

# 安全管理要項

## 1. 軽量支保梁の構造等の安全基準

(財団法人仮設工業会：軽量支保梁の構造等の安全基準と解説の抜粋)

### (1) 構造と寸法

軽量支保梁は、次の各号に適合すること。

- 1) スパン調整ができる構造とすること。
- 2) 梁の両端は、爪金具を備えるか、又は支持物へ取り付けられ、支持物より滑動又は脱落しないよう加工したものとする。
- 3) むくりがつけられる（スパン長さ  $1/200$  程度）構造とする。
- 4) 最大使用長さが 8 m 以下とする。
- 5) スパン調節梁の、内梁外梁の重なり代は、150 mm 以上とする。
- 6) 連結ピンは、直径 11 mm 以上とし、かつピンの抜け落ち防止のストッパーを設ける。
- 7) 爪金具には、ボルト、釘等で固定するための穴を設ける。

### (2) 使用基準

- 1) 軽量支保梁の許容曲げモーメント及び許容支点反力は、破壊に対して安全率が 2 以上
- 2) 支保梁に作用する荷重は、

#### 固定荷重

- 鉄筋コンクリートの重量（普通）： $2400 \text{ kg/m}^3$
- 型枠の重量（大引、根太、合板等）： $50 \text{ kg/m}^2$

#### 積載荷重（作業荷重）

打設方法等により異なり実情にあわせ算定する。

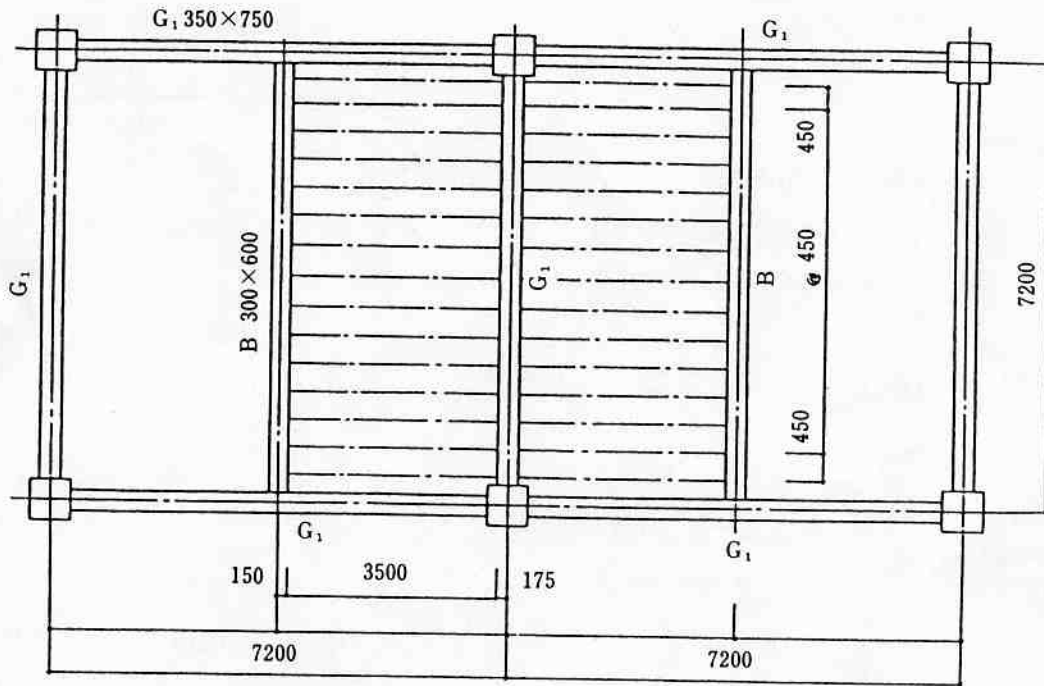
(安衛則第 240 条では、 $150 \text{ kg/m}^2$  以上)

対象部材の負担面積

$A \leq 1 \text{ m}^2$	積載荷重 $W = 350 \text{ kg/m}^2$
$1 \text{ m}^2 < A \leq 5 \text{ m}^2$	積載荷重 $W = (400 - 50 A) \text{ kg/m}^2$
$5 \text{ m}^2 < A$	積載荷重 $W = 150 \text{ kg/m}^2$

## 2. 軽量支保梁使用の梁型枠強度計算例

ホリ－ビーム A X 使用の場合 (例示)



### (1) 施工条件

1. 軀体スパン 7.2 m × 7.2 m

G<sub>1</sub> 梁 350 mm × 750 mm

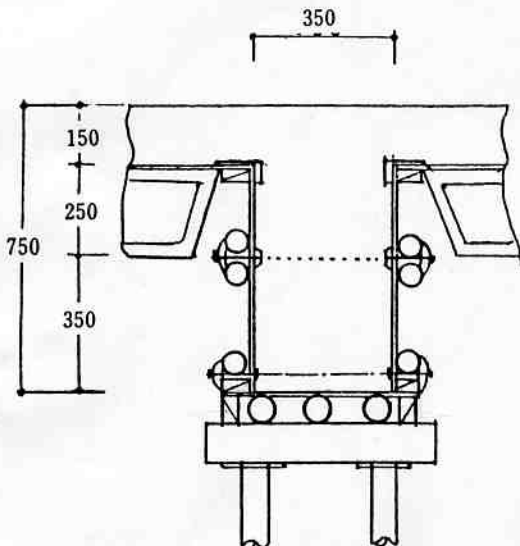
B 梁 300 mm × 600 mm

スラブ厚 150 mm

2. 普通コンクリート ポンプ車にて打設する

3. 使用部材 せき板 12 mm 合板

軽量支保梁 ホリ－ (株) ビーム A X 32 - 39



許容曲げモーメント 610 kg · m

許容端部反力 720 kg

梁側用端太  $\phi$  48.6 S T K 400 t = 2.3 mm 2 本使用

梁底根太  $\phi$  48.6 S T K 400 t = 2.3 mm

支 柱 P S 20 A (水平つなぎ 1 か所)

栈 木 30 × 50 mm

(2) 軽量支保梁の計算

a. 荷重

固定荷重：鉄筋コンクリート

$$\begin{array}{r} 0.15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2 \\ \underline{\quad\quad\quad} \\ 50 \text{ kg/m}^2 \\ \hline 410 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

積載荷重：(負担面積  $A = 0.45 \times 3.5 = 1.6 \text{ m}^2$ )

$$W = (400 - 50 A) = 400 - (50 \times 1.6) = 320 \text{ kg/m}^2$$

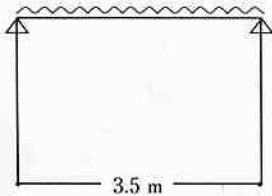
耐力検討用荷重  $W = 410 + 320 = 730 \text{ kg/m}^2$

b. 軽量支保梁 (ビーム A X 32 - 39) の検討

$$W = 730 \text{ kg/m}^2$$

$$w = 730 \times 0.45 = 329 \text{ kg/m}$$

$$w = 329 \text{ kg/m}$$



$$M = \frac{w l^2}{8} = \frac{329 \times 3.5^2}{8} = 504 \text{ kg} \cdot \text{m} < 610 \text{ kg} \cdot \text{m} \cdots \text{OK}$$

$$Q = \frac{w l}{2} = \frac{329 \times 3.5}{2} = 576 \text{ kg} < 720 \text{ kg} \cdots \cdots \text{OK}$$

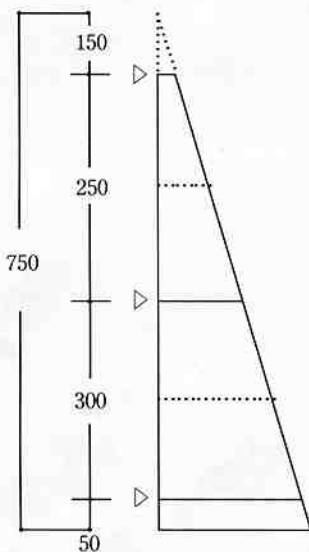
(3) 梁側の計算

a. 荷重

$$W = W \circ H = 2300 \times 0.15 = 345 \text{ kg/m}^2$$

$$W = W \circ H = 2300 \times 0.4 = 920 \text{ kg/m}^2$$

$$W = W \circ H = 2300 \times 0.7 = 1610 \text{ kg/m}^2$$



(2) 軽量支保梁の計算

a. 荷重

固定荷重：鉄筋コンクリート

$$0.15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$50 \text{ kg/m}^2$$

---


$$410 \text{ kg/m}^2$$

積載荷重：(負担面積  $A = 0.45 \times 3.5 = 1.6 \text{ m}^2$ )

$$W = (400 - 50 A) = 400 - (50 \times 1.6) = 320 \text{ kg/m}^2$$

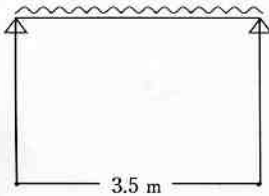
耐力検討用荷重  $W = 410 + 320 = 730 \text{ kg/m}^2$

b. 軽量支保梁 (ビーム A X 32 - 39) の検討

$$W = 730 \text{ kg/m}^2$$

$$w = 730 \times 0.45 = 329 \text{ kg/m}$$

$$w = 329 \text{ kg/m}$$



$$M = \frac{w \ell^2}{8} = \frac{329 \times 3.5^2}{8} = 504 \text{ kg} \cdot \text{m} < 610 \text{ kg} \cdot \text{m} \cdots \text{OK}$$

$$Q = \frac{w \ell}{2} = \frac{329 \times 3.5}{2} = 576 \text{ kg} < 720 \text{ kg} \cdots \cdots \text{OK}$$

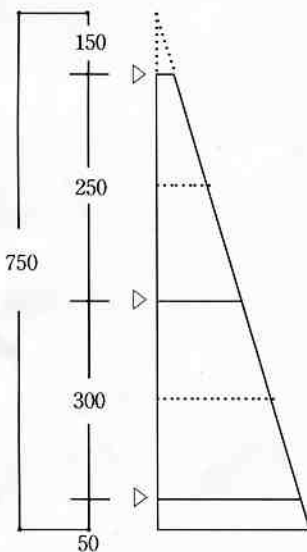
(3) 梁側の計算

a. 荷重

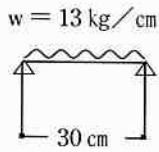
$$W = W \circ H = 2300 \times 0.15 = 345 \text{ kg/m}^2$$

$$W = W \circ H = 2300 \times 0.4 = 920 \text{ kg/m}^2$$

$$W = W \circ H = 2300 \times 0.7 = 1610 \text{ kg/m}^2$$



b. せき板の計算 (12 mm合板たて使い) 端太が合板表面繊維方向に平行



$$W = \frac{920 + 1610}{2} = 1265 \text{ kg/m}^2$$

$$w = 1265 \text{ kg/m}^2 \times 1 = 1265 \text{ kg/m} \doteq 13 \text{ kg/cm}$$

$$M = \frac{w \ell^2}{8} = \frac{13 \times 30^2}{8} = 1463 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$Q = \frac{w \ell}{2} = \frac{13 \times 30}{2} = 195 \text{ kg}$$

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{1463}{24} = 61 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 140 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

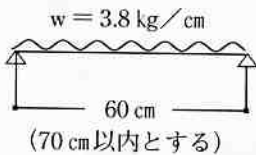
$$\tau = \frac{\alpha Q}{A} = \frac{1.5 \times 195}{120} = 2.4 < f_s = 12 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\delta = \frac{5 w \ell^4}{384EI} = \frac{5 \times 13 \times 30^4}{384 \times 7.0 \times 10^4 \times 14.4} = 0.14 < \delta f = 0.3 \text{ cm} \dots\dots \text{OK}$$

12 mm合板断面性能  
(1 m巾として)

A	=	120	cm <sup>2</sup>
Z	=	24	cm <sup>3</sup>
I	=	14.4	cm <sup>4</sup>
f <sub>b</sub>	=	140	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>s</sub>	=	12	kg/cm <sup>2</sup>
δf	=	0.3	cm
E	=	7.0 × 10 <sup>4</sup>	kg/cm <sup>2</sup>

c. 端太の計算 (φ 48.6 STK 400 t = 2.3)



$$w = 1265 \text{ kg/m}^2 \times 0.3 = 379.5 \text{ kg/m} = 3.8 \text{ kg/cm}$$

$$M = \frac{w \ell^2}{8} = \frac{3.8 \times 60^2}{8} = 1710 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$Q = \frac{w \ell}{2} = \frac{3.8 \times 60}{2} = 114 \text{ kg}$$

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{1710}{7.4} = 231.0 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 1600 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots \text{OK}$$

$$\tau = \frac{\alpha Q}{A} = \frac{2 \times 114}{6.6} = 34.5 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 900 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots \text{OK}$$

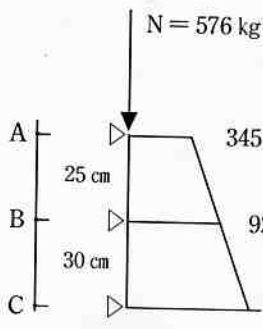
$$\delta = \frac{5 w \ell^4}{384EI} = \frac{5 \times 3.8 \times 60^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 17.9} = 0.01 \text{ cm} < \delta f = 0.3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

φ 48.6 t = 2.3 断面性能  
(2本使用)

A	=	6.6	cm <sup>2</sup>
Z	=	7.4	cm <sup>3</sup>
I	=	17.9	cm <sup>4</sup>
f <sub>b</sub>	=	1600	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>s</sub>	=	900	kg/cm <sup>2</sup>
δf	=	0.3	cm
E	=	2.1 × 10 <sup>6</sup>	kg/cm <sup>2</sup>

d. 梁側板合板の計算

軽量支保梁からくる軸力  $N = 567 \text{ kg}$



$$W_{AB} = \frac{(345 + 920)}{2} \times 0.45 = 284.6 \text{ kg/m} \approx 2.9 \text{ kg/cm}$$

$$M_{AB} = \frac{w \ell^2}{8} = \frac{2.9 \times 25^2}{8} = 227 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$W_{BC} = \frac{(920 + 1610)}{2} \times 0.45 = 569 \approx 5.7 \text{ kg/cm}$$

$$M_{BC} = \frac{w \ell^2}{8} = \frac{5.7 \times 30^2}{8} = 641 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$H = 25 \text{ cm}$$

細長比

$$\lambda = \frac{\ell k}{i} = \frac{25}{0.35} = 71.4$$

$$\frac{\ell k}{i} \leq 100 \text{ の場合}$$

許容座屈応力度

$$f_k = f_c (1 - 0.007 \lambda)$$

$$f_k = 80 (1 - 0.007 \times 71.4) = 40.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$H = 30 \text{ cm}$$

細長比

$$\lambda = \frac{\ell k}{i} = \frac{30}{0.35} = 85.7$$

$$f_k = 80 (1 - 0.007 \times 85.7) = 32.0 \text{ kg/cm}^2$$

断面積 (合板 12 mm 横使い)

$$A = 45 \times 1.2 = 54 \text{ cm}^2$$

断面係数

$$Z = \frac{bh^2}{6} = \frac{45 \times 1.2^2}{6} = 10.8 \text{ cm}^3$$

断面二次モーメント

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{45 \times 1.2^3}{12} = 6.43 \text{ cm}^4$$

断面二次半径

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{1.2}{\sqrt{12}} = 0.35 \text{ cm}$$

座屈長さ (cm)

$$\ell k = \ell$$

許容曲げ応力度

$$f_b = 140 \text{ kg/cm}^2$$

許容圧縮応力度 (中期)

$$\text{平均 } 215 \text{ kg/cm}^2$$

$$O F = 215 \times 0.75 = 161.25$$

$$f_c = 161.25 \times 1/2 = 80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{N}{A \cdot f_k} + \frac{M}{Z \cdot f_b} = \frac{576}{54 \times 32} + \frac{641}{10.8 \times 140} = 0.33 + 0.42 = 0.75 < 1 \dots\dots\dots \text{OK}$$

e. セパレーターの計算

(下段)  $w = 1610 \text{ kg/m}^2$

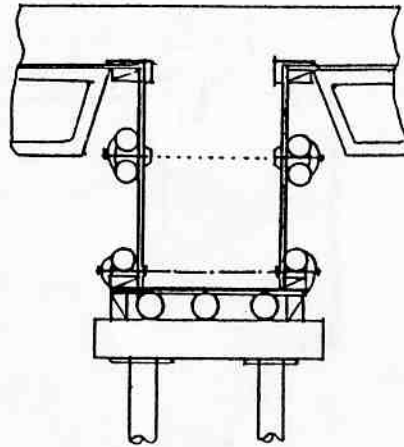
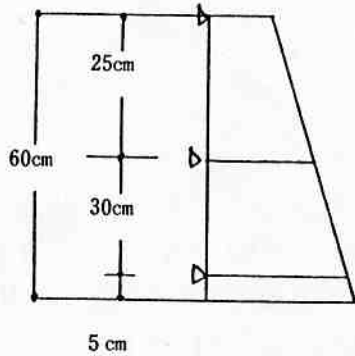
$$1 \text{ 本当りの荷重} = 1610 \times 0.6 = 966 \text{ kg} < 1400 \text{ kg/本} \dots\dots\dots \text{OK}$$

(上段)

$$1 \text{ 本当りの荷重} = 920 \times 0.6 = 552 \text{ kg} < 1400 \times 0.8 = 1120 \text{ kg/本} \dots\dots\dots \text{OK}$$

(セパレーター折曲げ加工のため割引く)

3. 型枠鉄筋工事の施工中に於ける  
軽量支保梁の側板の支持力



ビーム AX 32-29  
ヒーム間隔45cm

軽量支保梁型枠組立作業中に「スラブ材合板、ビーム材」及び「梁鉄筋材」をスラブ上に荷揚げを行う。

その場合のビーム1本にかかる許容される荷重の検討を行う。

(1) 側板の支持力の検討条件

- a. 軽量支保梁 (ビーム AX 32 - 39) 3.5 m
- b. ビームの間隔 45 cm
- c. 施工中にビーム (ベニヤが張られた状態) にかかる荷重 340 kg / ビーム支持点1箇所

(ビーム負担面積 =  $0.45 \times 3.5 = 1.6 \text{ m}^2$ )

ビーム本体 28 kg / 本 = 28.0 kg

せき板  $12 \text{ kg} / \text{m}^2 \times 1.6 \text{ m}^2 = 19.2 \text{ kg}$

\* 積載荷重  $250 \text{ kg} / \text{m}^2 \times 1.6 \text{ m}^2 = 400.0 \text{ kg}$

(型枠材、ビーム材又は鉄筋の重量)

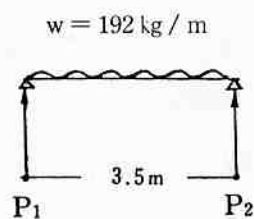
作業時の衝撃荷重  $447.2 \times 0.5 = 223.6 \text{ kg}$

合計 = 670.8 kg

\*この仮定については、現場の実状に合った数値をとる。

d. 軽量支保梁の検討

(ビームの許容曲げモーメント =  $610 \text{ kg} \cdot \text{m}$ )



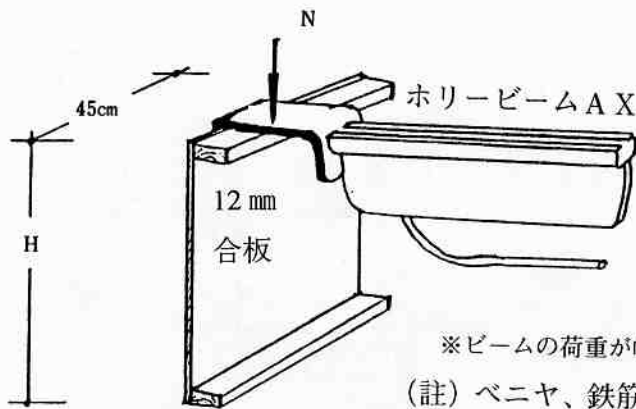
$$P_1 = P_2 = 670.8 \div 2 \approx 335.4 \text{ kg}$$

$$w = 670.8 \div 3.5 = 192 \text{ kg} / \text{m}$$

$$M = \frac{w \ell^2}{8} = \frac{192 \times 3.5^2}{8} = 294 \text{ kg} \cdot \text{m} < 610 \text{ kg} \cdot \text{m} \cdots \text{OK}$$

(2) 梁側板の検討

a. 側板の支持力



※ビームの荷重が幅 45 cm の合板に垂直にかかるかと仮定する。  
 (註) ベニヤ、鉄筋等の荷揚げ用スラブとして使用するときは、短期許容応力で検討する。

合板 12 mm

$$A = 45 \times 1.2 = 54 \text{ cm}^2$$

$$Z = \frac{bh^2}{6} = \frac{45 \times 1.2^2}{6} = 10.8 \text{ cm}^3$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{45 \times 1.2^3}{12} = 6.48 \text{ cm}^4$$

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{1.2}{\sqrt{12}} = 0.35 \text{ cm}$$

$l k = l$

許容圧縮応力度 (短期)  
 平均 215 kg / cm<sup>2</sup>

$$O F = 215 \times 0.75 = 161.25$$

$$f c = 161.25 \times 2/3 = 107.5 \approx 105 \text{ kg/cm}^2$$

H = 70 cm の場合

$$\lambda = \frac{l k}{i} = \frac{70}{0.35} = 200 \text{ (安衛則第 241 条)}$$

$\frac{l k}{i} > 100$  の場合

$$f k = \frac{0.3 f c}{\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2} = \frac{0.3 \times 105}{\left(\frac{200}{100}\right)^2} = \frac{31.5}{4} = 7.9$$

$$\frac{N}{A \cdot f k} = \frac{340}{54 \times 7.9} = 0.8 < 1 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(安衛則第 241 条)

H = 75 cm の場合

$$\lambda = \frac{l k}{i} = \frac{75}{0.35} = 214 \quad f k = \frac{0.3 \times 105}{\left(\frac{214}{100}\right)^2} = 6.9 \quad \frac{N}{A \cdot f k} = \frac{340}{54 \times 6.9} = 0.91 < 1 \dots\dots \text{OK}$$

(安衛則第 241 条)

計算値からは、作業時の衝撃荷重を見て、梁の高さ 75 cm まではビーム 1 本に対して、等分布荷重と考えて (1) c で 仮定した

積載荷重 = 400 kg、衝撃荷重 = 223 kg、はもつことになる。

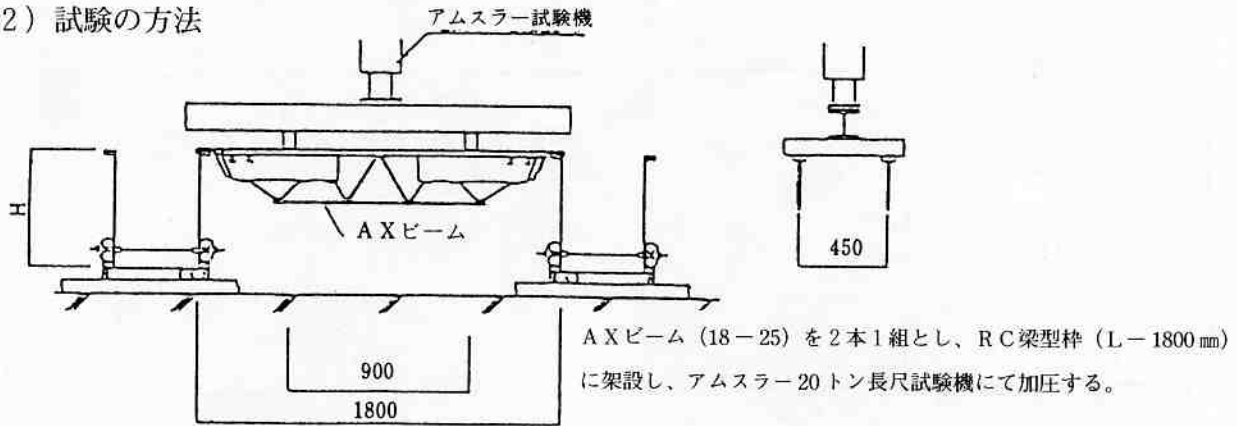
ただし、ビームの上にベニヤの張られていない状態 (荷受用先行スラブ型枠組立の場合) では出来るだけビームの中央部に載荷する。

(3) 合板梁側板の支持耐力実験 (ホリー (株) の実験資料より抜粋)

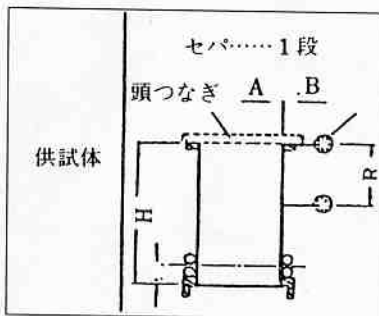
R C造で型枠工事に軽量支保梁を使用する場合、スラブのベニヤ張り及び梁鉄筋を配筋するまで、梁側中間締のセパレーターが取り付けられない。その状態で梁側板の高さ別での最大強度を確認し、理論値と比較して、実施工上の基準とするために実験を行った。

1) 試験日時・場所 昭和62年4月10日 ホリー (株) 群馬工場 試験室

2) 試験の方法

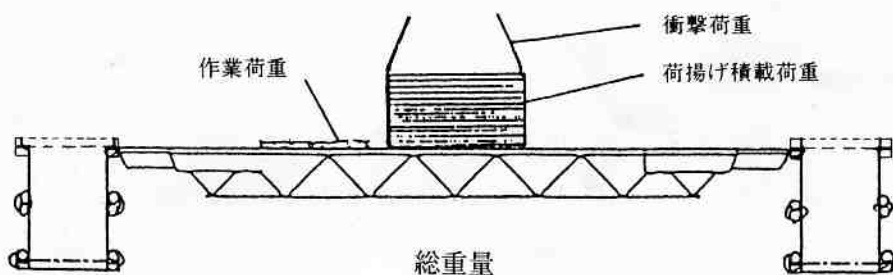


3) 供試体の形状及び試験強度



梁せい (H cm)	最大強度 (kg/本)	合板
45	3370	⊥
60	2405	⊥
75	2035	⊥
90	1695	⊥
100	2720	∥

4) 実験の考察



★総荷重は、ビーム1本当りの強度 (長期) より求める。

(AX 39-46の一番不利な条件) 中央集中の場合

$$M = \frac{P l}{4} \rightarrow P = \frac{4 M}{l} = \frac{4 \times 650}{4.6} = 565 \text{ kg (長期)}$$

$$565 \text{ kg} \times 1.5 = 847.5 = 847 \text{ kg (短期)}$$

$$\text{総荷重} = \text{荷揚げ積載荷重 (W)} + \text{衝撃荷重 (0.5 W)} + \text{作業荷重 (170 kg)} \quad \text{①}$$

$$\star \text{荷揚げ積載荷重 (W)} = \frac{(847 - 170)}{1.5} = 451 \text{ kg} = 450 \text{ kg}$$

イ. 載荷重がビームのほぼ中央に載る場合

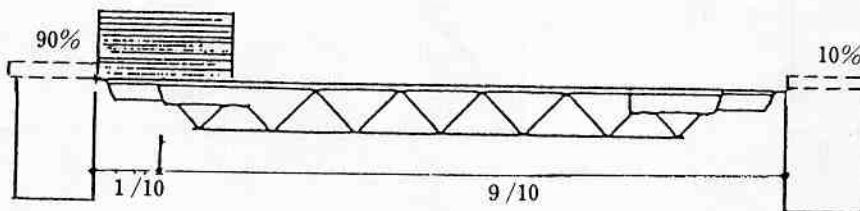
梁 成 H cm	最大強度 (実験値) kg/ビーム 1 本	合 板	総荷重kg (荷揚げ積載荷重)	安全率
45	3370	⊥	847 (450)	4.0
60	2405	⊥		2.8
75	2035	⊥		2.4
90	1695	⊥		2.0

⊥: 合板にかかる荷重方向が表面木理方向に直行。

安全率は、梁成 75 cm までは 2 倍以上であり問題ない。

梁成が 75 cm を超える梁側板には、縦積木を入れて補強の措置が必要。

ロ. 載荷物がビームの端部へ片寄っている場合



総荷重は、計算より求める。

$$\text{実験値より、} \quad P \text{ max} = 2,035 \text{ kg} \div 2 = 1,017.5 \text{ kg (片側)}$$

$$P = 1,017.5 \text{ kg} \div 2.4 = 423.96 \text{ kg} \approx 423 \text{ kg} \quad (\text{注) 安全率は合板の頻度を考慮し、2.4 とする。})$$

(側板 H 75 cm の場合の短期許容支持強度)

①式より

$$\star \text{荷揚げ積載荷重 (W)} = \frac{(423 - 85)}{1.5} = 225.3 \text{ kg}$$

前図の様にビームに載せた状態では  $225.3 \text{ kg} \times \frac{1}{0.9} = 250.3 = 250 \text{ kg}$  となる。

(5) まとめ

- 1) 荷揚げ積載荷重がA Xビームの中央に載る場合は、ビーム1本当たり 450 kgとなる。
- 2) 荷揚げ積載荷重がA Xビームの端部へ片寄って載る場合は、ビーム1本当たり 250 kgとなる。
- 3) 梁型枠の組立条件
  - ① 梁型枠の最下部のセパレーターは、必ず取り付け端太パイプで固定する。
  - ② 梁型枠の上段のセパレーターの取り付け位置に端太パイプを取り付け剛性を増す。
  - ③ 梁型枠のベニヤは、いたんだ合板や劣化した合板を使用しない。
  - ④ 梁天端のひらき止めを3 m間隔に設ける。

4. RC造の型枠工事における軽量支保梁（ホリーA Xビーム）の施工上の注意点

型枠の計算及び実験結果に基づき、型枠計画及び施工業者の施工要領書の検討、打合わせ時に次の点に配慮する。

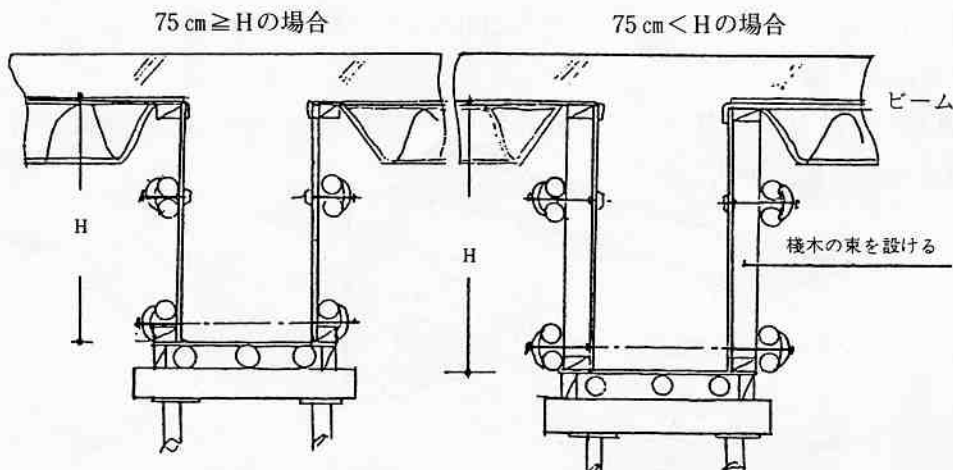
- (1) 軽量支保梁を梁合板側板へ支持させる工法で、ビームの支持点にかかる許容荷重は、225 kg/ビーム支持点1箇所を目安とする。
- (2) 型枠施工計画時には、規模、工期、作業員の配員等を考慮に入れて、型枠資材の荷受け場所及び次スパンのビーム組立て作業場所として「先行スラブの箇所」を選定する。  
※ただし乗り入れ構台を設けた場合を除く。

(先行スラブのスパンの選定条件)

1. 梁に間仕切壁、下り壁の付かないスラブ。スラブの架け始めとして作業性のあるスパン。
2. 外回りの梁（返し壁の遅れる壁の付いた梁）にビームを支持させないスパン。
3. 壁型枠がまとめられビームを支持させる梁側板が固定できるスパン。

- (3) 梁合板側板の高さは、75 cmを最大とする。

高さ75 cmを超える側板は、ビーム支持金物の取り付け部に栈木の束を設けるか、又は支持可能な措置をとる。

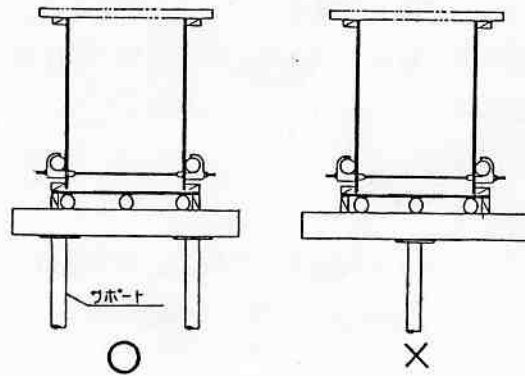


- (4) 梁下サポートをダブルに立て倒壊防止のための根がらみ、水平つなぎ、筋違いを取り付け脚部の滑動を防止し、高さ3.5 m以上の場合は、高さ2 m以内ごとに水平つなぎ、筋違いを設け変位を防止する。

正しいサポートの建て方

悪いサポートの建て方

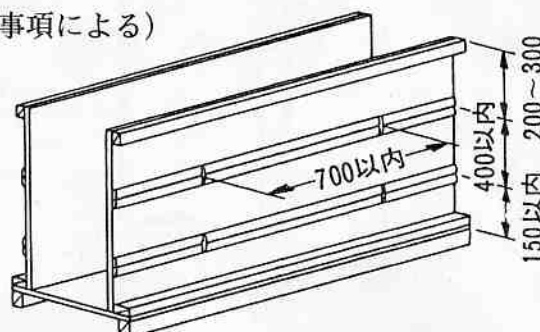
(安衛則第242条)



- (5) 梁型枠は、梁側板でスラブ重量を支持するため、次の事項を厳守する。

1. 梁型枠側板部は、上載荷重による傾き及び変位を防止するため、施工対象の梁に対し、最低2箇所かつ3 m以内の間隔ごとに斜材が設けられており、その斜材は、水平に対し45度ないし60度の範囲で確実に取り付けられているものであること。  
 なお、その措置が講じ難いときは、横端太を取り付け（上段の横端太は、Pコンを使用し取り付け）、梁天端に開き止め桟木を最低2ヶ所かつ3 m以内の間隔ごとに取り付け補強する。レッカー等の揚重機を使用して柱型枠に組付ける。
2. 壁付き梁型枠の側板は、梁側の締めセパレーターを取り付け（中間締の必要な梁側は端太のみ）、ワイヤー又はチェーン、サポート等により倒壊防止を行う。（図-1例示）
3. 側板の合板は、いたんだ合板や劣化した合板を使用しない。
4. 梁側型枠の側板のセパレーターは、垂直方向400 mm、水平方向700 mm以内の間隔で取り付ける。ただし上から一段目のセパレーターは200 mm～300 mm、下段のセパレーターは梁底から150 mm以内とする。

（安衛則242条第11号に基づき、昭和57年9月27日付東京労働基準局の届受理に係わる取扱措置事項による）



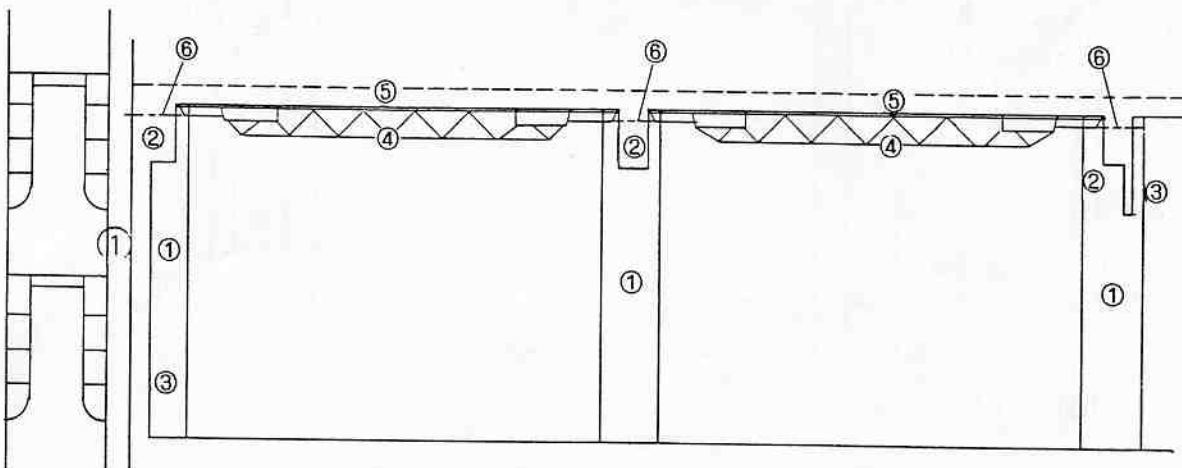
(6) 荷受け用先行スラブ（次スパン用のビームの組立て場所及びベニヤ板置場）の組立て時の注意点

1. 下階のコンクリート面でビームを組立て、梁側型枠上に引き揚げセットする時には、墜落、落下防止に細心の注意を払う。
2. セットしたビーム上にスラブ用のベニヤを載せる時には、足場敷板作業床の上、及び梁型枠の中で玉掛けワイヤ外し等の荷受け作業を行う。最大積載荷重 600 kgとする。
3. スラブベニヤ張りは、柱と柱の間の大梁側から平行に中央へと順次張り進む。  
(スラブのベニヤ張りの完了したスパンに資材を荷受けする場合、p 28 6. 材料の荷揚げ上の注意点を参照)

(7) 型枠組立の一般的な作業手順

軽量支保梁を梁側板に架ける場合は、原則として梁型枠を固定した状態で行う。

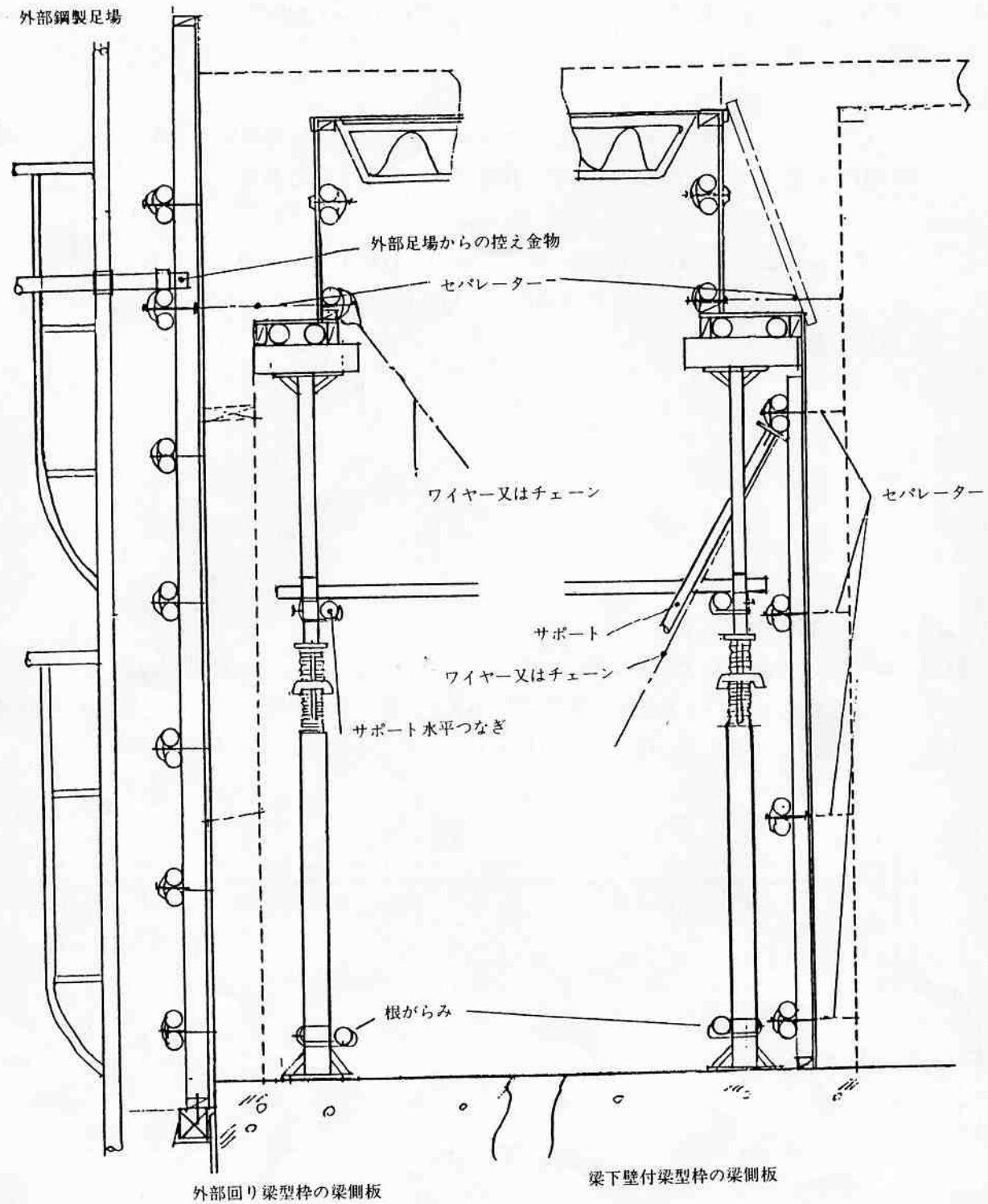
ただし、型枠組立工期、外部の仕上等により、組立作業手順が異なる場合、担当者は、型枠施工業者と型枠施工の過程での組立作業の状態と鉄筋組立作業の状態の安全性を確認する。



一般的無作業手順

1. 柱・外部型枠組立→ 2. 一般大梁・小梁、下り壁片型枠組立→ (壁鉄筋の配筋)
3. 壁返し型枠組立→ 4. 軽量支保梁架設→ 5. スラブベニヤ張り→ (梁鉄筋の配筋)
6. 上段セパレーターの固定→ (スラブ筋の配筋)

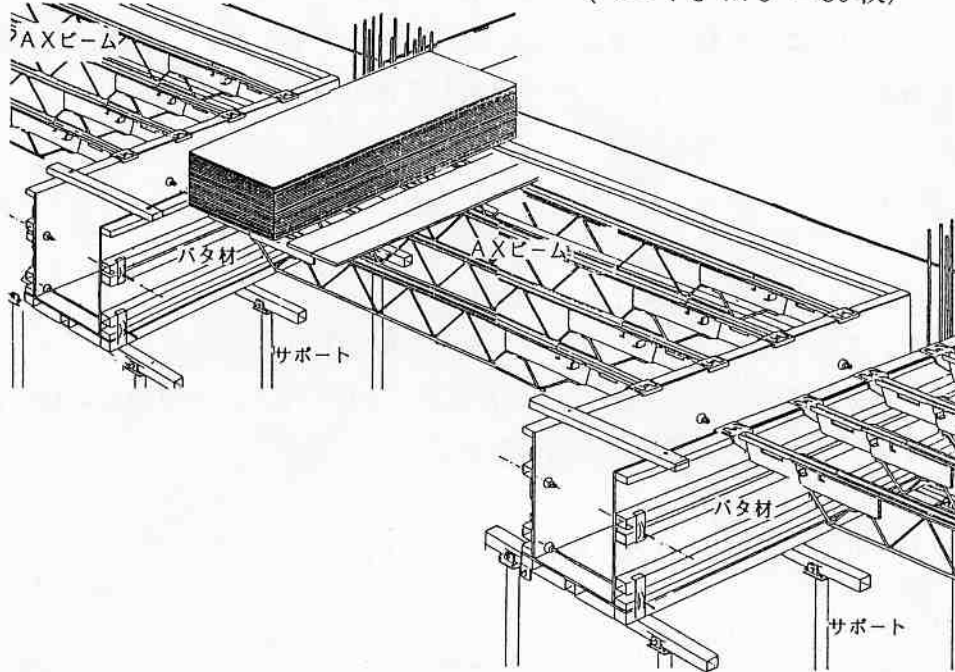
壁付き梁型枠の補強 (例示) 図-1



## 5. 材料等の荷揚げ上の注意点

### (1) 荷受け用先行スラブの場合の荷揚げ

最大積載荷重 600 kg  
(ベニヤ 3' × 6' = 50 枚)



★ビーム上に荷揚げを行う場合は「点検事項」を確認する。

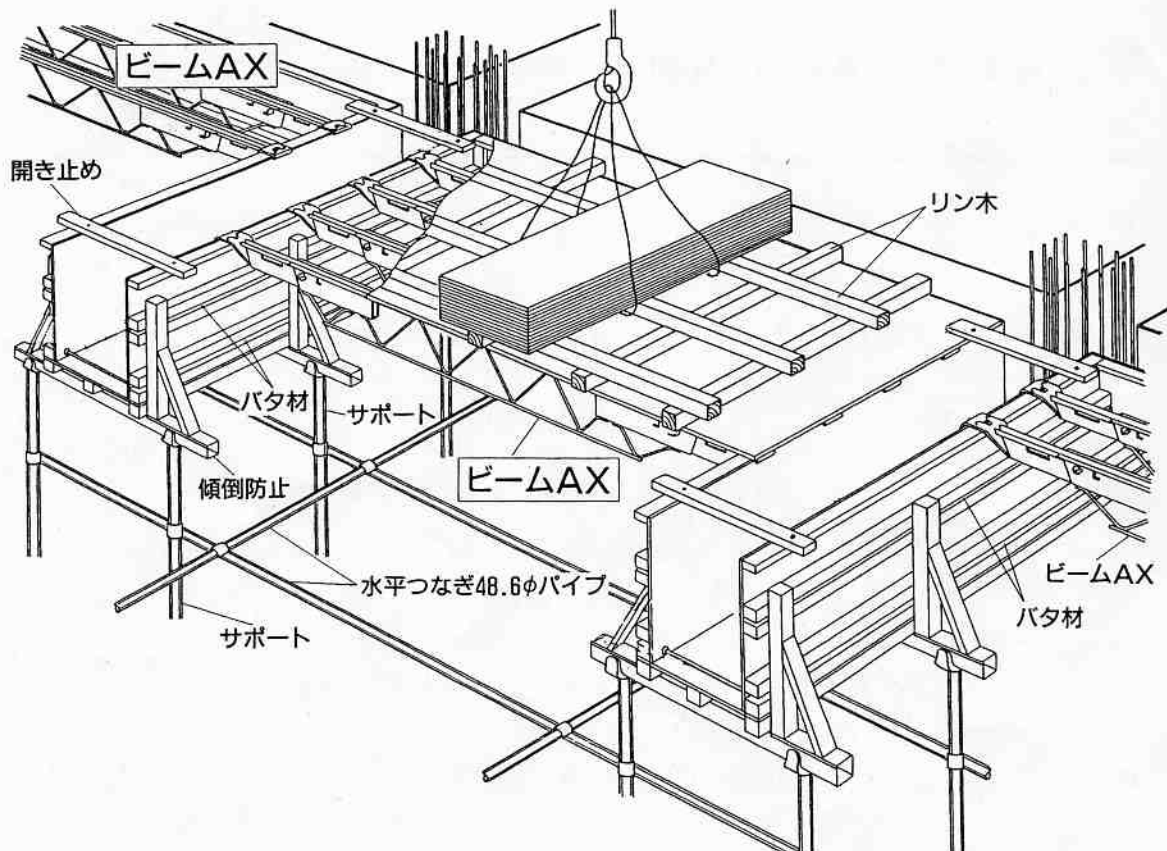
点検事項	細目 (あるべき姿)	評価 ○ ×	是正処置
1. 梁型枠	1. 最下部はセパレーター及び端太で固定されている		
	2. 上段セパレーターの位置に端太を取り付けている		
	3. 梁天端に開き止め桟木を最低2ヶ所かつ3 m 間隔以内に取り付けている		
	4. 壁付き部分の倒壊防止措置がとられている		
2. サポート等	1. 梁下サポートは所定の本数で固定されている		
3. ビーム	1. ビームの間隔は正確な位置に固定している		
4. 荷揚げ	1. 玉掛けワイヤは2点吊で行っている		
	2. 足場板作業床及び梁型枠内で作業(歩行)している		
	3. 最大積載荷重 600 kg を厳守している		

## (2) スラブのベニヤ張りが完了した場合の荷揚げ

1. ビーム1本当たり 400 kgとし、最大積載荷重 (ベニヤ3'×6'=100枚) 1200 kg  
 荷重位置は、出来るだけスパンのほぼ中央とする。  
 ★現場へ新品のベニヤを納入させる時に、納入業者へ予めベニヤ50枚ごとに枕木を入れて  
 納入するよう指示しておくことベニヤを分散して卸すことができる。
2. 次スパン用のビーム材は、ビーム1本当たり 400 kgの負担で分散して荷重する。
3. 梁鉄筋材は、1梱包 600 kgに分散して荷重する。  
 梁天端の開き止め枕木は、梁鉄筋組立て直前に取り外す。  
 ★梁鉄筋を組立て型枠内に落とし込んだ後、ただちに上段のセパレーターを取り付け、座ナット  
 を締めて固定し、スラブ鉄筋の配筋に着手する。

### (確認事項)

- ★スラブ上へ荷重する時は、「点検項目」で再確認する。



(3) 型枠組立手順と留意点

R C造の型枠工事における軽量支保梁型枠組立フローチャート

