

論 說 報 告

第 27 卷 第 5 號 昭和 16 年 5 月

應用力学
橋

Quebec 橋の破壊に関する一考察

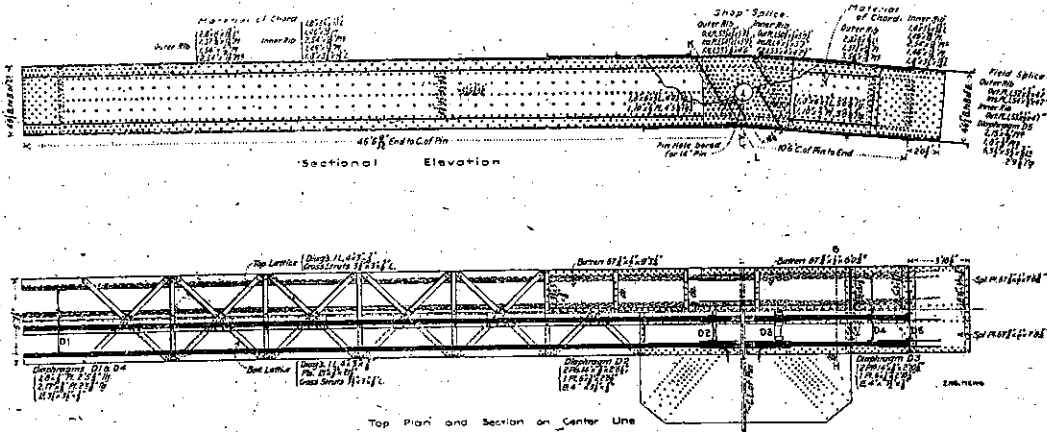
正會員 安 宅 勝*

要旨 本文は Quebec 橋破壊の原因と見做さるる部材 A9 の構造的缺陷を指摘し極屈理論によつてその破壊を説明したものである。

1. 序 論

Quebec 橋は 1907 年 8 月 erection 中突然に破壊した¹⁾。この原因は下弦材にて A9, LR と命名された anchor span 中 pier に近き部材である (寫眞-1 参照)。この部材は綾片を含む水平面に於て挫屈したが全體の細長比

寫 眞-1.



は 35, 構成主材の局部細長比は 50 綾片断面積の全面積に對する比は約 1.2% であつた。「綾片の強度不足がかかる小なる挫屈應力度 (破壊當時の推定應力度は $16\,000 \text{ \#/in}^2 = 1\,230 \text{ kg/cm}^2$ と推定されてゐる) を生じたものである」とは従來一般に信ぜられた破壊の原因であるが、これのみを以てしては破壊を理論的に説明することは仲々に困難であつて、この問題を挫屈の理論によつて解決した者あるを聞かないのである。茲に注目すべきは本部材が S 字形の挫屈をなしたといふ記録である。前掲 E.N. 誌上には S 字形の sketch を添附してある、又本橋の破壊前に従業員が下弦材の曲りを發見してこれを報告してゐるがこれにも同様の形が見出される (寫眞-2 参照)。又その翌年 Phoenix Bridge Co. にて實施した A9L の模型試験²⁾に於ても同様の形が現れてゐる (寫眞-3, 4 参照)。

本模型は 1/3 size に作り 破壊應力度は $22\,150 \text{ \#/in}^2 (1\,560 \text{ kg/cm}^2)$ であつて綾片の鉸は全面的に剪斷されてゐる。部材要素は次の如くである。

断面積 $556.5 \text{ cm}^2 \left(\frac{1}{9} \text{ the area of A9} \quad 5\,034.96 \text{ cm}^2 \times \frac{1}{9} = 559.4 \text{ cm}^2 \right)$

ピン心々距離 5.791 m 細長比 $\begin{cases} 42 & \text{ピンと平行なる軸} \\ 35 & \text{webと平行なる軸} \end{cases}$ 局部細長比 50

材料 medium steel 綾片 $2L_s 1 \frac{11}{32}'' \times 1'' \times \frac{1}{8}''$ 鉸 $\frac{3}{4}''$ 徑 (7.4 mm)

* 京城帝國大學教授

1) Engineering News, Sept. 5, 1907.

2) " April. 28, 1908.

寫眞-2.

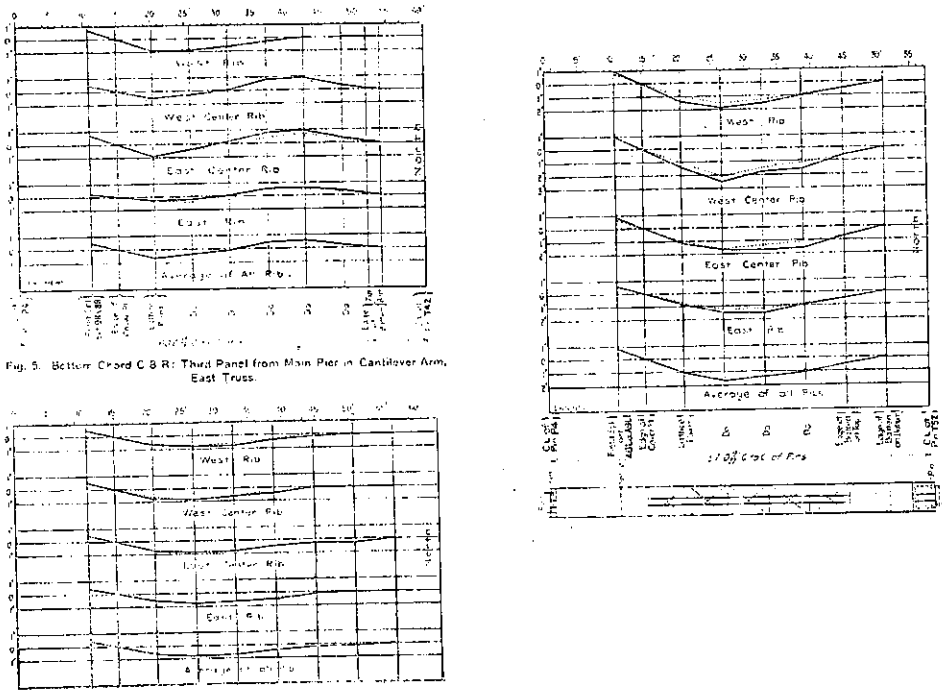
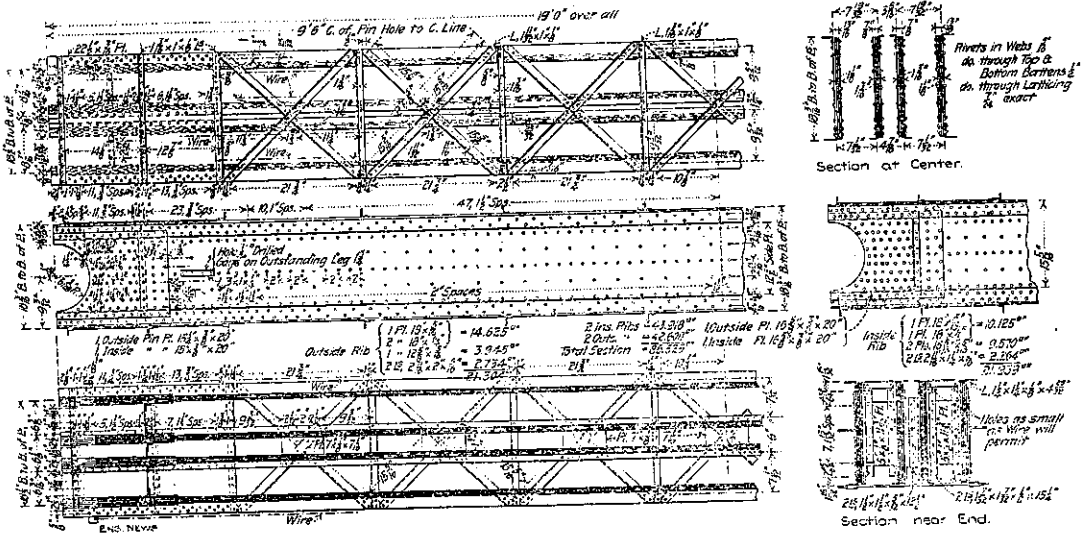


Fig. 5. Bottom Chord C & B: Third Panel from Main Pier in Cantilever Arm, East Truss.

寫眞-3.



2. 破損の原因に就て

1. 總論

破損は shear を伴ふ挫屈であることは疑ふ餘地が無い様であるが、破壊の原因を探究するに最も平凡な考へとしては死荷重の推定を誤つたために overload を生じたといふ意見である。これは後に於て精査の結果約 10% の超過に過ぎぬことが判明した。従つてこの問題は先づ考慮する必要が無い。

以後は主として模型に就て考へて見よう。

次に端部に eccentricity を生じた場合であるが圖-1 に於て綫片の銜を剪斷するに足る shear を求めてみると

寫眞-4.

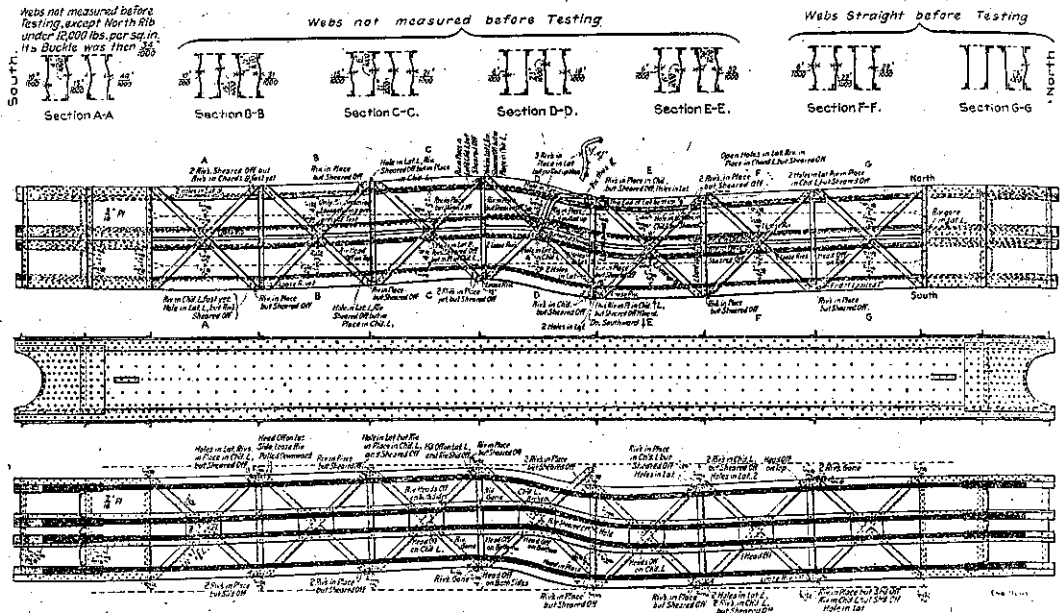
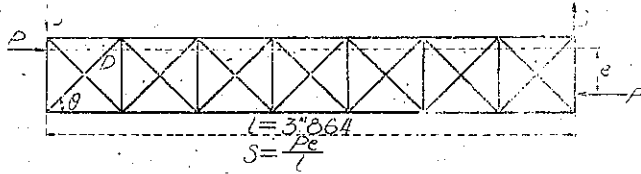


圖-1

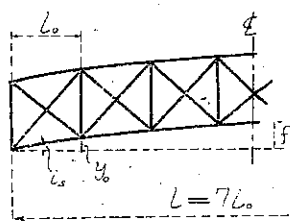


綾片には 2 個の鉄(径 7.4mm)を有する。而して鉄 1 本の強さは鉄材の剪断強さが 35~40 kg/mm² を記録してゐるから假に 35 kg/mm² を取れば鉄 1 本に就き $35 \times \frac{\pi}{4} \times 7.4^2 = 1500 \text{ kg}$ となる。綾片は表裏平行に存在するから結局 4 本の鉄の強さが

が關係し綾片の鉄を剪断する shear は $S = 2D \sin \theta = 2 \times 6000 \text{ kg} \times 0.707 = 8484 \text{ kg}$ となる。破壊當時の P は 862575 kg (模型試験の結果より算出す) であるから $\frac{e}{l} = \frac{S}{P} = \frac{8484}{862575} = 1\%$ 即ち $e = 39 \text{ mm}$ となる。

然しながらかかる eccentricity が生じたといふ實證なき限り之を以て破壊の原因とは認め得ないのである。次に綾片の強度の問題であるが本部材の綾片は shear の變形に對して極めて弱いのである。圖-2, 3 に於て今骨組が綾片の變形のみによつて $y = f \sin \frac{\pi x}{l}$ なる如き變形をなしたるとき鉄を剪断するに足る撓度 f/l を求めてみると

圖-2



端部の綾片の應力は y_0/l_0 即ち i_s にて決定される。 i_s と斜材應力 D との關係は三角形の變形より $D = EA_a \sin \theta \cos \theta i_s$ にて與へられる。 A_a は斜材の斷面積である。然るに D は前述の鉄 4 本の強度を超えぬから

$$6000 \text{ kg} = EA_a \sin \theta \cos \theta i_s$$

又 $A_a = 2L_s \frac{11}{32} \times 1'' \times \frac{1}{8}'' = 3.9 \text{ cm}^2$ 故

鉄を剪断する i_s 従つて y_0/l_0 は

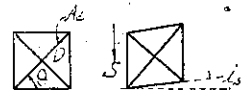
$$i_s = y_0/l_0 = \frac{6000}{2100000 \times 3.9 \times 0.7071^2} = 0.001465$$

別に $y_0 = f \sin \frac{\pi}{7} = 0.43316f$

$$i_s = \frac{0.43316f}{l_0} = \frac{7 \times 0.43316f}{l} = 0.001465$$

$$f/l = 0.0004831 = \frac{1}{2071}$$

圖-3



即ち $fl = \frac{1}{2.071}$ に達すれば綾片は鋸が剪断される。然し挫屈の條件を與へざる限り柱は彎曲しない。而して綾片が挫屈荷重に及ぼす影響は在來の挫屈理論に於ては極めて僅小で、挫屈應力の低下を説明し得ないのである。

從來の挫屈理論によれば shear の變形を考慮した場合には次の關係が成立する。

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M_x}{EJ} + \alpha \cdot \frac{dS_x}{dx} \quad (1)$$

但 α は shear の變形に関する値で solid section のとき $\alpha = \frac{x}{GF}$

圖-4 の骨組にて $\alpha = \frac{1}{2EA_d \sin^2 \theta \cos \theta}$ となる。

圖-4.



(1) 式に於て $\frac{dS_x}{dx} = \frac{dM_x}{dx} = P \frac{dy}{dx}$ 故

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M_x}{EJ} + \alpha \cdot P \cdot \frac{d^2y}{dx^2}$$

即ち $\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M_x}{EJ} + \alpha P \frac{d^2y}{dx^2}$

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M_x}{EJ(1-\alpha P)} \quad (2)$$

となる。即ち $Z = l \sqrt{\frac{P}{EJ}} = \frac{l}{r} \sqrt{\frac{\sigma}{E}}$ の代りに $Z = \frac{l}{r} \sqrt{\frac{\sigma}{E(1-\alpha P)}}$ となる。

一般に Knickmodul T を用ふれば

$$\sigma = TZ^2(r/l)^2(1-\alpha P) \quad (3)$$

今 $\alpha = \frac{1}{2EA_d \sin^2 \theta \cos \theta}$ とせば $\alpha P = \frac{P}{2EA_d \sin^2 \theta \cos \theta} = \frac{\sigma}{EK \sin^2 \theta \cos \theta}$ 但 $K = \frac{A_d}{A_f}$, $\sigma = \frac{P}{2A_f}$

式中 E は綾片の變形に關し σ に無關係である。但し T は σ に關する。

(3) 式は結局

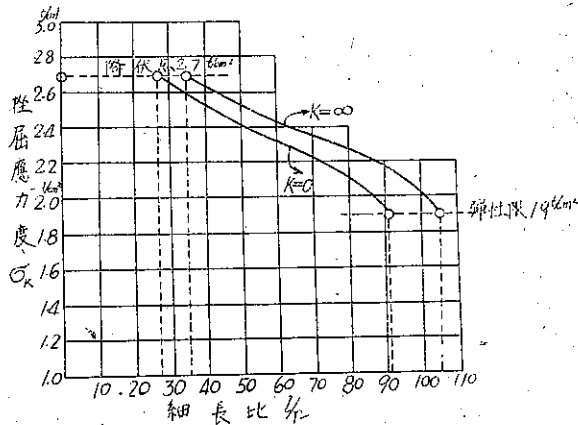
$$\frac{\sigma}{1 - \frac{\sigma}{EK \sin^2 \theta \cos \theta}} = TZ^2(r/l)^2 \quad (4)$$

今兩端ピン即ち $Z = \pi$ のときは

$$\frac{\sigma}{1 - \frac{\sigma}{EK \sin^2 \theta \cos \theta}} = T \pi^2 (r/l)^2$$

綾片が挫屈應力度に及ぼす影響は在來理論になると餘り大なるものでなく、たとへば綾片斷面比 $K=1\%$ とするも圖-5 に示す程度である。但し Rös³⁾ の示す所に従ひ彼が矩形斷面に就て求めた次の T^4 の値を規準とした場合である。

圖-5. 綾片斷面比 K が挫屈應力に及ぼす影響



σ	T	σ	T	σ	T
1 900 kg/cm ²	2 150 000 kg/cm ²	2 300 kg/cm ²	1 300 000 kg/cm ²	2 700 kg/cm ²	335 000 kg/cm ²
2 000	2 100 000	2 400	940 000	(降伏點)	
2 100	1 920 000	2 500	700 000		
2 200	1 700 000	2 600	510 000		

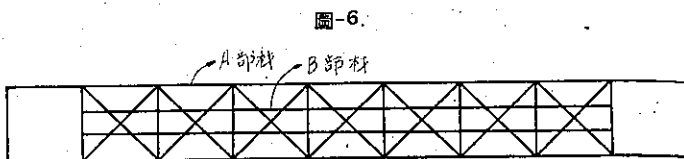
3) Bericht der II ten Tagung für Brücken u. Hochbau, Wien, 1932.

4) T は斷面形により異なるが……。

之を要するに在來の理論を以てしては判定困難なる特殊事情が存在するのである。

2. 破壊の原因に就て

破壊の最大原因は圖-6 に於る中間部材 B である。この部材は綾片を有せず 鋸によつて A 部材に連結してあるのみである。A 部材は自體として強度を發揮し得る柱、B 部材は A との連結によりて初めて強度を發揮し得る柱である。即ち云はば彈性支承上に固定された柱であつて A, B 全體が直



なるときは應力は均等に分布されるが A が挫屈の状態即ち一種の運動状態に達すれば B には壓力が殆ど傳らず全荷重が A に集中されるのである。即ち見掛けの上では如何にも低い應力度にて挫屈した様であるが實は荷重が A に集中して破損したのである。模型 A9 の外側の web に就て實施した strain measurement の結果は興味深いものがある。測定は長 16 ft の rod を外側の web に取り付けてその移動を測つたものである。試験の荷重は calibration によつて 17.5% の reduction を補はねばならぬ。その結果は表-1 の如くである。

表-1. (l=16'=192")

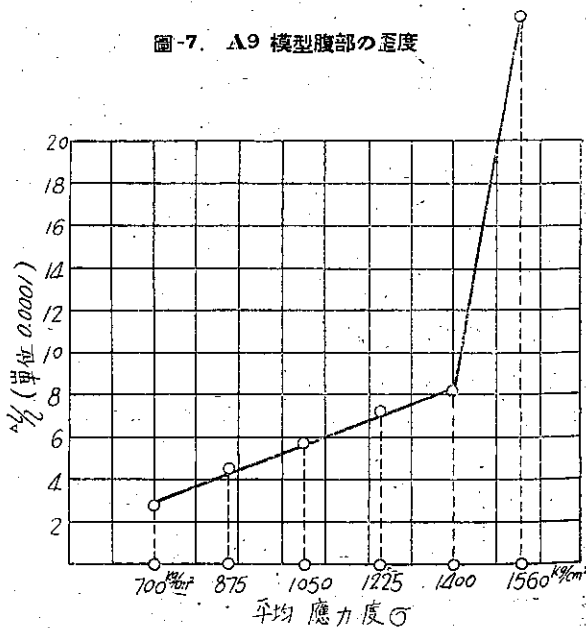
平均應力度 σ (試験機による)			Strain (")			$\Delta l/l$
讀み	補正值	換算値	North Side	South Side	Mean	
12 000 #/sq"	9 900 #/sq"	700 kg/cm ²	0.0469	0.0625	0.0547	0.00028
15 000	12 380	870	0.0781	0.0938	0.0859	0.00045
18 000	14 850	1 040	0.0938	0.125	0.1095	0.00057
21 000	17 330	1 220	0.125	0.156	0.1406	0.00073
24 000	19 800	1 390	0.141	0.172	0.1563	0.00081
26 850	22 150	1 560	0.500	0.500	0.5000	0.00260

$\Delta l/l$ 即ち σ/E の値は $E=2100000 \text{ kg/cm}^2$ とせばたとへば不均應力度 σ に對し

σ	$\Delta l/l$
700 kg/cm ²	0.00033
870 "	0.00042
1040 "	0.00050
1220 "	0.00058
1390 "	0.00066
1560 "	0.00074

即ち當初に於ては stress は uniform distribution をなし漸次外側が overstress されてゐると見做し得るであらう。 $\sigma=1560 \text{ kg/cm}^2$ に至つて甚しい overstress が外側に起つてゐる。尤も挫屈に於て曲りが大となると端部間の距離は著しく縮小するから上記の結果も最後の値は多少割引

圖-7. A9 模型腹部の歪度



て考へねばならぬが本模型の破損の如く曲りが殆ど表れず主として shear 的の變形で破壊した場合にはこの誤差は大でないものと見做し得るであらう。圖-7 はこの關係を圖示したものである。

破壊の原因は以上で盡きてゐるのではない。綾片の不足は shear の變形を容易ならしめ特に本橋の如く局部の細長比が全體の細長比より大なるときは shear の變形を助長し S 字形の特殊の挫屈を生ずるのである。この挫屈形は綾片の断面及び局部細長比の如何によつては兩端固定の場合に於て 1 山の挫屈形よりも低次の挫屈形たり得るのである。

本模型はその構造上云はゞ兩端固定の状態にある。兩端固定のときは在來の理論によれば圖-8 の如く 1 山の場合、 $Z=2\pi$ 。2 山の場合には $Z=2.9\pi$ となり端部には挫屈に伴ひ $S=2M/l$ なる shear を發生する。但 $Z=l\sqrt{\frac{P}{EJ}}=4l\sqrt{\frac{\sigma}{E}}$ である。

勿論上記の M, S は挫屈に伴つて發生する不定値で $P < P_k$ なるときは $M=0$ 、従つて $S=0$ で柱は直である。

綾片が挫屈形に及ぼす影響は挫屈に伴つて端部に發生する S によるものが大である。

2 山の挫屈形に於ては兩端を固定せる場合に圖-9 に示す如く端部に傾斜を生ずる。但し 1 山の挫屈形に於ては端部の傾斜は起らぬ。かくて shear の影響如何によりては

2 山の挫屈形の方が兩端固定の場合に於て低次の挫屈形となり得るのである。(1).

(1) p. 469 にて考慮した S_x は實は圖-10 に於て $\frac{dM_x}{dx}$ を意味するものであつて端部に S なきときも內的には作用し得るも端部を固定せる場合にはその端部軸線を傾斜せしめ得ないものである。而して外的には $S = \frac{dM_x}{dx} - P \frac{dy}{dx}$ となる。

3. 端部の傾斜 i_s (圖-11 参照)

端部の傾斜 i_s を考ふるに一端固定一端ピンとなした。これは必ずしも實際に則した假定とは云へないが計算の便宜上かかる取り扱ひを許して貰ひ度い。

今 A_f …主材の斷面積

J_0 …その慣性モーメント

l_0 …格間長

A_d …綾片斷面積とせば

變角 i_s と斜材應力 D との関係は三角形の變形より

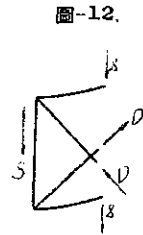
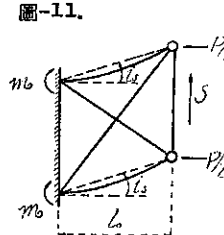
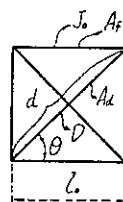
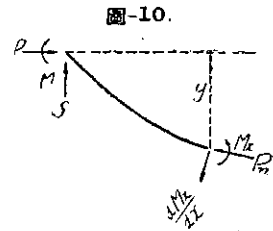
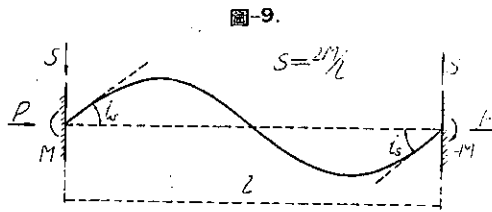
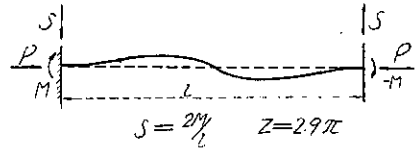
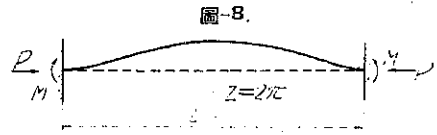
$$\frac{Dd}{EA_d} = (i_s l) \sin \theta \quad \therefore D = EA_d \sin \theta \cos \theta \cdot i_s \quad \dots (6)$$

又圖-12 に於て平衡條件として

$$S + 2s = 2l \sin \theta \quad \dots (7)$$

圖-13 に於て $s = P/2 \cdot \eta/l_0 - M/l_0 \quad \dots (8)$

又綾片の強度に就て⁵⁾ p. 885 (45) 式より



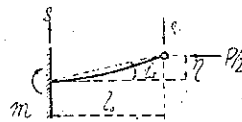
⁵⁾ 土木學會誌第 25 卷第 8 號

$$M = \frac{P/2 \cdot \eta \cdot \sin Z_0}{\sin Z_0 - Z_0 \cos Z_0} \dots (9)$$

但 $Z_0 = l_0 \sqrt{\frac{P}{2EJ_0}} = l_0/r_0 \sqrt{\frac{\sigma}{E}} \quad \sigma = \frac{P}{2A_f}$

圖-13.

(8), (9) 式より $s = P/2 \cdot \eta/l_0 - P/2 \cdot \eta/l_0 \cdot \frac{\sin Z_0}{\sin Z_0 - Z_0 \cos Z_0}$
 $= P/2 \cdot i_s \left(1 - \frac{\sin Z_0}{\sin Z_0 - Z_0 \cos Z_0} \right)$
 $= P/2 \cdot i_s (1 - f(Z_0)) \dots (10)$



(6), (7) 式より $S + 2s = 2D \sin \theta = 2EA_d \sin^2 \theta \cos \theta \cdot i_s$

$$i_s = \frac{S}{2EA_d \sin^2 \theta \cos \theta - P\{1 - f(Z_0)\}} \dots (11)$$

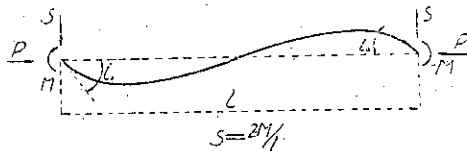
但 $f(Z_0) = \frac{\sin Z_0}{\sin Z_0 - Z_0 \cos Z_0}$

圖-14.

4. 撓屈荷重の計算 (圖-14 参照)

「綾片の強度に就て」p. 884 参照。

圖-14 の場合にその變形は



$$y = \frac{M}{P} \left\{ \cos \frac{Zx}{l} - \frac{1 + \cos Z}{\sin Z} \sin \frac{Zx}{l} - \left(1 - \frac{2x}{l} \right) \right\} \dots (12)$$

$$i_0 = \frac{2 \sin Z - Z(1 + \cos Z)}{Pl \sin Z} \cdot M \dots (13)$$

但 $Z = l \sqrt{\frac{P}{EJ}} = l/r \sqrt{\frac{\sigma}{E}}$

撓屈の條件は $i_0 = -i_s$

即ち $\frac{2 \sin Z - Z(1 + \cos Z)}{Pl \sin Z} \cdot M = -\frac{S}{2EA_d \sin^2 \theta \cos \theta - P\{1 - f(Z_0)\}} \quad S = 2M/l$ 故

$$\frac{2 \sin Z - Z(1 + \cos Z)}{\sin Z} \cdot M = -\frac{2PM}{2EA_d \sin^2 \theta \cos \theta - P\{1 - f(Z_0)\}} \dots (14)$$

故に一般には $M=0$ 従つて $S=0$ にて柱は直。

撓屈荷重は

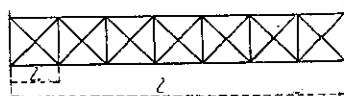
$$\frac{2 \sin Z - Z(1 + \cos Z)}{\sin Z} = -\frac{2P}{2EA_d \sin^2 \theta \cos \theta - P\{1 - f(Z_0)\}} \dots (14a)$$

にて與へらる。但

$Z_0 = \frac{l_0}{r_0} \sqrt{\frac{\sigma}{E}}, \quad Z = \frac{l}{r} \sqrt{\frac{\sigma}{E}} \quad (\text{圖-15 参照})$

$f(Z_0) = \frac{\sin Z_0}{\sin Z_0 - Z_0 \cos Z_0}, \quad Z_0 = l_0/r_0 \cdot r/l \cdot Z$

圖-15.



(14a) 式の右邊を變形するため分母分子を $2A_f$ で割ると $(\sigma = \frac{P}{2A_f})$

$$\frac{2 \sin Z - Z(1 + \cos Z)}{\sin Z} = \frac{-2\sigma}{KE \sin^2 \theta \cos \theta - \sigma \{1 - f(Z_0)\}} \quad K = A_d/A_f = \text{綾片斷面比}$$

結局 $K = \frac{\sigma}{E \sin^2 \theta \cos \theta} \left\{ -\frac{Z(1 + \cos Z)}{2 \sin Z - Z(1 + \cos Z)} - \frac{\sin Z_0}{\sin Z_0 - Z_0 \cos Z_0} \right\} \dots (15)$

$$\text{但 } \sigma = Z^2 T(r/l)^2 = Z_0^2 T(r_0/l_0)^2$$

(15) 式は Z の或値で柱が S 字に挫屈するに必要な綾片断面比 K を與へる。(15) 式を通観するに Z と Z_0 とが大差なきときは

$Z < \pi$, のとき $Z_0 < \pi$ にして

$$f(Z) = \frac{Z(1 + \cos Z)}{2 \sin Z - Z(1 + \cos Z)} > 0, \quad f(Z_0) = \frac{\sin Z_0}{\sin Z_0 - Z_0 \cos Z_0} > 0 \quad \text{故}$$

$K < 0$ となる。即ち S 形の挫屈は少くとも $Z > \pi$ にて生ずる。然し K の値如何によりては $Z = 2\pi$ 以下即ち 1 山の場合よりも低次の挫屈を生ずる可能性あることを示す。

$Z_0 > Z$ 即ち局部細長比 l_0/r_0 が全體の細長比 l/r より大なるときは $Z < \pi$ にして $Z_0 > \pi$ なることがあり得て $f(Z) > 0$, $f(Z_0) < 0$ となり得るから $Z < \pi$ の挫屈に對しても $K > 0$ となり得て兩端固定の場合に於て shear の影響によりて S 字形にて $Z < \pi$ なる挫屈が理論的に可能である。局部細長比を大に取ることの不利が茲にも存するのである。Quebec の模型に於ては局部細長比 $l_0/r_0 = 50$ 全體の細長比は全長に於て 35, 骨組の部分にて 23 にて

$$l/r = 23 \quad \text{のとき} \quad Z_0 = 2.174 Z, \quad l/r = 35 \quad \text{のとき} \quad Z_0 = 1.428 Z$$

となり孰れとするも Z_0 と Z の關係は S 字の挫屈形を誘致し易き形である。

$$(15) \text{ 式中} \quad 2 \sin Z - Z(1 + \cos Z) = 0 \quad \text{即ち} \quad Z = 2.9 \pi \quad \text{のとき} \quad K = \infty$$

$$\text{又} \quad \sin Z_0 - Z_0 \cos Z_0 = 0 \quad \text{即ち} \quad Z_0 = 1.430 \pi \quad \text{のとき} \quad K = \infty$$

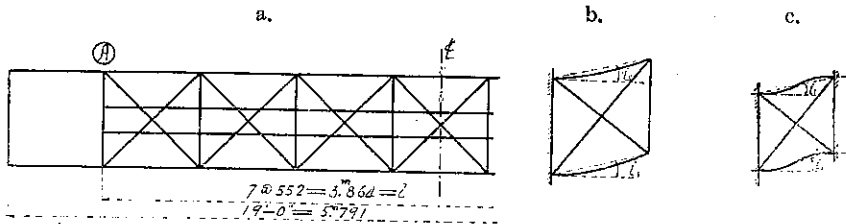
となる。即ち綾片の如何に關せず S 字の挫屈をなし得る場合が 2 つ存在する。上の場合は問題ないが下の場合には注意を要する。たとへば $l/r = 50$, $l_0/r_0 = 80$ のときは $Z_0 = \frac{80}{50} Z = 1.6 Z$ となる故 $Z_0 = 1.430 \pi$ のとき $Z = 0.894 \pi$ となり S 字の挫屈をする。即ち柱は $(l/r)' = \frac{50}{0.894} = 56$ の挫屈長に該當し S 字に挫屈する。

5. Quebec 橋 A9 model の場合 (圖-16 参照)

a) 端部の傾斜を圖-16a の如く考へた場合

便宜 A 點にて固定されたと考へ挫屈に際し荷重が外側の 2 部材に移行するとせば

圖-16.



$$l/r = 23, \quad l_0/r_0 = 50, \quad Z_0 = \frac{50}{23} Z = 2.174 Z, \quad l = 3.864 \text{ m}$$

$$l_0 = 0.552 \text{ m}$$

$$A_f = \frac{1}{4} \times 556.5 = 139 \text{ cm}^2, \quad A_d = 2L_s \cdot 1 \frac{11}{32}'' \times 1'' \times \frac{1}{8}'' = 3.8 \text{ cm}^2$$

$$K^{(a)} = A_d/A_f = \frac{3.8}{139} = 2.7\%$$

$$Z = 0.654 \pi \quad \text{とせば} \quad Z_0 = 2.174 \times 0.654 \pi = 1.422 \pi$$

$$l/r = 23 \quad \text{とせば} \quad Z = 0.654 \pi \quad \text{の挫屈應力は} \quad (l/r)' = \frac{23}{0.654} = 35$$

に相當す。本部材の降伏點は 2800 kg/cm^2 と稱する故 $\sigma = 2800 \text{ kg/cm}^2$ と取ることには餘り誤ではあるまい。

6) 中間部材を考へると $K = 1.35\%$ となる。

以下 (15) 式即ち

$$K = \frac{\sigma}{E \sin^2 \theta \cos \theta} \left\{ -\frac{Z(1 + \cos Z)}{2 \sin Z - Z(1 + \cos Z)} - \frac{\sin Z_0}{\sin Z_0 - Z_0 \cos Z_0} \right\} \text{ を計算すれば}$$

$$\sigma = 2800 \text{ kg/cm}^2, \quad E \sin^2 \theta \cos \theta = 2100000 \times 0.7071^3 = 742455 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z_0 = 1.422 \pi = 4.467 \quad Z = 0.654 \pi = 2.055$$

$$\cos Z_0 = -0.24333 \quad \cos Z = -0.46550$$

$$\sin Z_0 = -0.96994 \quad \sin Z = +0.88505$$

$$\frac{Z(1 + \cos Z)}{2 \sin Z - Z(1 + \cos Z)} = \frac{2.055(1 - 0.46550)}{2 \times 0.88505 - 2.055(1 - 0.46550)} = +1.635$$

$$\frac{\sin Z_0}{\sin Z_0 - Z_0 \cos Z_0} = \frac{-0.96994}{-0.96994 + 4.467 \times 0.24333} = -3.253$$

$$\therefore K = \frac{2800}{742455} (-1.635 + 3.253) = 0.025$$

即ち實際の $K=2.7\%$ に對し 2.5% となる。

圖-17a は $Z=0.654\pi$ の挫屈形を示す。端部の M, S は不定であつて曲りの量は定らぬ。

中間の 3 部材の應力は挫屈形が等しいことより $Z=0.654\pi$ とせば ($l/r=50 \times 7=350$)

$$\sigma' = \frac{(0.654\pi)^2}{350^2} \times 2100000 = 72 \text{ kg/cm}^2$$

となる

故に見掛けの挫屈應力度は

$$\frac{1}{2}(2800 + 72) = 1436 \text{ kg/cm}^2 \text{ となる。}$$

b) 端部の傾斜を圖-16b の如くに考へた場合

(11) 式中

$$i_s = \frac{S}{2EA_d \sin^2 \theta \cos \theta - P\{1 - f(Z_0)\}}$$

$$f(Z_0) = \frac{\sin Z_0}{2 \sin Z_0 - Z_0(1 + \cos Z_0)} \text{ となり}$$

従つて (15) 式は

$$K = \frac{\sigma}{E \sin^2 \theta \cos \theta} \left\{ -\frac{Z(1 + \cos Z)}{2 \sin Z - Z(1 + \cos Z)} - \frac{\sin Z_0}{2 \sin Z_0 - Z_0(1 + \cos Z_0)} \right\}$$

今 $Z=1.311\pi$ とせば $Z_0=2.174 \times 1.311\pi=2.850\pi$ となる。

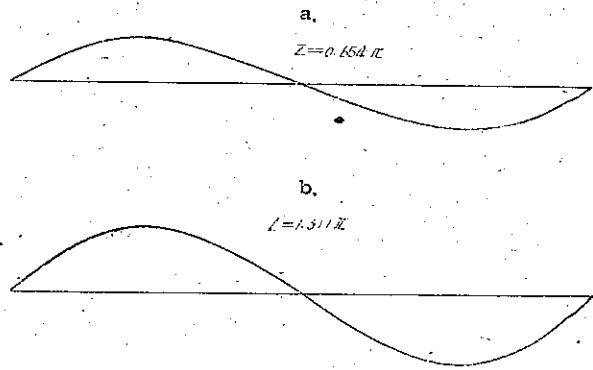
$l/r=23$, $Z=1.311\pi$ のとき σ は yield pt. を超えぬと考へるとやはり $\sigma=2800 \text{ kg/cm}^2$ となる。

$$\frac{Z(1 + \cos Z)}{2 \sin Z - Z(1 + \cos Z)} = -0.523 \quad \frac{\sin Z_0}{2 \sin Z_0 - Z_0(1 + \cos Z_0)} = -6.621$$

$$\therefore K = \frac{2800}{742455} (-0.523 + 6.621) = 0.0269$$

(實際の $K=0.027$)

圖-17.



中間 2 部材の負擔は $Z=1.311\pi$ の挫屈形に對應し

$$\sigma' = \frac{(1.311\pi)^2}{350^2} \times 2100000 = 291 \text{ kg/cm}^2$$

従つて見掛けの挫屈應力度は $\frac{1}{2}(2800+291)=1546 \text{ kg/cm}^2$ となる。實際のものはこの 2 つの場合の中間にあることが豫想される。 l/r が小なるときの Knickmodul が判明しない以上確かなことは判らぬが試験の結果を肯定する資料にはなり得ると思ふ、圖-17b は $Z=1.311\pi$ に於る挫屈形を示す。

6. 結 尾

これを要するに Quebec 橋部材 A9 の破損は

- 1) 中間に介在する無力なる 2 部材の作用によるものであつて挫屈に際して荷重が外側の 2 部材に移行したために生じたものである。
- 2) 綾片斷面比の小なること及び局部の細長比が全體の細長比に比して大なりしたため shear の變形を容易ならしめ S 字形の挫屈を誘發し短柱が兩端固定の状態に於て 2 山の挫屈をなしたものである。A9 の横型試験に於ては曲りが殆ど現れて居ないが端部に M と S を發生する挫屈形に於て綾片の鈹が先づ剪斷され荷重が drop した結果に過ぎないのである。