1) 構造は、RC造とする。
- (2) RCの比重を 24kN/m^3 、下地モルタルの比重を 20kN/m^3 とする。また、コンクリートガラの比重は、3割の空隙があるとして、 $24\text{N/m}^3 \times 0.7 = 16.8\text{kN/m}^3$ とする。
- (3) 鉄筋種類は、 $\phi 16$ 以下を SR235、 $\phi 16$ を超える場合は SR295 とする。
- (4) コンクリート強度の設計基準強度は、 18N/mm^2 とする。
- (5) 図2に示すように、スラブは短辺 3m、長辺

6m、梁は長さ 6m、階高は 3.5m とする。

- (6) スラブ、梁の仕様を表1、表2、表3に示す。
- (7) かぶり厚は、30mm とする。

3. 補強の検討条件

補強の検討条件を下記に示す。

- (1) 許容応力度は短期とし、長期の1.5倍とする。
- (2) 躯体の単位重量は、
スラブは、厚みを 150mm とするため、
 $0.15\text{m} \times 24\text{kN/m}^3 = 3.6\text{kN/m}^2$
小梁は、梁せいを 300mm、高さを 600mm とするため、
 $0.3\text{m} \times 0.6\text{m} \times 24\text{kN/m}^3 = 4.32\text{kN/m}$

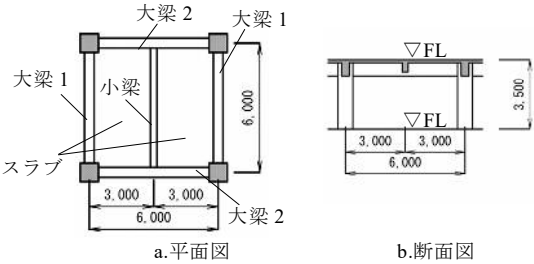


図2 仮想モデル

表1 スラブ仕様

	短辺(lx)	長辺(ly)
長さ(m)	3	6
スラブ厚(mm)	150	
モルタル厚(mm)	30	
配筋		
	短辺端部	短辺中央
上筋	φ9.13-@150	—
下筋	φ9-@150	φ9.13-@150
	長辺端部	長辺中央
上筋	φ9-@150	—
下筋	φ9-@300	φ9-@150

表2 小梁仕様

	幅(mm)	梁せい(mm)
断面	300	600
長さ(m)	6	
	端部	中央
上筋	3- $\phi 19$	3- $\phi 19$
下筋	3- $\phi 19$	3- $\phi 19$
スターラップ	$\phi 9\text{-@}200$	

表3 大梁仕様

	幅(mm)	梁せい(mm)
断面	400	800
長さ(m)	6	
	端部	中央
上筋	4- $\phi 25$	4- $\phi 25$
下筋	4- $\phi 25$	4- $\phi 25$
スターラップ	$\phi 9\text{-@}200$	

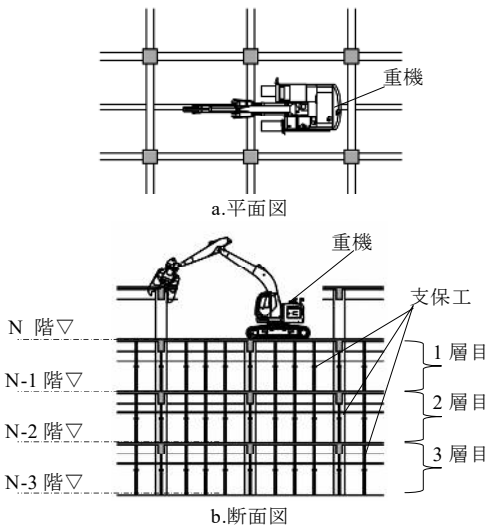


図1 階上解体工法概略図

Investigation on Reinforcement of Slab and Beam for Upper-Floor Demolition Method

Takuya MATSUMOTO, Noboru YUASA,
Takayoshi AOKI and Yuta MACHIZAWA

大梁は、梁せいを 400mm、高さを 800mm とするため、

$0.4\text{m} \times 0.8\text{m} \times 24\text{kN/m}^3 = 7.68\text{kN/m}$ とする。

- (3) 仕上げ荷重は、下地モルタルの厚みを 30mm とするため、

$0.03\text{m} \times 20\text{kN/m}^3 = 0.6\text{kN/m}^2$ とする。

- (4) ガラ荷重は、厚みを 500mm とするため、
 $0.5\text{m} \times 16.8\text{kN/m}^3 = 8.4\text{kN/m}^2$ とする。

- (5) 作業荷重は、 0.75kN/m^2 の作業者 2 名を想定し、
 $0.75\text{kN/m}^2 \times 2 = 1.5\text{kN/m}^2$ とする。

- (6) 動的荷重は、 0.8m^3 アタッチメント付油圧ショベルとし、重量を 284kN とする。安全率を 1.2 倍考慮^{*)}し、

$P = 284\text{kN} \times 1.2 = 340.8\text{kN}$ とする。

- (7) 重機の寸法は、キャタピラ幅(a)0.6m、キャタピラ中心距離(b)2.39m、キャタピラの接地長さ(c)3.66m とする。

- (8) スラブ 1 枚、または梁 1 本に対して、重機の積載は 1 台までとし、2 台以上が同時に積載しないものとする。

- (9) 重機の作業姿勢は、前方吊としキャタピラの接地長さの 4 割が接地しているものとし、接地長さ(c1)は、
 $c1 = 3.66\text{m} \times 0.4 = 1.46\text{m}$ とする。

- (10) 使用する支保工は、強力サポートとし、階高と調節長さより、表 4 に示すように CH-40 型とする。

4. スラブの補強検討

4.1 検討幅の計算

検討幅は、キャタピラによる荷重分布を表す値である。図3に示すように、キャタピラがスラブ短辺に平行の場合と垂直の場合で、検討幅を計算する^{*)}。

キャタピラがスラブ短辺に平行の場合の曲げモーメント用スラブ幅(bm, bx)とせん断用スラブ幅(bs)を計算する。このとき、bmは、キャタピラの幅方向の荷重分布の値である。bxは、キャタピラの接地長さ方向の荷重分布の値である。bsは、スラブの支点付近に荷重が作用する場合のキャタピラの幅方向の荷重分布の値である。

bmは、次式により b1、b2 を計算し、大きい値を採用する。

$$b1 = a + 2S \quad (1)$$

$$b2 = \left(\frac{2}{3}\right) \times \left(lx + \frac{a + 2S}{2}\right) \quad (2)$$

$b1 = 0.6 + 2 \times (0.03 + 0.5) = 1.66\text{m}$

$b2 = (2/3) \times (3 + (0.6 + 2 \times (0.03 + 0.5))/2) = 2.55\text{m}$

Sは、下地モルタル厚とガラ厚を合計した値であり、

$b1 > b2$ より、 $bm = 2.55\text{m}$

$bm > b$ より、片方のキャタピラの検討幅と重複するため、重複をなくすために、bmを再計算する。

$bm' = (bm + b)/2 = (2.55 + 2.39)/2 = 2.47\text{m}$

したがって、 $bm = 2.47\text{m}$

bxは、次式により計算する。

$$bx = c1 + 2S \quad (3)$$

$bx = 1.46 + 2 \times (0.03 + 0.5) = 2.52\text{m}$

bsの算出は、次式により計算する。

$$bs = a + 5t \quad (4)$$

$bs = 0.6 + 5 \times 0.15 = 1.35\text{m}$

tは、スラブの厚みである。

キャタピラがスラブ短辺に垂直の場合の曲げモーメント用スラブ幅(bm)とせん断用スラブ幅(bs)を算出する。このとき、bmは、キャタピラの接地長さ方向の荷重分布の値である。bsは、スラブの支点付近に荷重が作用する場合のキャタピラの接地長さ方向の荷重分布の値である。

bmは、次式により b1、b2 を計算し、大きい値を採用する。

$$b1 = c1 + 2S \quad (5)$$

$$b2 = \left(\frac{2}{3}\right) \times \left(lx + \frac{c1 + 2S}{2}\right) \quad (6)$$

$b1 = 1.46 + 2 \times (0.03 + 0.5) = 2.52\text{m}$

$b2 = (2/3) \times (3 + (1.46 + 2 \times (0.03 + 0.5))/2) = 2.84\text{m}$

$b1 > b2$ より、 $bm = 2.84\text{m}$

bsは、次式により計算する。

$$bs = c1 + 5t \quad (7)$$

$bs = 1.46 + 5 \times 0.15 = 2.21\text{m}$

4.2 荷重計算

固定荷重(w1)は、

$w1 = 3.6\text{kN/m}^2 + 0.6\text{kN/m}^2 + 8.4\text{kN/m}^2 + 1.5\text{kN/m}^2 = 14.1\text{kN/m}^2$

動的荷重は、キャタピラがスラブ短辺に垂直の場合、

$p = P/2 = 170.4\text{kN}$

キャタピラがスラブ短辺に平行の場合、

$w2 = p/bx = 67.51\text{kN/m}$

4.3 応力計算

両端固定として、端部曲げモーメントC、中央曲げモーメントM、せん断力Qを計算する。

固定荷重によるC、M、Qは、次式により計算する。

$$C1 = \frac{w1 \times lx^2}{12} \quad (8)$$

$$M1 = \frac{w1 \times lx^2}{24} \quad (9)$$

$$Q1 = \frac{w1 \times lx}{2} \quad (10)$$

$C1 = (14.1 \times 3^2)/12 = 10.58\text{kNm} \dots \textcircled{1}$

$M1 = (14.1 \times 3^2)/24 = 5.29\text{kNm} \dots \textcircled{2}$

$Q1 = (14.1 \times 3)/2 = 21.15\text{kN} \dots \textcircled{3}$

表 4 強力サポート強度表

型式	調節長さ		強度 (kN)
	最大(mm)	最小(mm)	
CH-24 型	2400	1815	147
CH-32 型	3200	1850	147
CH-40 型	4000	2650	128
CH-50 型	5000	3650	98

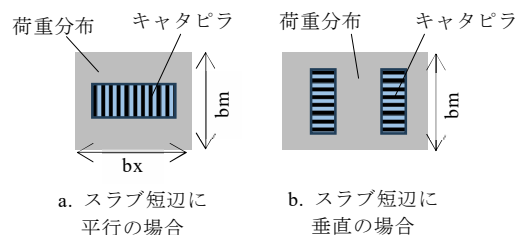


図 3 キャタピラの配置別荷重分布

動的荷重によるC、M、Qは、キャタピラが短辺に平行の場合は、次式により計算する。

$$C2 = \left(\frac{w2 \times bx}{24lx} \right) (3lx^2 - bx^2) \left(\frac{1}{bm} \right) \quad (11)$$

$$M'2 = \left(\frac{w2}{8} \right) (lx^2 - 4d^2) \left(\frac{1}{bm} \right) \quad (12)$$

$$M2 = M'2 - 0.75C \quad (13)$$

$$Q2 = \left(\frac{w2 \times bx \times e}{lx} \right) \left(\frac{1}{bs} \right) \quad (14)$$

$$C2 = (67.51 \times 2.52) / (24 \times 3) \times (3 \times 3^2 - 2.52^2) \times (1/2.47) \\ = 19.75 \text{ kNm} \cdots \textcircled{4}$$

$$M'2 = (67.51/8) \times (3^2 - 4 \times 0.24^2) \times (1/2.47) = 29.96 \text{ kNm}$$

$$M2 = 29.96 - 0.75 \times 19.75 = 15.14 \text{ kNm} \cdots \textcircled{5}$$

$$Q2 = (67.51 \times 2.52/3) \times (1/1.35) = 94.16 \text{ kN} \cdots \textcircled{6}$$

なお、M'は計算を簡略化するために単純梁で計算する。Mを計算する際に、端部曲げモーメントCの75%の値を差し引くことで、両端固定の中央曲げモーメントとする。これは、中央1点集中荷重の単純梁の中央曲げモーメントが、両端固定の中央曲げモーメントの2倍であるが、M=M'-Cとしてしまうと、中央曲げモーメントが過少になることを避けるためである。

キャタピラが短辺に垂直の場合のC、M、Qは、次式により計算する。

$$C3 = \left(\frac{p \times f}{lx} \right) (lx - f) \left(\frac{1}{bm} \right) \quad (15)$$

$$M'3 = p \times f \left(\frac{1}{bm} \right) \quad (16)$$

$$M3 = M'3 - 0.75C \quad (17)$$

$$Q3 = p \left(\frac{lx + 2f}{lx} \right) \left(\frac{1}{bs} \right) \quad (18)$$

$$C3 = (170.4 \times 0.31/3) \times (3 - 0.31) \times (1/2.84) \\ = 16.43 \text{ kNm} \cdots \textcircled{7}$$

$$M'3 = (170.4 \times 0.31) \times (1/2.84) = 18.29 \text{ kNm}$$

$$M3 = 18.29 - 0.75 \times 16.43 = 5.97 \text{ kNm} \cdots \textcircled{8}$$

$$Q3 = 170.4 \times (3 \times 2 + 0.31/3) \times (1/2.21) = 92.61 \text{ kN} \cdots \textcircled{9}$$

④と⑦、⑤と⑧、⑥と⑨をそれぞれ比較し、大きい値を採用し、①～③で求めた値を加えて応力とする。

よって、C4=30.33kNm、M4=20.43kNm、Q4=113.76kN

4.4 許容値の計算

曲げモーメントおよびせん断力の許容値は、次式により計算する。

$$Ms(Cs) = at \times ft \times j \quad (19)$$

$$Qs = \alpha \times b \times fs \times j \quad (20)$$

鉄筋断面積(at)および、応力中心間距離(j)は、

$$at = ((9+13)/2)^2 \times \pi \times 1000/150 = 633.55 \text{ mm}^2$$

$$j = (7/8) \times (150 - 30 - (9+13)/2) = 100.19 \text{ mm}$$

よって、

$$Ms(Cs) = 633.55 \times 235 \times 100.19 = 14.92 \text{ kNm}$$

$$Qs = 1 \times 1000 \times 0.9 \times 100.19 = 90.17 \text{ kN}$$

4.5 検討結果

応力の計算値と許容値を比較する。

短辺端部 30.33kNm > 14.92kNm $\cdots$ NG

短辺中央 20.43kNm > 14.92kNm $\cdots$ NG

せん断力 113.76kN > 90.17kN $\cdots$ NG

よって、補強が必要である。

ゆえに、必要スラブ層数、必要補強層数を計算する。

よって、短辺端部は、30.33/14.92=2.03より、

必要スラブ層数は3層、必要補強層数は2層

短辺中央は、20.43/14.92=1.37より、

必要スラブ層数は2層、必要補強層数は1層

せん断力は、113.76/90.17=1.262より、

必要スラブ層数は2層、必要補強層数は1層

したがって、必要補強層数は2層である。

支保工の配置は、支保工1本が負担するスラブの面積を検討し、その面積の固定荷重、動的荷重と支保工の強度を比較検討する。支保工1本が負担するスラブの面積は、短辺方向を2分割、長辺方向を3分割と仮定し面積を計算すると、(3/2)×(6/3)=3m²より、

固定荷重(w1)は、

スラブ自重は、0.15m×3m²×24kN/m³=10.8kN

仕上げ荷重は、0.03m×3m²×20N/m³=1.8kN

ガラ荷重は、0.5m×3m²×16.8N/m³=25.2kN

作業荷重は、1.5kN

したがって、w1=10.8+1.8+25.2+1.5=39.3kN

動的荷重(p2)は、片方のキャタピラの荷重を負担するが、ガラの厚みにより45°の角度で荷重が広がり、躯体に伝達されるものとする。よって、接地長さ(c1)に仕上げ厚、ガラ厚を加えて計算する。

$$1.46\text{m} + (0.03 + 0.5) \times 2 = 2.52\text{m}$$

支保工1本が負担する長さよりも長く、隣接する支保工にも荷重が分散され、荷重を低減できるものとする。

低減係数は、2/2.52=0.79

したがって、動的荷重(p2)は、

$$p2 = 170.4\text{kN} \times 0.79 = 135.02\text{kN}$$

以上より、w1+p2=174.32kN

支保工1本が負担する荷重(N)の計算は、スラブ3層で荷重を負担し、支保工を2層設置するため、1層目の支保工が作用する荷重の2/3を負担するものとする。

よって、N=174.32×(2/3)=116.22kN

支保工の強度と比較する。

したがって、116.22kN < 128kN $\cdots$ OK

パンチングシャー破壊の検討は、次式により計算する。

$$\tau = \frac{N}{1.5 \times b0 \times j} \quad (21)$$

$\tau = 116.22 / (1.5 \times 999.71 \times 100.19) = 0.82 \text{ N/mm}^2$ より、

$0.76 \text{ N/mm}^2 < 0.9 \text{ N/mm}^2 \cdots$ OK

したがって、短辺方向2分割、長辺方向3分割となるように支保工を配置し、2層補強とする。

5. 梁の補強検討

5.1 小梁に作用する荷重計算

固定荷重(w1)は、梁自重、スラブ荷重、仕上げ荷重、ガラ荷重、作業荷重とし、

$$w1 = 4.32 + 10.8 + 1.8 + 25.2 + 1.5 = 43.62 \text{ kN/m}$$

5.2 応力計算

固定荷重によるC、M、Qは、計算式(8)～(10)により計算する。

$$C4 = (43.62 \times 6^2) / 12 = 130.86 \text{ kNm} \cdots \textcircled{10}$$

$$M4 = (43.62 \times 6^2) / 24 = 65.43 \text{ kNm} \cdots \textcircled{11}$$

$$Q4 = (43.62 \times 6) / 2 = 130.86 \text{ kN} \cdots \textcircled{12}$$

動的荷重によるC、M、Qは、キャタピラが梁の長さ方向に対して垂直の配置とし、次式により計算する。

$$C = \left(\frac{p \times f}{l} \right) (l - f) \quad (22)$$

$$M = p \times f \quad (23)$$

$$Q = p \left(\frac{l + 2f}{l} \right) \quad (24)$$

$$C5 = (170.4 \times 1.81/6) \times (6 - 1.81) = 215.04 \text{ kNm} \cdots \textcircled{13}$$

$$M5 = 170.4 \times 1.81 = 307.57 \text{ kNm} \cdots \textcircled{14}$$

$$Q5 = (170.4 \times (6 + 2 \times 1.81)) / 6 = 272.92 \text{ kN} \cdots \textcircled{15}$$

以上より、⑩～⑮をそれぞれ加えた値を応力とする。
よって、C6=345.9kNm、M6=373kNm、Q6=403.78kN

5.3 小梁の許容値の計算

曲げモーメントおよびせん断力の許容値は、計算式
(19)、(20)により計算する。

鉄筋断面積(at)およびは、応力中心間距離(j)は、

$$at = (19/2)^2 \times \pi \times 3 = 850.59 \text{ mm}^2$$

$$j = (7/8) \times (600 - 30 - 9 - (19/2)) = 482.56 \text{ mm}$$

以上より、

$$Ms(Cs) = 850.59 \times 295 \times 482.56 = 121.09 \text{ kNm}$$

$$Qs = 1 \times 1000 \times 0.9 \times 100.19 = 130.29 \text{ kN}$$

5.4 小梁の検討結果

応力の計算値と許容値の比較をする。

端部 345.9kNm > 121.09kNm・・・NG

中央 373kNm > 121.09kNm・・・NG

せん断力 403.78kN > 130.29kN・・・NG

よって、補強が必要である。

得られた結果から必要梁層数、必要補強層数を計算する。

端部は、345.9/121.09=2.857より、

必要梁層数は3層、必要補強層数は2層

中央は、373/121.09=3.08より、

必要梁層数は4層、必要補強層数は3層

せん断力は、403.78/130.29=3.099より、

必要梁層数は4層、必要補強層数は3層

したがって、必要補強層数は3層である。

5.5 小梁の補強本数の検討

梁の補強本数は、応力の計算値と許容値の差を計算し、曲げモーメントについては、必要な強度を次式により計算する。

$$p = \frac{4 \times M(C)}{l} \quad (25)$$

$$C = 345.9 \text{ kNm} - 121.09 \text{ kNm} = 224.81 \text{ kNm}$$

$$Pc = 4 \times 224.81 / 6 = 149.87 \text{ kN} \dots \textcircled{16}$$

$$M = 373 \text{ kNm} - 121.09 \text{ kNm} = 251.09 \text{ kNm}$$

$$Pm = 4 \times 251.09 / 6 = 167.39 \text{ kN} \dots \textcircled{17}$$

$$Q = 403.78 \text{ kN} - 130.29 \text{ kN} = 273.49 \text{ kN} \dots \textcircled{18}$$

⑩～⑮のうち、最も大きい値を採用し、支保工の強度で除して必要となる本数を計算する。

よって、273.49kN/128kN=2.137

表5 大梁の必要補強層数検討結果

大梁 G1		端部曲げ(C7)	中央曲げ(M7)	せん断(Q7)
	応力の計算値(A)	470.34kNm	435.22kNm	528.22kN
	許容値(B)	379.36kNm	379.36kNm	235.78kN
	判定①	NG	NG	NG
	必要梁層数 (C=A/B)	2層 (1.24)	2層 (1.147)	3層 (2.240)
	必要補強層数	1層	1層	2層
大梁 G2		端部曲げ(C8)	中央曲げ(M8)	せん断(Q8)
	応力の計算値(A)	489.78kNm	454.66kNm	541.18kN
	許容値(B)	379.36kNm	379.36kNm	235.78kN
	判定①	NG	NG	NG
	必要梁層数 (C=A/B)	2層 (1.291)	2層 (1.198)	3層 (2.295)
	必要補強層数	1層	1層	2層

表6 大梁の支保工本数検討結果

	支保工の 必要強度 (A)	支保工1本あ たりの許容 耐圧強度(B)	本数 (C=A/B)	支保工の 許容耐圧 強度	判定
大梁 G1	292.45kN	128kN	3本(2.285)	384kN	OK
大梁 G2	305.41kN	128kN	3本(2.386)	384kN	OK

したがって、支保工3本で補強する。

5.6 大梁の検討結果

小梁の検討と同様の方法で大梁G1、G2の検討をする。
補強層数の計算結果を表5に、補強本数の計算結果を表6に示す。

大梁G1の応力は、

$$C7 = 470.34 \text{ kNm}, M7 = 435.22 \text{ kNm}, Q7 = 528.22 \text{ kN}$$

許容値は、

$$Ms(Cs) = 379.36 \text{ kNm}, Qs = 235.78 \text{ kN}$$

したがって、必要補強層数は2層である。

支保工の必要強度は、292.45kNより、支保工3本で補強する。

大梁G2の応力は、

$$C8 = 470.34 \text{ kNm}, M8 = 435.22 \text{ kNm}, Q8 = 528.22 \text{ kN}$$

$$Ms(Cs) = 379.36 \text{ kNm}, Qs = 235.78 \text{ kN}$$

したがって、必要補強層数は2層である。

支保工の必要強度は、292.45kNより、支保工3本で補強する。

得られた結果より、支保工配置図を図4に示す。

6. まとめ

本報告に示した成果は以下の通りである。

- (1) 仮想モデルを用いて、階上解体工法の支保工の計算方法を示した。
- (2) 階上解体工法において、支保工なしでは「NG」となる結果を示した。
- (3) 得られた計算結果から補強配置図を示した。

参考文献

- 1) 湯浅昇、解体工事の安全、建築防災、Vol.547、(2023) pp.2-11
- 2) 湯浅昇、持続可能な社会に帰する解体の方向性ー解体を工学にー、コンクリート工学、Vol.61、No.5、(2023) pp.425-430
- 3) 日本建築学会、鋼構造許容応力度設計規準、日本建築学会、(2019) p.5
- 4) 日本建築学会、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、日本建築学会、(1962) p.79

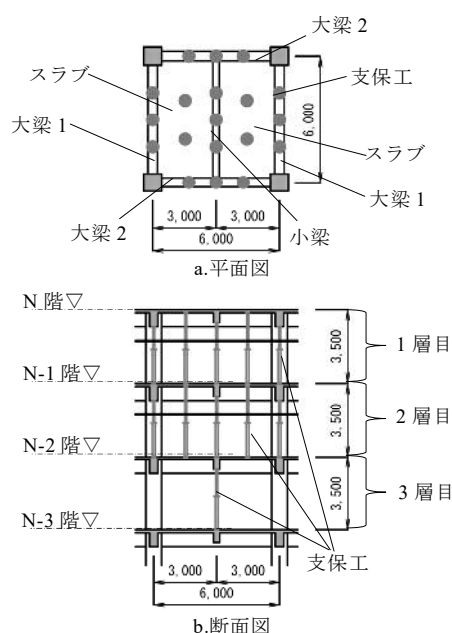


図4 補強配置図