

公益財団法人鳥取県建設技術センター
令和7年7月23日・24日「やさしい構造力学(2日間)」



やさしい構造力学

横浜国立大学 総合学術高等研究院 豊饒な社会研究センター

元気なインフラ研究所

所長/客員教授 松永昭吾

(株式会社インフラ・ラボ代表取締役)

目的と研修科目



【目的】擁壁等の構造物の設計の考え方や施工上必要となる基礎的な構造計算の方法など、新人技術者に必要となる構造力学の基礎を学ぶ。

【研修科目】

- 基礎理論の概説
- 土木設計実務と構造力学との関係
- 断面計算、応力計算

構造力学の基礎を学ぶ理由



- 構造物の多くが人や車、列車などの荷重、土圧や水圧などの作用力に抵抗するように作られる。
- 構造物が「作用力」を上回る「抵抗力」を確保するために構造力学を学ぶ。
- 構造力学を理解するポイントの一つは、計算する前に力の流れ（大きさと向き）を想像してみること。
- そして、人間は必ずミスをする。最近ではパソコンの便利なソフトで構造計算を行うことが多い。疲れてくると入力ミス、単位の間違をおかしたり、適用範囲外の計算方法を採用してしまったりする。
- そのため、ミスを見つけるチェック能力が不可欠。その能力の一つが、「感覚(相場感・経験)」、もうひとつが簡易に「概算できる能力」。

本研修の内容



第1章：構造物と力

第2章：梁の外力

第3章：梁の内力

第4章：梁を解く

第5章：梁に生じる応力

第6章：応力と材料の強さ

第7章：梁のたわみ

第8章：連続梁とラーメン

これらの内容を題材として、出来るだけ身近にある事象を取り入れて進めて行きたいと思います。

初日の内容 (進捗に応じて変更の可能性有り)



第1章：構造物と力

第2章：梁の外力

第3章：梁の内力

第4章：梁を解く

第5章：梁に生じる応力

第6章：応力と材料の強さ

第7章：梁のたわみ

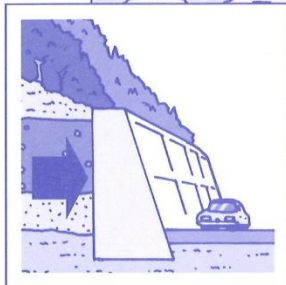
第8章：連続梁とラーメン

テスト

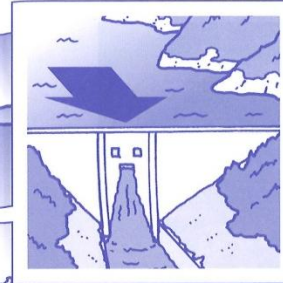
身の回りにおける土木構造物に作用する力



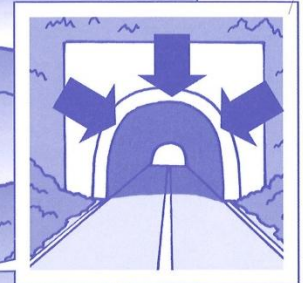
身のまわりにある
土木構造物に
作用する力



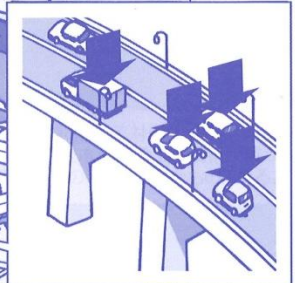
擁壁に作用する土の力



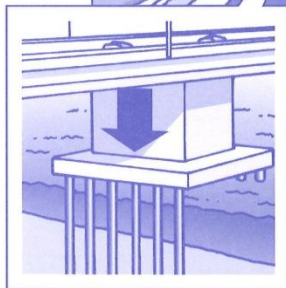
ダムに作用する水の力



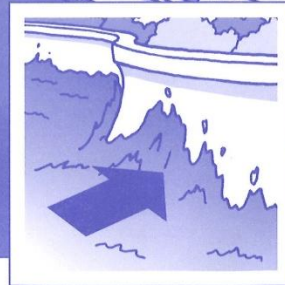
トンネルに作用する土の力



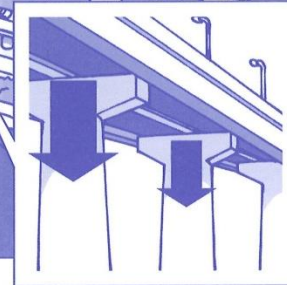
橋に作用する自動車の重さ



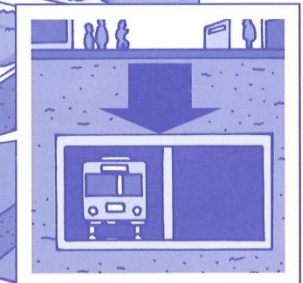
杭に作用する上部の構造物
からの力



防波堤に作用する波の力



橋脚に作用する橋の重さ



市街地トンネルに作用する
土や地上からの力

力の3要素

①大きさ

②方向

③作用点(位置)

作用と反作用

作用力と反作用力



反作用力

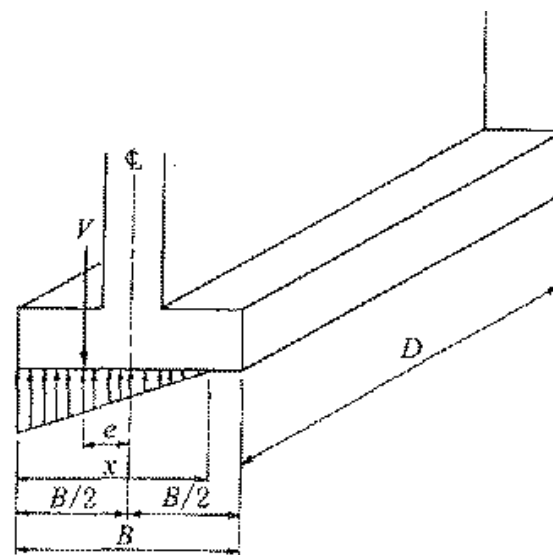


図-解 9.6.1 基礎底面の地盤反力度分布

第1章：構造物と力

第1章：構造物と力（基本的構造物と特徴）



[構造物→力を支えるための工作物]

ダム・堤防→川の水をためたりあふれるのを防ぐ工作物

道路・鉄道・橋・トンネル→歩行者・自動車・列車などを通す工作物

擁壁→土が崩れるのを防ぐ工作物

ダム



河川堤防



トンネル



擁壁(抗土圧構造物)

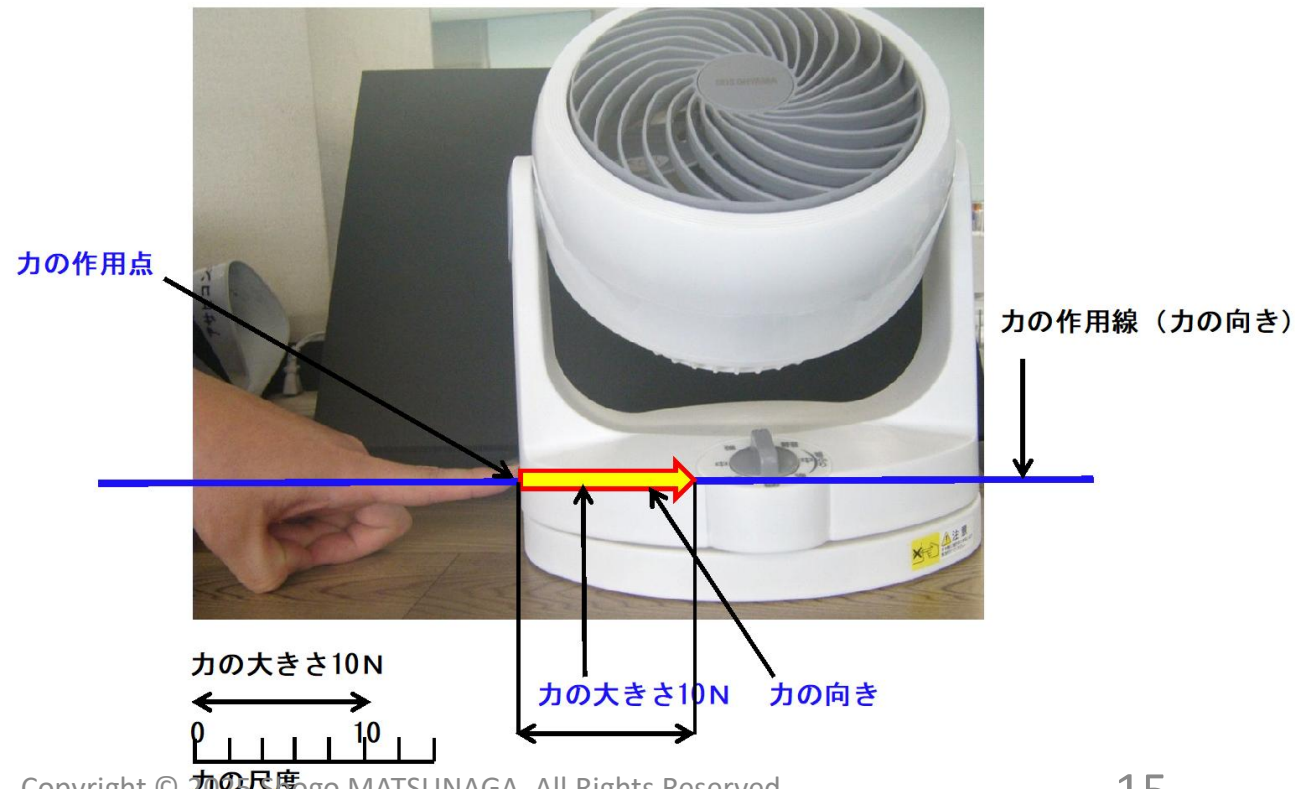


第1章：構造物と力（力の3要素）



力の働き（作用）を表すには、①作用点（力の働く点）、②力の向き、③力の大きさを示さなければならない。これらを力の3要素という

青字：力の3要素



第1章：構造物と力（力の大きさと重力の大きさ）

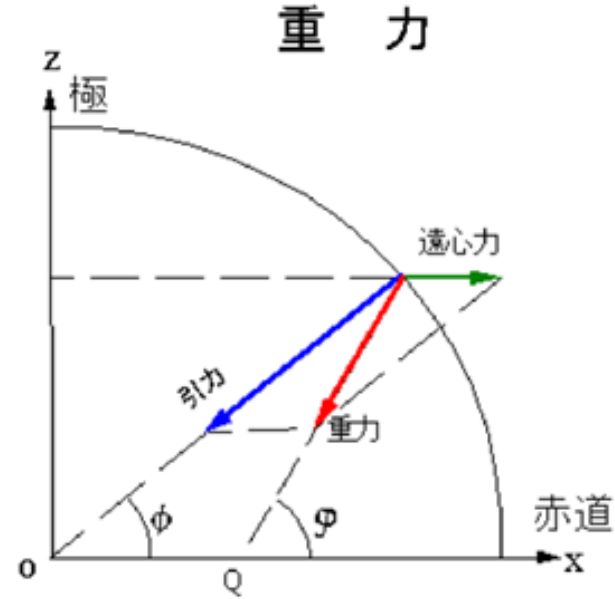


物体が受ける力の大きさ F [N] は、物体の質量を m [kg]、物体に生じる加速度を a [m/s^2] とすると、 $F = m \cdot a$ [N] で表される。

また、地球上では常に重力加速度 $g = 9.8m/s^2$ を受けているので、地球上の質量 m に働く重力の大きさ P [N] は、 $P = 9.8 \cdot m$ [N] で表される。よって、重力加速度が違えば、重力の大きさも違う。

建設分野では、この P が構造物に作用する時、この P を荷重と呼ぶ。1kgの質量に $1m/s^2$ の加速度が作用する時、1Nとなる。

第1章：構造物と力（引力と重力と質量）



重力は（引力
遠心力）の合力である

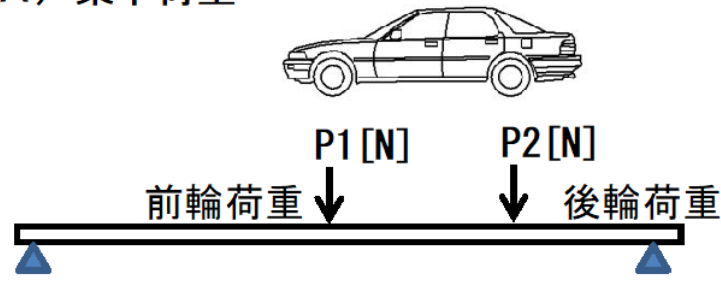
質量は、物体の本質的に持っている量であり、どんな場所でも一定である。質量は m [kg] で表される。

第1章：構造物と力（外力荷重の種類）

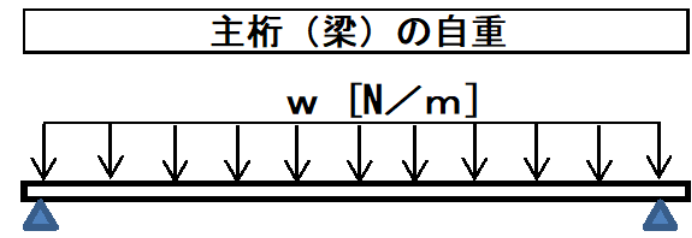


構造物に外から作用する力を外力という。外力には荷重と反力がある。

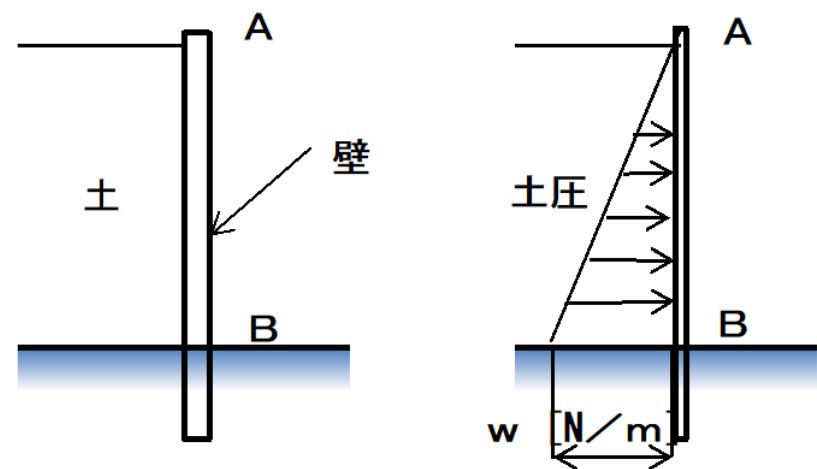
(A) 集中荷重



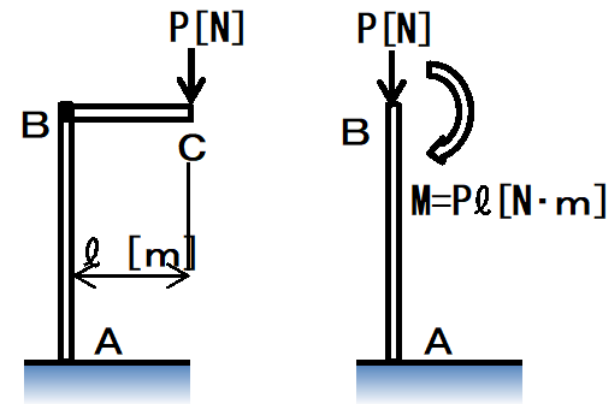
(B) 等分布荷重



(C) 等変分布荷重



(D) モーメント荷重

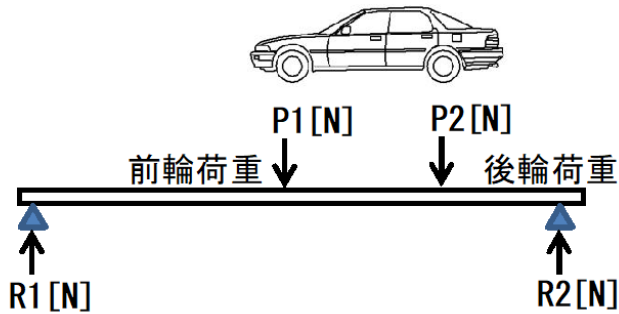


第1章：構造物と力（外力反力の種類）

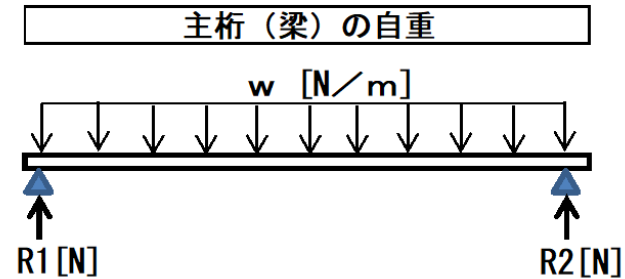


反力は構造物を支える力であり、他の構造物や地盤から作用する。

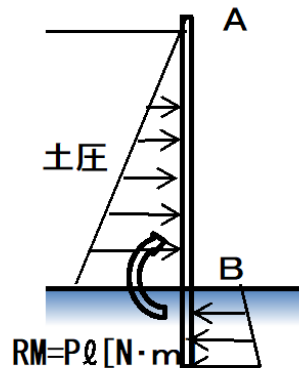
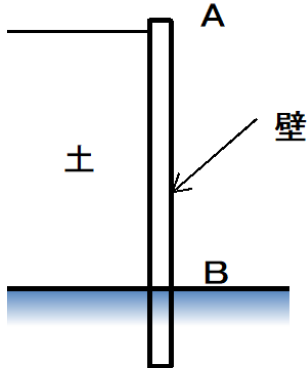
(A) 集中荷重反力



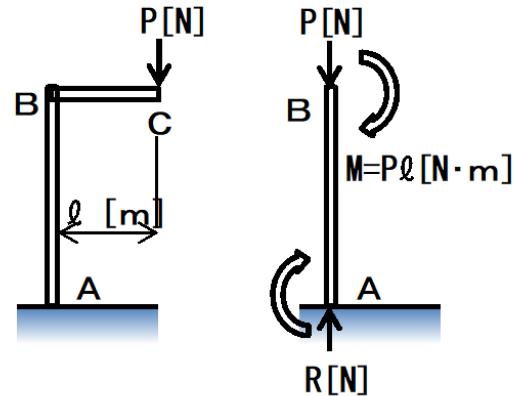
(B) 等分布荷重反力



(C) 等変分布荷重反力



(D) モーメント荷重反力



第1章：構造物と力（次元（dimension）と単位）



構造力学で次元（dimension）と単位を理解しておくことは重要です。次元とは、「物理量の基本的な性格を表すもの」です。それ以上さかのぼって共通の性質を見つけることが出来ない、独立した記号で以下で表します。

長さ（長さの次元は記号Lで表す）

質量（質量の次元は記号Mで表す）

時間（時間の次元は記号Tで表す）

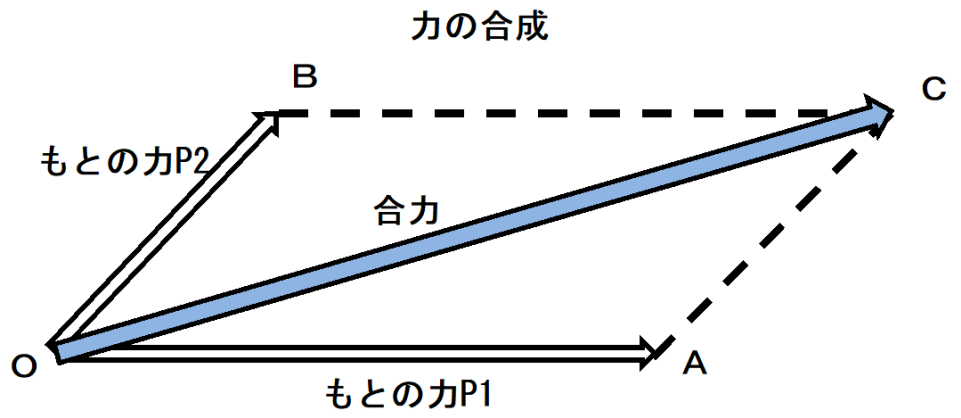
分布荷重の次元は $w = N/m$ (M/L)

単位は、対象で表現している枠組みである。

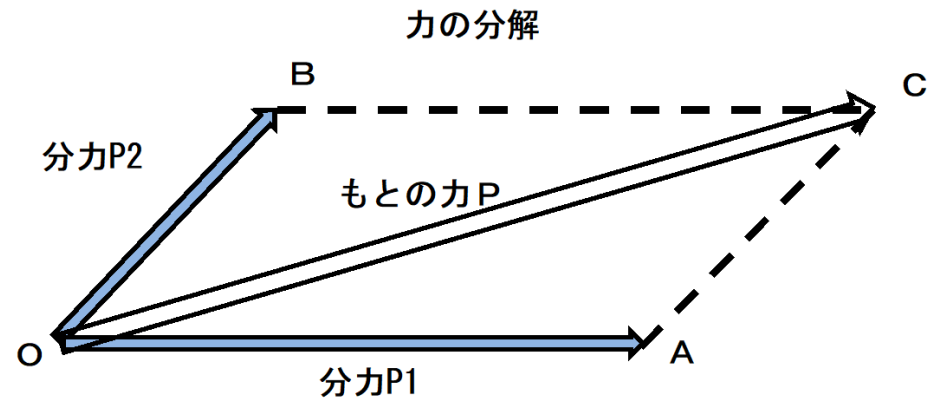
第1章：構造物と力（1点に作用する力の合成と分解）



二つ以上の力と同じ働きをする一つの力を合力といい、合力を求めることを**力の合成**という。



上記とは逆に、一つの力を、これと同じ働きをする二つ以上の力に分けることを、**力の分解**という。分けられた力は分力。

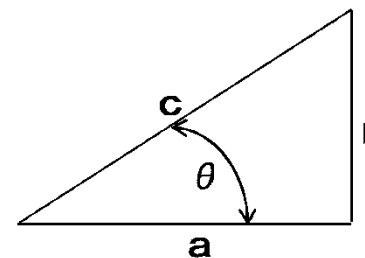
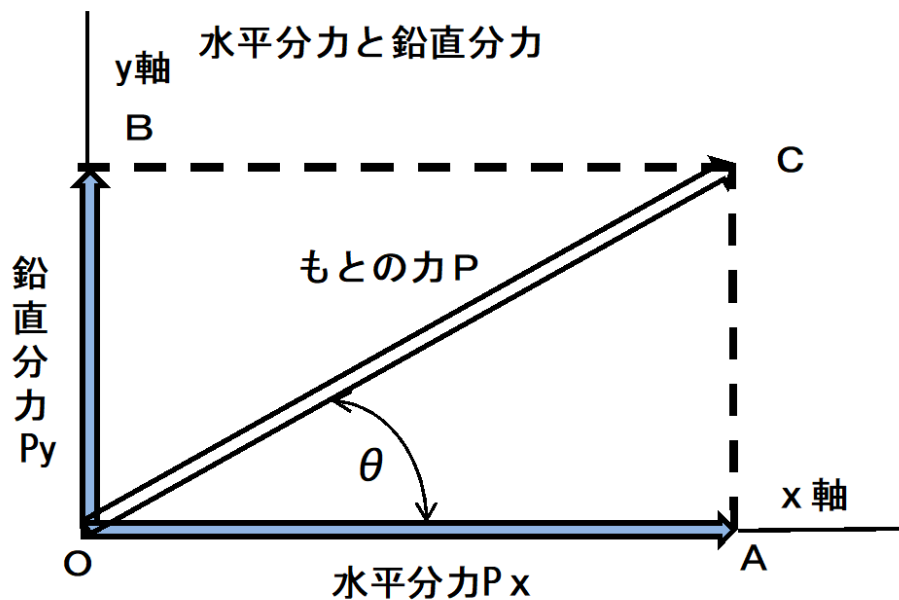


第1章：構造物と力 (力の水平分力と鉛直分力)



直交する x 軸、 y 軸に対して、 x 軸から角度 θ の方向にある大きさ P の力を、水平方向の分力 P_x と鉛直方向の分力 P_y に分解した時、 P_x を水平分力、 P_y を鉛直分力という。

水平方向は**右向きを正**、鉛直方向は**上向きを正**とする。



$$\sin \theta = \frac{b}{c}$$

$$\cos \theta = \frac{a}{c}$$

$$\tan \theta = \frac{b}{a}$$

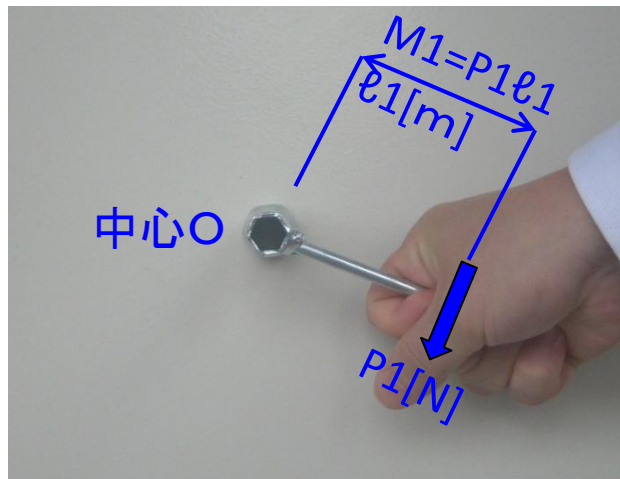
水平分力 $P_x = P \cos \theta$

鉛直分力 $P_y = P \sin \theta$

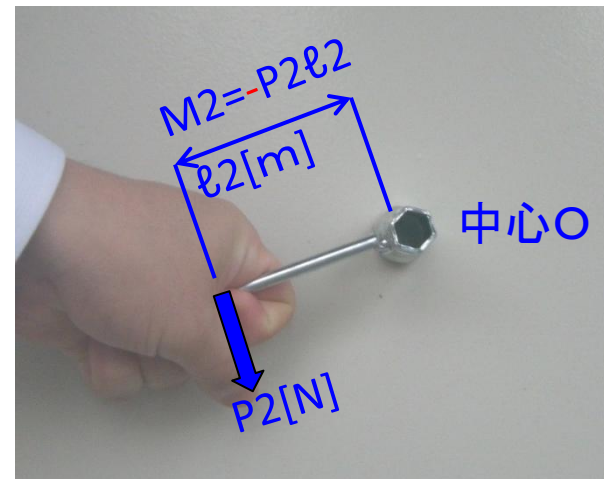
第1章：構造物と力 (力のモーメント)



ある点を回転させようとする作用を力のモーメントという。力の大きさを P [N]、回転の中心 O から力 P までの作用線までの距離を ℓ [m] とすると、点 O に対する力のモーメントの大きさ M_o [N・m] は $M_o = P \ell$ となる。時計回りを正、反時計回りを負とする。



正の曲げモーメント



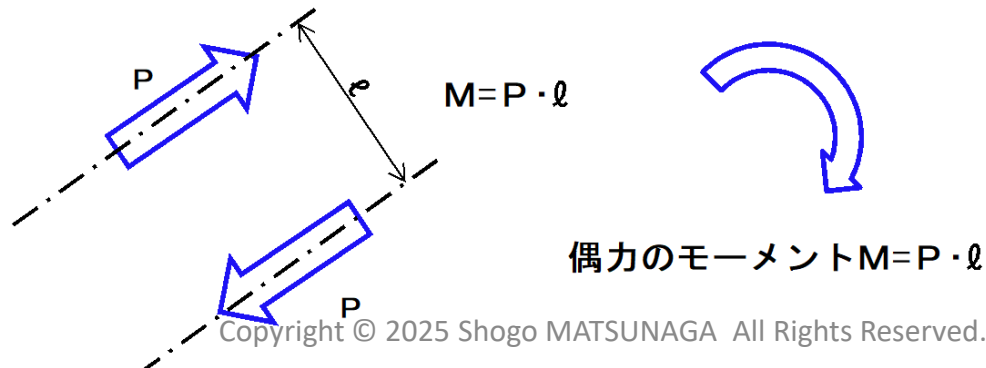
負の曲げモーメント

第1章：構造物と力 (偶力のモーメント)

下図のように大きさが等しく作用線が平行で、互いに逆向きの2力を偶力という。物体を移動させようとする働きはないが、物体をその位置で回転させようとする働きがある。これを偶力のモーメントという。偶力のモーメントは、 $M = P \cdot \ell$ [N・m] で表され、時計回りを正、反時計回りを負とする。

偶力のモーメントは、回転の中心をどこにとって計算しても、その値が変わらないという特徴がある。

偶力と偶力のモーメント



第1章：構造物と力（力の釣合い3条件）



一つの物体に二つ以上の力が作用して静止している時、この物体に作用している全ての力は釣り合っていて、この物体は釣合いの状態にあるという。

複数の力が釣り合っているとき、下記の3条件を満足している。

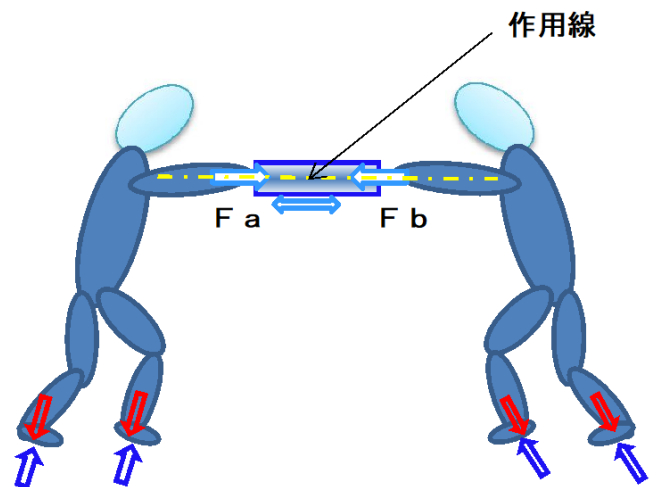
- ①水平分力の和がゼロである。
- ②鉛直分力の和がゼロである。
- ③力のモーメントの和がゼロである。

これらを「力の釣合い3条件」という。3条件で方程式を導き、反力などの未知の力を求めることができる。釣合いの3条件から導くことができる構造を、「静定構造」3条件だけでは求めることが出来ない構造を、「不静定構造」という。

第1章：構造物と力（力の釣合い3条件）

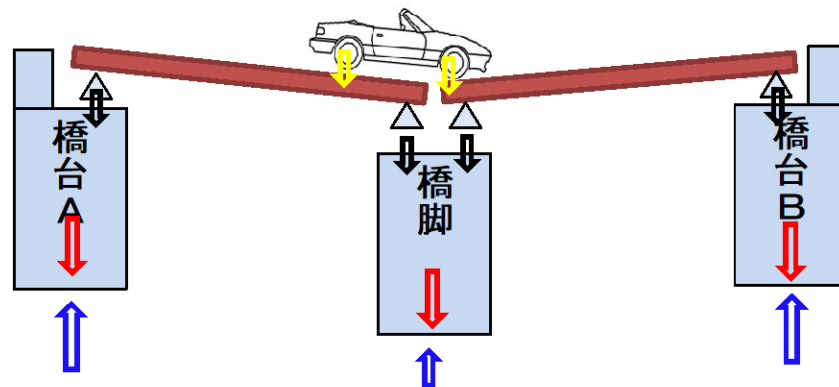


釣り合いの状態にある

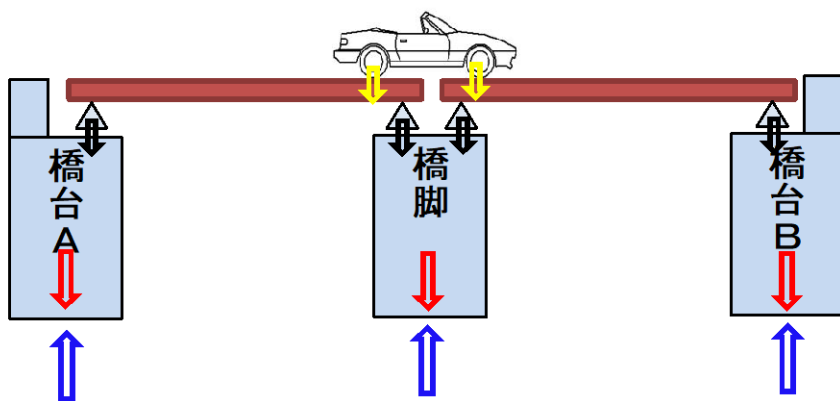


二つの力が釣り合っている状態

釣り合いの状態にない



力が釣り合わない状態

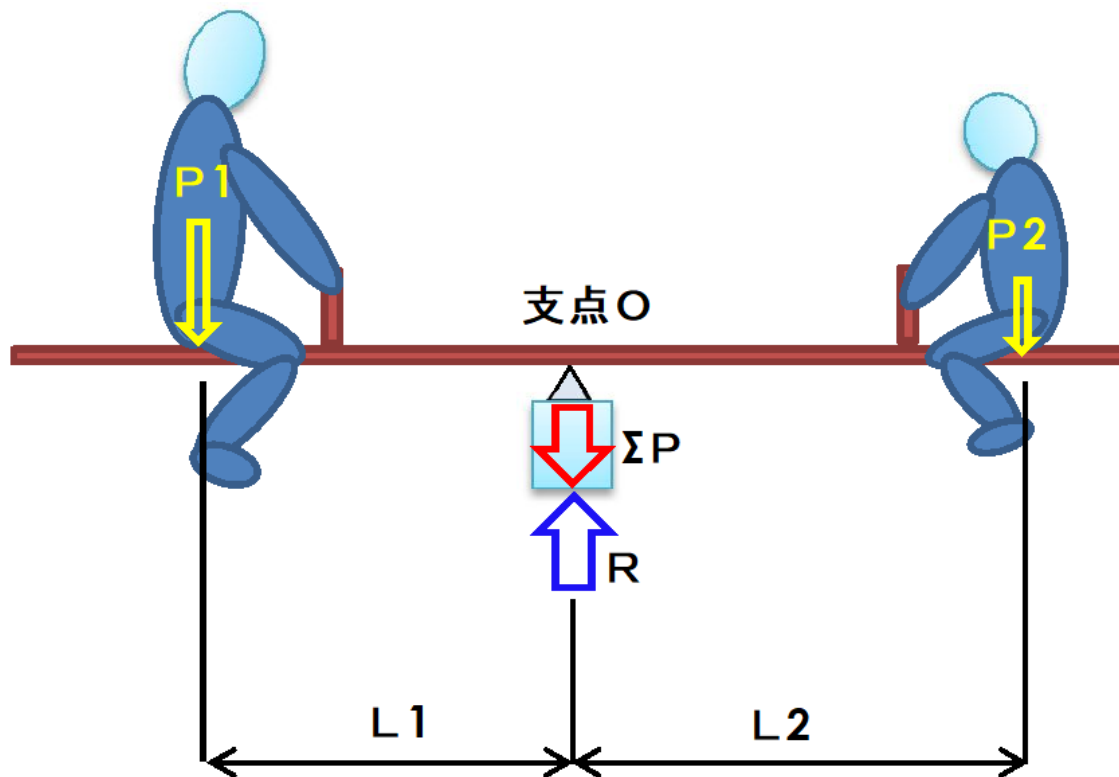


力が釣り合っている状態

第1章：構造物と力（力の釣合い条件の応用）



イメージは、
 $P1 > P2$ で
す。



釣り合うための条件

支点Oで、 $-P1 \times L1 = P2 \times L2 = 0$ $-\Sigma P + R = 0$

第2章：梁の外力

第2章：梁の外力（支点の種類と反力）



梁とは棒状の部材で、その軸が水平方向に向くように設置し、主に鉛直方向の荷重を受けて支点で支えられている。この時、支点には、荷重に釣り合うように反力が生じる。



種類	可動支点	回転支点	固定支点	弾性支点
概略図				
記号と反力				
反力数	1	2	3	1

第2章：梁の外力（支点の種類と反力）



可動支点





回轉支点

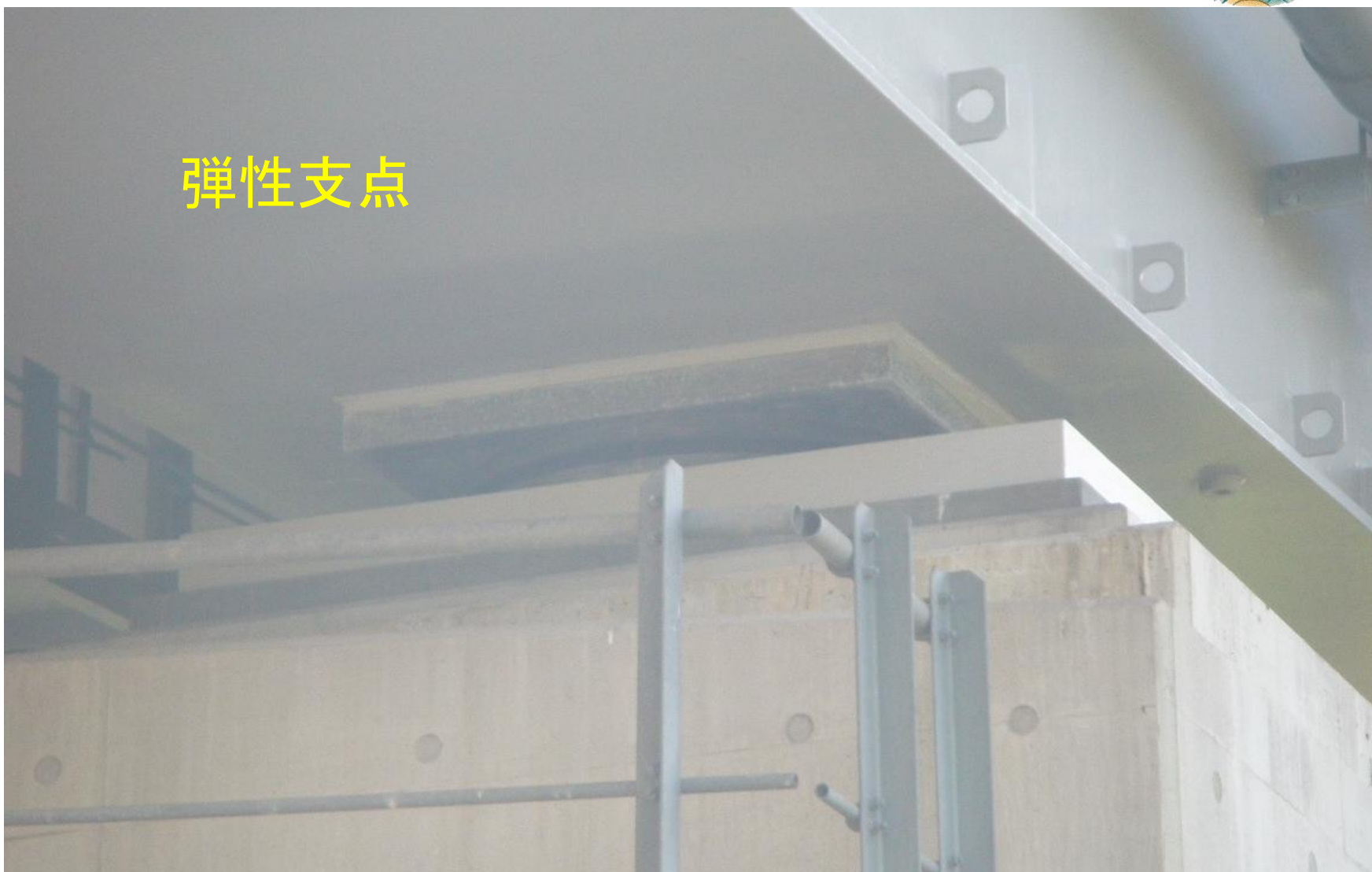




固定支点



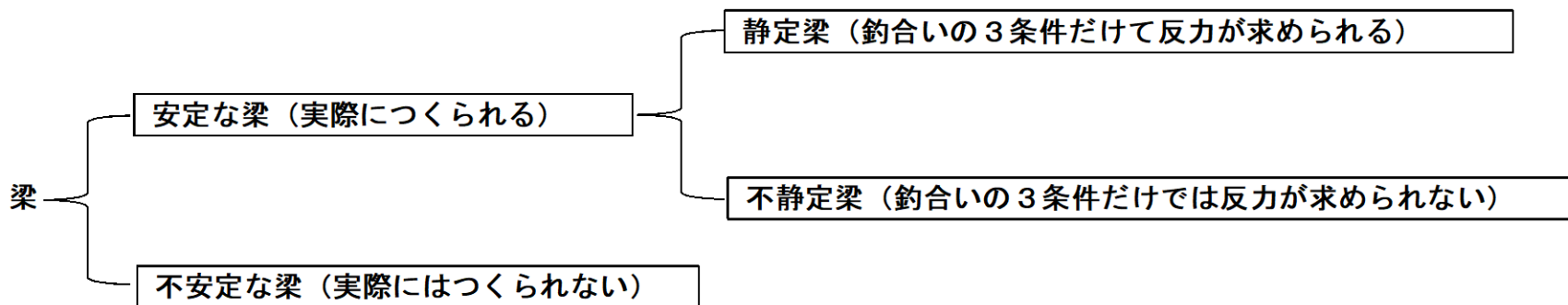
弹性支点



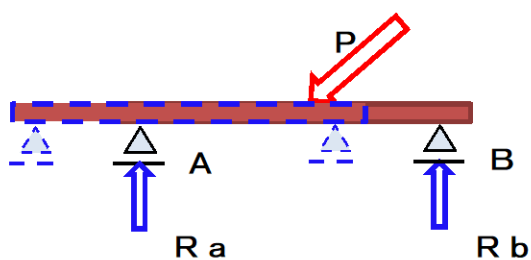


第2章：梁の外力（梁の種類）

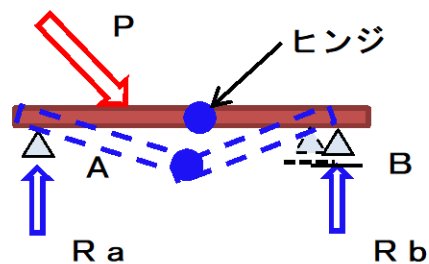
梁の構造の種類



不安定な梁の例



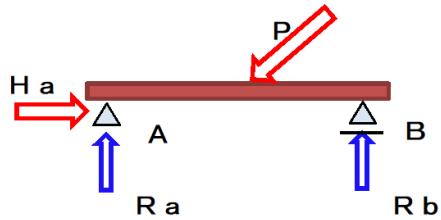
移動して止まらない



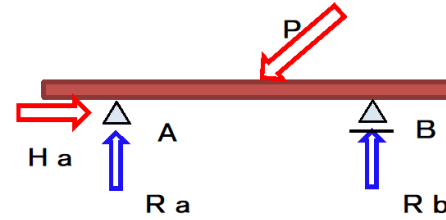
変形して不安定

第2章：梁の外力（梁の種類）

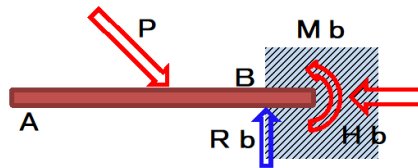
安定な梁の例



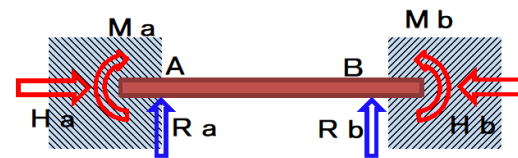
1) 単純梁（静定）



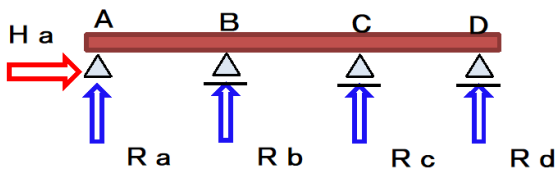
2) 張出し梁（静定）



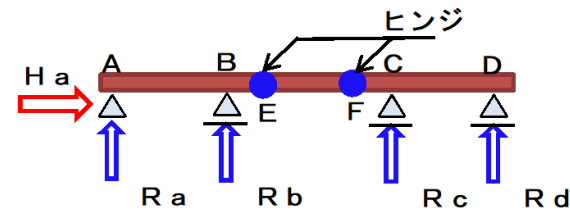
3) 片持ち梁（静定）



4) 両端固定梁（3次不静定）



5) 連続梁（2次不静定）



6) ゲルバー梁（静定）

第2章：梁の外力（梁の種類）



前出の1) ~3) は、反力数が3つなので、釣合いの3条件

$$\Sigma H = 0, \Sigma V = 0, \Sigma M = 0$$

から全ての反力を求めることができる。よって、静定梁である。

一方で、4) と5) は、反力が3を超えているので、釣合いの3条件だけでは反力を求めることができない。よって、不静定梁である。

静定梁より反力の数がどの程度多くなっているかを表す数に、不静定次数がある。

反力数を r とすると、 $r - 3$ が不静定次数である。

6) のゲルバー梁は反力が5つなのに何故、静定梁なのか？ゲルバー梁は、3条件の他に、EとFのヒンジで $\Sigma M_{(E)} = 0$ 、 $\Sigma M_{(F)} = 0$ が成り立ち、合計5つの式を使って全ての反力を求めることができるためである。

ゲルバー梁が使われなくなった理由



単純桁の曲げモーメント
ゲルパー桁の曲げモーメント

3径間ゲルパーヒンジ橋の例
(等分布荷重の場合)



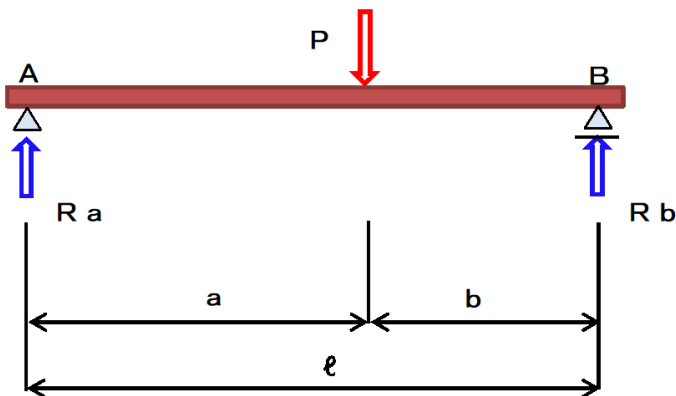
第2章：梁の外力（単純梁：集中荷重の反力）

一端が回転支点で、他端が可動支点の静定梁を
単純梁という



元気なインフラ研究所
Vibrant Infrastructure Lab

集中荷重が作用する場合の反力



支点Aの反力Raは、釣合いの3条件 $\sum M_{(B)} = 0$ から、

$$\sum M_{(B)} = R_a \times l - P \times b + R_b \times 0 = 0$$

$$\therefore R_a \times l - P \times b = 0 \quad R_a = P b / l \text{ となる}$$

同様に、 $R_b = P a / l$ となる。

載荷状態	せん断力, モーメント図	支点反力, せん断力	曲げモーメント	たわみ	最大たわみ
		$R_A = S_1 = \frac{Pb}{l}$ $R_B = -S_2 = \frac{Pa}{l}$	$M_1 = \frac{Pb}{l} x_1 \quad (0 \leq x_1 \leq a)$ $M_2 = \frac{Pa}{l} x_2 \quad (0 \leq x_2 \leq b)$ $M_c = \frac{Pab}{l}$	$y_1 = \frac{Pa^2 b^2}{6EI} \left(2 \frac{x_1}{a} + \frac{x_1}{b} - \frac{x_1^3}{a^2 b} \right)$ $(0 \leq x_1 \leq a)$ $y_2 = \frac{Pa^2 b^2}{6EI} \left(2 \frac{x_2}{b} + \frac{x_2}{a} - \frac{x_2^3}{ab^2} \right)$ $(0 \leq x_2 \leq b)$	$y_c = \frac{Pa^2 b^2}{3EI}$ $y_{max} = \frac{Pb(l^2 - b^2)^{3/2}}{9\sqrt{3}EI}$ $\left(x = \sqrt{\frac{l^2 - b^2}{3}} \right)$ $a > b \text{ のとき}$

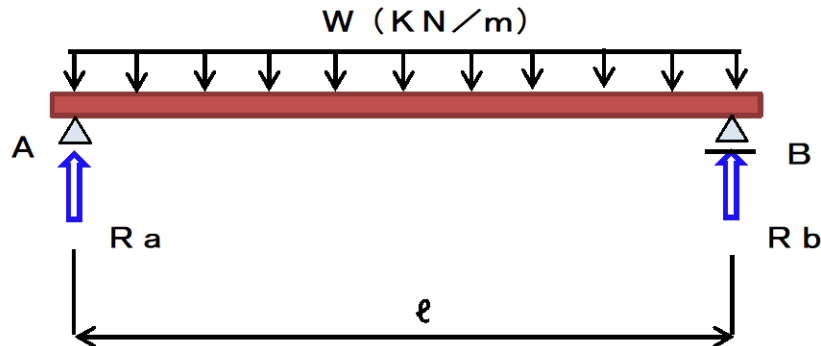
集中荷重が、支間中央にある場合

載荷状態	せん断力, モーメント図	支点反力, せん断力	曲げモーメント	たわみ	最大たわみ
		$R_A = R_B = \frac{P}{2}$ $S_1 = S_2 = \frac{P}{2}$	$M_1 = \frac{Px}{2} \quad (0 \leq x \leq \frac{l}{2})$ $M_c = \frac{Pl}{4}$	$y_1 = \frac{Pl^3}{16EI} \left(\frac{x}{l} - \frac{4}{3} \frac{x^3}{l^3} \right)$ $(0 \leq x \leq \frac{l}{2})$	$y_c = \frac{Pl^3}{48EI}$

第2章：梁の外力（単純梁：等分布荷重の反力）



等分布荷重が作用する場合の反力



支点Aの反力 R_a は、釣合いの3条件 $\sum M_{(B)} = 0$ から、

$$\sum M_{(B)} = R_a \times l - W \times l \times l \times 1/2 + R_b \times 0 = 0$$

$$\therefore R_a \times l - 1/2 \times Wl^2 = 0 \quad R_a = Wl/2 \quad \text{となる}$$

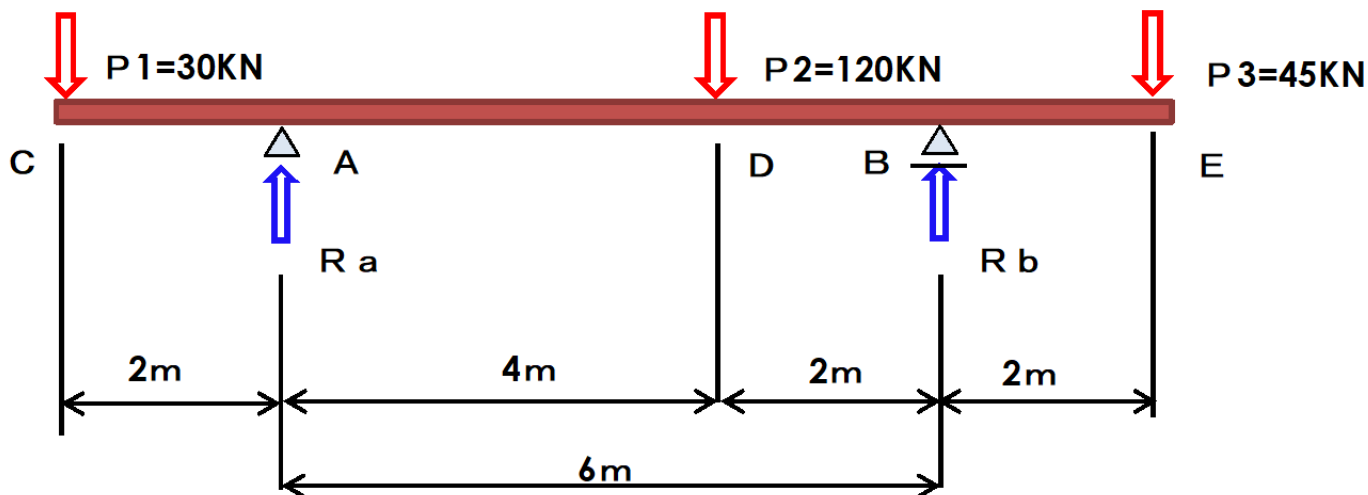
同様に、 $R_b = Wl/2$ となる。

		$R_A = R_B = \frac{ql}{2}$ $S = \frac{ql}{2} \left(1 - \frac{2x}{l} \right)$	$M = \frac{ql^2}{2} \left(\frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2} \right)$ $M_{max} = \frac{ql^2}{8}$	$y = \frac{ql^4}{24EI} \left(\frac{x}{l} - 2 \frac{x^3}{l^3} + \frac{x^4}{l^4} \right)$	$y_{max} = \frac{5ql^4}{384EI}$
--	--	---	--	--	---------------------------------



第2章：梁の外力（張出し梁の反力）

集中荷重が作用する場合の反力



支点Aの反力 R_a は、釣合いの3条件 $\sum M_{(B)} = 0$ から、

$$-30 \times 8 + R_a \times 6 - 120 \times 2 + 45 \times 2 = 0$$

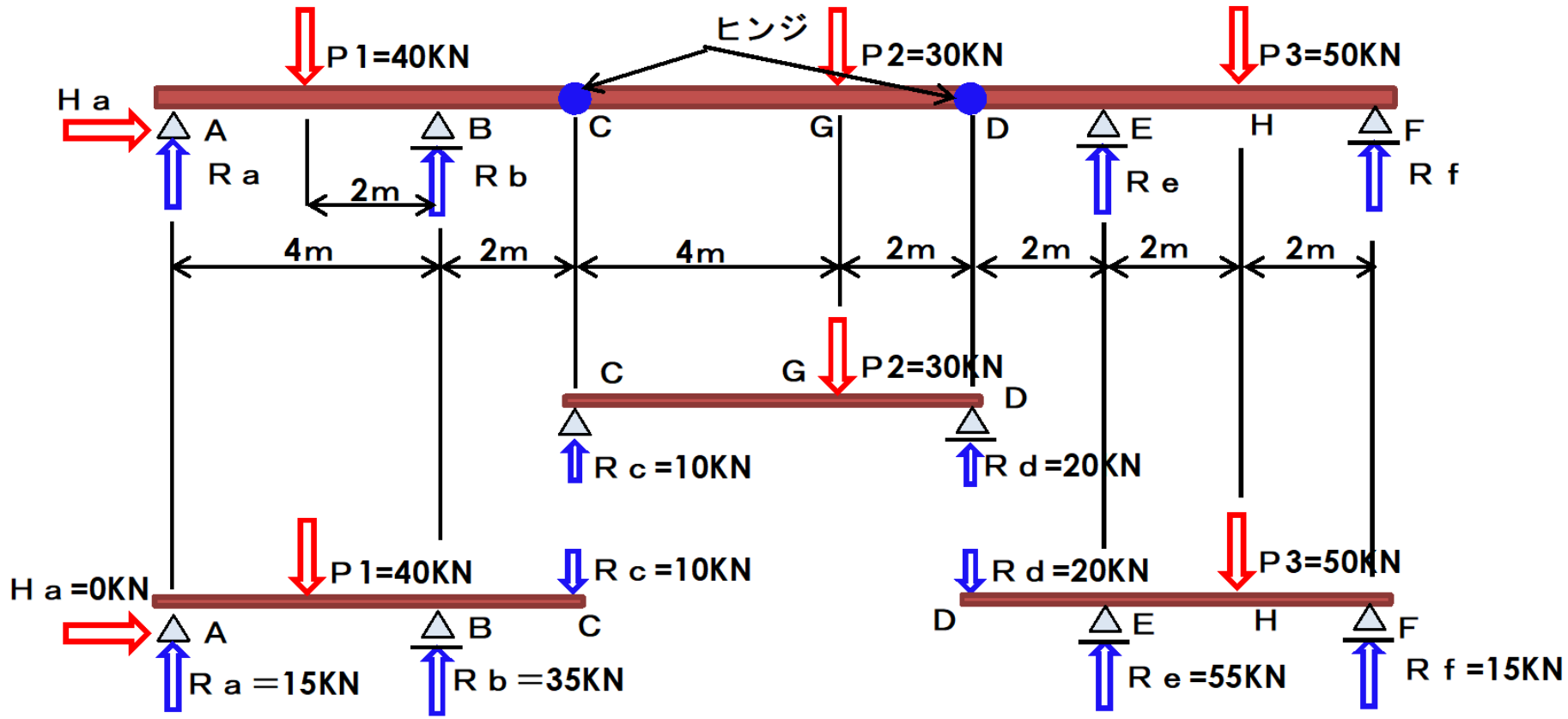
ゆえに、 $R_a = 1/6 (30 \times 8 + 120 \times 2 - 45 \times 2) = 65 \text{ kN}$

すなわち、 $R_b = (30 + 120 + 45) - 65 = 130 \text{ kN}$ となる

第2章：梁の外力（ゲルバー梁の反力）



ゲルバー梁の反力

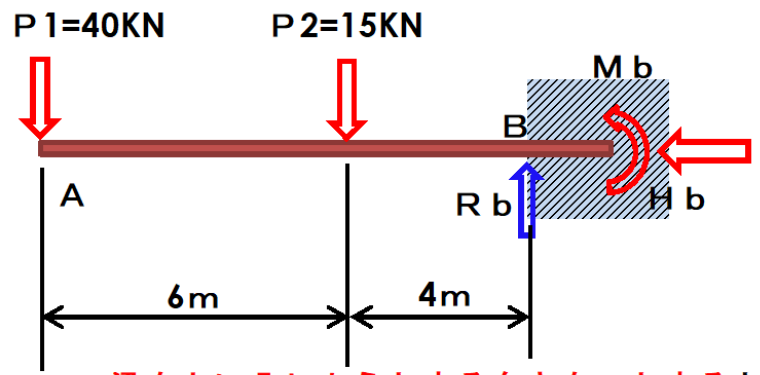


第2章：梁の外力（片持梁の反力）



片持梁は、一端が自由端で、他端が固定支点の梁である。張出し梁、ゲルバー梁は単純梁の応用で反力の計算ができた。片持梁は、モーメントの反力Mが生じることが、ほかの梁と異なっている。

片持梁の反力



水平方向には荷重は作用していないので、水平反力 $H_b = 0$

支点Bの反力 R_b は、釣合いの3条件 $\sum V = 0$ から、

$$\sum V = -40 - 15 + R_b = 0 \quad \text{よって、} R_b = 55 \text{ kN}$$

支点Bの反力 M_b は、釣合いの3条件 $\sum M_{(B)} = 0$ から、

梁を上を凸しようとする向きを-とすると、 $-40 \times 10 - 15 \times 4 - M_b + R_b \times 0 + H_b \times 0 = 0$

すなわち、 $M_b = -460 \text{ kN} \cdot \text{m}$

2章ポイントのおさらい！ (わりと理解しにくいところ)

不静定ばりの「不静定次数」



はりが静定か、不静定かを判別するためには、「はりの判別式」を用いる。

$$N = r - 3 - h \quad (\text{はりを連結するヒンジの数})$$

N 不静定次数

r 反力の総数

※ $N < 3$ 未満、または安定しないと不安定

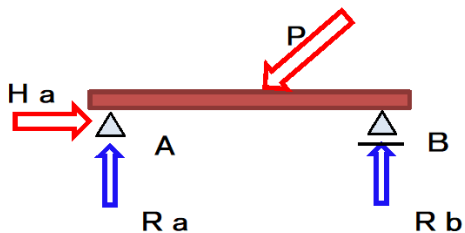
この式により

不静定次数 $N = 0$ 静定

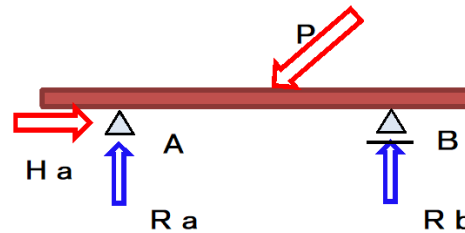
不静定次数 $N \geq 1$ 不静定

第2章:梁の外力(梁の種類)

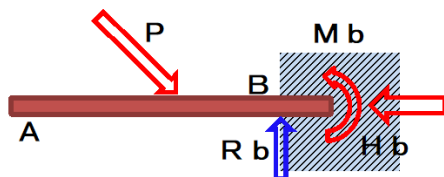
安定な梁の例



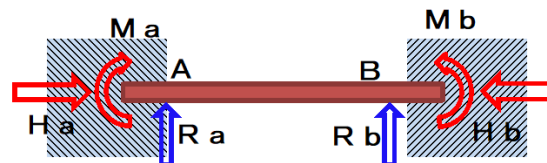
1) 単純梁 (静定)



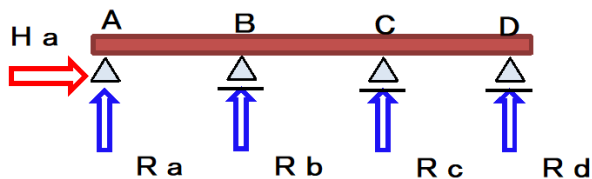
2) 張出し梁 (静定)



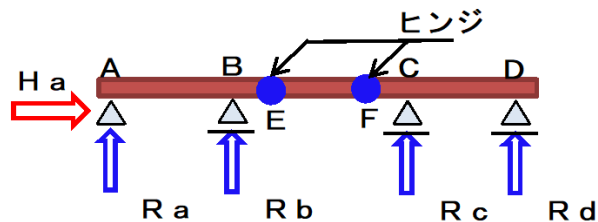
3) 片持ち梁 (静定)



4) 両端固定梁 (3次不静定)



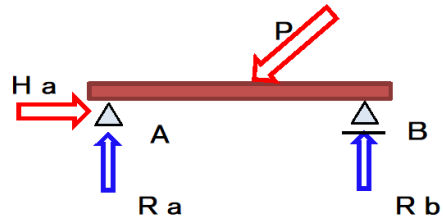
5) 連続梁 (2次不静定)



6) ゲルバー梁 (静定)

単純ばり・張出しばり

安定な梁の例

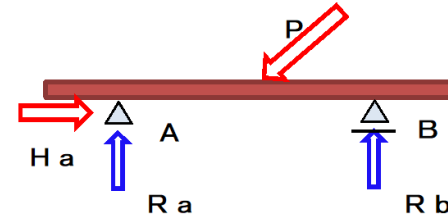


1) 単純梁 (静定)

反力 $r = 3$
ヒンジ $h = 0$

$$N = 3 - 3 - 0 = 0$$

静定



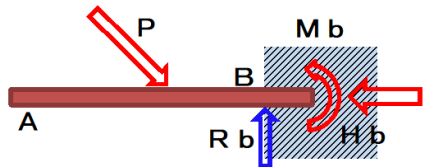
2) 張出し梁 (静定)

反力 $r = 3$
ヒンジ $h = 0$

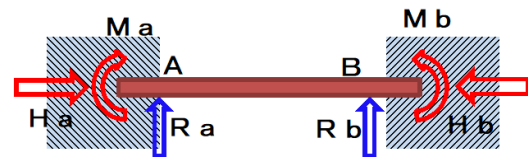
$$N = 3 - 3 - 0 = 0$$

静定

片持ちばり・両端固定ばり



3) 片持ち梁 (静定)



4) 両端固定梁 (3次不静定)

反力 $r = 3$
ヒンジ $h = 0$

$$N = 3 - 3 - 0 = 0$$

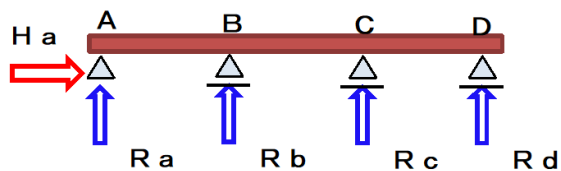
静定

反力 $r = 6$
ヒンジ $h = 0$

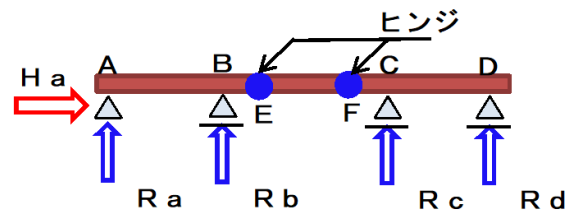
$$N = 6 - 3 - 0 = 3$$

3次不静定

連続ばり・ゲルバーばり



5) 連続梁 (2次不静定)



6) ゲルバー梁 (静定)

反力 $r = 5$
ヒンジ $h = 0$

$$N = 5 - 3 - 0 = 2$$

2次不静定

反力 $r = 5$
ヒンジ $h = 2$

$$N = 5 - 3 - 2 = 0$$

静定

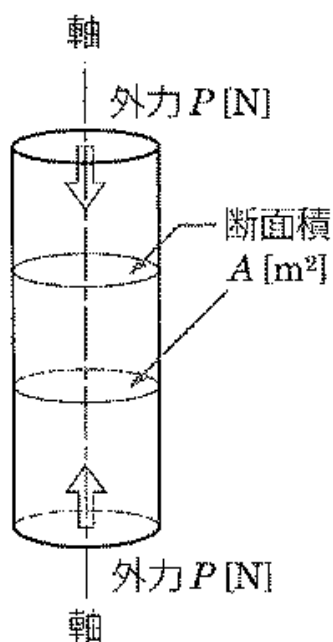
第3章：梁の内力

第3章：梁の内力（軸方向の内力）

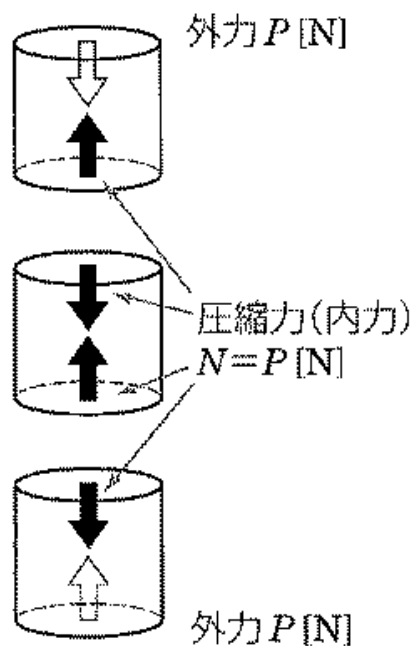


構造物に外力が作用すると、構造物の部材内部に、外力に釣り合う力が生じる。この部材内部に生じる力を内力（応力）という。

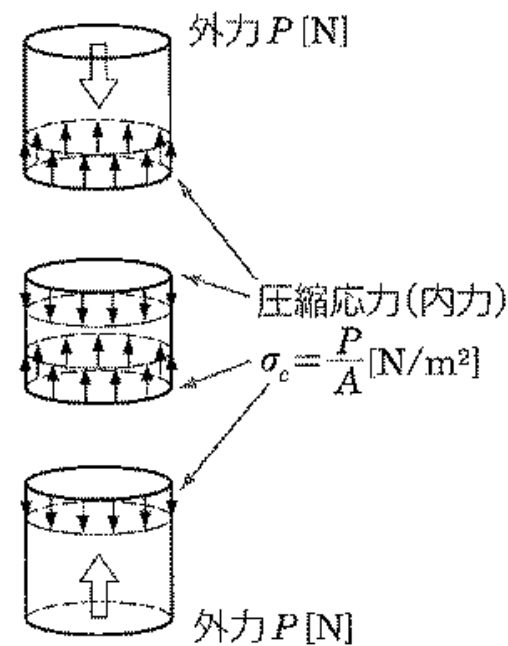
部材を両側で押さえ合ると、圧縮応力 $\sigma_c = N/A [N/m^2]$ が発生します。



(a) 向かい合う向きの外力



(b) 圧縮力



(c) 圧縮応力

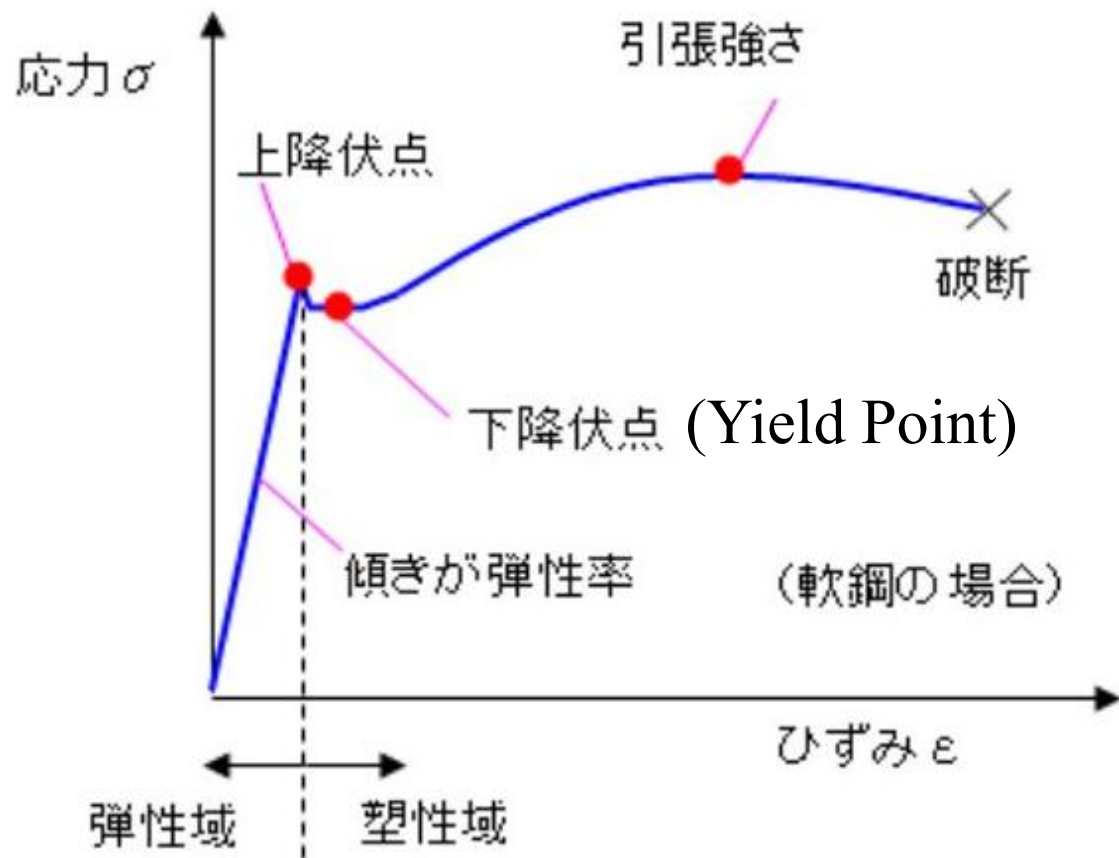
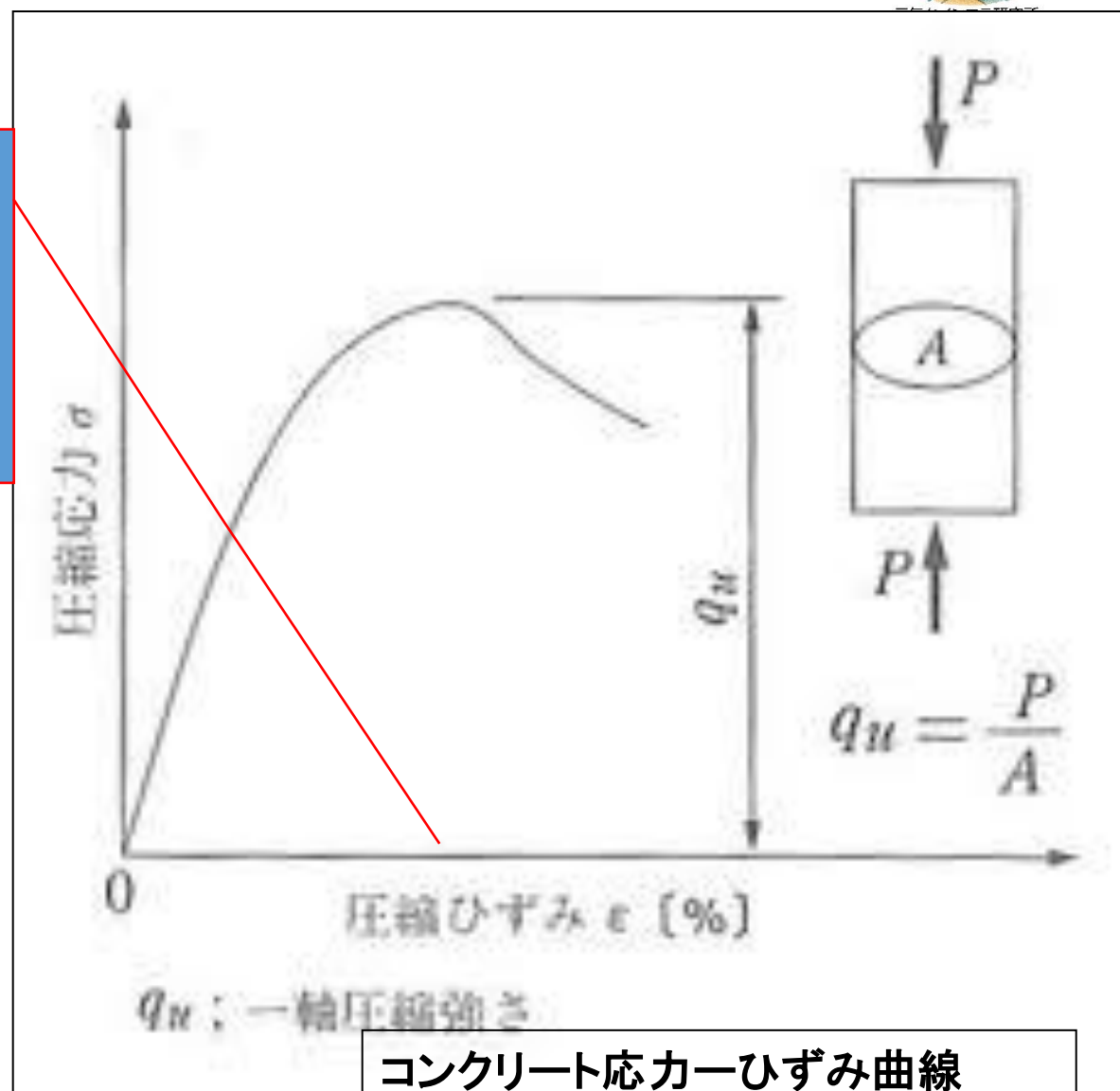


図-2.2.1 鋼材・応力—ひずみ曲線



コンクリートの場合は、
一般に0.2%のひずみでピークを迎える。



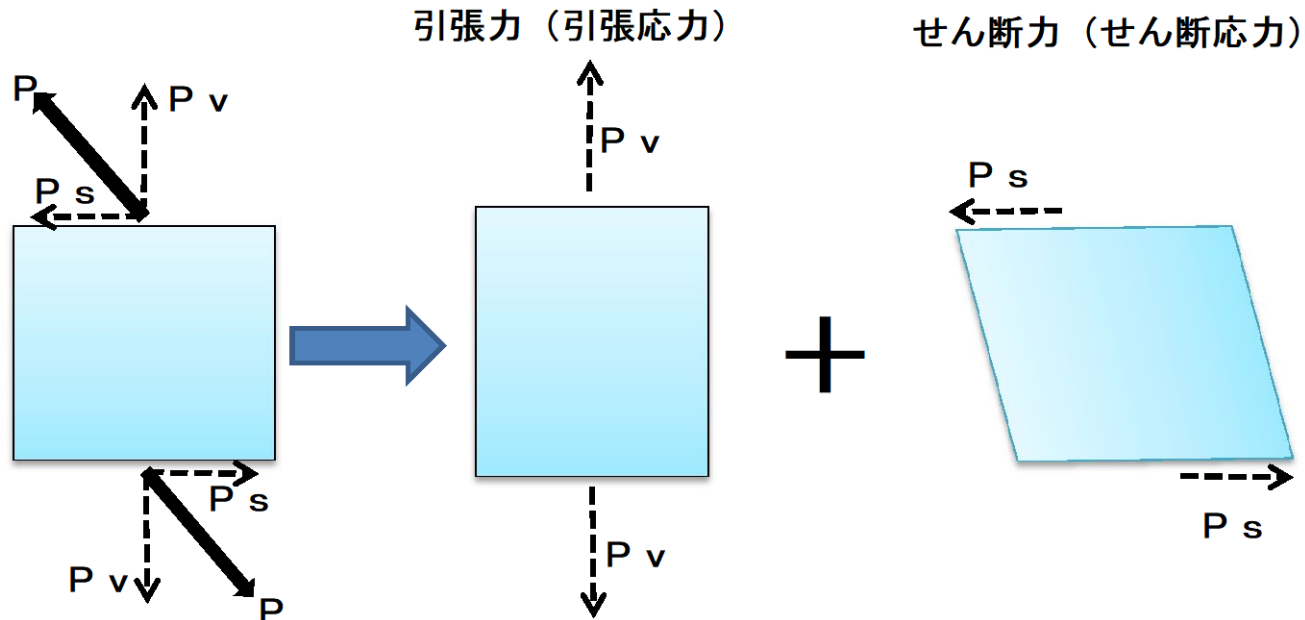
コンクリート応力-ひずみ曲線

第3章：梁の内力（せん断力とせん断応力）



下図に示す P 方向に荷重が作用した場合、垂直な成分と水平方向に荷重を分解した時、 P_s による変形をせん断変形と表現し、 P_s をせん断力という。

また、 P_s の単位面積あたりのせん断力の大きさをせん断応力 τ [N/m^2] という



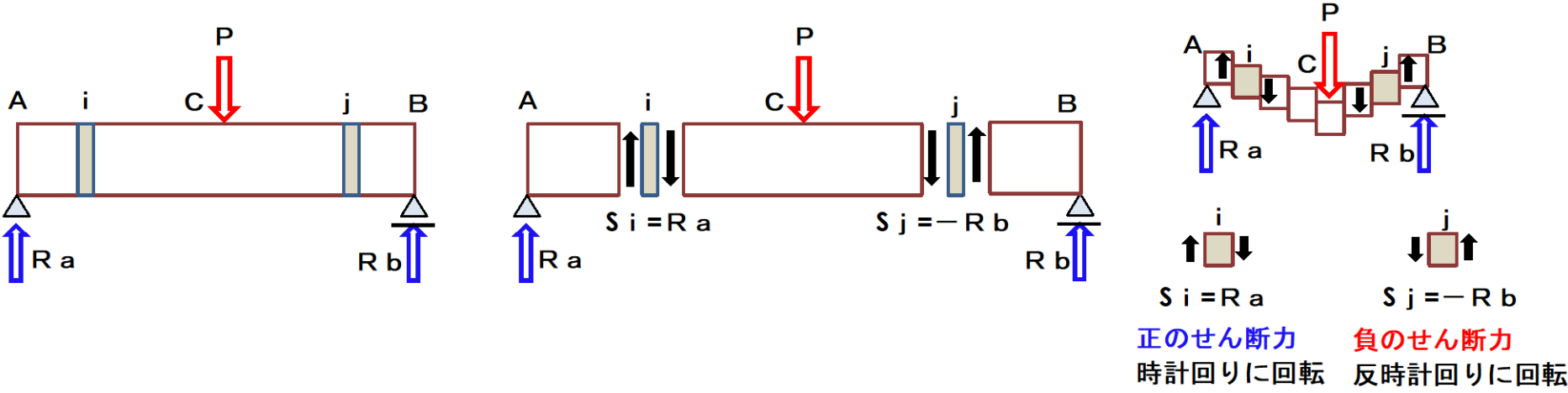
せん断力は部材の軸直角方向の力

第3章：梁の内力（梁のせん断力の正と負）



単純梁に集中荷重 P と反力 R_a 、 R_b が作用している。図のように、点 i 、 j で軸に垂直な断面をもつ微小部分について鉛直方向の力の釣合いを考える。点 i の仮想断面には、大きさ R_a のせん断力 S_i が時計回りに回転（+）させる向きに生じている。 S_j は反時計回りに回転（-）している。この時、 $S_i = R_a$ 、 $S_j = -R_b$ と表す。

梁のせん断力（任意の点、 i と j に生じるせん断力）

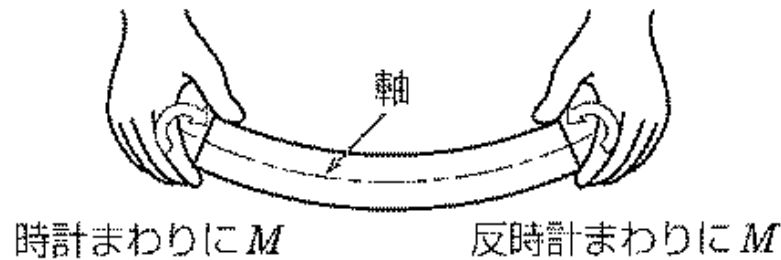


第3章：梁の内力（曲げモーメントと曲げ応力）



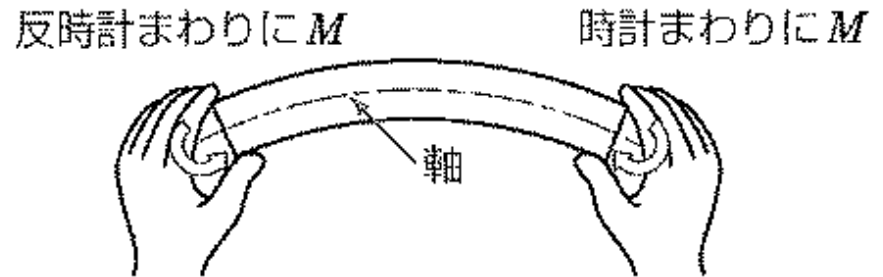
下に凸になるように曲げる時、**正の曲げモーメント**と表す。上に凸になるように曲げる時、**負の曲げモーメント**と表す。

正の曲げモーメント



(a) 下に凸の曲げ

負の曲げモーメント



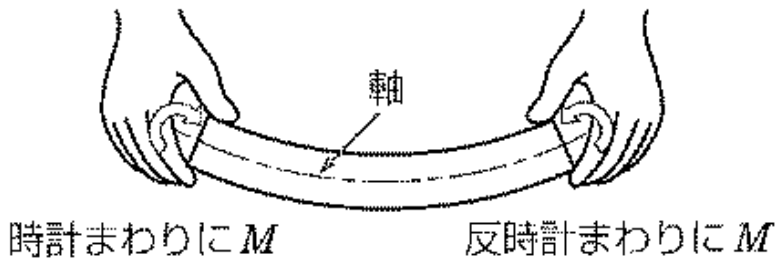
(a) 上に凸の曲げ

第3章：梁の内力（曲げモーメントと曲げ応力）



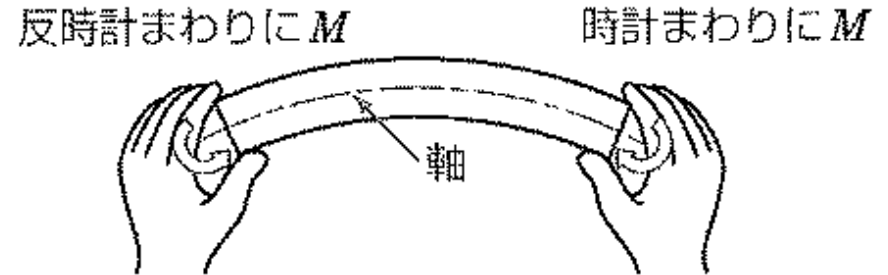
部材に曲げモーメントが生じると、**圧縮側と引張り側**に応力 $[N/m^2]$ が発生する。これを曲げ応力という。

正の曲げモーメント



(a) 下に凸の曲げ

負の曲げモーメント



(a) 上に凸の曲げ

3・2 単鉄筋長方形断面

〔1〕 応力計算

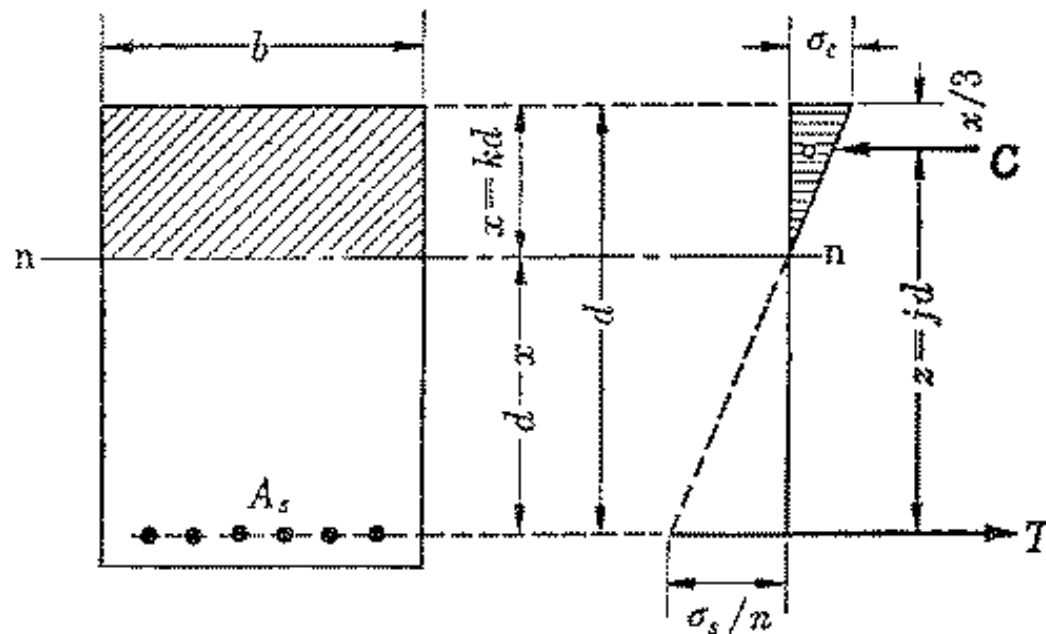


図 3・2 単鉄筋長方形断面

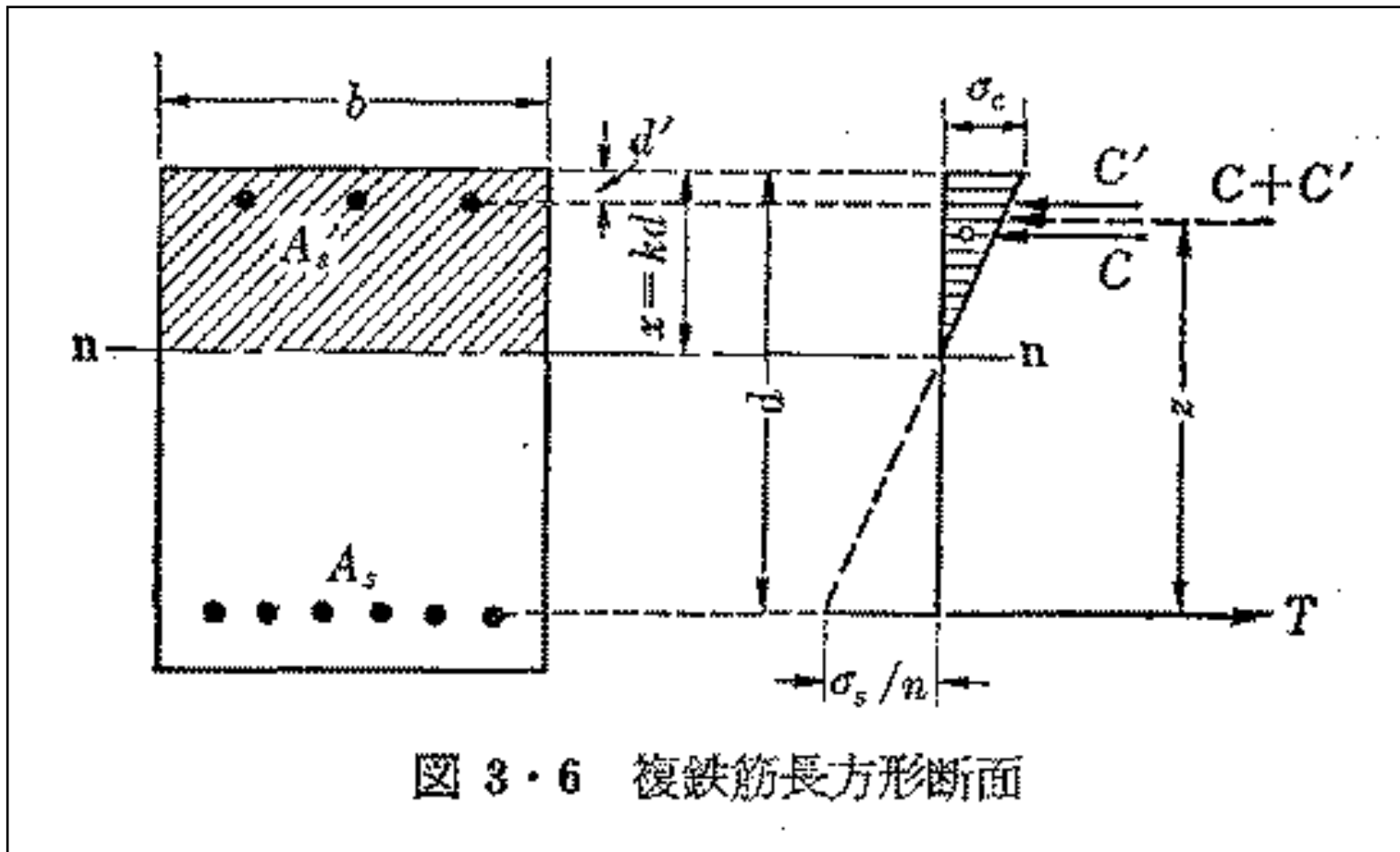
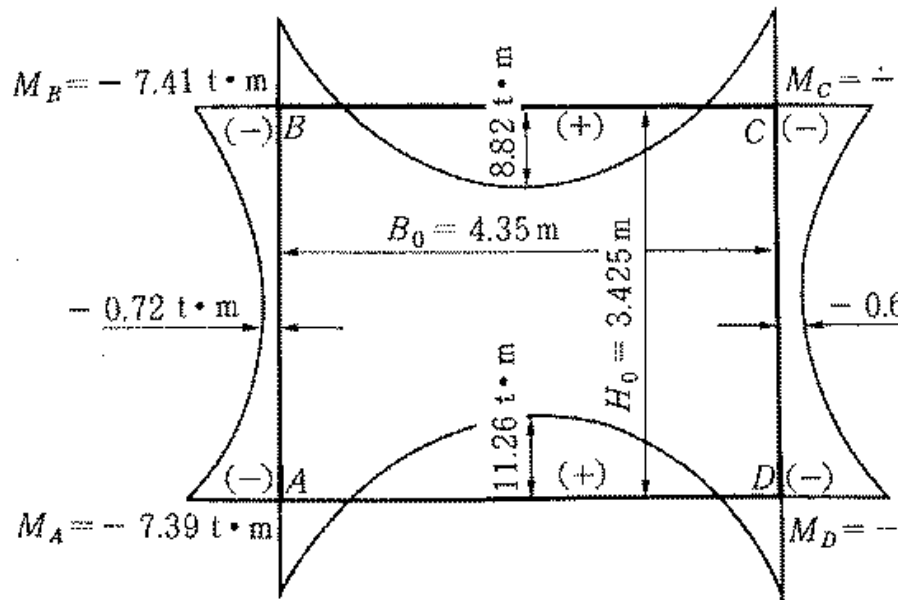


図 3・6 複鉄筋長方形断面

第3章：梁の内力（曲げモーメントと曲げ応力）



(a) 曲げモーメント図

図-5.

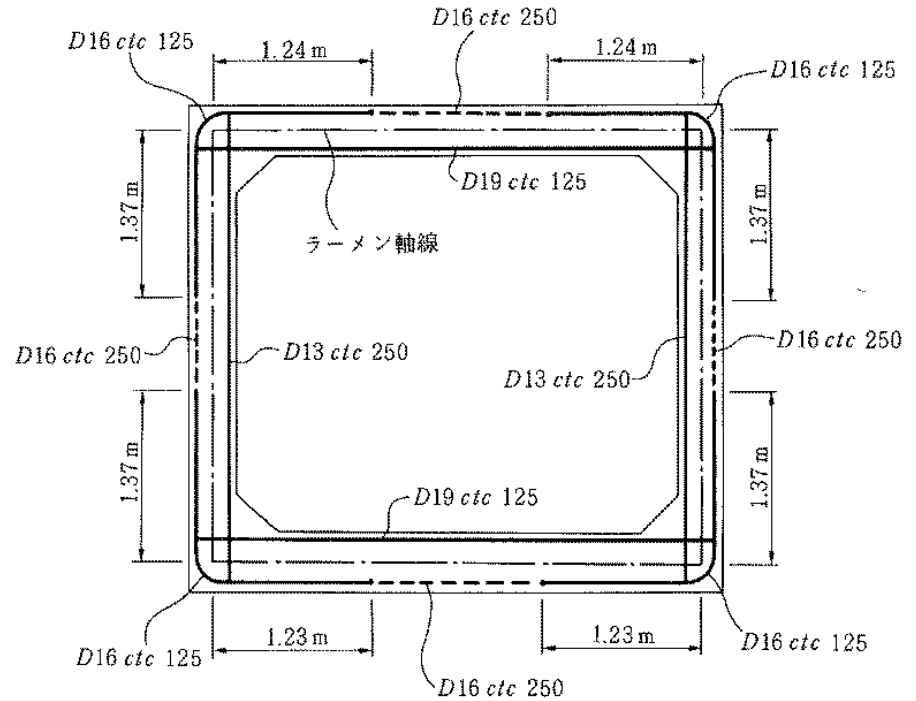


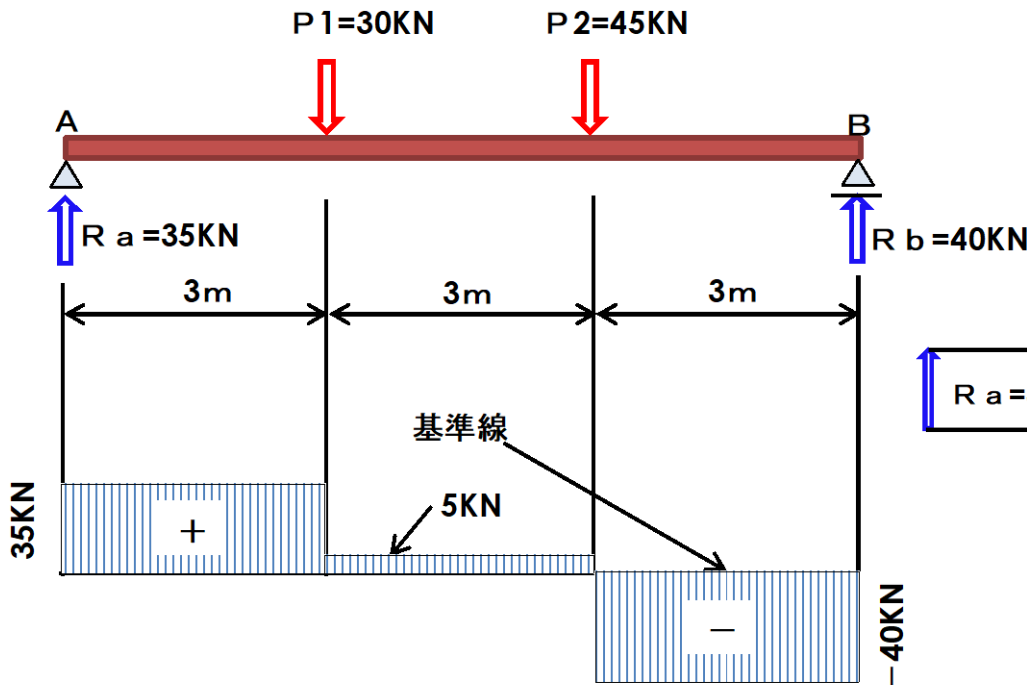
図-5.16 主鉄筋の定着位置

第3章：梁の内力（単純梁のせん断力とせん断力図）

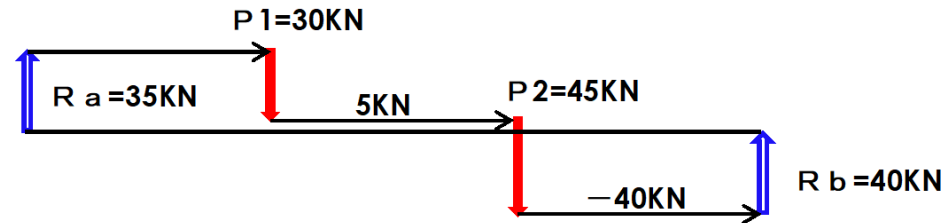


せん断力は部材の軸直角方向の力であり、せん断力図は、梁に平行に引いた基準線の上側をプラス（+）、下側をマイナス（-）として表現した図である。

梁のせん断力図（集中荷重）



集中荷重が作用する場合のせん断力図



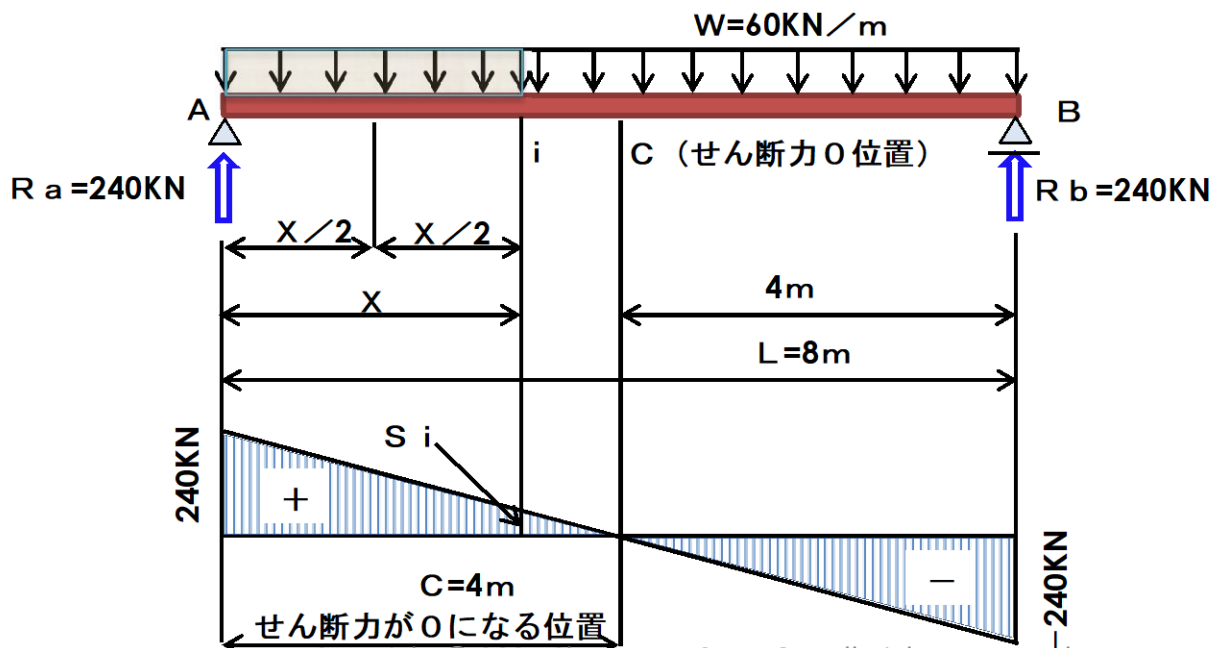
第3章：梁の内力 (単純梁等分布荷重せん断力図)



点AからXの点を*i*とすると、A*i*間の荷重は $p = W \cdot X$ [KN] となる。このとき、点*i*に生じるせん断力 S_i は、
 $S_i = R_a - p = 240 - W \cdot X = 240 - 60X$ となる。

$X = 8\text{ m}$ のとき、 $S_i = -240\text{ (KN)}$

$X = 4\text{ m}$ のとき、 $S_i = 0\text{ (KN)}$ となる。



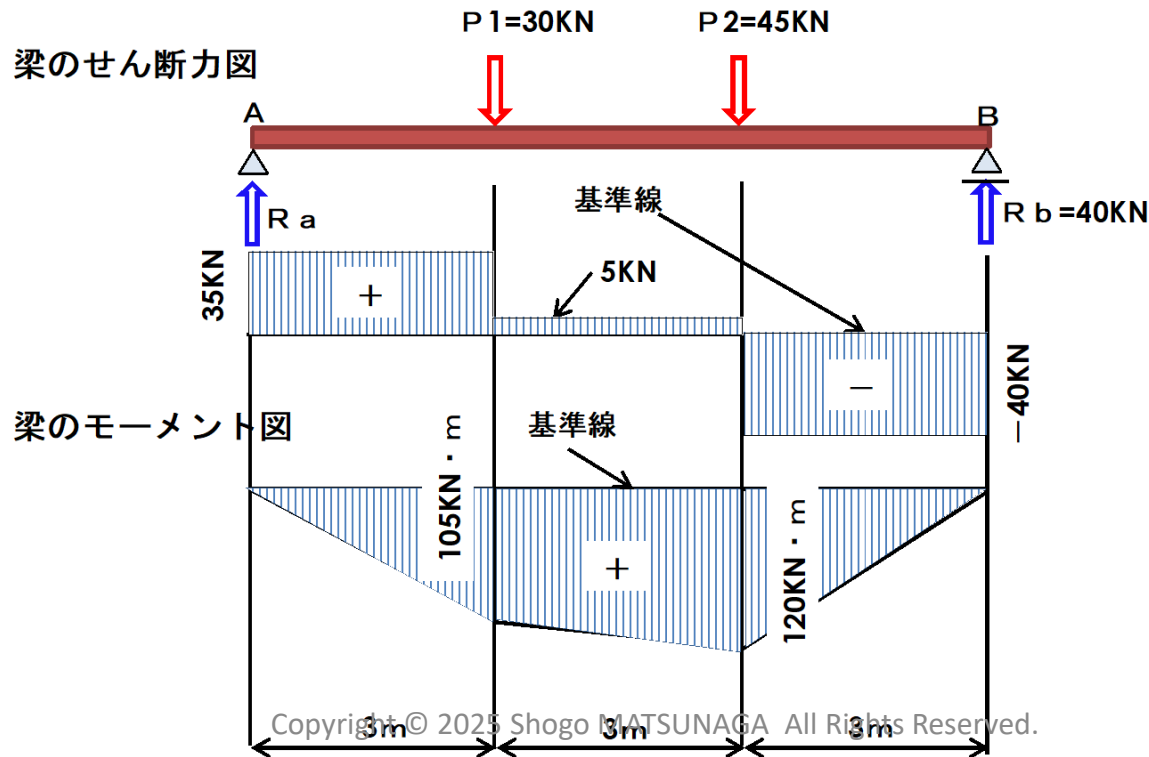
第3章：梁の内力

(単純梁曲げモーメントとモーメント図)



曲げモーメントは梁が曲げ作用を受けている状態であり、モーメント図は、梁に平行に引いた基準線の上側を負の曲げモーメント、下側を正の曲げモーメントとして表現した図である。

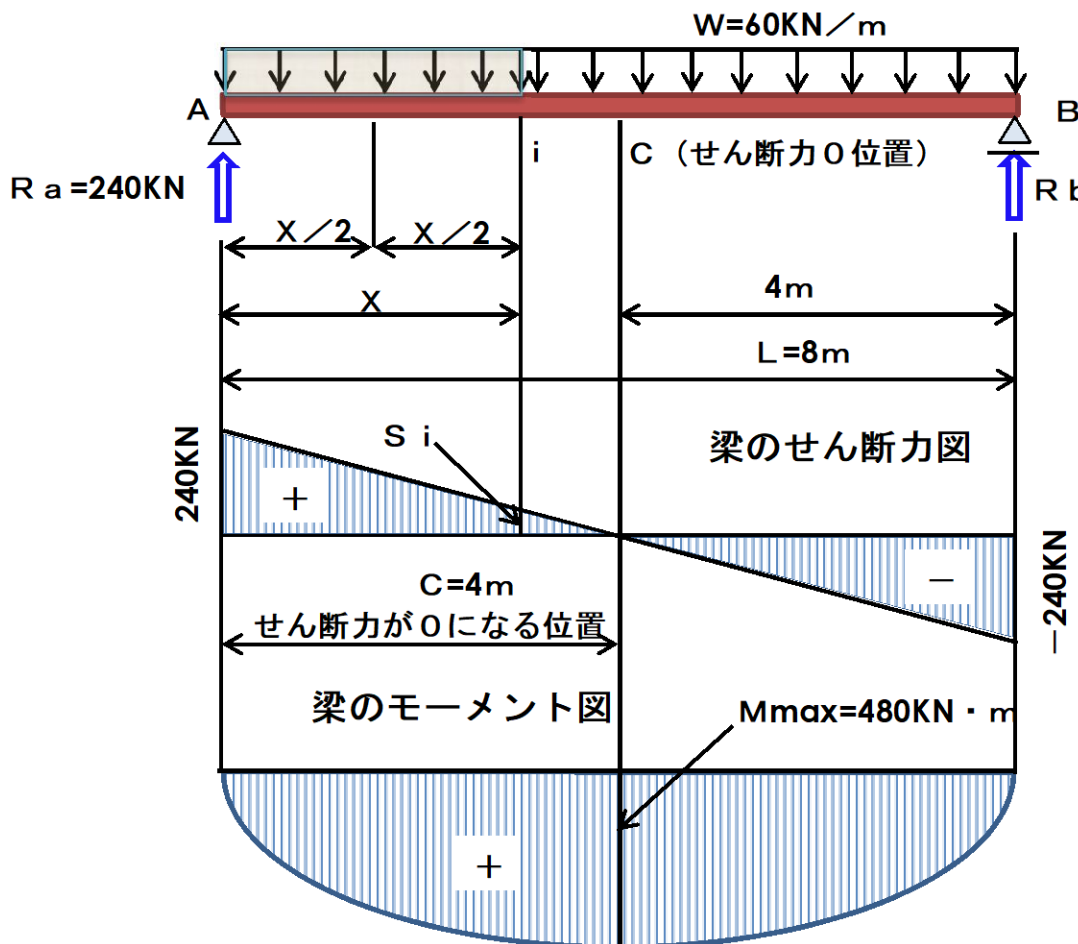
梁のせん断力図とモーメント図 (集中荷重)



第3章：梁の内力 (単純梁曲げモーメントとモーメント図)



梁のせん断力図とモーメント図 (等分布荷重)



C点でのモーメントを求める

$$M_{\text{max}} = -60\text{KN/m} \times 4\text{m} \times 4\text{m} \times 1/2 + 240\text{KN} \times 4\text{m} = 480\text{KN}\cdot\text{m}$$

せん断力0の位置は、最大曲げモーメント

第3章：梁の内力（荷重とせん断力、曲げモーメントの関係）



種類	集中荷重	等分布荷重	等変分布荷重
荷重の作用状態			
せん断力図			
0せん断位置	C	$C = \frac{S_1}{S_1 + S_2} L$	$C = \sqrt{\frac{2 S_1 L}{W}}$
曲げモーメント図			

第4章：梁を解く

第4章：梁を解く（単純梁を解く）



一つの集中荷重が作用する場合

1. 反力の計算
支点Aの反力 R_a は、釣合いの3条件 $\sum M_{(B)} = 0$ から、

$$\sum M_{(B)} = 0 \text{ から、 } R_a \times 5 - P \times 3$$

$$\text{ゆえに、 } R_a = (P \times 3) / 5 = (10 \times 3) / 5 = 6 \text{ KN}$$

$$\sum M_{(A)} = 0 \text{ から、 } P \times 2 - R_b \times 5$$

$$\text{ゆえに、 } R_b = (P \times 2) / 5 = (10 \times 2) / 5 = 4 \text{ KN}$$

$$\text{検算 } \sum V = R_a - P + R_b = 6 - 10 + 4 = 0$$

2. 軸方向力の計算
軸方向力は生じていない

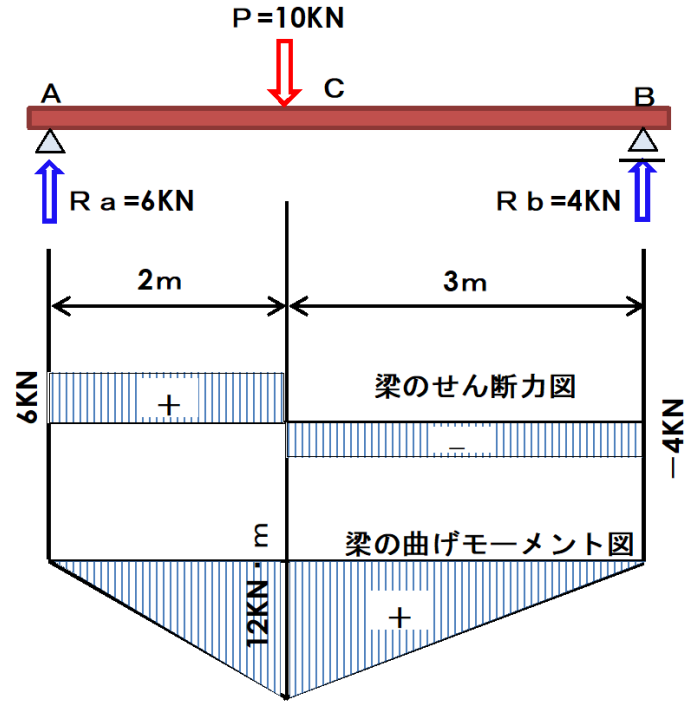
3. せん断力の計算
 $S_{ac} = R_a = 6 \text{ KN}$ $S_{cb} = R_a - P = 6 - 10 = -4 \text{ KN}$

4. 曲げモーメントの計算
点A、C、Bに生じる曲げモーメントを M_a 、 M_c 、 M_b とする。

$$M_a = R_a \times 0 = 6 \times 0 = 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_c = R_a \times 2 = 6 \times 2 = 12 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ (せん断力 } 0 \text{ = 最大曲げモーメント)}$$

$$M_b = R_a \times 5 - P \times 3 = 6 \times 5 - 10 \times 3 = 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$$



第4章：梁を解く（単純梁を解く）



集中荷重と等分布荷重が作用する場合

1. 反力の計算

等分布荷重を集中荷重に換算する。 $P2 = 50 \times 6 = 300 \text{ KN}$
 支点Aの反力、 R_a 、 R_b は、釣合い条件 $\sum M_{(A)}$ 、 $\sum M_{(B)} = 0$ から、

$$R_a = (P1 \times 8 + P2 \times 3) / 10 = (100 \times 8 + 300 \times 3) / 10 = 170 \text{ KN}$$

$$R_b = (P1 \times 2 + P2 \times 7) / 10 = (100 \times 2 + 300 \times 7) / 10 = 230 \text{ KN}$$

2. 軸方向力の計算

軸方向力は生じていない

3. せん断力の計算

$$S_{ac} = R_a = 170 \text{ KN} \quad S_{cd} = R_a - P1 = 170 - 100 = 70 \text{ KN}$$

S_{db} 間において、点DからXの点のせん断力 S_x は、 Dx 間の荷重が、 $50x$ であるので、 $S_x = R_a - P1 - 50x$ となる。
 すなわち、 $S_x = 70 - 50x$ となる。 $S_x = 0$ となる x は、 $x = 70 / 50 = 1.4 \text{ m}$ となる。
 つまり、D点から1.4mの位置でせん断力が0になる。
 $x = 6 \text{ m}$ とすると、 $S_b = 70 - 50 \times 6 = -230 \text{ KN}$ となる。

4. 曲げモーメントの計算

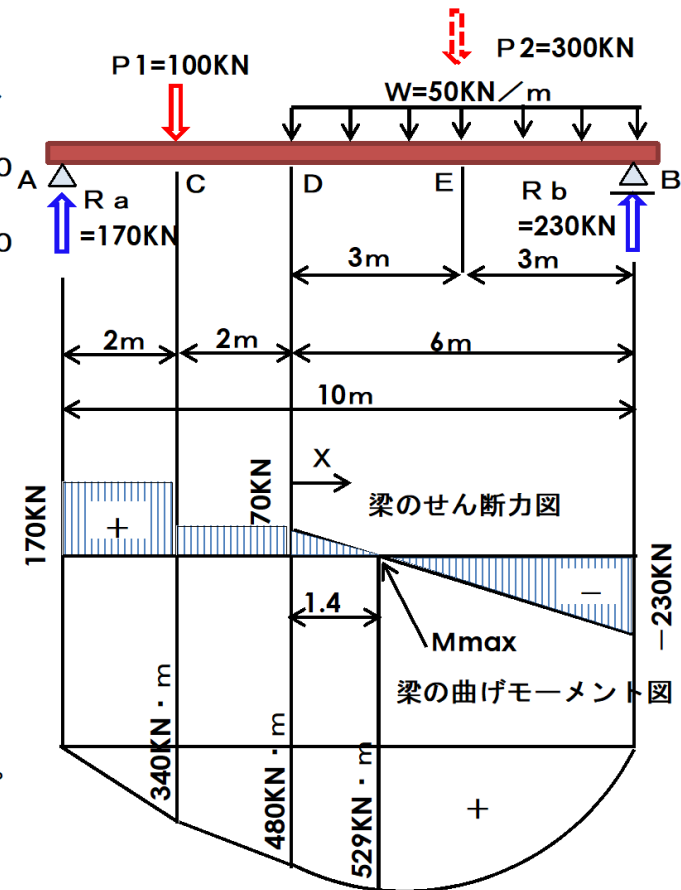
$$M_a = R_a \times 0 = 170 \times 0 = 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

また、 $M_b = 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$M_c = R_a \times 2 = 170 \times 2 = 340 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_d = R_a \times 4 - P1 \times 2 = 170 \times 4 - 100 \times 2 = 480 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

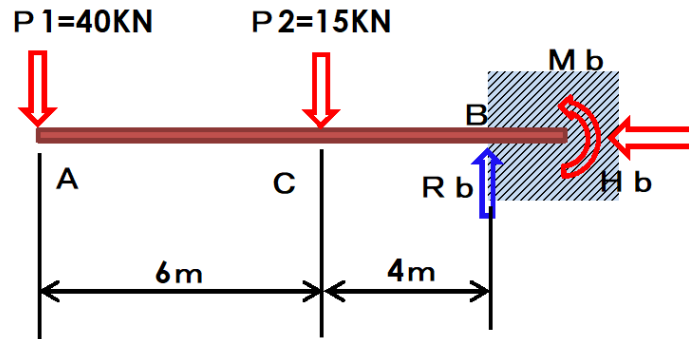
$$M_{max} = 170 \times (4 + 1.4) - 100 \times (2 + 1.4) - (1.4 \times 50) \times 1.4 / 2 = 529 \text{ KN} \cdot \text{m}$$



第4章：梁を解く（片持梁を解く）



集中荷重が作用する場合



梁を上を凸しようとする向きを-とすると、 $-40 \times 10 - 15 \times 4 - Mb + Rb \times 0 + Hb \times 0 = 0$

すなわち、 $Mb = -460 \text{ kN} \cdot \text{m}$

1. 反力及び曲げモーメントの計算

水平方向には荷重は作用しないとして、水平反力 $Hb = 0$

支点Bの反力 Rb は、釣合いの3条件 $\sum V = 0$ から、

$$\sum V = -40 - 15 + Rb = 0 \quad \text{よって、} Rb = 55 \text{ kN}$$

支点Bの反力 Mb は、釣合いの3条件 $\sum M_{(B)} = 0$ から、

$$M_c = -40 \times 6 - 15 \times 0 = 240 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

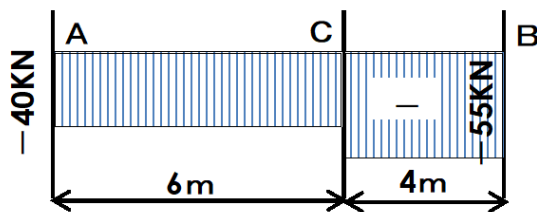
2. せん断力の計算

梁の微小部分を反時計回りに回転させようとする場合を-とする。

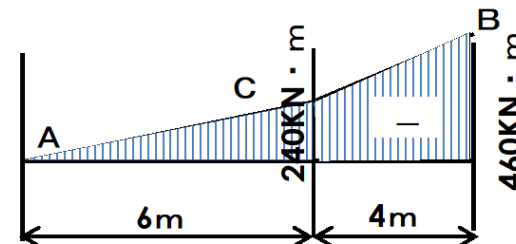
$$S_{ac} = P1 = -40 \text{ kN}$$

$$S_{cb} = P1 - P2 = -40 \text{ kN} - 15 \text{ kN} = -55 \text{ kN}$$

梁のせん断力図



梁の曲げモーメント図



第4章：梁を解く（片持梁を解く）



分布荷重が作用する場合

1. 反力及び曲げモーメントの計算

水平方向には荷重は作用しないとして、水平反力 $H_b = 0$

$$\sum V = 0 \text{ から、} -10 \times 6 + R_b = 0$$

ゆえに、 $R_b = 60 \text{ KN}$

$$\sum M_{(B)} = 0 \text{ から、} -10 \times 6 \times (6/2 + 4) - M_b = 0$$

すなわち、 $M_b = -420 \text{ KN} \cdot \text{m}$ （梁を上に出しようとする向きを一とする）

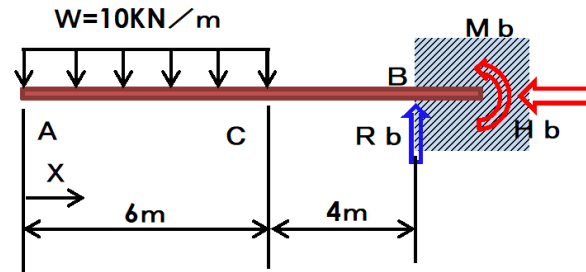
$M_c = -10 \times 6 \times 6 / 2 = -180 \text{ KN} \cdot \text{m}$ （ $6 = X$ ：Aからの距離をXの関数とすると、曲げモーメントは二次曲線）

2. せん断力の計算

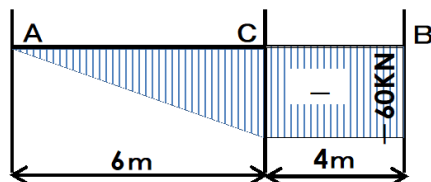
梁の微小部分を反時計回りに回転させようとする場合を一とする。

$$S_a = -0 \text{ KN}$$

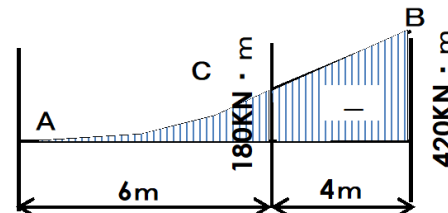
$$S_{cb} = -10 \times 6 = -60 \text{ KN}$$



梁のせん断力図



梁の曲げモーメント図



第5章：梁に生じる応力

第5章：梁に生じる応力（梁部材断面の性質）



断面一次モーメントと図心

1. 定義 図6.1において、 dA を断面内の微小面積とすれば、任意に設けられた直交座標に対し、 $dA \cdot y$ を x 軸に関する dA の1次モーメント、 $dA \cdot x$ を y 軸に関する dA の1次モーメントという。このような量を断面全体について積分したものを断面1次モーメント (geometrical moment of area) という。すなわち、

$$G_x = \int_A y dA, \quad G_y = \int_A x dA \tag{6.1}$$

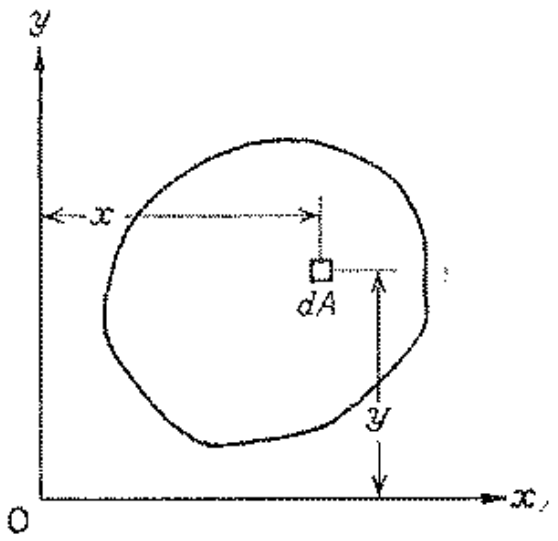
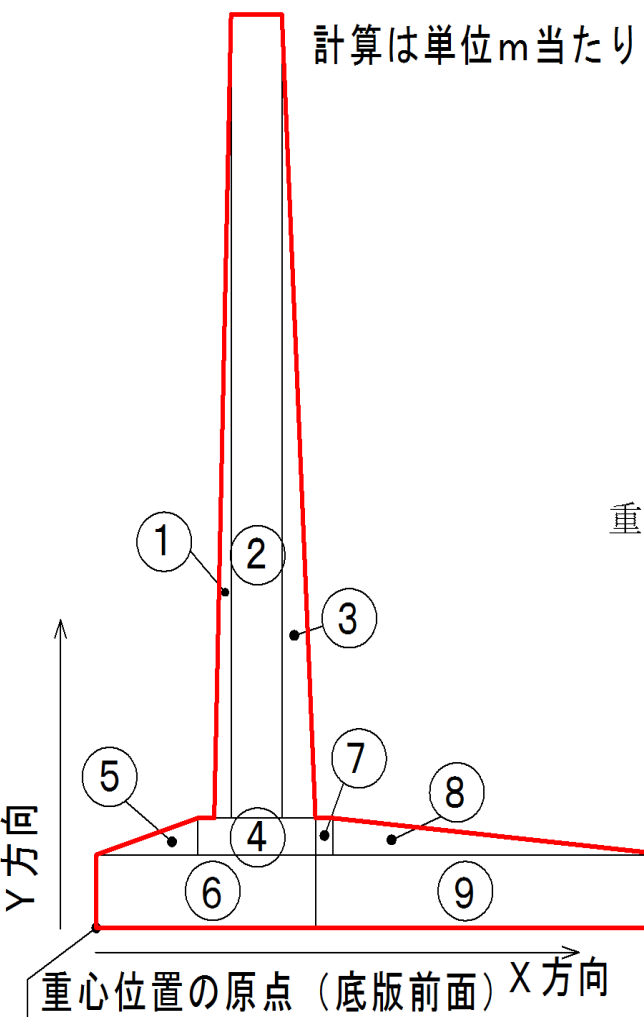


図 6.1



単位はm³

安定計算 躯体の重心位置の求め方



区分	幅 × 高さ 計算式	面積 Ni(m ²)	重心位置(m)		Ni·Xi	Ni·Yi
			Xi	Yi		
1	1/2 × 0.100 × 4.400	0.220	0.767	2.067	0.169	0.455
2	0.300 × 4.400	1.320	0.950	2.800	1.254	3.696
3	1/2 × 0.200 × 4.400	0.440	1.167	2.067	0.513	0.909
4	0.700 × 0.200	0.140	0.950	0.500	0.133	0.070
5	1/2 × 0.600 × 0.200	0.060	0.400	0.467	0.024	0.028
6	1.300 × 0.400	0.520	0.650	0.200	0.338	0.104
7	0.100 × 0.200	0.020	1.350	0.500	0.027	0.010
8	1/2 × 2.000 × 0.200	0.200	2.067	0.467	0.413	0.093
9	2.100 × 0.400	0.840	2.350	0.200	1.974	0.168
Σ		3.760	—	—	4.845	5.533

重心位置 $XG = \frac{\sum Ni \cdot Xi}{\sum Ni} = \frac{4.845}{3.760} = 1.289 \text{ (m)}$
 $YG = \frac{\sum Ni \cdot Yi}{\sum Ni} = \frac{5.533}{3.760} = 1.472 \text{ (m)}$

断面1次モーメント
 X軸から対象とする図形の図心距離Yとの積、Y軸から対象とする図形の図心距離Xとの積を全面積について寄せ集めたものを、この平面形のX軸及びY軸に関する「断面1次モーメント」という。

第5章：梁に生じる応力（梁部材断面の性質）



断面二次モーメント

一般に、部材は断面積が大きくなると変形しにくくなる。また、同じ断面積でもその形状によって部材の性質は異なる。特に、曲げ作用については断面形状の影響が大きい。その断面の性質を最も表すのが、断面二次モーメントである。

H（高さ）が大きい程、Iが大きくなる

定義 図6.1において、

$$I_x = \int_A y^2 dA, \quad I_y = \int_A x^2 dA$$

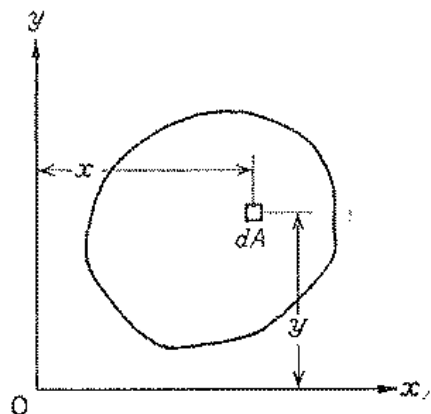


図 6.1

を、それぞれ、 x, y 軸に関する断面2次モーメント (geometrical moment of inertia), あるいは、慣性モーメント (moment of inertia) という。上式より明らかなように、断面2次モーメントは常に正である。

図形	断面積 A	図示の軸より線に至る距離 y_0	図示の軸にかんする断面二次モーメント I	図示の軸にかんする断面係数 W	図示の軸にかんする回転半径 r
長方形	bh	$y_0 = \frac{h}{2}$	$\frac{bh^3}{12}$	$\frac{bh^2}{6}$	$\frac{h}{\sqrt{12}} = 0.289h$
中空長方形	$BH - bh$	$y_0 = \frac{H}{2}$	$\frac{BH^3 - bh^3}{12}$	$\frac{BH^2 - bh^2}{6H}$	$\sqrt{\frac{BH^3 - bh^3}{12(BH - bh)}}$
円	$\frac{\pi}{4} d^2 = 0.785 d^2$	$y_0 = \frac{d}{2}$	$\frac{\pi d^4}{64} = 0.0491 d^4$	$\frac{\pi d^3}{32} = 0.0982 d^3$	$\frac{d}{4}$

第5章：梁に生じる応力（梁部材断面の性質）

回転半径（断面2次半径）、断面係数



断面2次半径 任意の軸に関する断面2次モーメントを断面積で除した商の平方根を、その軸に関する断面2次半径、または、回転半径（radius of gyration of area）といい、 r で表わす。 I_x を x 軸に関する断面2次モーメント、 A を断面積とすれば、

$$r_x = \sqrt{I_x/A}$$

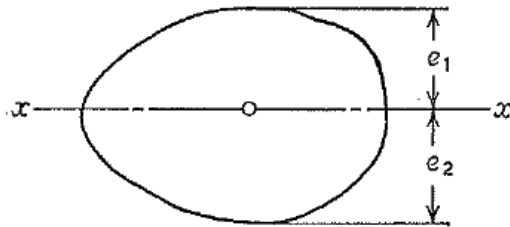


図 6.9

上式 を変形すると、 $I_x = r_x^2 \cdot A$ となる。
すなわち、 x 軸に関する断面2次モーメント I_x は、 x 軸より r_x なる距離に全断面積 A が集中して存在したものと考えた時の断面2次モーメントに等しい。

同様に、この断面の y 軸に関する断面2次モーメントを I_y 、断面2次半径を r_y とすれば、

$$r_y = \sqrt{I_y/A} \quad \text{あるいは} \quad I_y = r_y^2 A$$

断面係数 図6.9において、重心を通る軸に関する断面2次モーメント I を、その軸から上下最遠両端までの距離、すなわち、縁距離 e_1, e_2 で除した商を、その軸に関する断面係数（modulus of section, section modulus）といい¹⁾、通常、 W_1, W_2 で表わす。

$$W_1 = I/e_1 \quad W_2 = I/e_2$$

第5章：梁に生じる応力（梁部材断面の性質）



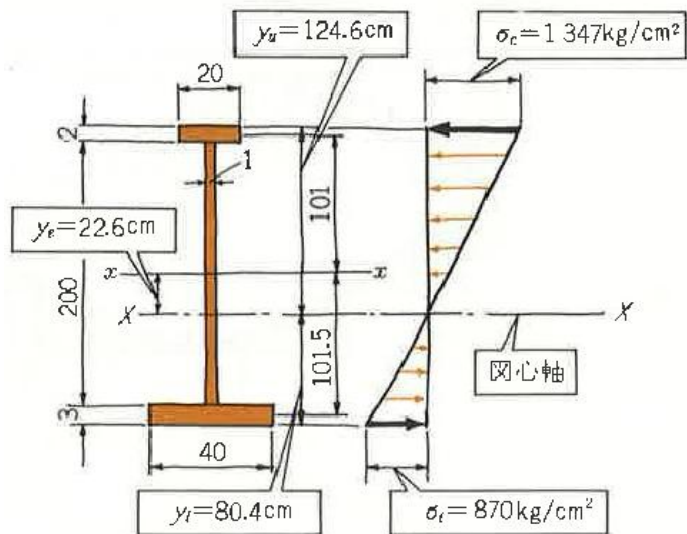
回転半径（断面2次半径）の役割

回転半径（断面2次半径）は、「座屈の起きやすさ」に関する諸量であり、回転半径が大きいほど、座屈が起きにくいことを意味します。座屈の起きやすさは、細長比（座屈長さ／回転半径）で表します。

断面係数の役割

断面係数は、部材の強さに関する諸量です。断面係数の式からも理解できるように、部材の断面積が同じ場合、検討断面方向の部材高が高い方が部材が強くなります。

第5章：梁に生じる応力（梁部材断面の性質）



	寸法 $b \times t$	断面積 $A = b \times t$	(腹板の中心からの) 距離 y	断面一次モーメント $Q = A y$	断面二次モーメント $I = A y^2$	各断面の図心に 関する断面二次	断面二次 モーメント
上フランジ	20×2	40	101	4040	408040	—	408040
腹板	1×200	200	0	0	0	$1 \times 200^3 / 12 = 666666$	666666
下フランジ	40×3	120	-101.5	-12180	1236270	—	1236270
合計		360		-8140	1644310	666666	2310976

y は下側を負とする点に注意

Y^2 では正となる

フランジ断面の自己の図心軸に関する断面二次は省略出来るほど程小さい

y_u の方向が明らかなので符号は省略

上図は、鋼桁に下凸の曲げモーメント
($23,000,000 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 230 \text{ t} \cdot \text{m} = 2300 \text{ KN} \cdot \text{m}$)
が作用している作図です。

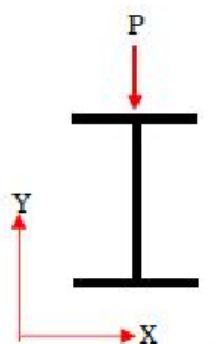
	計算式	計算値	結果
図心軸	$y_e = Q/A$	$= 8140/360 = 22.6$	22.6cm
上縁距離	$y_u = h/2 + t'_u + y_e$	$= 100 + 2 + 22.6 = 124.6$	124.6cm
下縁距離	$y_l = h/2 + t'_l - y_e$	$= 100 + 3 - 22.6 = 80.4$	80.4cm
断面二次モーメント	$I_x = I_x - A y^2$	$= 2310976 - 360 \times 22.6^2 =$	2127102cm ⁴
上断面係数	$W_u = I_x / y_u$	$= 2127102 / 124.6 =$	17071cm ³
下断面係数	$W_l = I_x / y_l$	$= 2127102 / 80.4 =$	26456cm ³
上縁応力度	$\sigma_u = M / W_u$	$= 23000000 / 17071 =$	1347kg/cm ²
下縁応力度	$\sigma_l = M / W_l$	$= 23000000 / 26456 =$	870kg/cm ²
抵抗モーメント	$M_r = \sigma_u \cdot W_u$	$= 1400 \times 17071 =$	238t·m

第5章：梁に生じる応力（梁部材断面の性質）

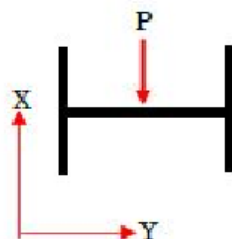


強軸と弱軸

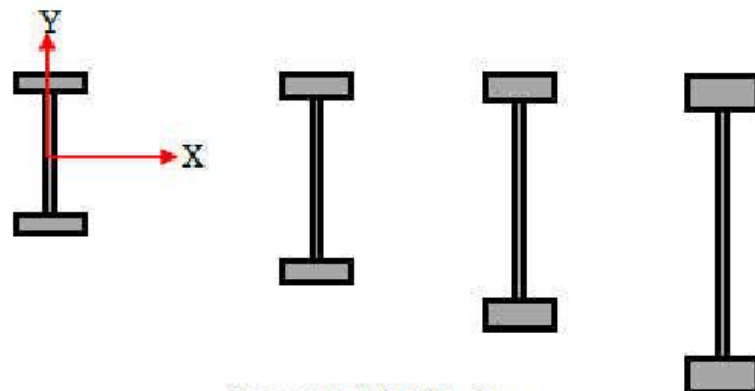
部材は方向によって、強さが違います。断面2次モーメント、断面係数、回転半径が大きい方向を**橋軸**と言い、諸量が小さい方を**弱軸**と言います。



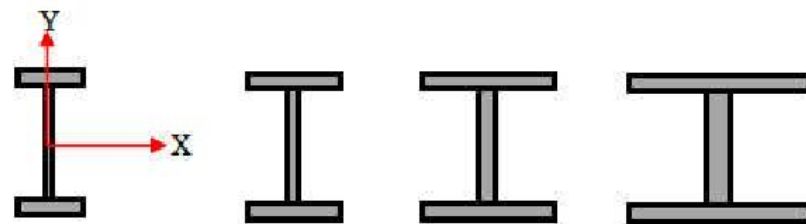
強軸方向



弱軸方向



強軸：X方向より諸量が多い



弱軸：Y方向より諸量が少ない



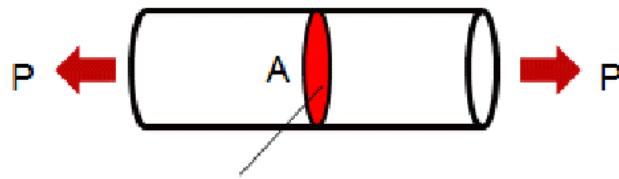
第5章：梁に生じる応力（梁の曲げ応力）



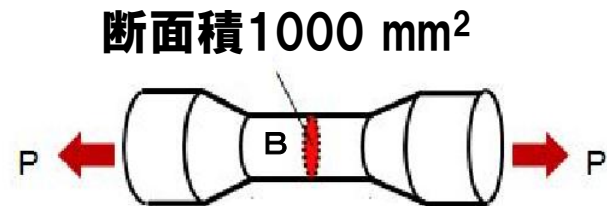
梁に曲げモーメントが作用した時の**応力**の発生と、**応力分布**について考える。

応力とは？

物体に外から力が加わった場合の内力を、**応力**と呼ぶ。つまり、外力に対して、部材が内部から応じる力である。そのため、 Σ **外力** = Σ **応力**となる。



断面積2000 mm²



上記の状態、 $P = 100\text{KN}$ とすると、
A点では、 $100000 / 2000 = 50\text{N} / \text{mm}^2$ 、
B点では、 $100000 / 1000 = 100\text{N} / \text{mm}^2$
の応力度が発生する。

第5章：梁に生じる応力（梁の曲げ応力）

梁の曲げ応力

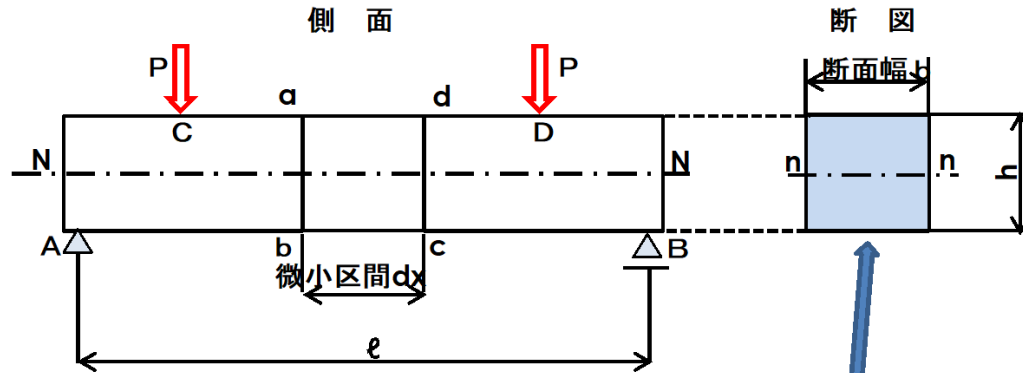


図-A

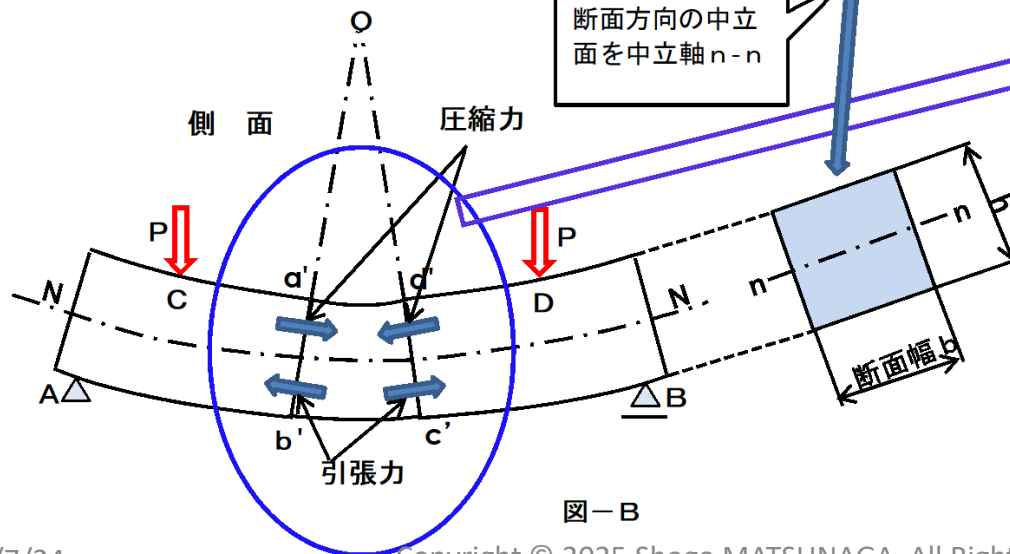


図-B

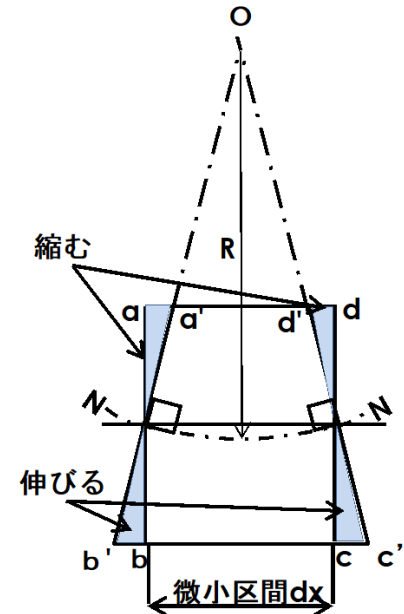


図-C

第5章：梁に生じる応力（梁の曲げ応力）



図-Aで荷重 P が単純梁に作用すると、 CD 間は曲げモーメントが発生する。この時、梁の断面の上側には圧縮力が発生し、下側には引張力が発生する。この時、梁は図-Bに示すように、下に凸型に変形する。ここで、図-Cに示すように、 CD 間で微小区間 dx の変形を考える。上側は圧縮力により縮み、下側は引張力によって伸びる。

変形が微小である場合、図-Aの変形前に示す $N-N$ 軸に垂直であった梁の断面は、図-Bに示す変形後も平面を保ち、図-Bの $N-N$ 曲線に垂直であると考えられる。（これを**平面保持の法則**、と言う）よって、上面と下面の間に圧縮応力や引張応力を受けない面が発生する。この面を**中立面**といい、 $N-N$ で表す。**中立面**は、曲げモーメントによって伸縮しない。また、梁の断面と**中立面**の交線を**中立軸**とをいい、 $n-n$ で表す。**中立軸**も圧縮と引張を受けない軸である。

部材断面には、変形（ひずみ： ε ）に比例した応力が発生する。図-Bの単純梁には、曲げモーメント M により微小区間 dx には、図-Cに示す曲率半径 R で下に凸に変形する。このときの部材の弾性係数を E として、曲げモーメント M と**中立軸**からの距離 y の部材断面に発生する応力 σ_y の関係を整理する。

第5章：梁に生じる応力（梁の曲げ応力）



弾性係数 E について（応力-ひずみ曲線）

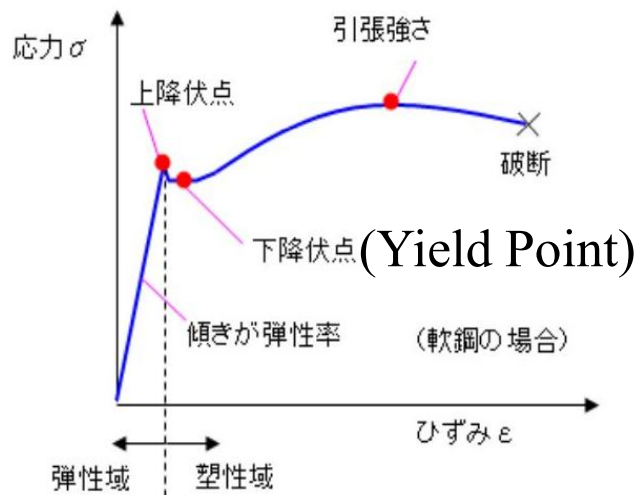
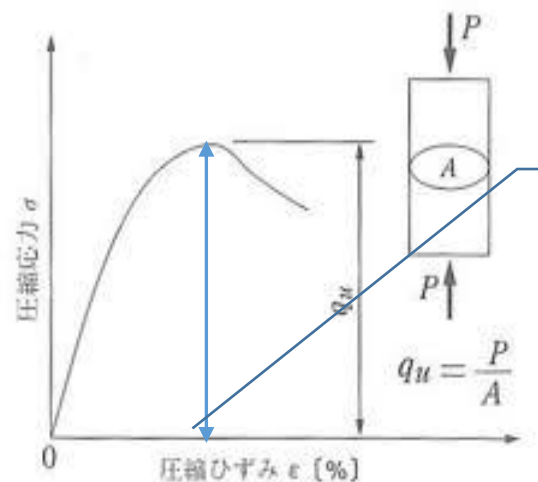


図-2.2.1 鋼材・応力-ひずみ曲線



q_u ：一軸圧縮強さ

コンクリート応力-ひずみ曲線

コンクリートの場合は、一般に0.2%のひずみでピークを迎える。

基本事項

弾性係数 E とは、 $E = \sigma / \varepsilon = P/A / \Delta L$ (変形した部材長さ) / L (元部材長)

即ち、 $\sigma = E \cdot \varepsilon$ となる。

つまり、弾性係数 E (弾性率) を比例定数として、降伏点までは比例関係が成立する。これを、「フックの法則」という。

第5章：梁に生じる応力（梁の曲げ応力）

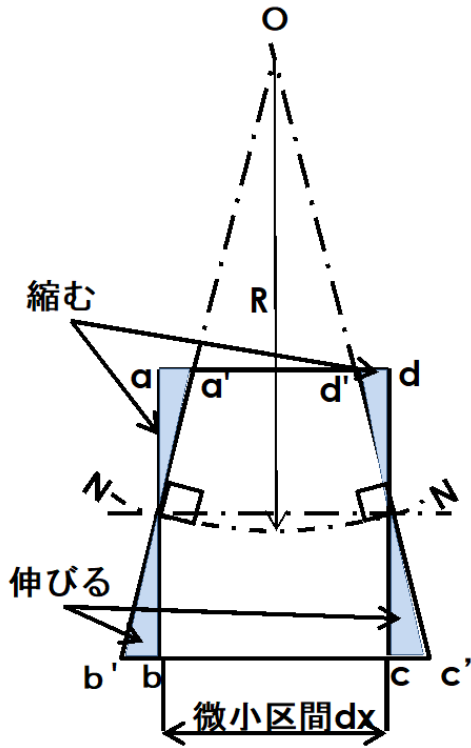


図-C

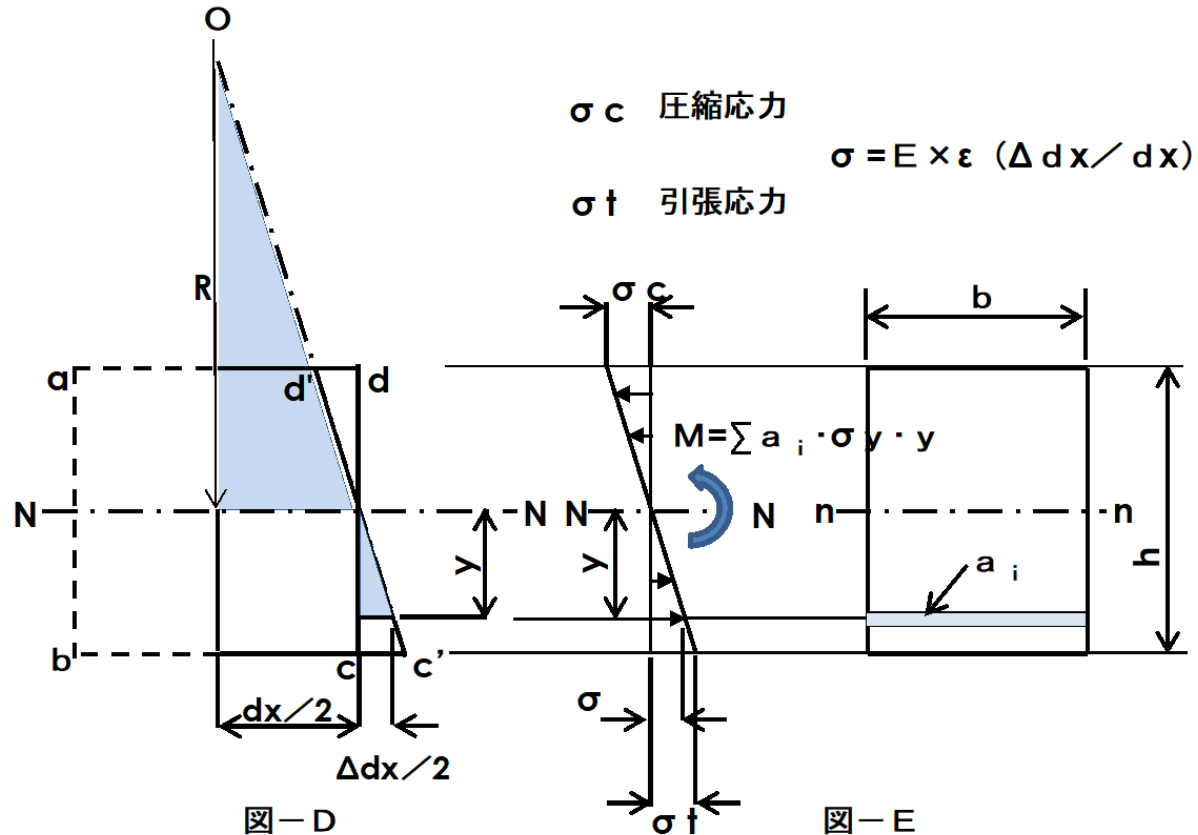


図-D

図-E

第5章：梁に生じる応力（梁の曲げ応力）



図-Eにおいて、**中立軸** n-n から y の位置の微小長方形の面積 a_i に応力 σy が発生したと考える。

$a_i \sigma y$ は、微小長方形 a_i に発生した内力であり、**中立軸** n-n に対する力のモーメント $\Delta M = (a_i \sigma y) y$

が発生する。この内力のモーメントを全断面にわたって合計したものが、曲げモーメントによって発生した

偶力のモーメントに等しい。したがって、 $M = \sum \Delta M_i = \sum (a_i \sigma y) y$ -①式 となる。

図-Dにおいて、着色した二つの三角形は相似形であり、前出の「応力-ひずみ曲線」から、下記の式が成り立つ。

$$\sigma = E \cdot \varepsilon = E \cdot \Delta dx / dx = E \cdot y / R \quad \text{②式} \quad \left(\text{式②を式①に代入すると、} \left[\sigma \cdot R = E \cdot y \rightarrow \sigma(R) = \frac{E \cdot y}{R(\sigma)} \right] \right)$$

$$M = \sum (a_i \sigma y) y = \sum a_i (E \cdot y / R) y = \frac{E}{R} \sum a_i y^2 = EI / R \quad \text{-③式となる。}$$

$$\sum a_i y^2 = I \quad (\text{中立軸における断面二次モーメント})$$

$$\text{②式と③式から R を消去すれば、} M = \frac{EI}{R} = \frac{EI}{\frac{E \cdot y}{\sigma}} \quad \text{-式④となる。} \quad \left(M = E \cdot I \frac{\sigma}{E \cdot y} = \frac{I \cdot \sigma}{y} \right)$$

即ち、**中立軸** から y の距離の位置の応力を求められる式となる。

$$\text{④式から応力 } \sigma \text{ へ変換すると、} \sigma = \frac{M \cdot y}{I} \quad \text{-⑤式 となる。⑤式から、} y \text{ が最大、つまり梁の上下で最大応力}$$

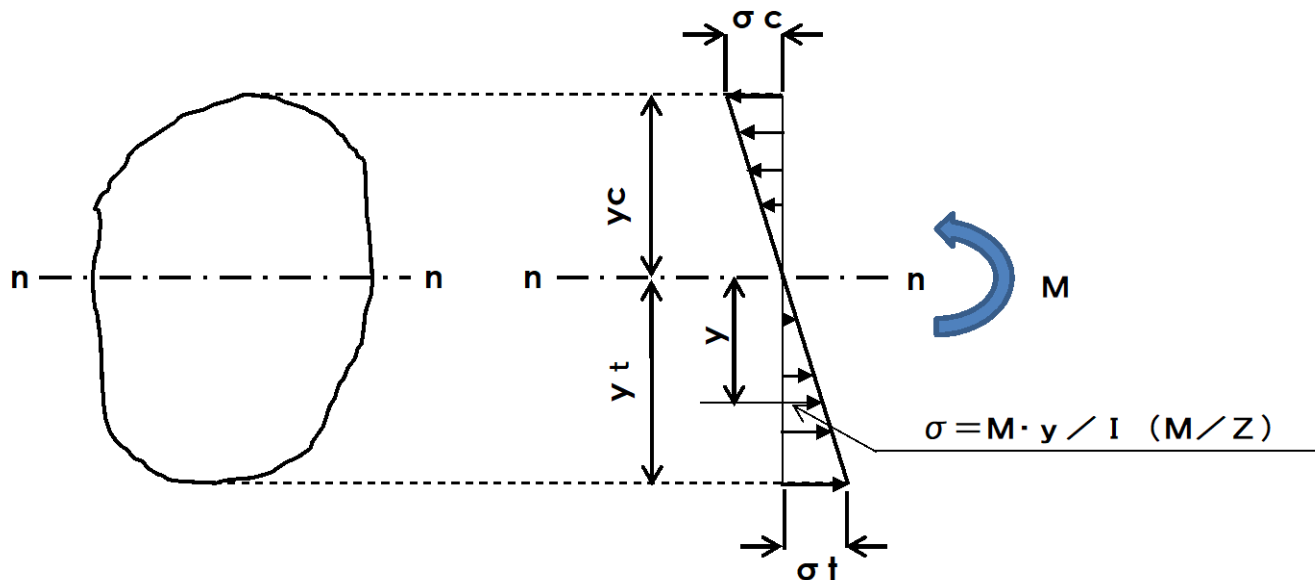
となることがわかる。

ここで、 Z (断面係数) = I / y であることを学んでいるので、 $1 / Z = y / I$ 即ち、 $\sigma = M / Z$ -式⑥となる。

第5章：梁に生じる応力（曲げ応力の分布）



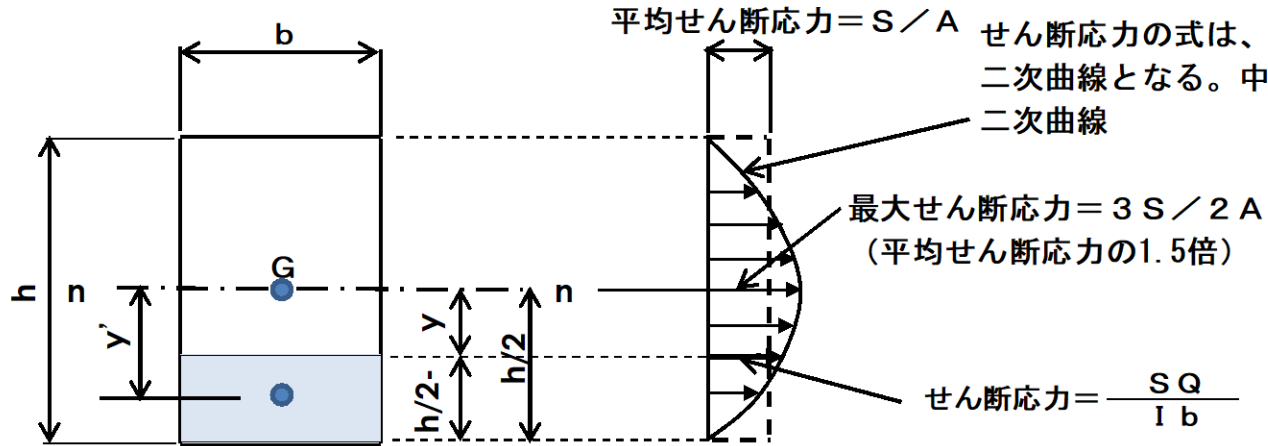
下図に示すように、部材の軸方向の変形は直線的である。**フックの法則**から、それにともなって発生する応力も変形の大きさに比例して変化する。
すなわち、曲げモーメントが作用する任意の断面には、**中立軸**を原点として、高さ y 方向に直線的に応力が分布すると考える。



第5章：梁に生じる応力（せん断応力の分布）



長方形断面の最大せん断応力は、平均せん断応力の1.5倍となる。



梁のせん断応力分布の考え方
 (水路を流れる水流と似た性質=せん断流による考え方で、鋼部材のせん断応力の設計で用いられることが多い)

- ここで、S : せん断力
- Q : 中立軸 n-n の断面一次モーメント
- I : 中立軸 n-n の断面二次モーメント
- A : 部材断面積 (部材幅 × 有効高)

○ $x=0$ の位置に対して、

$$\tau = \frac{S}{b \cdot d} = \frac{14.82 \times 10^3}{100 \times 33} = 4.5 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{ca} = 3.6 \times 2 = 7.2 \text{ kg/cm}^2$$

○ $x=2d$ の位置に対して、

$$\tau = \frac{S'}{b \cdot d} = \frac{10.36 \times 10^3}{100 \times 33} = 3.1 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{ca} = 3.6 \text{ kg/cm}^2$$

コンクリートのせん断応力度は平均せん断応力度として算出する。このせん断応力度は、図-5.12に示す照査位置(x)に応じて次式で割増(α)する。

$$\alpha = 2 - \frac{x}{2d} \quad (\text{但し, } 1 \leq \alpha \leq 2.0)$$

なお、本例では、 $x=0$ ($\alpha=2$)と $x=2d$ ($\alpha=1$)の位置について行う。

以上、頂版の左端に対する部材断面の計算方法について記述したが、他の照査位置に対しても同様に行う。その結果を表-5.2に示す。

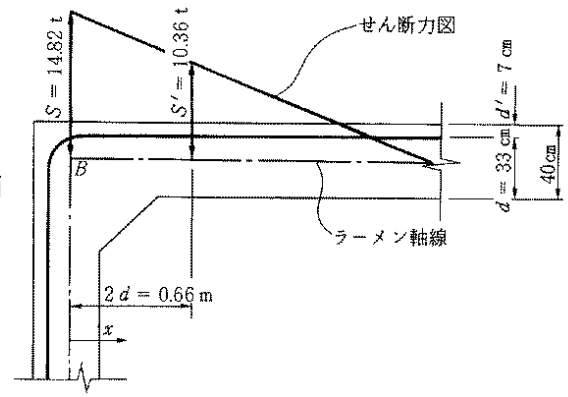
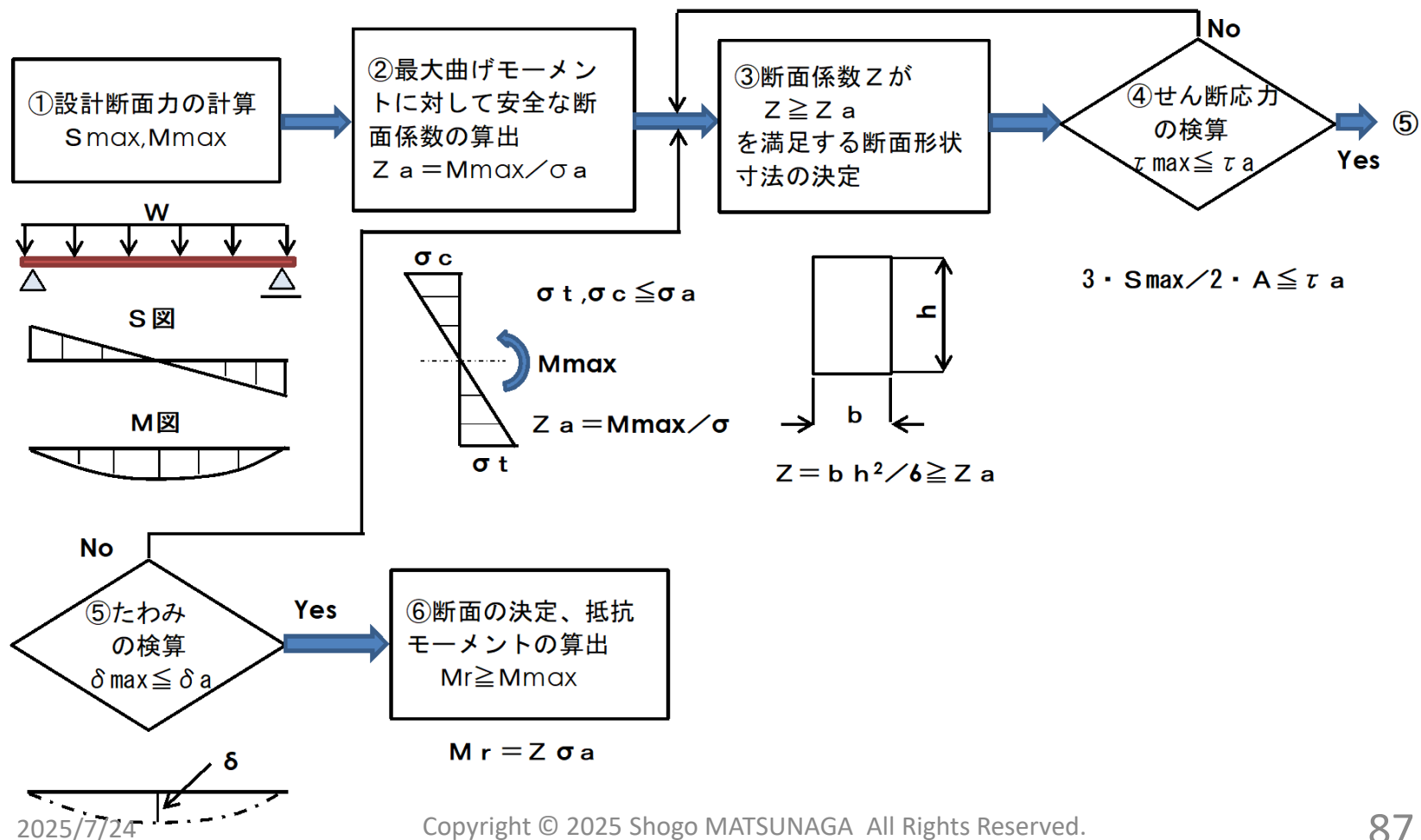


図-5.12 頂版のせん断力

第5章：梁に生じる応力（梁の設計）



梁の荷重が作用すると、部材断面には曲げ応力とせん断応力が発生する。これらの応力に対して安全な断面を求めることが梁の設計である。

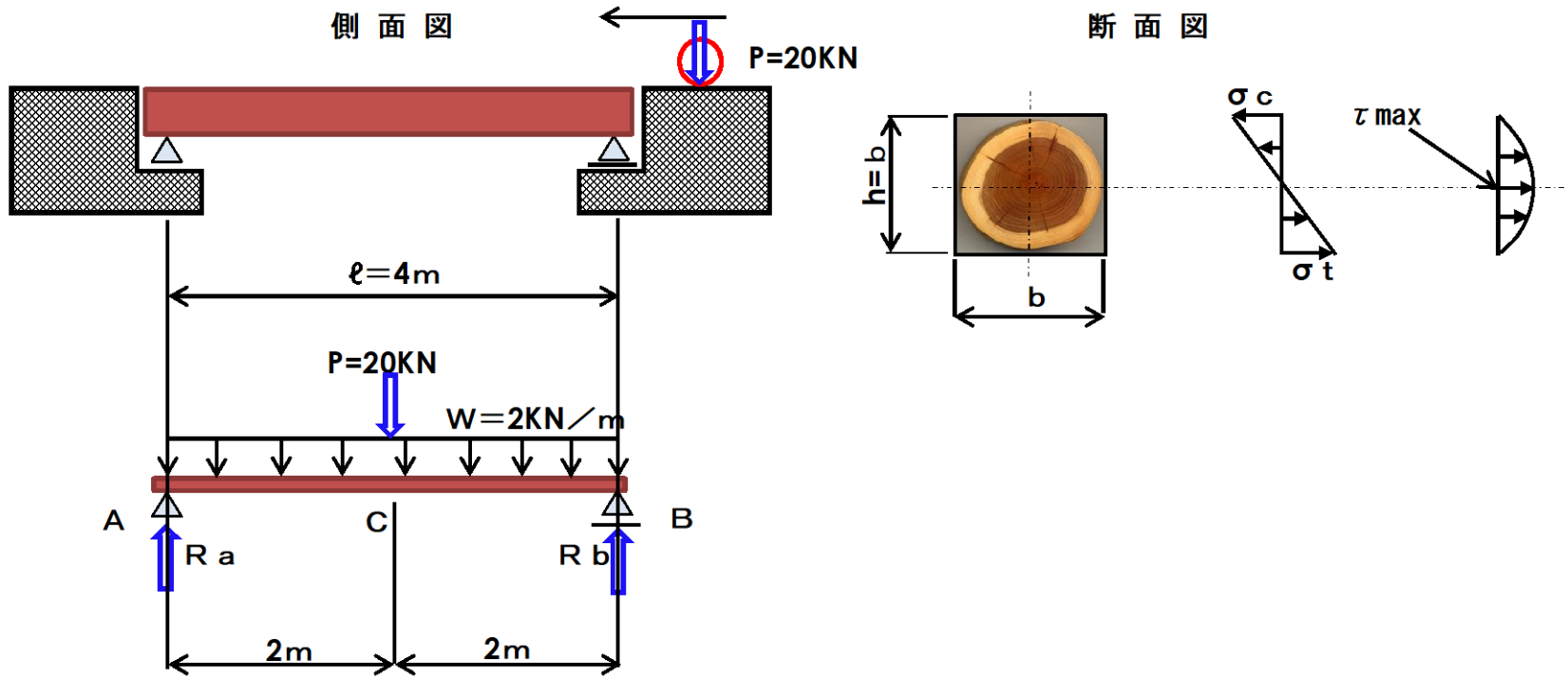


第5章：梁に生じる応力（梁の設計計算）



下図に示すように、支間長4mの木の単純梁に自重を含めて $W = 2\text{KN/m}$ の等分布荷重と、 $P = 20\text{KN}$ の荷重が作用する時の梁の断面寸法を検討する。

但し、木の許容曲げ応力度 $\sigma_a = 10\text{N/mm}^2$ 、許容せん断応力度 $\tau_a = 1.0\text{N/mm}^2$ とする。P荷重は移動する。



第5章：梁に生じる応力（梁の設計計算）



1. 設計断面力（Smax, Mmax）

最大せん断力 Smaxは、P荷重が、支点A及びB上にある時に発生する。

側面図から、 $S_{max} = W \cdot \ell / 2 + P = (2 \times 4) / 2 + 20 = 24 \text{KN} = 24,000 \text{N}$

最大曲げモーメント Mmaxは、P荷重が支間中央C点上にあるときであるから、点Cに発生する、曲げモーメントは

$$M_{max} = W \cdot \ell^2 / 8 + P \cdot \ell / 4 = (2 \times 4^2) / 8 + 20 \times 4 / 4 = 24 \text{KN} \cdot \text{m} = 2.4 \times 10^7 \text{N} \cdot \text{mm}$$

2. 必要断面係数（Za）の計算

$$Z_a = \frac{M_{max}}{\sigma_a} = 2.4 \times 10^7 / 10 = 2.4 \times 10^6 \text{mm}^3$$

次元大事

$$\frac{\text{N} \cdot \text{mm}}{\text{N} / \text{mm}^2} = \text{mm}^3$$

3. 断面寸法の仮定

一辺bの正方形断面を仮定すると、一辺bの正方形断面の断面係数Zは下記となる。

$$Z = \frac{b h^2}{6} = b^3 / 6 \geq 2.4 \times 10^6 \text{mm}^3 \quad \text{すなわち、} b \geq \sqrt[3]{(1.44 \times 10^7)}, b \geq 243 \text{mm} \quad \text{となる。}$$

よって、b = 250mmと仮定する。

4. せん断応力に対する検算

仮定断面の断面積 $A = b \times b = 250 \times 250 = 6.25 \times 10^4 \text{mm}^2$ 最大せん断応力度 $S_{max} = 24,000 \text{N}$ であるので、

$$\tau_{max} = \frac{3 \cdot S_{max}}{2 \cdot A} = 3 / 2 \times (2.4 \times 10^4) / (6.25 \times 10^4) = 0.58 \text{N} / \text{mm}^2 \leq \tau_a \text{となり問題なし。}$$

5. たわみ量の計算

省略する。

6. 断面決定、抵抗モーメントの算出

断面を250×250と決定する。

$$M_r = Z \sigma_a = \frac{b h^2}{6} \times \sigma_a = (250 \times 250^2) / 6 \times 10 = 2.6 \times 10^7 \text{N} \cdot \text{mm} \geq M_{max}$$

第5章：梁に生じる応力（断面係数の大きな断面）



元気なインフラ研究所
Yuanqi Infrastructure Research Institute

抵抗モーメントは断面係数に比例して大きくなることから、断面係数の大きな断面ほど、曲げに対して強い断面となる。直径 d の丸太材料から長方形の梁を加工する場合、最も断面係数が大きくなる形状を検討する。

右の図において、 b と h の関係は、ピタゴラスの定理により下記となる。

$$d^2 = b^2 + h^2 \quad \text{すなわち、} h^2 = d^2 - b^2 \quad \text{---①式}$$

上記①式に、 $Z = b h^2 / 6$ を代入すると、下記となる。

$$Z = \frac{b (d^2 - b^2)}{6} \quad (0 < b < d)$$

この式は、 b に関する3次関数となる。グラフに描くと、右図のグラフとなる。

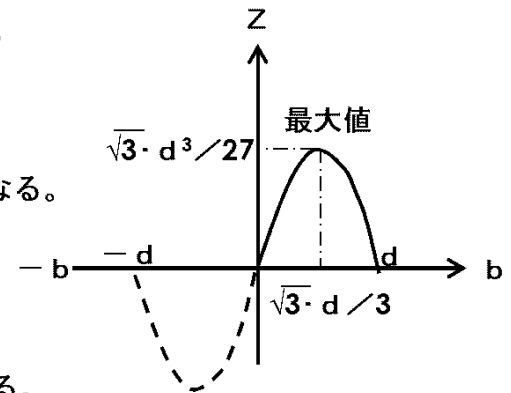
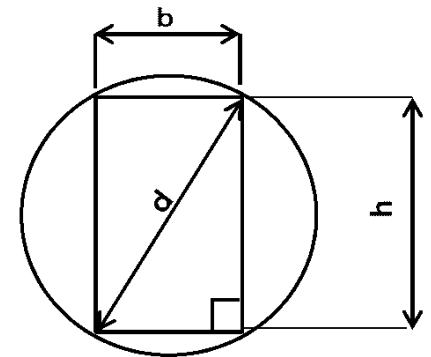
右グラフのように、 Z の最大値は、 $b = \sqrt{3}d / 3$ である。

この時の h は、 $h^2 = d^2 - b^2 = d^2 - (\sqrt{3}d / 3)^2 = d^2 - d^2 / 3 = 2d^2 / 3$ となる。

$$\text{よって、} h = \sqrt{\frac{2}{3}} d = \frac{\sqrt{6}d}{3}$$

したがって、最も断面係数が大きくなる断面は、幅と高さの比が下記の通りとなる。

$$b : h = \frac{\sqrt{3}d}{3} : \frac{\sqrt{6}d}{3} = 1 : \sqrt{2}$$



第6章：応力と材料の強さ

第6章：応力と材料の強さ（軸方向応力とひずみ）



部材に外力が作用すると、部材内部には応力が発生し、部材の寸法が変化する。応力と変形の関係（フックの法則）を整理。

1. ひずみ

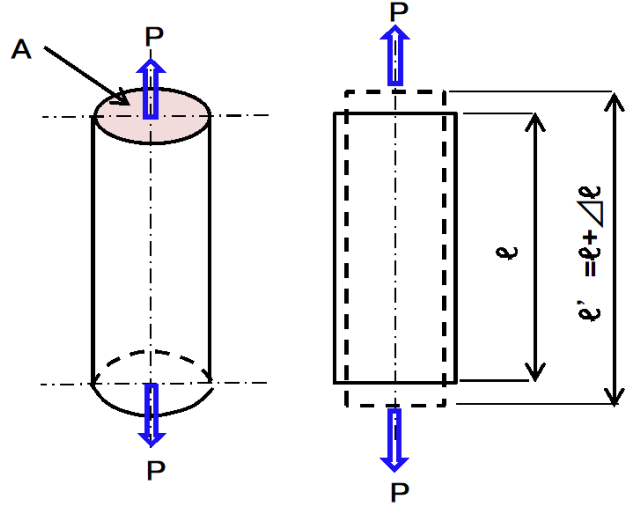
右の図面に示すように、断面積A「m²」の部材に軸方向力P「N」が作用すると、部材内部の軸方向応力は下記となる。

$$\sigma = \frac{P}{A} \text{ 「N/m}^2\text{」}$$

また、この時、部材の元の長さℓに対する伸び量Δℓの割合をひずみといい、εで表す。

$$\varepsilon = \frac{\Delta\ell}{\ell}$$

上記のように、ひずみの単位は無次元である。



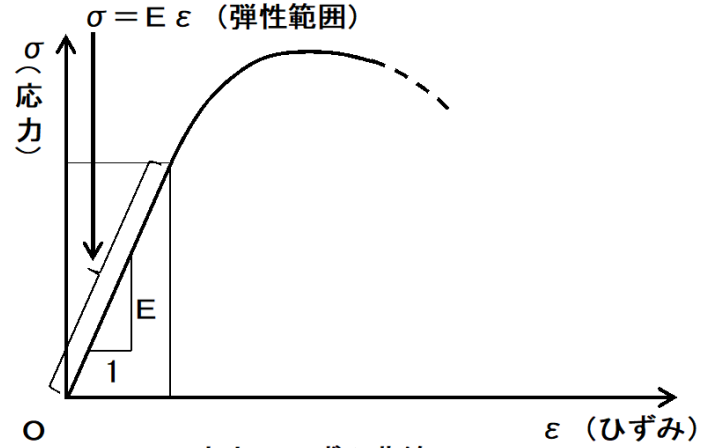
2. フックの法則

鋼材などでは軸方向応力とひずみには、ある範囲内で比例の関係が成立する。これをフックの法則（σ = Eε）という。

この時の比例定数 E を弾性係数といい、材料固有の値である。

$$\sigma = \frac{P}{A} = E\varepsilon = E \frac{\Delta\ell}{\ell} \quad \Delta\ell = \frac{P\ell}{EA}$$

すなわち、弾性係数が大きい方の材料が、変形量Δℓが少ない。



応力-ひずみ曲線

第6章：応力と材料の強さ（各材料の弾性係数）



表-3.3.1 鋼材の物理定数

鋼 種	物理定数の値
鋼 及び 鋳 鋼 の ヤ ン グ 係 数	$2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$
PC 鋼 線, PC 鋼 より 線, PC 鋼 棒 の ヤ ン グ 係 数	$2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$
鋳 鉄 の ヤ ン グ 係 数	$1.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$
鋼 の せん 断 弾 性 係 数	$7.7 \times 10^4 \text{N/mm}^2$
鋼 及 び 鋳 鋼 の ポ ア ソ ン 比	0.30
鋳 鉄 の ポ ア ソ ン 比	0.25

表-3.3.3 コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60
ヤング係数	2.35×10^4	2.5×10^4	2.65×10^4	2.8×10^4	3.1×10^4	3.3×10^4	3.5×10^4

表-解 3.3.1 高強度コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度	70	80
ヤング係数	3.7×10^4	3.8×10^4

木 材	3,900 ~ 11,000
-----	----------------

第6章：応力と材料の強さ（ポアソン比）



フックの法則では、長さ l の部材を引っ張ると軸方向に Δl だけ

伸びることを学んだ。これと同時に、右図に示すように、

軸直角方向に縮んでいる。

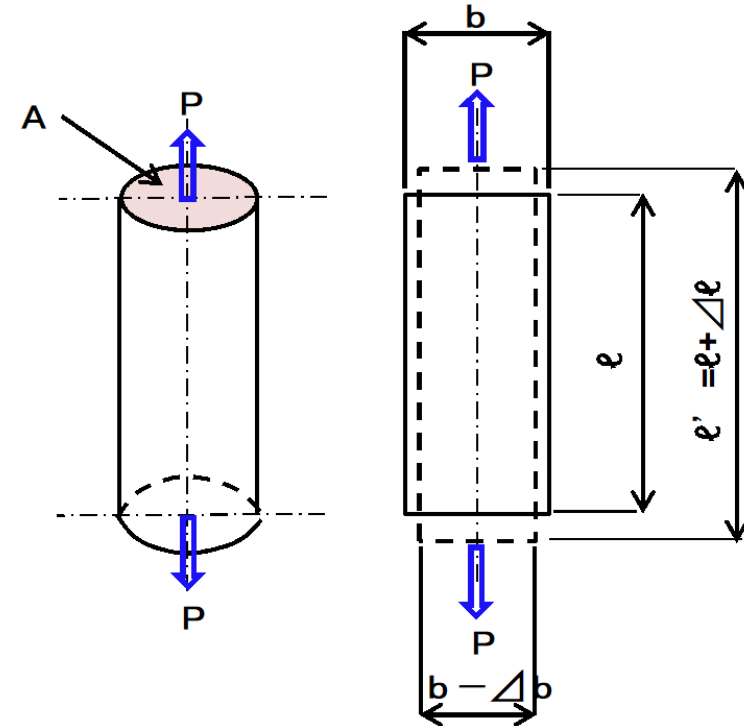
この時、軸方向ひずみ $\Delta l / l$ に対する、軸直角方向ひずみ $\Delta b / b$

の割合に符号をつけた値をポアソン比 ν といい、下記で表す

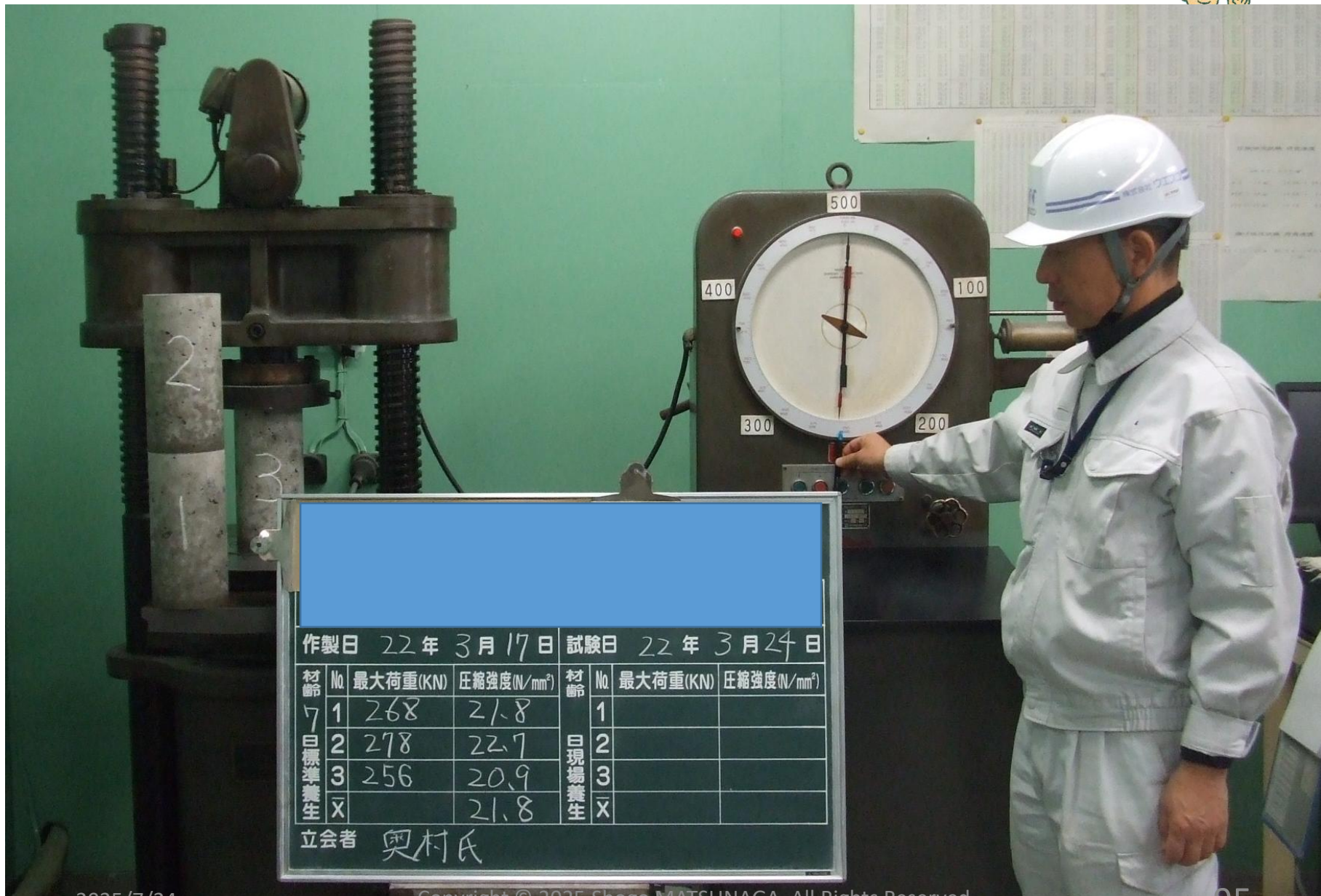
$$\nu = \frac{\Delta b / b}{\Delta l / l}$$

ポアソン比は材料固有の値を示し、鋼材で $1/3 \sim 1/4$

コンクリートで、 $1/6 \sim 1/12$ を示す。



第6章：応力と材料の強さ（各種材料の力学的性質）



[Redacted]				[Redacted]			
作製日 22年 3月 17日				試験日 22年 3月 24日			
材 齢	No.	最大荷重(KN)	圧縮強度(N/mm ²)	材 齢	No.	最大荷重(KN)	圧縮強度(N/mm ²)
7 日 標 準 養 生	1	268	21.8	日 現 場 養 生	1		
	2	278	22.7		2		
	3	256	20.9		3		
	\bar{x}		21.8		\bar{x}		
立会者 奥村氏							



二日目の内容

(進捗に応じて変更の可能性有り)



第1章：構造物と力

第2章：梁の外力

第3章：梁の内力

第4章：梁を解く

第5章：梁に生じる応力

第6章：応力と材料の強さ

第7章：梁のたわみ

第8章：連続梁とラーメン

テスト

前日のおさらい

- 構造物とは、力を支えるための工作物である。
- 力の3要素とは、①作用点(力の働く点)、②力の向き、③力の大きさ、である。
- 橋には、自分の重さ(自重)の他に、歩行者、自動車、列車の荷重が載荷される。
- 1Nとは、1Kgの質量に $1\text{m}/\text{s}^2$ の加速度が作用した時の荷重の大きさである。

初日の振り返り

- 次元(ディメンジョン)

長さ(長さの次元は記号Lで表す) Length

質量(質量の次元は記号Mで表す) Mass

時間(時間の次元は記号Tで表す) Time

- 力の釣り合い

一つの物体に二つ以上の力が作用して静止している時、この物体に作用している全ての力は釣り合っていて、この物体は釣り合いの状態にあるという。

複数の力が釣り合っているとき、下記の3条件を満足している。

①水平分力の和がゼロである。 $\Sigma H=0$

②鉛直分力の和がゼロである。 $\Sigma V=0$

③力のモーメントの和がゼロである。 $\Sigma M=0$

これらを「力の釣り合い3条件」という。3条件で方程式を導き、反力などの未知の力を求めることができる。

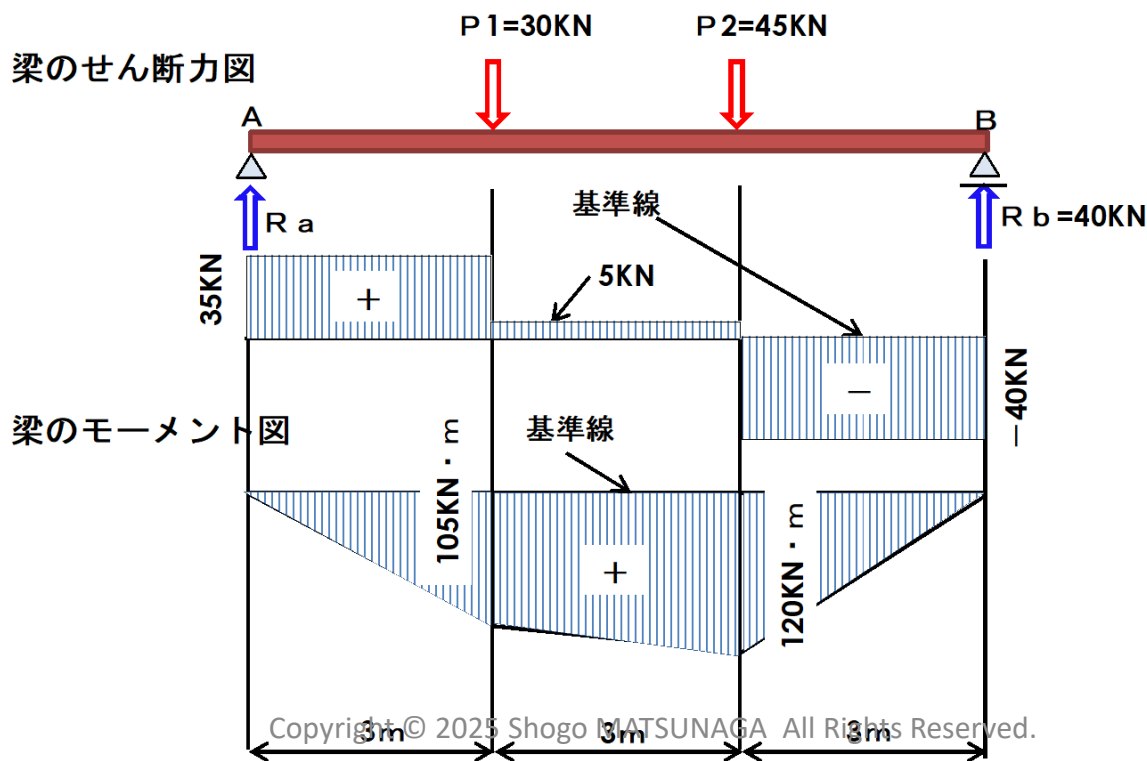
釣り合いの3条件から導くことができる構造を→「静定構造」

3条件だけでは求めることが出来ない構造を→「不静定構造」

単純梁曲げモーメントとモーメント図

曲げモーメントは梁が曲げ作用を受けている状態であり、モーメント図は、梁に平行に引いた基準線の上側を負の曲げモーメント、下側を正の曲げモーメントとして表現した図である。

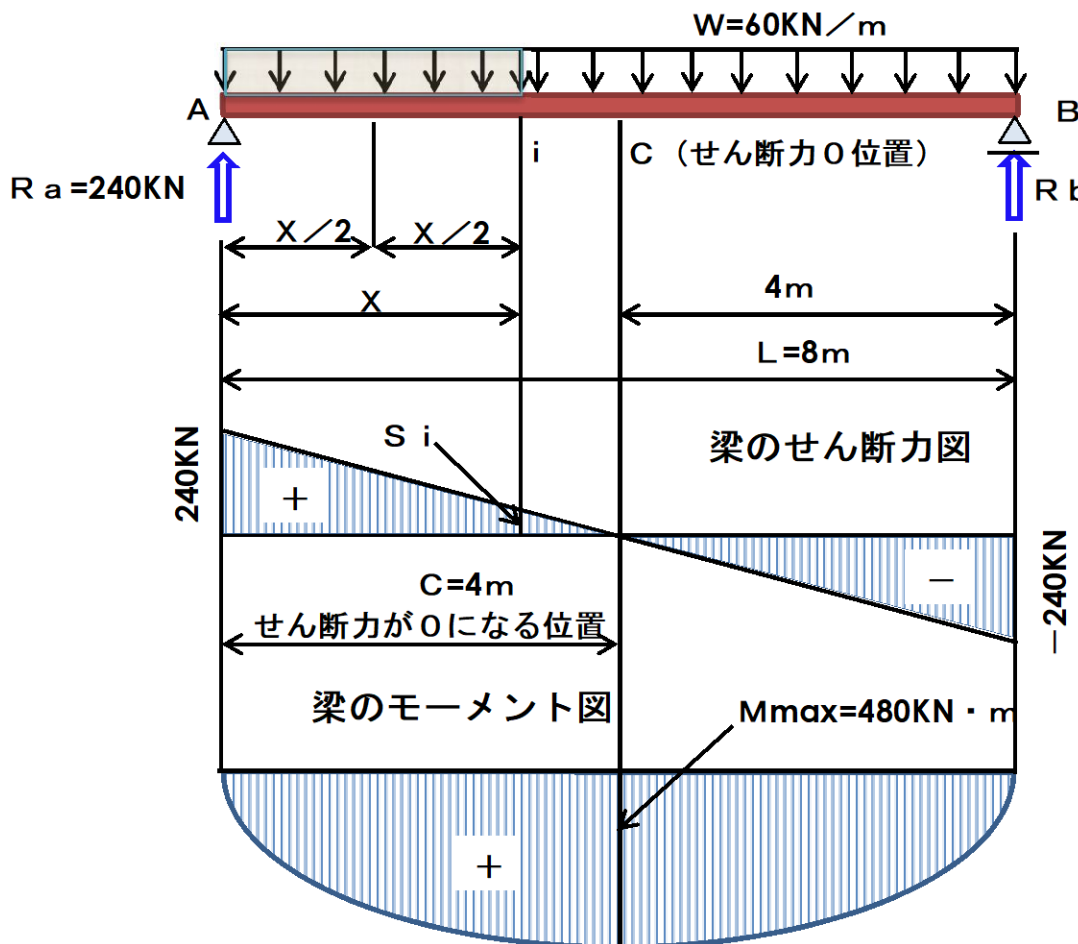
梁のせん断力図とモーメント図（集中荷重）



単純梁曲げモーメントとモーメント図



梁のせん断力図とモーメント図（等分布荷重）



C点でのモーメントを求める

$$M_{\text{max}} = -60\text{KN}/\text{m} \times 4\text{m} \times 4\text{m} \times 1/2 + 240\text{KN} \times 4\text{m} = 480\text{KN}\cdot\text{m}$$

せん断力0の位置は、最大曲げモーメント

<反力算出～断面力の算出～集中荷重～> 一つの集中荷重が作用する場合の曲げモーメント

1. 反力の計算

支点Aの反力 R_a は、釣合いの3条件 $\sum M_{(B)} = 0$ から、

$$\sum M_{(B)} = 0 \text{ から、 } R_a \times 5 - P \times 3$$

$$\text{ゆえに、 } R_a = (P \times 3) / 5 = (10 \times 3) / 5 = 6 \text{ KN}$$

$$\sum M_{(A)} = 0 \text{ から、 } P \times 2 - R_b \times 5$$

$$\text{ゆえに、 } R_b = (P \times 2) / 5 = (10 \times 2) / 5 = 4 \text{ KN}$$

$$\text{検算 } \sum V = R_a - P + R_b = 6 - 10 + 4 = 0$$

2. 軸方向力の計算

軸方向力は生じていない

3. せん断力の計算

$$S_{ac} = R_a = 6 \text{ KN}$$

$$S_{cb} = R_a - P = 6 - 10 = -4 \text{ KN}$$

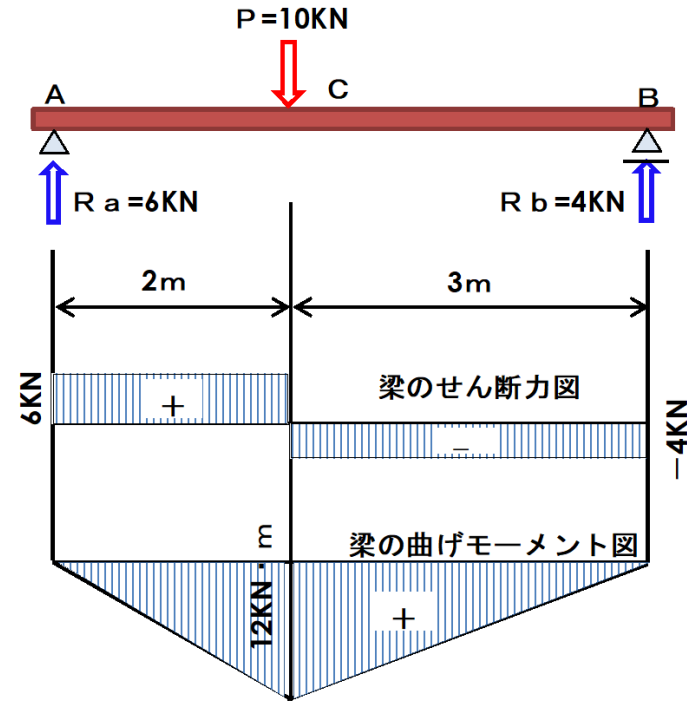
4. 曲げモーメントの計算

点A、C、Bに生じる曲げモーメントを M_a 、 M_c 、 M_b とする。

$$M_a = R_a \times 0 = 6 \times 0 = 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_c = R_a \times 2 = 6 \times 2 = 12 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ (せん断力 } 0 \text{ = 最大曲げモーメント)}$$

$$M_b = R_a \times 5 - P \times 3 = 6 \times 5 - 10 \times 3 = 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$$



<反力算出～断面力の算出～集中荷重＋等分布荷重～> 集中荷重と等分布荷重が作用する場合



1. 反力の計算

等分布荷重を集中荷重に換算する。 $P2 = 50 \times 6 = 300 \text{ KN}$
 支点Aの反力、 R_a 、 R_b は、釣合い条件 $\sum M_{(A)}$ 、 $\sum M_{(B)} = 0$ から、

$$R_a = (P1 \times 8 + P2 \times 3) / 10 = (100 \times 8 + 300 \times 3) / 10 = 170 \text{ KN}$$

$$R_b = (P1 \times 2 + P2 \times 7) / 10 = (100 \times 2 + 300 \times 7) / 10 = 230 \text{ KN}$$

2. 軸方向力の計算

軸方向力は生じていない

3. せん断力の計算

$$S_{ac} = R_a = 170 \text{ KN} \quad S_{cd} = R_a - P1 = 170 - 100 = 70 \text{ KN}$$

S_{db} 間において、点DからXの点のせん断力 S_x は、Dx間の荷重が、 $50x$ であるので、 $S_x = R_a - P1 - 50x$ となる。
 すなわち、 $S_x = 70 - 50x$ となる。 $S_x = 0$ となる x は、
 $x = 70 / 50 = 1.4 \text{ m}$ となる。
 つまり、D点から 1.4 m の位置でせん断力が0になる。
 $x = 6 \text{ m}$ とすると、 $S_b = 70 - 50 \times 6 = -230 \text{ KN}$ となる。

4. 曲げモーメントの計算

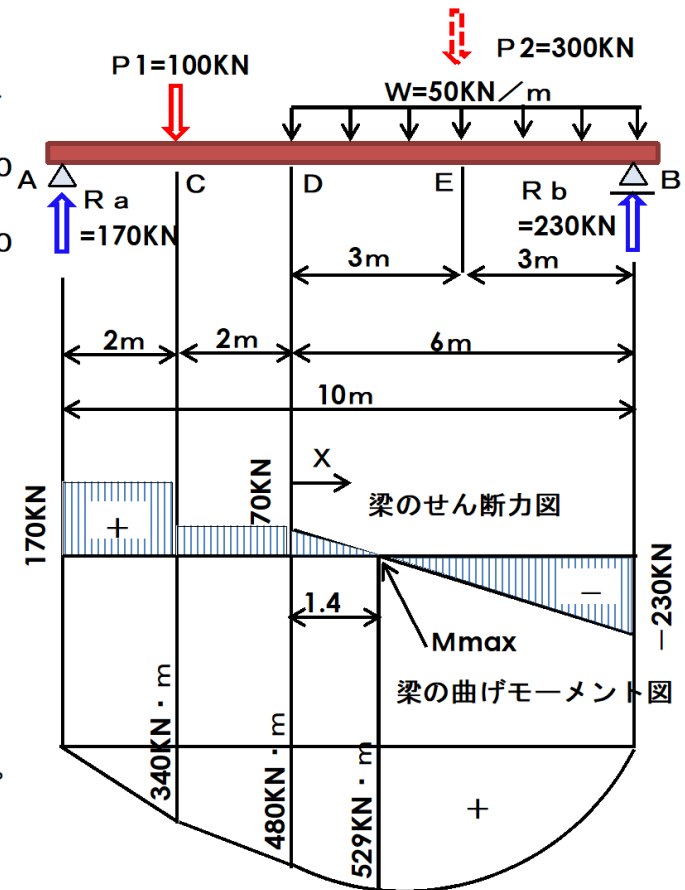
$$M_a = R_a \times 0 = 170 \times 0 = 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

また、 $M_b = 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$M_c = R_a \times 2 = 170 \times 2 = 340 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_d = R_a \times 4 - P1 \times 2 = 170 \times 4 - 100 \times 2 = 480 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{max} = 170 \times (4 + 1.4) - 100 \times (2 + 1.4) - (1.4 \times 50) \times 1.4 / 2 = 529 \text{ KN} \cdot \text{m}$$



第7章：梁のたわみ

第7章:梁のたわみ



梁は鉛直方向の荷重を受けて変形して曲がる。構造上安全は橋であっても、変形する量が大きいと移動荷重によって振動を起こすなど好ましくない。そのため、梁の変形量（たわみ量）は規制されている。

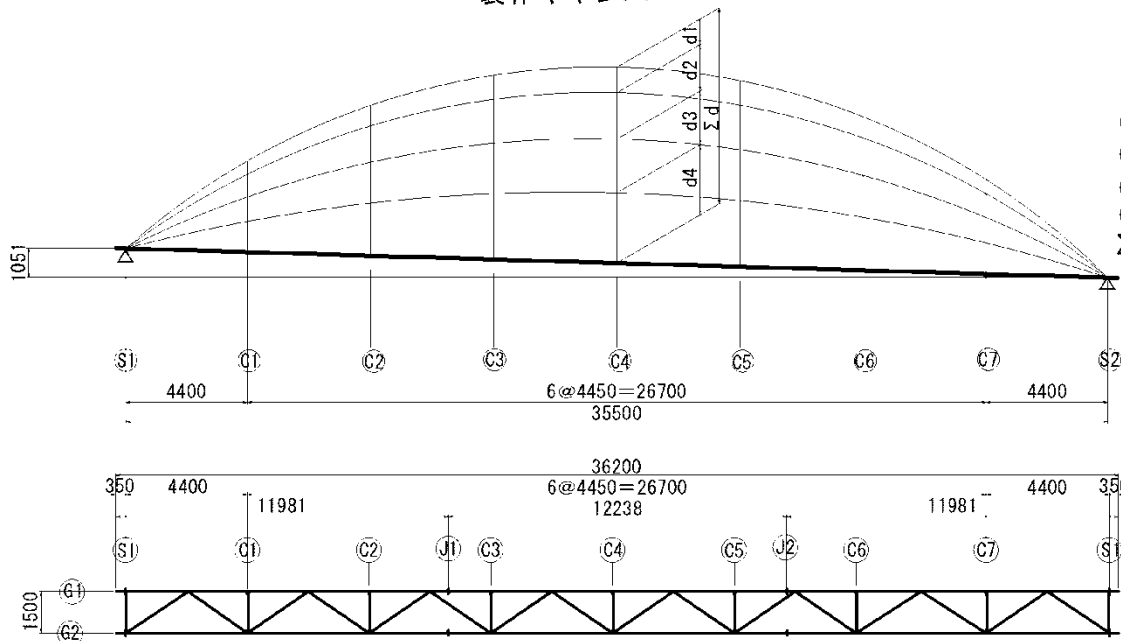
表- たわみの許容値 (m)

橋の形式		けたの形式	単純げたおよび連続げた	ゲルバーげたの片持部
プレート ガーダー 形式	鉄筋コンクリート床版をもつプレートガーダー	$L \leq 10$	$L/2,000$	$L/1,200$
		$10 < L \leq 40$	$\frac{L}{20,000/L}$	$\frac{L}{12,000/L}$
		$40 < L$	$L/500$	$L/300$
	その他の床版をもつプレートガーダー	$L/500$	$L/300$	
吊橋形式			$L/350$	
斜張橋形式			$L/400$	
その他の形式			$L/600$	$L/400$

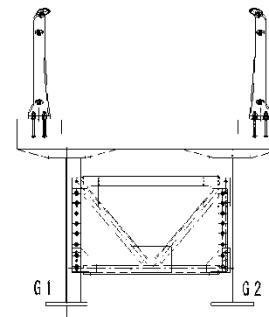
第7章:梁のたわみ(カンバー)

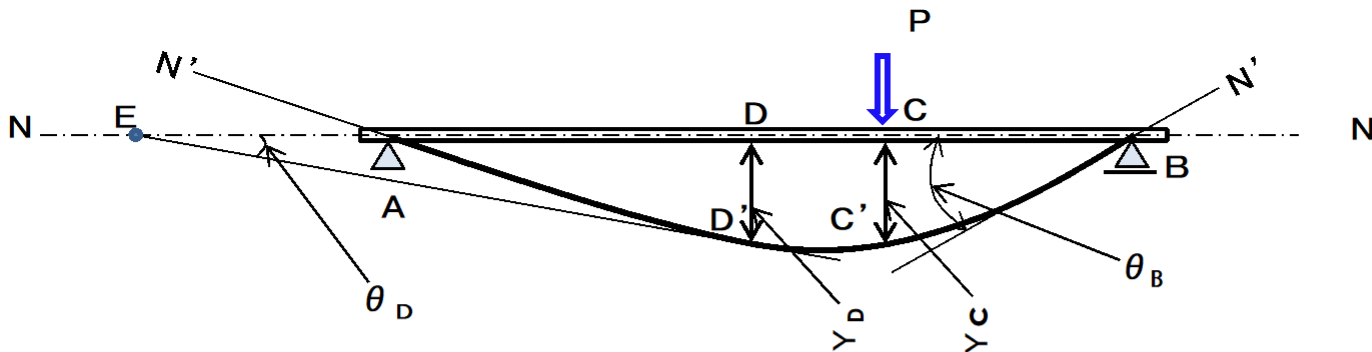
カンバーとは、桁の自重等により桁がたわむので、完成時の形状が計画時の形状と異ならないように、工場製作でつける、たわみと同じ量の反りのことである。

製作カンバー



- d1 : 合成前死荷重たわみ (構桁+床版、型枠)
- d2 : 合成後死荷重たわみ (型枠+地覆、高欄+舗装)
- d3 : 乾燥収縮によるたわみ
- d4 : クリープによるたわみ
- Σd : 製作カンバー





上図のように、部材N-Nのまっすぐな梁に、荷重が作用すると、梁はN'-N'のように変形して曲がる。この現象を、'梁がたわむ'といい、変形後の部材軸N'-N'をたわみ曲線という。

また、荷重が作用するまえの点Cが、変形後C'に移動したとすると、CC'の鉛直距離 Y_C を点Cのたわみといい、長さの単位、m、mmで示す。

また、たわみ曲線上の点D'の接線と、もとの部材軸N-Nとの交点をEとすると、この接線ED'とN-N軸のなす角 θ_D を点Dのたわみ角といい、単位はラジアン「rad」で表す。

ここで復習です。 $\pi \text{ rad} = 180^\circ$ です。つまり $1 \text{ rad} = 180 / \pi$ $1 \text{ rad} \doteq 57.3^\circ$ です。

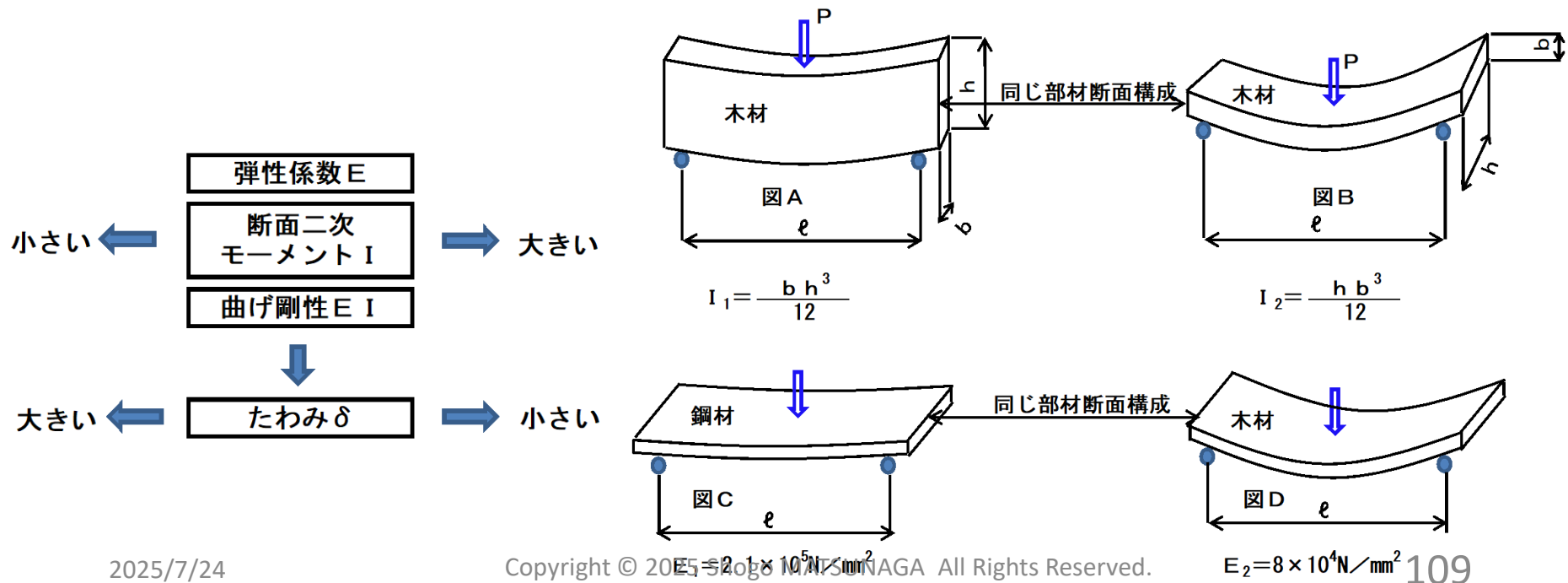
梁のたわみを考える場合は、下記のようなルールとする。

1. 一般にせん断によるたわみは微小なので、曲げモーメントによるたわみだけを取り扱う。
2. 単純梁がたわむと可動支点は少し内側に移動するが、一般にその量は微量なので無視する。
3. たわみは下に向かうものを正(+)、たわみ角は変形まえのN-N軸を基準として時計まわりの方向を正(+)

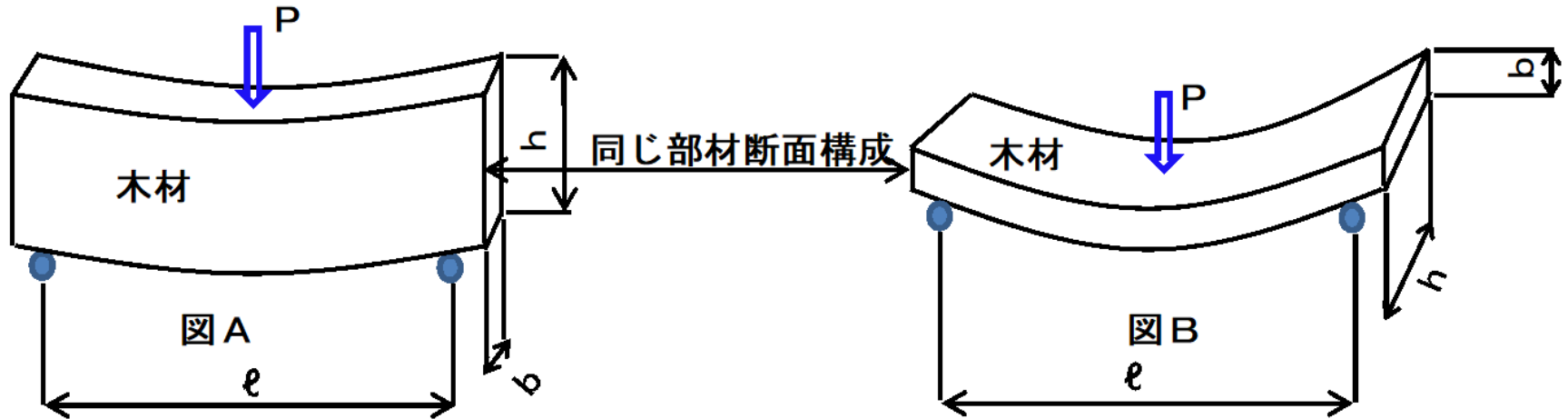
第7章：梁のたわみ（曲げ剛性と弾性荷重）

梁がたわみ場合、その変形量の大きさが問題となる。たわむ原因として、曲げモーメントMの影響が大きいので、曲げモーメントの値が小さくなるよう、また、必要以上に支間長を大きくしない構造を考える。

また、曲げモーメントの値が同じ場合には、断面の形や材質が影響する。これらについてどのように影響するか考えてみる。

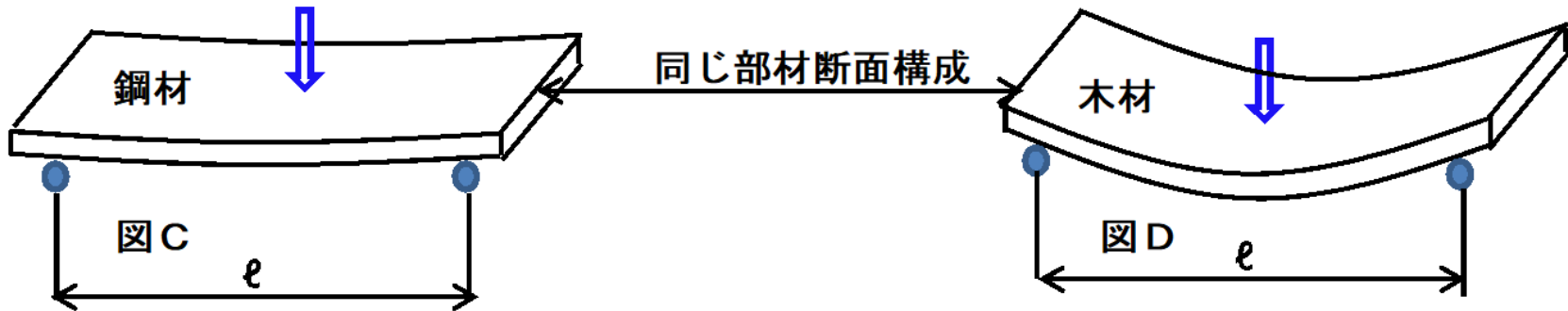


第7章：梁のたわみ（曲げ剛性と弾性荷重）



$$I_1 = \frac{b h^3}{12}$$

$$I_2 = \frac{h b^3}{12}$$



$$E_1 = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$E_2 = 8 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

第7章：梁のたわみ（曲げ剛性と弾性荷重）



図A～Dに示すように、曲げモーメントが等しくなるように、荷重 P 、支間長 l を同じにする。同質材料、同一断面積、同一断面形状（ $b < h$ ）の木材を、図A、図Bのように支持した場合、断面を縦長にした、図Aがたわみが小さい。図Aと図Bの違いは断面二次モーメント I （ $I_1 > I_2$ ）で、 I が大きければたわみが小さい。

また、図Cと図Dでは、同一断面形状で材質を、鋼材と木材に変えた条件である。図Cの鋼材を用いた方がたわみが小さい。これは、弾性係数 E の大きさに関係があり、 E （ $E_1 > E_2$ ）の大きい方がたわみが小さい。

以上のように、たわみ Y は、 E や I が大きくなるほど小さくなる。この E と I の積、 $E I$ は梁の曲げに関する強さを表すもので、**曲げ剛性**という。

次に、たわみ曲線の曲率半径 R と曲げモーメント M 、**曲げ剛性** $E I$ との関係を考える。 $E I$ を大きくすると、梁のたわみが小さくなる。よって、梁の曲がりが少なくなり、曲率半径 R が大きくなる。曲げモーメント M が大きくなると、反対にたわみが大きくなり、梁の曲がりが大きく、曲率半径が小さくなる。これらの関係をまとめると、前出したパワーポイントP-56に示す、式④になる。

$$\frac{M}{E I} = \frac{1}{R} \quad \text{この} \frac{M}{E I} \text{の値を} \text{弾性荷重} \text{といい、この} \text{弾性荷重} \text{を用いて、}$$

梁がたわむときのたわみ角やたわみの大きさを求める。 $\frac{1}{R}$ を**曲率** という。

第7章：梁のたわみ（モールの定理）



梁のたわみ・たわみ角を求める「モールの定理」について示す。

「モールの定理」は、梁に荷重が作用したときのせん断力と曲げモーメントを求める考え方を、たわみ角 θ 、たわみ Y の算出に適用したものである。

弾性荷重 $\frac{M}{EI}$ を求め、それを梁に作用する仮定の梁

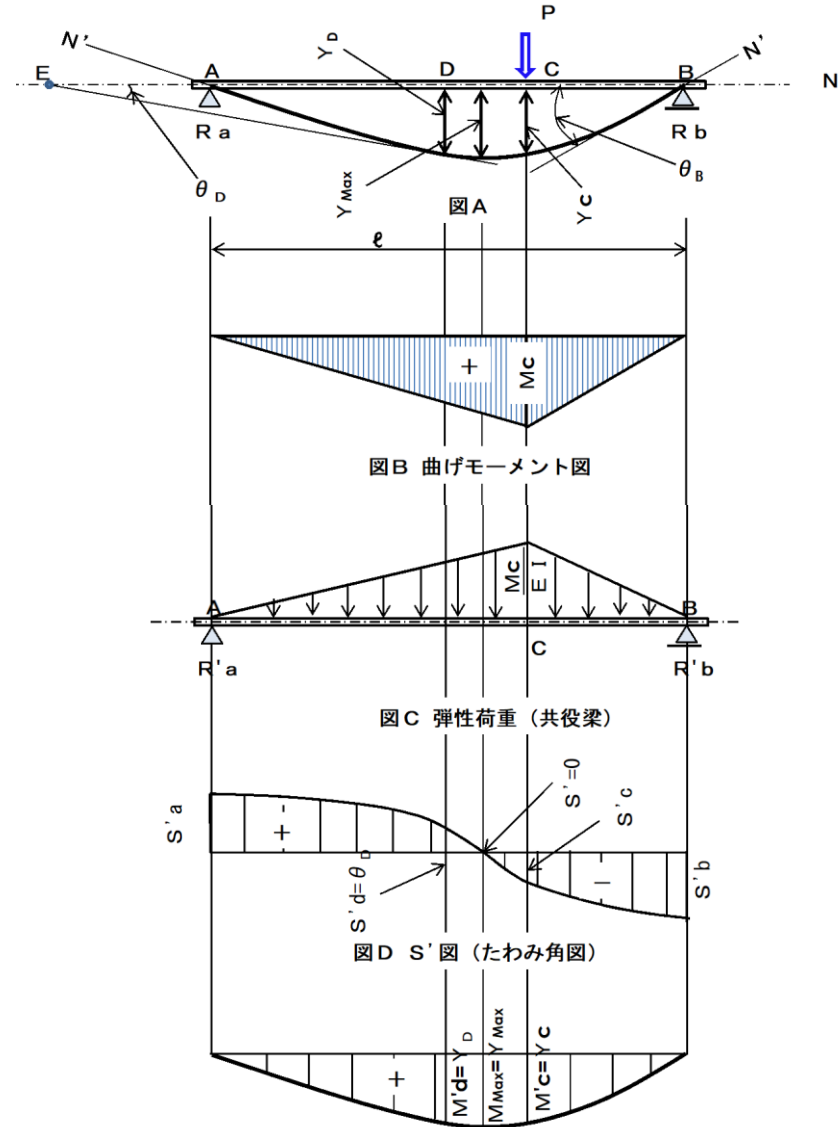
の分布荷重と考えて計算を行うと、求めたせん断力が、たわみ角の値であり、曲げモーメントがたわみの値である。仮定の梁を共役梁という。共役梁は'を付けて区別する。

求め方

1. 梁の作用する外力 P による曲げモーメント M_c を求め、図Bの曲げモーメント図を描く。
2. 曲げモーメント図の値に $1/EI$ をかけた弾性荷重を共役梁に作用する仮定の分布荷重と考えて、図Cのように作用させ、再度梁の計算を実施する。
3. 再度求めたせん断力図（ S' 図）・曲げモーメント図（ M' 図）は、図D、図Eのようになるが、それぞれの図の値が各点のたわみ角とたわみを示す。
4. 求める点Dのたわみ角とたわみは下記となる。

$$\theta_D = S'_d \quad Y_D = M'_d$$

2025/7/24



第7章：梁のたわみ（単純梁のたわみとたわみ角）



集中荷重の場合

モールの定理の順序に従って計算する。図Cのように、

弾性荷重を作用させて、反力 R'_a と R'_b を求める。

$\Sigma M'_B = 0$ から、

$$R'_a \ell - \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{M_c}{EI} \cdot a \right) \times \left(b + \frac{a}{3} \right) - \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{M_c}{EI} \cdot b \right)$$

$$\times \frac{2}{3} \cdot b = 0$$

$$R'_a = \frac{1}{\ell} \left(\frac{M_c a b}{2EI} + \frac{M_c a^2}{6EI} + \frac{2M_c b^2}{6EI} \right)$$

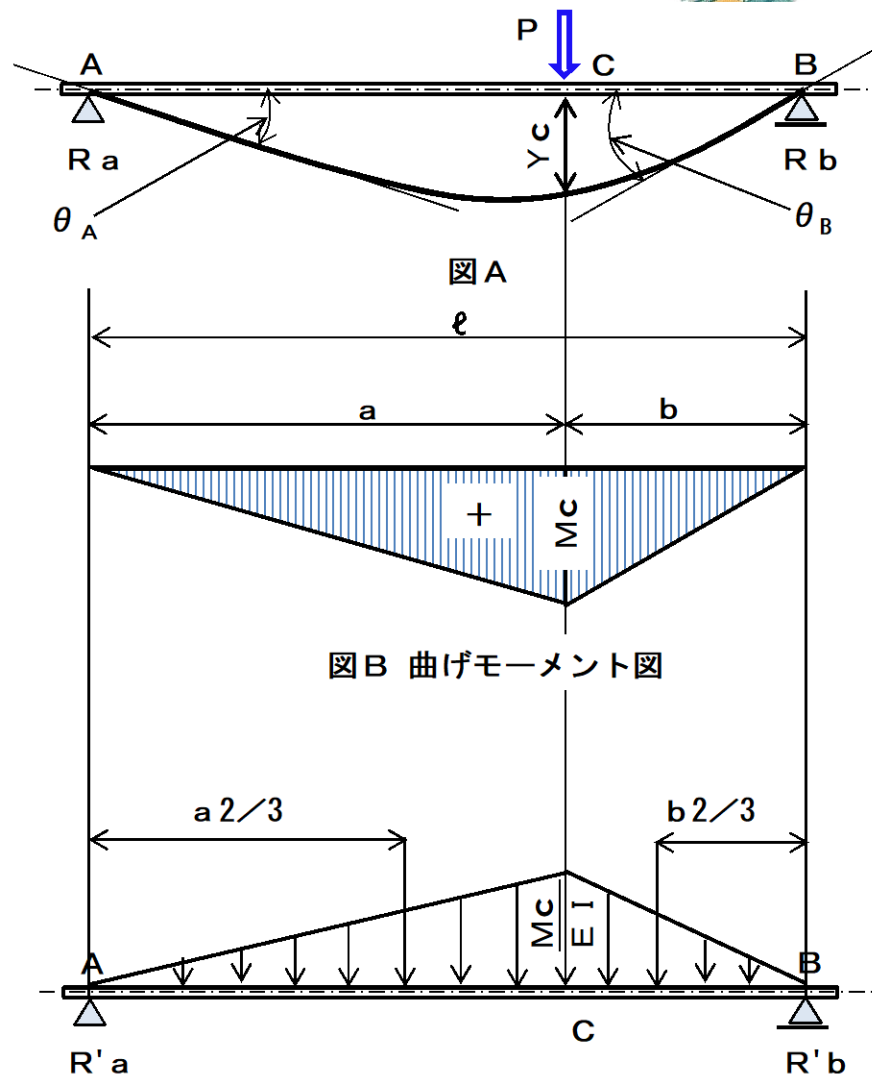
$$= \frac{M_c}{6EI\ell} \left(a^2 + 3ab + 2b^2 \right)$$

$$= \frac{M_c}{6EI\ell} \left(a + b \right) \left(a + 2b \right)$$

$$= \frac{M_c}{6EI\ell} \ell \left(a + 2b \right) = \frac{M_c}{6EI} \left(\ell + b \right)$$

ここで、 $R_a = P b / \ell$ である。よって、 $M_c = R_a \cdot a$

即ち、 $M_c = P a b / \ell$ となる。これを上式に代入する。



図C 弾性荷重（共役梁）

第7章：梁のたわみ（単純梁のたわみとたわみ角）



$$R'_a = \frac{P a b}{6 E I \ell} (\ell + b) \quad \text{となる。同様に、} \quad R'_b = \frac{P a b}{6 E I \ell} (\ell + a)$$

弾性荷重による梁の点Aと点Bのせん断力は、 $S'_a = R'_a$ $S'_b = -R'_b$ である。

したがって、 $\theta_A = S'_a$ $\theta_B = S'_b$ であるので、

$$\theta_A = \frac{P a b}{6 E I \ell} (\ell + b) \quad \theta_B = \frac{-P a b}{6 E I \ell} (\ell + a) \quad \text{となる。}$$

また、 Y_c を求めるのは、図Cの弾性荷重が作用した時の点Cの曲げモーメント M'_c を計算する。

$$\begin{aligned} \text{即ち} \quad M'_c &= R'_a \cdot a - \left[\frac{1}{2} \cdot \frac{M}{E} \cdot a \right] \times \frac{a}{3} = \frac{P a b}{6 E I \ell} (\ell + b) \times a - \left[\frac{1}{2} \cdot \frac{P a b}{E I \ell} \cdot a \right] \times \frac{a}{3} \\ &= \frac{P a^2 b}{6 E I} \left(1 + \frac{b}{\ell} - \frac{a}{\ell} \right) = \frac{P a^2 b}{6 E I} \cdot \frac{2b}{\ell} = \frac{P a^2 b^2}{3 E I \ell} \quad \text{となる。} \end{aligned}$$

$$\text{したがって、} Y_c = M'_c = \frac{P a^2 b^2}{3 E I \ell} \quad \text{となる。}$$

$$\text{仮に、集中荷重} P \text{が支間中央に作用すると、} a = b = \ell / 2 \text{となり、} \theta_A = \frac{P \ell^2}{16 E I} = -\theta_B \quad \leftarrow \text{たわみ角}$$

$$Y_c = \frac{P \ell^3}{48 E I} \quad \text{となる。} \quad \leftarrow \text{たわみ}$$

第7章：梁のたわみ（単純梁のたわみとたわみ角）



等分布荷重の場合

モールの定理の順序に従って、たわみ角とたわみを計算する。

弾性荷重の反力 R'_a 、 R'_b を求める。

図Cに示す、弾性荷重面積は既知式より $A = \frac{2}{3} \cdot \frac{Mc}{EI} \cdot \ell$

$$\begin{aligned} \text{即ち } R'_a = R'_b &= \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{Mc}{EI} \cdot \ell \\ &= \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{W\ell^2}{8EI} \cdot \ell = \frac{W\ell^3}{24EI} \end{aligned}$$

したがって、 $S'_A = R'_a$ 、 $S'_B = -R'_b$

等分布荷重による単純梁のたわみ角 $\theta_A = S'_A = \frac{W\ell^3}{24EI}$

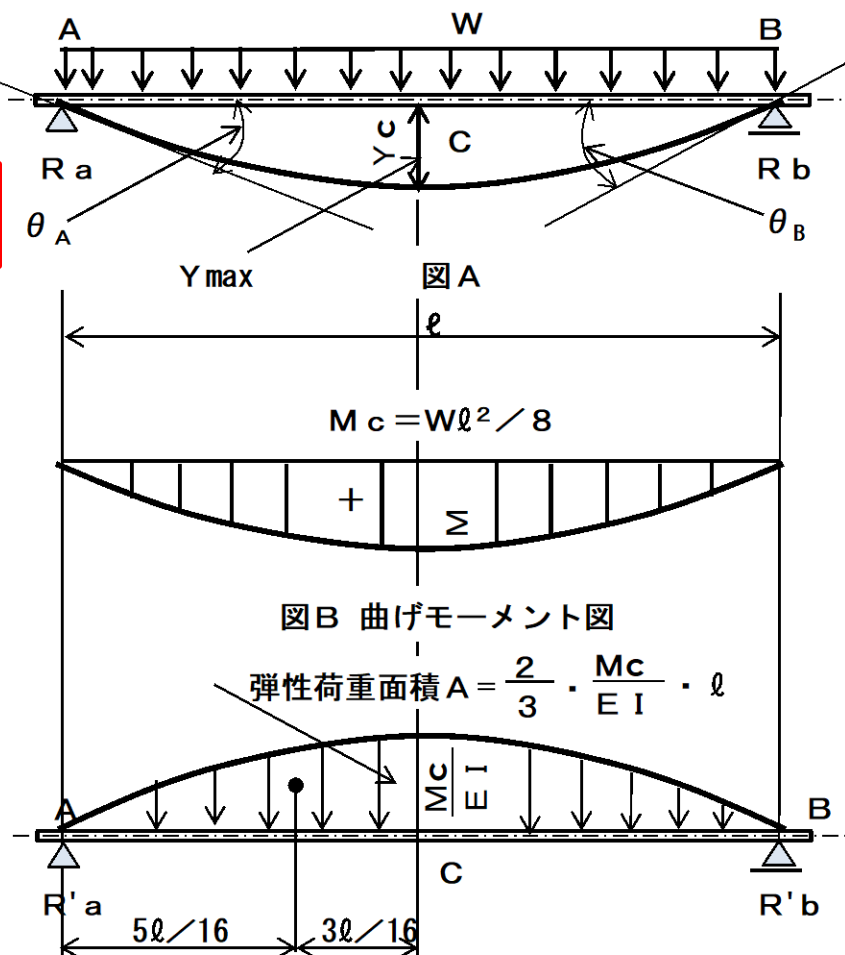
$$= -\theta_B \quad \leftarrow \text{たわみ角}$$

次に支間中央のたわみ Y_c を求める。

図CのA～C間で支間中央からの図心位置は、既知式より

$3\ell/16$ にあることが解っているので、下記となる。

$$\begin{aligned} M'_c &= \frac{W\ell^3}{24EI} \times \frac{\ell}{2} - \frac{W\ell^3}{24EI} \times \frac{3\ell}{16} \\ &= \frac{5W\ell^4}{384EI} \quad \leftarrow \text{たわみ} \end{aligned}$$



図C 弾性荷重（共役梁）

第7章：梁のたわみ（単純梁のたわみとたわみ角）

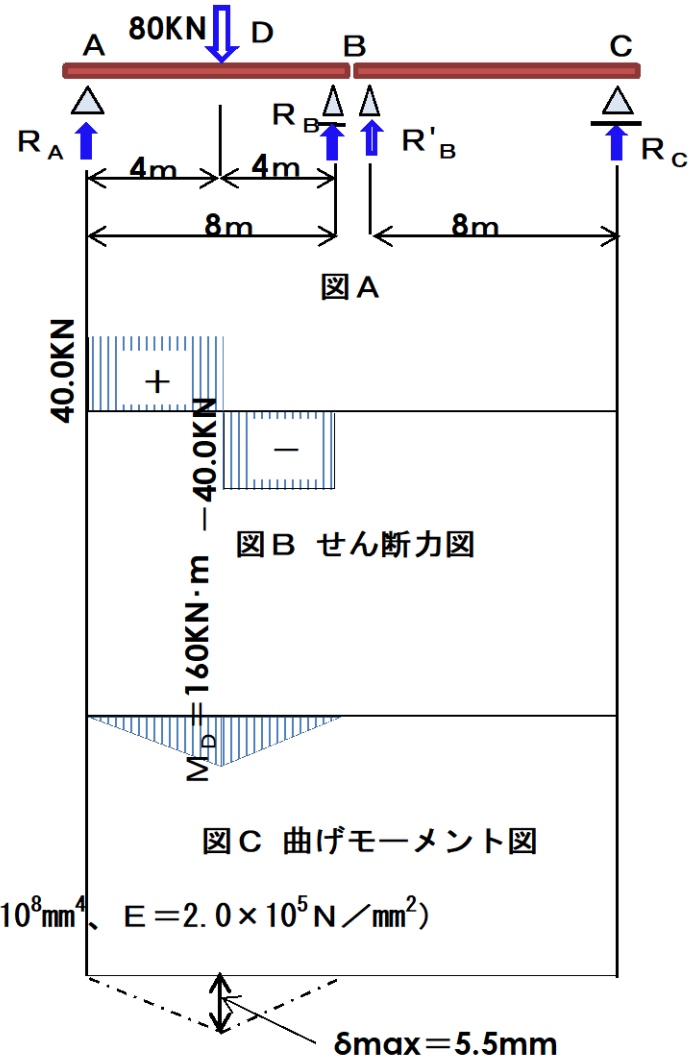
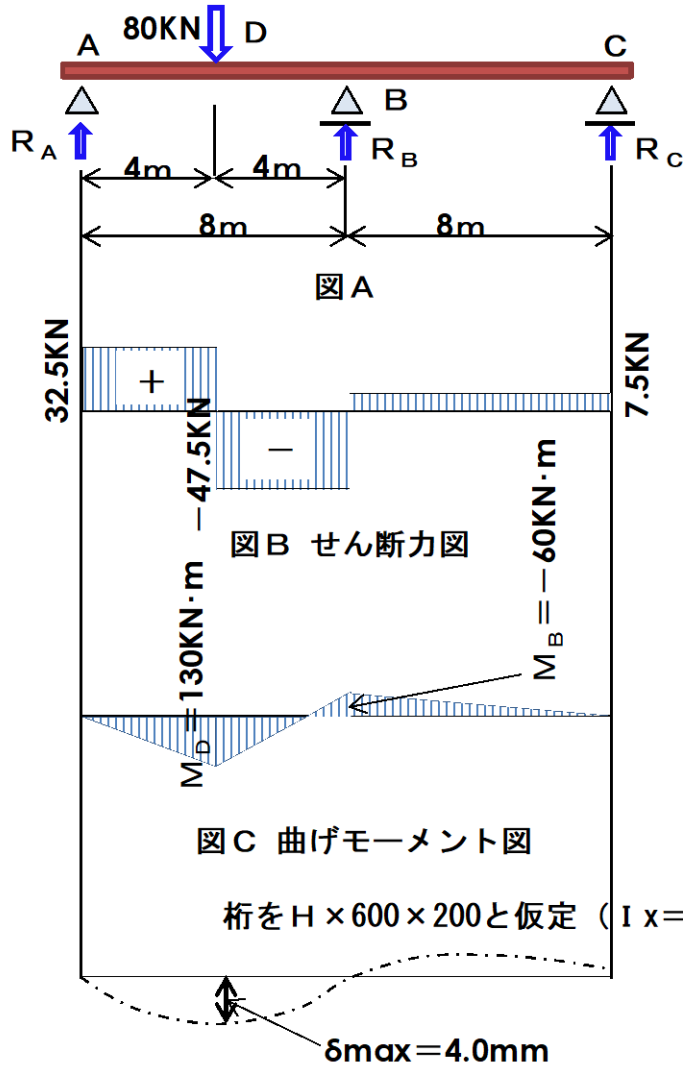


図	形	断面積 A	図示の軸より縁に至る距離 y	図示の軸にかんする断面二次モーメント I	図示の軸にかんする断面係数 W	図示の軸にかんする回転半径 r
放物線形		$\frac{2}{3}bh$	$\frac{h}{2}$	$\frac{bh^3}{30}$	$\frac{bh^2}{15}$	$\frac{h}{2\sqrt{5}}$
放物線形		$\frac{2}{3}bh$	$y_1 = \frac{2}{5}h$ $y_2 = \frac{3}{5}h$	$\frac{8}{175}bh^3$	$W_1 = \frac{I}{y_1} = \frac{4}{35}bh^2$ $W_2 = \frac{I}{y_2} = \frac{8}{105}bh^2$	$\sqrt{\frac{12}{175}}h$
放物線形		$\frac{2}{3}bh$	$y_1 = \frac{3}{8}h$ $y_2 = \frac{5}{8}h$	$\frac{19}{480}bh^3$	$W_1 = \frac{I}{y_1} = \frac{19}{180}bh^2$ $W_2 = \frac{I}{y_2} = \frac{19}{300}bh^2$	$\frac{\sqrt{95}}{40}h$

第 8 章：連続梁とラーメン

第8章：連続梁とラーメン（連続梁）

連続梁と単純梁に集中荷重が作用する場合の比較



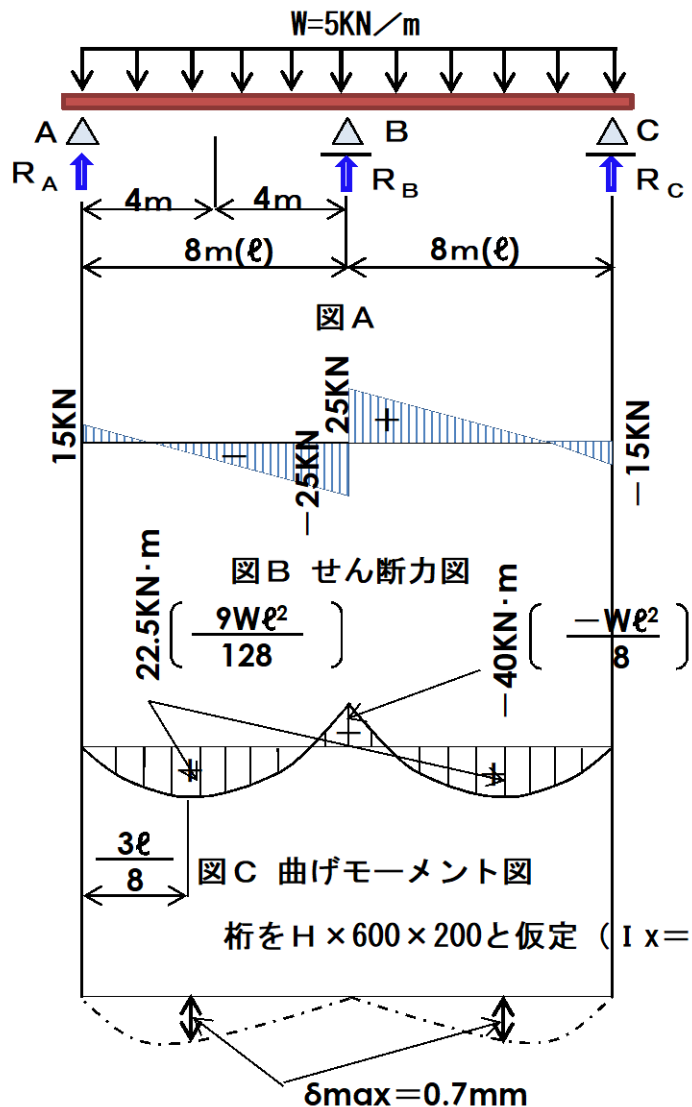
図D 梁の変形（たわみ）

図D 梁の変形（たわみ）

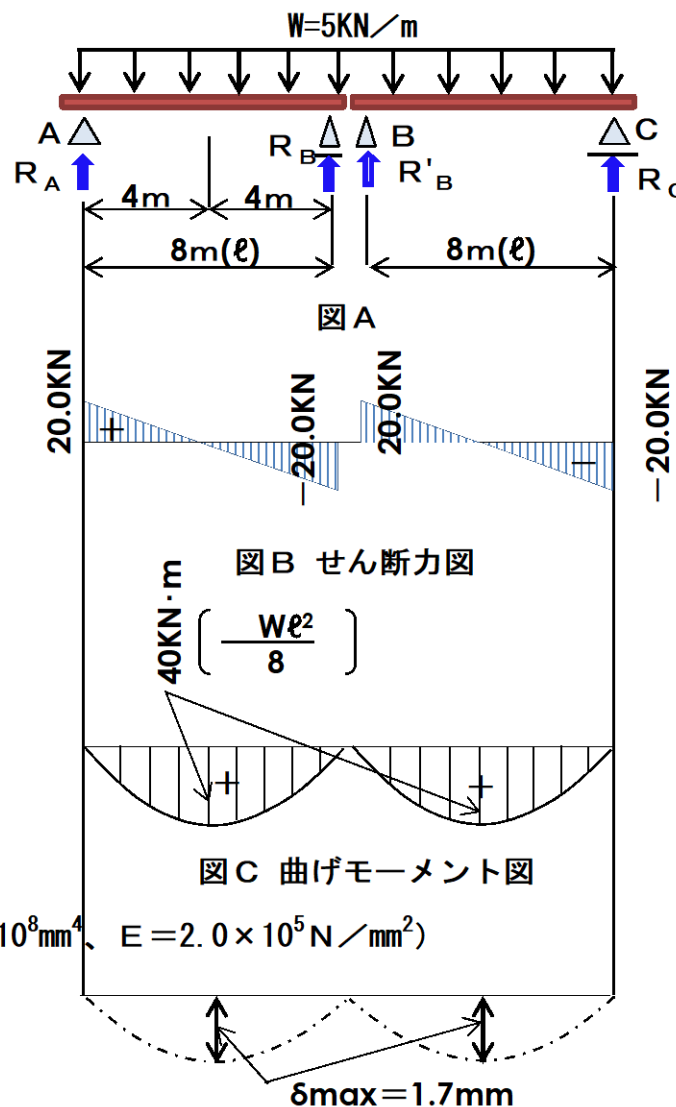
第8章：連続梁とラーメン（連続梁）



連続梁と単純梁に等分布荷重が作用する場合の比較



図D 梁の変形 (たわみ)



図D 梁の変形 (たわみ)

第8章：連続梁とラーメン（連続梁）



載荷点			たわみの 着目点 (cm)										支点反力(kN)	
	1		1	2	3	4	5	6	7	8	9	R _A	R _B	
0	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.0000	0	
1	0.0875	0.0	2291	3875	4706	4914	4619	3949	3027	1979	927	0.8753	0.1495	
2	0.0752	0.1	3875	6997	8783	9312	8833	7595	5844	3829	1799	0.7520	0.2960	
3	0.0632	0.1	4706	8783	11592	12678	12232	10632	8237	5424	2553	0.6318	0.4365	
4	0.0516	0.1	4914	9312	12678	14496	14417	12757	10002	6635	3139	0.5160	0.5680	
5	0.0406	0.0	4619	8833	12232	14417	14970	13667	10919	7333	3494	0.4063	0.6875	
6	0.0304	0.0	3949	7595	10632	12757	13667	13056	10788	7392	3564	0.3040	0.7920	
7	0.0211	0.0	3027	5844	8237	10002	10919	10788	9387	6683	3288	0.2108	0.8785	
8	0.0128	0.0	1979	3829	5424	6635	7333	7392	6683	5077	2615	0.1280	0.9440	
9	0.0057	0.0	927	1799	2553	3139	3494	3564	3288	2615	1480	0.0573	0.9855	
10	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.0000	
11	-0.0043	-0.0	-707	-1370	-1947	-2397	-2675	-2739	-2547	-2054	-1220	-0.0428	0.9855	
12	-0.0072	-0.0	-1190	-2304	-3278	-4032	-4502	-4608	-4286	-3456	-2054	-0.0720	0.9440	
13	-0.0089	-0.0	-1476	-2858	-4064	-5001	-5581	-5715	-5313	-4286	-2547	-0.0893	0.8785	
14	-0.0096	-0.0	-1587	-3072	-4371	-5376	-6003	-6144	-5715	-4608	-2739	-0.0960	0.7920	
15	-0.0094	-0.0	-1550	-3002	-4269	-5253	-5863	-6003	-5581	-4502	-2675	-0.0938	0.6875	
16	-0.0084	-0.0	-1389	-2688	-3825	-4704	-5253	-5376	-5001	-4032	-2397	-0.0840	0.5680	
17	-0.0068	-0.0	-1128	-2186	-3108	-3825	-4269	-4371	-4064	-3278	-1947	-0.0683	0.4365	
18	-0.0048	-0.0	-797	-1799	-2553	-3139	-3494	-3564	-3288	-2615	-1480	-0.0480	0.2960	
19	-0.0025	-0.0	-400	-1370	-1947	-2397	-2675	-2739	-2547	-2054	-1220	-0.0248	0.1495	
20	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
			× l^3/EI l (m) E (kN/cm ²) (cm ⁴)										× 1.0	
A ₁	0.0388	0.0	A ₁	3056	5733	7744	8900	9115	8400	6889	4733	2306	0.4375	0.6250
A ₂	-0.0063	-0.0	A ₂	-1031	-2000	-2844	-3500	-3906	-4000	-3719	-3000	-1781	-0.0625	0.6250
ΣA	0.0325	0.0	ΣA	2025	3733	4900	5400	5208	4400	3150	1733	525	0.3750	1.2500

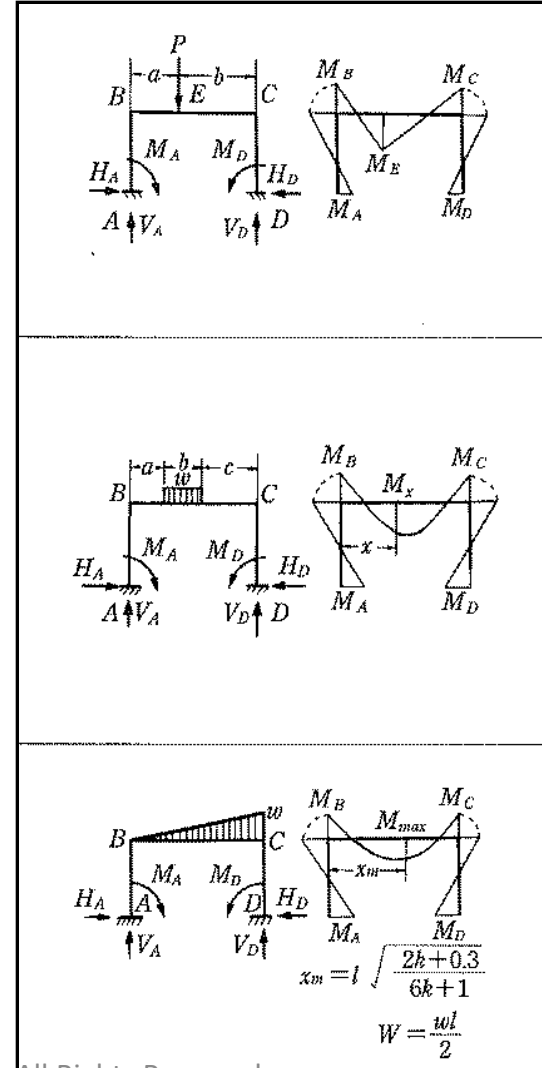
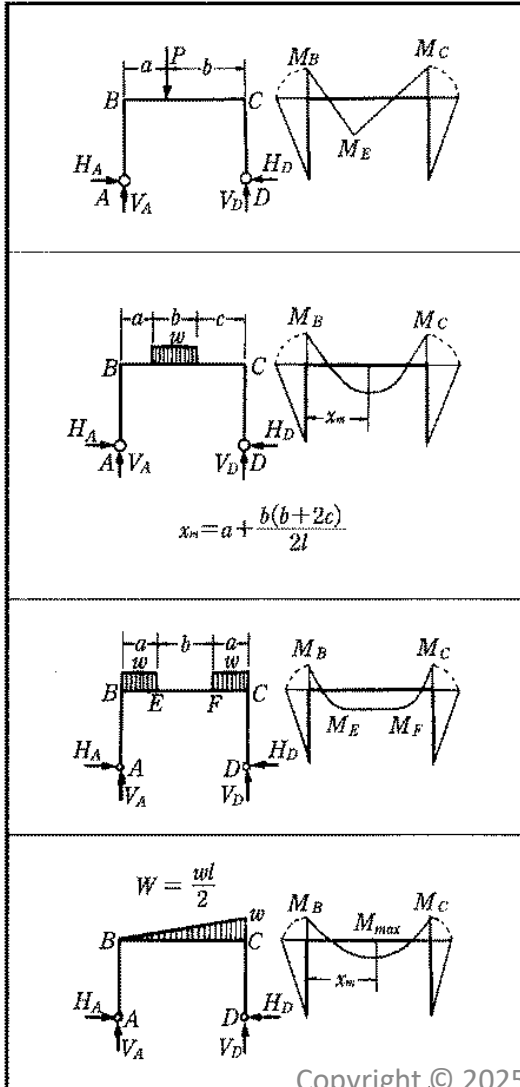
日本橋梁建設協会デザインデータブック'01より抜粋

第8章：連続梁とラーメン (ラーメン)



元気なインフラ研究所
Vibrant Infrastructure Lab

接点が溶接などで剛結合になっている構造をラーメン構造という。接点でのたわみ角は基本的にゼロである。





ご静聴ありがとうございました

YNU 横浜国立大学
YOKOHAMA National University

博士(工学) 松永昭吾

matsunaga-shogo-th@ynu.ac.jp