

- (8) Die Biegebruchspannungen des Eisenbetonbalken, B. u. E., Heft 19, 1936.
- (9) Die Bruchspannungen und die zulässigen Randspannungen in rechteckigen Eisenbetonbalken, B. u. E., Heft 13, 1936.
- (10) 弾率比に依らざる鐵筋コンクリート部材の強度, 土木學會誌, 第 25 卷第 8 號.
- (11) Aktuelle Fragen des Eisenbetonbaues, Schweizerische Bauzeitung, Jan. 1937.
- (12) Bemerkungen zum Aufsatz von R. Maillart über Aktuelle Fragen des Eisenbetonbaues, Schweizerische Bauzeitung, Mai. 1938.
- (13) Prüfung von Balken zu Kontrollversuchen, Heft Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, 1912.
- (14) Berechnung der Eisenbetonbalken unter Berücksichtigung der Schwindspannungen im Eisen, B. u. E. Heft 9; 1934.
- (15) Mörsch; Der Eisenbetonbau, 1 Bd., 1 Hälfte, p. 39.
- (16) Heft10, Deutschen Ausschuss für Eisenbeton, 梁番號 15.
- (17) P. Saliger, Der Eisenbeton p. 345, 梁番號 17.
- (18) Mörsch; Der Eisenbetonbau, 1 Bd., 1 Hälfte, p. 211.
- (19) 塑性理論を用いた鐵筋コンクリート床版の設計例, 内務省土木試験所概報第 12 號, p. 7.
- (20) H. Olsen Über den sicherheitsgrad von hochbeanspruchten Eisenbetonkonstruktionen, S. 78, Tafel 15 梁番號 A₁₋₃. (昭 23, 8, 5. 受付)

堰堤コンクリートの強度規準並びに剪斷強度に就て(其の一)

正 員 畑 野 正*

Strength Standard and Shearing Strength of Dam Concrete (I)

By Tadashi Hatano, C. E. Member

要 旨

堰堤コンクリートの強度は従來壓縮強度を以て、その規準としてゐるが、應力状態が二次元的乃至三次元的であるコンクリート堰堤の場合に於ては剪斷強度(その面に作用する直壓力との關聯に於て)を以て規準とすべきであることを述べ、更に従來の剪斷強度に關する理論及び實驗が、コンクリート堰堤の場合には適用されない事を指摘し、筆者の新しい剪斷強度試験法を述べたものである。

Summary.

The writer states, that heretofore compression strength has been the Strength standard of dam concrete, but that the proper standard should be shearing strength (in relations to the normal pressure on the surface) in case of dam concrete where the stresses are 2-dimensional or 3-dimensional. He explains his own new examination method of shearing, pointing out that the usual theory and experiments on shearing strength is not applicable to dam concrete.

目 次

- | | |
|-----------------------|-------------------|
| 1. 緒 言 | 5. 堰堤コンクリートの強度の規準 |
| 2. 従來のコンクリート剪斷強度理論の検討 | 6. 結 語 |
| 3. 従來のコンクリート剪斷強度試験の検討 | 附 記 |
| 4. 堰堤コンクリート剪斷強度試験の一案 | |

* 日本発送電電力技術研究所員。

1. 緒言

従来堰堤コンクリートの強度の規準として、所謂壓縮強度が採用されてゐる。即ち堰堤の内部應力を計算しませず（主應力曲線を求めて、その主應力の大きさに應じてコンクリート）等を設計、施工してゐる。

然るにコンクリートの壓縮試験に於る破壊は一般に剪断によつて起るとせられ、壓縮そのものによつて破壊するものではない。即ち壓縮試験によつて得られた所謂壓縮強度とは壓縮の強度そのものを示すものではなく、この強度に何程かの壓縮の強度そのものを示すものを示すのではなく、この強度に何程かの係数をかけた値が剪断強度を示すものであると云ふ事である。コンクリートの内部に於る應力状態が、主として一方向のみに大なる主應力を生ずる場合はこれと 45° の方向に主應力の 1/2 程度の剪断應力が生ずる。此の應力状態が壓縮試験の際の應力状態と略々相似的であるとして、剪断應力そのものを取りあげて比較する代りに壓縮應力を比較してゐるのである。即ち若し最大剪断應力によつて破壊するものと假定すれば前述の係数は 0.5 と云ふ事になるのである。

然るにコンクリートの内部應力が二次元的乃至三次元的に分布する場合は、上述の關係は必ずしも成立しない。

2. 従來のコンクリート剪断強度理論の検討

コンクリートの剪断強度に關しては O. Mohr, Rausch, Mörsch 等によつて論ぜられてゐる。

O. Mohr は圖一1 の如く壓縮試験、引張試験に於る Mohr の圓を畫き、この共通切線が破壊剪断力を示す包絡線なりとし σ が 0 なるときの破壊剪断力 τ_0 を圖から計算して次の如くおいてゐる。

$$\tau_0 = \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_c \sigma_t}$$

ここに σ_c は壓縮強度 σ_t は引張強度である。

Rausch はこれに對し實際の剪断試験に於ては圖一2 の如く α なる角度だけ傾いた方向に力がかゝるとして、上式を修正し次式を求めてゐる。

$$\tau = \frac{\sigma_c}{\sigma_c + \sigma_t} \sqrt{\sigma_c + \sigma_t} = \sqrt{\sigma_c \sigma_t}$$

σ_t は大體 σ_c の 1/10 に近いから、

$$\tau_0 = 0.15\sigma_c, \quad \tau = 0.3\sigma_c$$

となつて、大體に於て従來の多くの實驗結果に近い値を示すとしてゐる。

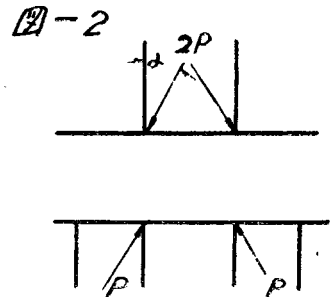
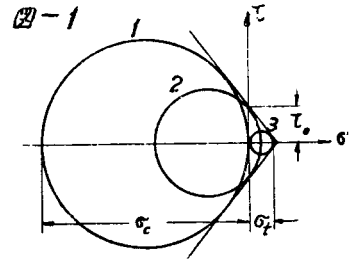
以上から明な様に O. Mohr, Rausch の理論式は共に剪断面に於る直壓力 σ の 0 なる場合の値である。この場合の應力状態は圖一1 の Mohr の圓一2 によつて表される。

例へば一次元應力状態に於て、互に直角に方向から同じ大きさの壓縮が作用して居れば剪断力は 0 となる。

二方向の壓縮力に差があればその差に應じて剪断力が生ずる。従つてかゝる場合に一方向の最大主應力のみを採りあげて論ずる事は無意味な事である。この場合は最早壓縮試験の際に於る應力状態と相似的でないから、剪断應力そのものを取りあげて、これに適合したコンクリートを定めなければならないのである。この場合剪断強度がその面に作用する直壓力と關係するから、この點を考慮せねばならぬことは勿論である。即ち換言すれば、剪断強度はその面に作用する直壓力の函數であるから、直壓力の大きさに従つて一定の剪断強度をもつコンクリートを設計しなければならないのである。

上述の議論は堰堤の場合を考へて、引張應力を生じないものとして、述べたものであるが引張應力を生ずる場合は引張強度を規準として考慮に入れなければならないことは云ふ迄もない。

以上の如く堰堤コンクリートに於る剪断強度の問題は最も基本的なものであるが、従來此の問題に對する研究は極く少ないものの様である。一般の鐵筋コンクリート工學に於ては、剪断力がある一定値以上になると斜張應



1) 2) Bauingenieur 1931.

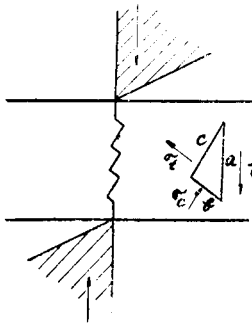
力が大となつて破壊すると云ふ關係から、剪断應力の最大限度を定めて居るに止り、剪断強度そのものを考察しない。そして又上述少數の剪断強度に關する研究も、ある特種の場合のみを取あげて論ぜられ、實驗されてゐるのみであつて、その大部分は「剪断強度は所謂壓縮強度の二割乃至三割程度である」と云ふ結果を出して居るのである。従つてこの儘では壓縮試験との關係が明でない。

筆者は以上の意味から、從來の剪断強度に關する理論及び實驗を檢討し、更に筆者の實驗法を述べ、次で堰堤コンクリートの強度の安全率を如何に定むべきかに就き考へたい。即ち必ず引張を伴ふ應力状態である。

然るに堰堤コンクリートの應力状態は一般には引張を伴はない場合を考へる。即ち圖—1の Mohr の圓—1 より左側にある圓に示される應力状態を取扱ふのが一般である。従つて $\sigma = 0$ の場合の τ_c, σ の値よりも左側の部分の破壊の包絡線が如何になるかが問題になるのである。この包絡線が如何なる形をのつものかは實驗的に定められねばならぬ問題である。

次に Mörsch の理論に就て考へて見よう。Mörsch はコンクリート梁を直接剪断し、これに對して次の如く考察した。

圖—3



剪断面に於る破壊は圖—3の如く鋸齒状をなして居るとして、これを直角三角形と考へる。この三角形の三邊に夫々 τ, σ_c, σ_t の應力が働きこれが同時に破壊強度に達して破壊する。今この三角形の安定を考へると、

$$\tau = \sqrt{\sigma_c \sigma_t}$$

となつて Rausch の與へた式と一致する。

Mörsch のこの考へが一般性を有するか否かは問題であるし、又これも剪断面に於る直壓力 0 の場合の議論である事は Mohr, Rausch と同様である。

以上の如く、
従来のコンクリートの剪断強度に關する

理論は、堰堤コンクリートを取扱ふ場合にとつて甚だ不満足であると云はねばならない。

3. 從來のコンクリート剪断強度試験の檢討

従來行はれたコンクリートの剪断強度試験は大體振り試験と直接剪断試験に大別される。

單なる振り試験に於ては軸に 45° の方向に引張應力を生じ、これによつて破壊するから、こゝではこれを取上げる事を省略し、従來行はれた主要な直接剪断試験の概要を記して見ると表—1 の様になる。

これらはすべて點線で示した断面で、剪断したものととして全體の荷重を断面積で平均し剪断強度としてゐるのである。①②③の方法では下邊支持臺に幅があるが、荷重の増加と共に曲げの影響によつて梁の端部は上昇し、圖—4 の如き状態になると考へられる。即ち下邊に於ては點支持に近い状態になる。

上邊の荷重を加へる幅がある程度以上になる

表—1 (福田教授 鉄筋コンクリート理論 坂 教授 鉄筋コンクリートの設計に於る)

試験名	剪断試験法	圧縮試験法	剪断強度係數
① グロース リンカーフェン試験所	 (20cm厚角梁)	30cm ² 程度の体による。	0.3 ~ 0.5
② フルシュ	 (18cm厚角梁)		0.23 ~ 0.22
③ グラフ	全上		0.23
④ スポット	 (13cm径の内筒)	13cm径46cm ² の内筒による。	0.63 ~ 1.24
⑤ 坂教授	 (12cm x 18cm角梁)	15cm径30cm ² の内筒による。	0.24 ~ 0.16

1) Eisenbetonbau 1923.

と、點線で示す面で剪断される前に下邊の中央部に曲げ破壊が生ずる。更に荷重を増加することによつて點線に沿ふて剪断されるのである。

従つて破壊時に於る應力の状態は⑥の場合と略々近似したものとなるのであらう。⑥の場合の如く載荷の幅が梁の厚さに比し充分小さいときは、剪断面に於る曲げの影響は非常に小さくなり、剪断應力 τ_{xy} と鉛直方向の壓縮應力 σ_y が支配的になる。

従つてこれを Mohr の圓で表すと、**圖一**の圓 2 の如くなるであらう。即ち剪断面に於ては剪断應力 τ_{xy} が大きいが、剪断面とある角度をなした面に引張應力が生ずる。破壊がこの何れによつて生ずるかは断定出来ないが、何れにしても破壊時の剪断面に於ける剪断應力は τ_{xy} であり、剪断面に垂直に作用する σ_x は 0 に近いと考へられる。即ち以上の實驗はすべて直壓力 0 の場合の剪断強度であつて堰堤の場合には用ひられないものである。

次に④の方法は曲げの影響がない點で前者と異なるが、同一コンクリートに就て著しく異つた結果を興へてゐる點で信頼性が少い。

4. 堰堤コンクリート剪断強度試験の一案

前節迄に述べた所によつて、堰堤コンクリートに於ては直壓力を受けた場合の剪断強度を求めねばならぬことが明になつた。筆者はこの一方法としてコンクリート梁を軸方向に壓縮しつゝ直接剪断する方法を取つた。この要領を圖示すると**圖一**の如くである。

即ちコンクリートの梁の両端に鋼板をあて一方の端には更に壓力計を附してその外側に鋼板をあてる。

之等の鋼板を充分大きなボルト及びナットによつて壓力計を通じて、コンクリート梁に止めつける。

かくの如く軸壓力を加へられた状態に於て、梁を直接剪断するのである。

この場合の應力状態を嚴密に計算する事は困難な事であるので、大體如何なる傾向になるかを考へて見よう。次の機會に述べる實驗報告に詳説するが、筆者の用いたコンクリート梁は 10cm 角、60 cm 長のもので、上邊の荷重を加へる鐵製ブロックの幅は 10cm、下邊支持の鐵製ブロックの幅は 5cm である。

梁の両端に鋼板をあてることなしに直接剪断すると**圖一**に於て説明した様に両端が上昇し、先づ第一に中央部に曲げ破壊が生ずる。更に荷重を増加すると點線に沿ふて剪断される。

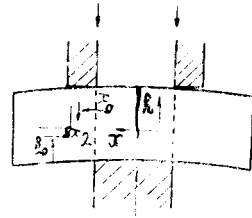
即ち**圖一**の如き状態になると、梁の中央下邊に最大の引張應力が生ずる事が知られる。

次に梁の両端に鋼板を附し、軸壓力を加へて剪断すると、剪断の荷重がある程度以上になる迄は梁の端部の上昇が認められないが、破壊荷重の附近に於て次第に端部の上昇が生ずる。これは $\frac{1}{100}$ mm、讀のダイヤル、ゲージによつたのであるが、結局破壊時に於ては**圖一**の如き状態になる事を示すものである。但しこの際は梁中央部には曲げ破壊を生じないで、點線に沿ふて剪断されるのみである。即ち軸壓力によつて引張應力が消される事を示してゐる。前述の如く中央部の引張應力が最大と考へられるから、この部分が引張破壊を生じない事は梁の全長に亘つて、x 方向の引張應力によつては破壊を生じない事になる。従つて、點線に示す剪断面上の應力は剪断應力が支配的である。

梁の端部が上昇するから、下邊は點支持の状態に近くなる。又、軸壓力を加へない時には曲げ破壊を生ずるから上邊の荷重は分布荷重であると考へられる。然し鐵製ブロックによつて荷重を加へるのであるから、この接觸面の變位は一樣となり、この結果加壓鐵ブロックの下の垂直荷重の分布は端部に大に中央に小となる考へられる。

この荷重力の分布の状態を書いて見ると**圖一**の如くなるであらう。この様に荷重分布の幅が梁の厚に比べて小なる時は剪断面に於る剪断應力 τ_{xy} の分布は圖の如く急激な變化を示すであらう。(例へば Coker & Filon

圖一



圖一

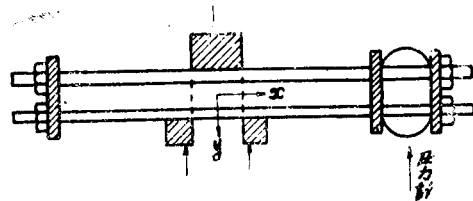
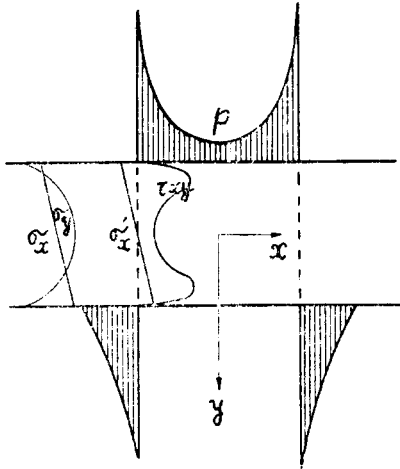


Photo-Elasticity p. 468)

圖一6



次に剪断面に於ける y 方向の壓應力 σ_y は上下邊の荷重分布に従つて圖の如く變化するであらう。又剪断面の x 方向の壓應力 σ_x を軸應力によるものと、上下邊の荷重によるものとの和と考へれば後者によるものは曲げによるものであるから、荷重分布が點荷重に近い以上その値 σ_x は非常に小さいと考へられる。

一方軸應力は、剪断面附近では充分均等に近いと考へられるから、これと σ_x を加算した σ_x は梁の全厚さを通じて大なる變化はないと考へられる。

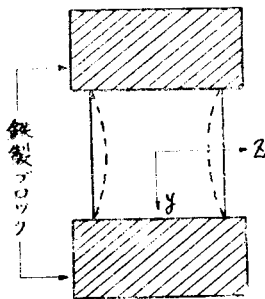
かくして剪断面に於る應力は、全軸應力を断面で平均した値に近い σ_x と複雑な變化をなした τ_{xy} となる。今この τ_{xy} で破壊すると假定するに、 τ_{xy} の分布があまり急激な變化がない時は破壊の際に全断面が充分塑性となり、破壊直前には全断面につき一様の剪断破壊強度に達する。従つて此の場合は、剪断荷重を剪断面積で平均することによつて眞の剪断強度が得られる。

τ_{xy} の分布が急激な變化をなす場合は、全断面が充分塑性になる前に最大剪断應力の部分で破壊し、これが全断面に及ぶ程になるであらう。従つてこの際剪断荷重を断面で平均する時は眞の剪断強度よりも小なる値を求める事になり、安全側をとる事になる。

次に剪断面に於る應力 $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ の三者を組合せた場合、壓縮應力 σ_x, σ_y の大きき如何によつては垂直の剪断面とある角度をなした面に引張應力が生ずる場合がある。かかる場合には引張力、剪断力の何れによつて破壊が生じたかを斷定することは困難である。然しながら、若し引張應力によつて破壊したとしても、圖一6の點線で示した剪断面に於ける剪断應力は τ_{xy} であり、それに直角方向の應力は σ_x である。

従つて σ_x なる壓縮應力が受けてゐる場合の剪断強度は τ_{xy} 以上でなければならぬ。故にこの場合剪断荷重を剪断面積で平均してこれを剪断強度とする事は安全側である。

圖一7



以上の考察はすべて二次元的であるが、實際の應力状態は三次元的である。圖一5に示す様に剪断荷重は鑄製ブロックによつて加へられるのであるが、荷重が大きくなると xy 面に平行な梁の面がふくれ上つて来る。即ち圖一7に示す z 方向に變形を許してゐるのである。

更に荷重を増加して破壊した後の状態をみると圖一5の點線を示した剪断面に沿つては略々平面的に切れるが、この切断面に圖一7の點線で示す如き割れ目が見られる。丁度立方體のコンクリート供試體が壓縮破壊した時の状態に似てゐる。即ち剪断面 (yz に平行な面) に於る剪断強度は軸應力をうける爲に、直應力のない xy 面に平行な面に於る剪断強度より大となつて、先づ圖一7の點線で示した様な割れ目が入り、然る後に剪断面で略々平面的に剪断されると考へられる。

即ち破壊時に於ては剪断面に於て剪断力を分擔する部分は全體の面積より幾分小さな部分と考へられる。

従つて、全體の面積で平均して剪断強度を出す事は安全側であると云へる。

以上の考察によつて、軸應力を加へながら、剪断し剪断荷重を断面積で平均することによつて剪断強度を定めようとする方法が、すべて安全側の結果を與へるものである事が明になつた。

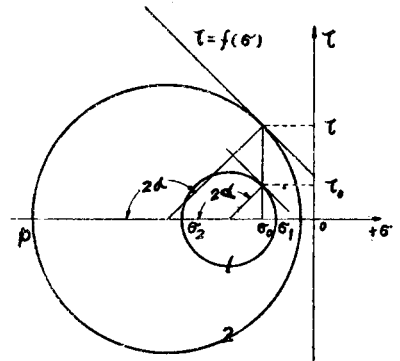
筆者は以上の方法によつて、各種のコンクリートに就き、直應力と剪断強度との關係を求めようと思ふ。

5 堰堤コンクリートの強度の規準

前節に述べた方法に従つて、任意の直應力を加へた場合の剪断強度を求め、直應力を水平軸に剪断強度を垂直

軸にとつて直圧力に對する、剪断強度の點を結び一つの曲線を得たとする。これらの點は破壊の時の應力を表す Mohr の圓の上の一點であると考へられるから、これを結んで得た曲線は Mohr の破壊の圓の包絡線を示すか、又はその内側にある曲線を示す事になる。従つてこの曲線を以て包絡線とすることは、剪断強度を論ずる上に於て安全側であると云へる。

圖-8



今あるコンクリートに對し、この曲線が得られたとし、これによつて一つの應力状態に對し、そのコンクリートが如何なる安全率を有するかを定めんとするに、次の二方法を考へる。

その第一は、考へる應力状態に於て最も危険と考へられる面上の剪断應力、壓縮應力を τ_0, σ_0 とする。これに對し Mohr の破壊の圓の包絡線

$$\tau = f(\sigma)$$

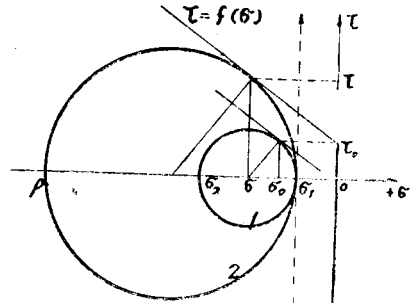
上の σ_0 に對する破壊剪断強度を τ とする。この τ と τ_0 との比を以て安全率 n とするのである。

即ち圖-8 に於て、圓-1 を興へられた應力状態を表す Mohr の圓とする。破壊の包絡線 $\tau = f(\sigma)$ を垂直方向に平行に移動して圓-1 に切せしめ、この切點の表す應力を σ_0, τ_0 とする。次にこの切點を通る垂線と包絡線との交點の表す應力を σ_1, τ とする。この τ と τ_0 を用いて安全率 n を次の如くおくのである。

$$n = \frac{\tau}{\tau_0}$$

今 σ_0, τ の點で包絡線に切つる Mohr の圓-2 を考へるにこの切點の示す面即ち主應力の方向と角 α をなす面に於てその應力が σ_0, τ となつて破壊するのであるから、Mohr の圓-1 に於て同じ面即ち主應力と角 α をなす面を以て最も危険な面とするのである。圖から明な様に n は兩圓の半径の比に等しい。従つて上述の如く安全率を考へる事は最も危険と考へられる面上に於て、壓縮應力 σ_0 を一定にしておいて、剪断應力を如何程増大した時に、破壊すると云ふ程度を考へる事になるのである。

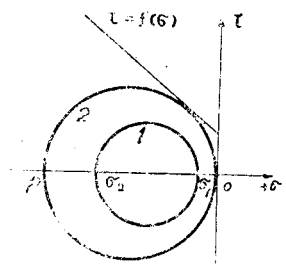
圖-9



安全率を定める第二の方法は、興へられた應力状態に於る最小主應力を一定にしておいて、最大主應力を増大して破壊せしめる。この時の破壊の剪断應力と興へられた應力状態に於る最も危険な面に於る剪断應力との比をとつて安全率とするのである。

即ち圖-9 に於て、圓-1 の最小主應力 σ_1 點を通つて $\tau = f(\sigma)$ に切つる破壊の圓-2 を描き、各々の切點の示す剪断應力 τ, τ_0 の比を以て安全率 n を表す。この場合も圖から明な様に兩圓の半径の比が n に等しいのである。

圖-10



以上の二方法が從來の方法を如何に異なるかを示す爲に Mohr の圓を用ひて説明して見よう。

從來の方法は壓縮試験即ち圖-10 に於る圓-2 に示される如く常に 0 なる最小主應力の下で $\tau = f(\sigma)$ に切つる圓の最大主應力 p を以てその強度としてゐる。そして興へられた應力状態圓-1 の最小主應力 σ_1 に關せず常に p/σ_1 を以て安全率としてゐるのである。

この方法は明に不合理である。 σ_2 が如何程大きくても σ_2 と σ_1 の差が小さければ、破壊の包絡線 $\tau = f(\sigma)$ と圓-1 との距離は大となつて安全度が大きいのである。

即ち安全率は前述第一第二の方法の如く Mohr の圖一1 と破壊の包絡線 $\tau=f(\sigma)$ との距離によつて定めらるべきである。

次に前述第一第二の方法を比較して見よう。圖一8, 9 から明な様に第二の方法による安全率が大きな値を興へる。又 $\sigma_1=0$ なる場合即ち一軸的に主たる應力が作用してゐる場合の安全率は第二の方法による場合、從來の安全率の値と一致するのである。一軸的に主たる應力が作用してゐる場合の從來の安全率の考へ方は、その主應力が何倍に増加した時に破壊するかと云ふ度合を示すものであり、この時これに直角方向の應力は常に 0 としてゐるのである。これらの關係は圖一9 に於て $\sigma_1=0$ とした場合即ち τ の座標軸を點線で示した場合に相當するのであつて、從來の安全率は p/σ_2 即ち圖一2, 1 の半径に等しい。従つて第二の方法による安全率と一致するのである。

以上の如く、第二の方法は應力が主として一軸的な場合にも延長して使用出来る便宜があるのであるが、第一の方法が一つの最も危険な面に就て考へると云ふ點に於て便利であると思はれる。

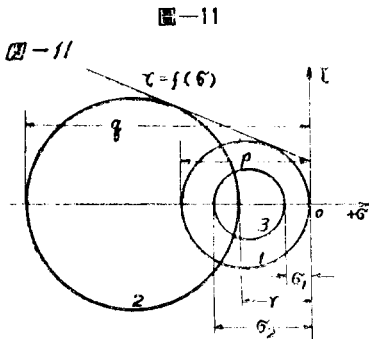
故に第一の方法を用ひる場合、從來の一軸的な安全率と關聯をつける爲には、 $\sigma=0$ のときの第一の方法による安全率を n_1 とし、從來の方法即ち $\sigma_1=0$ のときの第二の方法による安全率を n_2 として、兩者の比 n_2/n_1 なる係数を第一の方法による安全率 n に掛けて換算するの一法であると思へる。

6. 結 語

以上述べた所に従つて、各種コンクリートに就き實驗を行つて居るが、この結果は次の機會に述べたいと思う。(未完)

附 記

筆者が本文を草した時、同僚吉越技師より、同様の考へが既に Kammüller によつて述べられてゐるとの注意をうけた。Kammüller の著書“Die Theorie der Gewichts staunauern”を讀んで見ると、彼は Anstrengung なる概念を提唱して次の如く取扱つてゐる。



即ち圖一11 に於て $\tau=f(\sigma)$ をコンクリートに對する理想的な破壊の包絡線と想定する。次に最小主應力が 0 なる破壊の Mohr の圖一1 と最小主應力 γ なる破壊の Mohr の圖一2 を畫き γ を種々に變化せしめて τ/q 對する p/q の値を求めて一つの曲線を得る。

次に堰堤の主應力曲線から各點の最小最大主應力 σ_1, σ_2 を求めこの比 σ_1/σ_2 に等しい値の τ/q 對する p/q の値を前述の曲線から求める。

かくして得た p/q の値に σ_2 をかけて、換算された最大主應力とするのである。

以上の方法は云ひ換へれば、最小主應力 σ_1 が 0 でないときの最大主應力 σ_2 を $\sigma_1=0$ の場合に換算してゐるのである。

コンクリートの壓縮強度は $\sigma_1=0$ のときの p なる強度を求めてゐるのであるから、この方法は非常に優れた利點をもつ様である。然しこれを組部について検討すると次の如き批判の餘地がある。即ち先に筆者が述べた様に安全率の考へ方にこの方法を直して見よう。

換算された σ_2 の大きさは $\sigma_2 \times p/q$ に等しい。

前述の如く $\sigma_1/\sigma_2 = \tau/q$ であるから安全率 n は次の如くなる。

$$n = \frac{p}{\sigma_2 \frac{p}{q}} = \frac{\tau}{\sigma_1}$$

即ち換言すれば最小最大主應力の比 τ/q が興へられた應力状態に於る最小最大主應力の比 σ_1/σ_2 と同じ値をもつ破壊の Mohr の圓を描き、その最小主應力 γ と興へられた應力状態に於る最小主應力 σ_1 の比を以て安全率とすることになるのである。

従つて破壊の圓に就ての τ/q が起り得るすべての σ_1/σ_2 の値に就いて等しい値に求められる事を前提としてゐる。

る。

然るにこの前提は事實ではない。 $\tau=f(\sigma)$ と於て σ が大になるにつれて τ も大になる場合は、 τ/q の最大値は1より小なるある一定値になる。然るに σ_1/σ_2 は0~1に變化し得るのである。従つて Kammüller の方法はすべての應力状態に成立する一般性を有しないのである。

次に Kammüller が、破壊の包絡線として用ひてゐるのは Mohr の説に従つて一つの理想的な場合を假定してゐるのであるが、この曲線はコンクリートの性質に従つて種々に變化するものと考へられ、筆者はこれを實驗的に求めようとするのである。

以上の二點が Kammüller との相異點の主たる點である。

(昭 23. 9 受付)

鐵道線路に於ける道床破壊速度

正 員 高 橋 憲 雄

The vibration of the (railway) track ballast

By Norio Takahashi, C. E. Member

要 旨： 列車が或る速度で走つて居ると道床には振動が起る。此の振動は速度が早くなる程大きくなる。列車が通つたために重力の加速度と相等しい上方加速度が道床に生じた場合、此の列車速度をその軌道に於ける、その車輪の道床破壊速度とする。

本文は昭和 11 年の實驗をもととして理論並に實驗上の結果を述べたものである。

Summary.

Vibration is produced in the ballast when a train travels. The greater the velocity, the stronger the vibration. The writer defines the "Ballast Breaking Velocity" of the wheel on the track as that velocity of the train which produces an upward acceleration of the ballast equal to the downward acceleration of gravity. The article explains the theory and its development from experiments made in 1936.

目 次

- | | |
|------------------------------|--|
| 1. 緒 言 | 8. 時間に對して正弦變化を行ふ、等速移動荷重に對する減衰を考えた彈性基礎上の桁 |
| 2. 道床の上下動に關する實驗 | 9. 實驗に對する變動荷重に依る計算 |
| 3. 道床振動實驗 | 10. 高速度列車に對する計算 |
| 4. 等速一定移動荷重に對する減衰を考えた彈性基礎上の桁 | 11. 計算に依つて求めた道床破壊速度 |
| 5. 實驗に對する一定荷重に依る計算 | 12. 加速度比から求めた道床の破壊速度 |
| 6. 小周期振動の實驗 | 13. 荷重變化の同期の一定の場合 |
| 7. 道床振動の上下動周期 | 14. 結 論 |

1. 緒 言

列車が道床破壊速度以上の速度で走ると、道床砂利に重力の加速度以上の上方加速度が働くので、道床砂利が撥上る。然も此の場合、道床には上下動と同時に水平加速度も働いて居るので、撥上つた砂利は横移動をする。即ち撥出されるわけである。此のために道床砂利が施工基面に崩れ出す。道床砂利に重力の加速度以上の上方速度が働くのであるから、車輪も浮き上り勝になる。車輪にも道床砂利と同様に水平力が働いて居るから脱線の危険も生ずることになる。

道床破壊速度は此處に新しく設けたものであるが、列車速度に關する問題として、各種の軌道に對して充分調