

論 説 報 告

第 20 卷 第 6 號 昭和 9 年 6 月

濕潤地に於ける粘土質路盤の防護に就て

會 員 工 學 士 堀 越 一 三*

On the Protection of the Clayish Road Bed
on the Damp Ground

By Ichizo Horikoshi, C. E., Member.

内 容 梗 概

線路が濕潤地に敷設されたる場合にはその維持に種々の困難を伴ふものである。特に路盤が粘土質よりなる時には忽にして道床中に泥粘土を噴出し道床の汚染弛緩を來す。本文に於てはこれに對する防護方法を實驗及び實績によつて調査しその設計法を研究した。

1. 濕潤地に於ける粘土質路盤とその改良

線路附近排水不良にして路盤が粘土質よりなる場合には路盤は次第に軟化し、列車荷重によりて道床と混和し、甚しきは泥土を道床面に噴出し軌道の維持を困難ならしむ。これは多く切取内にある線路に見られるものであつて、附近一帯を通じ平常湧水多き所或は線路の兩側に高きコンクリート壁又は練積石垣等あり適當の排水孔なく線路中の地下水位の高き所に於て特に甚し。斯る所では常時泥土の害を受ける。地形上降雨後線路中及びその附近に滯水又は集水し地盤軟弱となり、列車通過に際し道床中に噴泥しこれを汚染するものもある。線路側の溝石垣に排水孔なく線路内の滯水甚しく道床中に盛んに泥土を噴出し著しく悪化されたる軌道も亦各地で見られる。これと反對に兩側側溝に多量の水が流れ來り次第に路盤内に滲透し、列車作用と共に路盤を亂し道床砂利の泥路盤中への混入及び泥土噴出の原因を與へる例もある。

斯る排水不良箇所には排水溝又は排水管を用ひ極力線路附近の排水に努めると同時に砂、玉石等の層を路盤に敷込み、更に進んでコンクリート又は鐵筋コンクリート版を以て路盤を蔽ひ粘土質路盤の軟化泥土噴出を防止する。從來斯の如き改良を施したる後に於ては改良前に比し軌道保守費を 20~40% も減ずることができた例が少くない。これと反對に莫大の工費を費したるに拘らず兩三年にして舊態に戻つた例もある。

上述の様に路盤改良方法には數種類がある。次の 2. で述べる様な諸材料の試験結果と線路に於ける實績を比較研究して各の優劣は決せらるべきものであるけれども、今日迄の所を總括するに大體次の如き結論に到達することができる。

路盤が軟弱となり道床砂利がこれに壓入され或は泥土が道床中に混入し道床表面にさへ噴出するのは多くは粘土質切取箇所で排水不良に基因するものであるから、これを改良せんとするには先づ第一手段として排水を良好ならしめなければならない。即ち地形上可能なる限り側溝を充分深くし線路側には空積石垣を設置すべきである。これでも尙不充分なる場合には軌道下在來不良土質を約 450 mm 以上鋤取り砂と更換するを可とす。但し排水溝

* 鐵道局技師 鐵道省東京鐵道局勤務

はこの場合でも充分深くし溝中水位は砂層より低き様にせねばならない。斯の如くして排水を充分良好となしたる砂層敷込み路盤にはかなりの永續性があるものである。然し永久的施設としては普通鐵筋コンクリート路盤を採用せねばならない。地形上充分の深さを有する排水溝設置の困難なる所、列車荷重大なるに拘らず路盤の支持力これに伴はざる所、諸建造物の關係上在來路盤を深く切下げ得ざる所、兩側に高きコンクリート壁又は練積石垣等ある切取箇所に於て該擁壁に排水孔なきため背面の水の逃路なく路盤内の水位甚だ高く噴泥する所等には常に鐵筋コンクリート路盤の施行を必要とす。岩盤に近き様な強固なる基礎地盤上に限り約 300 mm 以上のコンクリート路盤とすることができる。實際上砂層敷込みを採用すべきか或は鐵筋コンクリート路盤を採用すべきかを決定するには線路の輸送量又は重要程度をも考慮しなければならぬ。粘土質路盤上に直接玉石又は割栗石の類を敷込みて新路盤を築造するが如きは概して永續的效果を期待することができない。尙砂層を敷込んで路盤改良を施したる場合には軌條匍進防止に特別の考慮が必要である。

2. 路盤改良の方法とその成績

(1) 改良路盤に就ての試験

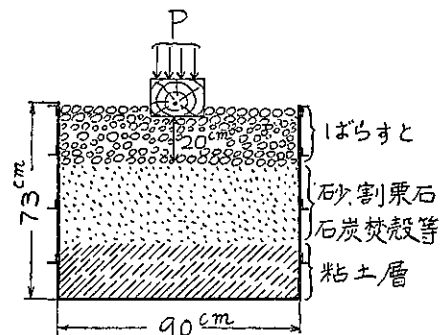
濕潤地に於ける粘土質路盤を防護するには先ず排水に努め路盤に砂、砂利、玉石、割栗石、等の層を敷込み又はコンクリート版、鐵筋コンクリート版を挿入して新路盤を築造することが多く行はれて居る。これ等諸材料の使用效果を知る一助として断面 90 cm × 30 cm 深さ 73 cm の強固なる鐵箱に粘土、砂、割栗石、砂利その他を層状に入れて線路構造の一部を現し、道床上の枕木より繰返し荷重を加へ各層の作用又は變状を調査した。この鐵箱は Schubert が道床材料試験に用ひたる所のものと略同様のものである(第 1 圖)。

使用した枕木の断面は普通枕木の断面と一致す。試験枕木の上には普通の長さの枕木に換算すれば 9~10 本の軌條壓力に相當する荷重を繰返し加へた。この荷重はモンキーの撃衝を枕木上に据付けた巻バネで緩和したものである。賦荷回数は構造材料によつて種々であつて 100~700 の間にあつた。地盤を形成する粘土は充分水を含みその上部は泥状を呈して居た。この粘土は入高線、信越線、高崎線の沿線より採取されたもので水分を吸収して軟化する程度にも自ら多少の差はあつた。各種材料を用ひて行ひたる調査の概要を次に記述す。これ等の調査は短時間に於ける試験結果であるから實際の線路に於ける長期試験成績とは自ら多少の相異は現はれやうが、改良路盤が如何に作用するかの一斑は充分窺ひ知ることができる。

(a) 篩砂利又は割栗石を直接粘土路盤上に撒布したる場合

路盤を形成する粘土層の上に篩砂利又は割栗石(道床用碎石乃至半徑 8~15 cm の割栗石)を厚さ 50 cm に撒布しその上に枕木を敷設して軌條壓力を繰返し加へた。荷重を繰返す毎に水分を含みて軟くなつた粘土は上層の空隙に侵入し賦荷回数 400~500 で厚さ 50 cm の篩砂利層又は割栗石層の 1/2~2/3 は粘土と混合して了つた。下層の粘土の軟い程混合の速度大で上層の砂利又は割栗石の空隙の大なる程混和し易い。従つて割栗石が大粒である程粘土の侵入が容易である。第 2 圖は粘土の侵入した碎石層である。

第 1 圖



第 2 圖



第 3 圖



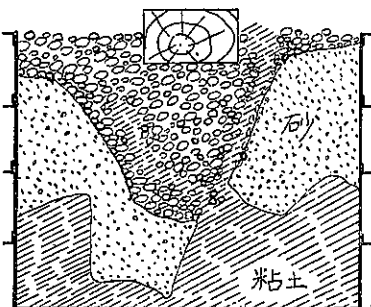
(b) 砂利道床と粘土地盤との間に砂層を敷込んだ場合

粘土地盤に 30 cm の厚さに砂を敷きその上に枕木下 20 cm の厚さに篩砂利の道床を撒布した。荷重を繰返すと枕木下の粘土地盤は次第に凹みを生じ砂層も従つて變形し同時に道床砂利の壓入を受けるが粘土と砂との混和は見られなかつた。第 3 圖がこの試験結果である。砂層は泥状粘土噴出防止用としては充分の效を奏した。

上と同様の道床及び砂層を用ひ粘土地盤に充分水を含ませて更に軟弱にし前よりも稍強き荷重を多數繰返し加へたる結果泥粘土は第 4 圖の如くなつて道床中に噴出した。即ちこの場合 30 cm の砂層は荷重の大なるためと粘土地盤の軟弱なるために彎曲して割れ目を生ずるに至つた。可なりな壓力を以て壓せられた泥粘土はこの割れ目に集中しそれより道床中に噴出した。噴出するに至らざる迄も砂層中の所々に泥粘土の集合が見られた。砂層の割れ目を通つて道床中に 出た泥粘土は枕木直下の 固き道床部分の兩側に沿ひて上昇し道床面を越噴出した。この場合にあつても種々に破壊された砂の塊そのものが泥粘土に侵されることは殆んどなかつた。

砂層の破壊は専ら枕木によつて大なる壓力が局部的に加へられたるためである。道床面に一樣に壓力が加へられる場合はその壓力が如何に大であつても砂層は破壊されることがないから泥粘土の噴出は起らなかつた。

第 4 圖



第 5 圖



(c) 砂利道床と粘土地盤との間に石炭焚殻又は粗朶の層を敷込んだ場合

粘土地盤の上に 30 cm の厚さに石炭焚殻又は粗朶を敷きその上に 20 cm の厚さに道床砂利を撒布した。石炭焚殻の層が繰返し荷重を受けて變形する程度は砂層に於けるよりも少い。弾性に富み破壊することもなく大なる荷重に耐へる。且水を通して泥粘土と混合することなきは砂層と同様である。即ち施工當初の石炭焚殻は砂層よりも有效適切に粘土噴出を防止する。

粗朶層はこれに反し割栗石層と同様に粘土を通し 2/3 以上は粘土と混合し粘土上に直接用ふることは到底不可能なることを示した。

(d) 砂利道床と粘土地盤との間に砂その他の材料を組合せた層を敷込んだ場合

砂層は泥粘土噴出防止の作用を充分果すべきものであるけれどもその厚さが不充分であると荷重の爲に破壊されその目的を達し難き缺點がある。砂層中にクリンプ金網、鐵網等に類するものを挿入した場合も同様であつてこれ等は何の効果も示さない。粘土地盤が軟弱で荷重の大なる時には薄き砂層は忽破壊されその割れ目より大なる勢を以て泥粘土を噴出する。第 5 圖がこれである。

次に粘土地盤上に 13 cm の厚さに石炭灰殻を敷きその上に更に 20 cm の砂層を造つた。道床砂利の厚さは枕木下 20 cm である。石炭灰殻の層はその厚さ小なりと雖砂層の強さを可なりの程度迄高め砂層をよく保護した。泥粘土噴出防止の効果は勿論充分である。

道床砂利と粘土地盤との間に厚さ 30 cm の砂層を入れ砂層内に下から 5 cm の所に厚さ 6 mm のアスベスト板を挿入した場合の調査をも行つた。アスベスト板は防水用として役立つものである。枕木に荷重を加へるとアスベスト板以下の粘土層は壓せられる。アスベスト板は荷重に對し抵抗力が小であるから直に破壊される。一旦破壊されるればアスベスト板以下の壓力高き泥狀粘土は破壊點に集中し非常な勢で噴出せんとする。アスベスト板が破壊されるればその上下の砂層も破壊されるのが常であるから泥粘土は遂に道床途上昇することになる。アスベスト板の破壊は軟い粘土質路盤上に築造されたコンクリート版の破壊した時に似た所がある。従つてコンクリート版は列車荷重によつて破壊されざる程度の強度を有することが最も緊要である。

以上の (a)~(d) 調査結果を考察するに粘土質路盤の保護としては砂層敷込みが最も簡便なる方法である。石炭灰殻層の敷込みは施工當初は砂層以上の好成績を示すが耐久性がない。砂層の缺點は荷重によつて破壊されることであるからその厚さは充分大にしなければならない。勿論砂層敷込みは永久的施設とは云ひ難い。然しその厚さを大にし排水設備に努むれば充分なる長年月の使用に耐へるものと想像される。永久的施設としてはコンクリート又は鐵筋コンクリート版を使用すべきである。この場合列車荷重に對して充分の強度を有せしむることが緊要である。砂利、割栗石、粗朶の類を粘土層に接して用ひても普通の厚さでは到底その目的を達することはできない。

(2) 路盤の改良とその成績

現在軟泥路盤の保護又は泥土噴出防止の爲の路盤改良としては次の諸方法が用ひられて居る。

- a. 排水側溝又は排水管の設置或はその機能増進
- b. 在來路盤に砂層敷込み
- c. 在來路盤に玉石層或は割栗石層敷込み
- d. コンクリート又は鐵筋コンクリート路盤の築造

この内の 2,3 に就てその概要及び施行後の成績を摘録すると次の様になる。他の改良路盤の状態も大體これから推定することができる。

(a) 排水溝又は排水管

a. は單獨に施行することあるも b.~d. は必ず a. の施設を伴はなければならない。路盤の排水促進のため側溝を深くし溝石垣を空積とすることによりても路盤の状態は可なりの程度迄改善される。複線の場合中央排水溝を築造すれば更に好都合である。

昭和8年11月現在東海道本線旅客線 36 km 400 m 附近に側溝に空積石垣を施行した部分とコンクリート壁を施行した部分とがある。路盤は土丹盤である。後者に於ては排水極めて不良で道床砂利は殆んど全部泥土に汚染されて居る。然るに前者に於ては排水状態後者よりも可良なるため泥土の噴出は著しく少い。即ち斯の如き場合にあつてはコンクリート壁を空積石垣に変更することのみにて優に路盤改良の目的の半は達せられる。

(b) 路盤に敷込まれた砂層

路盤に敷込む砂層の厚さは現在多くは 300~450 mm の間にある。路盤の排水充分なる場合には可なり永い間路盤改良の目的に沿ふことができる。この場合排水溝は砂層より低く充分の排水能力あることを必要とする。道床搦固めにより道床砂利は砂層内に壓入され砂層の有効厚さは減少す。在來路盤の軟弱なる場合には砂層は變形し割裂を生ずるに至る。砂層が地下水位下にある場合には砂は久しからずして泥粘土と混合するものである。

山手線電車池袋・大塚間 15 km 670 m 前後は深き切取内にあり兩側は高きコンクリート壁及びび間知石練積である。路盤は常に濕潤軟弱であつて泥土を噴出する爲 300 mm の厚さの砂層を敷込んだ。然るに該箇所は兩側々溝壁はコンクリート壁で絶対に水を通さず施行後間もなく伏設排水土管が閉塞したため線路内地下水位は晴天の場合でも枕木下端より約 400 mm の所に達した。而して在來地盤は赤色又は白色粘土質で軟弱である。斯の如き状態であるから砂層敷込み後約 2 箇年間は良好なる成績を維持したるもその後は又施工前と大差なき軌道状態に立至つた。

東海道本線戸塚・大船間 44 km 400 m 附近は切取中にあり、地下水多く排水不良にして路盤常に濕潤なるため軌道中心に於て 400 mm の厚さの砂層を敷込み路盤改良をなした。鋤取り路盤面は軌道中心から兩側に向ひ 1/30 の勾配をとる。側溝は空積石垣を以て造られその深さは砂層下面の程度であるか或はそれより浅い。在來地盤は暗黒色粘土質で可なり締つて居る。砂層敷込み後 3 箇年の成績を見るに第 6 圖の如くなり 260 mm の砂層の下半分には粘土質を混じて居る。而して側溝水位及び地下水位はこの附近にあることが多い。

(c) 路盤に敷込まれた玉石層

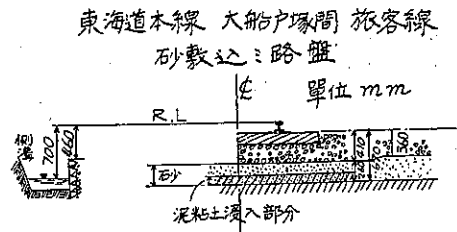
東海道本線神奈川・横浜間電車線 28 km 100 m 附近は切取内にあり排水不良にして常に濕潤し泥土を噴出した。路盤は可なり強い青色粘土質である。これがため排水設備を完全にすると同時に道床下の在來路盤を鋤取り 400 mm の厚さに玉石を敷込んだ。6 箇月後の成績を見るに排水充分なるため殆んど未だ缺點を見ず青色粘土層に接する玉石に多少の泥土の附着せる程度である。

(d) コンクリート又は鉄筋コンクリート路盤

路盤に施行されたるコンクリート又は鉄筋コンクリート版には厚さ 150~350 mm のものがあるけれども厚さ 300 mm のコンクリート版としたものが比較的多い。コンクリートの配合は 1:3:6 乃至 1:4:8 である。普通の鐵筋の外に鐵網又は古軌條を用ふることができる。

東北本線浦和・與野間旅客線 25 km 500 m 附近は切取中にあり兩側は高きコンクリート擁壁である。排水思はずから地盤は赤色粘土質であつて良好ならざるため厚さ 300 mm の 1:3:6 コンクリート路盤を築造した。このコンクリート路盤は上下線に亘つて居る。竣工後 1 箇年有餘の状態を検するにコンクリート版の沈下は 300 mm 餘に達し、各軌條下附近及び上下線の中に軌道方向に沿ひ縦貫せる大龜裂を生じ、地盤の特に軟弱なる箇所には更に多數の横の龜裂が現れこの龜裂を通し泥粘土を道床中に噴出して居る。この附近にありては列車速度比較的

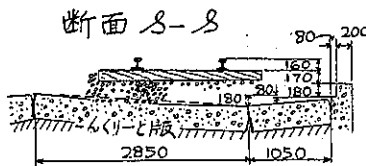
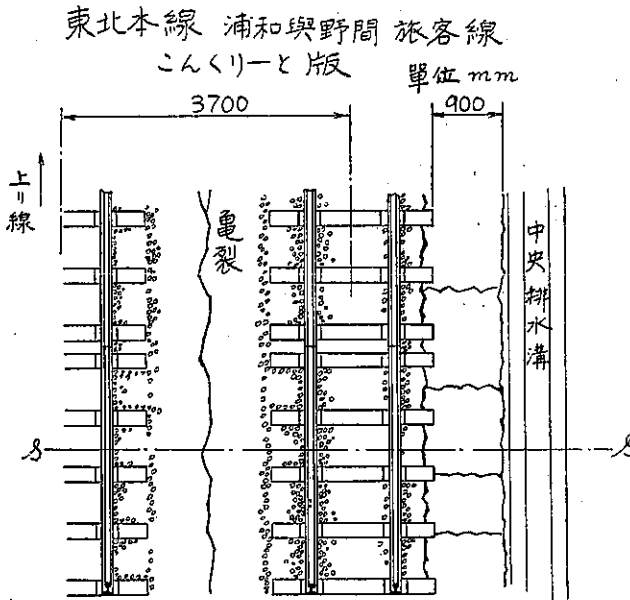
第 6 圖



大で 74 km/h に達し最大機関車は C51 形である。第 7 圖がこの龜裂状態の一部である。

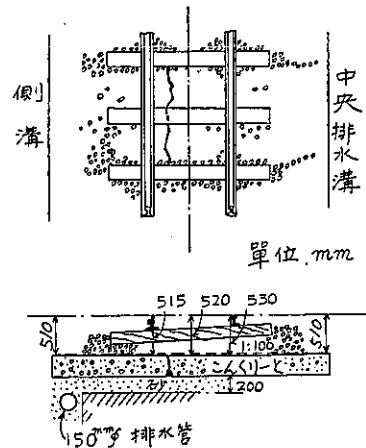
東海道本線保土ヶ谷戸塚間清水谷戸隧道入口附近旅客線は深き切取中にあり附近一帯湧水多量にして道床以下常に湿润状態にあり。路盤泥土と化し道床と混和し列車通過に際し道床上に噴出するため厚さ 300mm の 1:3:6 のコンクリート路盤とした。地盤は土丹盤であつて水に浸されざる時には可なり強固なる基礎を形成する。コンクリート版の下には 200mm の砂層を入れた。竣工後 3 箇年の状態を見るに軌條下附近のコンクリートに縦龜裂

第 7 圖



第 8 圖

東海道本線 保土ヶ谷戸塚間 旅客線
コンクリート版



を生じ軌道中心附近が沈下して居るけれども、軌道兩側に深き排水土管及び排水溝あり排水比較的良好に地盤が比較的強き状態にあるため道床の害される程度に至らず、軌道保守上には何等支障を與へるに至つて居らない。設計では軌道中心から兩側に向ひ 1/100 の勾配をコンクリート面に附し排水の便を計つたが變形の爲、これと逆の勾配を示すに至つた。第 8 圖がこの龜裂變形状態である。現場は半径 550 m の曲線で列車速度は 60 km/h 最大機関車は EF 52 形である。

前節 (1) の所説と本節 (a)~(d) を對照して粘土質路盤に於る噴泥の原因を察知しその改良方針樹立の資料を求めることができる。

普通の砂利道床を用ひた線路の粘土質路盤が水を含むと路盤は軟化し列車荷重によつて泥粘土化し道床中に侵入す。従つて厚き砂層を敷込み兩側排水溝をこれに應じて充分深くし線路内地下水位を下げ滞水を速に除けば路

盤の泥化を永い間制止することができる。在來路盤の切下げを線路兩側に向つて多くし線路内排水に便する設計は皆この主旨である。然し砂層を入れても道床搗固めによつて砂層の上部は亂され、列車荷重によつて砂層は壓縮され地盤は沈下變形し線路内排水は兎角悪くなり易いものである。これは粘土質地盤の軟い時に特に著しい。砂層の一部が暖水に浸される様な所では間もなく泥粘土が砂の間に浸入する。地下水位高きか線路附近の排水一般に不良で地盤強固ならざれば砂層は間もなく破壊されて道床中に泥粘土が噴出する様になる。(b)がこの例である。斯くの如き缺陷の顯著なる場合コンクリート又は鐵筋コンクリート版を以て砂層に更へればよく上記の弱點を除くことができる。而してコンクリート版は地盤の強固なる場合にみに用ふべきものにして一般には鐵筋コンクリート版を採用すべきことは(d)の實績に徴して明かである。コンクリート又は鐵筋コンクリート版の場合であつてもその下に薄い砂層を入れて施行すれば版の基礎ともなり地下水排除にも役立つことになる。

3. 新路盤の設計

(1) 軌條壓力と道床或は砂層内の壓力強度

1.2. の所説によつて粘土質路盤を改良するには先づ極力線路の排水に努め然る後砂層を敷込み又は鐵筋コンクリート版を挿入した新路盤を築造すべきである。これ等新路盤の設計資料として先づ軌條壓力の大きさと道床或は砂層内の壓力強度を求めて見る。

軌條支承係數 D は道床係數 c によつて色々な値をとる。今 $c=10 \text{ kg/cm}^2$, 軌條 50 kg, 枕木中心間隔 $a=70 \text{ cm}$, 枕木下面に於ける道床支持の延長を軌條の左右各 $t=40\sim 50 \text{ cm}$ として D 及び軌道係數 $\gamma = \frac{6EJ}{a^3 D}$ を計算すると次の様になる。

t (cm)	D (kg)	γ
40	15300	4.2
50	18100	3.5

枕木中心間隔が 70 cm である時 K 荷重を考へると車輪と枕木の關係は大體第 9 圖の様になる。

軌條壓力を P , 車輪壓力を W とすると (1) の如き場合は常に

$$P_1 = P_2 = \frac{W}{2}$$

(2) の如き場合は

$$P_1 - P_2 = \frac{W}{1+8\gamma}$$

従つて γ の大なる時即ち D に比し B が大なる時には Hoffmann の云へる如く $P_1 = 0.5W$ と置くことができる。

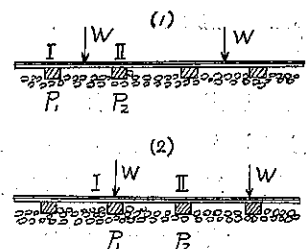
γ が小なる時には $P_1 > P_2$ となるが、例へば D が甚だ大で $\gamma=1$ の時であつても $P_1 = 0.5556W$ である。

これ等の關係は鐵道省業務研究資料第 19 卷第 33 號の研究によつて明かになる。これを以て見れば軌條壓力 P の標準値としては K 荷重の輪壓 W の概略 1/2 をとればよい。

枕木より道床に傳へられる壓力は道床内に分布し路盤に達する。今鐵道省業務研究資料第 19 卷第 41 號の研究により道床を通じて路盤に達する壓力の最大強度を求めると次の様になる。

道床の厚さ (cm)	15	20	30	40	50	60
軌條壓力 1t によつて生ずる最大壓力強度 p_m (kg/cm ²)	0.71	0.40	0.25	0.18	0.14	0.12

第 9 圖



上述の p_m は勿論枕木中心の下に當る位置に生ずるのであるが、枕木中心から左右 ξ の距離にある任意深さ H の點に生ずる壓力強度 p_ξ は

$$p_\xi = \frac{p_r}{\sqrt{\pi}} \int_{\xi + \frac{\beta}{2}}^{K(\xi + \frac{\beta}{2})} e^{-t^2} dt$$

から知ることができる。但し p_r は枕木下面から道床に與へられる壓力強度、 K は深さ H の函數、 β は枕木幅である。現在我國で用ひられて居る軌道材料で枕木中心間隔 a を 70 cm とし各枕木に略同等の軌條壓力が作用する場合枕木下の路盤壓力強度 p_m と枕木間隔の中央に位する路盤壓力強度 p'_m とを比較すると次の様になる。

道床の厚さ (cm)	15	20	30	40	50
p'_m/p_m	0	0.01	0.29	0.67	0.91
$\frac{p_m + p'_m}{p_m - p'_m} = i$	1	1	1.8	5.1	19.0

道床の厚さ 50 cm で $a=60$ cm とすれば $p'_m/p_m=0.97$ となる。

次に道床の厚さを 20 cm に一定し枕木中心間隔 a を 50~80 cm に變化せしむると p_m と p'_m との關係は次の様になる。

枕木中心間隔 a (cm)	50	60	70	80
p'_m/p_m	0.21	0.07	0.01	0
$\frac{p_m + p'_m}{p_m - p'_m} = i$	1.5	1.2	1	1

上表の p_m は長さ 2.1 m の枕木がその全長に互つて略同等の彈性を有する道床に支持されて居る場合であるが、枕木下の道床がその全長に互つて一樣ならず特に軌條附近に於て強固に搦固めらるゝ場合には實際の p_m は上表の値より稍大となる。軌條の左右各 40 cm 合計 80 cm の部分のみで軌條壓力を支持するものとすれば、路盤上の壓力強度は上表の値の約 1.25 倍となる。

砂利道床の下に砂層を入れる場合砂層内の壓力分布も大體砂利道床内に於けると同様と考へてよいから、道床砂利の厚さを枕木下面から 20 cm、砂層を 45 cm 以上とし軌條壓力を 5.2 t、枕木中心間隔を $a=70$ cm とすると

$$\begin{aligned} \text{砂層の上表に作用する壓力強度} & \quad 0.4 \times 5.2 \times 1.25 = 2.6 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{在來地盤に作用する壓力強度} & \quad 0.138 \times 5.2 \times 1.25 = 0.89 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

以下である。而して p'_m/p_m は 0.9 以上となる。

(2) コンクリート又は鐵筋コンクリート版の設計

(a) 軌道方向に於ける強さ

(1) 荷重 路盤に築造されたコンクリート又は鐵筋コンクリート版に加はる荷重は前述の路盤壓力であつて、枕木配置及び道床の厚さによつてその分布状態を異にす。枕木中心間隔約 80 cm 以下道床の厚さ約 20 cm 以上の場合には版に加はる荷重は第 10 圖の様な波形荷重になる。軌條下に軌道方向に沿ふて幅 b の條片をとり

$$h_e = b p_m, \quad h'_e = b p'_m$$

$$i = \frac{h_e + h'_e}{h_e - h'_e} = \frac{p_m + p'_m}{p_m - p'_m}$$

$$a = \text{枕木中心間隔}$$

版に加ふる分布荷重を一般に w とし枕木下に當る O に原點
を取り横軸に x をとれば

$$w = \frac{he}{1+i} \left(\cos \frac{2\pi}{a} x + i \right) \dots\dots\dots (1)$$

$OO_1 = \frac{a}{4}$ に當る O_1 に原點を移せば

$$w = \frac{he}{1+i} \left\{ \cos \frac{2\pi}{a} \left(x + \frac{a}{4} \right) + i \right\}$$

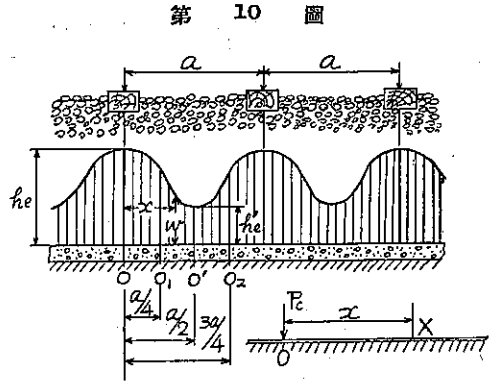
$$= -\frac{he}{1+i} \left(\sin \frac{2\pi}{a} x - i \right) \dots\dots\dots (1)_2$$

$OO' = \frac{a}{2}$ に當る O' に原點を移せば

$$w = -\frac{he}{1+i} \left(\cos \frac{2\pi}{a} x - i \right) \dots\dots\dots (1)_3$$

$OO_2 = \frac{3a}{4}$ に當る O_2 に原點を移せば

$$w = \frac{he}{1+i} \left(\sin \frac{2\pi}{a} x + i \right) \dots\dots\dots (1)_4$$



i は枕木中心間隔と道床の厚さによつて異なるが、道床の厚さ 20 cm 前後で $a=70\sim 80$ cm 附近に於ては 1 とすることが出来るから斯る場合には例へば (1)₁ は

$$w = \frac{he}{2} \left(\cos \frac{2\pi}{a} x + 1 \right)$$

となる。

(2) 計算式 コンクリート又は鉄筋コンクリート版の條片を弾性基床上の桁と考へる。第 10 圖に示した様に斯かる桁に P_c なる一荷重が作用する時任意の桁断面 X の沈下 y 、傾斜 $t_\theta v$ 、彎曲率 M 、剪力 Q はよく知られた公式によつて

$$\left. \begin{aligned} y &= \frac{kP_c}{2cb} \eta, & t_\theta v &= \frac{k^2 P_c}{cb} \eta' \\ M &= \frac{P_c}{4k} \mu, & Q &= \frac{P_c}{2} \mu' \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

- 但し
- $k = \sqrt[4]{\frac{cb}{4EJ}}$ c : 弾性基床の沈下係數
 - $\eta = e^{-kx} (\cos kx + \sin kx)$ b : 桁の幅
 - $\eta' = -e^{-kx} \sin kx$ E : 桁材料のヤング係數
 - $\mu = e^{-kx} (\cos kx - \sin kx)$ J : 桁断面 2 次率
 - $\mu' = -e^{-kx} \cos kx$

である。荷重強度の最大なる點 O に於ける桁の沈下を y_0 、彎曲率を M 、剪力を Q 、弾性基床に加ふる壓力強度を p とすれば (1)₁ 及び (2) 式によつて

$$y = 2 \int_0^\infty \frac{k w}{2cb} \eta dx = \frac{k h e}{c b (1+i)} \int_0^\infty e^{-kx} \left(\cos \frac{2\pi}{a} x + i \right) (\cos kx + \sin kx) dx, \quad p = c y$$

$$M = 2 \int_0^\infty \frac{w}{4k} \mu dx = \frac{h e}{2k(1+i)} \int_0^\infty e^{-kx} \left(\cos \frac{2\pi}{a} x + i \right) (\cos kx - \sin kx) dx$$

$$Q = - \int \frac{w}{2} e^{-kx} \cos kx \, dx = 0$$

而して

$$\int_0^{\infty} e^{-kx} \cos \frac{2\pi}{a} x \cos kx \, dx = \frac{k}{2} \left\{ \frac{1}{k^2 + \left(\frac{2\pi}{a} + k\right)^2} + \frac{1}{k^2 + \left(\frac{2\pi}{a} - k\right)^2} \right\}$$

$$\int_0^{\infty} e^{-kx} \cos \frac{2\pi}{a} x \sin kx \, dx = \frac{\frac{\pi}{a} + \frac{k}{2}}{k^2 + \left(\frac{2\pi}{a} + k\right)^2} - \frac{\frac{\pi}{a} - \frac{k}{2}}{k^2 + \left(\frac{2\pi}{a} - k\right)^2}$$

$$\int_0^{\infty} e^{-kx} \cos kx \, dx = \frac{1}{2k}$$

$$\int_0^{\infty} e^{-kx} \sin kx \, dx = \frac{1}{2k}$$

であるから

$$\left. \begin{aligned} y &= \frac{k h e}{c b (1+i)} \left\{ \frac{\frac{\pi}{a} + k}{k^2 + \left(\frac{2\pi}{a} + k\right)^2} - \frac{\frac{\pi}{a} - k}{k^2 + \left(\frac{2\pi}{a} - k\right)^2} + \frac{i}{k} \right\} \\ p = c y &= \frac{k h e}{b (1+i)} \left\{ \frac{\frac{\pi}{a} + k}{k^2 + \left(\frac{2\pi}{a} + k\right)^2} - \frac{\frac{\pi}{a} - k}{k^2 + \left(\frac{2\pi}{a} - k\right)^2} + \frac{i}{k} \right\} \\ M &= \frac{\pi h e}{2 a k (1+i)} \left\{ \frac{1}{k^2 + \left(\frac{2\pi}{a} - k\right)^2} - \frac{1}{k^2 + \left(\frac{2\pi}{a} + k\right)^2} \right\} \\ Q &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (3)$$

この y, p, M は桁の最大沈下, 基床面に加はる最大壓力強度, 最大彎曲率を與ふるものである。

O_1 に於ける彎曲率を M_1 , 剪力を Q_1 とすると (1), (1)', (2) 式から

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{h e}{4 k (1+i)} \int_0^{\infty} e^{-kx} \left\{ \left(-\sin \frac{2\pi}{a} x + i \right) + \left(\sin \frac{2\pi}{a} x + i \right) \right\} (\cos kx - \sin kx) dx \\ &= \frac{h e i}{2 k (1+i)} \int_0^{\infty} e^{-kx} (\cos kx - \sin kx) dx = 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_1 &= - \int \frac{w}{2} e^{-kx} \cos kx \, dx \\ &= - \frac{h e}{2(1+i)} \int_0^{\infty} e^{-kx} \left\{ \left(\sin \frac{2\pi}{a} x - i \right) + \left(\sin \frac{2\pi}{a} x + i \right) \right\} \cos kx \, dx \\ &= - \frac{h e}{1+i} \left\{ \frac{\frac{\pi}{a} + \frac{k}{2}}{k^2 + \left(\frac{2\pi}{a} + k\right)^2} + \frac{\frac{\pi}{a} - \frac{k}{2}}{k^2 + \left(\frac{2\pi}{a} - k\right)^2} \right\} \dots \dots \dots (4) \end{aligned}$$

この Q_1 が桁の受ける最大剪力である。

次に O' に於ける沈下を y' , 彈性基床壓力強度を p' , 彎曲率を M' , 剪力を Q' とすると

$$y' = 2 \int_0^{\infty} \frac{k w}{2 c b} \eta dx = - \frac{k h e}{c b (1+i)} \int_0^{\infty} e^{-kx} \left(\cos \frac{2\pi}{a} x - i \right) (\cos kx + \sin kx) dx$$

$$= -\frac{lh_c}{ct(1+i)} \left\{ \frac{\frac{\pi}{a} + k}{k^2 + \left(\frac{2\pi}{a} + k\right)^2} + \frac{\frac{\pi}{a} - k}{k^2 + \left(\frac{2\pi}{a} - k\right)^2} - \frac{i}{k} \right\}$$

$$p' = cy'$$

$$M' = 2 \int_0^{\infty} \frac{w}{4k} \mu dx = -\frac{lh_c}{2k(1+i)} \int_0^{\infty} e^{-kx} \left(\cos \frac{2\pi}{a} x - i \right) (\cos kx - \sin kx) dx$$

$$= -\frac{\pi lh_c}{2ak(1+i)} \left\{ \frac{1}{k^2 + \left(\frac{2\pi}{a} - k\right)^2} - \frac{1}{k^2 + \left(\frac{2\pi}{a} + k\right)^2} \right\} = -M$$

$$Q' = 0$$

(3) 計算例 厚さ 18 cm のコンクリート版を築造しその上に枕木下面から 20 cm の厚さの道床砂利がある場合を考へる。列車荷重を K-16, $a=70$ cm, 撃衝率を 30% とすると

$$p_m = 0.4 \times 4 \times 1.3 \times 1.25 = 2.6 \text{ kg/cm}^2$$

$b=50$ cm に互つて一様に最大壓力強度 p_m を假定すると

$$h_c = 2.6 \times 50 = 130 \text{ kg/cm}$$

荷 $c=1 \text{ kg/cm}^3$, $E=210\,000 \text{ kg/cm}^2$ とすれば

$$J=24\,300 \text{ cm}^4 \quad k=0.007$$

従つて (3) 式から $p=1.3 \text{ kg/cm}^2$, $M=8\,060 \text{ kg.cm}$

(4) 式から $Q_1 = -740 \text{ kg}$

従つて縁維應力 σ は

$$\sigma = \pm \frac{8\,066 \times 9}{24\,300} = \pm 3 \text{ kg/cm}^2$$

最大剪應力 τ は

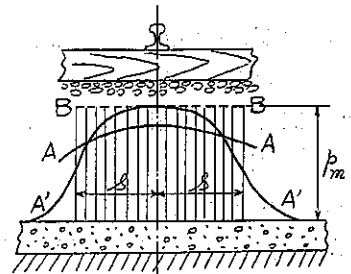
$$\tau = \frac{3}{2} \frac{740}{50 \times 18} = 1.2 \text{ kg/cm}^2$$

コンクリート版が p_m なる壓力をうけるのは第 10 圖に示す軌條下の點 O に於てのみで、枕木に沿ふ壓力強度は O から離れるに従ひ小さくなる。且又コンクリート版の幅は $b=50$ cm より遙かに大であるから實際上斯の如き應力は起らない。従つてコンクリート版は軌道方向の荷重分布に對しては充分の強度を有し版の寸法を決定するのは専ら軌道に直角の方向に於ける分布荷重であることが判る。幅の充分狭い版であればこの計算のみによつて直ちにその所要寸法を決定することができる。

(b) 軌道に直角の方向に於ける強さ

(1) 荷重 軌條壓力 P は枕木道床を通じ路盤上に分布するが、その壓力強度は軌道に直角の方向に於ても第 11 圖の AA 乃至 A'A' の如く變化する。AA は道床の厚さ大で枕木下の道床が全部略一様の彈性を示す時、A'A' は普通の道床厚さで軌條附近が比較的硬く搗固められた時の壓力分布の状態である。A'A' の如き壓力の代りに強度 p_m を有する BB なる壓力を考へる。壓力の分布範圍 \overline{BB} を $2s$ とすると s の値は (1) 式から次の様になる。

第 11 圖



$$P = 2 \frac{2s p_m}{1+i} \int_0^{a/2} \left(\cos \frac{2\pi}{a} x + i \right) dx = \frac{2asip_m}{1+i}$$

$$s = \frac{(1+i)P}{2\alpha ip_m} \dots \dots \dots (5)$$

コンクリート或は鐵筋コンクリート版は軌道方向に沿ふて變化する波形荷重にしては充分の對強度を有しその断面寸法は軌道に直角の方向の強度關係によつて定まる。従つて(1)式で示す様な波形荷重を幅 2s の等布荷重に換算しそれによつて版の寸法を計算することができる。その等布荷重の強度を (p) とすると

$$(p) = \frac{2p_m}{a(1+i)} \int_0^{a/2} \left(\cos \frac{2\pi}{a} x + i \right) dx = \frac{p_m i}{1+i}$$

第 11 圖の A'A' の如き場合の最大道床内壓力強度は AA の如き場合より大なること勿論である。軌條の左右各略 40 cm のみが主に搦固められこの部分のみで軌條壓力を支持する場合には前述の如く路盤壓力は約 1.25 p_m となる。従つてこの場合の s 及び (p) は

$$\left. \begin{aligned} s &= \frac{(1+i)P}{2.5 \alpha i p_m} \\ (p) &= \frac{1.25 p_m i}{1+i} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (6)$$

(6) 式の實際の値を出すと次の様になる。但し P=1 t, a=70 cm とする。s は P の大きさには關係なく (p) は P に比例すること勿論である。

道床の厚さ (cm)	15	20	30	40	50
1.25 p _m (kg/cm ²)	0.89	0.50	0.31	0.22	0.18
i	1	1	1.8	0.22	19.0
s (cm)	16.1	28.5	35.5	40.0	43.0
(p) (kg/cm ²)	0.444	0.250	0.201	0.182	0.166

一例として荷重 K-16 を考へる。然る時は W=8 t で撃衝率を 30% とすると

$$P = 1.3 \times 4 = 5.2 \text{ t}$$

従つて 5.2(p) 及び幅 b=50 cm の條片上加はる荷重 h は次の様になる。

道床の厚さ (cm)	15	20	30	40	50
5.2(p) (kg/cm ²)	2.31	1.30	1.05	0.95	0.86
h=5.2(p)b (kg/cm ²) b=50 cm	115	65	52	47	43

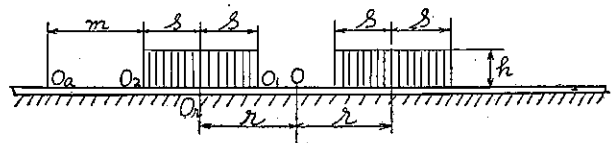
(2) 計 算 式

(i) 無限に長い桁： 版の條片と同じ幅 b を有する彈性基床上の無限に長い桁を考へる。その上に第 12 圖の様に h なる等布荷重が長さ 2s の範圍に互り

2r の距離を以て作用するものとす。O を作用荷重の對照的中心としその他圖に示す如き O₁, O_r, O₂, O_a に於ける洗下及び彎曲率をそれぞれ (y)₀, (y)₁, (y)_r, (y)₂, (y)_a 及び (M)₀, (M)₁,

(M)_r, (M)₂, (M)_a とする。これ等の値は前節同様に求めることができる。

第 12 圖



$$(y)_0 = 2 \int_{r-s}^{r+s} \frac{kh}{2cb} \eta dx = \frac{kh}{cb} \int_{r-s}^{r+s} e^{-kx} (\cos kx + \sin kx) dx$$

$$= \frac{h}{cb} \left\{ e^{-k(r-s)} \cos k(r-s) - e^{-k(r+s)} \cos k(r+s) \right\}$$

$$(y)_1 = \frac{kh}{2cb} \int_{\substack{x=0 \sim 2s \\ x=2(r-s) \sim 2r}} e^{-kx} (\cos kx + \sin kx) dx$$

$$= \frac{h}{2cb} \left\{ 1 - e^{-2ks} \cos 2ks + e^{-2k(r-s)} \cos 2k(r-s) - e^{-2kr} \cos 2kr \right\}$$

$$(y)_r = \frac{h}{2cb} \left\{ 2 - 2e^{-ks} \cos ks + e^{-k(2r-s)} \cos k(2r-s) - e^{-k(2r+s)} \cos k(2r+s) \right\}$$

$$(y)_2 = \frac{h}{2cb} \left\{ 1 - e^{-2ks} \cos 2ks + e^{-2kr} \cos 2kr - e^{-2k(r+s)} \cos 2k(r+s) \right\}$$

$$(y)_a = \frac{he^{-km}}{2cb} \left\{ \cos km - e^{-2ks} \cos k(m+2s) + e^{-2kr} \cos k(m+2r) - e^{-2k(r+s)} \cos k(m+2r+2s) \right\}$$

$$(M)_0 = 2 \int_{r-s}^{r+s} \frac{h}{4k} \mu dx = \frac{h}{2k} \int_{r-s}^{r+s} e^{-kx} (\cos kx - \sin kx) dx$$

$$= \frac{h}{2k^2} \left\{ e^{-k(r+s)} \sin k(r+s) - e^{-k(r-s)} \sin k(r-s) \right\}$$

$$(M)_1 = \frac{h}{4k^2} \left\{ e^{-2ks} \sin 2ks - e^{-2k(r-s)} \sin 2k(r-s) + e^{-2kr} \sin 2kr \right\}$$

$$(M)_r = \frac{h}{4k^2} \left\{ 2e^{-ks} \sin ks + e^{-k(2r+s)} \sin k(2r+s) - e^{-k(2r-s)} \sin k(2r-s) \right\}$$

$$(M)_2 = \frac{h}{4k^2} \left\{ e^{-2ks} \sin 2ks + e^{-2k(r+s)} \sin 2k(r+s) - e^{-2kr} \sin 2kr \right\}$$

$$(M)_a = \frac{he^{-km}}{4k^2} \left\{ e^{-2ks} \sin k(m+2s) - \sin km + e^{-2k(r+s)} \sin k(m+2r+2s) - e^{-2kr} \sin k(m+2r) \right\}$$

尚又 O_a に於ける剪力を $-(Q)_a$ とすれば

$$(Q)_a = \int \frac{h}{2} \mu' dx = -\frac{h}{2} \int_{\substack{x=m \sim (m+2s) \\ x=(m+2r) \sim (m+2r+2s)}} e^{-kx} \cos kx dx = -\frac{he^{-km}}{4k} \left[e^{-2ks} \left\{ \cos k(m+2s) - \sin k(m+2s) \right\} \right. \\ \left. - \left\{ \cos km - \sin km \right\} + e^{-2k(r+s)} \left\{ \cos k(m+2r+2s) - \sin k(m+2r+2s) \right\} \right. \\ \left. - e^{-2kr} \left\{ \cos k(m+2r) - \sin k(m+2r) \right\} \right]$$

今例へば $x=d$ に對して

$$e^{-kd} (\cos kd + \sin kd) = \eta a$$

$$-e^{-kd} \sin kd = \eta' a$$

$$e^{-kd} (\cos kd - \sin kd) = \mu a$$

$$-e^{-kd} \cos kd = \mu' a$$

としその他これに倣ふものとすれば

$$(y)_0 = \frac{h}{cb} (\mu'_{r+s} - \mu'_{r-s})$$

$$(y)_1 = \frac{h}{2cb} (1 + \mu'_{2s} - \mu'_{2(r-s)} + \mu'_{2r})$$

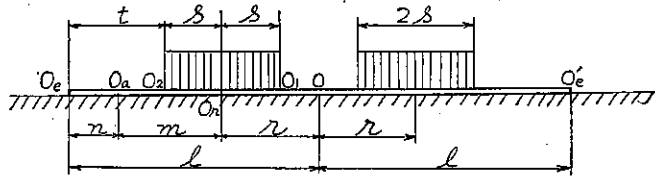
$$\begin{aligned}
 (y)_r &= \frac{h}{2cb} (2 + 2\mu'_s + \mu'_{2r-s} + \mu'_{2r+s}) \\
 (y)_2 &= \frac{h}{2cb} (1 + \mu'_{2s} - \mu'_{2r} + \mu'_{2(r+s)}) \\
 (y)_a &= \frac{h}{2cb} (-\mu'_m + \mu'_{m+2s} - \mu'_{m+2r} + \mu'_{m+2r+2s}) \\
 (M)_a &= \frac{h}{4k^2} (\eta'_{r-s} - \eta'_{r+s}) \\
 (M)_1 &= \frac{h}{4k^2} (-\eta'_{2s} + \eta'_{2(r-s)} - \eta'_{2r}) \\
 (M)_r &= \frac{h}{4k^2} (-2\eta'_s + \eta'_{2r-s} - \eta'_{2r+s}) \\
 (M)_2 &= \frac{h}{4k^2} (-\eta'_{2s} + \eta'_{2r} - \eta'_{2(r+s)}) \\
 (M)_a &= \frac{h}{4k^2} (\eta'_m - \eta'_{m+2s} + \eta'_{m+2r} - \eta'_{m+2r+2s}) \\
 (Q)_a &= \frac{h}{4k} (\mu_{m+2s} - \mu_m + \mu_{m+2r} - \mu_{m+2r}) \dots\dots\dots(9)
 \end{aligned}$$

O, O₁, O_r, O₂ に於る剪力を (Q)₀, (Q)₁, (Q)_r, (Q)₂ とすれば

$$\begin{aligned}
 (Q)_0 &= 0 \\
 (Q)_1 &= -\frac{h}{4k} (1 - \mu_{2s} + \mu_{2r} - \mu_{2(r-s)}) \\
 (Q)_r &= -\frac{h}{4k} (\mu_{2r+s} - \mu_{2r-s}) \\
 (Q)_2 &= -\frac{h}{4k} (\mu_{2s} - 1 + \mu_{2(r+s)} - \mu_{2r}) \dots\dots\dots(10)
 \end{aligned}$$

(ii) 長さ 2l の桁: コンクリート
又は鉄筋コンクリート版の幅りなる條片
を彈性基床上の桁と考へその長さを 2l
とし、長さの中心 O を中心として左右
に第 13 圖の様な荷重が分布するものと
する。桁が無限に長いものであるとすれ

第 13 圖



ば O から l なる距離にある O'_e に於ける剪力 Q_e, 彎曲率 M_e 及び O_e に於ける剪力 -Q_e, 彎曲率 M_e は (8), (9), 式から求められる。即ち

$$\begin{aligned}
 Q_e &= \frac{h}{4k} (\mu_{t+2s} - \mu_t + \mu_{t+2r+2s} - \mu_{t+2r}) \\
 M_e &= \frac{h}{4k^2} (\eta'_t - \eta'_{t+2s} + \eta'_{t+2r} - \eta'_{t+2r+2s}) \dots\dots\dots(11)
 \end{aligned}$$

である。桁が 2l の長さを有する場合の沈下彎曲率, 剪力と桁が無限に長い場合の沈下彎曲率, 剪力との相違を代表して桁端 O'_e 及び O_e に加ふべき剪力及び彎曲率をそれぞれ -Q_e, M_e 及び Q_e, M_e とする。然して O_e に於ける剪力及び彎曲率を Q_E, M_E とすれば

$$Q_E = Q_v - Q_v \mu_{2l} - 2k\eta'_{2l} M_v - Q_e$$

$$M_E = M_v + \eta_{2l} M_v - \frac{1}{k} \eta'_{2l} Q_v + M_e$$

O_e は桁端であるから $Q_E = 0$, $M_E = 0$ 従つて

$$(1 - \mu_{2l})Q_v - 2k\eta'_{2l} M_v - Q_e = 0$$

$$(1 + \eta_{2l})M_v - \frac{1}{k} \eta'_{2l} Q_v + M_e = 0$$

これから Q_v 及び M_v を求めることができる。即ち

$$\left. \begin{aligned} Q_v &= \frac{1 + \eta_{2l}}{(1 - \mu_{2l})(1 + \eta_{2l}) - 2\eta'^2_{2l}} Q_e - \frac{2k\eta'_{2l}}{(1 - \mu_{2l})(1 + \eta_{2l}) - 2\eta'^2_{2l}} M_e \\ M_v &= \frac{\frac{1}{k} \eta'_{2l}}{(1 - \mu_{2l})(1 + \eta_{2l}) - 2\eta'^2_{2l}} Q_e - \frac{1 - \mu_{2l}}{(1 - \mu_{2l})(1 + \eta_{2l}) - 2\eta'^2_{2l}} M_e \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

となる。従つて O, O_1, O_r, O_s, O_n に於ける沈下 y_0, y_1, y_r, y_s, y_n 及び彎曲率 M_0, M_1, M_r, M_s, M_n 剪力 Q_0, Q_1, Q_r, Q_s は次の様になる。

$$\begin{aligned} y_0 &= (y)_0 - \frac{4k^2}{cb} \mu_l M_v + \frac{4k}{cb} \mu'_l Q_v \\ &= \frac{1}{cb} \left\{ h(\mu'_l r + s - \mu'_l r - s) - 4k^2 \mu_l M_v + 4k \mu'_l Q_v \right\} \\ y_1 &= (y)_1 - \frac{2k^2}{cb} (\mu_{l+2s} + \mu_{2l-t-2s}) M_v + \frac{2k}{cb} (\mu'_{l+2s} + \mu'_{2l-t-2s}) Q_v \\ &= \frac{1}{cb} \left\{ \frac{h}{2} (1 + \mu'_{2s} - \mu'_{2(r-s)} + \mu'_{2r}) - 2k^2 (\mu_{l+2s} + \mu_{2l-t-2s}) M_v \right. \\ &\quad \left. + 2k (\mu'_{l+2s} + \mu'_{2l-t-2s}) Q_v \right\} \\ y_r &= (y)_r - \frac{2k^2}{cb} (\mu_{l+s} + \mu_{2l-t-s}) M_v + \frac{2k}{cb} (\mu'_{l+s} + \mu'_{2l-t-s}) Q_v \\ &= \frac{1}{cb} \left\{ \frac{h}{2} (2 + 2\mu'_s - \mu'_{2r-s} + \mu'_{2r+s}) - 2k^2 (\mu_{l+s} + \mu_{2l-t-s}) M_v \right. \\ &\quad \left. + 2k (\mu'_{l+s} + \mu'_{2l-t-s}) Q_v \right\} \\ y_s &= (y)_s - \frac{2k^2}{cb} (\mu_l + \mu_{2l-t}) M_v + \frac{2k}{cb} (\mu'_l + \mu'_{2l-t}) Q_v \\ &= \frac{1}{cb} \left\{ \frac{h}{2} (1 + \mu'_{2s} - \mu'_{2r} + \mu'_{2(r+s)}) - 2k^2 (\mu_l + \mu_{2l-t}) M_v \right. \\ &\quad \left. + 2k (\mu'_l + \mu'_{2l-t}) Q_v \right\} \\ y_n &= (y)_n - \frac{2k^2}{cb} (\mu_n + \mu_{2l-n}) M_v + \frac{2k}{cb} (\mu'_n + \mu'_{2l-n}) Q_v \\ &= \frac{1}{cb} \left\{ \frac{h}{2} (-\mu'_n + \mu'_{n+2s} - \mu'_{n+2r} + \mu'_{n+2r+2s}) \right. \\ &\quad \left. - 2k^2 (\mu_n + \mu_{2l-n}) M_v + 2k (\mu'_n + \mu'_{2l-n}) Q_v \right\} \end{aligned} \dots\dots\dots (13)$$

$$\begin{aligned}
 M_0 &= (M_0) + 2\eta_l M_0 - \frac{2}{k} \eta' l Q_0 \\
 &= \frac{h}{2l^2} (\eta' r - s - \eta' r + s) + 2\eta_l M_0 - \frac{2}{k} \eta' l Q_0 \\
 M_1 &= (M_1) + (\eta_{t+2s} + \eta_{2l-t-2s}) M_0 - \frac{1}{k} (\eta' t + 2s + \eta' 2l - t - 2s) Q_0 \\
 &= \frac{h}{4l^2} (-\eta' 2s + \eta' 2(r-s) - \eta' 2r) + (\eta_{t+2s} + \eta_{2l-t-2s}) M_0 \\
 &\quad - \frac{1}{k} (\eta' t + 2s + \eta' 2l - t - 2s) Q_0 \\
 M_r &= (M_r) + (\eta_{t+s} + \eta_{2l-t-s}) M_0 - \frac{1}{k} (\eta' t + s + \eta' 2l - t - s) Q_0 \\
 &= \frac{h}{4l^2} (-2\eta' s + \eta' 2r - s - \eta' 2r + s) + (\eta_{t+s} + \eta_{2l-t-s}) M_0 \\
 &\quad - \frac{1}{k} (\eta' t + s + \eta' 2l - t - s) Q_0
 \end{aligned} \tag{14}$$

$$\begin{aligned}
 M_2 &= (M_2) + (\eta_l + \eta_{2l-t}) M_0 - \frac{1}{k} (\eta' t + \eta' 2l - t) Q_0 \\
 &= \frac{h}{4l^2} (-\eta' 2s + \eta' 2r + \eta' 2(r+s)) + (\eta_l + \eta_{2l-t}) M_0 \\
 &\quad - \frac{1}{k} (\eta' t + \eta' 2l - t) Q_0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= (M_n) + (\eta_n + \eta_{2l-n}) M_0 - \frac{1}{k} (\eta' n + \eta' 2l - n) Q_0 \\
 &= \frac{h}{4l^2} (\eta' m - \eta' m + 2s + \eta' m + 2r - \eta' m + 2r + 2s) \\
 &\quad + (\eta_n + \eta_{2l-n}) M_0 - \frac{1}{k} (\eta' n + \eta' 2l - n) Q_0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_0 &= 0 \\
 Q_1 &= -\frac{h}{4k} \left\{ 1 - \mu_{2s} + \mu_{2r} - \mu_{2(r-s)} \right\} \\
 &\quad + 2k(\eta' t + 2s - \eta' 2l - t - 2s) M_0 + (\mu_{t+2s} - \mu_{2l-t-2s}) Q_0 \\
 Q_r &= -\frac{h}{4k} \left\{ \mu_{2r+s} - \mu_{2r-s} \right\} \\
 &\quad + 2k(\eta' t + s - \eta' 2l - t - s) M_0 + (\mu_{t+s} - \mu_{2l-t-s}) Q_0 \\
 Q_2 &= -\frac{h}{4k} \left\{ \mu_{2s} - 1 + \mu_{2(r+s)} - \mu_{2r} \right\} \\
 &\quad + 2k(\eta' t - \eta' 2l - t) M_0 + (\mu_t - \mu_{2l-t}) Q_0
 \end{aligned} \tag{15}$$

y, p, M, Q は何れも

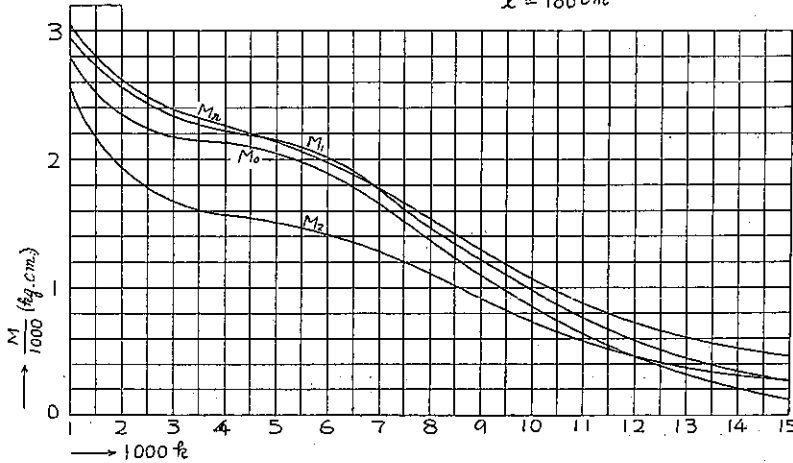
$$h = \sqrt[4]{\frac{cb}{4EJ}}$$

の函数である。 $r = 50$ cm, $s = 28.5$ cm (道床の厚さが枕木下面から 20 cm の場合), $h = 1$ kg/cm とし $l = 180$ cm

及び $l=200$ cm の 2 つの場合に就て (14), (15) 式から M 及び Q を求め圖示したものが第 14 圖及び第 15 圖である。これを用ふれば色々の弾性基床沈下係數 c の場合を比較することができる。又第 14 圖と第 15 圖を比較することにより l が小となるに従つて如何に M が小となるかを知ることができる。

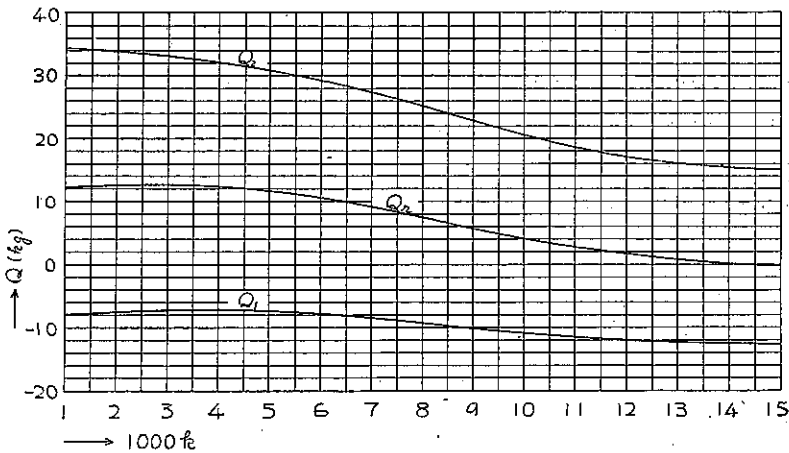
第 14 圖 (1)

彎曲率圖表 $h = 1 \text{ kg/cm}$
 $l = 180 \text{ cm}$



第 14 圖 (2)

剪力圖表 $h = 1 \text{ kg/cm}$
 $l = 180 \text{ cm}$



(c) 計算例

(1) コンクリート版の強さ 厚さ 30 cm のコンクリート版を考へる。 $b=50$ cm に對して $h=65 \text{ kg/cm}$ とする (K-16)。 $l=180 \text{ cm}$ 、 $c=1\sim 10 \text{ kg/cm}^3$ に對する $15 \frac{M}{J}$ を求めこれを縁維應力 σ とするとその値は次の様になる。彎曲率 M は h を計算して第 14 圖から直ちに求めることができる。

- (A) $c=1 \text{ kg/cm}^2$: $k=\sqrt{\frac{cb}{4EJ}}=0.0048$
 但し $E=210\,000 \text{ kg/cm}^2$
 $M_1=65 \times 2\,170=141\,050 \text{ kg cm}$
 $\sigma=\pm 18.8 \text{ kg/cm}^2$
- (B) $c=4 \text{ kg/cm}^2$: $k=0.0068$
 $M_1=65 \times 1\,830=118\,950 \text{ kg cm}$
 $\sigma=\pm 15.9 \text{ kg/cm}^2$
- (C) $c=7 \text{ kg/cm}^2$: $k=0.0078$
 $M_1=65 \times 1\,580=102\,700 \text{ kg cm}$
 $\sigma=\pm 13.7 \text{ kg/cm}^2$
- (D) $c=10 \text{ kg/cm}^2$: $k=0.0085$
 $M_1=65 \times 1\,400=91\,000 \text{ kg cm}$
 $\sigma=\pm 12.1 \text{ kg/cm}^2$

これによつて見れば厚さ 30 cm 程度のコンク

リート版は $h=65 \text{ kg/cm}$ (K-16) 程度の列車荷重に對して到底耐へ得られないことが察知される。

(2) 鐵筋コンクリート版の設計 (1)に

於て明かになつた様に普通の線路には鐵筋コンクリート版を用ひなければならぬ。今コンクリートの許容彎曲壓應力、剪應力をそれぞれ 65 kg/cm^2 , 4.5 kg/cm^2 , 鐵筋の許容張應力を $1\,200 \text{ kg/cm}^2$, 鐵筋のヤング係数を $2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2$, 鐵筋のヤング係數とコンクリートのヤング係數との比を彎曲率を求むる場合は $n=10$, 斷面決定の場合は $n=15$ とし道床の厚さ 20 cm , 荷重 K-16 を受くる場合軌道方向に直角に幅 $b=50 \text{ cm}$ の條片を考へ版の有効厚さ d , 版の全厚 D , 所要主鐵筋斷面積 A_s を求めると次の様に

なる。但し不靜定反力による版の彎曲率を求むる際には鐵筋を省略して $J=\frac{bD^3}{12}$ を用ひた。

(A) $c=1 \text{ kg/cm}^2$ の場合

$k=0.007$

最大彎曲率 $M_1=65 \times 1\,760=114\,400 \text{ kg cm}$

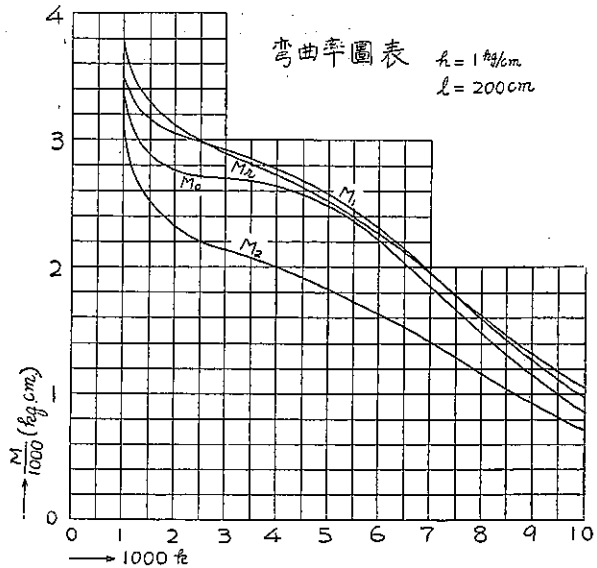
最大剪力 $Q_2=65 \times 27.3=1\,775 \text{ kg}$

$d=13.6 \text{ cm}$, $D=13.6+4=18 \text{ cm}$, $A_s=8.25 \text{ cm}^2$

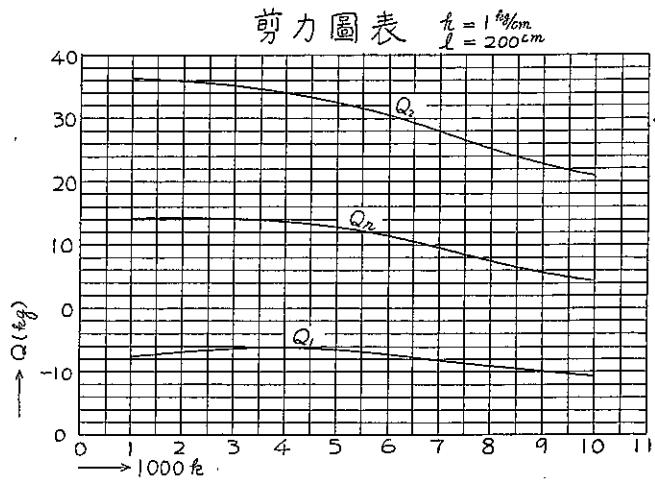
16 mmφ の鐵筋を用ふれば其の間隔は $e=110 \text{ mm}$

最大剪應力 $\tau=3.0 \text{ kg/cm}^2$

第 15 圖 (1)



第 15 圖 (2)



鐵筋とコンクリートの附着力は鐵筋の曲上げ又は旋着によるものとする。又沈下 y_1 及び y_r を (13) 式から求めると

$$y_1 = 0.51 \text{ cm} \quad p_1 = cy_1 = 0.51 \text{ kg/cm}^2$$

$$y_r = 0.49 \text{ cm} \quad p_r = cy_r = 0.49 \text{ kg/cm}^2$$

(B) $c = 4 \text{ kg/cm}^2$ の場合

$$k = 0.0127$$

$$\text{最大彎曲率 } M_r = 65 \times 640 = 41\,600 \text{ kg cm}$$

$$\text{最大剪力 } Q_s = 65 \times 16.4 = 1\,066 \text{ kg}$$

$$d = 8.2 \text{ cm}, \quad D = 8.2 + 4 = 12.2 \text{ cm}, \quad A_s = 4.98 \text{ cm}^2$$

12 mmφ の鐵筋を用ふると

$$e = 110 \text{ mm}$$

$$\text{最大剪應力 } \tau = 2.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$y_1 = 0.18 \text{ cm} \quad p_1 = 0.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$y_r = 0.17 \text{ cm} \quad p_r = 0.66 \text{ kg/cm}^2$$

(C) $c = 7 \text{ kg/cm}^2$ の場合

$$k = 0.0178$$

$$\text{最大彎曲率 } M_r = 65 \times 314 = 20\,420 \text{ kg cm}$$

$$\text{最大剪力 } Q_s = 65 \times 12.9 = 840 \text{ kg}$$

$$d = 5.8 \text{ cm}, \quad D = 5.8 + 4 = 9.8 \text{ cm}, \quad A_s = 3.49 \text{ cm}^2$$

12 mmφ の鐵筋を用ふれば

$$e = 160 \text{ mm}, \quad \tau = 3.5 \text{ kg/cm}^2$$

(3) 道床の厚さと鐵筋コンクリート版 (2) に於て道床の厚さ 20 cm の場合 K-16 に對する鐵筋コンクリート版の所要斷面寸法を求めた。次に道床の厚さが 30 cm 及び 40 cm の場合に就てこれを求めて一括すると次の様になる。凡て幅 b は 50 cm とした。

道床の厚さ (cm)	20	30	40	
s (cm)	28.5	35.5	40.0	
h (kg/cm)	65	52	47	
$c = 1 \text{ kg/cm}^2$	d (cm)	13.6	13.2	12.9
	D (cm)	18	18	17
	A_s (cm ²)	8.25	8.01	7.81
	鐵筋の直徑及び其の間隔	16	16	16
	e (mm)	110	120	125
道床の厚さ (cm)	20	30	40	
$c = 4 \text{ kg/cm}^2$	d (cm)	8.2	7.4	6.4
	D (cm)	12	12	11
	A_s (cm ²)	4.98	4.47	3.89
	鐵筋の直徑及び其の間隔	12	12	12
	e (mm)	110	120	145

これによつて見るに彈性基床沈下係數 c によつて鐵筋コンクリート版の斷面は大いに異つてくるが道床の厚さ

によつて生ずる變化は僅かである。唯列車荷重の衝撃は何れの場合も同等と考へたが道床の厚い場合は多少緩和されるであらう。結局道床を厚くする場合は路盤の鋤取量が増加するから道床の厚さは約 20 cm として鐵筋コンクリート版を築造するのが最も經濟的である。
