1

報　文

I型鋼桁橋の腐蝕算定例に就て

准員　中　村　清*

要　旨

簡單なる撓度測定方法により，測定した撓度値を檢討して，該方法の確度を先づ調査し，其の後某棧橋改築工事實施前に於て，測定した撓度曲線を計算處理して腐蝕度を求め，測定桁撤去後該桁斷面を取り，實際と比較檢討してみた。

1. 緒　言

Gray 著 "Reinforced Concrete Water Towers Bunkers Silos Gantries" p. 202 に依ると重工業工場に於る鋼構造物の腐蝕が，如何に甚しいかを示している。當所に於ても，特にコークス關係橋梁が，土木構造物中腐蝕甚しい。殊に戰前より諸種の事情で，維持修理の行屆かなかつか所に加え，通過車輛の積載物の種類，及び築造目的等が橋梁に對し，特有の腐蝕促進條件を與へ，腐蝕度の進行特に激しく，築造後20年にして既に，架設替えを必要とするものもある。從つて所内各橋梁の腐蝕度を，測定する必要が生じて來た。腐蝕度を測定するには，普通の方法として，撓度測定による方法を誰しも考へるのであるが，本文に於ても此の點に立脚した。

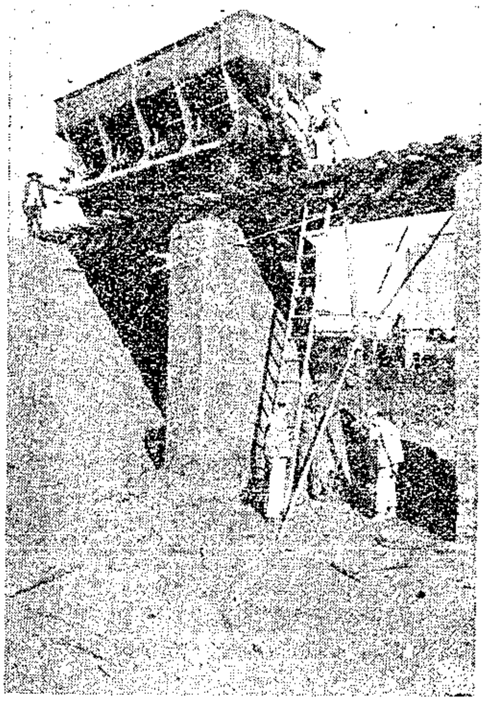
偶々某「コークス」工場洗炭棧橋改築に當り，測定した撓度値を處理した結果と，桁撤去後の斷面との比較を示し，處理方法と測定方法の一案を併せ示した。最後に該斷面の硫黄寫眞により，一つの考察を加えた。

尙斷つておく事は，本文に於ては，局部腐蝕を論じてゐるのではなく，いわば桁徑間にわたり，一樣なる平均腐蝕度を求めている事である。

2. 撓度測定方法

2種の方法に就き比較試驗を行つた所，略全く同じ結果を得たので，製鐵所の現狀に鑑み，適應範圍が廣い，次の方法を採ることにした。即ち主桁突緣に取付けたハンガーより，重錘を附した 20# 鐵線を吊下げ暫く放置した後，三脚上に裝置したダイアルゲージの接觸針に重錘の底面を接觸せしめる事により撓度を求める。寫眞は測定狀況である。

寫眞　戸畑東門貯炭棧橋撓度測定狀況



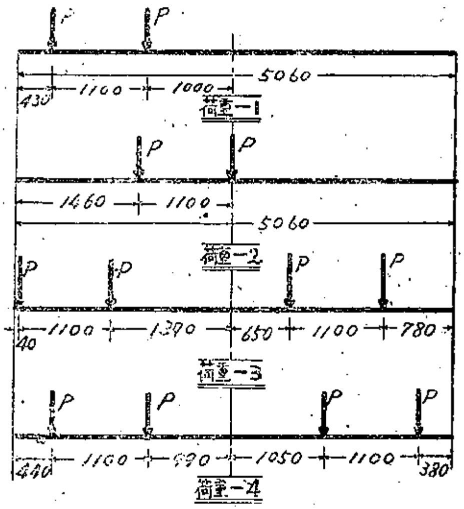
試驗位置	戸畑東門貯炭棧橋 No. 2
橋梁型式	I 型鋼單桁橋
徑　間	5.06 m
荷　重	11.8 t 大運鑛車及び 19.6 t 六輪連結タンク車
月　日	昭和 21 年 11 月 9 日
天　候	晴微風

11.8 t 大運鑛車を圖―1 の如く載せ，測定した値は表―1 の如く，19.6 t 六輪連結タンク車（秤量結果 26 t）にて測定すれば，**圖―2 a** の樣な結果を得た。

---

*　八幡製鐵所　西部保線掛長

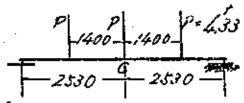
圖―1.



表―1. 11.8 t 大運鑛車による測定値

測定回數	荷重樣式 1	2	3	4
	$^1/_{100}$mm	$^1/_{100}$mm	$^1/_{100}$mm	$^1/_{100}$mm
1	38	61	66	69
2	32	56	64	64
3	32	55	65	65
4	37	60	66	66
平均	34.8	58	65.3	66
摘要	桁中央點を測る			

圖―2 a. 19.6t 六輪連結タンク車に依る測定[1)]



今彈性係數を E とし，($E=2.1\times10^6\,\mathrm{kg/cm^2}$ とする) 桁中央點の撓度を δ_c，輪荷重を P，桁の慣性モーメントを I，とすれば

表―1. 荷重樣式 2 に於て， $\delta_c=4.77\dfrac{P}{EI}$

然るに， $P=1475$ kg $\delta_c=0.058$ cm

$\therefore\ I=58000\,\mathrm{cm^4}$

圖―2 a. に於て， $\delta_c=6.06\dfrac{P}{EI}$

然るに， $P=4330$ kg $\delta_c=0.214$ cm

$\therefore\ I=58400\,\mathrm{cm^4}$

即ち本橋梁の剛度は，相異る荷重を載荷せるも，殆んど等しい値を與へ，實驗結果の正しい事を示してゐる。

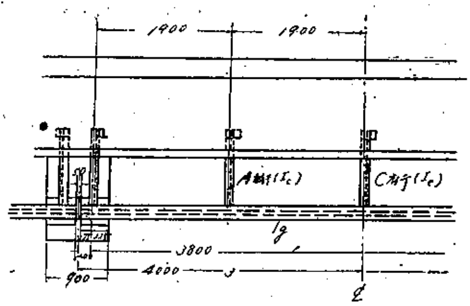
此處に注意す可きは，本橋梁建設時の I は，48000 $\mathrm{cm^4}$ にして，該桁は外觀よりしても，相當の腐蝕進行してゐるに拘わらず，測定結果による慣性モーメントは，58000$\mathrm{cm^4}$ にして，實際と符合しない。この事は軌條支承體沈下による荷重分布，橫綾構の影響，及び主桁支承構造に依る影響等を，意味するものである。

軌條支承體沈下による荷重分布に就ては，既に公式誘導も終つてゐるが，以下に於て必要としないから割愛する事とし，實際例に於ては後二者の影響を考える事にする。

3. 實際例に就て

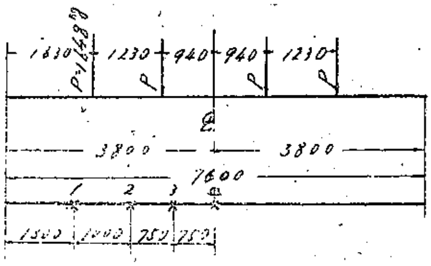
圖―3 に示す棧橋は，洗炭工場用にして，大正 12 年6 月築造したものである。主として石炭貯炭の際，

圖―3. 平 面 圖

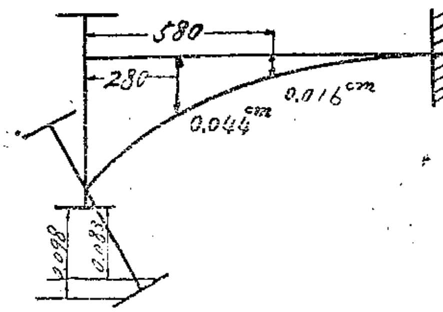


石炭の桁に附着する事によつて，腐蝕を促進せしめた。腐蝕の甚しい事と，設計の不良に起因して，昭和 21 年 12 月改築工事が實施された。撓度試驗に使用した荷重は，13.18t 大運鑛車，測定月日昭和 21 年 12 月 6 日，天候は晴天微風，載荷狀態並に測定結果を示すと，圖―2 b（主桁測定結果）及び圖―4（橫構 C 桁測定結果）の如くである。

圖―2 b 13.18 t 大運鑛車による測定[2)]

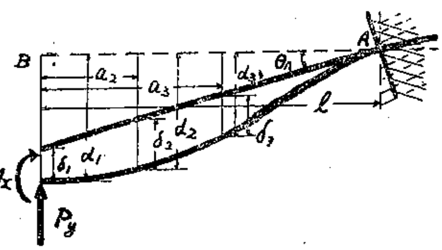


圖—4. C 桁撓度測定値



(1) 横桁の影響に就て

圖—5.



圖—5 の如き不完全固定桁の一端 B 點 ，d_1 丈沈下したものとし，B點の支承を取除き，圖示反力を考へる。M_x は主桁に對し捩りモーメントを與へるが，圖—4 測定結果よりみるも，突緣水平移動は微小であつて，從つて水平軸に對する主桁慣性モーメントは，その變化微小にして無視する事が出來る。

E : 桁の彈性係數

G : 桁の剪斷彈性係數

α : E/G

F : 斷面積

χ : $\int_{y_1}^{y_2} \frac{S_y{}^2 F}{b I^2} dy$

S_y : 中立軸に關する微小面積一次モーメント

b : 桁幅

y_1, y_2: 緣維距離

とすれば

$$\left.\begin{aligned}
\delta_1 &= \frac{1}{EI}\int_0^l (p_y x - M_x) x dx + \frac{x}{GF}\int_0^l p_y dx \\
\delta_2 &= \frac{1}{EI}\int_{a_2}^l (p_y x - M_x)(x-a_2) dx + \frac{x}{GF}\int_{a_2}^l p_y dx \\
\delta_3 &= \frac{1}{EI}\int_{a_3}^l (p_y x - M_x)(x-a_3) dx + \frac{x}{GF}\int_{a_3}^l p_y dx
\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (a)$$

$$\left.\begin{aligned}
d_1 &= \delta_1 + l\theta_A \\
d_2 &= \delta_2 + (l-a_2)\theta_A \\
d_3 &= \delta_3 + (l-a_3)\theta_A
\end{aligned}\right\} \cdots\cdots (b)$$

(a) 式を變形すれば,

$$\left.\begin{aligned}
\delta_1 &= \frac{1}{EI}\left\{p_y\left(\frac{1}{3}l^3\right) - M_x\left(\frac{1}{2}l^2\right) + \frac{\alpha\chi l}{F} p_y l\right\} \\
\delta_2 &= \frac{1}{EI}\left\{p_y\left(\frac{1}{3}l^3 - \frac{1}{2}a_2 l^2 + \frac{1}{6}a_2{}^3\right) - M_x\left(\frac{1}{2}l^2 - a_2 l + \frac{1}{2}a_3{}^2\right) + \frac{\alpha\chi I}{F} p_y (l-a_2)\right\} \\
\delta_3 &= \frac{1}{EI}\left\{p_y\left(\frac{1}{3}l^3 - \frac{1}{2}a_3 l^2 + \frac{1}{6}a_2{}^3\right) - M_x\left(\frac{1}{2}l^2 - a_3 l + \frac{1}{2}a_3{}^2\right) + \frac{\alpha\chi I}{F} p_y (l-a_3)\right\}
\end{aligned}\right\} \cdots\cdots (c)$$

部材の I, χ, F を測定並びに計算し，測定した d_1 d_2 及び d_3 を以つて，容易に (b)(c) 式より，p_y が求められる。p_y の影響はあまり大したものでないから，F の測定はそう正確を期する必要がないと考へる。

圖—4 及び測定と計算結果より，

$\alpha = 2.5$ $\chi = 2.28$ $I = \sim 800\ \mathrm{cm}^4$ $E = 2.1 \times 10^6\ \mathrm{kg/cm^2}$

$$\delta_1 = \frac{1}{EI}(503200 P_{yc} - 635000 M_{xc})$$

$$\delta_2 = \frac{1}{EI}(319150 P_{yc} - 419200 M_{xc})$$

$$\delta_3 = \frac{1}{EI}(153210 P_{yc} - 77500 M_{xc})$$

(b) 式に代入し

$$d_1 = 0.091 = (503200 P_{yc} - 635000 M_{xc})\frac{1}{EI}$$

---

1) 測定結果次の如し
測定 3 回の平均値は
$\delta_c = 0.215\mathrm{cm}$

2) 測定結果次の如し
初回測定 3 回の平均値は

測點	1	2	3	4
平均	0.36mm	0.80mm	0.84mm	0.98mm

次回測定 2 回の平均値は

測點	1	2	3	4
平均	0.33mm	0.70mm	0.81mm	0.83mm

兩回測定の平均値は

測點	1	2	3	4
平均	0.35mm	0.75mm	0.83mm	0.91mm

$+112.8\theta_A$

$$d_2=0.044=(319150P_{yc}-419200M_{xc})\frac{1}{EI}$$
$+84.8\theta_A$

$$d_3=0.016=(153210P_{yc}-77500M_{xc})\frac{1}{EI}$$
$+54.8\theta_A$

θ_A 及び M_{xc} を消去して，$P_{yc}\fallingdotseq 0.337I=270$kg

同様に A 桁より 180 kg を得る。(簡便上 d の比により求めた)。

(2) 支承構造に依る影響

本橋梁の如く鈑形支承の場合，明らかに支承モーメントを生ず。從つて計算上徑間を如何にとるかが問題となる。新しい橋梁であるならば，鈑形支承内緣間を取るのが，妥當の様であるが，長年月の間には支承底に於て，膠着の現象を認める事も考へられる。（實例二あり）

何れにしろ測定より得た撓度曲線が，反曲點を有する時はアンカーボルトと支承内緣間に，支端を取る可きである。

今支承任意點（アンカーボルトと支承内緣間）を原點として，桁任意點迄の距離を x, その點の撓度を y, とし支承モーメントを生ずる事を考慮して，

$y=ax^3+bx^2+cx$ として，最小二乘法に依つて a, b, c を求めたとすれば，桁中心に於て，荷重左右對稱にして，桁の撓度曲線が左右對稱と認められる限りは

$$\frac{dy}{dx}=3ax^2+2bx+c=0$$

を滿足する x 點が，大體に於て桁中央點と一致する時に，その原點を以つて支端とするのが妥當である。

然し實際に於ては，測定上の誤差や，又兩端支承狀況，桁の腐蝕狀況等により，仲々一致しないから，最も近接した値を以つて支端とする。

a, b, c は次式によつて求められる。

$$\left.\begin{aligned}\frac{\partial\Sigma\Delta^2}{\partial a}&=a[x^6]+b[x^5]+c[x^4]-[yx^3]=0\\ \frac{\partial\Sigma\Delta^2}{\partial b}&=a[x^5]+b[x^4]+c[x^3]-[yx^2]=0\\ \frac{\partial\Sigma\Delta^2}{\partial c}&=a[x^4]+b[x^3]+c[x^2]-[yx]=0\end{aligned}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(d)$$

圖—2 b の測定値を (d) 式によつて處理すれば，表—2 となる。表—2 よりみるも，徑間を 715.0 cm に取るのがよい様である。本件に關しては更に後述の如く，撤去後の結果より考へてみても妥當である。

(3) 撓度を求むる公式と腐蝕率算定

M_0, Q_0: 撓度を求むる點 α に，$P=1$ なる荷重を作用せしめた時，任意點のモーメント及び剪力

M_α, Q_α: 同上任意點の外力に依るモーメントと剪力

F_ω: 測定時の腹鈑斷面積

δ_α : α 點の撓度

とすれば，

$$\delta_\alpha=\int_0^l\frac{M_0M_\alpha}{EI}dx+\int_0^l\kappa\frac{Q_0Q_\alpha}{GF}dx\cdots\cdots(e)$$

(e) 式に於て，l, F は夫々徑間及び斷面積とし，普通第二項は影響微少とするが，然し對稱荷重の支承モーメントが作用する時には，之を無視する事が出來ない。

(e) 式を近似的に，

$$\delta_\alpha\fallingdotseq\int_0^l\frac{M_0M_\alpha}{EI}dx+\int_0^l\frac{Q_0Q_\alpha}{GF_\omega}dx\cdots\cdots\cdots\cdots(f)$$

(f) 式を解くと，A 及び B を常數として，

$$\delta_\alpha=\frac{A}{I}+\frac{B}{F_\omega}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(g)$$

(g) 式は I と F_ω との 2 未知數を含み，解く事が出來ない。腐蝕が初期の間には，材質的に斷面に於て，平等に腐蝕していくと考えてよい。即ちリム部分を侵す割合は同一と考えられるが，一度コアーの部分に侵入

表—2.

徑　　間	最少二乘法により求めた撓度曲線式	原點より $\frac{dy}{dx}=0$ なる點迄の距離	桁中心と $\frac{dy}{dx}=0$ なる點の差距離	原點より反曲點迄の距離
支承鈑内緣間隔 715cm	$-0.02075x^3+0.05857x^2+0.30746x$	3.36cm	21.5cm	94cm
同　上 730cm	$-0.023412x^3+0.08178x^2+0.2597x$	3.41cm	24.0cm	117cm
アンカーボルト間隔 760cm	$-0.02921x^3+0.12939x^2+0.16505x$	3.48cm	32.0cm	148cm

すれば，最早平等と考えられなくなる。

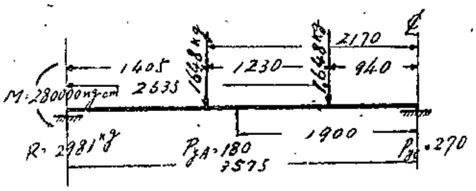
初期の場合は，F_ω の減少は微小である事と，(f)式第 2 項は第 1 項に比し 10% 内外である事より，新設時の F_ω を使用しても誤差は微小である。然し腐蝕度の激しい桁に於ては，F_ω を推定しなければ(g)式が解けない。推定の資料として，桁端に於て，マイクロメーター利用による腹鈑の平均厚測定が考えられる。

(2) より徑間を 715 cm に取り，支承モーメントを M として，

$$M=2981\ \mathrm{kg}\times 94\ \mathrm{cm}\fallingdotseq 280000\ \mathrm{kgcm}$$

$\alpha=\dfrac{E}{G}=2.5$ として，桁中央點の撓度を δ_c とすれば，圖—6 及び (f) 式より，

圖—6.



$$\delta_c=\frac{7100}{I}+\frac{0.702}{F_\omega}=0.091$$

初期腐蝕とすれば，$F_\omega\fallingdotseq 1.5\times 53\fallingdotseq 80\ \mathrm{cm^2}$(建設時のもの)

$$\therefore\quad I=85500\ \mathrm{cm^4}$$

腹鈑測定の結果 30% 腐蝕とすれば，

$$I=90200\ \mathrm{cm^4}$$

建設時の慣性モーメントは，110000 cm⁴ にして，$I=85500\ \mathrm{cm^4}$ と比較すれば，相當腐蝕度が進行し，初期の腐蝕とは考えられない。腹鈑 30% 腐蝕として腹鈑の受け持つ慣性モーメントを I_ω とすれば，

$$I_\omega\fallingdotseq 1/12\times 53^2\times 0.7\times 15\times 53=13100\ \mathrm{cm^4}$$

故に新舊突緣斷面積比$\fallingdotseq(90200-13100)/\{110000-(13100\div 0.7)\}=0.845$ 依つて表—3 を得る。

表—3.

建設時の斷面積	190 cm²	内腹鈑	80 cm²
		突緣	110 cm²
腐蝕後の現在斷面積（計算結果による）	149 cm²	内腹鈑	56 cm²
		突緣	93 cm²
比	78.5%	内腹鈑	70 %
		突緣	84.5%

尚參考の爲各徑間に對する慣性モーメントを求めると，表—4 を得る。此の結果によるも，此の場合徑間は 715 cm，即ち支承内緣間を取るのが妥當であつた。

表—4.

徑　間	初期腐蝕とする時の慣性モーメント	F_ω30% 腐蝕とする時の慣性モーメント
7150 mm	85500 cm⁴	90200 cm⁴
7300 mm	70700 cm⁴	74500 cm⁴
7000 mm	54500 cm⁴	57300 cm⁴

4. 撤去後の斷面

棧橋測定桁を撤去し，測定斷面を採り，新設時と撤去後の斷面を比較したら重量は 148 kg/cm が 1.18 に，斷面積は 190 cm² が 152 に，慣性モーメントは 110500 cm⁴ が 84000 になつて，減少率は夫々 79.8, 80.0, 76.2% であつた。該斷面に於て，腹鈑部は略30 %の腐蝕をしているが，全體としては 20% 位のものであつて，計算結果は大體に於て正しい。即ち腹鈑部に於ては大なる腐蝕進行をしているが，突緣部は小さい。

今該斷面の硫黄寫眞を撮つてみると，腹鈑部分は殆んどリムが消滅してしまつて，不純物の多いコアー部のみとなつている。突緣にはリムが殘存し腐蝕の進行を阻害している。これより判斷するに，腹鈑のリム消滅後の腐蝕は，突緣より進行早く，從つて腹鈑斷面の腐蝕による減少は，當然突緣部より大きくなる。この現象は當所內に於て，到る處の橋梁に見受けられる。甚しい例は腹鈑部をケレンする場合にも，小孔を生ずるとゆう程度のものもある。

以上より注意を要する事は，(f) 式に於て F_ω を不用意に推定する時は，大なる誤りを生ずる事である。

尙重要なる關係のある彈性係數の問題であるが，腹鈑より採取せる試驗片を以つて，彈性係數を測定したが $208\times 10^6\ \mathrm{kg/cm^2}$ であつたし，當所技術研究所調査によると，コアー部もリム部も E 値には，殆んど變りない事を，念の爲附記しておく。

5. 結　言

緒言に述べた如く，所內各橋梁の調査完了と，補强若しくは改築計劃中の橋梁にして，工事終了後の斷面採取による計算との對照等の結果を待ち，一括完全なるものとして，後日報告の考えであるが，相當の日數を要する事と，筆者職責上改良研究すべき件多く，爲に寧日なき事に依り，取敢えず發表し，先輩諸賢の御批判叱正お受けるものである。

前記の如くして，測定した値を處理した結果，ワデル氏の言つた如く，腐蝕の結果橋の各部に作用する力が，建設當時の1倍半の强さにも昇つて來た時，曲げ

應力に就て云えば，慣性モーメントが建設時の約30%內外減少した時，或は補强に要する費用が，架設換えの費用より安價でない時，改築する樣に設計計畫を立てている事を附言して置く。（昭 22. 4. 25 受付）

等强梁及び等强柱に就いて

正員 倉田宗章*

要旨 所謂等强梁[1]とは梁の各斷面に於ける最大纖維應力を一定に保つ如き變斷面の梁であつて梁材料を最も有効に働かす目的を以て古くから取扱はれてゐるもので $\sigma=\frac{M}{I}y=$一定なる周知の關係で簡單に求められた問題であるが今少しく異つた觀點から包括的に關係問題を論じた。

〔1〕基礎理論

梁の歪エネルギー：W は剪斷力の影響を無視すれば

$$W=\frac{1}{2}\int_0^l \frac{M^2}{EI}dx$$

但し M：曲げモーメント

E：材料の彈性係數（ヤング率）

I：斷面の慣性モーメント

で表はされる梁の斷面積を A とすれば梁の體積 V は

$$V=\int_0^l A\,dx$$

である從て V が一定で W を最小ならしむる梁形を考へるとすれば求むる梁形は

$$\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{M^2}{EI}\right)+\lambda\frac{\partial A}{\partial y}=0 \cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

で與へられる。但し y は斷面を表す或る寸法とす。外力が單一集中荷重 P とすれば平衡の位置に於て

$$\frac{1}{2}P\eta=W \quad \text{但し } \eta\text{：荷重位置の撓み}$$

であるから

$$\eta=\frac{1}{P}\int_0^l \frac{M^2}{EI}dx$$

となり（1）式は荷重位置の最小撓みを與へる梁形を表はす事となる。又梁上任意點の撓みを ζ とすれば

$$\zeta=\int_0^l \frac{MM'}{EI}dx$$

但し M' は考へる點に働く荷重（荷重無き時は假想荷重）を X とすれば $\frac{\partial M}{\partial X}$ を表はすものとす。

從て ζ を最小ならしむる梁形を考へるとすれば

$$\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{MM'}{EI}\right)+\lambda\frac{\partial A}{\partial y}=0 \cdots\cdots\cdots\cdots(2)$$

で與へられる單一集中荷重の場合荷重點の撓みを問題とすれば（2）式と（1）式とは明に一致する。

其他梁の撓曲線の曲率を $\frac{1}{\rho}$ とすれば梁全體の曲率が最小自乘法の意味に於て最小となる梁形として

$$\int_0^l\left(\frac{1}{\rho}\right)^2dx=\int_0^l\left(\frac{M}{EI}\right)^2dx=\min.$$

なる條件を考へる事も出來るであらう。

〔2〕等强梁

（1）圓形斷面の單純梁

斷面の半徑：r，梁軸を x 軸に採り，尙，斷面積：A 斷面の慣性モーメント：I は夫々

$$A=\pi r^2$$

$$I=\frac{1}{4}\pi r^4$$

此等の値を前記（1）式に代入すれば y の代りに r と置いて

$$\frac{M^2}{E}\frac{\sigma}{\sigma r}\left(\frac{4}{\pi r^4}\right)+\lambda\frac{\sigma\pi r^2}{\sigma r}=0$$

此より $\quad \frac{8}{\lambda\pi^2E}M^2=r^6 \cdots\cdots\cdots\cdots(3)$

扨斯る梁の纖維應力は

$$\sigma_{max}=\frac{M}{I}r=\frac{4M}{\pi r^4}r=\sqrt{2\lambda E}$$

卽 x に無關係な常數となり（3）式の表はす梁形が等强梁に他ならない事が分る。

a） 單一集中荷重を受ける場合　圖—1 に示す如き荷重狀態に於て曲げモーメントは

* 北海道大學助教授

1) Beam of uniform strength