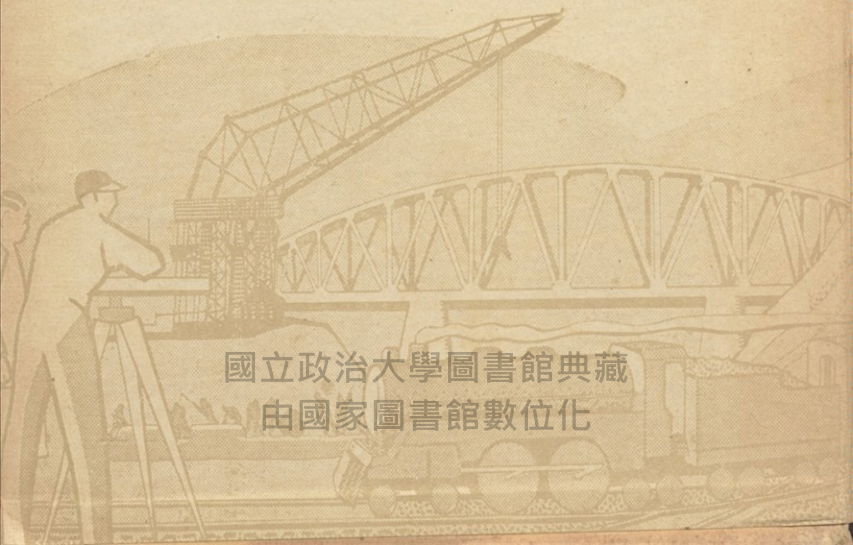


實用
土木工程學

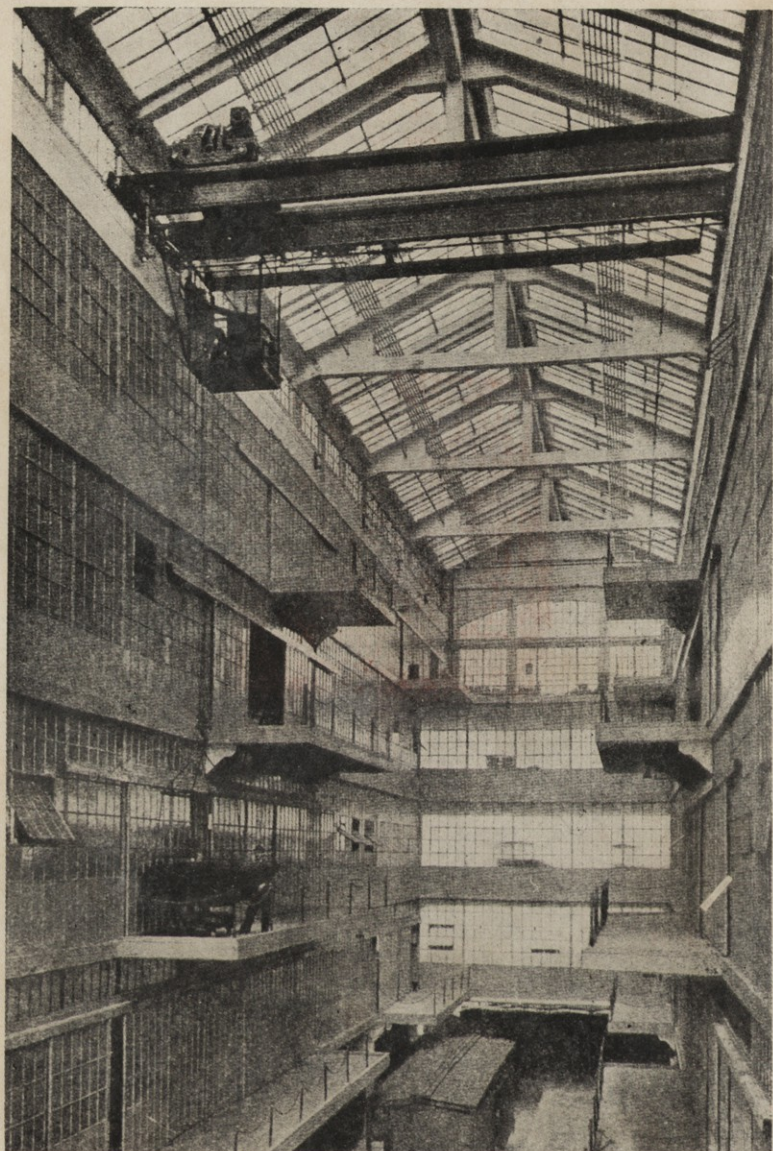


A215188



國立政治大學圖書館典藏
由國家圖書館數位化

中國科學社
梁紹桐紀念基金
資助出版



美國芝加哥福特汽車公司之廠房，表示近代鋼筋混凝土建築工程

中國科學社工程叢書
實用土木工程學
第十一冊

房屋及橋梁工程學

BY
FRANK O. DUFOUR
Professor of Civil Engineering, Lafayette College,
&
C. PAUL SCHANTZ
Assistant Engineer of Bridge, Pennsylvania Railroad.

譯述者

蕭開瀛 馬登雲



中國科學圖書儀器公司發行

215188

序

中國科學社負發揚科學文化之使命，近年來經本社出版之科學書籍，雖已逐漸增多，惟尙無獨成系統之專著，而於應用科學方面，尤感缺乏，爰有編譯工程叢書之議，藉以弭此缺憾。但工程學門類至繁，從事編譯，豈屬率爾操觚所能濟事，其未能早日見諸實行者，經費與人才之困難，實爲其主要原因。

民國二十七年春，本社雖處於特殊環境之中，惟出版事業尙未受若何影響。是時社友汪胡楨，顧世楫等適來海上。諸君之於土木工程學，造詣甚深，且在工程界任職歷二十餘年，久著勞績，其於著述之事，亦深感興趣而遊刃有餘。故經本社理事會議決，以主編實用土木工程學之事任之，而爲本社發行工程叢書之嚆矢。

土木工程學雖僅屬工程學之一門，惟其範圍之廣，效用之宏，遠非其他任何工程學所可比擬。即在國家承平之日，凡屬發展交通，水利，改良衛生，市政之事，幾無一非土木工程師是賴。他日戰事結束，百端待舉，其最感迫切而需要者，恐更無過於土木工程學範圍內之各項建設，良以其有關國計民生，至爲深切。本社

乘此時機，特先以此書問世，亦所以稍爲國家貢獻於萬一耳。

此書係以美國技術學會之土木工程叢書最新版本（一九三八年版）爲藍本，而從事逐譯，經年餘之努力，始克有所成就。今擬先後出版者凡十餘種，關於本書之性質，及編譯之經過，另有弁言，以爲讀者介紹，茲不多贅。惟此書既以實用爲主，故不涉高深理論，幸讀者勿以其淺顯爲病。蓋土木工程學之任何門類，俱可輯爲專書，苟不厭求詳，則雖累數十冊而未能盡。此非本社發行工程叢書之原意，且在今日之吾國學術界，亦暫無此需要焉。

民國二十九年一月

楊孝述

弁 言

土木工程學宏博淵深，門類至富。自測量力學等基本學科起，以至交通、水利、衛生、結構諸專門學科止，標舉其名，何慮數十餘種。而每一學科之西文著述，浩如烟海，即在吾國出版界，屬於土木工程學之著述及譯本，近年亦日見增多。但各書之程度不齊，詳略互異，其能彙聚土木工程學各科於一書，自成系統，以供學子自修或初學入門之用者，尙不多覩。西文書籍中之各種土木工程師袖珍手冊，雖包羅宏富，應有盡有，但咸係供參考之需，不宜初學及自修之用，且求之國內，尙未見有從事著譯此種書籍者。

以吾國學術界目前之需要而論，與其多出博雅精深之理論書籍，無甯印行切合實用之專門著述，庶學校中得取爲教材，自修者可資以研究，既免西文扞格之苦，而深得舉一反三之樂。中國科學社之發行工程叢書，其要旨殆亦在是。同人等受命主編實用土木工程學，未嘗忽視此意；惟自慚譚陋，若從事撰著，誠恐剪裁難期盡當，爰經審慎選定美國技術學會出版之土木工程叢書，作爲譯述之藍本。是書之優點，即在注重實用，避免高深理論，其引用數學之處，僅及三角法

爲止，使讀者極易了解。惟有關實用之公式及圖表，仍多盡量採入，以資參考。書中舉例固力求明顯，且凡遇應用計算方法處，恆附以若干習題，以備觀摩。全書七冊，計附圖一千六百餘幅，尤爲他書所罕有，故極適宜於作爲教本及自修課本之用。凡此種種，讀者當能自行評定其價值，毋待同人等之絮述焉。

本書在美國學術界久居重要地位，其執筆者不下十餘人，或係富有經驗之領袖工程師，或爲著名大學之專科教授，無一非著作等身爲工程界知名之士，故能出其餘緒，刪蕪存要，而成此極有價值之鉅著。是書之最早版本，刊行於一九〇八年，去今蓋已三十年矣。歷年屢經增損，不知已再版若干次，今本書所採用者，乃一九三八年之最新版本，凡七鉅冊，其內容如下：

- 第一冊 平面測量學，一工程契約及規範，
- 第二冊 材料力學，一靜力學，一道路學，
- 第三冊 鋼建築學，
- 第四冊 屋架結構，一橋梁工程學
- 第五冊 混凝土工程學，
- 第六冊 水力學，一給水工程學，一溝渠工程學，
- 第七冊 鐵路工程學，一土工學。

按此七冊之內容，似係偏重於量之區分，故不甚與修學之先後程序相合。今酌加更改，以基本學科列於首，並將水力學與靜力學合成一冊，其餘可分者則

分之，計得十二冊，而定爲下列之次序：

- 第一冊 靜力學及水力學，
- 第二冊 材料力學，
- 第三冊 平面測量學，
- 第四冊 道路學，
- 第五冊 鐵路工程學，
- 第六冊 土工學，
- 第七冊 給水工程學，
- 第八冊 溝渠工程學，
- 第九冊 混凝土工程學，
- 第十冊 鋼建築學，
- 第十一冊 房屋及橋梁工程學，
- 第十二冊 工程契約及規範。

在此十二冊中，凡屬土木工程學之主要學科，固已大致具備，惟此最新版本，已刪去河道、海港、水力發電及灌溉等數種。同人等力所能及，尙擬繼續搜採名著，次第譯述，以成全帙。

原書因非出於一人手筆，故在編制方面不盡劃一，且不另分章，亦無詳細目錄，檢查時稍感不便。故現已於譯本中一律爲之區分章節，製成詳備之目錄，置於每書之首，而原書所附之索引，則予刪除。

在譯書之過程中，以選定專門名詞爲最感困難之事，蓋國內關於學術上之譯名，尙未統一，尤以土木

工程學之門類既繁，名詞特多，其中雖有若干譯名，已爲先進著作家所引用，但尙多紛歧，難資依據。同人等爲集思廣益起見，曾經數十次之集會商討，並決定儘量採用教育部已經公佈之各項專門名詞，其未備者，則由同人等審慎擬定務使全書前後一致。雖未敢云至當，但已確盡一番攷慮抉擇之功，或足爲統一土木工程學專門名詞之濫觴。茲爲便於讀者檢查起見，另列中英文譯名對照表於每書之末。俟全書殺青以後，當再按英文字母次序，編印土木工程學辭彙，以供國內工程家之參考。至於書中之地名及人名，則概從音譯，以商務印書館出版之標準漢譯外國地名人名表爲準則，以期一律。其在書中所見者，亦列對照表，附於書後。

原書關於度量衡單位，均係英制，雖猶爲吾國工程界所通用，但與普通教本中所採用之米制不合，讀者或將引爲不便。爰經另編簡明之單位換算表，刊於每書之首頁，以便推算。

工程書籍中之算式及符號，恆較其他書籍爲多。稍有謬誤，每使讀者思索竟日而不明源委。其切於實用之表式，尤不容有一數字或甚至一小數點之誤列，致發生重大之紛擾。本書關於印稿校對之事，係由主編者與譯者反覆爲之，雖未敢云絕無魯魚亥豕之誤，但已盡最大努力，使印刷上之錯誤減至極少。即原書

中偶有算式及符號數字等錯誤,亦一一爲之糾正。此雖細節,但亦所以表示同人等鄭重將事之微意,故樂爲讀者告焉。

同人等聞見有限,疵謬之處在所難免,倘蒙讀者賜予匡教,不勝感幸。

民國二十九年一月,上海

汪胡楨 顧世楫

譯者贅言

房屋及橋梁俱爲吾人日常所習見之建築物，其結構之宏偉壯麗，由來久矣，惟以力學原理從事準確之設計，則近百年內之事耳。就土木工程學之立場言，當以求建築物之堅固穩定爲主旨，但同時尤當以合乎經濟原則爲依歸，否則不特枉費材料，抑且增加本身重量，所失殊鉅，不免有背工程學之本意。

房屋及橋梁頗多種種不同形式，惟其中重要而繁複之部分，厥維屋面及橋身之構架，然亦不難歸納爲若干標準式樣。設計時自以橋梁之構架爲複雜，蓋因受動荷重之作用特甚，往往非簡單之力學理論所能概括，於是不得不以瑣屑之規範施以限制，遂使初學者感覺棘手。

本書雖以房屋及橋梁工程並列，但述及房屋者僅居四分之一，述及橋梁者乃居四分之三。且二者性質亦不盡同，房屋工程部分，並不限於屋面構架之設計，而橋梁工程部分，雖所佔篇幅較多，實僅限於橋身或上結構之設計，凡橋台，橋墩等下結構之設計不與焉，然此不足爲本書病，蓋普通橋梁工程學類多若是。

橋梁工程學除第一篇敘述設計時所用理論及

資料外,第二篇及第三篇均以設計橋身之實例爲主體。計分章敘述者凡三種鐵路橋及一種公路橋,均自規定荷重起,以至計算應力,分配材料及確定接合方式,而繪成細部圖樣止,無不詳載靡遺,洵足爲自修及初學者之楷模焉。

民國三十年九月

蕭開瀛 馬登雲

原 序

人類之工作，在工程各部門內，其驚奇偉大與莊嚴，殆無過於土木工程師矣。夫有土木工程師，庶幾向視為無法飛渡之天塹，可以架橋跨越；建摩雲之鋼構，俾建築藝術家得以踵事增華；穿隧重巒，不差累黍；登山涉水，探測人跡未到之境域；他若建築巴拿馬運河，箭石壩，羅斯福壩，水廠濾池及一切公共工程，幾無一非土木工程師之偉績。

鑒於土木工程之重要性，及以清晰通俗文字陳述此廣大領域內一切理論與實際發展之需要，始引起出版者以編纂此巨著之旨趣。出版者之宗旨，在乎供給曾受訓練之工程師以權威之資料，俾易解決當前之問題，並使有志向學之士，得了然于近代之發展以急起直追也。

土木工程書籍，汗牛充棟，瀏覽匪易。此書說理力求簡賅，術語力求減少，重複之章節竭力刪除，輯為七冊，便於攜帶，附有索引，以利查檢，凡此均欲使適合讀者之需要耳。

本書在技術文學界之地位，久已為世人所推崇，一致認為標準之參考書，茲出版者，復不惜煩費，加以

修正，務使包羅益廣而效用益宏也。

在結語中，應向編著諸君子深致謝意。諸君子咸屬富有經驗之工程師與教育界知名之士，本書之得以問世，皆其努力協助之所賜也。

房屋工程學目錄

	頁數		
第一章 總論	1	21. 榀架之應力及各肢之尺度	21
1. 屋面構架之分類	1	22. 固定鋼構架	27
2. 屋面構架之物理分析	3	23. 懸荷重	36
3. 風壓力及雪荷重	4	24. 屋面構架之細目設計	36
4. 屋面構架之重量	6	25. 鋼構架及鋼房屋之規範	46
第二章 屋面之蓋料	8	第三章 帽釘結合屋面構架	
5. 蓋料之重量	8	之設計	51
6. 覆板	8	26. 概述	51
7. 石版	9	27. 桁條之設計	52
8. 天窗玻璃	9	28. 抗張肢之設計	54
9. 白鐵	9	29. 抗壓肢之設計	56
10. 蓋片	10	30. 頂底兩弦之側面編構	59
11. 波形鋼	10	31. 帽釘個數之決定	60
12. 瓦	13	32. 側面編構之帽釘	62
13. 混凝土版	13	33. 夾接之設計	62
14. 氈及瀝青	14	34. 圻工上之支承板設計	63
15. 氈及礫石	14	35. 溫度升降之預防	63
16. 頁鋼	14	36. 構架與柱之接合	64
17. 抗潮底板	15	37. 應力圖	64
18. 椽及桁條	15	38. 細目圖	64
19. 編構	19	39. 造價之估計	68
20. 構架之經濟間距及斜度	19	第四章 廠屋	70
		40. 定義及說明	70

41. 廠屋之式樣	71	47. 輸道索	82
42. 普通條件	72	48. 例題	96
43. 佈置	73	49. 換氣器	98
44. 架工	73	50. 盡端屋面之細目	98
45. 柱	77	51. 屋檐之細目	99
46. 膝編構	80	52. 地版	101

橋梁工程學目錄

第一篇

	頁數
第一章 緒論	103
1. 引言	103
2. 古橋	103
3. 桁架橋之進步	104
4. 桁架	105
5. 橋桁架	105
6. 桁架橋	105
7. 梁	105
8. 梁橋	106
9. 臺橋	106
10. 穿橋	106
11. 桁架之各肢	106
12. 駒桁架橋	107
13. 側面編構	107
14. 門口編構	107
15. 膝編構及抗搖編構	107
16. 載面組織	108
17. 桁架之分類	108
18. 弦之性質	110
19. 腹材之性質	110
第二章 橋之重量與荷重	111

20. 公式	111
21. 鐵路橋之實際重量	114
22. 公路橋之實際重量	114
23. 荷重之種類	114
24. 公路橋之活荷重	114
25. 鐵路橋之活荷重	115
26. 風荷重	117

第三章 橋梁分析之理論

	119
27. 分析原理	119
28. 力之分解	121
29. 力矩法	123
30. 腹材應力之計算	125
31. 弦肢之應力	127
32. 編號法	128
33. 窩楞桁架承受死荷重時 之計算	129
34. 發生最大正負剪力時之 活荷重地位	133
35. 發生最大力矩時之活荷 重地位	139
36. 窩楞桁架承受活荷重之 計算	140
37. 挺料	143
38. 最大及最小應力	147

第四章 構架承受死荷重及

活荷重之計算-----151

39. 普拉特構架-----151
 40. 豪烏構架-----159
 41. 弓弦構架及拋物線構架-----163
 42. 包爾拐摩爾構架-----173
 43. 其他構架-----184

第五章 機車荷重及其他

荷重-----185

44. 機車荷重之應用-----185
 45. 產生最大剪力之輪位-----191
 46. 產生最大力矩之輪位-----193
 47. 在機車荷重下之普拉特
 構架-----195
 48. 碰撞應力-----205
 49. 雪荷重-----209

第六章 風荷重之影響-----211

50. 穿橋之頂編構組織-----211
 51. 穿橋之底編構組織-----214
 52. 風力對於構架之傾覆作
 用-----216
 53. 風力對於列車之傾覆作
 用-----218

54. 門口編構與抗搖編構-----222

55. 最後應力-----225

第七章 索橋-----227

56. 載面梁之力矩及剪力-----227
 57. 鈹索所受之力矩-----230
 58. 鈹索內之剪力-----240
 59. 鈹索之應力-----246

第二篇

第八章 橋之設計-----253

60. 一般經濟觀點-----253
 61. 經濟的比例-----255
 62. 淨空圖-----257
 63. 重量及荷重-----259
 64. 規範-----260
 65. 應力圖-----260
 66. 載面組織-----260
 67. 實際上之注意-----267

第九章 鐵路鈹索橋之設

計-----268

68. 圻工圖-----268
 69. 臺式與穿式之比較-----268
 70. 跨度之量法-----269

71. 軌枕及護輪木	271
72. 腰鉸	273
73. 翅	274
74. 編構及叉架	291
75. 加強條	302
76. 腰鉸之夾接	307
77. 支承	310
78. 應力圖	315

第十章 普拉特鐵路穿橋

之設計 317

79. 圻工圖	317
80. 跨度之決定	317
81. 軌枕之設計	317
82. 縱梁	318
83. 載面梁	324
84. 設計構架各肢時所用之 死荷重	331
85. 設計構架各肢時所用之 活荷重及碰撞	333
86. 尾柱及頂弦	337
87. 底弦	352
88. 直柱	359
89. 對角肢	363
90. 頂編構	366

91. 門口編構	370
92. 底編構	375
93. 抗搖編構	379
94. 尾撐	382
95. 尾縱梁	383
96. 橋靴	385
97. 應力圖	390

第三篇

第十一章 穿式普拉特串針

鐵路橋之設計 391

98. 概論	391
99. 載面梁	392
100. 設計構架各肢所用之死 荷重	397
101. 設計構架各肢所用之活 荷重及碰撞	399
102. 尾柱及頂弦	401
103. 底弦	411
104. 直柱	417
105. 對角肢	423
106. 橋靴	426
107. 串針	427
108. 頂編構, 門口編構, 抗搖	

編構, 尾撐, 尾縱梁	445	116. 側面力	465
109. 底側面編構	447	117. 離心力	466
110. 應力圖	450	118. 輪荷重分佈於縱梁及載 面梁	466
第十二章 公路橋載面之 設計	451	119. 在混凝土版上輪荷重之 分佈	468
111. 概論	451	120. 電力鐵路之輪荷重	469
112. 死荷重	455	121. 單位應力	469
113. 活荷重	459	122. 鉸梁橋之載面設計	471
114. 碰撞	464	123. 帽釘樑架橋之載面設 計	483
115. 縱力	464		

641.01

部 02231

791

V.11

房屋工程學



教育部圖書室藏書

第一章 總論

1. 屋面構架之分類 屋面構架，依其頂弦之形狀，可分為三類如下：

- (1) 三角形構架；
- (2) 新月形構架；
- (3) 除上兩種以外之構架。

圖 1 所示為各式之三角形構架。(a) 為普拉特式，(b) 為豪烏式，此兩種構架之得名，由於其腰編構為普拉特式或豪烏式。三角形構架中之最常用者為芬克式，其次為鋸齒式。芬克式又分為四式，如圖 1 之(c)，(d)，(e)，及(f)，跨距在 60 呎以下者用(c)式，70 呎以下者用(e)式，80 呎以下及多於 80 呎者用(d)及(f)式。此式構架之最大利點，在其許多肢有相同之應力；因之所購材料之同尺度者，數量較大，而構架之造價乃可較廉。

構架之頂弦彎曲如圖 2 所示者，稱為新月形構架，此項構架之編構，並無特別形狀，仍用普通之抗張肢或抗壓肢構成。其彎曲之頂弦，可使其腰肢視其對於水平之傾斜角度如何，而發生張力或壓力。

構架之不屬於上述之兩類者，可認作另一類。屬於此類之構架，頗與橋構架相似。兩弦係水平或近於水平，兩端係矩形或非矩形。各式如圖 3 所示。

上述之分類方法，係以弦之形狀為區別。除此以外，屋面構架尚可依據各肢之結合情形而分類，如串針結合構架及帽釘結合構架是。其定義及顯示此種結合之圖，參閱靜力學第 18 節。

構架除跨距較長者外，鮮有用串針結合者，因屋面構架之重量較輕，凡串針結合之構架，非用巨大材料，則構架之強性不大。

實際上所用之屋面構架，幾全為帽釘結合，非常堅固，足抗風壓及起重機等之動荷重，因起重機或有附着於構架者。

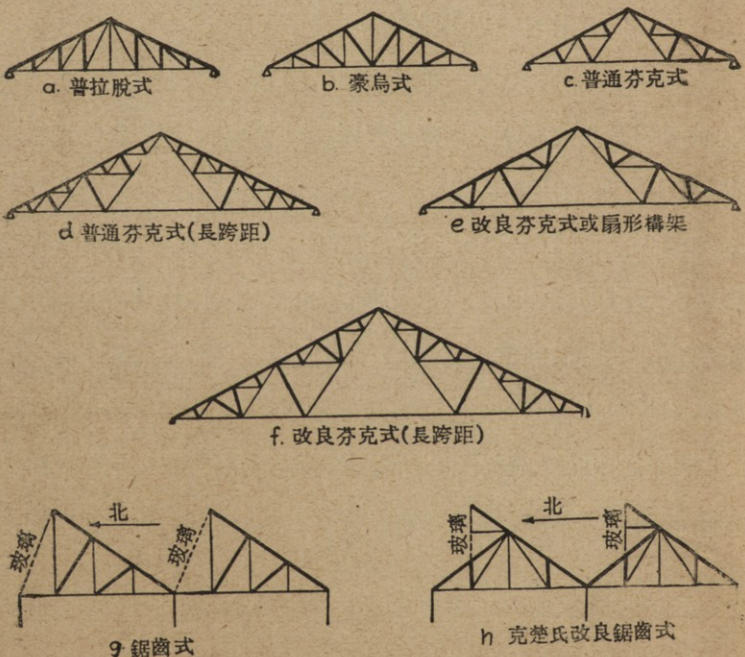


圖 1. 三角形屋面構架

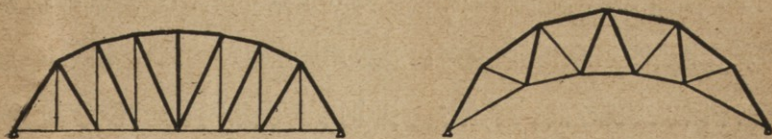


圖 2. 新月形屋面構架

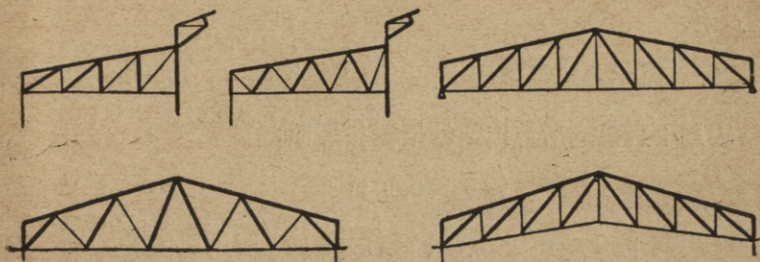


圖 3. 頂弦及底弦近於平行之構架

2. 屋面構架之物理分析 在串針結合之構架中,抗張肢常用工形鋼或圓鋼條;抗壓肢用槽形鋼,或角鋼及鋼板。在帽釘結合之構架中,抗張抗壓各肢均為角鋼及鋼板所組成,或兼用兩者亦可。中等跨距之構架,其頂弦常用兩角鋼,背對背並列。倘應力甚大,用大於 $5'' \times 3\frac{1}{2}''$ 之兩角鋼尙感不敷時,則可用兩角鋼及一鋼板,(參閱圖 4)。



圖 4. 應力甚大之弦截面

倘構架之尺度極巨,其應力異常大者,則弦肢可用兩槽形鋼及一鋼板,或四角鋼及

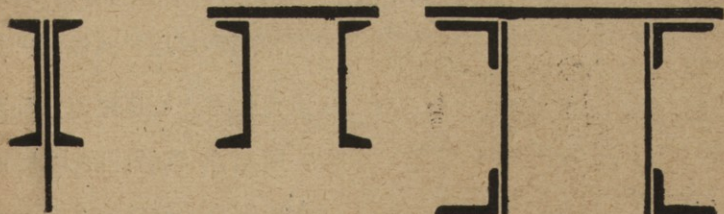


圖 5.

圖 6

長跨距構架之弦截面

三鋼板組成，大致與橋構架相似。圖 5 及圖 6 所示，即為長跨距帽釘結合構架之弦截面。此種截面亦適用於串針結合之構架。

構架之腰肢常為一角鋼；不足則可用兩角鋼背對背並列。圖 80 為一屋面簡明圖，除構架外，並顯示其他各部之為以下各節所論及者。

3. 風壓力及雪荷重 在平面上之風壓力，視風之速度而變更，與用下列公式所算出之結果極相近似：

$$P = 0.004V^2$$

將風速每小時之英哩數代入上式，即得表 I 所列風壓力之值。

表 I 各種風速之風壓力

風速 (每小時之英哩數)	風壓力 (每平方呎之磅數)	附註
10	0.4	微風
20	1.6	和風
30	3.6	強風
40	6.4	大風
50	10.0	狂風
60	14.4	暴風
70	19.6	颶風
80	25.6	颶風
100	40.0	颶風

表 I 所列之風壓力，係指垂直於風之方向而言。假定風之方向係水平而吹於一斜面之上，則垂直於斜面之分力，可以決定。此分

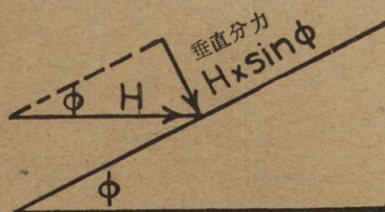


圖 7. 垂直分力之理論決定

力並不等於以斜面傾斜角度之正弦乘水平風壓力，如圖 7 所示，而實較此略大。屋面之風壓力，常根據其在垂直面上每方呎 40 磅計算。水平

風壓力每方呎 40 磅之垂直於屋面之分力，已見靜力學第 19 節。茲為便利起見，將各種屋面斜度上之正交壓力，列表如下：

屋面斜度	垂直於屋面之風壓力
$\frac{1}{3}$	每方呎 34 磅
30°	每方呎 32 磅
$\frac{1}{4}$	每方呎 30 磅
$\frac{1}{5}$	每方呎 26 磅
$\frac{1}{6}$	每方呎 22 磅

欲求屋面與水平成其他角度時之垂直風壓分力（垂直於屋面），可參閱靜力學第 19 節。

此項數值之決定，大部根據於實驗所得之資料。設計房屋時，吹於牆上之風壓力，常假定其為每方呎 30 磅。

雪量之多少，隨地而異。最大雪荷重，不一定常遇於最大降雪量之處，因在較小降雪量之後，繼以風及霰，則結果將使荷重遠大

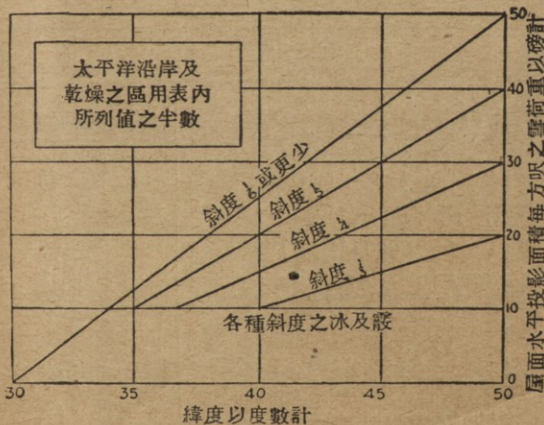


圖 8. 單位雪荷重

於雪量本身者。屋面每方呎之雪荷重，視屋面之斜度而異，斜度愈小，則荷重愈大。冰與霰之荷重比較的為一常數。圖 8 所示為雪與霰荷重之值，經規定可以採用者。習慣上計算雪荷重，常以水平投影每方呎若干磅計。

習 題

1. 屋面之斜度為 $\frac{1}{2}$ ，其區格長為 15 呎，兩構架間之間距為 16 呎。試算其一區格之風荷重。

2. 試算前題一區格之雪荷重。

4. 屋面構架之重量 構架之重量，視構成之材料，構架之跨距，兩構架間之間距，構架之斜度及構架之能力等而異。在構架設計完成以前，其確實重量，自不能預先精密確定。但應用現在通行之任何經驗公式，其近似之重量，可以求得。表 II 所列，為求構架本身重量之最普通及最優良之經驗公式，並列其著者之名。

表 II 求屋面構架重量之公式

公 式	著 者
$W = \frac{3}{4} al \left(1 + \frac{l}{10} \right)$	美利曼
$W = al \left(1 + \frac{l}{25} \right)$	毛 勒
$W = al^2 \left(\frac{1}{25} + \frac{l}{6000} \right)$, 木構架	利 刻
$W = \frac{Pal}{45} \left(1 + \frac{l}{5\sqrt{a}} \right)$	克 楚
$W = 2a \left(4 + \frac{l}{25} \right) \sqrt{l^2 + r^2}$	布賴安
$W = al(0.06l + 0.6)$, 用於較巨之荷重	缶 勒
$W = al(0.04l + 0.4)$, 用於較輕之荷重	

上表之公式中，

W = 構架之鋼料重，以磅計；

P = 構架之能力，以屋面水平投影每方呎之磅數計；

r = 構架頂點之矢高，以呎計；

a = 兩構架之間距，中至中以呎計；

l = 構架之跨距，以呎計。

第二章 屋面之蓋料

5. 蓋料之重量 房屋之上面，常用一種或數種材料覆蓋，以遮蔽房屋之內部，免被風雨之侵入。此項蓋料及其每平方呎之重量列如表III。惟表中所列之重量，係指覆板以上之蓋料而言，覆板本身之重，另行開列。各蓋料關於估計之簡單說明，分述於後。

表 III 屋面蓋料之近似重量*

蓋 料	每方呎之重量以磅計
白松覆板 1 吋厚	3
黃松覆板 1 吋厚	4
狹條覆板 4×1 吋	2½
石版	10
天窗玻璃包括窗架	10
白鐵	1
蓋片	3
波形鋼	2
平瓦	12 至 25
波形瓦	10
混凝土版	35 至 50
氈，瀝青及礫石	10
氈及礫石	10
有專利權之屋面蓋料	½ 至 1¼
頁鋼	1½
抗潮底板	1

* 桁條及椽之重量應另加於上表所列之數

6. 覆板 覆板普通直接鋪於桁條之上(參閱後第18節)，其上即鋪蓋片，石版，白鐵或瓦。覆板之厚約自 1 吋至 1½ 吋，緊密排鋪。有時用狹條覆板，則疏鬆排鋪，間距自 2 吋至 4 吋。疏鬆排鋪之利益，在費用既可較廉，而屋面蓋料以下之空氣亦可較為流通，

因之偶有潮濕，易於乾燥。蓋料之用石版，蓋片或瓦者，多用狹條覆板疏鋪。

7. 石版 蓋屋之石版原多為其本色，但亦有天然為綠色，紫色，紅色或其他顏色者。其尺度常製成厚自 $\frac{1}{8}$ 吋至 $\frac{1}{4}$ 吋，寬自 6 吋至 24 吋，長自 12 吋至 44 吋。 $12'' \times 18'' \times \frac{3''}{16}$ 之石版為最通用者。石版之鋪蓋方法，如圖 9 所示。屋面之斜度不得小於 $\frac{1}{4}$ ；否則疊幅須使大於 3 吋（閱圖 9）。屋面斜度每減小 $\frac{1}{100}$ ，石版之疊幅至少應增加 $\frac{1}{2}$ 吋；屋面之最小斜度不得小於 $\frac{1}{8}$ ，因小於此，則實際上將不能阻止滲漏，而尤以強風吹時為甚。

鋪蓋 100 方呎屋面所需各種尺度之石版數目及其重量，均載明於各石版公司之手冊中。如上述之石版尺度，疊幅 3 吋，鋪蓋

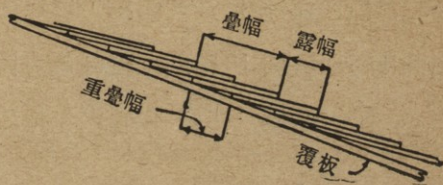


圖 9 鋪蓋石板之方法

100 方呎，計需石版 160 塊，重為 650 磅。石版為最耐久之蓋屋材料，其造價比較昂貴，每 100 方呎，約需美金 5 元至 8 元，而維持費則等於零，因既不被風雨之侵蝕，又不受氣體或酸性之作用也。屋面之受氣體或酸性作用者，石版之締定以用銅釘為佳。

8. 天窗玻璃 房屋天窗常用厚自 $\frac{3}{16}$ 吋至 $\frac{3}{8}$ 吋之玻璃支於輕量鐵架或塗鋅鐵架之上。各種玻璃之確實重量，可由廠家之目錄中查得，學者不妨向各廠家索取（參閱圖 73 及圖 74）。

9. 白鐵 白鐵係將薄而平之頁鐵或頁鋼，外塗以錫或錫與鉛之混合物。後者絕對不宜用於受酸性或腐蝕氣體作用之處，因

外塗之鉛極易被蝕，而內包之鐵即隨之銹損也。

白鐵之大小厚度，種類甚多，最常用者為 20"×28" 規號為 27，每方呎重為 10 盎斯，以“IX”為記號。倘箱上標明“IC”者，指白鐵之規號為 29，每方呎重為 8 盎斯。其作蓋屋用之價值，視塗錫之多少而定。20"×28"之白鐵，每箱重自 8 磅至 50 磅。

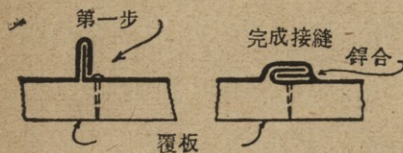


圖 10. 白鐵接合之平縫



圖 11. 白鐵接合之立縫

白鐵屋面，係將許多張數之白鐵平鋪固定，其接縫如圖 10 或如圖 11 所示。圖 10 稱為平縫鋪蓋，圖 11 稱為立縫鋪蓋。白鐵屋面，如不加漆，極易朽腐。倘每兩年加漆一次，則其壽命亦可延長至二十年或三十年。

以白鐵為蓋料之屋面斜度可極小，即 $\frac{1}{10}$ 亦無妨。其造價約與石版屋面相近，而維持費則極高。

10. 蓋片 蓋片屋面極少用於工廠房屋，以其易於着火，易於滲漏，並常需修理。蓋片之長自 18 吋至 24 吋，寬自 2 吋至 8 吋。其自 4 吋至 6 吋寬之較為一律者，固亦可以購得。鋪蓋方法與石版相同，疊幅應為 4 吋或多於 4 吋。屋面斜度之小於 $\frac{1}{3}$ 者，絕不宜用蓋片。鋪蓋 100 方呎屋面，約需蓋片 800 至 1000 塊。每 100 方呎造價約需美金 5 元；但情形最佳者，其壽命亦不過十年而已。

11. 波形鋼 波形鋼係由標準規號之平面頁鋼製成，表面或塗鋅錫，或仍其舊。波形之尺度及寬度有種種不同。全張之寬自 24

吋至 28 吋，長自 5 呎至 10 呎，其間以 $\frac{1}{2}$ 呎為一級。用於屋面建築之波形鋼，其波紋之波長大都為 $2\frac{1}{2}$ 吋；製成波形後之寬為 26 吋；一邊有疊幅者，覆蓋寬度為 24 吋；兩邊有疊幅者，覆蓋寬度為 $21\frac{1}{2}$ 吋。屋面斜度不小於 $\frac{1}{4}$ 者，方可用此項蓋料，而兩端必須有 6 吋至 8 吋之疊幅。其他關於疊幅方法及覆蓋寬度，參閱圖 12。

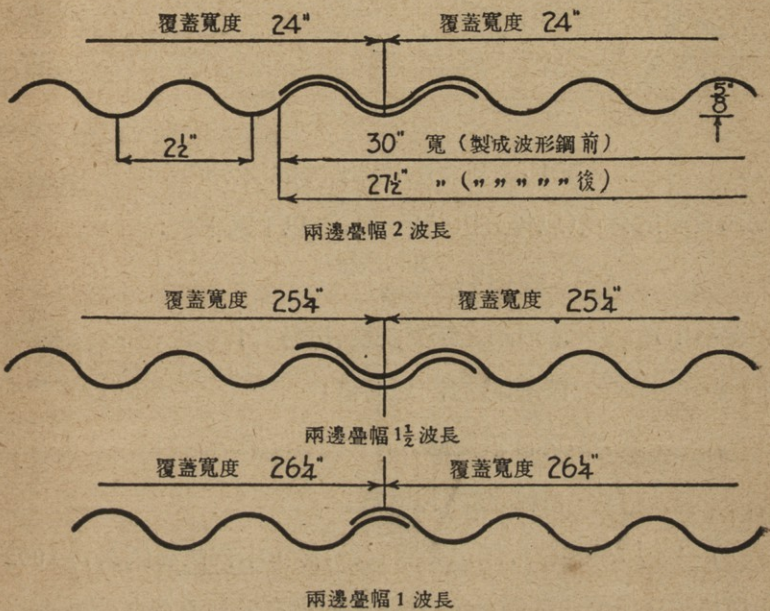


圖 12. 波形鋼接合之疊幅

波形鋼用釘直接固定於木桁條；或用螺栓及鈎，或用彎腳釘直接固定於鋼桁條，參閱圖 13。

波形鋼擱置於與波紋成垂直方向之桁條上，各桁條間有相當之距離，故應知波形鋼之強度。其可能之無支長度，大都視為決定桁條間距之條件。設在與波紋並行之方向內，其跨距為 l ，則波形

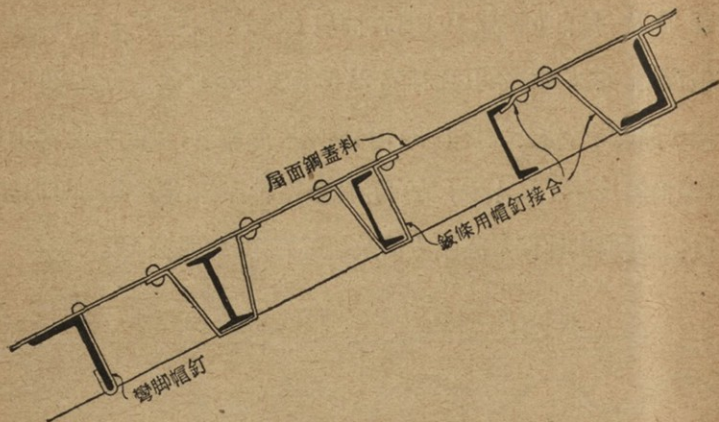


圖 13. 示鋼蓋料固定於鋼桁條之方法

鋼能負載之荷重(以每方呎磅數計), 可以下式求之:

$$W = \frac{330Sdt}{l^2}$$

式中, l = 波形鋼之無支長度, 以吋計;

t = 波形鋼之厚, 以吋計;

S = 容許單位應力;

d = 波紋之深, 以吋計。

表 IV 所列為波形鋼之有關資料, 係由卡內岐製鋼公司 1902 年所出版之手冊中摘錄而來, 該手冊中尚有其他有價值之記錄。

表 IV 關於波形鋼之資料

柏明罕 規號	厚度 (吋)	屋面每 100 方呎之重以磅計; 鋪蓋時用 6 吋端疊幅, 一波長(2 吋)邊疊幅, 其長度如下:					
		5 呎	6 呎	7 呎	8 呎	9 呎	10 呎
16	0.065	365	358	353	350	348	346
18	0.049	275	270	267	264	262	261
20	0.035	196	192	190	188	186	185
22	0.028	156	154	152	150	149	148
24	0.022	123	121	119	118	117	117
26	0.018	101	99	97	97	96	95

12. 瓦 瓦之最普通尺度之一，為長 $10\frac{1}{2}$ 吋，寬 $6\frac{1}{4}$ 吋，及厚 $\frac{3}{4}$ 吋，每塊重約 24 磅。鋪蓋之疊幅佔其長度之半。可以直接鋪於覆板，與蓋片或石版相似（閱圖 14），或直接鋪於桁條之上，（閱圖 15 及圖 16）。前者用釘固定於覆板，後者用銅線或彎腳釘締定於桁條。蓋平瓦，常用膠灰粘結；波形瓦則每製成能互相聯鎖，大都可無庸膠灰。用瓦為屋面蓋料有一便利，即天窗之做成祇須用玻璃瓦代替尋常瓦而已。

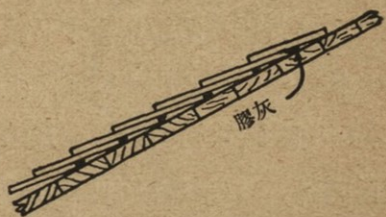


圖 14. 示鋪蓋平瓦於覆板之方法

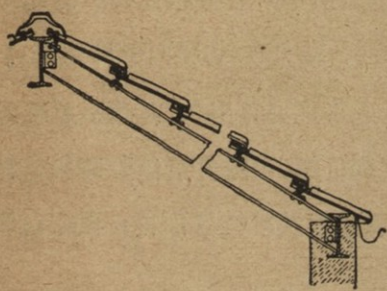


圖 15. 拉多威西瓦鋪於鋼桁條上

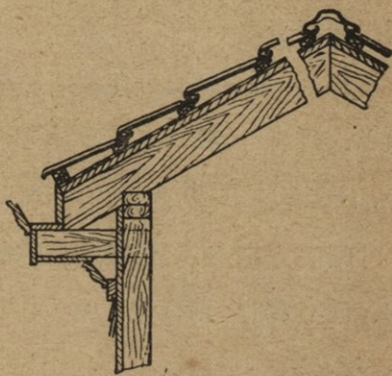


圖 16. 拉多威西瓦鋪於覆板上

瓦屋面異常堅固；但費用甚大，因不特瓦之本身價貴，而瓦之重量將使構架之荷重較巨也。每 100 方呎之屋面，其瓦重約自 700 磅至 1,000 磅，其造價約自美金 12 元至 40 元。

13. 混凝土版 混凝土版屋面，常將模板懸掛於構架而就地澆製。或用鋼筋或不用鋼筋，厚度大都不超過 4 吋。其重約每方呎 50 磅，造價約每 100 方呎自美金 16 元至 30 元。不特混凝土本身

較貴，且其重量較巨，增加構架之荷重，亦為耗費之一端也。混凝土版可用於平屋面，其斜度 $\frac{1}{2}$ 比 12 已足。

14. 氈及瀝青 此項屋面鋪於覆板之上，包括一層乾氈及三層或四層屋面氈用瀝青膠粘合之。接縫處之疊幅應製辦優良，其上面每 100 方呎再須澆瀝青 100 磅至 200 磅。當瀝青熱時，瀝青之上再分佈礫石一層。此項礫石係用 $\frac{3}{8}$ 吋網眼篩出者；分布之量約每 100 方呎為 $\frac{1}{2}$ 立方碼。屋面斜度大於 $\frac{1}{2}$ 者，決不可用此項蓋料，因經太陽晒熱，瀝青將流動而損毀屋面也。屋面斜度為 $\frac{1}{2}$ 者，最為合宜。此項蓋料有已製就者，可以成卷購買；惟其礫石極細，係經過 $\frac{1}{8}$ 吋網眼之篩者。

15. 氈及礫石 此與上節相似，所不同者其粘合材料係用黑油以代瀝青耳。較平之屋面，用此蓋料，結果甚佳；屋面斜度超過 $\frac{1}{6}$ 者，不宜用之。此種蓋料，亦有製就成卷之現貨出售，其礫石為經過 $\frac{1}{8}$ 吋網眼之篩者。現貨較就地澆製為價廉，但除非於鋪蓋時異常精細，使其熨貼，則使用亦常欠佳。就造價及維持費而言，與用白鐵相等，或較優於白鐵。

16. 頁鋼 除非兩端疊幅互相膠合，頁鋼不宜用於屋面之斜度小於 $\frac{1}{4}$ 者。頁鋼之尺度，為寬 28 吋，長自 4 呎至 12 呎；亦有成卷出售者，寬 26 吋，長約 50 呎。鋪蓋接縫，可將邊摺立如圖 17 所示。如用成卷頁鋼，則鋪蓋方法與用白鐵相同，或為立縫或為平縫，如圖 10 及圖 11 所示。頁鋼亦如波形鋼，有許多不同之規號，規號 28 為最常用者。鋪蓋之費用，每較廉於白鐵，因其長度較長也。

有專利權之屋面蓋料，市場上有許多種類出售。成卷出售者其



圖 17. 鋪蓋頁鋼之摺邊接合法



圖 18. 在抗潮底版上鋪蓋料法

寬普通自 2 呎至 3 呎，可蓋屋面約 200 方呎。此項蓋料，大部以石棉，氈，氧化鎂或橡皮為底，製以瀝青，黑油，或其他藥劑。有數種面上，蓋以細礫石一層。

17. 抗潮底版 用金屬，石版，或瓦為屋面蓋料而不用覆板，則濕氣易凝聚於其底面而滴於其下之樓板上。為免除此項缺點，可

將蓋料鋪於一種抗潮之底板上；抗潮底板係於線網之上鋪一層或二層 $\frac{1}{16}$ 吋厚之石棉紙

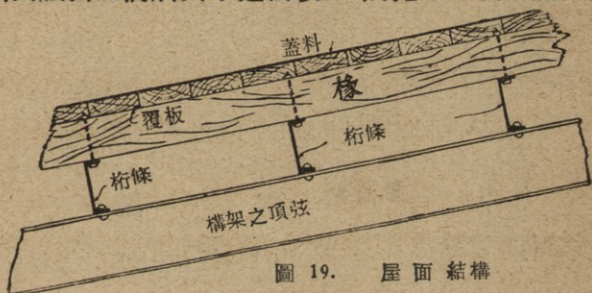


圖 19. 屋面結構

(閱圖 18)。

18 椽及

桁條 各構架之間常用梁互相接合，此梁名曰桁條。倘桁條之間距過大，不便直

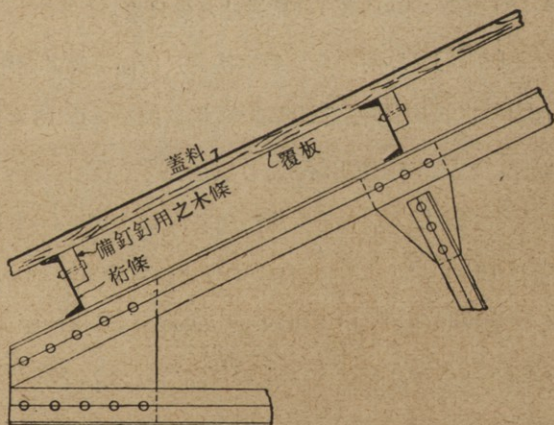


圖 20. 覆板直接關於桁條上

接鋪蓋屋面，而於各桁條間再置小梁以支承屋面蓋料，此小梁名之曰椽。普通之椽均用木製，而桁條則為槽形鋼，工形鋼或 Z 形鋼，倘構架

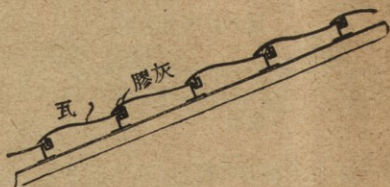


圖 21. T 形鋼桁條之用法

間之間距不大，則可用 T 形鋼或角鋼。圖 19 及圖 20 係指示椽及桁條之佈置方法，圖 21 係指示用 T 形鋼作桁條之方法。桁條對於垂

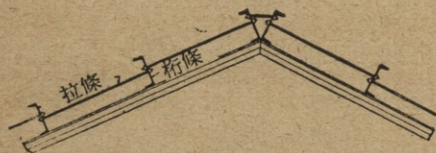


圖 22. 用拉條防止桁條中部下垂法

直於其腰鈹之軸線，常較為堅強，故其中央易於向屋擔之方向垂曲，當此種情形下，則加用拉條如圖 22 所示。

例 題

1. 屋面之桁條間距為 10 呎，每方呎屋面之蓋料重為 10 磅，覆板重為 4 磅，雪荷重為 12 磅；試算椽之需要尺度。

〔解法〕 此問題或先假定椽之尺度而計算其間距，或先假定椽之間距而計算其尺度。後法為最常用者。椽之間距可自 18 吋至 4 呎，普通之間距為 2 呎。椽之本身重可以不計。

支承於椽上之每方呎屋面總重為 $12 + 10 + 4 = 26$ 磅。每椽支承屋面之面積為 $10 \times 2 = 20$ 方呎，故每椽支承之總重為 $20 \times 26 = 520$ 磅。此重量使椽發生之力矩為 $(520 \times 10 \times 12) \div 8 = 7,800$ 吋磅。以之與 $\frac{SI}{c}$ 相等，並假定極邊纖維每方吋之容許單位應力為 1,000 磅， $I \div c = \frac{bd^3}{12} \div \frac{d}{2} = \frac{bd^2}{6}$ ，

$$\text{則} \quad \frac{1,000 \, bd^2}{6} = 7,800$$

$$d = \sqrt{46.8 \div b}$$

椽之寬度，在市場上有 $1\frac{1}{2}$, 2, 3, 及 4 吋等，而以 2 吋為最普通。代入上列公式，得

$$d = \sqrt{46.8 \div 2} = 4.8 \text{ 吋}$$

此椽可用 $2'' \times 6''$ ，因其近於市場通行之尺度也。倘椽之間距用 3 呎，則其需要之深度為 5.92 吋，仍可用 $2'' \times 6''$ 之椽。椽之此種尺度及間距，亦為上題解法之一。

2. 前題之構架間距為 16 呎，試設計其桁條。

〔解法〕 椽之間距極密，故其本身重量，及其所支承之屋面蓋料與雪荷重，均可認作桁條之勻佈荷重。一桁條所支承之屋面積為長 16 呎寬 10 呎，故其所支承之總重為：

$$\text{雪荷重} = 10 \times 16 \times 12 \qquad 1,920 \text{ 磅}$$

$$\text{屋面蓋料} = 10 \times 16 \times 14 \qquad 2,240 \text{ 磅}$$

$$2'' \times 6'' \text{ 之椽計 8 根，各長 10 呎，每 144 立方吋之重以 3 磅計，} \quad 240 \text{ 磅}$$

$$\text{共計 } 4,400 \text{ 磅}$$

此項重量使桁條發生之力矩為：

$$(4,400 \times 16 \times 12) \div 8 = 105,600 \text{ 吋磅。}$$

欲決定梁之截面，使足以抵抗此項彎曲力矩者，可利用截面係數之方法。因公式為 $\frac{M}{S} = \frac{I}{c}$ ，其中 I 及 c 在任何梁均為常數，故任何梁之 $I \div c$ 為常數，名之曰截面係數。設已知彎曲力矩及容許之單位應力，則以單位應力除彎曲力矩，即得需要之截面係數。於是查閱製鋼公司之手冊，可決定需要之鋼梁截面，即此鋼梁之截面係數應等於或略大於前已算出需要之截面係數。亦即單位應力果如假定之容許數，則此梁能抵抗本題之彎曲力矩。

各製鋼公司所出版之手冊，在作建築鋼之設計時，為必不可少之物。卡

內岐製鋼公司 1903 年出版之手冊，為其中最便利者，本書常涉及之，學者可各購一冊。各大城市之卡內岐製鋼分公司均有出售，其價為美金 2 元，而對於學生祇售 0.5 元而已。

假定極邊纖維每方吋之容許單位應力為 18,000 磅，則需要抵抗彎曲力矩 111,360 吋磅之截面係數為：

$$\frac{111,360}{18,000} = 6.19$$

檢查卡內岐手冊第 100 頁第 11 行，第 102 頁第 11 行及第 104 頁第 9 行，可知下列之各式鋼，均可足敷此項用途：

1 根 5 吋 14.75 磅之 I 形鋼；

1 根 7 吋 9.75 磅之槽形鋼；

1 根 $4\frac{1}{8} \times 3\frac{3}{16} \times \frac{9}{16}$ 之 Z 形鋼，每呎重 17.9 磅。

除上述之 5 吋 I 形鋼外，可以 6 吋 12.25 磅之 I 形鋼代用，其截面係數為 7.3。因其重量較輕，或可反為經濟。又以其深及截面係數較大，或可較為堅強。比較上列之各重量，槽形鋼較其他兩者均輕，最為經濟。槽形鋼常為最經濟之桁條，故無須與其他成形鋼之截面比較，桁條常以槽形鋼為之。再查卡內岐手冊第 110 頁第 11 行 $6'' \times 4'' \times \frac{3''}{4}$ 之角鋼，其截面係數為 6.25，似亦可用作本題之桁條。但其重量為每呎長 23.6 磅，殊不經濟矣。

習 題

1. 設計一椽，其屋面之雪及蓋料之總重為每方呎 30 磅，桁條之間距為 15 呎，容許之單位應力為每方吋 1,000 磅。

2. 設計一桁條，其構架中至中之間距為 12 呎；桁條之間距為 8 呎；屋面蓋料為每方呎 6 磅，鋪於覆板之上，覆板直接置於桁條之上；雪荷重為每方呎屋面 10 磅，用槽形鋼為桁條，容許之單位應力為每方吋 18,000 磅。

19. 編構 欲求構架之直立，須用編構將各構架之頂弦，並底弦互相連合。此編構或為圓形或方形之鋼條，或為數根角鋼所組成。後者較為實用，以其能使結構異常堅固也。凡有任何機器附着於構架者，必須以角鋼為編構。以鋼條為編構之缺點，在其接合不易優良。底弦與底弦間之編構應輕於頂弦間者；因底弦編構之任務，不過在防止震動，而頂弦編構，則須抵抗因屋端風壓而發生之應力。此兩種編構之應力均祇能決定其近似值；因之習慣上此項截面之決定，稱其為憑於計算，不如稱其為憑於判斷。底弦編構可用 $3'' \times 2'' \times \frac{5''}{16}$ 之單角鋼，而頂弦編構則須用 $3'' \times 3'' \times \frac{5''}{16}$ 角鋼。

每對構架均置編構者，習慣上殊不多見。普通每兩對中祇一對有編構，或每三對中祇一對有編構。圖 23 所示，為佈置編構之各法。

20. 構架之經濟間距及斜度

以前各節所稱之斜度，係以一分數表示之。即以構架跨距，除跨距中央之矢高。例如構架之跨距為 60 呎，中央之矢高為 12 呎，則稱為 $\frac{1}{5}$ 斜度；倘矢高為 15 呎則稱為 $\frac{1}{4}$ 斜度；倘矢高為 20 呎則稱為 $\frac{1}{3}$ 斜度。構架之斜度，鮮有用頂弦與底弦所成之

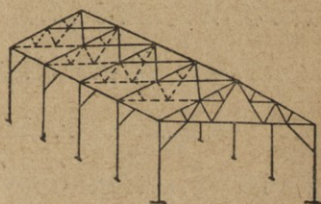


圖 23. 構架間加入側面編構之方法

角度而以度數表之者。惟有一特殊情形，即 30° 之斜度係屬常用。其優點在使矢高恰等於一邊頂弦之半數，故便於繪製細目圖。

任何屋面之最大最小容許斜度，大部視所用屋面蓋料之種類

而異。每種蓋料之斜度範圍，前已述及。惟有一點應加注意，凡有專利權之屋面蓋料，或蓋料之用黑油或瀝青者，必不可用於斜度大於 $\frac{1}{6}$ 或 $\frac{1}{6}$ 之屋面；鋼質或粘土製成之蓋料，大都需要斜度 $\frac{1}{6}$ 或大於此數。

斜度自 $\frac{1}{6}$ 變更至 $\frac{1}{3}$ ，對於構架重量之影響極小。但此係指底弦水平之構架而言。倘底弦具仰裕度，則構架之應力大增，結果構架之重量亦增。倘屋面斜度不變，則仰裕度愈高，構架之重亦愈大。倘仰裕度不變，則應力愈大（結果構架之重愈大）斜度愈小。底弦仰裕度達跨距之百分之五，構架重量將依屋面斜度之大小，而增加自百分之十至百分之四十。故非十分必要，底弦切勿使具仰裕度。

由各方面着想，屋面斜度 $\frac{1}{3}$ 或 $\frac{1}{4}$ ，優於 $\frac{1}{6}$ 或小於此數。因斜度小於 $\frac{1}{6}$ 後，雖跨距不變，而構架之重量，增加極速。

任何屋面均有其經濟之構架間距。當構架之間距增大，則桁條及每方呎面積之編構等之重量均增，而構架本身，與支承之柱，及兩柱間負載外牆之腰編構或梁等之重量均減。最經濟之構架間距，應使上述各項目之費用最小。擱置於圻工牆上之構架，其經濟間距自與擱置於鋼柱上者不同。要之學者應注意使上述各項目之費用總數達於最低，而非其總重量最小。因桁條之單位價遠小於構架，有時約祇其半數而已。

構架間距有時為環境所限制，如安置機器及將來擴充等。苟專以經濟立場着想，表 V 所列之數，似屬最妥。

決定經濟間距之最善方法，為作數種設計以資比較，或參考美國工程記錄，工程新聞及其他工程定期刊物。已完成房屋之設計，

往往於此種定期刊物中露佈；除構架間距外，學者並可得許多其他有關建築之資料。

表 V 構架之間距

跨 距 以 呎 計	間 距 以 呎 計
10 至 30	12
30 至 60	15
60 至 75	20
75 至 150	21 至 25

表 V 所示之間距，係指同尺度同跨距之三角形構架而言。其他情形例如中央主要屋面構架之跨距及形式，與用於其兩旁之附屬屋面者不同則經濟間距將稍異，普通較表 V 所列者為小。

美國伊利那大學所出之第 16 號小冊，載有關於屋面構架之有系統之研究，並載明因跨距變更使椽與桁條重量發生變更之影響，此小冊可向伊利那大學工程實驗所所長免費索取，學者應人手一冊，此外尚有一有價值之書可供參考，即克楚所著之「鋼廠屋」，其中對於屋面構架及工廠房屋，曾作有系統之進一步研究。

21. 構架之應力及各肢之尺度 任何種類屋面構架之應力，可用靜力學方法算出（參閱靜力學）。為構造之簡單及經濟起見，有數種構架，其中有許多肢之應力相同者，為普通所常用。芬克構架及其改良式，使用最為普遍（閱圖 1c, d, e, f,）。圖 24 至圖 38 為最通行之構架式樣及其斜度。

區格點上每重一磅之垂直荷重所生之各肢應力，已註明於圖上。求任何垂直之區格點荷重所生之各肢應力，祇須將圖上註明之應力，乘以該區格點荷重即得。

例如，垂直之區格點荷重為 3,000 磅，求圖 24 之 U_2L_2 （參閱圖 39）或圖 31 之 L_0L_1 之應力，其方法如下：

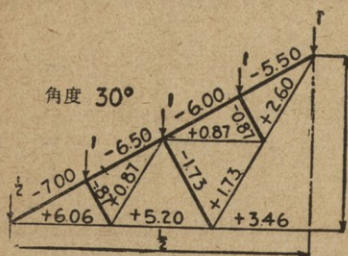


圖 24.

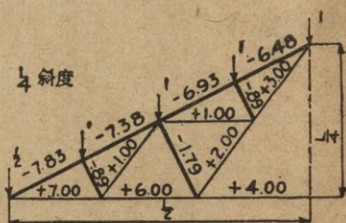


圖 25.

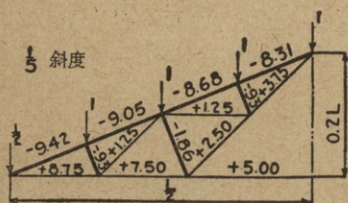


圖 26.

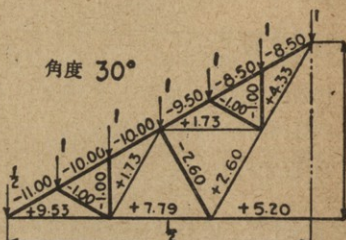


圖 27.

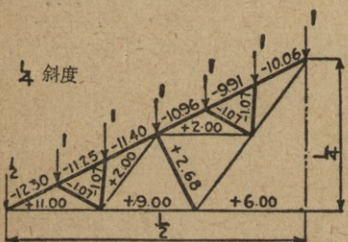


圖 28.

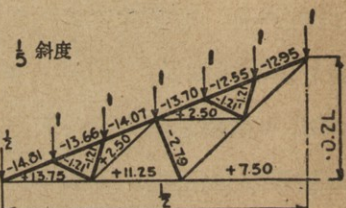


圖 29.

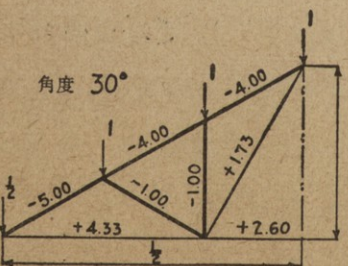


圖 30.

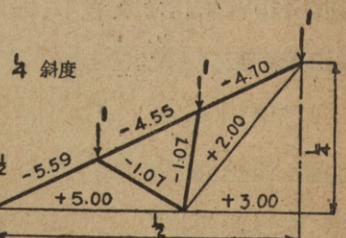


圖 31.

在芬克構架各肢內因單位荷重所生應力之分析

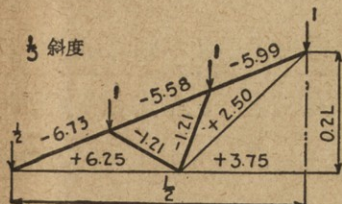


圖 32.

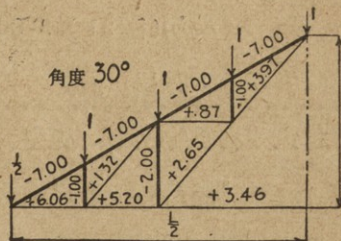


圖 33.

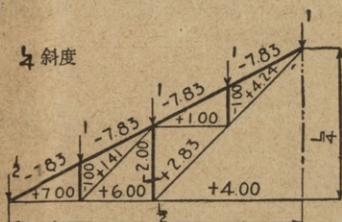


圖 34.

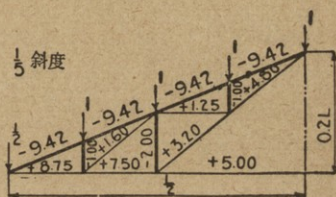


圖 35.

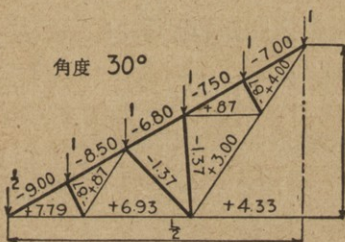


圖 36.

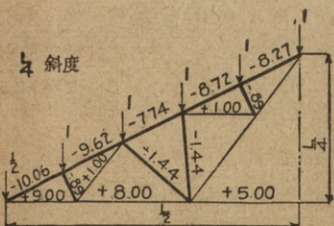


圖 37.

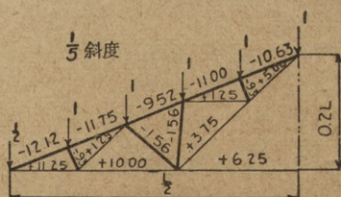


圖 38.

在芬克構架各肢內因單位荷重所生應力之分析

$$U_2L_2(\text{圖 } 24) \quad 3,000 \times -1.73 = -5,190 \text{ 磅}$$

$$L_0L_1(\text{圖 } 31) \quad 3,000 \times +5.00 = +15,000 \text{ 磅}$$

此項圖非常有用，因許多工程師習慣上並不細算風，雪，及構架蓋料之死荷重等所生之應力，而祇計算一區格點死荷重所生之應力。此區格點死荷重，即以屋面水平投影每方呎 40 磅計。如此計算所得之結果，與將風，雪及死荷重等分別計算者，極相近似。即有相差，亦偏在安全方面。以下及下節所述，應力之發生於使用藤編構者，當然除外。

苟荷重以屋面水平投影每方呎 40 磅計，則接合點荷重可用下式算之：

$$P = \frac{40 \times a \times l}{n}$$

式中， a = 構架之間距，以呎計；

l = 構架之跨距，以呎計；

n = 構架頂弦之區格數。

例如圖 24 之構架，假定其跨距為 70 呎，間距為 16 呎，求其區格點荷重 P 。則 $a=16$ ； $l=70$ ； $n=8$ 。

$$P = \frac{40 \times 16 \times 70}{8} = 5,600 \text{ 磅。}$$

於是各肢之應力，可根據垂直之區格點荷重 5,600 磅計算而作設計之用。

此法適用之跨距可達 100 呎，構架係擱置於圻工牆上（或圻工牆內之鋼柱上），其蓋料為波形鋼或其他普通之屋面蓋料。如以粘土瓦或石版為蓋料，則荷重應用每方呎 50 磅，如以混凝土版為

蓋料，則用 65 磅，大致可以近似。惟用粘土瓦，石版及混凝土版為蓋料時，以分別計算風，雪及死荷重之應力，較為妥善。

倘構架擱置於鋼柱，而在第一區格點處用膝編構與柱連接(閱圖 39)，則圖中實線各肢內，將受有因風之傾覆作用所生之應力。因之專根據屋面水平投影每方呎 40 磅計算各肢之應力，乃感不足；但可仍照 40 磅計算，而再照圖 39 所示，分別增大其數量，則構架仍可安全。

例如圖 24 所示之構架，假定其擱置於鋼柱上，而另加膝編構，跨距為 60 呎，間距為 16 呎。欲計算 L_1U_2 及 L_3U_4 之應力。因 $P = (40 \times 16 \times 60) \div 8 = 4,800$ 磅，其應力可計算如下：

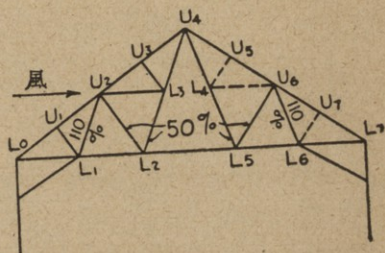


圖 39. 因風壓而應增加之各肢應力

$$L_1U_2 (0.87 \times 4,800) 2.10 = +8,770 \text{ 磅}$$

$$L_3U_4 (2.60 \times 4,800) 1.50 = +18,700 \text{ 磅}$$

除以上所述之情形外，往往有機軸，熱汽設備，小起重機，及電流變壓器等，附着於構架之底弦，發生額外應力。此種集中荷重或底弦荷重之應力，可照靜力學所示之方法計算之。

例如圖 40 所示，有 5 噸之吊車附着於構架之底弦，則底弦之第二區格點，將有 10,000 磅荷重發生應力。圖 40 為顯示此項應力之圖解法，表 VI 為各肢應力之記載。由此可知吊車之荷重，對於各小肢並無影響。因吊車而發生之各肢應力，應分別加於因水平投影面每方呎 40 磅荷重所生之各肢應力，而設計各肢。倘一枝之應

力，因吊車荷重而減少者，仍用水平投影面每方呎 40 磅所生之應力設計之。

表 VI 芬克構架之吊車應力

肢	應力	肢	應力
L_0U_4	-15,350	L_2U_4	+12,500
L_0L_2	+13,700	U_4L_0'	-6,900
$L_2'L_0'$	+6,100	其餘各肢	0

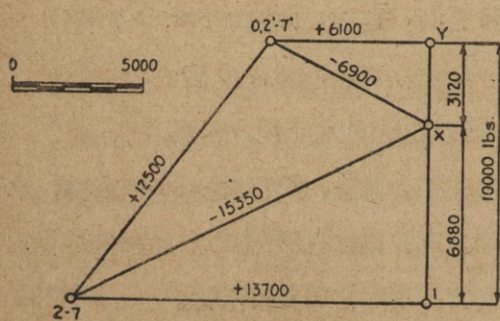
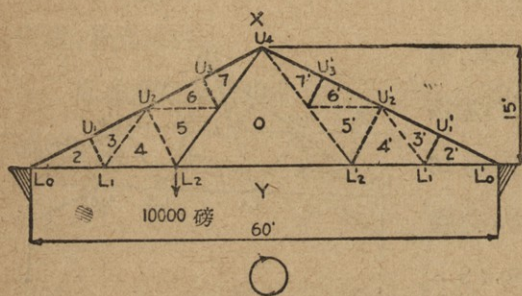


圖 40. 芬克構架荷 5-噸吊車及其應力圖

其他一邊也。

芬克構架之斜度自 $\frac{1}{3}$ 至 $\frac{1}{2}$ ，並跨距小於 100 呎者，除有極重之集中荷重加於其底弦外，其各肢祇須極輕之角鋼為之。其連結鉸之厚，鮮有大於 $\frac{3}{8}$ 吋者；其頂弦之角鋼，鮮有大於 $5'' \times 3\frac{1}{2}''$ 者；其底弦

學者應注意集中荷重，如吊車所生之應力，在構架兩邊對稱之肢中，並不相同。但此對稱之肢，應使其大小尺度相同，一併根據最大應力設計。其原因一則使構造簡單而經濟，再則吊車或

之角鋼，鮮有大於 $3'' \times 3''$ 者；腰肢普通為 $2'' \times 2''$ 或 $2\frac{1}{2}'' \times 2\frac{1}{2}''$ 之角鋼組成。各角鋼之厚度用 $\frac{1}{4}$ 吋或 $\frac{5}{16}$ 吋，幾已為現代實際上之規則。構架跨距在 60 呎或 70 呎以下者，其連結鈹之厚度常用 $\frac{1}{4}$ 吋，惟 L_0 處之連結鈹應除外。

膝編構中之應力，視房屋之高及寬而異。可照下節所述之方法算出而設計之。參考許多計劃，可知膝編構之尺度變更，自跨距 30 呎及房屋高 35 呎，用 2 個 $2\frac{1}{2}'' \times 2\frac{1}{2}'' \times \frac{1}{4}''$ 角鋼至跨距 70 呎，及房屋至構架頂之高 75 呎，用 2 個 $4'' \times 3'' \times \frac{5}{16}''$ 角鋼。

構架之頂底弦近乎並行者（閱圖 3），則因深度極小之關係，應力常極大，需要之肢遠重於上述者。有時須用 $6'' \times 6''$ 之角鋼及 8 吋鋼鈹。連結鈹用 $\frac{3}{8}''$ 至 $\frac{1}{2}''$ 厚者，亦屬常見。

構架如受銹蝕氣體之作用，則實用之鋼鈹厚度，應較設計所需要者為厚，因銹蝕能減小其截面，應預留地步也。

22. 固定鋼構架 構架之兩端與鋼柱結合，並用膝編構連結者，稱為固定鋼構架。其屋面蓋料及雪荷重所生之應力，與構架之擱置於圻工牆上者相同；但風之應力，則有差異。風吹於屋面及房屋之側面均能發生應力。房屋側面之風壓傳之於柱，再以膝編構之作用，傳之於構架，使發生應力。倘柱底平置於圻工柱礎，則受風壓後，勢將整個彎曲如圖 41 所示。倘柱底用螺栓締定於極重之柱礎，則柱之下端始終垂直，而整個彎曲將如圖 42 所示。在第一種情形，構架之傾覆為 b 及 b' 處柱之彎曲力矩所抵抗（如圖 41）；在第二種情形，傾覆為 b, c, b' 及 c' 處柱之彎曲力矩所抵抗。因柱之尺度上下一律，及風壓所生之彎曲力矩，在兩種情形內係屬相同，故圖

42 中 b 及 b' 處柱之彎曲力矩，小於圖 41 中 b 及 b' 處柱之彎曲力矩，因其發生彎曲力矩之處，祇佔其他一種之半數也。

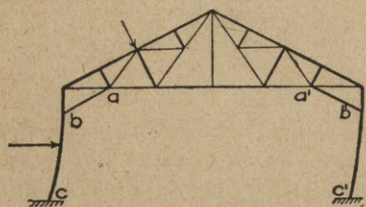


圖 41. 下端不締定柱之彎曲趨勢

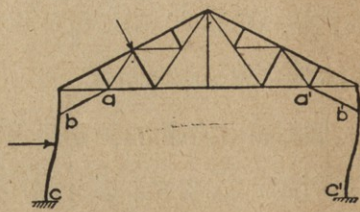


圖 42. 下端締定柱之彎曲趨勢

風吹於房屋之側面，則使在背風一邊之柱（即與受風面相反之一邊）發生抗壓應力，並使迎風一邊之柱發生抗張應力。同時又發

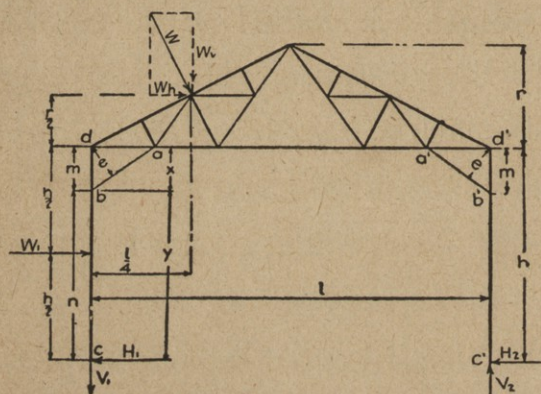


圖 43. 示公式中之各記號，下端不締定

受直接壓力及彎曲作用。

柱底不締定於柱礎，則其膝編構及柱之應力，以及柱之彎曲力矩，均可用下列各式計算之。

式中 $W =$ 垂直於屋面之總風荷重；

$W_h = W$ 之水平分力；

$W_v = W$ 之垂直分力；

生彎曲力矩如上所述。設計柱截面時，彎曲力矩之應力亦應如直接應力，一併計及。在此種情形之下，柱係同時

W_1 = 房屋側面之總風荷重；

w = 垂直於屋面之單位風荷重；

w_1 = 垂直於房屋側面之單位風荷重；

a = 構架之間距，以呎計。

以上及其他特性，均如圖所示。

$$W = wa \sqrt{r^2 + \left(\frac{l}{2}\right)^2}$$

$$W_1 = w_1 ah$$

$$H_1 = H_2 = \frac{W_h + W_1}{2}$$

$$S_{b'c'} = - \frac{W_1 \frac{h}{2} + W_h \left(h + \frac{r}{2}\right) + W_v \frac{l}{4}}{l} = V_2$$

$$S_{bc} = + \frac{W_1 \frac{h}{2} + W_h \left(h + \frac{r}{2}\right) - W_v \frac{3l}{4}}{l} = V_1$$

$$S_{a'b'} = - \frac{H_2 h}{e}$$

$$S_{ab} = + \frac{H_1 h - W_1 \frac{h}{2}}{e}$$

$$b \text{ 處之彎曲力矩} = H_1 n - W_1 \left(\frac{h}{2} - m\right)$$

$$b' \text{ 處之彎曲力矩} = H_2 n$$

構架中因風壓而發生之應力，仍與受垂直風荷重 W 之作用相同。惟應另加兩集中荷重，其數值，方向及作用點，均與膝編構之應力相同；並加兩力 E_1 及 E_2 ，其值可用下式計算之：

$$E_1 = \frac{H_2 n}{m}$$

$$E_2 = \frac{H_1 n - W_1 \left(\frac{h}{2} - m \right)}{m}$$

此項荷重之作用點，及其方向，可參閱圖 44。其應力於是照靜力學方法計算之。

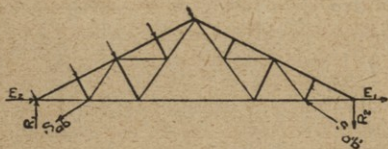


圖 44. 外力之作用及其方向

此種固定構架之圖解法，如圖 45 所示。跨距爲 60 呎，矢高爲 $\frac{1}{4}$ ，構架間距爲 16 呎，垂直於屋面之風壓以每方呎 18 磅計，垂直於房屋側面之風壓以每方呎 20 磅計。即 $w = 18$ 磅； $a = 16$ 呎； $r = 60 \div 4 = 15$ 呎， $w_1 = 20$ 磅， $h = 20$ 呎（閱圖 46）； $n = 14$ 呎； $m_1 = 6$ 呎；及 $l = 60$ 呎。 $L_0 U_4$ 之長度經算出爲 33.5 呎； $L_0 L_1$ 之長度爲 9.1 呎；及 $e = 5$ 呎。於是各數值及應力，可計算如下（閱圖 46）：

$$W = 18 \times 16 \sqrt{30^2 + 15^2} = 9,650 \text{ 磅}$$

$$W_1 = 16 \times 20 \times 20 = 6,400 \text{ 磅}$$

$$W_h = (9,650 \div 33.5) \times 15 = 4,320 \text{ 磅}$$

$$W_v = (9,650 \div 33.5) \times 30 = 8,650 \text{ 磅}$$

$$H_1 = H_2 = (4,320 + 6,400) \div 2 = 5,360 \text{ 磅}$$

$$S_{ab} = + \frac{5,360 \times 20 - 6,400 \times 10}{5} = +8,640 \text{ 磅}$$

$$S_{a'b'} = - \frac{5,360 \times 20}{5} = -21,440 \text{ 磅}$$

$$E_1 = \frac{5,360 \times 14}{6} = 12,520 \text{ 磅}$$

$$E_2 = \frac{5,360 \times 14 - 6,400 \times 4}{6} = 8,240 \text{ 磅}$$

現須計算膝
編構中應力之水
平分力及垂直分
力。*ab* 之應力，
水平為7,240 磅；
垂直為4,760 磅。

a'b' 之應力，水
平為 17,900 磅，
垂直為 11,800 磅。

E_1, E_2 及 W_h 之
值之和，應等於

膝編構之水平分
力，可為計算無
誤之證明。如將
上述各項之數值
相加，其總數與
膝編構之水平分
力祇相差 60 磅，
不足百分之 0.4，
故可認為符合

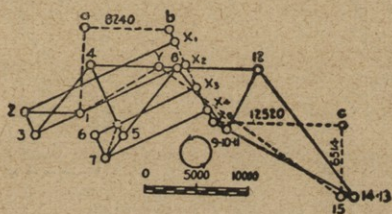
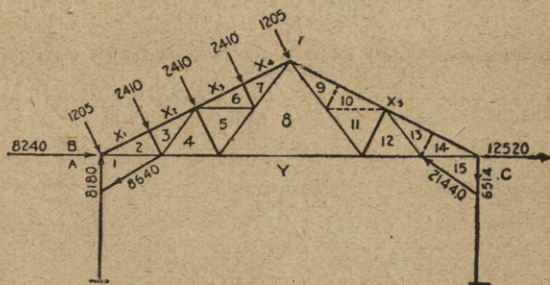


圖 45. 固定構架受風荷重之各肢應力圖

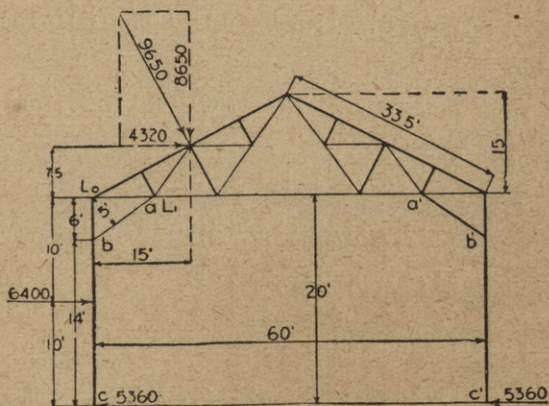


圖 46. 風壓之地位，方向及強度，柱下端不締定

(閱圖 46 及圖 47)。

求垂直反動力，方法與簡單構架同。取 L_0 為力矩中心(圖 47)

求 R_2 , 則

$$R_2 = \frac{1}{60} \left\{ 8,650 \times 15 + 4,320 \times 7.5 + 4,760 \times 9.1 - 11,800 \times (60 - 9.1) \right\} = -6,514 \text{ 磅。}$$

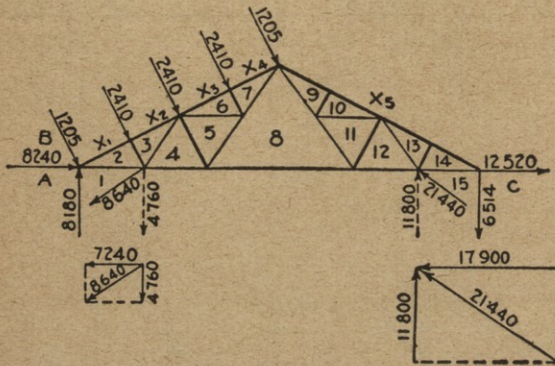


圖 47. 外力之地位方向及強度

此負號表明此反動力向下；即構架須於 L_7 處用帽釘固定於柱端，否則將被舉起而互相脫離。

取 L_7 為力矩中心求 R_1 , 則

$$R_1 = \frac{1}{60} \left\{ -11,800 \times 9.1 + 8,650(60 - 15) - 4,320 \times 7.5 + 4,760 \times (60 - 9.1) \right\} = +8,180 \text{ 磅。}$$

在 b 處之彎曲力矩為：

$$M_b = 14 \times 5,360 - 4 \times 6,400 = 49,440 \text{ 呎磅；}$$

在 b' 處之彎曲力矩為：

$$M_{b'} = 5,360 \times 14 = 75,040 \text{ 呎磅。}$$

各力及其方向註明如圖 47，其各肢內部之應力可用靜力學方法求之。應力圖解法，示如圖 45。應力記載表，示如表 VII。

以上各公式，係指柱之下端並不締定而言。倘若柱端締定，即

表 VII 固定構架受風荷重之應力記載

肢	應 力	肢	應 力
X-2	-15,700	9-10, 11-12	+6,500
X-3	-15,700	12-13, 14	-15,300
X-6	-10,700	Y-4	+6,500
X-7	-10,700	Y-8	-1,900
X-9	+1,500	Y-12	-9,600
X-13	+15,400	13, 14-15	-1,300
1-2	+5,200	1-Y	+8,640
2-3	-2,410	15-Y	-21,440
3-4	+8,500	A-1	-8,180
4-5	-7,500	C-15	+6,514
5-6	+2,700	b-c	-3,457
6-7	-2,410	b'-c'	-5,193
7-8	+11,000	9-10-11	0
8-9	-7,600	13-14	0

使上部彎曲，下端亦不能稍微移動，如圖 42，則其結果將與假定此柱縮短 $n \div 2$ ，而柱底不締定者相同，公式如下(閱圖 48)：

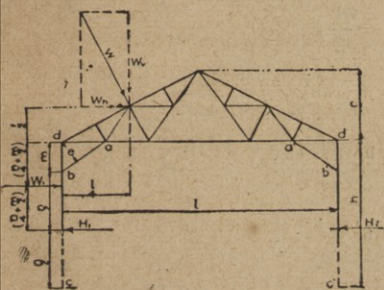


圖 48. 示公式中之各記號柱下端締定

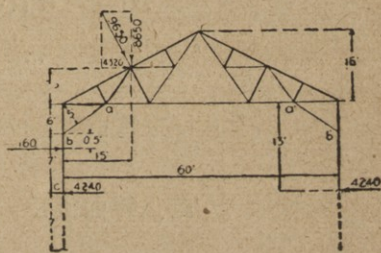


圖 49. 風壓之地位。方向及強度柱下端締定

$$W = wa \sqrt{r^2 + \left(\frac{l}{2}\right)^2}$$

$$W_1 = w_1 a \left(m + \frac{n}{2} \right)$$

$$H_1 = H_2 = \frac{W_h + W_1}{2}$$

$$S_{ab} = + \frac{H_1(m + \frac{n}{2}) - W_1(\frac{m + \frac{1}{2}n}{2})}{e}$$

$$S_{a'b'} = - \frac{H_2(\frac{m}{2} + \frac{n}{4})}{e}$$

$$S_{bc} = + \frac{W_1(\frac{m}{2} + \frac{n}{4}) + W_h(m + \frac{n}{2} + \frac{r}{2}) - W_v \frac{3l}{4}}{l}$$

$$S_{b'c'} = + \frac{W_1(\frac{m}{2} + \frac{n}{4}) + W_h(m + \frac{n}{2} + \frac{r}{2}) + W_v \frac{l}{4}}{l}$$

$$E_1 = H_2 \frac{n}{2m}$$

$$E_2 = \frac{H_1 \frac{n}{2} - W_1(\frac{n}{4} - \frac{m}{2})}{m}$$

$$b \text{ 處之彎曲力矩 } = M_b = H_1 \frac{n}{2} - W_1(\frac{n}{4} - \frac{m}{2})$$

$$b' \text{ 處之彎曲力矩 } = M_{b'} = H_2 \frac{n}{2}$$

圖 45 之固定構架，如柱之下端締定，則其應力將與假定柱縮短 $n \div 2$ ，而柱底不締定者之應力相同，已如上述。此構架將如圖 49 所示，各應力之值，與各力之作用點及數值，計算如下：

$$W = 18 \times 16 \sqrt{30^2 + 15^2} = 9,650 \text{ 磅(同前)}$$

$$W_1 = 13 \times 16 \times 20 = 4,160 \text{ 磅}$$

$$H_1 = H_2 = \frac{4,160 + 4,320}{2} = 4,240 \text{ 磅}$$

$$S_{ab} = + \frac{4,240 \times 13 - 4,160 \times 6.5}{5} = +5,616 \text{ 磅}$$

$$S_{a'b'} = - \frac{4,240 \times 13}{5} = -11,024 \text{ 磅}$$

$$S_{bc} = + \frac{4,160 \times 7 + 4,320 \times 20.5 - 8,650 \times 45}{60} = -4,526 \text{ 磅}$$

$$S_{b'c'} = - \frac{4,160 \times 7 + 4,320 \times 20.5 + 8,650 \times 15}{60} = -4,124 \text{ 磅}$$

$$E_1 = \frac{4,240 \times 7}{6} = 4,947 \text{ 磅}$$

$$E_2 = \frac{4,240 \times 7 - 4,160 \times 0.5}{6} = 4,600 \text{ 磅}$$

$$M_b = 4,240 \times 7 - 4,160 \times 0.5 = 27,600 \text{ 呎磅}$$

$$M_{b'} = 4,240 \times 7 = 29,680 \text{ 呎磅。}$$

此項構架各肢應力之計算方法，與前用於固定構架者相似；

E_1, E_2 ，及膝編構之應力，可視作附着於構架之集中荷重。

因當此情形， E_1, E_2 ，及膝編構之應力較小於柱底不締定者，故全構架之風壓應力，亦將較小於柱底不締定者。

求柱底極端締定，異常困難，故最妥一律視作下端不締定而計算其應力。

學者最好不必自尋困難，而用上述之方法決定固定鋼構架之風壓應力，可仍用屋面水平投影每方呎 40 磅計算，而加以改正，如前所述（閱圖 39₂）。

本節所有計算膝編構之應力及柱之彎曲力矩之各公式，適用於各種情形。而柱及膝編構，即依據由此算得之應力設計。

倘採用每方呎 40 磅之方法，則每柱之直接應力為：

$$S = \frac{40 \times a \times l}{2}$$

設計柱時，即可用此應力，並加以膝編構與柱連結處因彎曲力矩所生之應力，參閱材料力學第 75 節。

倘起重機附着於構架或柱，因其作用所發生之應力，設計時亦應計及。

23. 懸荷重 本節所研究，為任何懸掛於構架底弦之荷重。此種荷重未必一定懸掛於構架之下部，或置於其上，而用一種結合方法，使其傳達於底弦。此項重量最好使其集中於區格點。如屬不能辦到，則使其勻佈於區格之一部或全部，於是將勻佈荷重中之一部份（用計算求得）視作其鄰近之區格點荷重，以便計算。受勻佈荷重之弦截面，兼受直接應力及彎曲應力，設計時應一併顧及（參閱材料學）。

懸荷重包括小型手搖起重機，傳力之軸；熱氣設備如蒸汽管或

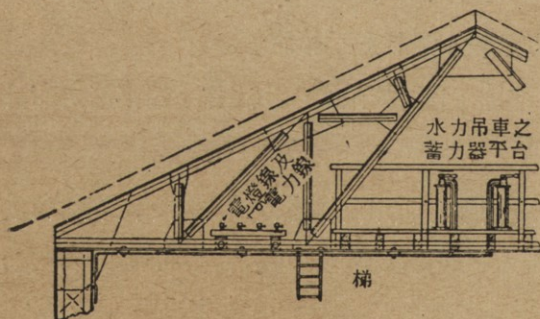


圖 50 各種懸荷重

熱氣管；水或壓縮空氣之櫃；司水壓機者所立之平台等。圖 50 及圖 51 所示，為構架上附着之各種懸荷重。

24. 屋面構架之細目設計 芬克式構架之跨距常小於 100 呎，

但頂底弦近乎水平之構架，其跨距鮮有大於 50 呎者。此種跨距之構架，其細目設計幾有一定標準。並因其佔房屋建築中之大

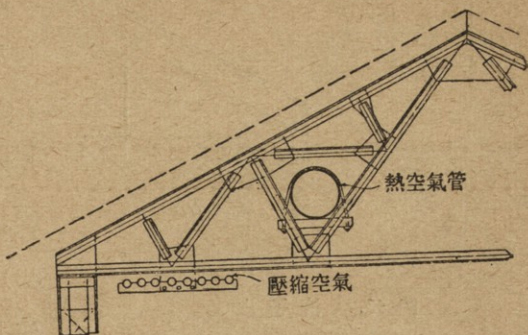
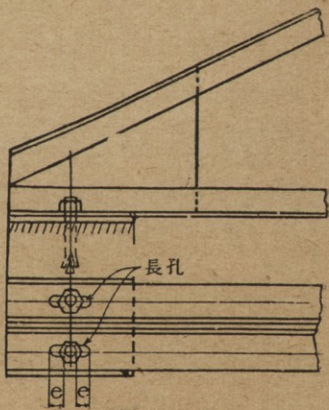


圖 51. 各種懸荷重

部，故本書所討論者亦限於此項構架之細目。

構架擱置於圬工牆，或圬工牆內之柱上者，應預留因溫度升降而漲縮之地步。跨距 75 呎或 80 呎以下之構架，其兩端支承之翅鈹上備有長孔(閱圖 52)，擱置於另一鋼鈹上。螺栓深埋締定於圬工之中，上端伸出長孔，配以螺栓帽，限制構架之端在圬工牆上，而不致左右移動。長孔即所以容許構架因溫度升降而伸縮。長孔之長度視跨距而異，即跨距每 10 呎應留孔長 $\frac{1}{8}$ 吋。螺栓直徑不得小於 $\frac{1}{2}$ 吋，埋入圬工中之長度至少 6 吋。圖 52 所示即爲此種支承。跨距大於 75 呎或 80 呎者，應用滾子支承或搖座支承，圖 53 及圖 54 所示，即屬於此類支承。

爲便利計，參考普通之芬克構架，採用下述之記號；頂弦之區格點以 U 表之，旁註數字與自左端起之



$2e =$ 預留之伸縮地步

圖 52. 支承鈹上備伸縮之孔

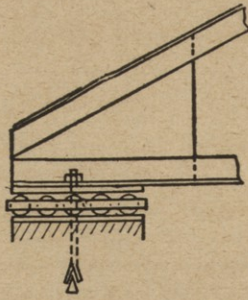
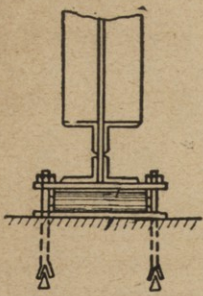


圖 53. 滾子支承

區格點數目相符。其底弦及內部之區格點以 L 表之，旁註數字亦與自左端起之區格點數目相符。（參閱圖 24 至圖 38）。如此辦法，其利在使人一見記號及其旁註

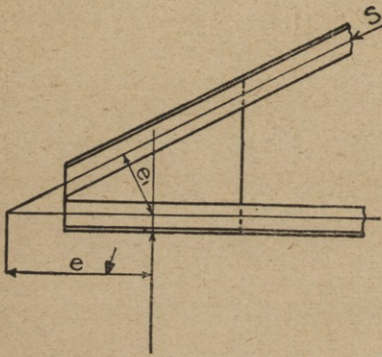


圖 55.

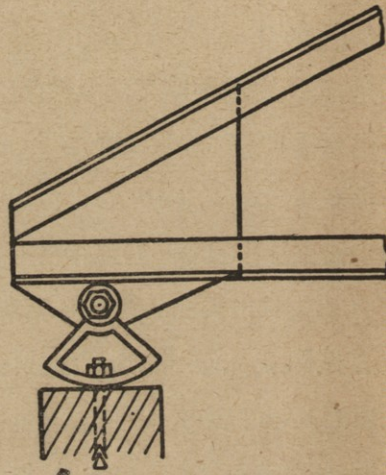


圖 54. 搖座支承之數字，即知此區格點之地位也。

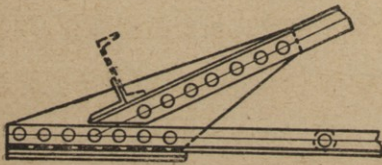


圖 56.

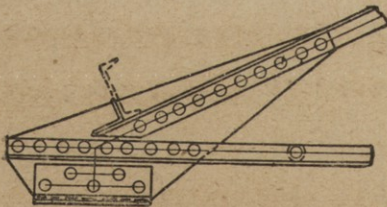


圖 57.

倘構架擱置於圻工牆上，在 L_0 處之細目設計，有三種方法最為普通。即如圖 55，圖 56 及圖 57 所示。其中以圖 55 所示者，

構架兩端之細目

尤爲常用。但著者並不贊同用此法，除非有足敷之帽釘，釘於各肢之端，可以抵抗各肢之直接應力，及因反動力之作用點不與頂底兩弦中心線相交點互相符合而發生之應力。

如用圖 55 所示之支承，則 L_0L_1 之帽釘個數，可用下式算出

$$n^2v - Rn = \frac{6Re}{p}$$

式中，
 n = 需要之帽釘個數；
 v = 一帽釘中之容許抗剪應力；
 R = 垂直反動力；
 p = 帽釘之間距，以吋計；
 e = 如圖 55 所示之距離。

倘欲求 L_0U_1 之帽釘個數，則可下列公式算之：

$$n^2v - Sn = \frac{6Se_1}{p}$$

式中 S 爲 L_0U_1 之應力， e_1 爲圖 55 所示之距離，其餘如上述。

倘反動力之作用點，與頂底兩弦中心線之相交點相符合，則需要抵抗直接應力之帽釘個數，將等於肢中之應力除以每個帽釘之容許應力，因此項直接應力爲惟一之應力也。

爲說明上述公式之用法，及顯示反動力之作用點與頂底兩弦中心線之相交點不相符合，較之相符合者需要帽釘更多起見，特舉例以明之。應力，連結鈹之厚，及反動力之作用點與頂底兩弦相交點之距離，均示如圖 58。

每一弦假定其爲兩角鋼所組成；每一帽釘之容許應力爲 3,750 磅，即 $\frac{3''}{4}$ 帽釘支承於 $\frac{1''}{4}$ 鋼鈹，其每方吋容許之單位支承應力爲

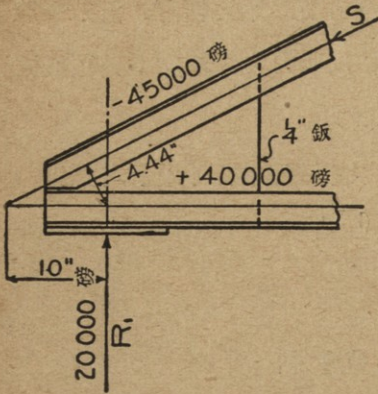


圖 58. 示頂底弦應力交點不與反動力相符合

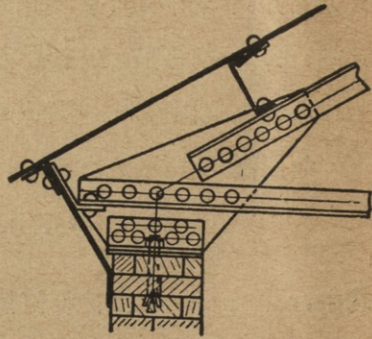


圖 59. 示圖 57 之屋簷細目

20,000 磅。倘反動力之作用點與頂底兩弦之相交點符合，則需要之帽釘數為：

$$\text{在 } L_0U_1 \quad \frac{45,000}{3,750} = 12.00 \text{ 個帽釘}$$

$$\text{在 } L_0L_1 \quad \frac{40,000}{3,750} = 10.67 \text{ 個帽釘}$$

倘反動力之作用點與頂底兩弦之相交點不相符合，則 L_0U_1 需要之帽釘數為

$$3,750 n^2 - 45,000 n = \frac{6 \times 45,000 \times 4.44}{3}$$

式中帽釘間距以 3 吋計，除以 3,750，即得

$$n^2 - 12n = 106.56$$

解之得 $n = 6 + \sqrt{142.56} = 17.9$ 當作 18 個帽釘計。

L_0L_1 需要之帽釘數為

$$3,750 n^2 - 20,000 n = \frac{6 \times 20,000 \times 10}{3}$$

除以 3,750 然後解之,得

$$n = 2.67 + \sqrt{113.75} = 13.32 \quad \text{當作 14 個帽釘計。}$$

查上述結果,可見反動力之作用點與頂底兩弦之相交點相距 110 吋,則與兩點相符者比較,頂弦須增加帽釘 6 個,底弦須增加帽釘 3 個。

頃所討論之細目設計,為極便利並極常用者,但因反動力作用點不與頂底弦相交點符合而應增加之帽釘,不予計及者亦頗多;惟學者對於此項帽釘必須依照上述公式計算,稍一忽略,則接合點之強度大為減弱,有減少百分之 50 者,如上述例題之 L_0L_1 。

圖 56 所示之方法,極為優良,惟支承鈹之長必須與連結鈹相同,易致較大於牆厚。遇此情形則可用圖 57 所示之法。此兩種細目設計之缺點為連結鈹阻礙桁條,使不能置近構架之端。倘用覆板則不成問題,因懸出之覆板可達構架之端,而做成優良之屋簷如圖 59 所示。

倘屋面構架擱置於鋼柱,而鋼柱係角鋼及綴條組成者,其結合可做成如圖 60 及圖 61 所示。圖 60 所示者,較為可取,因其較圖 61 所示者為堅固也。倘柱為一工形鋼或兩槽形鋼背對背放置而略相分離,則細目設計可如圖 62 及圖 63 所示。

兩肢相接互成角度或互相垂直,其結合方法可用如圖 64 及圖 65 所示者。角鋼之端截成如圖 65 之 (b) 形者,實際上並不見佳, (a) 形較為妥善。接合之帽釘不可少於兩個。

三肢相遇於一點,其中兩肢與其他一肢所成之角度相同者,接合法如圖 66 所示。角鋼不與連結鈹相接之股,應使向上,以免塵埃

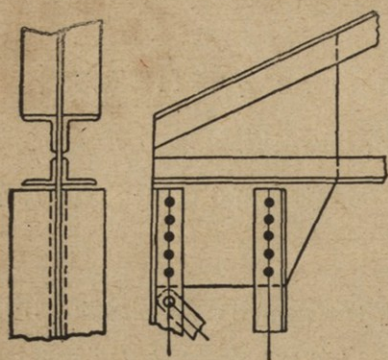


圖 60.

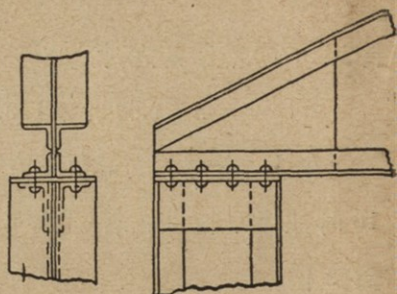


圖 61.

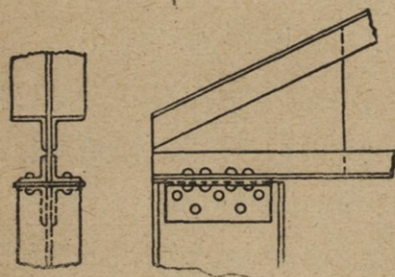


圖 63.

柱頂之細目

與濕氣混和，流至各該肢下端之接頭處。

在 L_1 及 L_3 處，如屬可能，應用方形連結鉸（閱圖 67 左方），倘一肢中應力需要之帽釘數較多於他肢，則連結鉸應截成如圖 67 右方所示。

在 L_2 應為夾接處，因芬克構架常須分成兩部份裝運也。除垂直連結鉸可視作夾接鉸外，尚須加用底鉸（閱圖 68）。圖中圓黑點表示未裝就之帽釘孔，與此有關之鋼件，可分別裝運，迨到達工場，再用帽釘裝合。

倘 L_2 L_5 肢過長，中部垂曲，或須在其中央加一荷重，如手搖吊

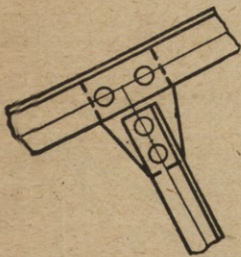


圖 64.

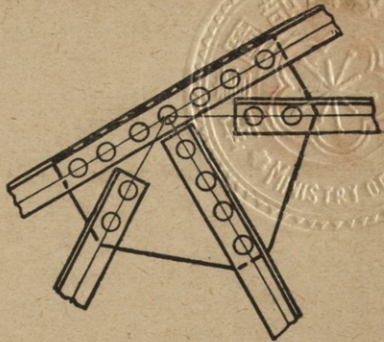


圖 66.

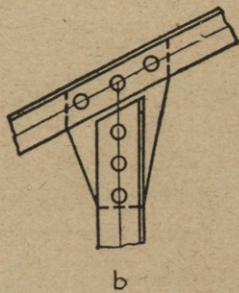
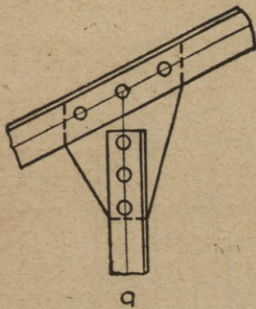


圖 65.

構架接合之細目，參閱圖 67 及 68

車，則自 U_4 處懸一垂直肢 U_4M 與底弦相接。此肢除 M 處之荷重外，其他任何荷重均不能使其發生應力，故應力即等於 M 處之荷重。 M 處之荷重使構架各肢所發生之應力，等於 U_4 處之區格點死荷重加 M 處

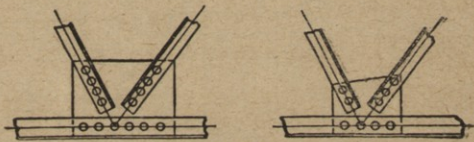


圖 67

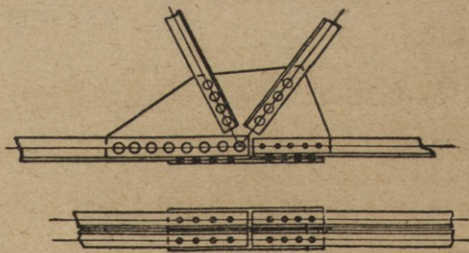


圖 68.

構架接合之細目，參閱圖 64—66

之荷重而計算之。

芬克構架之普通細目，示如圖版 I，圖版 II 及圖版 III。

房屋之無烟或無有害之氣體發生者，有多種有專利權之換氣器可以選用。圖 69 所示為優良之「明星」換氣器（美國非列得爾菲亞之商人公司出品）。其下部裝配於屋脊處之直徑自 2 吋至 60 吋者，均有出售。圖 70 所示為此器裝於屋頂之情形。換氣器之號數及尺度，當視房屋中每小時需要調換空氣之次數而定。

房屋之有烟或有害之氣體發生者，應另建換氣設備，其效能遠

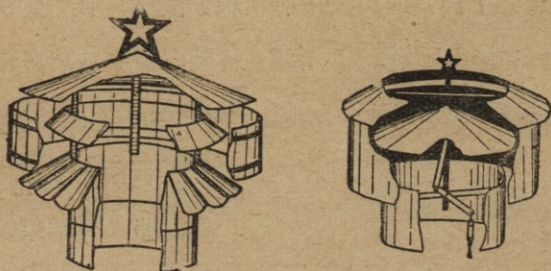


圖 69. 明星換氣器之細目

大於有專利權之換氣器。其構造形狀似一小屋，名為採光氣樓或換氣氣樓（閱圖 71）。此種換氣氣樓之側面，配以氣窗，或為百頁或任敞開。百頁窗或以木製或以鋼製。氣樓及氣窗之細目，可閱圖 124，圖 125 及圖 126。

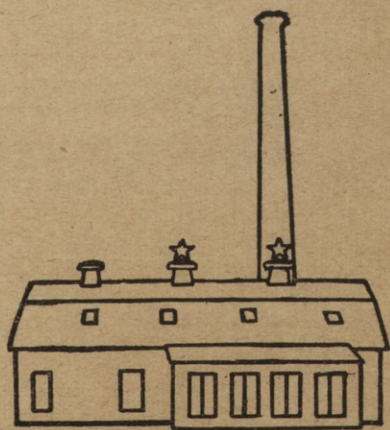


圖 70. 明星換氣器在屋面上

欲求室內之光線充足，

則房屋之寬於 80 呎者，其一部份之屋面須以玻璃爲之。因達此寬度，則自房屋側面射來之光線，不足以使構架中間部分光明也。有時用鋸齒形構架，其短椽部份之面積，完全用玻璃蓋之。所用者如爲通常之三角形構架，則屋面一部份之蓋料，須以玻璃爲之；鋪蓋玻璃，第一須使不漏水，第二須阻止濕氣凝聚於其下面，而滴於下層樓板。圖 72 所示，爲鋸齒形構架之玻璃地位；圖 73 及圖 74 所示，爲屋面鋪蓋玻璃數種方法之細目。如此辦理，則既不漏水，亦無濕氣凝聚而滴下。玻璃面積約須

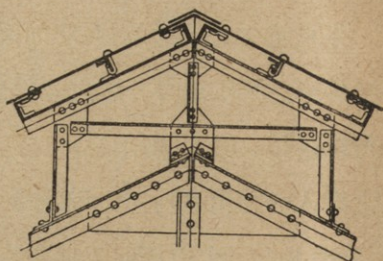


圖 71. 氣樓之細目

佔樓板面積之 $\frac{1}{10}$ 至 $\frac{1}{4}$ 。

25. 鋼構架及鋼房屋之規範 重要之建築須備特定之規範；凡有關之特點，總工程師認爲有加入之必要者，均應述及。至於普通建築，則市場上已有數種極妥善之規範印行。每冊 15 頁至 20 頁，價約美金 0.25 元。其最妥善之兩種爲岳勒氏規範及克楚氏規範，均可向紐約工程新聞出版公司購買。岳勒氏規

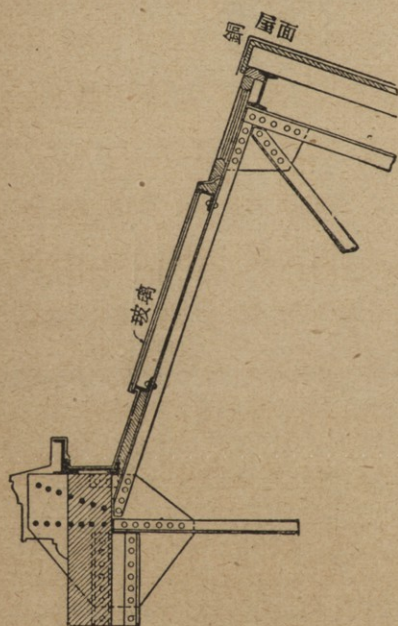


圖 72. 鋸齒形屋面之天窗細目

範，除載明荷重應力及工作技術外，並載各不同種類構架上關於應力之有價值資料，除列各種細目外，並示竹節鋼之用法。

表 VIII 中級鋼之容許單位應力

抗剪應力	每方吋 10,000 磅
支承應力	每方吋 20,000 磅
抗張應力	每方吋 15,000 磅
鋼在圻工上之支承應力	每方吋 250 - 400 磅
抗壓應力	$P = 24,000 - 110 \frac{l}{r}$

荷應力係由起重機荷重所發生者，表 VIII 所列之抗張及抗壓單位應力須分別減小 $\frac{1}{3}$ 及 $\frac{1}{2}$ 。側面編構之各肢及其結合處之容許應力，可照表 VIII 所列增大百分之 25。在上述之抗壓應力公式中， l 為肢之無支長度，以吋計， r 為最小迴轉半徑。比率 $\frac{l}{r}$ 不得大於 120。

內容更加充實之規範，對於設計普通房屋，殊非必要。除有關之構架重量，蓋料重量，雪荷重及風荷重等規定外，各肢之應力一經決定，則設計各肢之橫截面時，表 VIII 即已足用。

準線為成形鋼翅上之線，帽釘即沿此線而排列。角鋼及槽形鋼之準線位置，以其自背之距離定之；工形鋼之準線，則以腰鉸中心為中心，而以兩翅上兩準線間之距離定之。角鋼之翅有兩準線者，其帽釘先排在第一線，次排在第二線，名曰交錯排列。圖 75 所示為各種成形鋼之準線。

直徑 $\frac{3}{8}$ " 之帽釘，常用於角鋼之股寬 3 吋至 4 吋，或大於此數者。角鋼之準線及容許之帽釘最大尺度，可參考表 IX。槽形鋼及工形鋼之準線及容許之帽釘最大尺度，可參考卡內歧手冊第 177 頁至 185 頁。

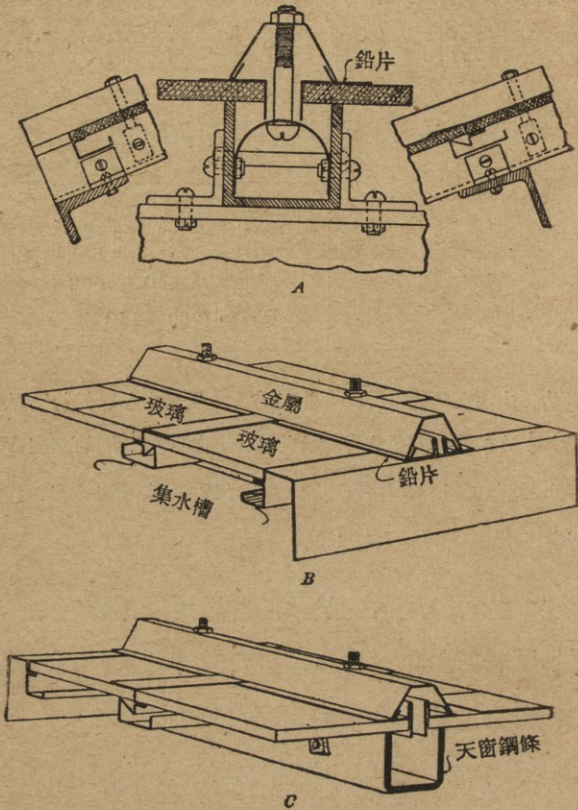


圖 73. 鑲嵌玻璃之方法

有時長度需要以呎計，而不以吋計，則公式之變更如下：

$$P = 24,000 - 1,320 \frac{L}{r}$$

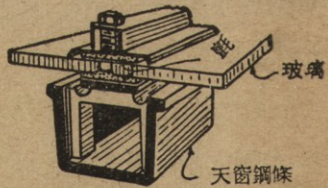


圖 74. 鑲嵌玻璃之防漏法

為設計便利起見，可在方格紙上將 $L \div r$ 為縱坐標，以求得之 P 值

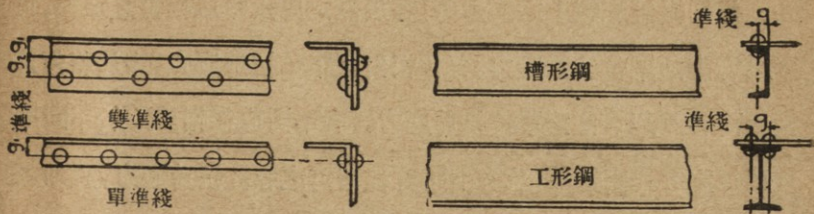
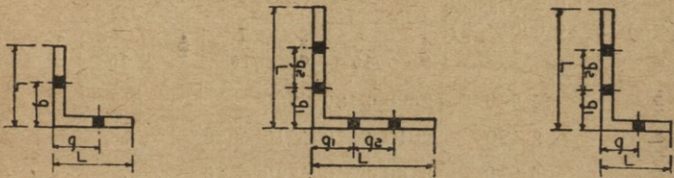


圖 75. 角鋼, 槽形鋼及工形鋼之準綫

表 IX 角鋼之準綫及容許之最大帽釘



L	g	最大帽釘或螺栓	L	g	最大帽釘或螺栓	L	g	最大帽釘或螺栓
8	$4\frac{1}{2}$	$\frac{7}{8}$	$3\frac{1}{2}$	2	$\frac{7}{8}$	2	$1\frac{1}{8}$	$\frac{1}{2}$
7	4	$\frac{7}{8}$	3	$1\frac{3}{4}$	$\frac{7}{8}$	$1\frac{3}{4}$	1	$\frac{1}{2}$
6	$3\frac{1}{2}$	$\frac{7}{8}$	$2\frac{1}{4}$	$1\frac{3}{8}$	$\frac{3}{4}$	$1\frac{1}{4}$	$\frac{7}{8}$	$\frac{3}{8}$
5	3	$\frac{7}{8}$	$2\frac{1}{2}$	$1\frac{3}{8}$	$\frac{3}{8}$	$1\frac{1}{4}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{3}{8}$
4	$2\frac{1}{4}$	$\frac{7}{8}$	$2\frac{1}{4}$	$1\frac{1}{4}$	$\frac{3}{8}$	1	$\frac{9}{16}$	$\frac{1}{4}$
L	g_1		g_2	L	g_1	g_2		
8	3		3	6^*	$2\frac{1}{2}$	$2\frac{1}{2}$		
7	$2\frac{1}{2}$		3	5	2	$1\frac{3}{4}$		
6	$2\frac{1}{4}$		$2\frac{1}{2}$					

*當厚度 $\leq \frac{3}{8}$ 吋

爲橫坐標, 繪製曲線。則相當於各 $L \div r$ 之 P 值, 可不用公式計算而立即在曲線上查出。

每個帽釘在鈹上之支承值，等於鈹之厚度乘以帽釘之直徑，再乘以容許之單位支承應力。每個帽釘之單位抗剪應力，等於帽釘之橫截面積乘以容許之單位抗剪應力。各不同直徑帽釘對於不同厚度鋼鈹之容許支承值，及各不同直徑帽釘之容許抗剪應力，列如表 X。其單位應力，前已述及。

表 X 帽釘之容許支承力及抗剪力

帽釘之直徑 (吋)	單 剪 力 (以每方吋 10,000磅計)	帽釘對於不同厚度之鋼鈹之支承力 (以每方吋20,000磅計)							
		$\frac{1}{4}$ 吋	$\frac{5}{16}$ 吋	$\frac{3}{8}$ 吋	$\frac{7}{16}$ 吋	$\frac{1}{2}$ 吋	$\frac{9}{16}$ 吋	$\frac{5}{8}$ 吋	$\frac{11}{16}$ 吋
$\frac{1}{2}$	1,960	2500	3130	3750					
$\frac{9}{16}$	2,480	2810	3520	4210	4920				
$\frac{5}{8}$	3,070	3130	3910	4690	5470				
$\frac{11}{16}$	3,710	3440	4290	5160	6010	6880			
$\frac{3}{4}$	4,420	3750	4690	5630	6560	7500	8440		
$\frac{13}{16}$	5,180	4070	5080	6090	7110	8120	9150	10160	
$\frac{7}{8}$	6,010	4380	5470	6570	7660	8750	9840	10940	12040

第三章 帽釘結合屋面構架之設計

26. 概述 假定需要設計一芬克式屋面構架，跨距 64 呎，斜度 $\frac{1}{4}$ ，間距 16 呎。屋面蓋料假定為每方呎屋面 12 磅，雪及風之總荷重為屋面水平投影每方呎 30 磅。構架本身之鋼重用美利曼公式計算(閱第 4 節)。其總荷重為：

$$\text{構架重, } \frac{3}{4} \times 16 \times 64 \left(1 + \frac{64}{10}\right) = 5,580 \text{ 磅}$$

$$\text{屋面蓋料重, } 35.6 \times 2 \times 16 \times 12 = 13,650 \text{ 磅}$$

$$\text{風及雪荷重, } 64 \times 16 \times 30 = 30,700 \text{ 磅}$$

$$\text{共計} = 49,930 \text{ 磅}$$

每一集點荷重即區格點荷重為 $49,930 \div 8 = 6,240$ 磅。將圖 25 所示各肢之應力係數，各乘以 6,240 磅，即得各肢之應力。其算法如下：

$$L_0U_1 = 7.83 \times 6,240 = 48,800 \text{ 磅}$$

$$L_0L_1 = 7.00 \times 6,240 = 43,700 \text{ 磅}$$

$$U_1L_1 = 0.89 \times 6,240 = 5,580 \text{ 磅}$$

$$U_1U_2 = 7.38 \times 6,240 = 46,000 \text{ 磅}$$

$$L_1U_2 \text{ 及 } U_2L_3 = 1.00 \times 6,240 = 6,240 \text{ 磅}$$

$$L_1L_2 = 6.00 \times 6,240 = 37,450 \text{ 磅}$$

$$U_2L_2 = 1.79 \times 6,240 = 11,150 \text{ 磅}$$

$$U_2L_3 = 6.93 \times 6,240 = 43,200 \text{ 磅}$$

$$L_2L_5 = 4.00 \times 6,240 = 2,4950 \text{ 磅}$$

$$L_2L_3 = 2.00 \times 6,240 = 1,2475 \text{ 磅}$$

$$U_3L_3 = 0.89 \times 6,240 = 5,580 \text{ 磅}$$

$$L_3U_4 = 3.00 \times 6,240 = 18,725 \text{ 磅}$$

$$U_3U_4 = 6.48 \times 6,240 = 40,500 \text{ 磅}$$

設計構架，各肢之厚度不得薄於 $\frac{1}{4}$ 吋，角鋼不得小於 $2\frac{1}{2}'' \times 2''$ 。

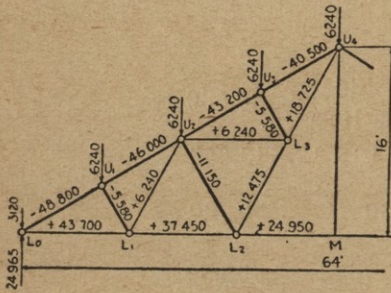


圖 76. 芬克構架之應力

圖 76 所示為構架之簡圖，註有各肢之應力。正號表示抗張應力，負號表示抗壓應力。頂弦之長為 $\sqrt{32^2 + 16^2} = 35.6$ 呎；其 $\frac{1}{4}$ 即 8.9 呎為每區格之長。每區格之水平投影長為半跨距之 $\frac{1}{4}$ ，即 $32 \div 4 = 8$ 呎。

$\div 4 = 8$ 呎。

27. 桁條之設計 每兩構架間之間距為 16 呎，桁條之間距為

8.9 呎；故每桁條上之荷重為：

屋面蓋料， $8.9 \times 16 \times 12 = 1,710$ 磅

雪及風荷重， $8 \times 16 \times 30 = 3,840$ 磅

共計 = 5,550 磅

此荷重可化為兩分力 V 及 H ； V 與構架之底弦垂直， H 與構架之底弦並行。其值可以相似三角形作比例求得如下：

$$V : 5,550 = 32 : 35.6$$

$$V = 4,990 \text{ 磅}$$

$$H : 5,550 = 16 : 35.6$$

$$H = 2,495 \text{ 磅}$$

因 V 而發生之彎曲力矩爲 $M_V = (4,990 \times 16) \div 8 = 9,980$ 呎磅。因 H 而發生之彎曲力矩爲 $M_H = (2,495 \times 16) \div 8 = 4,990$ 呎磅。因 V 而發生之應力爲 $\frac{M_V c}{I}$ ；因 H 而發生之應力爲 $\frac{M_H c'}{I'}$ ；此兩應力之不得大於 15,000 磅。因上述之應力公式中，含有梁截面之轉動慣量，及梁深之半數，故梁之尺度須先估定，而後將其轉動慣量及深之半數代入上式，即可求得應力。倘兩應力之和大於 15,000 磅，或遠小於此數，則重估定較大或較小之梁截面而計算之。

茲假定用 15 吋 42 磅之工形鋼，試算其是否足數。其 I 及 I' 之值可由卡內歧手冊第 97 頁查得。 c 之值在第一情狀爲 $\frac{15}{2} = 7.5$ 吋，在第二情狀即在另一方向爲 $\frac{5.50}{2} = 2.75$ 吋。5.50 卽爲工形鋼之翅寬，代入上式，得

$$S = \frac{9,980 \times 12 \times 7\frac{1}{2}}{441.8} + \frac{4,990 \times 12 \times 2.75}{14.62} = 13,330 \text{ 磅}$$

因知上述之工形鋼可以適用；苟將覆板密排釘固，亦可認其爲有梁作用，跨距爲 16 呎，深 8.9 呎，厚與覆板之厚相同，假定其爲 $1\frac{1}{2}$ 吋。於是覆板之梁作用，可抵抗 H 所生之力矩；桁條祇須抵抗垂直之力矩而已。因 H 而發生於覆板中之應力爲 $\frac{M_H c}{I}$ ；又因 $M_H = 4,990 \times 12$ ； $c = 8.9 \times 12 \div 2$ ，及 $I = \frac{1.5(8.9 \times 12)^3}{12}$ ，故

$$S = \frac{4,990 \times 12 \times 8.9 \times 12 \times 12}{2 \times 1.5(8.9 \times 12)^3} = \text{每方吋 } 20.95 \text{ 磅，}$$

爲數甚微，殊不重要。

桁條所抵抗之垂直彎曲力矩爲 $9,980 \times 12 = 119,760$ 吋磅，需要之截面係數爲 $119,760 \div 15,000 = 7.98$ 。參考卡內歧手冊第 101 及 102 頁，可知下述之情形：

一根 8 吋 11.25 磅之槽形鋼微嫌過小。

一根 7 吋 17.25 磅之槽形鋼之截面係數，最爲近似。

一根 8 吋 13.75 磅之槽形鋼較輕而較強。

一根 9 吋 13.25 磅之槽形鋼較輕而較強；因其重量較任何種爲輕，故最爲經濟。

於是決定用 9 吋 13.25 磅之槽形鋼爲桁條。

屋脊及屋沿處之桁條，所載之荷重爲其他桁條之半，故按理論其強度亦祇須其他桁條之半，但因桁條之高度必須一律，故此種桁條亦須與其他桁條同高之槽形鋼爲之，不過重量可選其最輕者耳。在本問題中，9 吋槽形鋼之最輕者，適與用作其他桁條者相同。假如其他桁條需要 10 吋 25 磅之槽形鋼，則屋脊及屋沿之桁條可用 10 吋 15 磅之槽形鋼爲之。

倘屋面不用覆板，則須用其他方法抵抗 H 所生之彎曲力矩。其最通行之方法，爲將各桁條跨距中央之中心點鑽孔，而貫串以鋼條，自此面之屋檐經過屋脊達彼面之屋檐爲止（閱圖 22）。

28. 抗張肢之設計 抗張肢 L_0L_1 ：需要之淨截面積爲 $43,700 \div 15,000 = 2.92$ 方吋。參閱卡內歧手冊第 118 頁，知 2 個 $3'' \times 3'' \times \frac{5''}{16}$ 角鋼之總截面積爲 $1.78 \times 2 = 3.56$ 方吋。其中須減去 $\frac{3}{4}$ 吋帽釘之孔。因帽釘孔直徑必須大於帽釘直徑 $\frac{1}{8}$ 吋，故上述之總面積中應

減去 $\frac{5}{16}(\frac{3}{4} + \frac{1}{8}) \times 2 = 0.54$ 方吋，因其截面中有兩個帽釘孔也。於是淨截面積為 $3.56 - 0.54 = 3.02$ 方吋。因其大於需要之淨截面積為數甚微，故適合作此肢之用。又因此肢之應力為底弦中之最大者，及底弦在達 L_2 夾接處以前，應為同一截面，為經濟着想，用同一尺度之角鋼達於 L_2 ，較之每一區格改小角鋼尺度，並在每區格點作夾接為價廉。故上述所決定之角鋼，可用作構架兩端各兩區格之底弦。

抗張肢 L_2L_5 ：需要之淨截面積為 $24,950 \div 15,000 = 1.67$ 方吋。卡內歧手冊第 115 頁，知 2 個 $2\frac{1}{2}'' \times 2'' \times \frac{1}{4}''$ 角鋼之總截面積為 $2 \times 1.06 = 2.12$ 方吋；除去 2 個 $\frac{5}{8}''$ 帽釘之孔，得淨面積為 $2.12 - \frac{1}{4}(\frac{5}{8} + \frac{1}{8}) \times 2 = 1.74$ 方吋，與需要數極相近似，故屬適用。且即使此項淨面積遠大於需要數，亦仍用之，以此為最小而最薄之角鋼也。

抗張肢 L_3U_4 ：需要之淨截面積為 $18,725 \div 15,000 = 1.25$ 方吋。2 個 $2\frac{1}{2}'' \times 2'' \times \frac{1}{4}''$ 角鋼之總截面積為 2.12 方吋；其淨面積為 1.74 方吋已計算如上。雖大於需要數而仍用之，以其為最小之角鋼也。

抗張肢 L_1U_2 及 U_2L_3 ：需要之淨截面積為 $6,240 \div 15,000 = 0.42$ 方吋。1 個 $2\frac{1}{2}'' \times 2'' \times \frac{1}{4}''$ 角鋼之總截面積為 1.06 方吋，減去 $\frac{5}{8}''$ 帽釘之孔 $\frac{1}{4}'' \times (\frac{5}{8}'' + \frac{1}{8}'') = 0.19$ 方吋，得淨面積為 $1.06 - 0.19 = 0.87$ 方吋。可知用此角鋼強度已足敷有餘。

抗張肢 U_4M ，除阻止底弦下垂外，別無他用。故可用一根最小之角鋼即 1 個 $2\frac{1}{2}'' \times 2'' \times \frac{1}{4}''$ 為之。

抗張肢 L_3L_4 應用 2 個 $2\frac{1}{2}'' \times 2'' \times \frac{1}{4}''$ 角鋼，與 L_3L_5 相同，較之改變尺度並在 L_3 處做夾接為經濟。

29. 抗壓肢之設計 設計抗壓肢之普通方法，先假定肢之橫截面，次決定其容許之抗壓應力，即用抗壓應力之公式計算，而公式之中含有肢之長度(l)，及肢截面之最小迴轉半徑(r)在內；最後將所求得之容許抗壓應力，除該肢所受之應力，即得需要之面積。倘需要之面積等於或微小於假定之面積，可認為適合。倘所算得之需要面積大於假定者，則須另行假定較大面積之角鋼而重算之。普通作兩次計算，即可決定適合之截面矣。惟有一點應注意，即抗壓肢之帽釘孔，無須減去，因有帽釘填塞其中，仍可抗壓如常也。因 $l \div r$ 規定不得大於 120，故假定截面時，應注意其最小迴轉半徑等於或大於以 120 除肢之長度。普通跨距之構架，其抗壓肢常為兩角鋼背對背安置而組成之。此種截面對垂直於角鋼背對背並置之股之軸線，其迴轉半徑仍與單一角鋼相同。對並行於角鋼背對背並置之股，且經過截面中心之軸線，其迴轉半徑與單一角鋼大不相同。成對之角鋼，或背對背靠緊，或相隔若干距離，其迴轉半徑載卡內歧手冊第 144 頁至 146 頁，及本書表 XI，設計時可以檢查。表中未列之角鋼，其迴轉半徑可用中介法求得之。

例如，假定需要決定 2 個 $5'' \times 3\frac{1}{2}'' \times \frac{1}{2}''$ 角鋼之迴轉半徑。此兩角鋼背對背安置，相隔 $\frac{1}{2}$ 吋，5 吋之股平放（閱卡內歧手冊第 146 頁）。因表中未載，須用中介法根據其他尺度之角鋼，如厚 $\frac{5}{16}$ 吋及 $\frac{7}{8}$ 吋者之 r_2 值求得之。此兩種之厚度相差為 $\frac{7}{8} - \frac{5}{16} = \frac{9}{16}$ 吋。迴轉半徑相差為 $2.55 - 2.44 = 0.11$ 。因知角鋼厚度每相差 $\frac{1}{16}$ 吋，則迴轉半徑相差 $\frac{0.11}{9} = 0.0122$ 。其較厚一種角鋼之厚度，與現所應用

之角鋼厚度相差為 $\frac{7}{8} - \frac{1}{2} = \frac{3}{8}$ ，或 $\frac{6}{16}$ 。自較厚一種角鋼之迴轉半徑中，應減去之量為 $6 \times 0.0122 = 0.0732$ 。故兩角鋼背對背安置如上所述，其迴轉半徑應為 $2.55 - 0.07 = 2.48$ 。倘抗壓肢為單獨角鋼，則應用其最小矩形迴轉半徑；倘兩角鋼背對背安置，則應注意用其最小迴轉半徑；倘係不等股角鋼，則股之能使矩形迴轉半徑儘量近於相等者，應使背對背安置。依據此項迴轉半徑之值，可決定角鋼究應用短股抑長股背對背安置。卡內歧手冊中所列之迴旋半徑指兩角鋼相距 $\frac{1}{2}$ 吋及 $\frac{3}{4}$ 吋；但屋面構架之連結板大都為厚 $\frac{1}{4}$ 吋或 $\frac{3}{8}$ 吋，故表 XI 所列為此項距離之迴轉半徑。

抗壓肢 L_0U_1 ： 假定用 2 個 $3\frac{1}{2}'' \times 3'' \times \frac{5}{16}$ ，其長股背對背安置，相距 $\frac{1}{4}$ 吋。其最小迴轉半徑為 1.10。肢長為 8.9 呎。角鋼之截面積為 $2 \times 1.93 = 3.86$ 方吋。容許之單位抗壓應力為：

$$P = 24,000 - \frac{110 \times 12 \times 8.9}{1.10} = 13,400 \text{ 磅,}$$

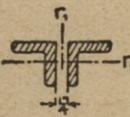
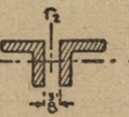
需要之面積為 $48,800 \div 13,400 = 3.65$ 方吋。因兩角鋼之截面積略大於此數，故可再用較小角鋼試算之。

假定用 2 個 $3\frac{1}{2}'' \times 2\frac{1}{2}'' \times \frac{5}{16}$ 角鋼，迴轉半徑為 1.11，總截面積為 3.56 方吋。則容許之單位抗壓應力為：

$$P = 24,000 - \frac{110 \times 12 \times 8.9}{1.11} = 13,510 \text{ 磅,}$$

需要之面積為 $48,800 \div 13,510 = 3.61$ 方吋。因需要之面積大於假定之面積。故仍須用 2 個 $3\frac{1}{2}'' \times 3'' \times \frac{5}{16}$ 角鋼。其他頂弦各肢均應

表 XI 角鋼背對背安置時之迴轉半徑

等股			不等股				
							
尺度(吋)	r_1	r_2	尺度(吋)	r_1	r_2	r_1	r_2
2 × 2 × $\frac{3}{16}$	0.93	0.98	2½ × 2 × $\frac{3}{16}$	0.88	0.92	1.19	1.24
2 × 2 × $\frac{7}{16}$	0.98	1.03	2½ × 2 × $\frac{1}{2}$	0.94	0.99	1.25	1.30
2½ × 2½ × $\frac{1}{4}$	1.14	1.19	3 × 2½ × $\frac{1}{4}$	1.09	1.13	1.40	1.45
2½ × 2½ × $\frac{1}{2}$	1.19	1.24	3 × 2½ × $\frac{3}{16}$	1.15	1.20	1.46	1.51
3 × 3 × $\frac{1}{4}$	1.34	1.39	3½ × 2½ × $\frac{1}{4}$	1.04	1.09	1.67	1.72
3 × 3 × $\frac{5}{8}$	1.41	1.46	3½ × 2½ × $\frac{1}{8}$	1.13	1.18	1.75	1.80
3½ × 3½ × $\frac{3}{8}$	1.56	1.61	3½ × 3 × $\frac{5}{16}$	1.30	1.35	1.61	1.66
3½ × 3½ × $\frac{1}{2}$	1.65	1.70	3½ × 3 × $\frac{1}{8}$	1.40	1.45	1.71	1.76
4 × 4 × $\frac{5}{16}$	1.76	1.80	4 × 3 × $\frac{5}{16}$	1.25	1.30	1.88	1.93
4 × 4 × $\frac{1}{2}$	1.85	1.89	4 × 3 × $\frac{1}{8}$	1.35	1.40	1.97	2.02
6 × 6 × $\frac{7}{16}$	2.58	2.63	5 × 3 × $\frac{5}{16}$	1.17	1.22	2.42	2.47
6 × 6 × $\frac{1}{2}$	2.66	2.70	5 × 3 × $\frac{1}{8}$	1.27	1.32	2.52	2.57
			5 × 3½ × $\frac{3}{8}$	1.42	1.46	2.36	2.41
			5 × 3½ × $\frac{7}{8}$	1.51	1.56	2.45	2.50
			6 × 3½ × $\frac{3}{8}$	1.34	1.39	2.90	2.95
			6 × 3½ × $\frac{7}{8}$	1.44	1.49	3.00	3.05
			6 × 4 × $\frac{3}{8}$	1.58	1.62	2.83	2.87
			6 × 4 × $\frac{7}{8}$	1.67	1.71	2.92	2.97

凡 r_0 爲一單獨角鋼對於某一中立軸線之迴轉半徑，此中立軸線係與水平之股並行者。

用同一尺度之角鋼，因免去頂弦在各區格點之夾接，較之每一區格變換角鋼尺度，反爲經濟也。

抗壓肢 U_2L_2 ：此肢之長可用相似三角形比例求得爲 8.9 呎。

假定用 2 個 $2\frac{1}{2}'' \times 2'' \times \frac{5}{16}$ 角鋼，其長股背對背安置，總面積爲 2.62 方呎，迴轉半徑爲 0.78。容許之單位抗壓應力已算出爲 8,950 磅。需要之面積爲 $11,150 \div 8,950 = 1.25$ 方呎。假定之角鋼似已可

用，但此肢之最小迴轉半徑應為 $8.9 \times 12 \div 120 = 0.89$ ，遠大於上數，照規範不能適用。查表知 2 個 $3'' \times 2\frac{1}{2}'' \times \frac{1}{4}''$ 為最小之標準角鋼，其迴轉半徑與需要之數 (0.89) 最相近似，表中以 $\frac{1}{4}$ 為記號者，為特種角鋼，價格較普通為高，除大量定購外，交貨亦常較緩。故特種角鋼切勿採用。

抗壓肢 U_1L_1 及 U_3L_3 ：此項肢之長度為 4.45 呎。故迴轉半徑切勿小於 $4.45 \times 12 \div 120 = 0.45$ 。假定用 1 個 $2\frac{1}{2}'' \times 2'' \times \frac{1}{4}''$ 角鋼，其截面積為 1.06 方吋，及最小矩形迴轉半徑為 0.59。於是容許之單位抗壓應力為：

$$P = 24,000 - \frac{110 \times 12 \times \frac{8.9}{2}}{0.59} = 14,050 \text{ 磅。}$$

需要之面積為 $5,580 \div 14,050 = 0.40$ 方吋。所假定之角鋼其截面遠大於此數，但為規範所限，此肢仍用 1 個 $2\frac{1}{2}'' \times 2'' \times \frac{1}{4}''$ 角鋼為之。

有許多設計者，不限制迴轉半徑之數值，祇根據抗壓公式計算之。此處却不適用，因本書所引之公式，不適用於 $l \div r$ 之值大於 120 也。

30. 頂底兩弦之側面編構 側面編構之應力，不易作數學之分析，故不能作合理之設計。由經驗知其應如第 19 節所述，下弦編構為 1 個 $3'' \times 2\frac{1}{2}'' \times \frac{5''}{16}$ 角鋼，上弦編構為 1 個 $3'' \times 3'' \times \frac{5''}{16}$ 角鋼。此種編構不須於每兩構架間全部加入，祇須設置如圖版 I 所示者已足。底弦之側面編構減去帽釘之孔，其淨截面積為 $1.62 - 0.27 = 1.35$ 方吋；可以抵抗應力 $1.35 \times 15,000 \times 1.25 = 27,000$ 磅。此數假定其為編構所能負荷而帽釘數亦即據此決定。頂弦之側面

編構，亦假定其與此相似。

31. 帽釘個數之決定 學者當仍能記憶， $\frac{5}{8}$ " 帽釘可用於股長 $2\frac{1}{2}$ " \times 2 " 之角鋼，及 $\frac{3}{4}$ " 帽釘可用於一切較大之角鋼。野裝帽釘之強度祇為廠裝帽釘之 $\frac{2}{3}$ 。除需要帽釘多於 10 個之處，應用厚 $\frac{3}{8}$ 吋之連結板外，其餘之連結板，均可厚 $\frac{1}{4}$ 吋。野裝帽釘之個數，可以 $\frac{2}{3}$ 乘廠裝帽釘之個數得之。

任何兩角鋼背對背連接於鋼板，則帽釘個數將為鋼板之支承力所限定；一角鋼與一鋼板相連接，而帽釘之直徑為 $\frac{5}{8}$ 吋；則帽釘個數將為帽釘之單剪力所限定，若帽釘直徑為 $\frac{3}{4}$ 吋而鋼板厚超過 $\frac{1}{4}$ 吋，則亦為帽釘之單剪力所限定。帽釘之支承力及抗剪應力之值，可由表 X 檢得之。

L_0U_1 之下端：帽釘 $\frac{3}{4}$ "，鋼板 $\frac{3}{8}$ "，

$48,800 \div 5,630 = 9$ 個廠裝帽釘為需要之數。

U_3U_4 之上端：帽釘 $\frac{3}{4}$ "，鋼板 $\frac{3}{8}$ "，

$40,500 \div 5,630 = 8$ 個廠裝或 10 個野裝帽釘為需要之數。

U_4L_3 之上端：帽釘 $\frac{5}{8}$ "，鋼板 $\frac{3}{8}$ "，

$18,725 \div 4,690 = 4$ 個廠裝或 6 個野裝帽釘為需要之數。

L_2L_3 之下端：帽釘 $\frac{5}{8}$ "，鋼板 $\frac{1}{4}$ "，

$12,474 \div 3,130 = 4$ 個廠裝帽釘。

U_2L_2 之每端：帽釘 $\frac{5}{8}$ "，鋼板 $\frac{1}{4}$ "，

$11,150 \div 3,130 = 4$ 個廠裝帽釘。

L_1U_2 及 U_2L_3 之每端：帽釘 $\frac{5}{8}$ "，鋼板 $\frac{1}{4}$ "，

$6,240 \div 3,070 = 2$ 個廠裝帽釘。

U_1L_1 及 U_3L_3 之每端：帽釘 $\frac{3}{8}$ "，鋼板 $\frac{1}{4}$ "，

$$5,580 \div 3,070 = 2 \text{ 個廠裝帽釘。}$$

U_1L_1 及 U_3L_3 與頂弦相連接處，頂弦上須要帽釘 2 個。

相遇於 U_2 處之兩斜肢，其分力並行而相等，且與 U_2L_2 之應力成反對方向，照理論，此處之連接板對於頂弦，無需帽釘。但為桁條之垂直反動力關係，仍須備有足敷之帽釘。其實需數為 $5,550 \div 3,130 = 2$ 個廠裝帽釘。實際上則更用較多之帽釘，以防震動，並使釘之間距不致過寬。

在 L_3 處需有足敷之帽釘置於 L_2 及 U_4 之間，以抵抗 L_3U_4 及 L_2L_3 兩肢之應力差。其需要數為 $(18,725 - 12,475) \div 3,130 = 2$ 個。

在 L_0L_1 肢之 L_0 處，有水平應力 43,700 磅，及等於反動力之垂直力為 $49,930 \div 2 = 24,965$ 磅（閱圖 76）。故在此肢上作用於帽釘之兩力，可併成合力如下：

$$\sqrt{43,700^2 + 24,965^2} = 50,300 \text{ 磅}$$

因帽釘為 $\frac{3}{8}$ "，鋼板為 $\frac{3}{8}$ "，故需要之帽釘數為 $50,300 \div 5,630 = 9$ 個廠裝帽釘。此項帽釘之位置，應使對於兩弦之交點相對稱。倘反動力之作用點不與兩弦之交點相合，則帽釘個數之算法，應照前第 24 節所示辦理。

在 L_1 處須備足敷之帽釘，以抵抗 L_0L_1 及 L_1L_2 之應力差。需要數為 $(43,700 - 37,450) \div 3,750 = 2$ 個廠裝帽釘。

在桁條之兩端均有水平剪力，其值為 $H \div 2 = 2,490 \div 2 = 1,245$ 磅。需要一個廠裝或野裝帽釘，以防其沿頂弦向下移。角鋼支梁可用 $5" \times 3\frac{1}{2}" \times \frac{3}{8}"$ 之角鋼為之。用角鋼支梁，對於裝配桁條，頗有裨

益。因角鋼支梁與構架頂弦之間，帽釘係廠裝，而桁條與頂弦，及與角鋼支梁之間，均係野裝，角鋼支梁可以在野裝時維持桁條之位置（閱圖 77）。

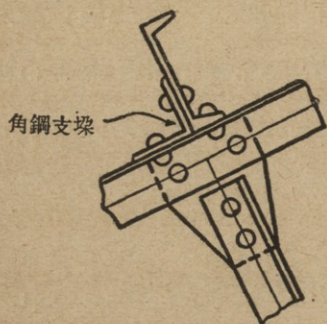


圖 77. 示角鋼支梁之接合

接鈹之尺度及式樣可於作細目圖時，視需要而定（閱圖版 III）。

33. 夾接之設計 夾接之細目設計，普通示如圖 68。在下面之鈹厚為 $\frac{1}{2}$ 吋，與該處之連結鈹厚度相同。注意左邊一半須為 $\frac{3}{8}$ 吋廠裝帽釘，而右面一半須為 $\frac{5}{8}$ 吋野裝帽釘。每一邊之帽釘數須足敷抵抗該肢之全部應力。倘在水平股與下面連結鈹間用 8 個 $\frac{5}{8}$ 吋帽釘，在垂直股與垂直連結鈹間用 5 個 $\frac{5}{8}$ 吋帽釘（閱圖 78），則此夾接之總強度（記清帽釘為 $\frac{5}{8}$ 吋）為：

$$8 \times \frac{3}{8} \times 3,070 = 16,370 \text{ 磅}$$

$$5 \times \frac{3}{8} \times 3,130 = 10,430 \text{ 磅}$$

$$\text{共計} = 26,800 \text{ 磅}$$

注意下面連結鈹之強度為帽釘之單剪力所限定；而垂直連結鈹之強度則為鈹之支承力所限定。因 16,375 磅為下面連結鈹之帽釘所

32. 側面編構之帽釘 側面編構之連接鈹須以 $\frac{1}{2}$ 吋鋼鈹為之。角鋼之 3 吋股與鋼鈹相疊接。於是可用 $\frac{3}{4}$ 吋帽釘；而其強度將為鋼鈹之支承力所限定。用以決定帽釘個數之應力，已見前第 30 節為 27,000 磅。野裝帽釘支承於 $\frac{1}{2}$ 吋鋼鈹上所需要之個數為 $(27,000 \div 4,420) \times \frac{4}{5} = 9$ 個。連

能任受之力，此力傳達於其他一邊而為廠裝帽釘所接受。此項 $\frac{3}{4}$ " 廠裝帽釘之個數為連結鈹所限定，其數為 16， $370 \div 3,750 = 5$ 。因 L_1, L_2 之應力中，已有 16,370 磅為 5 個

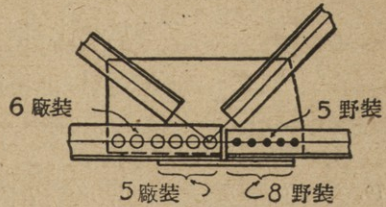


圖 78. 底弦夾接之細目

廠裝帽釘所負擔，則其餘 $37,450 - 16,370 = 21,080$ 磅，須為垂直連結鈹之帽釘所負擔。其需要之廠裝帽釘數為 $21,080 \div 3,750 = 6$ 個。

因 16,370 磅經過下面連結鈹，由此邊傳達於其他一邊，則鈹之淨截面積須為 $16,370 \div 15,000 = 1.09$ 方吋。此鈹之厚為 $\frac{1}{4}$ "，故其淨寬應為 $1.09 \div 0.25 = 4.36$ 吋。倘在任一截面中，有 2 個 $\frac{3}{4}$ " 帽釘之孔須除去，則鈹之總寬應為 $4.36'' + 2(\frac{3}{4}'' + \frac{1}{8}'') = 6.11$ 吋，可用 7 吋寬。鈹之長度視帽釘地位之需要而異，可於作細目圖時定之。

34. 圻工上之支承鈹設計 倘構架擺置於圻工牆上，則需要一支承鈹，其支承面積為 $(49,930 \div 2) \div 250 = 100$ 方吋。其寬不得小於底弦角鋼股寬之兩倍，並每邊不得超出底弦角鋼股寬以外 3 吋。茲圻工上之支承鈹寬可假定為 12 吋，於是其長度應為 $100 \div 12 = 8.34$ 吋，可用 $8\frac{1}{2}$ 吋。厚度應為 $\frac{1}{2}$ 吋。

35. 溫度升降之預防 構架之一端須備長孔，以防溫度有 150 度之升降，而構架發生脹縮。照普通規則，每 10 呎跨距，須備有 $\frac{1}{8}$ 吋之伸脹。全構架之伸脹為 $6.4 \times \frac{1}{8} = 0.8$ 吋，可以 1.0 吋計。因穿過此長孔之螺栓直徑為 $\frac{3}{4}$ 吋，故此孔應有足敷之長度，容許其間，每邊有 $\frac{1}{2}$ 吋之伸脹。孔之寬應較螺栓之直徑大 $\frac{1}{4}$ 吋（閱圖 79）。

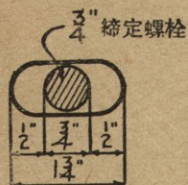


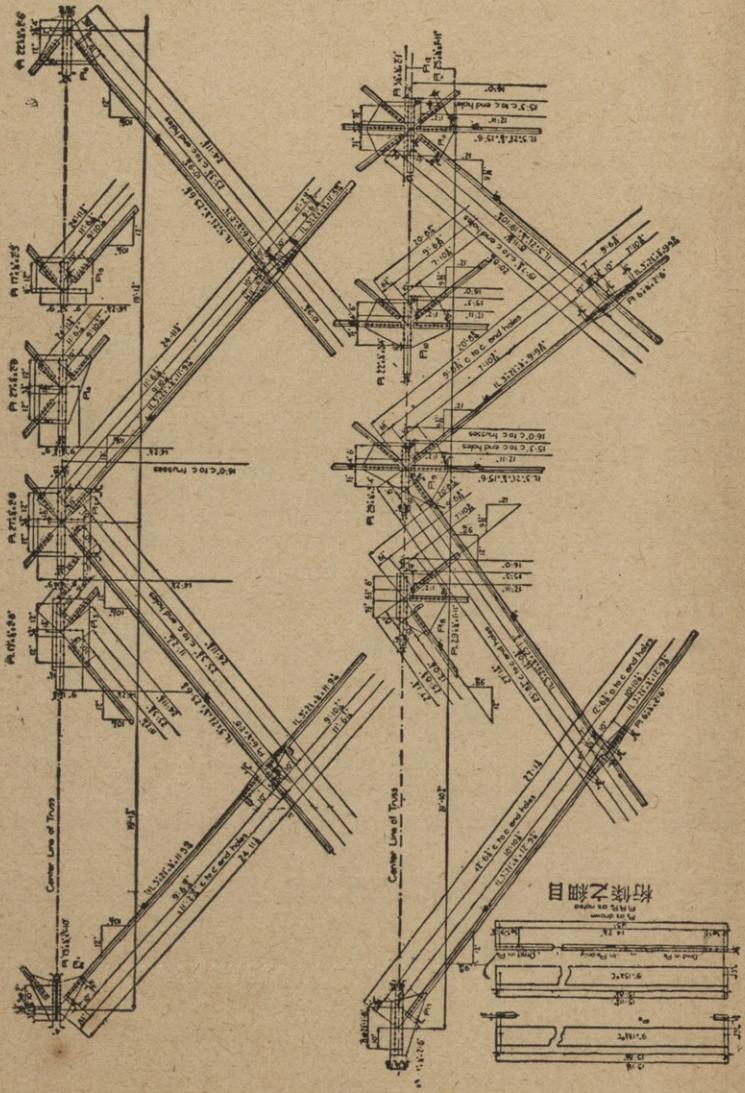
圖 79. 示圖 76 構架所需
之長孔

36. 構架與柱之結合 倘構架之端，支承於柱上，則柱與端部連結處，須有足數之帽釘，以抵抗反動力。該力為 24,970 磅(參閱圖 60 至圖 63)，因帽釘係野裝，故需要 $24,970 \div 3,750 = 7$ 個；此項帽釘之個數，係指柱之包砌於圻工牆中者而言。構架之有膝編構及帷牆包含於鋼架工中者，則風之反動力，須加於上數。

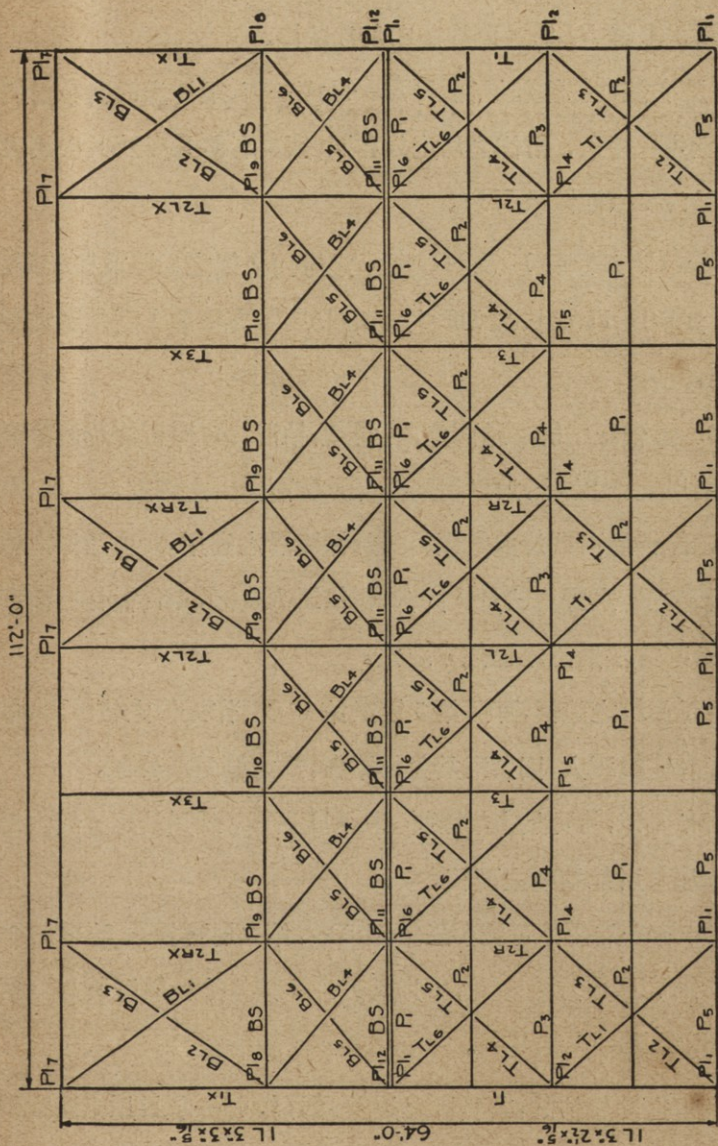
37. 應力圖 應力圖與細目圖極相似，其上繪製房屋簡圖，構架之跨距間距，及在頂底兩弦平面上之編構。圖版 I 為第 26 節所設計之構架應力圖。倘將需要之帽釘個數，註明於圖上，亦甚感便利，但非必須耳。

38. 細目圖 應力圖祇註明普通尺度，工人決不能照此而做成構架，故必須由製圖員繪製細目圖。其上應顯示帽釘之確實個數及位置，及每一釘每一肢每一桁條之尺度。圖中註尺度之方法，應使任何尺度不必由其他尺度加減而得，此乃係一種技術，須由經驗或將正確之細目圖切實研究，方能得之。圖版 II 及 III 為屋面構架及其側面編構之細目圖。此係最新式而最合實際者，能細加研究，則對於構架設計將有極大之裨益。

凡肢及釘之用野裝帽釘接合者，均應加以一記號。此種記號應漆於肢或釘上，並註明於記號圖或裝配圖(閱圖版 IV)。此圖甚為簡單，祇示各鋼件之地位，並註明其記號而已。例如，欲裝置底弦第一區格之側面編構，先檢閱記號圖，知需要鋼釘 Pl_7, Pl_8, Pl_9 及側面編構 $CL1, BL2$ ，及 $BL3$ 。於是前往堆置鋼件之處，檢出有上述記號



圖版 III 構架頂弦及底弦之側面編構細目圖



圖版 IV 記號圖或裝配圖

之鉸及肢。先將 Pl_7 釘於 L_0 處，或 Pl_8 或 Pl_9 釘於 L_2 處，繼釘 $BL1$ ，再釘 $BL3$ 末釘 $BL2$ ，凡此均載明於記號圖。

各肢各鉸往往極相似，故檢取一枝或一鉸，須注意記號在任何一點之不同。例如，桁條之尺度均相同，所異者祇長度及其底翅或許有帽釘孔耳（閱圖版 III）。

圖版 IV 爲圖版 II 及 III 所示之屋面構架之記號或裝配圖。惟應注意圖版 II 及圖版 III 之屋面構架，並非圖版 I 所示應力圖之構架。

39. 造價之估計 屋面造價之約略估計，可將桁條以磅計之重量，乘以美金 $2\frac{1}{2}$ 分，加以構架全部及側面編構之鋼重，乘以美金 $3\frac{1}{2}$ 分，即得屋面已造成之鋼料並加漆兩層之費用。此項造價之估計，於工程師之應用已足夠精密，但包工人投標，則尚需作更精密之估計，其方法將於本節之末述之。

屋面蓋料之造價，可照第 5 節至第 17 節，作近似之估計。但最好隨時詢問包工人，因其對於蓋料單價，知之較爲準確也。

漆有多種，均可於市場購得。表 XII 所示，爲用於建築鋼之數種及每加侖所能塗敷之面積。

第一層一加侖漆可塗敷建築鋼 2 噸，第二層可塗敷 $2\frac{1}{2}$ 噸，每噸建築鋼在廠中加漆一層，費用爲美金 4 角 5 分。裝置後加漆兩層，費用爲美金 1 元 8 角。

鋼價之詳細估計，其項目列如表 XIII。每一項目用配置之鋼料重量乘以單價，即爲該項鋼件之費用。各項費用之總數，即爲全屋面或全房屋之鋼價。表 XIII 所示，爲計算總費用及各項費用之

表 XII 每加侖漆所能塗敷之面積

漆之種類	塗敷面積以方呎計	
	塗 1 層	塗 2 層
氧化鐵 (粉)	600	350
氧化鐵 (油調)	630	375
紅鉛 (粉)	630	375
白鉛 (油調)	500	300
石墨 (油調)	360	215
黑瀝青	515	310
亞麻仁油	875

辦法。注意其費用頗有相當之變更，表中所列祇為約數。欲求此項分析費用之純熟，則對於各建築鋼公司之費用記載，須有富足之經驗。

表 XIII 屋面構架及廠屋之造價分析

項 目	每噸之費用
生料	美金 37.00 元至 40.00 元
輾壓工作 (輾工)	3.00 至 7.00
配置工作 {	14.00 至 20.00
	12.00 至 25.00
製圖工作 {	12.00 至 25.00
	0.30 至 1.00
油漆	2.00 至 8.00
	1.50 至 3.00
裝運 (視運費率而定)
裝置	5.00 至 15.00

並非每一件鋼料均須經過表 XIII 所列之各項手續。有許多鋼件經輾工者，即毋須再加配置工作。遇此情形，則運費即受影響，因此項材料可直接自輾鋼廠運至裝置地點也。

第四章 廠 屋

40. 定義及說明 廠屋屋面或支承於鋼柱，或支承於包砌於
 圻工牆中之鋼柱，或由圻工牆單獨支承之。所謂屋面包括本書前述
 之任何一種構架及任何一種蓋料，蓋料或擱於桁條或擱於椽及桁
 條。假如構架支承於鋼柱，則各柱之頂用撐條互相連接，此項撐條
 名曰檐撐條。在柱之全高度中，每相隔若干距離，置一水平肢。名曰
 腰繫條。此種房屋頂之換氣氣樓，有無不定。圖 80 為廠屋之普通式

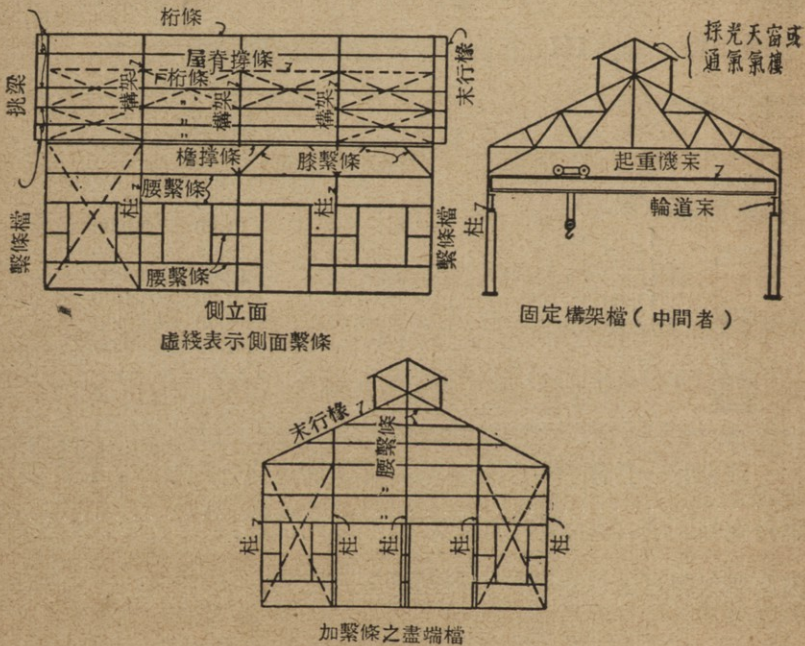


圖 80. 廠屋之物理分析

樣，並註有各部份之名稱。

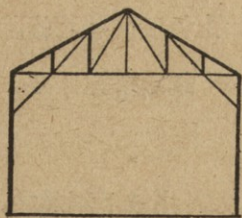
檐撐條及腰繫條，亦作架工之用，其上負載帷牆。帷牆之材料或爲木材，或爲鋼錄木條及灰墁，或爲波形鋼。檐撐條亦作盡端桁條之用。

此項房屋之屋面蓋料及側面帷牆，大都用波形鋼爲之，故本書以後即專注重於用此種材料之廠屋。

41. 廠屋之式樣 廠屋可根據寬度及格間之數目而分類。一所廠屋，有爲一個單獨格間者，如圖 81 所示。其跨距可自 30 呎至 100 呎。跨距小於 80 呎者，其側面窗洞普通已有足敷之光線，無庸再開天窗及採光氣樓。

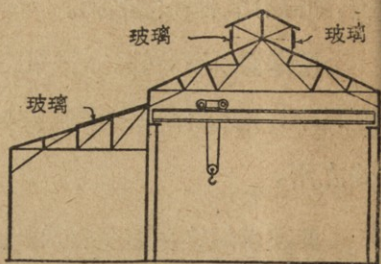
廠屋有包括一個中格間，及一個或兩個側格間者，如圖 82 及圖 83 所示。中格間之構架常爲芬克式，大都須用天窗及採光氣樓供給光線。側格間則大都用頂底兩弦近乎並行之構架。中格間之跨距普通不得大於 60 呎，因跨距過大，則所載起重機索將異常笨重也。邊格間之跨距，普通爲 30 呎至 40 呎。

倘需要廠屋之寬，大於 150 呎，而仍須用天然之光線者，則普通鋸齒式(圖 84)或克楚氏改良鋸齒式(圖 85)構架，均可採用。此式房屋，格間之寬鮮有大於 40 呎者，起重機可置於一格間，或全部格間之中部。此式屋面之最大利益，在使全屋一律有極好之光線；在任何時欲將房屋加寬，祇須增一格間而已；並可在兩端增加構架，延長房屋。最先所述之兩種式樣，自亦可增格間而加寬房屋；但新舊交接之工作，常難使人滿意，並於新舊屋面上均須增設天窗。房屋之內觀，可閱圖 102 至圖 110。



30 至 100 呎

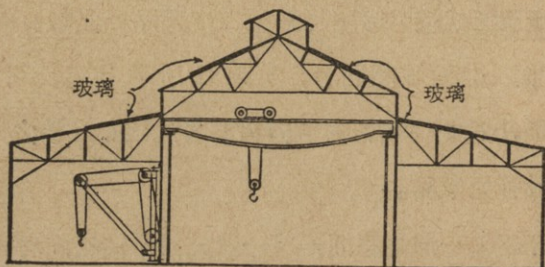
圖 81.



30 至 40 呎

30 至 60 呎

圖 82.

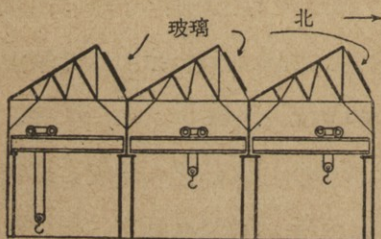


30 至 40 呎

30 至 60 呎

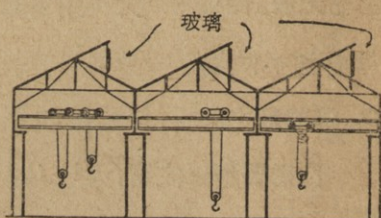
30 至 40 呎

圖 83.



鋸齒式

圖 84.



20 至 40 呎跨距

克楚氏改良鋸齒氏

圖 85.

廠屋 截面圖

42. 普通條件 廠屋之普通條件，視房屋之用途而定。如空氣清潔，光線充足，及運輸便利等，為各類廠屋之共同條件。關於換氣及採光，前已述及。至於求運輸便利，則應將房屋緊靠鐵路，俾材料可用起重機吊起運入屋中，或將鐵路伸入屋內，俾材料可利用中格

間之起重機或靠牆之突梁架起重機，直接卸入儲藏室。

43. 佈置 廠屋之用途及便利運輸之地位，均為佈置之根據。

廠屋之作製造用者，應使材料常向前進，由生料而達製成之貨物。大體言之，引擎，機械（車床，輾機，鑽鏤，裁剪，穿孔等），及儲藏應置在邊格間；放樣，裝配，及裝運均應置在中格間。圖 86 為一轆叉及轉轆器製造公司之房屋佈置。

44. 架工 廠屋之架工包

括屋面構架，柱，腰繫條及檐撐條。屋面構架已經詳細討論，柱則將於下節說明之。檐撐條與飛檐之細部設計有關。各種式樣及接合方法，均載於本書之末，學者可以查按。

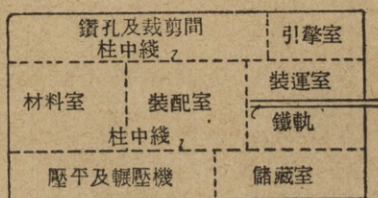
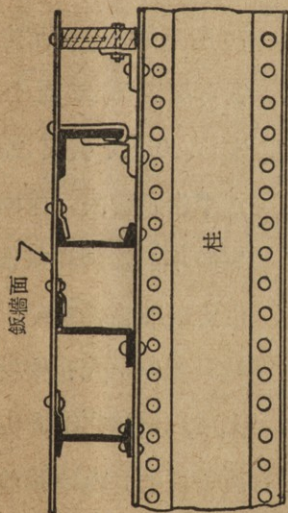


圖 86. 轆叉及轉轆器製造公司之房屋佈置圖



腰繫條或為木製，或為角鋼，或為槽形鋼。設計時根據房屋側面每方呎有 10 磅至 30 磅之壓力計算。繫條之間距視所用波形鋼之厚度而定。波形鋼之長度有達 10 呎者，當 5 呎跨距時，因每方呎 30 磅壓力所生之每方吋應力約為 25,000 磅。用規號 24 之波形鋼，則腰繫條之間距，以 5 呎為限。

腰繫條如為木製，則波形鋼可用屋

圖 87. 波形鋼與腰繫條之接合法 面釘締定於繫條；如為角鋼，則用彎脚

釘，或用鈹與帽釘（或用 $\frac{3}{16}$ "長之 $\frac{3}{16}$ "埋頭螺栓）固定之。屋面釘或彎脚釘之間距約自8吋至12吋。鈹用規號16之頁鋼製成，其寬自 $\frac{5}{8}$ 吋至2 $\frac{1}{2}$ 吋，間距自8吋至12吋。圖87所示為將波形鋼固定於腰繫條之各種方法。每磅重之屋面釘，帽釘或螺栓之個數，可於各製造廠之手冊中查得。

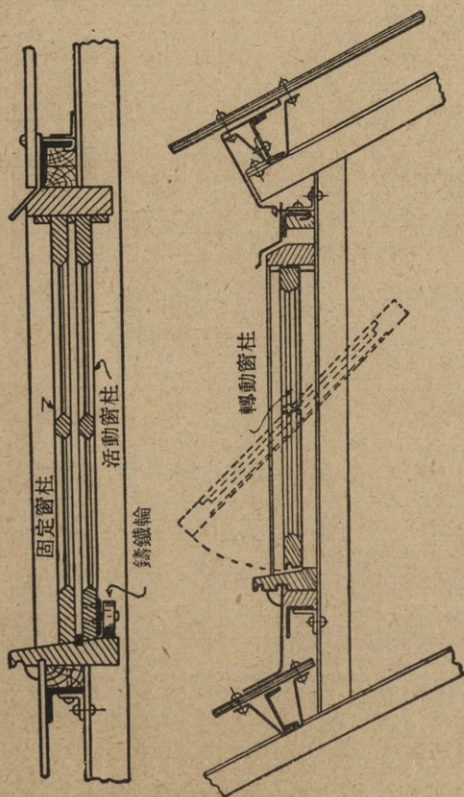


圖 88. 滑動窗框之截面

圖 89. 轉動窗框之截面

廠屋之窗架與用於架工或磚牆之房屋者相似。此項窗架或直接固定於鐵架，或先固定於木條，而再將木條固定於鐵架。窗玻璃亦用油灰照普通方法鑲嵌，或如圖73所示辦理。側面之窗可裝置如普通住宅，可以上下啓閉，或水平滑動啓閉，或固定而不能移動。氣樓中之玻璃窗，常配以轉動窗框，人在樓板上可以啓閉之（圖89）。

窗上之玻璃，或為普通之窗玻璃，或為普通平玻璃，或為花玻璃，或為錄玻璃，或為條玻璃。其中以花玻璃及條玻璃為最佳，因其

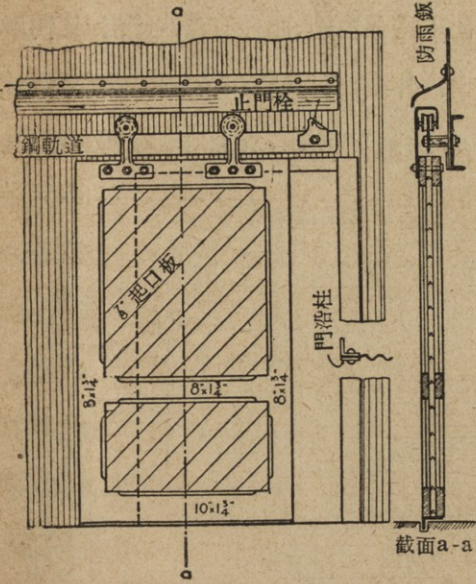


圖 90. 木門之細目

寬 36 吋高者。其寬應與屋面之鋸齒並行。圖 88 及圖 89 爲窗之截面，並表示窗架。惟應注意使氣樓之屋面，充分挑出，俾轉動窗開足時，頂上之水，不致滴於窗玻璃上。

門或全用木製，或用角鋼製架，而包以波形鋼，或全用波形鋼製成。其前兩種可裝置使能左右推動，如住宅之對合門，或向外開如普通之門，或向上

光線較勻，且不易破碎也。鍍玻璃者，即將鋼鍍網澆於玻璃版之中，光線極佳，且有經水火而不易破碎墜落之利。此種玻璃已被認爲有防火之能力。普通窗玻璃並不阻礙光線，與他種玻璃同，但易於破碎，故窗之裏面應罩以鍍網。條玻璃爲美國芝加哥律克斐公司所製，有 84 吋

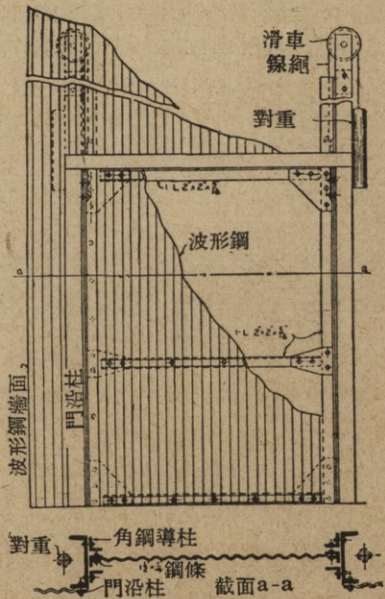


圖 91. 懸門之細目

開。其全用波形鋼製者，可向上捲如窗簾，此係有專利權者。店門鮮有向外開或向內開者，因向內外開啓，均須多佔地位，儘可留此以作其他用途也。圖 90, 圖 91 及圖 92 所示，爲上述各種門之細目。

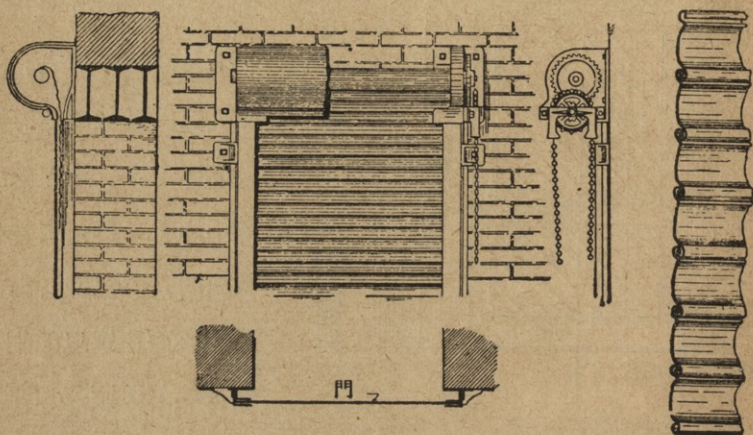


圖 92. 波形鋼捲門之細目

構架之間距爲 16 呎，腰繫條中至中爲 5 呎，茲設計腰繫條如下。力矩 = $\frac{5 \times 16 \times 30 \times 16 \times 12}{8} = 57,600$ 吋磅；需要之截面係數

爲 $\frac{57,600}{15,000} = 3.84$ 。檢查卡內歧手冊第 97 頁至 119 頁，知下列之成

形鋼，均足敷應用：

成形鋼	截面係數
1 根 5 吋，9.75 磅之 I 形鋼	4.80
1 根 6 吋，8.00 磅之槽形鋼	4.30
1 根 $4 \frac{1}{16} \times 3 \frac{1}{8}$ ，10.3 磅之 Z 形鋼	3.91
1 根 $6'' \times 4'' \times \frac{7}{16}$ ，14.3 磅之角鋼	3.83

由上表一望而知槽形鋼爲最有效而最經濟者。

45. 柱 鋼柱幾可用任何成形鋼組合而成，或用綴條或用鋼
 板聯接。數種最普通之橫截面示如圖 93，其中以 b 及 c 兩種用者
 尤廣。其利在對 $b-b$ 軸線之迴轉半徑，較對 $a-a$ 軸線之迴轉半徑為
 大(閱圖 94)；此乃異常需要，因除起重機，屋面構架及蓋料等之重
 所發生之直接應力外，鋼柱尚須抵抗因風及輪道索之偏心所生之
 力矩。此兩種力矩使柱對 $a-a$ 軸線發生彎曲。因輪道索偏心所生之
 彎曲力矩，等於索之反動力，乘以自柱中心之距離(閱圖 95 及圖
 96)。倘柱之細目如圖 96 所示，則因構架及蓋料之反動力所生之直
 接荷重，因偏心而發生力矩。此力矩為 $R_1 \times e_1$ 。 R_1 與 R_2 分別作用於

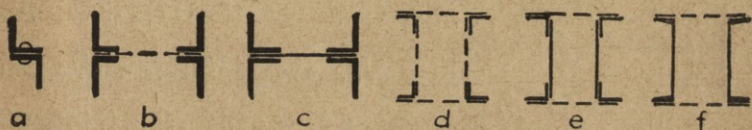


圖 93. 柱 之 截 面

柱中心相反之各一邊，故 R_1 之力矩可與輪道索偏心所生之力矩相

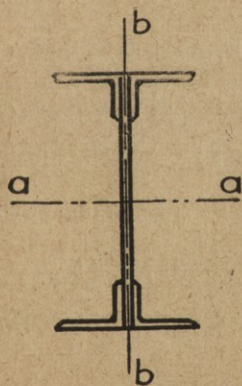


圖 94. 兩種迴轉半徑之說明

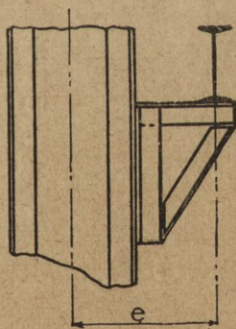


圖 95. 輪道索之偏心

對抗。總偏心力矩為 $M_0 = R_1 \times e_1 - R_g \times e$ 。式中倘右邊第一項小於第二項，則在輪道索之一邊，柱之抗壓應力增加；反之則減小。在輪道索與構架間之一段柱，其應力祇發生於構架垂直反動力及風壓之彎曲力矩。在輪道索以下之柱，其應力發生於(1)構架重之直接作用；(2)倘有偏心亦應計入；(3)輪道索之直接作用及偏心；(4)風壓之彎曲力矩。此處因風壓所生之彎曲力矩，小於膝編構之下端處，但習慣上仍視作相同。

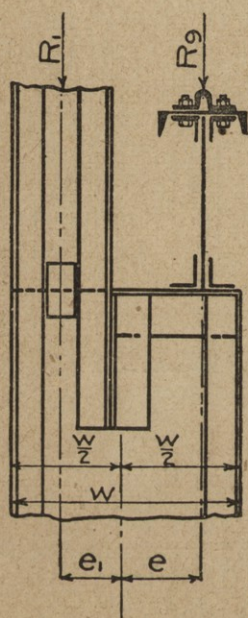


圖 96. 輪道索及屋面構架之偏心

為避免柱中發生偏心應力起見，可於柱之旁另設一額外之柱，以支承起重機之輪道索（閱圖 100 及圖 117）。橋梁工程師魯濱孫常用之。彼認為如此辦理，最為經濟而有效也。其第一種利益，即因任何需要改用較重之起重機時，祇須將原柱移去而換以較強之柱，於全部房屋，毫無影響。

為柱設計作例起見，茲假定需要設計一柱，如圖 95 所示。其高為 20 呎，自輪道索至柱面之距離為 8 吋，直接應力為 15,600 磅，及因風壓所生之力矩為 924,000 吋磅。輪道索之反動力為 20,000 磅。風壓力矩及輪道索偏心力矩所生之應力，可用材料力學公式(8)算出，其上再加以構架及輪道索由反動力所生之直接應力。

照第 25 節，根據起重機荷重計算截面時，其容許之單位抗壓

應力，應減小一倍，故起重機荷重之力矩並其直接作用，必須乘以 2，俾設計全柱，可用同一應力公式。

假定用 4 個 $5'' \times 3\frac{1}{2}'' \times \frac{3}{8}''$ 角鋼及 1 個 $16'' \times \frac{3}{8}''$ 腰鈹如圖 97。每角鋼之截面積為 3.05 方吋；對於與長股並行之軸線之轉動慣量為 3.18。於是（參閱材料力學）輪道來反動力之力矩為 $20,000 \times (8.125 + 8) = 322,500$ 吋磅。如應用同一公式，則為 $2 \times 322,500 = 645,000$ 吋磅；加於因風壓所生之力矩 924,000 吋磅，共為 1,569,000 吋磅。

$$I_{a-a} = 4 \times 3.18 + 4 \times 3.05 \times 7.265^2 + \frac{\frac{3}{8} \times 16^3}{12} = 784.72$$

$$r_{a-a} = \sqrt{\frac{784.72}{4 \times 3.05 + \frac{3}{8} \times 16}} = 6.56$$

容許之單位應力為：

$$P = 24,000 - 110 \times \frac{20 \times 12}{6.56} = \text{每方吋 } 19,975 \text{ 磅}$$

其實際單位應力（參閱材料力學）為：

$$S = \frac{15,600 + 2 \times 20,000}{4 \times 3.05 + \frac{3}{8} \times 16} + \frac{1,569,000 \times \frac{16.25}{2}}{784.72 - \frac{(15,600 + 2 \times 20,000)(20 \times 12)^2}{10 \times 28,000,000}} = 3,024 + 16,420 = \text{每方吋 } 19444 \text{ 磅}$$

因略小於容許應力每方吋 19,975 磅，故此假定之截面為適合可用。

柱之各細目示如圖 98，圖 99 及圖 100。

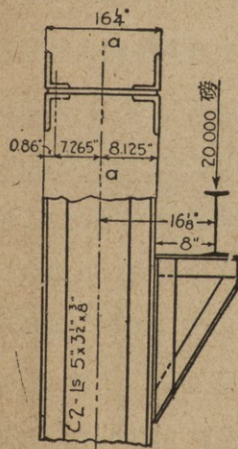


圖 97. 說明輪道之偏心

柱之底若假定其為締定者，則底部之接合

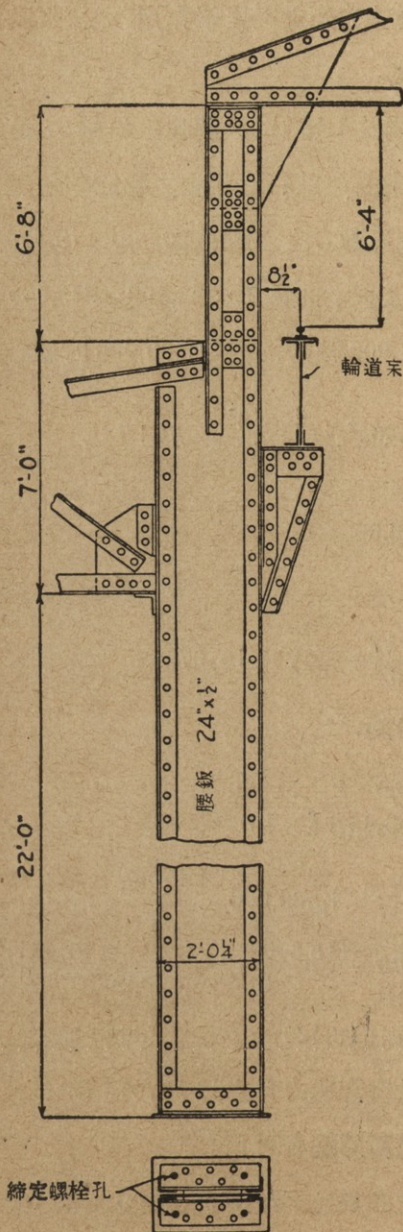


圖 98. 柱之細目

如圖 99 所示。用長度較大之螺栓，深埋於底脚圪工中，向上伸過孔眼 a ，其上套一較重之螺栓墊，再用螺栓帽轉緊。此螺栓之強度須能抵抗 $H_2 \times n \div 2d$ (閱圖 43 及圖 99)。

46. 膝編構 編構條內應力之決定，前已於第 21 節中說明矣。膝編構係將兩角鋼背對背安置而組成，兩端分別與柱及構架相連接，如圖 101 所示。此肢及接合之設計，應使其能抵抗最大之壓力；並檢查其受張力時是否安全，因此肢或受壓力或受張力，視風之方向而定也。

茲設計第 21 節中之固定構架之膝編構。其最大抗壓應力為 21,440 磅。迴轉半徑至少應為 $131 \div 120 = 1.09$ 。假定用 2 個 $3\frac{1}{2} \times 3'' \times \frac{5''}{16}$ 角鋼，將長股背對背安置而相

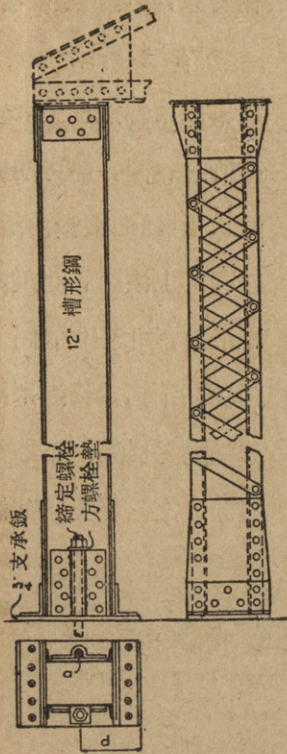


圖 99. 柱之細目

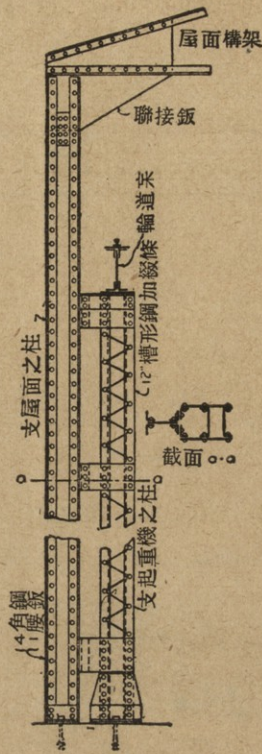


圖 100. 柱之細目

距 $\frac{1}{4}$ 吋，因凡 r 等於或大於 1.09 者，此為最小之尺度也。此截面對於垂直於其長股之軸線之迴轉半徑為 1.10；則容許之單位應力為

$$P = 24,000 - \frac{110 \times 131}{1.10} = \text{每方吋 } 10,900 \text{ 磅。膝編構之長為 } 131 \text{ 吋。}$$

需要之截面積為 $\frac{21,440}{10,900} = 1.97$ 方吋。因其小於假定之兩角鋼截面積，而此項角鋼又為容許之最小角鋼，故此項假定，可認為適合。膝

編構之最大抗張應力為 8,640 磅，需要之淨截面積為 $8,640 \div 15,000 = 0.58$ 方吋。角鋼之淨截面積等於其總截面積減去兩個 $\frac{3}{4}$ 吋帽釘

孔，即 $3.86 - 0.55 = 3.31$ 方吋。遠大於需要數，故可認為安全。

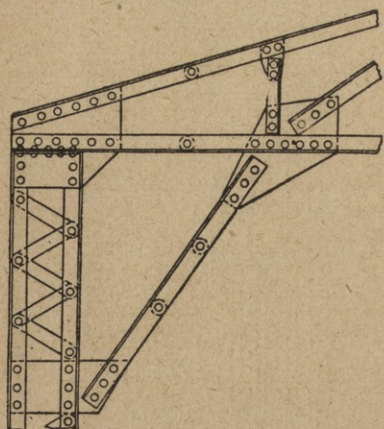


圖101. 膝編構及其接合之細目

47. 輪道索 輪道索攔於格間兩邊之柱上。參閱本節所附各圖，即可明瞭其位置及細目。起重機兩端之輪，即在其上滾動。起重機或為小吊車，如圖 102，圖 103 及圖 104 所示，則輪道索祇為一簡單之工形鋼，兩端各支於相靠近之兩輪上。其他一種

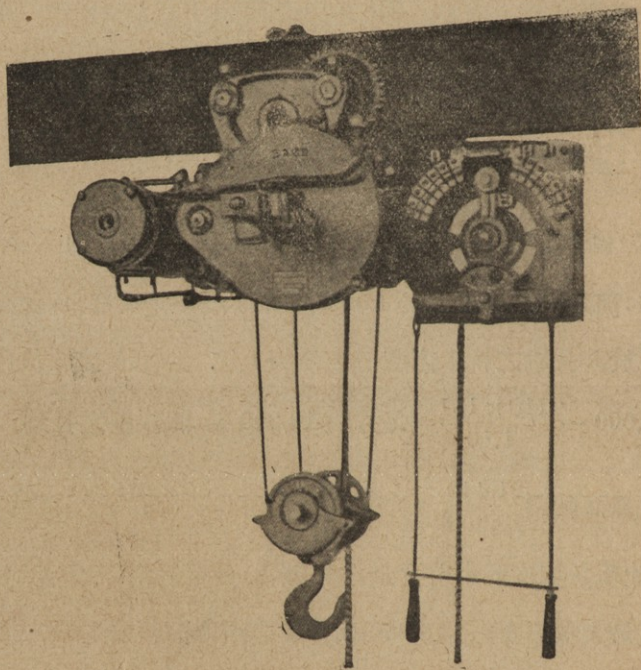


圖 102. 一電動機之工形鋼吊車

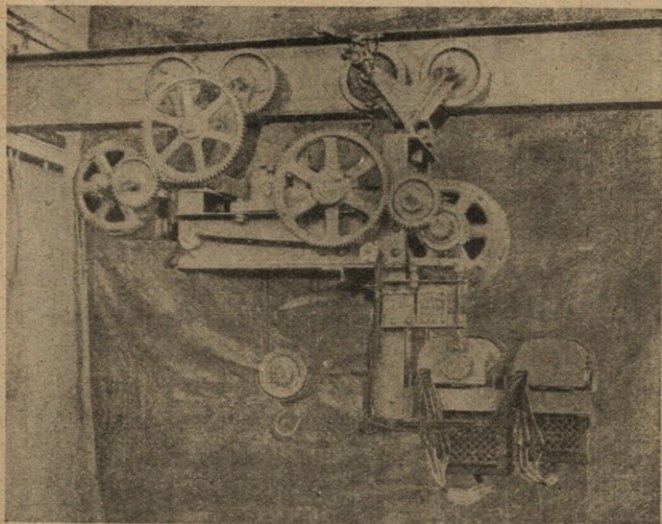


圖103. 電力工形鋼吊車

用兩索並置，起重機之車，即在其上滾動；此種起重機支承於四個或八個輪上(參閱圖 105,圖 106,圖 107,圖 108,圖 109,及圖 110)。

輪道索之最大彎曲力矩及剪力，視起重機之能力及跨距之大小而定，並視其兩端之輪距而定。如彎曲力矩不甚大，輪道索可用槽形鋼或工形鋼組成(閱圖 103,圖 104 及圖 106)。如力矩過大，非

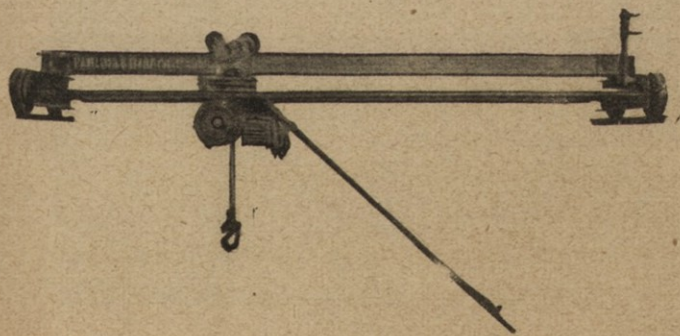


圖 104. 小型電力工形鋼吊車,能力 500 磅

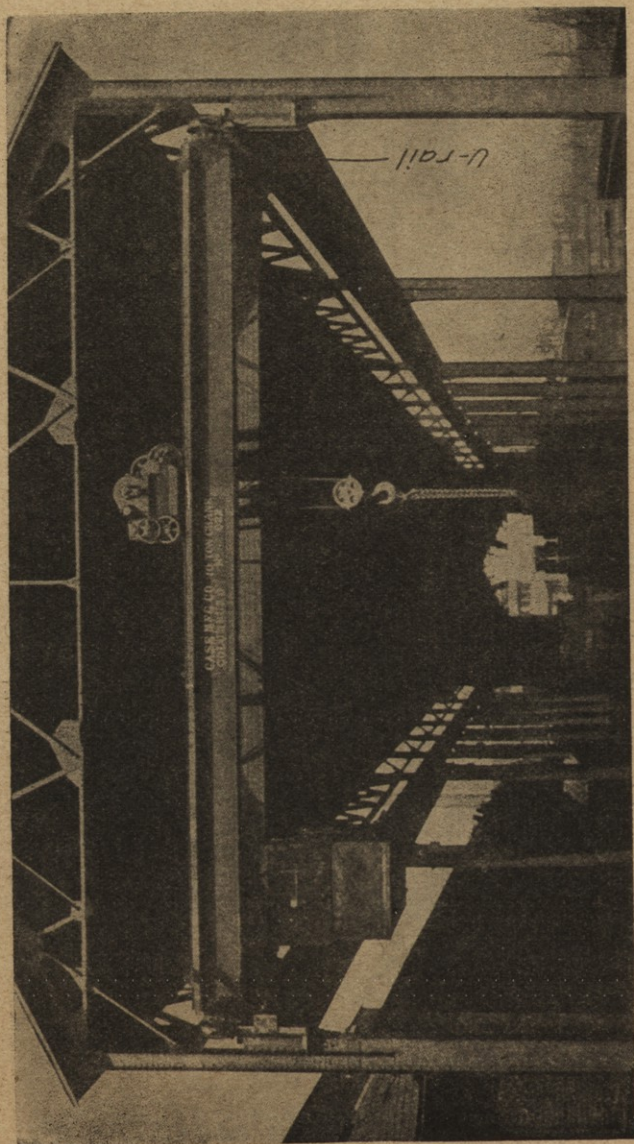


圖 105. 10-噸三電動機之行動起重機

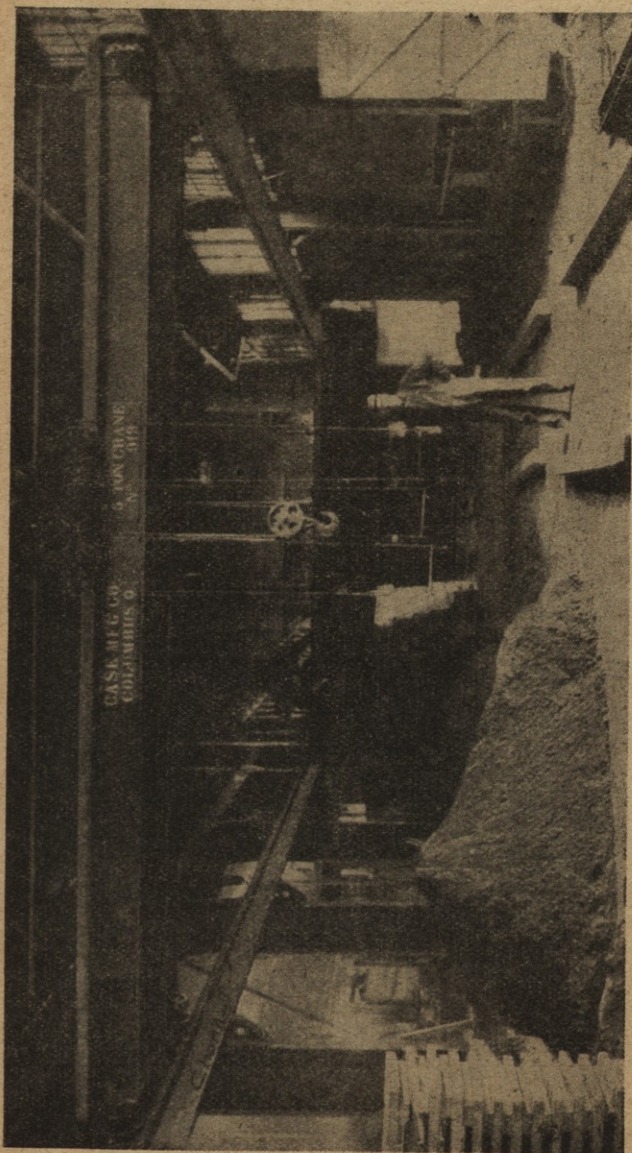


圖 106. 5-噸三電動機之行動起重機

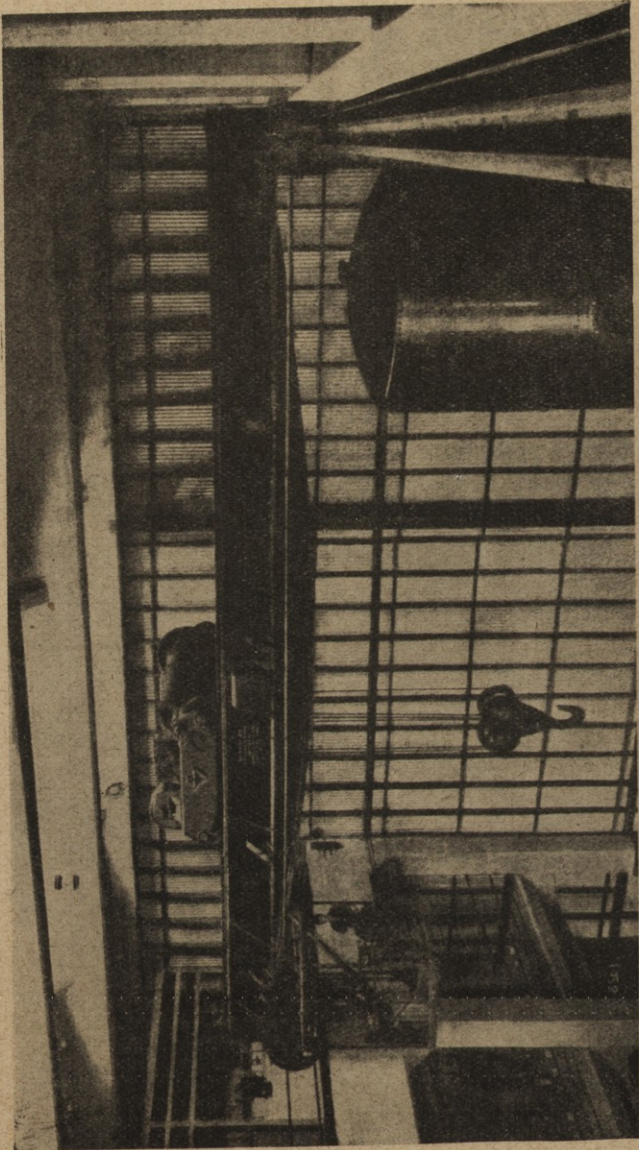


圖 107. 50 噸 電 動 機 起 重 機

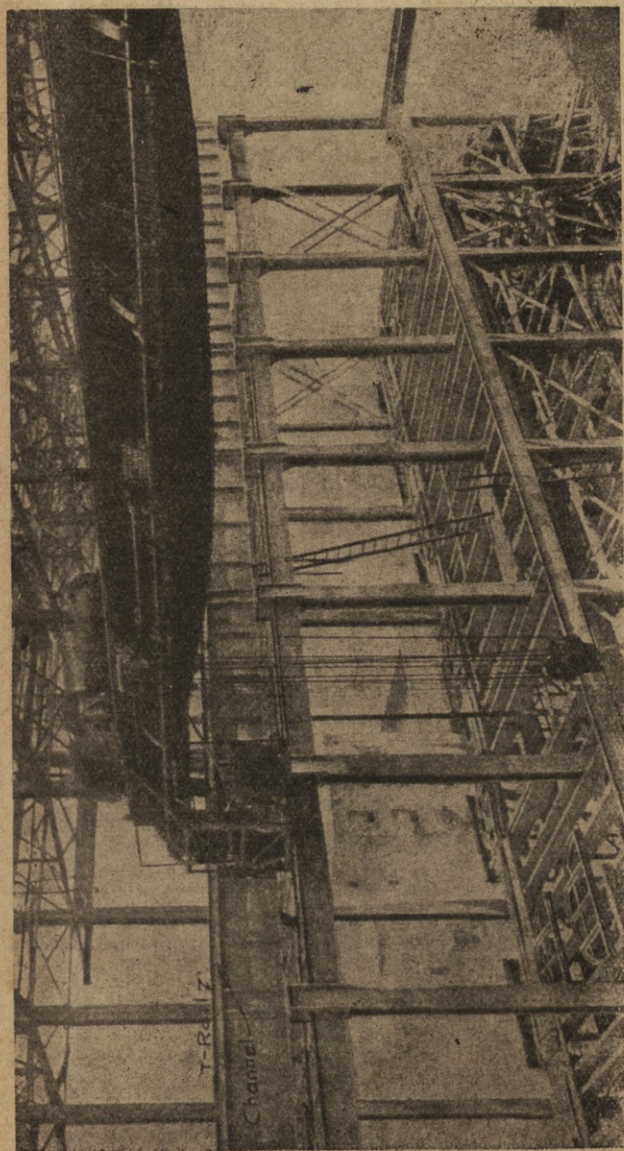


圖 108. 50-噸四電動機之行動起重機

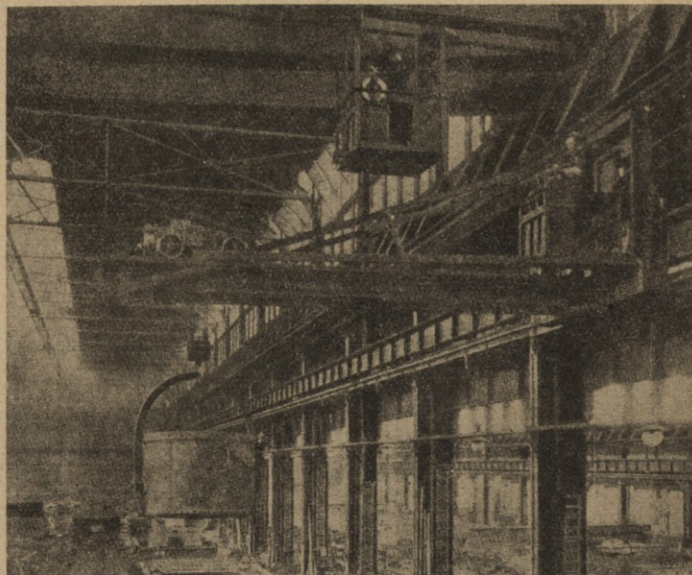


圖109. 突梁電力起重機, 能力10,000磅

此種成形鋼所能任受者,則可用鉸梁(閱圖 105, 圖 107 至圖 110)。鉸梁以一平鋼鉸為主,名曰腰鉸,其上下兩邊,各附以兩角鋼,或兩角鋼及一鉸。此鉸名曰蓋鉸。角鋼名曰翅角鋼。兩角鋼及蓋鉸總名曰翅。

沿腰鉸每相隔若干距離(應小於梁之深度),用兩短角鋼垂直相對,緊貼於腰鉸之兩面。此短角鋼名曰加強料,其意為加強在剪力作用下之腰鉸。圖 111 所示為鉸之式樣及其各部份之名稱。

當起重機車輪之位置如圖 112 所示時,輪道梁將遇最大之剪力;當輪之位置如圖 113 所示時,最大力矩將遇於跨距中央附近之輪下。當輪之位置如圖 114 所示時,輪道梁在柱上將遇最大之反動力。如欲求在任何截面如 $a-a$ 之最大剪力,則可將荷重位置如圖

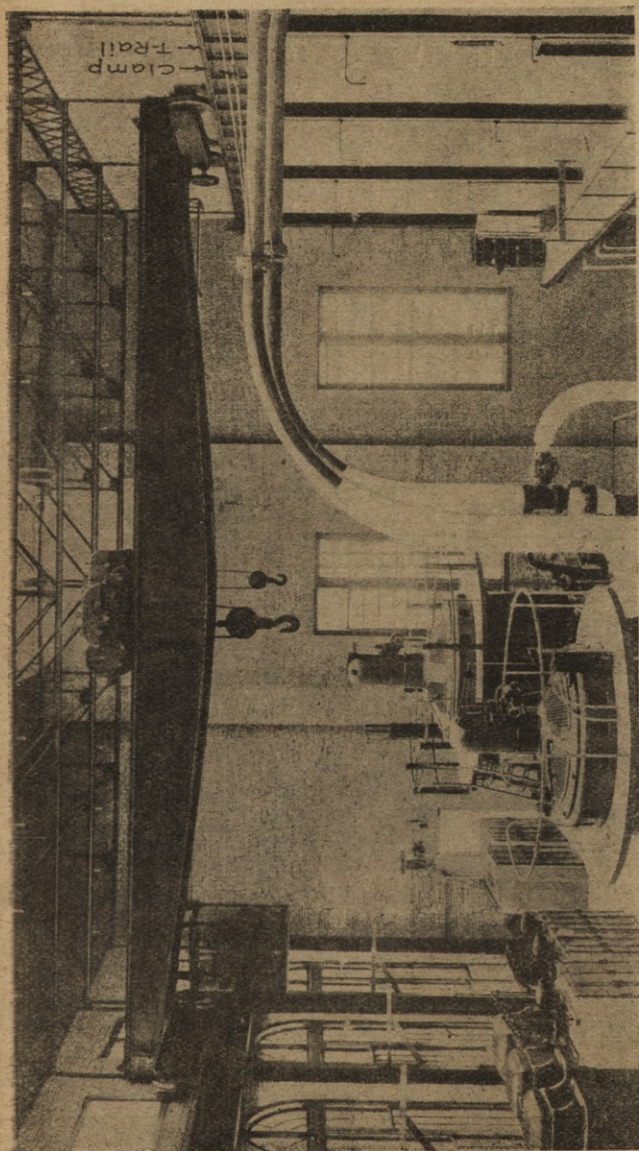


圖 110. 30-噸 四 電 動 機 之 行 動 起 重 機

115 所示；於是最大剪力即為左方之反動力，此反動力即

$$R = 2P(x + \frac{F}{2}) \div l \text{ (兩輪)}, \text{ 或 } R = 4P(x + F + \frac{G}{2}) \div l \text{ (四輪)}。$$

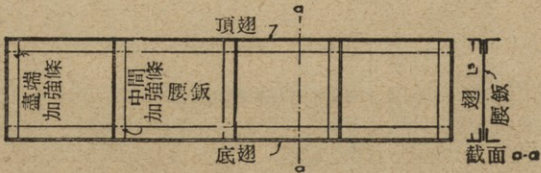


圖 111. 輪道飯架之記號

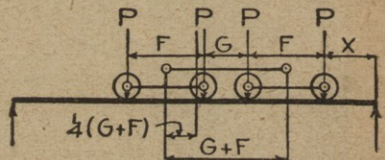
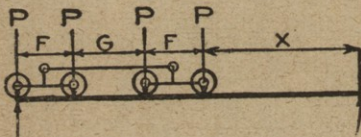
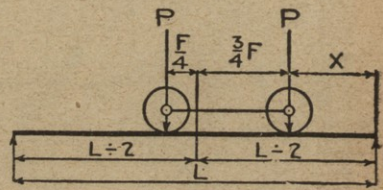
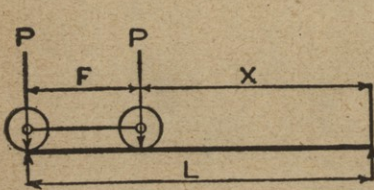


圖 112. 輪道架端部最大剪力時之起重車位置

圖 113. 輪道架最大力矩時起重車之位置

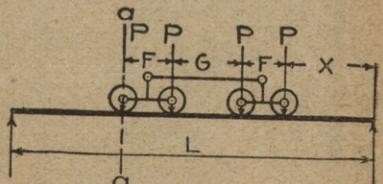
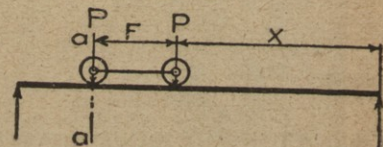
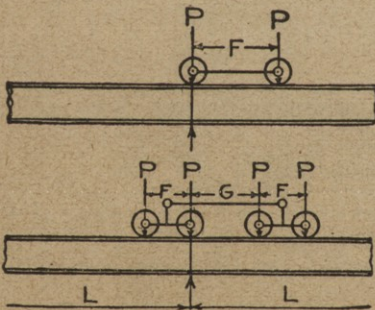


圖 114. 柱受最大反動力時之起重車位置

圖 115. 任何截面最大剪力時起重車之位置

各種能力及跨距之行動起重機，其 P 值可函詢各起重機製造廠，廠址可由各定期工程刊物之廣告欄查得。起重機之輪距可向工廠索取目錄檢查。各種跨距及能力之起重機，其 P 值及輪距列如表 XIV，其資料係由密爾窩基之包林及哈尼雪甘所供給者。

表 XV 之值係由 1905 年美國工程師學會年刊第 54 冊第 400 頁摘錄。可用於模範式之行動電力起重機，為最有名之鋼建築工程師什奈端所提議者。

自鋼軌中心起之側面淨空，及自鋼軌頂起之垂直淨空（閱圖 116），均載明在表中。各工廠所出售各起重機之該項數值，可由其目錄中查得；設計時必須先知此項數值，以免起重機對於柱或構架發生障礙。

輪道索倘係工形鋼所組成，則常用一槽形鋼釘於其頂；其上安置支承起重機輪之鋼軌，每隔 $2\frac{1}{2}$ 呎至 3 呎用釘釘牢（閱圖 107）。圖 106 及圖 117 所示，即屬於此類索之細目。鋼軌為 U 形（閱圖 105）。雖 T 形鋼軌甚為普通，而 U 形鋼軌採用亦廣。沿索之翅邊用緊扣將鋼軌扣牢（閱圖 110）。

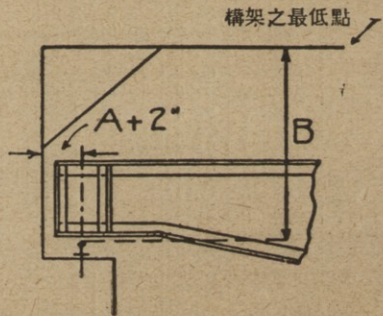
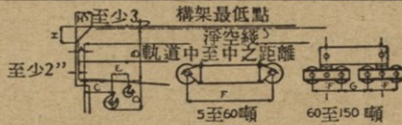


圖 116. 示表 XV 中各記號之地位

輪道索如係鈹索，則須設計使鈹索之深為構架或柱之間距之 $\frac{1}{10}$ 至 $\frac{1}{6}$ ，即其跨距之 $\frac{1}{10}$ ；惟深度須為雙數，例如構架之間距為 16 呎，鈹索之深將為 $16 \div 10 = 1.6$ 呎，或 19.2 吋。但應用 20 吋，因

表XIV 起重機之最大反動力



C式單絞盤	能力(噸)	A		B		C		D		E		F		G		輪荷重 (磅)	軌道 美國標準制	H 呎吋
		呎	吋	呎	吋	呎	吋	呎	吋	呎	吋	呎	吋	呎	吋			
C式單絞盤	5	40	7	4-5½	1-8	2-0	7					7-6½				10 000	3½-1½-40	1-5
		60	8	4-7½	1-11	2-1	5					9-0				12 500		
		80	8	4-8½	1-11	2-2	4					9-3½				15 500		
	10	40	8	5-0½	1-0	2-4	9					8-5½				16 500	3½-1½-40	1-0
		60	8	4-11¼	1-11½	2-4	10					9-7¼				19 500		
		80	8	5-0½	1-11½	2-4½	9					9-9½				23 000		
	15	40	8	5-4¼	2-0	2-9	1-3½	2-0			9-6					24 500	3½-2½-50	1-3
		60	8	5-4¼	2-0	2-9	1-3½	2-0			10-7½					28 000		
		80	8	5-5½	2-0	2-9	1-2¼	2-0			10-9½					31 500		
	20	40	8	5-5½	2-0	2-9	1-6¼	2-0			9-6					30 000	3½-2½-50	1-3
		60	8	5-5½	2-0	2-9	1-6¼	2-0			10-7½					34 000		
		80	9	5-6½	2-0	2-9	1-5¼	2-0			11-1½					38 000		
A式雙絞盤	25	40	9	6-0½	2-6	3-9¼	2-7¼	11-0½							38 600	4½-2½-60	1-3	
		60	9	6-0½	2-6	3-9¼	2-7¼	11-3½							42 400			
		80	10	6-2½	2-6	3-7¼	2-7¼	11-8½							47 000			
	30	40	10	6-3¼	2-7	3-8½	2-10	11-4½							45 600	4½-2½-60	1-3	
		60	10	6-3¼	2-7	3-8½	2-10	11-6½							49 600			
		80	10	6-3¼	2-7	3-8½	2-10	12-0							54 600			
	40	40	11	7-4½	3-1½	4-2½	3-8½	12-8							59 600	5-2½-80	1-6	
		60	11	7-4½	3-1½	4-2½	3-8½	13-0							64 000			
		80	11	7-4½	3-1½	4-2½	3-8½	13-5							70 000			
	50	40	13	7-11½	3-6	4-0½	3-9	13-10½							77 000	5½-2½-100	1-6	
		60	13	7-11½	3-6	4-0½	3-9	13-10½							84 600			
		80	13	7-11½	3-6	4-0½	3-9	14-0							92 000			
	60	40	14	8-7¼	4-1	4-3¼	4-4½	15-2							88 000	5½-2½-100	1-11	
		60	14	8-7¼	4-1	4-3¼	4-4½	15-2							94 000			
		80	14	8-7¼	4-1	4-3¼	4-4½	15-4							103 000			
	60	40	12½	10-3¼	4-0	2-7¼	4-4½	3-6	5-4						44 000	5½-2½-100		
		60	12½	10-3¼	4-0	2-7¼	4-4½	3-6	5-4						47 000	6-4-150		
		80	12½	10-3¼	4-0	2-7¼	4-4½	3-6	5-4						51 500			
	75	40	12½	11-3	4-6	3-8½	4-0½	5-0	6-0						55 000	5½-2½-100	2-2	
		60	12½	11-3	4-6	3-8½	4-0½	5-0	6-0						60 000	6-4-150		
		80	12½	11-3	4-6	3-8½	4-0½	5-0	6-0						64 000			
	100	40	16½	13-2¼	4-1	2-0	特製	5-0	6-0						83 000	6-4-150	4-7	
		60	16½	13-2¼	4-1	2-0	"	5-0	6-0						86 000			
		80	16½	13-2¼	4-1	2-0	"	5-0	6-0						89 000			
150	40	17	15-6½	6-0	3-2	"	6-0	6-0						130 000	6-4-150	4-7		
	60	17	15-6½	6-0	3-2	"	6-0	6-0						134 000				
	80	17	15-6½	6-0	3-2	"	6-0	6-0						139 000				

表XV 標準電力起重機

能力 (噸)	跨距 (呎)	軸距 F	輪荷重 P	A + 2呎	B	軌道之重	
						鋸索	I-形梁
5	40	8呎6吋	12,000	10吋	7呎	每碼40磅	40磅
	60	9 0	13,000	10	7	40	40
10	40	9 0	19,000	10	7	45	40
	60	9 6	21,000	10	7	45	40
15	40	9 6	26,000	10	7	50	50
	60	10 0	29,000	10	7	50	50
20	40	10 0	33,000	12	8	55	50
	60	10 6	36,000	12	8	55	50
25	40	10 0	40,000	12	8	60	50
	60	10 6	44,000	12	8	60	50
30	40	10 6	48,000	12	8	70	60
	60	11 0	52,000	12	8	70	60
40	40	11 0	64,000	14	9	80	60
	60	12 0	70,000	14	9	80	60
50	40	11 0	72,000	14	9	100	60
	60	12 0	80,000	14	9	100	60

製鋼廠所輾成之現貨，無奇數寬度之鋼鋸，故欲覓得 19 吋寬度之鋼鋸為腰鋸，殊感困難。

腰鋸之厚為下列公式所限制：

$$t = \frac{V_0}{S_s d}$$

但亦無有小於 $\frac{5}{16}$ 吋者。在公式中， V_0 為輪道索端之最大反動力。

若 x 等於 $l - F$ ，則反動力等於前述公式所算出之 R ； d_1 為索之深，即等於腰鋸之深； S_s 為容許之單位抗剪應力。

翅係兩角鋼所組成，如所用者係不等股角鋼，則將長股水平安置。每一翅所需之淨面積，可用下式算得：

$$A = \frac{M_m}{S_t(d-2)},$$

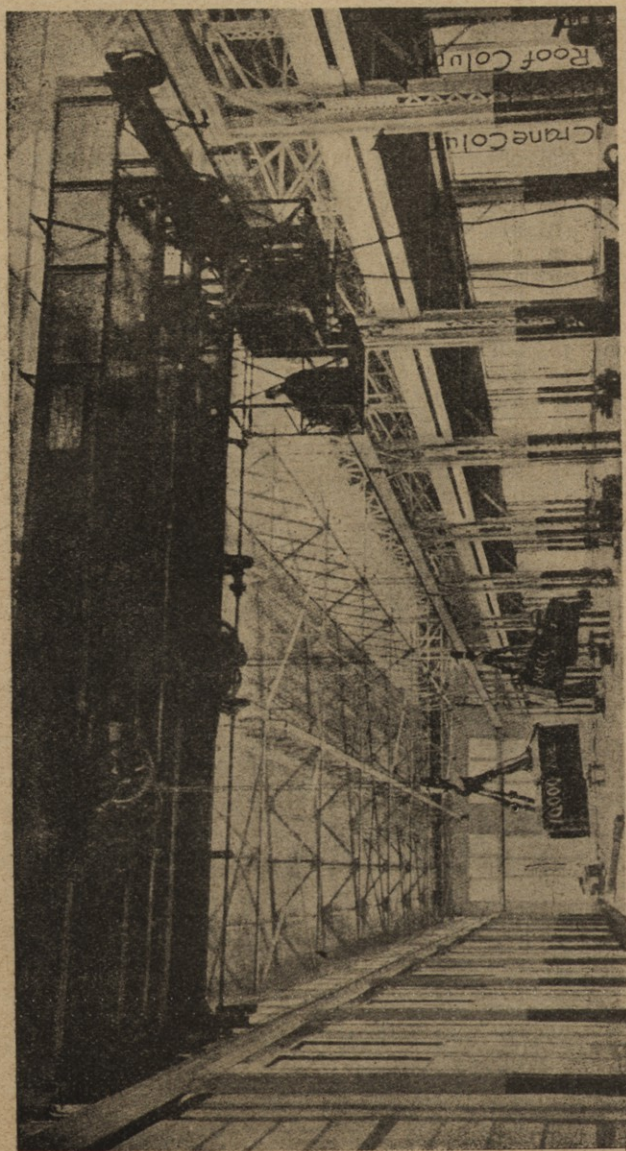


圖 117. 5-噸電力行動起重機

式中 M_m 爲輪之位置如圖 113 所示時之力矩, S_s 爲容許之單位抗張應力, 及 d 爲腰鉸之深。倘需要之面積 A 業已算出, 則由卡內歧手冊檢取兩角鋼, 其面積減去一個 $\frac{7}{8}$ 吋或 $\frac{3}{4}$ 吋帽釘之孔後 (視實際情形而定), 每一角鋼之淨截面積, 應等於或略大於 A 。

凡翅角鋼用帽釘釘於腰鉸。爲便利計, 將梁分爲十等分, 每兩等分點 (名曰十分之一點) 之間, 帽釘間距應使相同。十分之一點之排列次序,

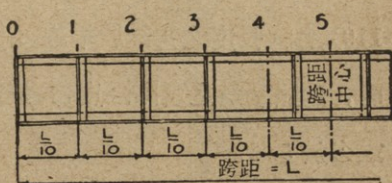


圖 118. 十分之一點之位置

如圖 118 所示。第一等分中帽釘間距, 應均與根據梁端第零號十分之一點所計算者相同。第二等分中之帽釘間距, 應均與根據第一號十分之一點所計算者相同。餘倣此。任何點之帽釘間距, 可用下列公式算之:

$$S = \frac{v}{\sqrt{\left(\frac{V_m}{h_g}\right)^2 + \left(\frac{P}{30}\right)^2}}$$

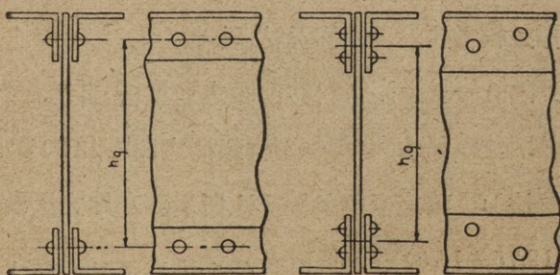


圖 119. 準綫間距離之決定

式中 V_m = 該點之最大剪力;

v = 一個帽釘之最大容許應力; 或爲帽釘在腰鉸中之支承

值(閱表 X);

P = 一起重機輪之最大反動力(閱表 XIV 及表 XV)

h_g = 翅角鋼準線間之距離。

倘翅角鋼中有兩準線，則距離 h_g 將為兩準線間之中心距 (閱圖 119)。各種長度之角鋼股準線，示如表 IX。倘所算得之 S 值小於 2 吋，則照製造之實際限度，角鋼貼於腰鈹上之股，其長必須為 5 吋或多於 5 吋。

48. 例題 上述方法茲舉兩例以明之。

[1] 設計一輪道索，負荷 5 噸之起重機，其跨距為 40 呎。輪荷重及軸距均載如表 XV。每兩構架之間距為 20 呎。

[解法]: 因欲求其可能產生之最大力矩，機輪須安置如圖 120 所示。左端之反動力為 $12,000(2.125 + 10.00 + 3.625) \div 20 = 9,450$ 磅。最大力矩在左輪之下，為 $9,450 \times 7.875 \times 12 = 894,000$ 吋磅，需要之截面係數為 $894,000 \div 15,000 = 59.60$ 。檢查卡內歧手冊第 97 頁至 98 頁，知 15 吋 42 磅之工形鋼之截面係數為 58.9，可以敷用，因截面係數較需要者祇小百分之 2½ 也。

[2] 設計一輪道索，負荷 30 噸之起重機，其跨距為 60 呎。輪荷重及軸距均載如表 XV。每兩構架間之間距為 20 呎。

[解法]: 輪之安置如圖 121 所示。左端之反動力為 $\frac{52,000(12.75 + 1.75)}{20} = 37,700$ 磅。最大力矩遇於左輪之下為 $37,700 \times 7.25 \times 12 = 3,285,000$ 吋磅。輪之位置如圖 112 所示時，發生最大之剪力為 75,400 磅。腰鈹之需要厚度為 $\frac{75,400}{10,000 \times 24} = 0.314$ 吋;

其深度應為 $20 \div 12 = 2$ 呎 = 24 吋。故腰鉸應為 24 吋寬， $\frac{3}{8}$ 吋厚。

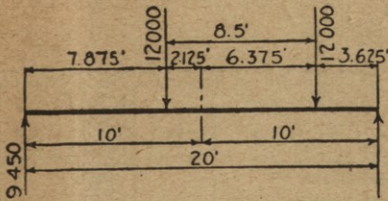


圖 120. 例題 1 最大力矩之荷重位置

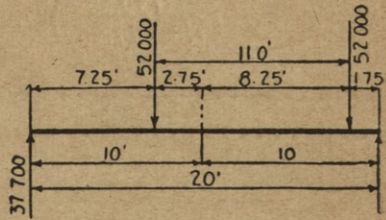


圖 121. 例題 2 力矩之荷最大重位置

需要兩翅角鋼之淨截面積為 $\frac{3,285,000}{15,000 \times (24 - 2)} = 9.97$ 方吋，

或一翅角鋼之淨截面積為 4.99 方吋。1 個 $6'' \times 6'' \times \frac{1}{2}''$ 角鋼之毛截面積為 5.75 方吋，減去一個 $\frac{7}{8}$ 吋帽釘之孔，則淨面積為 5.25 方吋。

需要數極相近似而微大，故可用之。專以截面積而論，用 $6'' \times 3\frac{1}{2}'' \times \frac{5}{8}''$ 角鋼，似可較佳，但在端部之帽釘間距小於 $2\frac{3}{8}$ 吋。因之需要兩條準線，即角鋼股之長必須為 5 吋或 5 吋以上。

在每十分之一點處之最大剪力，茲已算出，分列如下：

$$V_0 = 75,400 \text{ 磅}$$

$$V_1 = 65,000 \text{ 磅}$$

$$V_2 = 54,600 \text{ 磅}$$

$$V_3 = 44,200 \text{ 磅}$$

$$V_4 = 33,800 \text{ 磅}$$

$$V_5 = 26,000 \text{ 磅}$$

任何特殊情形下所用之剪力值，已列如上。在本項情形下 $P =$

52,000 磅； $v = 6,570$ 磅，可用 $\frac{7}{8}''$ 帽釘，及 h_o 為 $24\frac{1}{2} - 2(2\frac{1}{2} + \frac{2\frac{1}{2}}{2})$

$= 17.25$ 吋。第一等分，或跨距之第一個 2 呎內之帽釘間距為：

$$S = \frac{6,570}{\sqrt{\left(\frac{75,400}{17.25}\right)^2 + \left(\frac{52,000}{30}\right)^2}} = 1.4 \text{ 吋, 用 } 1\frac{1}{2} \text{ 吋。}$$

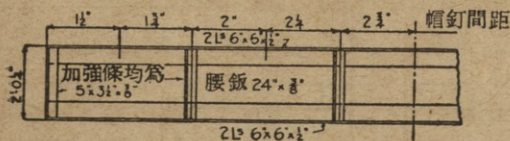


圖 122. 例題 2 之輪道索

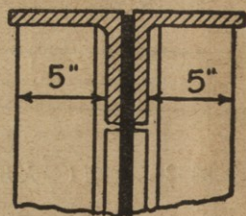


圖 123. 加強條尺度之決定

其他各等分之帽釘間距，可由學者計算之，今列如圖 122。索之腰飯，應用角鋼加強之，如圖所示。加強角鋼之厚度不得小於 $\frac{5}{16}$ 吋，並不得大於 $\frac{1}{2}$ 吋，其立股之長不得伸出翅角鋼之股外。如圖 123 所示。其尺度見圖 122。起重機之軌可直接置於翅角鋼之上而固定之，或先以一槽形鋼覆蓋於翅角鋼之上，用帽釘釘合，與用於工形鋼者相似，然後將軌道置於槽形鋼上固定之。倘用第二法，則槽形鋼之截面積，可視作輪道索上翅之一部，翅角鋼之截面積，祇須等於該翅之需要截面積，減去該槽形鋼之截面積而已。

49. 換氣器 廠屋之換氣設備，或用圓形換氣器，如圖 69 所示，或用氣樓，如圖 71 所示。圓形換器裝置於屋脊之上，每隔相當距離裝置一具。氣樓側面則或裝轉動玻璃窗，或裝木製百頁窗，或裝金屬製百頁窗，或因需要大量換氣，不再裝窗而任其敞開。圖 124，圖 125 及圖 126 所示，為氣樓側面氣窗之細目，並示其如何與屋架連合。

50. 盡端屋面之細目 與屋架並行之房屋盡端牆上，為遮蔽

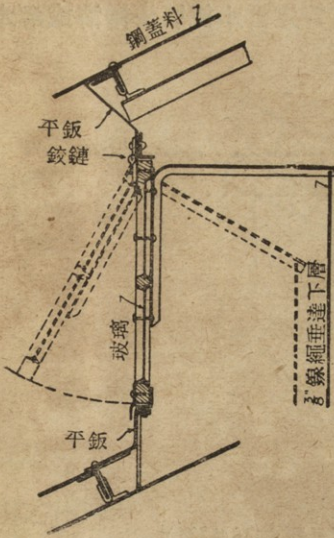


圖 124.

氣樓上之玻璃窗截面

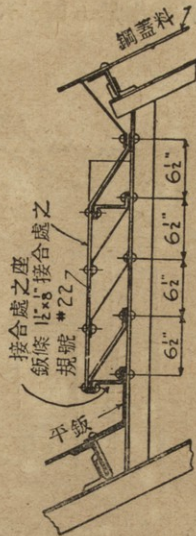


圖 125.

氣樓上之金屬氣窗截面

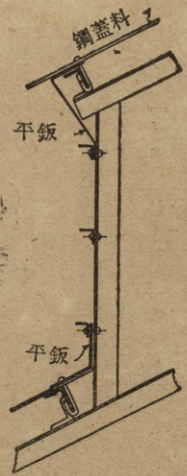


圖 126.

敞開氣樓之截面

風雨關係，須將屋面挑出，因而須用種種方法與牆接合。圖 127 及圖 128 所示，為有效而經濟之數種方法。

51. 屋檐之細目 與屋架成垂直方向之兩側牆頂，除屋面伸出，遮蔽風雨外，並須裝配檐溝，俾將屋面之雨水流去。每隔三格間或兩格間（倘超過 50 呎）連接一導水管，將檐溝之水導至地面。檐溝普通為半圓形或近乎半圓形，倘跨距不大，則其寬不得小於 6

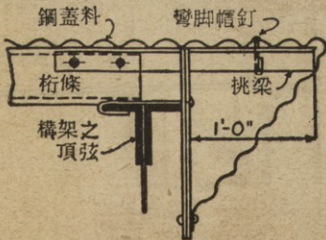


圖 127. 盡端屋面之波形鋼細目

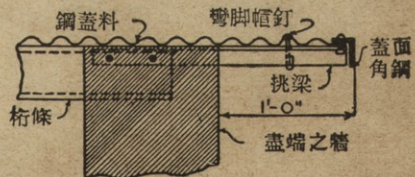


圖 128. 盡端屋面之波形鋼細目

吋。導水管之直徑不得小於 5 吋。不可假定雨水能裝滿檐溝或導水

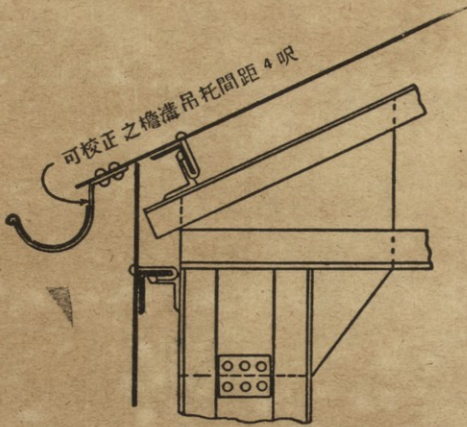


圖 129. 鋼屋面之飛簷細目(參閱圖130及131)

管而定其尺度，必須預留塵埃或冰塊發生阻礙之地步也。檐溝最好在 10 呎中能有 1 吋之傾斜。圖 129 至圖 131 所示，為各種式樣之檐溝細目。

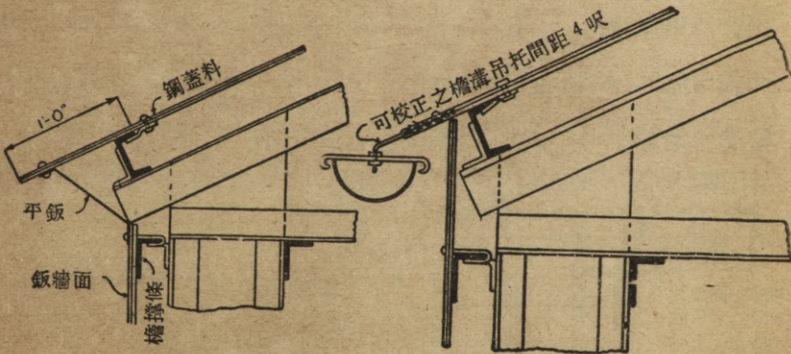


圖 130.

圖 131.

鋼屋面之飛簷細目(參閱圖129及131)

鋼屋面之飛簷細目(參閱圖129及130)

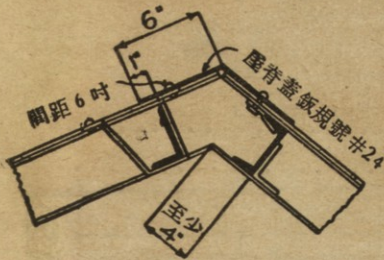


圖 132. 屋脊蓋頂

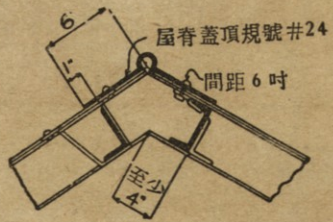


圖 133. 屋脊蓋頂

屋脊普通都用平面金屬板覆蓋，名之曰屋脊蓋板。或用特製之金屬頂板，名之曰屋脊蓋頂。圖 132 及圖 133 為屋脊蓋板及屋脊蓋頂之橫截面。

52. 地版 地版之構造，視廠屋之用途而異，可大別為泥土，煤渣，木板，混凝土及鋼板等。在立人做工之處，以用煤渣或木板為宜，倘用泥土地板，則立人處往往陷成凹穴，若用混凝土或鋼板則



圖 134. 煤渣地版之細目

因無彈性又易於使人足倦。安置重機器之處，工人祇需偶而一至者則以用混凝土為佳。圖 134 圖 135，及圖 136 所示為各種地版之細

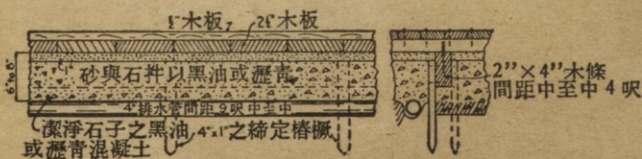


圖 135. 瀝青或煤黑油混凝土地版之細目



圖 136. 混凝土地板之細目

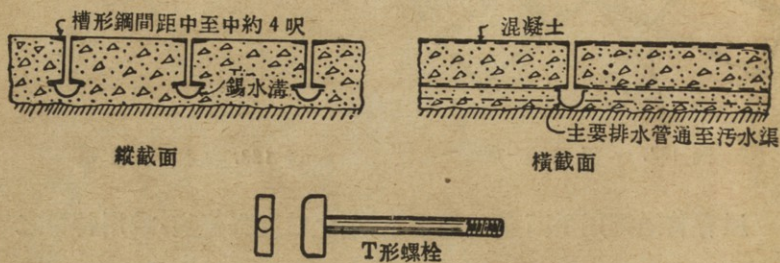
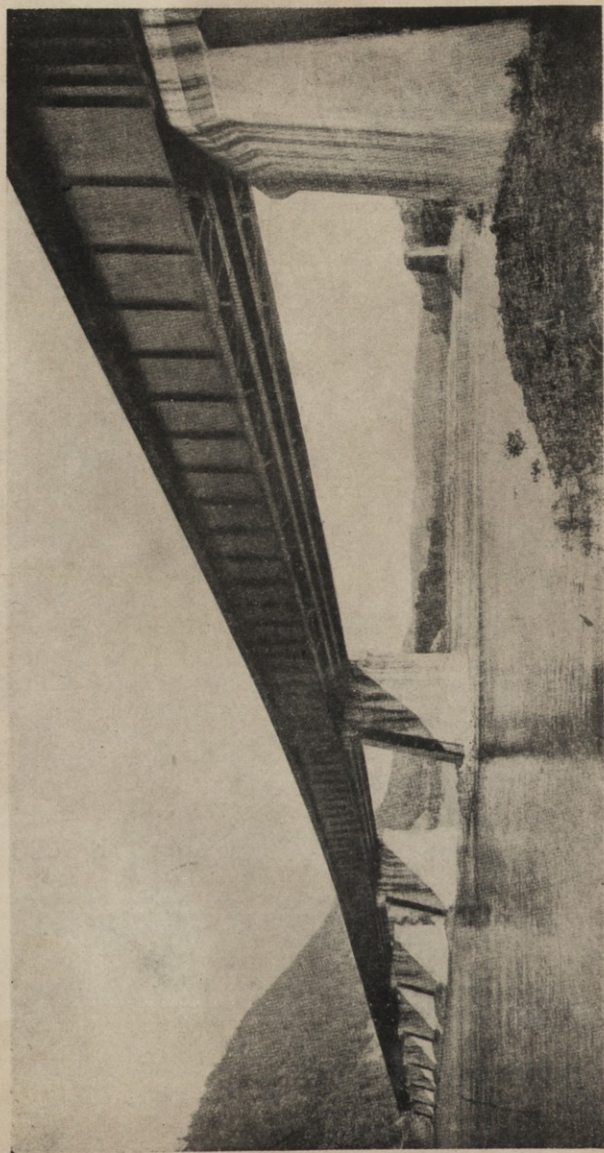


圖 137. 伊利諾大學蒸汽實驗室地板之細目

目。圖 137 爲伊利那大學蒸汽工程實驗室之地板細目，混凝土中埋置槽形鋼，每兩根背對背安置，相隔一極小距離。此項構造法有一便利，即機器可安置於地板上之任何一處而極易用 T 形螺栓締定也。T 形螺栓如圖 137 所示。



在美國賓夕法尼亞，托汪達之利海谷鐵道跨越薩斯圭罕那河之飯菜台橋

此橋係雙軌由十三個130-呎及一個120-呎之架間所組成

橋梁工程學

第一篇

第一章 緒論

1. 引言 本書採用最便利而實用之方法，以講述普通構架橋及索橋之如何分析。雖以限於篇幅，不能十分詳述，然對於理論及實用方面，已有相當之貢獻，且使學者將來研究他種構架時，亦易於着手。

本書取若干種橋為例，附以略圖及計算，以說明分析之步驟。書中所列算數，均以計算尺得之，此器對於乘除及乘方開方，甚為便利，學者必須熟練其用法。又書中所列計算數字，因係用計算尺求得，故第二小數位之數字，可與準確之數，相差一單位，惟超過一單位之誤差，則不多見，故對於橋工計算，已足精密。

本書為便於學者練習起見，附有若干練習題，希望學者逐一計算之。

2. 古橋 古昔橋制，至為簡陋，先於河中釘樁，紮成牌坊式之架檔，各架檔之間，以木梁連絡之，即於木梁之上，敷設載面。紀元前 650 年，築於羅馬泰柏河上之薩布列昔斯橋，與紀元前 55 年，凱撒所築賴恩河橋，均屬此式。其後文化日進，始有拱形橋之發明，至 1390 年時，在阿達河上特累族之拱形橋，係獨個跨度，其長竟至

251 呎，迄今未有可與比擬者。

3. 構架橋之進步 相傳在 1570 年時，義大利人巴雷提氏，

最初使用王柱式構架橋（見圖 1），但其發見，並不受人重視，直至 1798 年時，美人柏爾氏，始再發現之。柏爾以其名名其發明之構架，式如圖 8，實即若干王柱構架

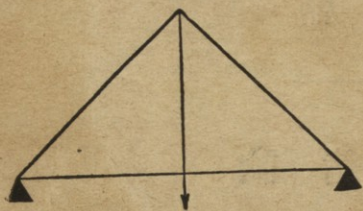


圖 1. 王柱構架

連合所組成而已。惟當車輛行經橋上時，此種構架，殊欠穩定，遂於構架之中，添一拱形，如圖 2，或將構架之中部，略使升高，作緩和

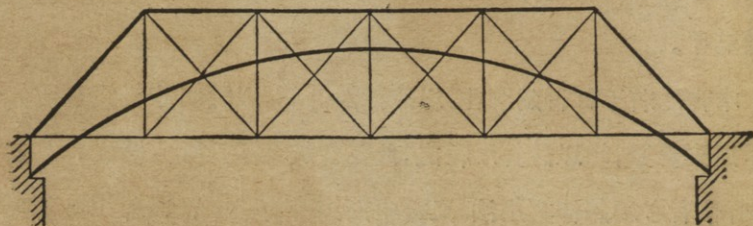


圖 2. 王柱構架橋以拱加強

之拱勢，如圖 3，以祛其弊。至 1830 年，始知在橋之區格內，設置雙交叉之偏構，於是隆格，豪烏，普拉特，惠普爾氏等，相繼以其發明之形式，呈請專利，並以發明者之名，名其構架焉，

1847 年，惠普爾氏始使橋工設計，奠定於合理而準確之算學基礎之上，但惠普爾氏之理論，當時並未普遍採用，故此後又若干年，橋工計劃，仍無顯著之進步。所用材料尺寸，既缺乏算學之根據，無非出之臆斷而已。橋之各部，往往先試用等大之材料，俟發見某部有失敗之痕跡時，以更大之材料易之。或根據模型試驗，以荷重作比例，推定用料之尺度，故所築之橋，非失之太弱，即失之太

強。然舊日工程師約估用料之才能，亦有足稱者，可自若干遺留之木橋證明之。此等木橋，間有使用至百年以上者。此外關於傾圮失敗之橋工，則無可考矣。至 1850 年以後，橋工建築始根據應力計算，同時木橋之數，亦漸漸減少。此後進步愈速，迨 1870 年，又發明應用副對角料之制，遂與今日之橋工，幾不相上下矣。

4. 構架 構架者，以各肢相連，使成一個三角形，或若干成組之三角形，以之安置於支點上時，除負荷其本身重量外，兼能於各肢之交點處，支持某種荷重者也。此諸交點，稱為區格點。構架各肢所接受之應力，無論為張力，或壓力，均與該肢之長度在同方向。

5. 橋構架 在同一平面上，用以荷重之各肢，合稱為橋構架。此平面尋常在垂直位置。

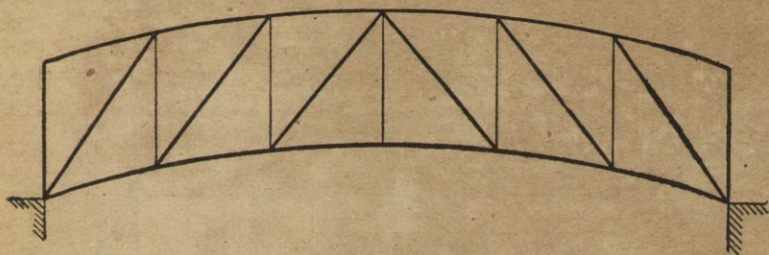


圖 3. 拱形柏爾構架橋

6. 構架橋 構架橋具有兩個或數個之構架（通常兩個）。構架之間，以載面梁連接之（圖 7），而構架之荷重亦經由此等載面梁，傳達於區格點。

7. 梁 梁乃梁之特稱，由腰鈹及翅之兩部合成之。腰鈹以寬而薄之鈹為之，翅則常以成形鋼（通常用角鋼）及狹而薄之鈹為之。在上者稱為頂翅，在下者稱為底翅。梁之各部，概用帽釘固合之。

（參看本叢書第十冊鋼建築學）

8. 梁橋 由兩梁(通常)或三梁所成之橋,謂之梁橋。梁與梁之間,亦以載面梁連絡,與構架橋同。

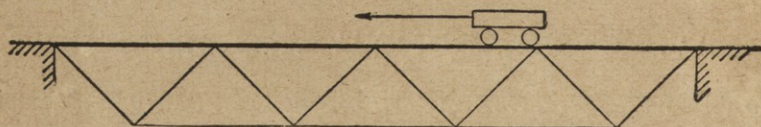


圖 4. 梁 橋

9. 臺橋 橋之載面組織位於橋之頂部者,稱為臺橋,如圖4,蓋當車輛過橋時,彷彿行於平臺之上也。

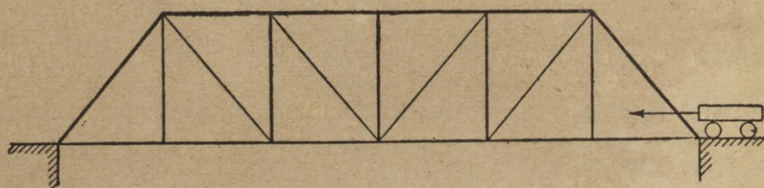


圖 5. 穿 橋

10. 穿橋 橋之載面組織位於橋之底部者,稱為穿橋,如圖5,蓋車輛過橋時,乃穿行於構架之間也。

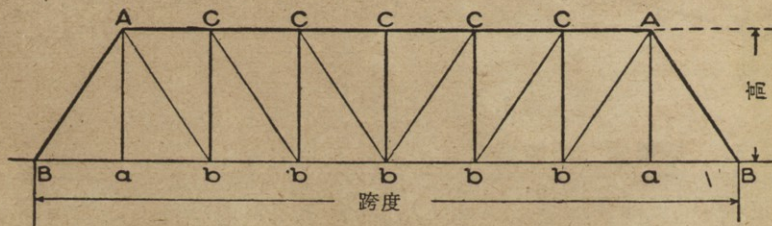


圖 6. 構架之各肢

11. 構架之各肢 如圖6,由A至A,稱為頂弦。由B至B,稱為底弦。AB 稱為尾柱, C-b 等稱為內柱, A-a 稱為臀柱, 方向傾斜之 A-b 及 C-b 等稱為對角料。以上除頂底弦及尾柱, 係位於構架之邊緣者外, 其餘合稱腹材。腹材之一肢, 稱為腹肢。

12. 駒構架橋 穿橋之構架，其高度低於車輛之高者，稱為駒構架。由駒構架所成之橋，稱為駒構架橋。

13. 側面編構 如圖 7，橋之頂部或底部，以平置之構架組織連接者，名為側面編構。分別言之，則為頂側面組織與底側面組織。

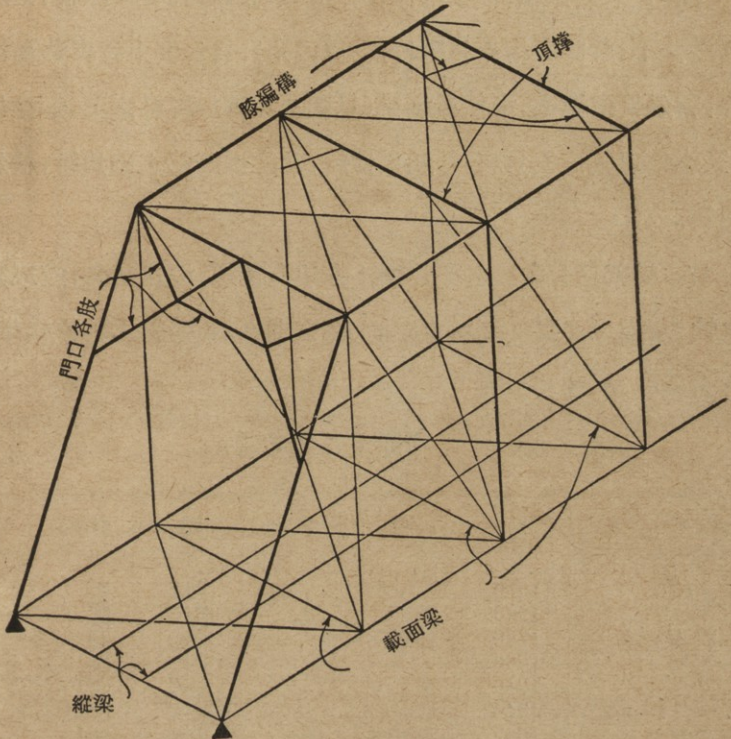


圖 7. 穿橋之頂部與底部側面編構，又門口編構及載面組織

14. 門口編構 穿橋兩構架之尾柱間，恆以編構連絡之，免使構架歪斜，稱為門口編構，如圖 7。

15. 膝編構及抗搖編構 欲免除構架歪斜之弊，僅有門口編構，尚不足用，必於兩構架之內柱間，亦有相當之連絡。其僅以短撐

條連接者，稱為膝編構，其採用較複雜之編構組織連接者，稱為抗搖編構。

16. 載面組織 無論公路橋或鐵路橋，其兩宗兩構架之間，常以梁連接之，稱為載面梁。在公路橋，則先於載面梁之上，敷設與構架相平行之載面攔柵，然後於攔柵之上，敷設載面。在鐵路橋，則於每軌道之下，敷設與構架相平行之梁(或宗)兩行，其末端與載面梁接合，稱為軌道縱梁，或簡稱縱梁(見圖7)。再於縱梁之上，敷設枕木。又連接頂弦之對角料，稱為頂側料，其連接底弦之對角料，稱為底側料。

17. 構架之分類 構架分類之方法有種種，或以其名，或以其弦之性質，或以其腹材組織之不同，而區別之。茲將較重要之構架，依其名稱分類，彙列於表 I。

表 I 構架發見之年譜

名稱	始用年	發明者	國	參閱
王柱	1570	巴雷提	義國	圖 1
王柱	1798	柏爾	美國	圖 1
柏爾	1798	柏爾	美國	圖 8
窩楞	1838		英國	圖 9
豪烏	1840	豪烏	美國	圖 10
普拉特	1844	普拉特	美國	圖 11
惠普爾	1847	惠普爾	美國	圖 12
弓弦	1847	惠普爾	美國	圖 13
包爾提摩爾	1877	賓夕法尼亞鐵路	美國	圖 14

表中，窩楞，豪烏，普拉特，弓弦式，暨包爾提摩爾諸式，今仍沿用，其中尤以普拉特構架，採用最廣，約佔百分之九十。至於包爾提摩爾氏構架，祇限用於長跨度。

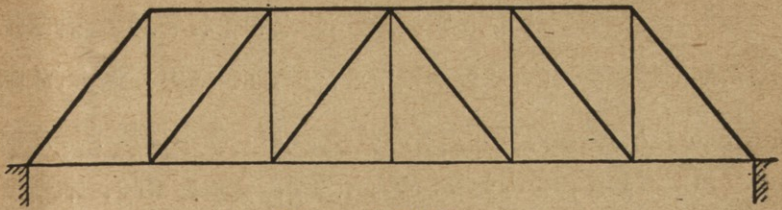


圖 8. 柏爾構架

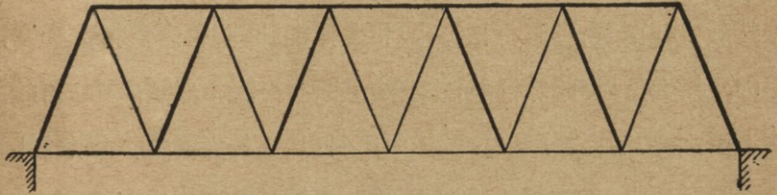


圖 9. 窩楞構架

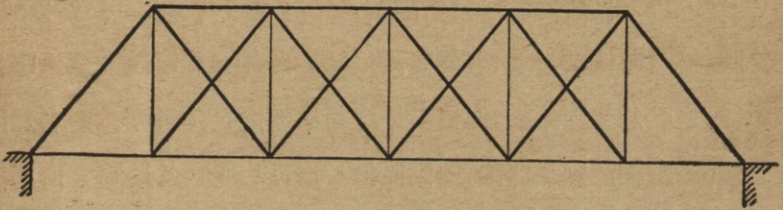


圖 10. 豪烏構架

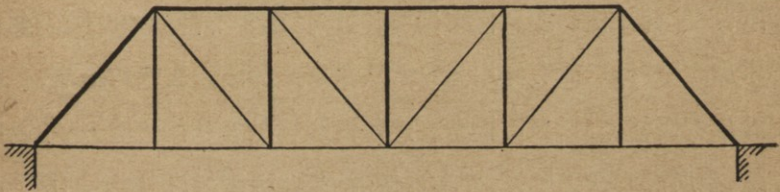


圖 11. 哈拉特構架

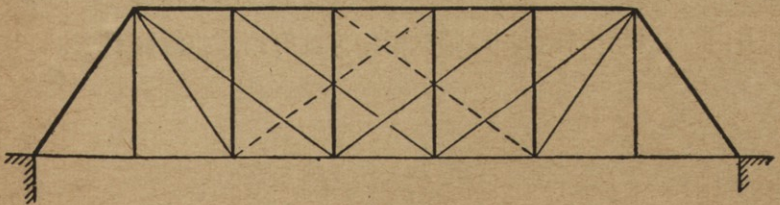


圖 12. 惠普爾構架

18. 弦之性質 橋之頂弦與底弦，以互相平行者爲多。若兩弦平行，則依據力學原理，愈近構架中心之處，其弦應力亦愈大，故雖相鄰之兩弦肢，其應力亦相差甚大。弦之各肢，遂須採用不等之截面積，以與各該肢之應力相稱。反之，若構架之頂底兩弦，不相平行，例如弓弦式構架，則各弦肢之應力，大致相等，故在同一弦內，各弦肢之截面積，可完全相等，或相差無幾。同時各對角料之應力，亦因之無大變異。此等構架，在理論上似甚經濟，然實際上則有兩種不便之處，蓋區格點接合處因而傾斜，且各柱之構造，須兼能應付張力及壓力，故此種構架，僅限於跨度較長時採用之。

19. 腹材之性質 柏爾，窩楞，豪烏，普拉特氏及弓弦式構架之腹材組織，依其形狀，名爲簡式組織。此外惠普爾氏構架之腹材組織，則名爲複式組織，而包爾提摩爾構架之腹材組織，則名爲副式組織。就經濟觀點而論，橋之區格長度，以 25 呎爲最宜，由此得構架之經濟高度爲 30 呎，又構架跨度之長，應以構架高之十倍爲限，因此採用簡式腹材之構架時，其跨度至多不得過 300 呎。爲欲增加跨度起見，故有採用惠普爾式及與之類似之複式組織者。但設計惠普爾構架時，又因橋荷重之如何影響於其各部之應力，不易明瞭，故所計算得之應力，亦不可恃。結果此種構架，仍廢棄不用，而採用副式組織之構架，其跨度可長至 600 呎，間有超過 600 呎者。凡長跨度之橋，大都採用弓弦式構架之具有副式組織腹材者。

第二章 橋之重量與荷重

20. 公式 欲算得由建築物本身重所發生之應力，則建築物之本身重，須預知之，但在橋工設計未完成以前，此項重量，無法精密求得，最善莫如參考跨度相近，而式樣類似之已成建築物求之。不得已時，可以公式計算之。表II彙集比較可恃之諸式，其結果堪供初步設計之用。

表 II 橋重之公式

橋之分類	鋼重，沿跨度每呎計	作家*
「重鎮間車」橋 帽釘式	$w = 600 + 1.8l + 27b + \frac{1}{12}bl\left(1 + \frac{1}{1,000}l\right)$	紹氏
甲級公路橋 帽釘式	$w = 300 + l + 22b + \frac{1}{15}bl\left(1 + \frac{1}{1,000}l\right)$	紹氏
甲級公路橋 串針式	$w = 34 + 22b + 0.16bl + 0.7l$	瓦得爾
輕「鄉間」 公路橋	$w = 250 + 2.5l$	本書著者
鐵路用構架橋 E 50	$w = (650 + 7l)$	透瑞
鐵路用構架橋 E 40	$w = \frac{7}{8}(650 + 7l)$	透瑞
鐵路用構架橋 E 30	$w = \frac{3}{4}(650 + 7l)$	透瑞
鐵路用台式 末橋 E 50	$w = 124.0 + 12.0l$	本書著者
鐵路用台式 末橋 E 40	$w = 123.5 + 10.0l$	本書著者
鐵路用台式 末橋 E 30	$w = 111.0 + 8.8l$	本書著者

表內諸式中：

w = 沿跨度長，每呎之鋼重。

l = 跨度長，以呎計。

b = 路面寬，連人行道在內。

應用表II各式時，注意每一跨度，包括兩個構架。

公路橋之重，並不包括木載面在內。木載面之重，可以載面積每方呎 10 磅計之。又凡公路橋均具有鋼欄柵。

鐵路橋之重，並不包括枕木及軌條，後兩者合計之重量，可視作沿軌道每呎 400 磅。若用滿鋪之鋼載面時，則沿跨度長，每呎作 700 磅計算，此數須加於由公式所算得之重量。

表中關於鐵路橋之重，係指單軌而言。若係雙軌，則構架橋須增 95%，而梁橋則增 100%。

就梁橋而論，則穿式較臺式加重 25%，就構架橋而論，則穿式較臺式加重 10%。

表 II 諸式，指中級鋼所製之構架而言。若係軟鋼或鍛鐵所製者，則必須加重 10% 至 15%。

茲姑以 100 呎跨度為例，算出各式橋之鋼重，以資比較。

(a) 最重公路橋，有最重之鎮間車經行其上。

$$w = 600 + 180 + 27 \times 16 + \frac{16 \times 100}{12} \left(1 + \frac{100}{1000} \right) = \text{每呎 } 1,358 \text{ 磅。}$$

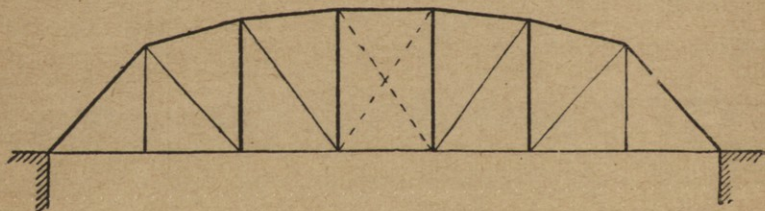


圖 13. 弓弦構架

(b) 帽釘式，重公路橋，有農用引擎經行。

$$w = 300 + 100 + 22 \times 16 + \frac{16 \times 100}{15} \left(1 + \frac{100}{1000} \right) = \text{每呎 } 870 \text{ 磅。}$$

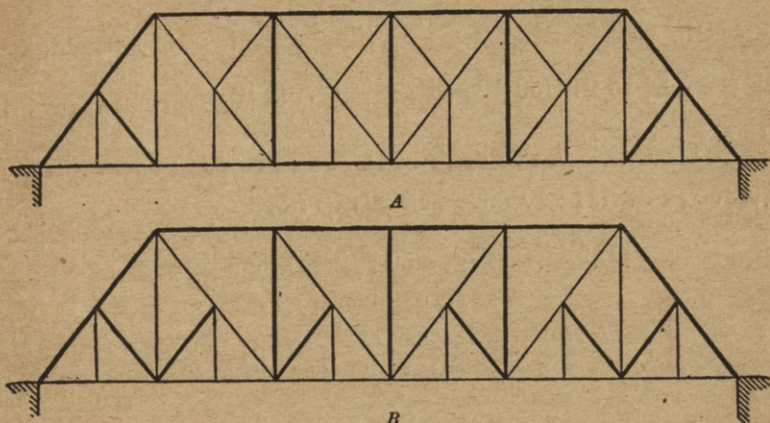


圖 14. 包爾提摩爾構架之兩種不同形式

(c) 串針式，重公路橋，有重農用引擎或拖拉引擎經行。

$$w = 34 + 22 \times 16 + 0.16 \times 16 \times 100 + 0.7 \times 100 = \text{每呎 710 磅。}$$

(d) 鄉間，輕公路橋，其載面荷重每方呎 100 磅。

$$w = 250 + 2.5 \times 100 = \text{每呎 500 磅。若欲求橋之總重，則木載面}$$

之重，亦須加入：

$$\text{鋼 重} = 500 \times 100 = 50,000 \text{ 磅}$$

$$\text{載面重} = 100 \times 16 \times 10 = 16,000 \text{ 磅}$$

$$\text{總死荷重} = 66,000 \text{ 磅}$$

(e) 鐵路構架橋，E50，

$$w = 650 + 7 \times 100 = \text{每呎 1,350 磅，此數與 (a) 所算得者幾相}$$

等。因 (a) 係最重公路橋，有重電車交通與重公路車輛，同時經行也。

(f) 鐵路臺式架橋，E50，

$$w = 124 + 12 \times 100 = \text{每呎 1,324 磅。}$$

21. 鐵路橋之實際重量 若能知橋之實際重量，則設計自更易精密，圖 15 示 $E50$ 荷重以中級鋼製穿式橋之重，此項重量，包括全部鋼料及枕木軌條之重在內，後兩者之共重，沿軌道每呎視作 400 磅。表 III 示 $E60$ 荷重所適用之橋重。

表 III 中級鋼製 $E60$ 荷重適用之鐵路橋重
(重量均以磅計)

跨度 (呎)	工梁橋	台式鉸梁橋	穿式鉸梁橋	穿式帽釘橋	穿式串針橋
20	14,100
30	16,400	30,300
40	26,200	46,100
50	37,800	62,300
60	52,300	87,600
70	75,000	116,000
80	97,000	146,000
90	125,000	178,000
100	152,000	218,500	182,000
110	204,000
125	245,000
140	305,000
150	345,000	338,000
160	385,000
180	460,000
200	535,000

22. 公路橋之實際重量 適用於重鎮間電車及其他重車輛之公路橋之重，可以表 II 所列紹氏及瓦得爾公式計算。至於鄉間橋之重，可自圖 16 查得之。圖示之數，包括載面重在內。

23. 荷重之種類 凡由上述各種重量所合成之荷重，稱為橋之死荷重，其因人物車輛等經行橋上而發生之重量，則稱為活荷重或動荷重。又橋受風力之影響，則發生風荷重。凡此種種荷重，皆因橋之種類與築橋之目的而異，公路橋與鐵路橋各不相同。

24. 公路橋之活荷重 公路橋因其經行物之不同，可分為若

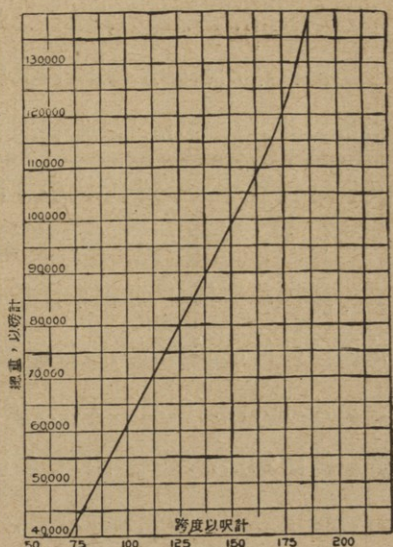
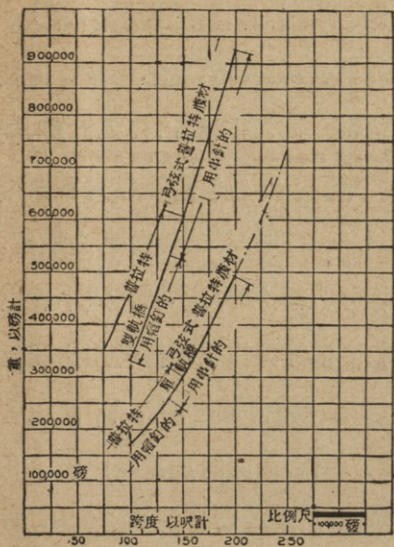


圖15. 穿式構架橋之重, 中級鋼製, 荷重E50

圖16. 鄉間橋之重, 連載面在內

千類, 例如重鎮間車, 輕電車, 農用引擎, 路輾, 獸隊, 人類, 及其中若干種混合過橋時所合成之荷重。關於此項標準, 讀者須備瓦得爾或庫柏氏所訂之標準規範⁽¹⁾一份, 以作參攷之用。

鄉間公路橋之構架, 往往依路面每平方呎, 活荷重 100 磅設計之。此項設計, 堪稱滿意, 且與美國若干州之法令相符。又橋載面強度亦須能充分負荷按路面每平方呎 100 磅之活荷重, 或 12 噸農用引擎一具, 其重量分配如次, 前輪兩個, 相距 5 呎, 輪緣寬 6 吋, 每輪荷重 2 噸, 後輪兩個, 相距 6 呎, 輪緣寬 12 吋, 每輪荷重 4 噸。再前後輪軸相距 8 呎, 以上四輪, 共載重 12 噸。

25. 鐵路橋之活荷重 因機車與車輛之重量及輪距, 不能盡同, 故橋之活荷重, 亦不一律。設計者或依當時進行之最大重量計

(1) The standard specifications of J.A.L. Waddell or of Theodore Cooper.

算，或約估若干年後所當遭遇之最大重量計算，均須妥善酌定之。

由機車所發生之荷重，因其輪距與各輪荷重，並不一致，遂使計算繁複。故一部份工程師，主張求得一種勻佈荷重，代入計算，稱為同等荷重。應用同等荷重所算得之結果，若與由實際輪荷重所直接求得者，兩相比較，可相差甚微，有時全同。惟同等荷重之數值，非一數所能概括。例如機車之重量不同，橋之跨度不同，或不在橋之同一部份。例如弦部，腹材部及載面梁等，均須求得特用之同等荷重，方能計算（參看表 IV）。反之，若用輪荷重直接計算，而以各種曲線圖為助，亦未嘗不可節省計算工作。故除跨度甚長之橋，其活荷重之值甚小於死荷重者外，一般對於上述同等荷重之算法，似未能普遍採用。

庫柏氏 E40 級（圖 85）之同等荷重，見表 IV。

「前有機車兩具，各帶有尾車，後有列車一列」，此為多數鐵道管理局所規定應用於設計方面之通則也。機車及其尾車之輪距，及各輪所負擔之荷重，均由各鐵道管理局分別規定。列車荷重，則視作勻佈荷重計算。昔時機車與列車之荷重，各鐵道間甚不一律；惟近年來，因多數傾向於庫柏氏所定之荷重標準，始漸收劃一之效。氏為紐約市之諮詢工程師，彼所規定之 E 50 級荷重標準，堪以代表近今流行之最重機車，見圖 17。

此外庫柏氏並規定較輕之荷重標準，詳見氏所著之「鋼鐵鐵路橋及高架橋之普通規範」⁽¹⁾。

(1) General specifications for iron and steel railway bridge and viaducts.

表 IV. 同等勻佈荷重

荷重 E40 級

跨度 (呎)	同等勻佈荷重			跨度 (呎)	同等勻佈荷重		
	弦	腹材	載面梁		弦	腹材	載面梁
10	9 000	12 000	8 200	46	6 330	7 240	5 240
11	9 310	11 640	7 960	48	6 220	7 140	5 200
12	9 340	11 330	7 830	50	6 110	7 060	5 140
13	9 340	11 080	7 600	52	6 040	6 940	5 130
14	9 210	10 860	7 460	54	5 960	6 820	5 120
15	9 030	10 670	7 330	56	5 880	6 720	5 110
16	8 850	10 500	7 120	58	5 800	6 620	5 090
17	8 650	10 350	6 940	60	5 730	6 530	5 080
18	8 430	10 240	6 780	62	5 690	6 490	5 080
19	8 220	10 100	6 630	64	5 700	6 450	5 070
20	8 000	10 000	6 500	66	5 620	6 450	5 070
21	8 040	9 780	6 390	68	5 560	6 380	5 060
22	8 040	9 580	6 290	70	5 510	6 340	5 060
23	8 010	9 400	6 200	72	5 490	6 325	5 030
24	7 960	9 230	6 120	74	5 460	6 300	5 010
25	7 890	9 080	6 040	76	5 440	6 290	4 990
26	7 780	8 930	5 970	78	5 420	6 270	4 970
27	7 660	8 790	5 900	80	5 400	6 250	4 950
28	7 540	8 660	5 830	82	5 370	6 230	4 930
29	7 420	8 540	5 770	84	5 340	6 200	4 910
30	7 300	8 430	5 720	86	5 310	6 180	4 890
31	7 220	8 320	5 680	88	5 270	6 150	4 870
32	7 140	8 190	5 650	90	5 250	6 130	4 860
33	7 050	8 080	5 620	92	5 250	6 110	4 830
34	6 960	7 980	5 600	94	5 210	6 090	4 810
35	6 870	7 890	5 570	96	5 170	6 060	4 780
36	6 820	7 820	5 530	98	5 150	6 040	4 760
37	6 760	7 750	5 500	100	5 140	6 020	4 740
38	6 700	7 690	5 460	125	5 100	5 770	4 720
39	6 630	7 630	5 430	150	5 010	5 570	4 700
40	6 560	7 570	5 400	175	4 890	5 350	4 686
42	6 530	7 450	5 340	200	4 740	5 240	4 660
44	6 470	7 340	5 300	250	4 510	5 030	4 640

26. 風荷重 欲計算因風荷重所發生之應力，一部分工程師

主張按構架之確實受風面積，以每平方呎 30 磅計算。惟在橋工未設計完成以前，則其各部尺度，無從推知，若率予假定，未免謬誤。

第三章 橋梁分析之理論

27. 分析原理 橋構架各部之應力，可以代數法或圖解法求得，兩者各有其便利之處，本書採用代數法。

構架各部之內應力，須與其所受之外力，保持平衡狀態，否則其全部或局部，有移動傾覆之虞。故以平衡狀態為靜力學中之主要原則。例如，將繩之一端固定，而用力牽引繩之另一端，則繩內發生與牽力數值相等而方向相反之應力。將繩割斷，而在斷處加以與牽力數值相等而方向相反之力，則繩與牽引之人，仍保持平衡狀

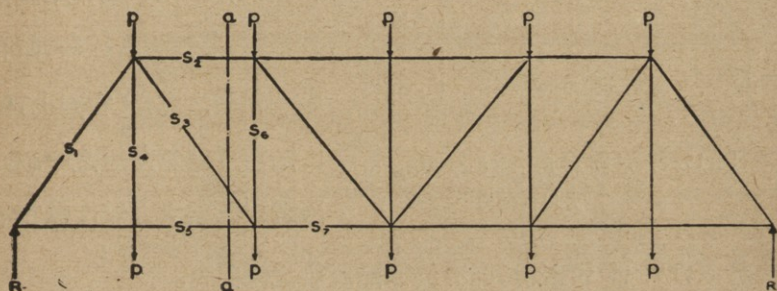


圖 18. 受有荷重之構架，示分析之原理

態如初，而繩之地位始終靜止不動。橋身內部所有之應力，雖不若此繩之簡單，要亦不外乎平衡之原則。例如，吾人將圖 18 所示之構架，在 $a-a$ 處截斷，而將其右面之部分整個取去，僅剩截面以左之部份，則顯見該部份有倒下之虞，不復能保持如前之位置矣。但若吾人於其截斷處，加以 F_2 , F_3 , F_5 三個力，即可使上述之截留部份（圖 19）保持不墜，而恢復其未截斷時之平衡狀況。此諸

力者何，即與其各部未截斷時，所賴以保持平衡之內部應力 S_2, S_3, S_5 數值相等之力也。圖 19 之截留部份，賴外力 p, p, R ，及相當於內應力之 F_2, F_3, F_5 ，共六個力，通同合作，以保持其平衡狀態耳。再截面之位置，並不限定，設計者若欲察知某處之應力，即可將該處截斷，或連同若干部分一併截斷，以研究平衡之狀態。

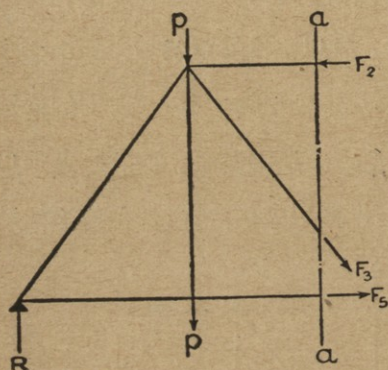


圖 19. 在圖 18 所示之構架上繪力以代應力

茲將圖 19 所示之平衡狀態，說明如下：

1. 所有各外力及在截面處所示各內應力之力矩之代數和，應等於零。否則該截留部份，將喪失其平衡，而有整個旋動之虞。又在圖上，任何點均可選為力矩之中心，因若繞該點之力矩代數和不等於零，則此截留部份，即有繞該點旋動之傾向也。

2. 所有各外力，及在截面處所示各內應力之垂直分力之代數和，應等於零。否則該截留部份將喪失其平衡，而有上下移動之虞。

3. 所有各外力及在截面處所示各內應力之水平分力之代數和，應等於零。否則該截留部份將喪失其平衡，而有左右移動之虞。

4. 由 2 及 3 兩條，知所有各外力及在截面處所示各內應力，在任何平面上所投影之分力之代數和，必等於零。

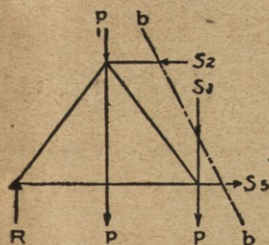


圖 20.
作斜截面切斷構架

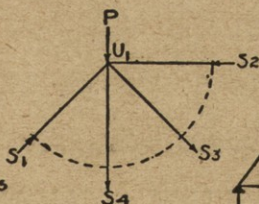


圖 20a.
作圓截面切斷構架

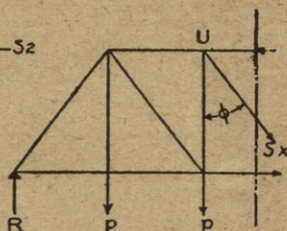


圖 21.
力之分解示例

截面不限定如圖 19 之垂直線，例如圖 20 之傾斜截斷，及圖 20a 之弧形截斷，均可應用，視需要而行之。圖 20a 示作用於 U_1 點之各力，其投影於任何平面上之分力之和，概等於零。

前言圖 18 所示構架之右部，業已視作截去，但右部之外力與截斷面所示之內應力，同樣保持其平衡狀態，故上列說明，對於被截去之右部，同樣適用。惟設計者，常自左方之截留部份，算得其所求之應力，此蓋習慣而已。

28. 力之分解 凡力均可分解為兩個分力，其一垂直，其一水平。或使一個分力，與某肢垂直，一個分力，與該肢平行。若有兩未知數時，則可構成兩方程式以計算之。

各未知力之方向，可先假定為拉力。然後演算方程式，若算得未知數之值為正號，則為張力無疑。反之，若算得負號，則係壓力。而最初所繪力之方向，必須倒置方可。

圖 21 至 25，以 S_x 表示未知應力，且暫時視作張力，以 S_1, S_2 等等表示已知力，其施力方向，須按實繪明，即該力為壓力時，則箭頭須指向截面，若為張力時，則須背離截面。又凡水平之力，以向右為正，向左為負；而垂直之力，則以向上為正，向下為負。詳見本叢

書靜力學第 17 至 23 節。

在圖 21 中，使垂直分力之代數和等於零，則得下列方程式：

$$+R - p - p - S_m \cos \phi = 0$$

解得

$$S_m = +(+R - p - p) \sec \phi$$

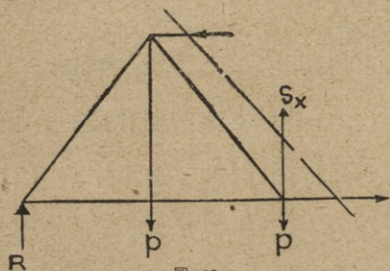


圖 22

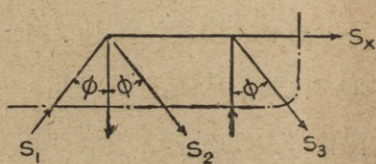


圖 23.

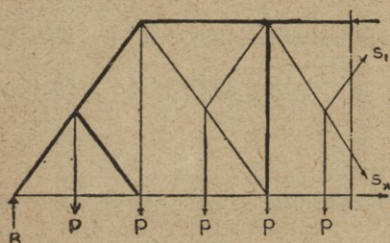


圖 24.

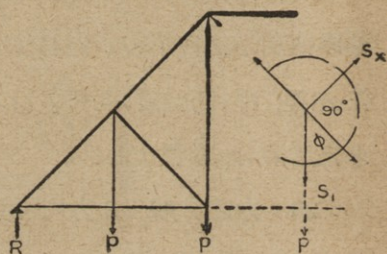


圖 25.

以上四圖示應用力之分解法於構架分析

在圖 22 中，作一傾斜截面，使垂直分力之代數和等於零，則得下式：

$$+R - p - p + S_m = 0$$

解得

$$S_m = -(+R - p - p)$$

在以上兩項計算內均未列入弦之應力，因弦應力係水平力，故其垂直分力適等於零。

在圖 23 中，應用水平分力之代數和等於零之原則，以求得 S_m

之數值。此處截面之形式，已使外力 R 與 p ，不居於截留範圍之內，故不必計算及之。且該兩外力，取垂直方向，故其水平分力均等於零。於是：

$$+S_1 \sin \phi + S_2 \sin \phi + S_3 \sin \phi + S_w = 0$$

解得
$$S_w = -(S_1 + S_2 + S_3) \sin \phi$$

在圖 24 中，截面之地位，切斷已知應力 S_1 ，今使垂直分力之代數和等於零，則得下式：

$$+R - p - p - p - p - p + S_1 \cos \phi - S_w \cos \phi = 0$$

解得
$$S_w = +(R - 5p) \sec \phi + S_1$$

在圖 25 中，使垂直對角線方向之分力之代數和等於零，則得下式：

$$-S_1 \sin \phi + S_w = 0$$

解得
$$S_w = +S_1 \sin \phi$$

以上為計算簡單構架之應力時常用之法則，茲再將計算步驟，加以概括說明如下：

構架係由若干直線形之料組合而成，每一直線形之料稱為肢。再依其所在之地位，分別名為弦肢，腹肢等。

1. 所作之截面，除擬求其應力之肢，必須截斷外，其餘被截之肢數，不宜過多，否則計算增繁。
 2. 未知應力之肢，以截斷一根為限。
 3. 排列方程式，使垂直分力或水平分力等於零。
 4. 解方程式，而得應力。
29. 力矩法 肢之應力，亦可以力矩法求之，本書 27 節第 1

條，已說明在圖上任何一點，均可選作力矩之中心，惟中心點之地位是否適當，則與計算之繁簡，頗有關係。圖 26 所選之力矩中心，係位於 U_1 點之上，與該點相距 a ，茲列成力矩方程式如下：

$$-S_1 \times a - S_2 \times b - S_3(a+h) + Rp \pm P_1 \times 0 + P_2 \times p = 0$$

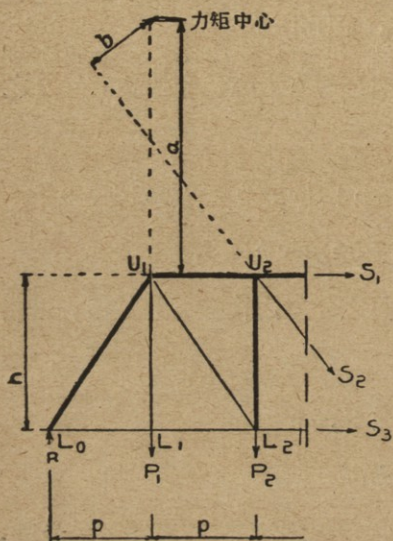


圖 26. 示應用力矩法於構架分析

此方程式中，含有未知數三。故尚須另選兩點，作為力矩中心，添列兩方程式，方能解答。

設計者當選定力矩中心時，常使方程式中僅含一個未知數。於是此中心點必須位於若干未知力之方向引長線上。例如圖 26，若選中心點於 U_2 ，則 S_1 與 S_2 兩者之力矩，均等於零，而 S_3 之數值，可迎刃而解矣。茲列方程式如下：

$$+R \times 2p - P_1 \times p \pm P_2 \times 0 - S_3 \times h = 0$$

解得

$$S_3 = \frac{1}{h} (+R \times 2p - P_1 \times p)$$

本書以順鐘向之力矩為正號，反鐘向之力矩為負號。

若構架之頂弦係曲線式，則亦可選擇一適當之中心點，使不必要之未知數，不含於方程式之內。例如圖 27，欲求 S_2 ，可選中心點於 0 點，列成方程式如下：

$$-S_2 \times l - R \times a + P_1(a+p) + P_2(a+2p) = 0$$

S_1 與 S_3 之力矩，則因其力之方向線通過 0 點，故均等於零。

由上式解得 $S_2 = \frac{1}{l} \left\{ -Ra + P_1(a+p) + P_2(a+2p) \right\}$

30. 腹材應力之計算 此項計算方法，已於上二節討論及之。所示各種方式，究以採用何者為宜，則以計算便利為斷，其中垂直分力之分解法，最為簡易，凡頂弦與底弦互相平行之構架，多能適用。例如圖 21，其方程式如下：

$$+R - p - p - S_m \cos \phi = 0$$

但 $R - p - p$ ，等於截面處之剪力 V ，故上列方程式，亦可改寫如下：

$$V - S_m \cos \phi = 0$$

由此可得一重要之推論如下：

所有被截面所截斷各肢之應力之垂直分力，與在該截面處之剪力，兩者之代數和應等於零。

若構架之頂底兩弦係水平，且其腹材為簡式組織，則參看圖

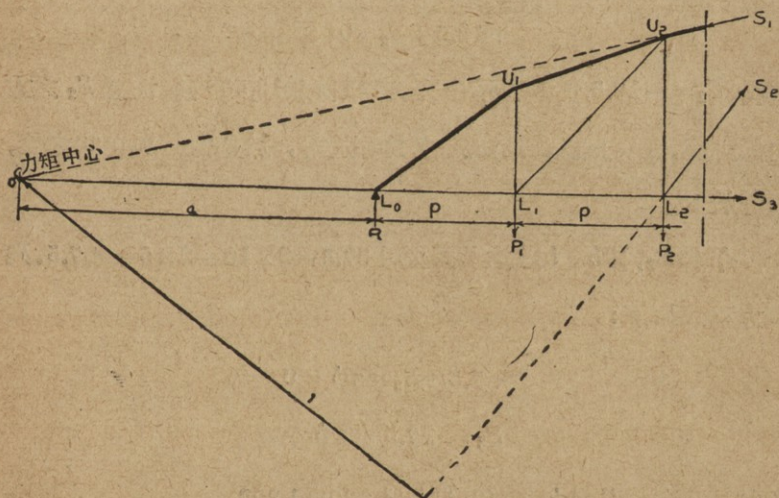


圖 27. 示應用力矩法於頂弦彎曲之構架分析

21, 各腹肢之應力, 等於該處之剪力乘該腹肢與垂直線所成交角之正割, 即 $S_m = +V \sec \phi$ 。惟若直接應用此公式, 以從事計算, 則所得應力之符號爲正爲負, 不易判別, 換言之, 即張力與壓力之區別, 不甚分明, 故不若列成前述之方程式爲佳, 即 $V - S_m \cos \phi = 0$ 。

圖 23 示一普拉特構架, 所註重量數字, 以 1,000 磅爲單位, 例如 5, 即代表 5,000 磅, 今欲求其腹肢 S_2 與 S_3 之應力。先作截面 $a-a$, 截斷 S_2 , 所截之腹肢數, 除必要者外, 愈少愈妙, 藉省計算之煩。然後算出截面處之剪力, 列成方程式, 使被截各應力之垂直分力與剪力之代數和等於零。再力之向上者爲正, 向下者爲負, 亦須注意。在列成方程式時, 各未知力之方向, 均可暫時假定爲張力, 即其箭頭方向, 背離截面。

今求 S_2 , 先求得截面 $a-a$ 處之剪力爲 $+37.5 - 2 \times 10 - 5 = +12.5$ 。又因水平弦, 不能發生垂直分力, 故列成方程式如下:

$$+12.5 + S_2 = 0$$

解得 $S_2 = -12.5$, 負號表示壓力, 其數值爲 12,500 磅。注意 S_2 之方向係垂直, 其與垂直線所成之交角等於零, 於是餘弦與正割之值, 均等於 1。

今求 S_3 , 按 $b-b$ 處之剪力爲 $+37.5 - 2 \times 10 - 2 \times 5 = +7.5$, 列成方程式如下:

$$+7.5 - S_3 \cos \phi = 0$$

故
$$S_3 = +7.5 \sec \phi$$

式內
$$\sec \phi = \sqrt{30^2 + 25^2} \div 30 = 1.302$$

故
$$S_3 = +7.5 \times 1.302 = +9.765$$

有時僅須截斷三肢，已可從事計算，斯時可選力矩中心於其中兩肢之交點上，以求出第三肢之應力。例如圖 26，可選 U_2 點為中心。圖 27，可選 O 點為中心。

圖 29 所示乃應用力之分解法以計算者也。例如，欲求 S_m ，則可作一截面 $a-a$ ，並書明已知各力之數值如下： $S_1 = -V_1 \sec \phi$ ；

$$S_2 = +V_2 \sec \phi; \quad S_3 = +V_3 \sec \phi; \quad S_4 = +V_4 \sec \phi。$$

各已知力之方向，務須注意，至 S_m 之方向，則可暫時假定為張力。又各直柱之應力，既無水平分力，故與此項計算無關。然後列成方程式，使水平分力之代數和等於零。

$$+S_1 \sin \phi + S_2 \sin \phi + S_3 \sin \phi + S_4 \sin \phi + S_m = 0$$

將前述 S_1, S_2 等之值代入方程式，且以 $\frac{1}{\cos \phi}$ 代 $\sec \phi$ ，則得

$$V_1 \times \frac{\sin \phi}{\cos \phi} + V_2 \times \frac{\sin \phi}{\cos \phi} + V_3 \times \frac{\sin \phi}{\cos \phi} + V_4 \times \frac{\sin \phi}{\cos \phi} + S_m = 0$$

解得 $S_m = -(V_1 + V_2 + V_3 + V_4) \tan \phi$

$$S_m = -\Sigma V \tan \phi。$$

由此可知弦肢之應力，等於截面以左各區格之剪力總和乘以對角料與垂直線所成交角之正切，故此法名曰正切法。又察圖 29，可知每兩個相鄰弦肢之應力之差，等於對角料應力之水平分力，故逐個弦肢之應力，由左向右遞增，故又稱弦增法。

32. 編號法 以前所用 S_1, S_2 等符號，實際上並不便利，此後將棄置不用。圖 30 與 31，示一種最適當之編號法。凡頂弦各點，均稱 U ，底弦各點，均稱 L 。復於字母之後，輟以點次，藉明該點地位所在。例如 $U_1 U_2$ ，一望而知為位於第二區格之頂弦肢， $U_2 L_2$ 為

位於第二區格尾之直柱， U_2L_3 為位於第三區格之對角料。又 U_1U_2 等符號，不特用以指示某肢，並可用以指示該肢之應力。本書在討論分析法時，用以指示應力，而在討論設計法時，則用以指示某肢。

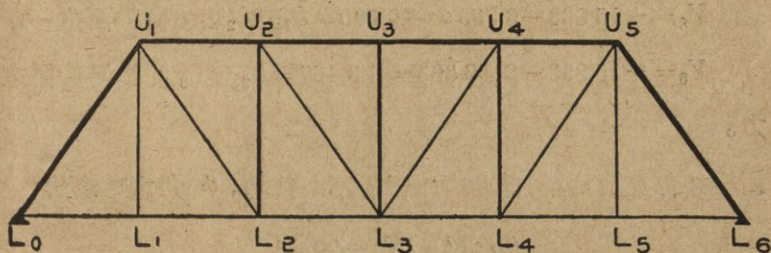


圖 30. 穿橋各肢及應力之編號法

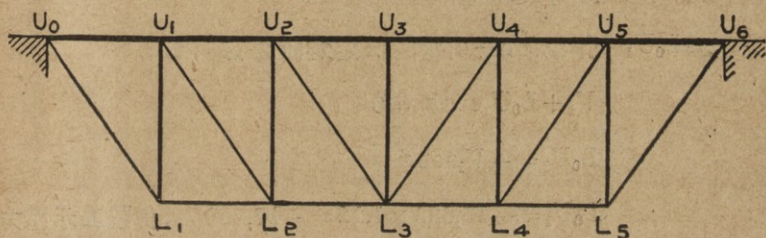


圖 31. 台橋各肢及應力之編號法

33. 窩楞構架承受死荷重時之計算 窩楞構架之腹材，以角鋼與鋼板，或槽鋼製成，故能承受張力，亦能承受壓力。其頂弦係建築用之成形鋼為之，其底弦或為構合成形鋼，或僅用鋼條為之。

圖 32 示窩楞構架之穿式公路橋，適用於鄉間交通，跨度長 120 呎，高 20 呎。由圖 16，查得橋重連其木質載面在內，為 76,000 磅。共兩構架，每一構架須負擔半數，即 38,000 磅。橋身為六區格，即每區格得 $38,000 \div 6 = 6,333$ 磅。在計算應力時，即假定 L_1, L_2, L_3, L_4, L_5 各點，各負擔 6,333 磅。此外又有半個區格之重量，分別作用於 L_0 及 L_6 兩點，則應由橋臺直接負擔之，與本計算無關。

L_0 或 L_6 之支力為 $(5 \times 6,333) \div 2 = 15,833$ 磅。

以下為剪力之計算：

$$V_1 = +15,833 - 0 = +15,833 = L_0 \text{ 至 } L_1 \text{ 間任何截面之剪力。}$$

$$V_2 = +15,833 - 6,333 = +9,500 = L_1 \text{ 至 } L_2 \text{ 間任何截面之剪力。}$$

$$V_3 = +15,833 - 2 \times 6,333 = +3,167 = L_2 \text{ 至 } L_3 \text{ 間任何截面之剪力。}$$

因構架係左右對稱，故其右半部份不必計算。 ϕ 角之正割為：

$$(\sqrt{20^2 + 10^2}) \div 20 = 1.12$$

腹材應力之計算如下：

求 L_0U_1 作截面 $a-a$ ，暫時假定為張力，則，

$$V_1 + L_0U_1 \cos \phi = 0$$

$$L_0U_1 = -V_1 \sec \phi$$

$$L_0U_1 = -15,833 \times 1.12 = -17,700 \text{ 磅，負號表示壓力。}$$

求 U_1L_1 作截面 $b-b$ ，並暫時假定為張力，則

$$V_1 - U_1L_1 \cos \phi = 0$$

$$U_1L_1 = +V_1 \sec \phi$$

$$U_1L_1 = +15,833 \times 1.12 = +17,700 \text{ 磅，正號表示張力。}$$

求 L_1U_2 作截面 $c-c$ ，則

$$V_2 + L_1U_2 \cos \phi = 0$$

$$L_1U_2 = -V_2 \sec \phi$$

$$L_1U_2 = -9,500 \times 1.12 = -10,640 \text{ 磅。}$$

求 U_2L_2 作截面 $d-d$ ，則

$$+9,500 - U_2L_2 \cos \phi = 0$$

$$U_2 L_2 = +9,500 \times 1.12 = +10,640 \text{ 磅。}$$

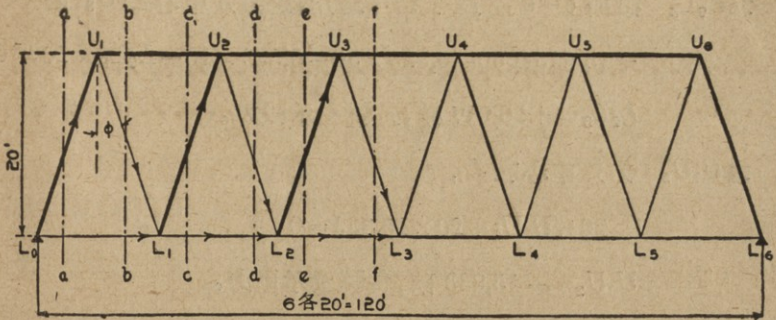


圖 32. 六區格窩楞構架穿橋各部應力

求 $L_2 U_3$ 作截面 $e-e$, 則

$$+3,167 + L_2 U_3 \cos \phi = 0$$

$$L_2 U_3 = -3,167 \times 1.12 = -3,540 \text{ 磅。}$$

求 $U_3 L_3$ 作截面 $f-f$, 則

$$+3,167 - U_3 L_3 \cos \phi = 0$$

$$U_3 L_3 = +3,167 \times 1.12 = +3,540 \text{ 磅。}$$

計算弦肢之應力, 可用力矩法如下:

求 $L_0 L_1$ 作截面 $b-b$, 截斷 $L_0 L_1$ 及 $U_1 L_1$ 與 $U_1 U_2$ 三肢。選力矩中心於交點 U_1 , 則

$$+15,833 \times 10 - L_0 L_1 \times 20 = 0$$

$$L_0 L_1 = (+15,833 \times 10) \div 20$$

$$= +7,917 \text{ 磅, 正號表示張力。}$$

求 $L_1 L_2$ 截面 $c-c$ 或 $d-d$ 均可適用, 選力矩中心於 U_2 , 則

$$+15,833 \times 30 - 6,333 \times 10 - L_1 L_2 \times 20 = 0$$

$$L_1 L_2 = (+15,833 \times 30 - 6,333 \times 10) \div 20$$

$= +20583$ 磅, 正號表示張力。

求 L_2L_3 截面 $e-e$ 或 $f-f$ 均可適用, 選力矩中心於 U_3 , 則
 $+15,833 \times 50 - 6,333 \times 30 - 6,333 \times 10 - L_2L_3 \times 20 = 0$
 $L_2L_3 = +26,917$ 磅, 正號表示張力。

求 U_1U_2 力矩中心在 L_1 ,
 $+20 \times U_1U_2 + 20 \times 15,833 = 0$
 $U_1U_2 = -15,833$ 磅, 負號表示壓力。

求 U_2U_3 力矩中心在 L_2 ,
 $+20 \times U_2U_3 + 40 \times 15,833 - 20 \times 6,333 = 0$
 $U_2U_3 = -25,333$ 磅。

求 U_3U_4 力矩中心在 L_3 ,
 $+20 \times U_3U_4 + 60 \times 15,833 - 40 \times 6,333 - 20 \times 6,333 = 0$
 $U_3U_4 = -28,500$ 磅。

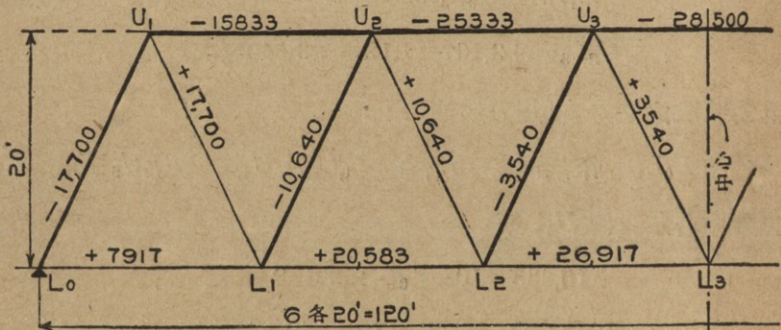


圖 33. 六區格窩楞穿橋之尺度及應力

圖 33, 繪示左半部構架之形式, 並將尺度及應力, 分別註明, 俾讀者一目瞭然, 藉可研究逐段應力變更情形。右半部構架, 因係對稱, 故略之。

由此圖，可知弦之應力自兩端向中部陸續增加。而腹肢之應力則向中部陸續遞減。又同方向傾斜之各腹肢，其應力所冠之正或負符號亦相同。凡構架之頂底兩弦平行，且具有簡式組織之腹材者，均備具如本條所述之性質。

34. 發生最大正負剪力時之活荷重地位 凡固定之荷重，永不變更其數值與位置者，名曰死荷重。故由荷重所發生之應力，亦不能有所變更。活荷重則反是，有時不在橋上，有時佔據橋之全部或一部份，致發生不同之剪力。

勻佈荷重發生最大剪力之規則

習用法

在簡單梁上任何點作一截面，當活荷重滿佈於截面與左支點之間時，則截面處發生最大之負剪力，當活荷重滿佈於截面與右支點之間時，則截面處發生最大之正剪力。

若截面以左諸垂直力之代數和為正，則該截面處之剪力為正號。反之，則為負號。圖 34 梁兩端之支持處，稱為左右支點。

圖 34 示證明上述剪力規則之方法。 w, x, y 之意義如圖， $a-a$ 為欲求剪力之截面。 wx 即梁上 x 長度內之荷重， wy 即梁上 y 長度內之荷重。 R_1 為左支點之支力。

$$R_1 = \left[wx \left(\frac{x}{2} + y \right) + wy \frac{y}{2} \right] \div l$$

因 $a-a$ 截面之剪力 V 等於 $R_1 - wx$,

$$V = \left[wx \left(\frac{x}{2} + y \right) + wy \frac{y}{2} \right] \times \frac{1}{l} - wx$$

$$V = wx \left(\frac{\frac{1}{2}x + y}{l} \right) + \frac{wy^2}{2l} - wx$$

$$V = \left[wx \left(\frac{\frac{1}{2}x + y}{l} - 1 \right) \right] + \frac{wy^2}{2l}$$

注意上式圓括弧內之分數，因 l 必大於 $\frac{1}{2}x + y$ ，故 $\frac{\frac{1}{2}x + y}{l}$ 常小於 1，即方括弧內之值常為負。此值既為負，則 V 之數值必為之減少。若欲使 V 之值為最大，則此方括弧內之值應使等於零。換言之，即 $a-a$ 截面與左支點間無荷重時，則正剪力為最大。同理，若 $a-a$ 截面與右支點間無荷重時，則負剪力為最大。

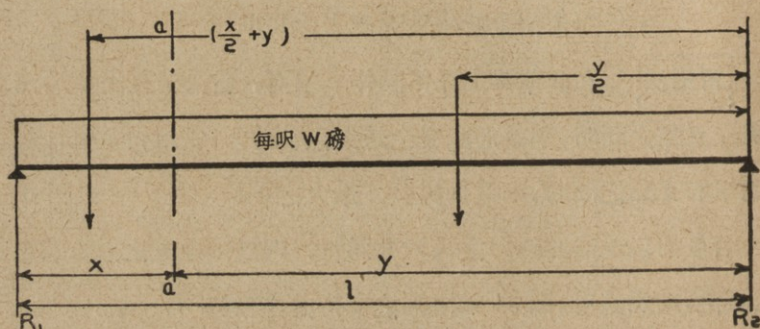


圖 34. 單梁承受活荷重時以習用法求其最大正負剪力

至於構架之荷重，雖集合於其各區格點之上，惟前述之規則，仍可照應用之。

欲求最大正剪力時，可假定截面與右支點間之各區格點，悉有荷重。

欲求最大負剪力時，可假定截面與左支點間之各區格點，悉有荷重。

【例】圖 35 示 7 區格普拉特構架，每區格有活荷重 40,000 磅，試求各區格之最大正負剪力。(構架之高度，與此無關。)

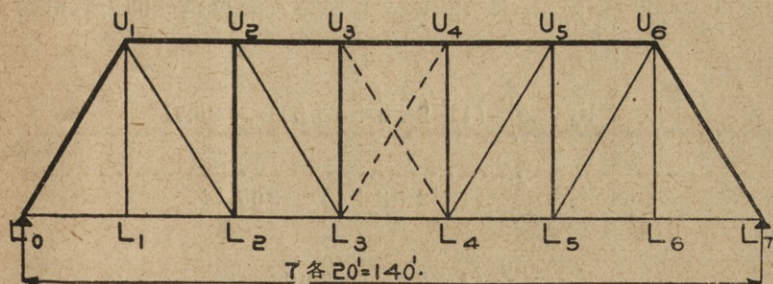


圖 35. 七區格普拉特構架各區格剪力之計算

求最大正剪力，在第 1 區格，可假定荷重於 L_1, L_2, L_3, L_4, L_5 及 L

在第 2 區格，可假定荷重於 L_2, L_3, L_4, L_5 及 L_6

在第 3 區格，可假定荷重於 L_3, L_4, L_5 及 L_6

在第 4 區格，可假定荷重於 L_4, L_5 及 L_6

在第 5 區格，可假定荷重於 L_5 及 L_6

在第 6 區格，可假定荷重於 L_6

在第 7 區格，各區格點概無荷重

由各種荷重所發生之支力，即為該項情形下之剪力，因在任何截面及任何區格內之剪力，等於支力減去在截面或區格左之荷重，而照上項荷重方法，在截面以左概無荷重，故支力即等於剪力。

在第一區格內，其計算方法如下，力矩之中心取於 L_7 ：

$$(R_1 + V_1) \times 7 \times 20 = 40 \times 20 + 40 \times 2 \times 20 + 40 \times 3 \times 20 \\ + 40 \times 4 \times 20 + 40 \times 5 \times 20 + 40 \times 6 \times 20$$

上式中各項均含 20，故可將全式除以 20 而消去，結果可書成

$$+ V_1 \times 7 = 40 + 40 \times 2 + 40 \times 3 + 40 \times 4 + 40 \times 5 + 40 \times 6$$

於是

$$+ V_1 = \frac{40}{7} (1 + 2 + 3 + 4 + 5 + 6) = 120.00$$

此即習用之方式，區格之長作為1。其他剪力遂可按相同方式計算之：

$$+V_2 = \frac{40}{7}(1+2+3+4+5) = +85.71$$

$$+V_3 = \frac{40}{7}(1+2+3+4) = +57.14$$

$$+V_4 = \frac{40}{7}(1+2+3) = 34.28$$

$$+V_5 = \frac{40}{7}(1+2) = +17.14$$

$$V_6 = \frac{40}{7}(1) = +5.71$$

$$V_7 = \frac{40}{7}(0) = +0$$

計算最大負剪力時(有時名為最小剪力)，支力與剪力不同，因在截面之左有荷重必須減去，其荷重如下：

求最大負剪力，在第1區格，各區格點概無荷重。

在第2區格，可假定荷重於 L_1

在第3區格，可假定荷重於 L_1, L_2

在第4區格，可假定荷重於 L_1, L_2, L_3

在第5區格，可假定荷重於 L_1, L_2, L_3, L_4

在第6區格，可假定荷重於 L_1, L_2, L_3, L_4, L_5

在第7區格，可假定荷重於 $L_1, L_2, L_3, L_4, L_5, L_6$

因各區格點概無荷重，故 $-V_1 = 0$ 。又設 R_1 為 L_1 荷重時之左支力，

R_2 為 L_1 及 L_2 均荷重時之左支力，則

$$-V_2 = R_1 - (L_1 \text{ 之荷重}) = \frac{40 \times 6}{7} - 40 = -5.71,$$

$$-V_3 = R_2 - (\text{兩區格之荷重}) = \frac{40}{7} (6+5) - 2 \times 40 \\ = -17.14$$

同理 $-V_4 = \frac{40}{7} (6+5+4) - 3 \times 40 = -34.28$

$$-V_5 = \frac{40}{7} (6+5+4+3) - 4 \times 40 = -57.14$$

$$-V_6 = \frac{40}{7} (6+5+4+3+2) - 5 \times 40 = -85.71$$

$$-V_7 = \frac{40}{7} (6+5+4+3+2+1) - 6 \times 40 = -120.00$$

茲將計算結果，彙列成表，單位為 1,000 磅。

地位	活荷重之最大正剪力	活荷重之最大負剪力
V_1	+ 120.00	- 0.00
V_2	+ 85.71	- 5.71
V_3	+ 57.14	- 17.14
V_4	+ 34.28	- 34.28
V_5	+ 17.14	- 57.14
V_6	+ 5.71	- 85.71
V_7	+ 0.00	- 120.00

由表中察知正負剪力之數值相等，惟次序倒置而已。故正或負剪力，僅須計算一種已足。

上法計算便捷，採用最廣，故稱為習用法，本書亦引為準繩。

準確法 以習用法計算最大正剪力時，須假想截面以右各區格點悉受活荷重，而截面以左各區格點，則並無活荷重。如此假想，顯與事實不符。蓋橋之活荷重，係由縱梁或攔柵分配於各區格點。例如圖 36 之 L_2 ，若受重 40,000 磅，則 L_1 必須受重 20,000 磅，無法使之不受荷重，其理甚明。

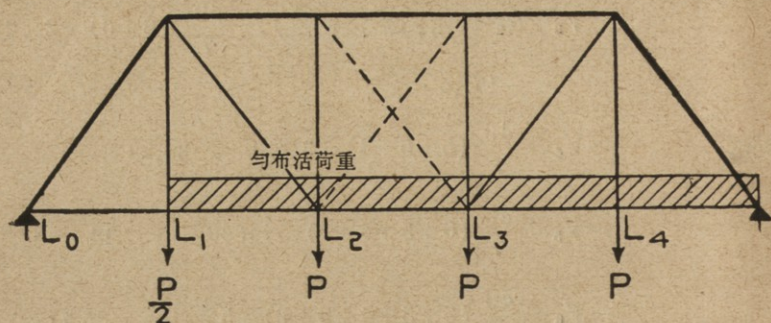


圖 36. 以準確法求各區格內因活荷重所生之剪力

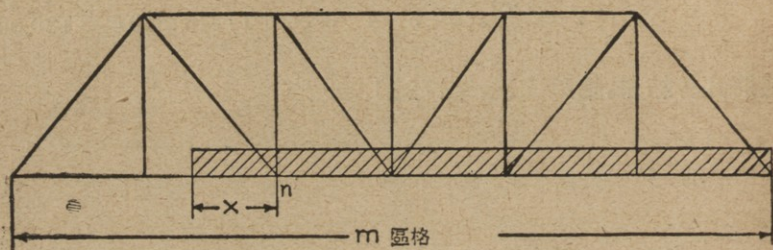


圖 37. 求各區格之最大活荷重正剪力

今欲求得準確之剪力，亦可按照活荷重之實際分配情形計算。惟有一事，尚須預加攷慮，例如，欲求第二區格之最大正剪力，則活荷重之左端，究應越過 L_2 若干距離，方可使該區格之剪力為最大。換言之，即圖 37 之 x ，須等於若干，方可算得最大之剪力也。由微分學之研究，求得

$$x = \frac{n}{m-1} p$$

式中：
 n = 截面以右所有區格點之總數（右支點不計在內）；
 m = 橋之區格數；
 p = 每區格之長度。

例如，欲求圖 35 區格 $L_2 L_3$ 之最大正剪力，先須計算 x 之值

如下：

$$\text{自 } L_3 \text{ 至 } L_6 \quad n=4,$$

$$m=7, \text{ 因共分七區格;}$$

$$p=20 \text{ 呎;}$$

$$x = \frac{4}{7-1} \times 20 = 13.33 \text{ 呎。}$$

故活荷重之總長度為 $13.33 + 4 \times 20 = 93.33$ 呎，每呎荷重 2,000 磅，則共重 186,700 磅，復以力矩法求得左點之支力如下：

$$R_3 = 186,700 \times \frac{93.33}{2} \div 140 = 62,200 \text{ 磅。}$$

圖 35, L_2 與 L_3 間之荷重為 $13.33 \times 2,000$ 磅，此重由縱梁分配於 L_2 及 L_3 兩點，重心離 L_3 點為 6.67 呎，故其繞 L_3 之力矩為 $13.33 \times 2,000 \times 6.67 = 177,800$ 呎磅。此力矩應與 L_2 點支力 r 之力矩相平衡（力矩中心在 L_3 ），故 $r \times 20 = 177,800$ ，或 $r = 8,890$ 磅。於是實際剪力為

$$+V_3 = R_3 - r = +62,200 - 8,890 = +53,310 \text{ 磅。}$$

前由習用法所求得之 $+V_3$ ，為 57,140 磅，計差 3,730 磅。今若按準確法，將各區格之剪力悉行算出，而與由習用法求得之數，逐一比較，則知 V_1 之數相同，愈向右則差數愈大。故 L_5L_6 相差最大，且由習用法算得之數，除 V_1 外，常大於由準確法算得之數。

若欲求最大之負剪力，則可假設活荷重，自左支點起，至其右端伸入本區格內，等於 $p-x$ 之長度為止。如此活荷重之位置，可得最大之負剪力，其餘計算方法如前。

準確法不甚採用，練習題從略。

35. 發生最大力矩時之活荷重地位 規則 活荷重滿佈全橋

之長時，各點之彎曲力矩為最大。

試求圖 34 a-a 截面處之力矩 M ，

$$R_1 = \left\{ wx \left(\frac{x}{2} + y \right) + \frac{wy^2}{2} \right\} \frac{1}{l},$$

式中各項，均係正號。

$$M = R_1 \times x - wx \frac{x}{2};$$

$$\begin{aligned} \text{以 } R_1 \text{ 之值，代入上式，} M &= \frac{wx^2}{l} \left(\frac{x}{2} + y \right) + \frac{wy^2x}{2l} - \frac{wx^2}{2} \\ &= \frac{wx^2}{l} \left(\frac{x}{2} + y \right) - \frac{wx^2}{2} + \frac{wy^2x}{2l} \\ &= wx^2 \left(\frac{x}{2l} + \frac{y}{l} - \frac{1}{2} \right) + \frac{wy^2x}{2l} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{但 } y = l - x; \text{ 故 } M &= wx^2 \left(\frac{x}{2l} + \frac{l-x}{l} - \frac{1}{2} \right) + \frac{wy^2x}{2l} \\ &= wx^2 \left(\frac{2l-x}{2l} - \frac{1}{2} \right) + \frac{wy^2x}{2l} \end{aligned}$$

上式，加號以左之項，表示由 x 荷重而生之力矩，加號以右之項，表示由 y 荷重而生之力矩。無論 x 等於零或等於 l ，或等於零與 l 間之一數，但左項決不能為負號。右項之 y 亦然。可知 x 與 y 同時荷重時，則各點之彎曲力矩為最大。

36. 窩楞構架承受活荷重之計算 凡構架之頂弦，概受壓力，而底弦則概受張力，此為構架之通性，至其腹材各肢，或專受壓力，或專受張力，或兼而有之，須視構架之形式若何而定。例如，窩楞構架之腹材各肢，則須兼受壓力與張力。

圖 32 所示之窩楞構架，假定路寬 15 呎，活荷重照路面計算，每平方呎 100 磅。每區格之長度 20 呎。因有兩個構架，故每一區格點之活荷重，等於 $20 \times \frac{15}{2} \times 100 = 15,000$ 磅。又因每構架有五個區格點，故兩端之支力，等於 $\frac{5}{2} \times 15,000 = 37,500$ 磅。

35 節，已闡明當活荷重滿佈全橋之長時，則弦應力為最大。例如，欲求 L_2L_3 之應力，則須假想各區格點全部荷重，乃選中心於 U_3 點，列成力矩方程式如下：

$$\begin{aligned} L_2L_3 \times 20 &= R \times 50 - L_1 \times 30 - L_2 \times 10 \\ &= 37,500 \times 50 - 15,000 \times 30 - 15,000 \times 10 \end{aligned}$$

解得 $L_2L_3 = 63,800$ 磅。

今活荷重既滿佈全橋之長，則其荷重狀態，已與死荷重無異。故由活荷重所發生之弦應力，可由已經算得之死荷重應力，比例得之。按活荷重等於死荷重之 $\frac{15,000}{6,333} = 2.371$ 倍，故得結果如下：

$$L_0U_1 = 2.371 \times (-17,700) = -42,000$$

$$U_1U_2 = 2.371 \times (-15,833) = -37,530$$

$$U_2U_3 = 2.371 \times (-25,333) = -60,050$$

$$U_3U_4 = 2.371 \times (-28,500) = -67,600$$

$$L_0L_1 = 2.371 \times (+7,917) = +18,770$$

$$L_1L_2 = 2.371 \times (+20,583) = +48,800$$

$$L_2L_3 = 2.371 \times (+26,917) = +63,850$$

其次計算最大正負剪力如下，以右支點為力矩中心。

	活荷重 正剪力	活荷重 負剪力
$V_1 = \frac{15,000}{6}(1+2+3+4+5) = +37,500$		0
$V_2 = \frac{15,000}{6}(1+2+3+4) = +25,000$		- 2,500
$V_3 = \frac{15,000}{6}(1+2+3) = +15,000$		- 7,500
$V_4 = \frac{15,000}{6}(1+2) = + 7,500$		-15,000
$V_5 = \frac{15,000}{6}(1) = + 2,500$		-25,000
$V_6 = \frac{15,000}{6}(0) = + 0$		-37,500

由正剪力所發生之應力，稱為最大活荷重應力，計算如下：

$$\begin{aligned}
 +L_0U_1\cos\phi + 37,500 &= 0 & \therefore L_0U_1 &= -37,500 \times 1.12 = -42,000 \\
 -U_1L_1\cos\phi + 37,500 &= 0 & \therefore U_1L_1 &= +37,500 \times 1.12 = +42,000 \\
 +L_1U_2\cos\phi + 25,000 &= 0 & \therefore L_1U_2 &= -25,000 \times 1.12 = -28,000 \\
 -U_2L_2\cos\phi + 25,000 &= 0 & \therefore U_2L_2 &= +25,000 \times 1.12 = +28,000 \\
 +L_2U_3\cos\phi + 15,000 &= 0 & \therefore L_2U_3 &= -15,000 \times 1.12 = -16,800 \\
 -U_3L_3\cos\phi + 15,000 &= 0 & \therefore U_3L_3 &= +15,000 \times 1.12 = +16,800
 \end{aligned}$$

由負剪力所發生之應力，稱為最小活荷重應力。計算如下：

$$\begin{aligned}
 +L_0U_1\cos\phi + 0 &= 0 & \therefore L_0U_1 &= 0 \\
 -U_1L_1\cos\phi + 0 &= 0 & \therefore U_1L_1 &= 0 \\
 +L_1U_2\cos\phi - 2,500 &= 0 & \therefore L_1U_2 &= +2,500 \times 1.12 = +2,800 \\
 -U_2L_2\cos\phi - 2,500 &= 0 & \therefore U_2L_2 &= -2,500 \times 1.12 = -2,800
 \end{aligned}$$

$$+L_2U_3\cos\phi - 7,500 = 0 \quad \therefore L_2U_3 = +7,500 \times 1.12 = +8,400$$

$$-U_3L_3\cos\phi - 7,500 = 0 \quad \therefore U_3L_3 = -7,500 \times 1.12 = -8,400$$

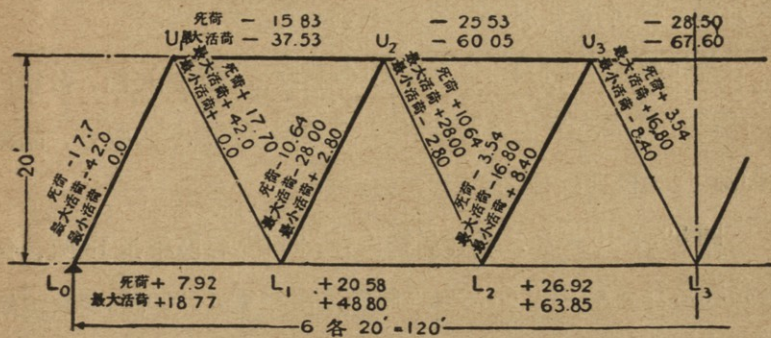


圖 38. 窩楞構架半面之尺度及受活荷重時之應力圖

今將由死荷重與活荷重所產生之應力，彙列於圖 38。圖中數字，以千磅為單位。不問活荷重之位置若何，頂弦常受壓力，而底弦常受張力，其施力方向，決不變換，故凡弦肢之最小活荷重應力，概等於零，今不復註於圖中。再細察各腹肢之應力，可知其由負剪力所產生者，常與由死荷重所產生者，發生相反之符號，而有互相抵銷之傾向。 L_2U_3 與 U_3L_3 兩肢，則因活荷重應力大於死荷重應力之故，遂使原受壓力之肢，反受張力，而原受張力之肢反受壓力矣。

最大與最小兩種應力，不能同時發生，故只能以其一種，與死荷重應力合併，若以三數作代數和則不合理矣。

37. 挺料 圖 38 中 U_3L_3 之死荷重應力，等於+3,540磅，而其最小活荷重應力，則等於-8,400磅，兩相抵銷之後，尚餘-4,860磅。可知該料僅受死荷重時係張力，當 L_1 及 L_2 兩點承受活荷重時，始一變為而壓力。如該料係一細長之條所製，則無有不受壓迫而撓曲者，於此不可不有防止之方。

在窩楞構架中，僅將此等肢料，適當配製，使能兼受張力與壓力，此外不復變更構架之組織。惟在普拉特及豪烏構架，則均另添對角料一根，名曰挺料。茲先述普拉特構架。

普拉特構架之內柱，概受壓力，無轉變為張力之可能，故設計時，祇須使其能擔負壓力而已。但其對角料則僅能擔負張力，故須擇正負應力隨時變換之處，增加挺料。

圖 39，示 13 區格之普拉特構架，高 25 呎，每區格長 18 呎，每區格點之死荷重 22,000 磅，每區格點之活荷重 58,500 磅。對角線傾斜角之正割，等於 $\sqrt{(18^2 + 25^2)} \div 25 = 1.231$ 。各區格之死荷重剪力，與最大最小活荷重剪力，均見圖 39 中，與各區格之地位對照。凡用以擔負死荷重所必須之肢，均以實線示之。又中央區格之死荷重剪力等於零，故該區格內對角料之應力，應為 $0 \times \sec \phi = 0$ 。

在最左四區格，與最右四區格之內，雖其活荷重剪力與死荷重剪力之符號，並不相同，惟活荷重之剪力數值較小，故應力方向，不至變換。茲以 U_3L_4 為例，計算如下：

$$(1) \text{死荷重應力} \quad -U_3L_4 \cos \phi + 66.0 = 0$$

$$\therefore U_3L_4 = +66.0 \times 1.231 = +81.20$$

$$(2) \text{活荷重應力} \quad -U_3L_4 \cos \phi - 27.0 = 0$$

$$\therefore U_3L_4 = -27.0 \times 1.231 = -33.25。$$

兩者之合併應力 $= +81.20 - 33.25 = +47.95$ ，或 47,950 磅，仍為張力。故 L_3U_4 雖係薄條所製，並無妨礙。

L_9U_{10} 亦然，計算如下：

$$(1) \text{死荷重應力} \quad +L_9U_{10} \cos \phi - 66.0 = 0 \quad \therefore L_9U_{10} = +81.20$$

(2)活荷重應力 $+L_9U_{10}\cos\phi + 27.0 = 0 \quad \therefore L_9U_{10} = -33.25$

兩者之合併應力為 $+47.95$ ，亦係張力。

如圖 39 所示，中部五區格之活荷重剪力，與其死荷重剪力，並不同號，且活荷重剪力之數值較大。今假設圖中僅有如實線所示之對角料，而略去虛線，計算如下：

(1)活荷重應力

$$-U_4L_5\cos\phi + 44.0 = 0$$

$$U_4L_5 = +54.20$$

$$-U_5L_6\cos\phi + 22.0 = 0$$

$$U_5L_6 = +27.10$$

$$L_7U_8\cos\phi - 22.0 = 0$$

$$L_7U_8 = +27.10$$

$$+L_8U_9\cos\phi - 44 = 0$$

$$L_8L_9 = +54.20$$

(2)活荷重應力(與死荷重剪力符號相反之活荷重剪力所產生之應力)

$$-U_4L_5\cos\phi - 45.0 = 0$$

$$U_4L_5 = -55.40$$

$$-U_5L_6\cos\phi - 67.5 = 0$$

$$U_5L_6 = +83.10$$

$$+L_7U_8\cos\phi + 67.5 = 0$$

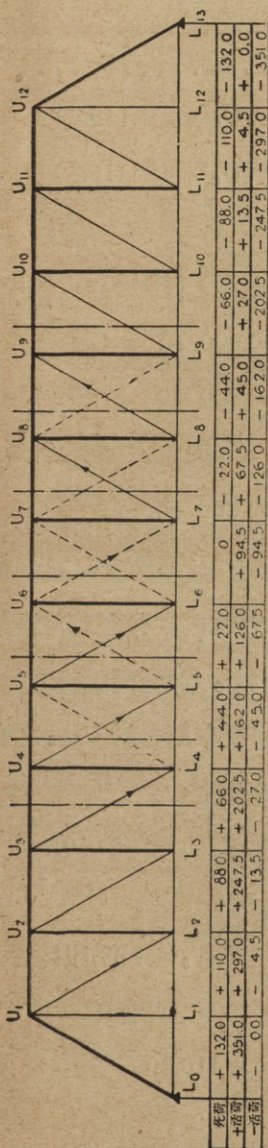


圖 39. 十三區格普拉特結構架荷重圖

$$L_7U_8 = -83.10$$

$$+L_8U_9 \cos \phi + 45.0 = 0 \quad L_8U_9 = -55.40$$

中央區格之對角料應力，可計算如下：

(1) 死荷重應力等於零

$$(2) \text{活荷重應力} \quad -U_6L_7 \cos \phi + 94.5 = 0 \quad U_6L_7 = +116.30$$

$$-U_6L_7 \cos \phi - 94.5 = 0 \quad U_6L_7 = -116.30$$

今將符號相反之死活荷重應力合併，得

$$U_4L_5 = +54.20 - 55.40 = -1,200 \text{ 磅}$$

$$U_5L_6 = +27.10 - 83.10 = -56,000 \text{ 磅}$$

$$L_7U_8 = +27.10 - 83.10 = -56,000 \text{ 磅}$$

$$L_8U_9 = +54.20 - 55.40 = -1,200 \text{ 磅}$$

$$U_6L_7 = 0 - 116.30 = -116,300 \text{ 磅}$$

上列五肢既係細薄之條所製，自不能抵抗壓力，故須增設如圖中虛線所示之挺料。挺料雖亦為細薄之條，但其方向與原有之對角料不同，故能使壓力作用，無由發生。今以挺料 L_5U_6 為例，而說明之。

本區格之剪力，既改由 L_5U_6 負擔，則原有對角料 U_5L_6 之應力，應等於零，可置之不論。於是應力可計算如下：

$$(1) \text{死荷重應力} \quad +L_5U_6 \cos \phi + 22.0 = 0 \quad L_5U_6 = -27.10$$

(2) 活荷重應力 (活荷重佈滿 L_1, L_2, L_3, L_4, L_5 時)

$$+L_5U_6 \cos \phi - 67.5 = 0 \quad L_5U_6 = +83.10;$$

兩者之合併應力，等於 $-27.10 + 83.10 = +56.00$ ，此係張力。

$$\text{同法求得} \quad L_4U_5 = +1.2, \quad L_6U_7 = +116.30,$$

$$U_7L_8 = +56.00, \quad U_8L_9 = +1.2$$

此等虛線所示之對角料，稱曰挺料或曰挺偏構。

由以上之研究，可得規則如下，

(a) 在任何區格內，若其活荷重剪力，不與死荷重剪力同號，且較死荷重剪力為大時，則須增一挺料。

(b) 挺料之應力，等於死活荷重兩種剪力之代數和，乘該料與垂直線所成偏角之正割。

凡頂底弦水平之構架，且其腹材，係直柱與對角料所構成之簡式組織者，均適用此項規則。

38. 最大及最小應力 若干橋工規範，規定構架各肢之設計，祇須依照最大應力計算，但亦有規定須研究應力之範圍者，是則最小應力亦在計算之列。除有相反應力發生外，若干規範須計算最大應力；但相反之應力，凡有水平弦者，甚少遇之，因此本書對於最小應力不擬多所討論。

(a) 肢之最大應力，等於其死荷重應力加符號與之相同之活荷重應力。

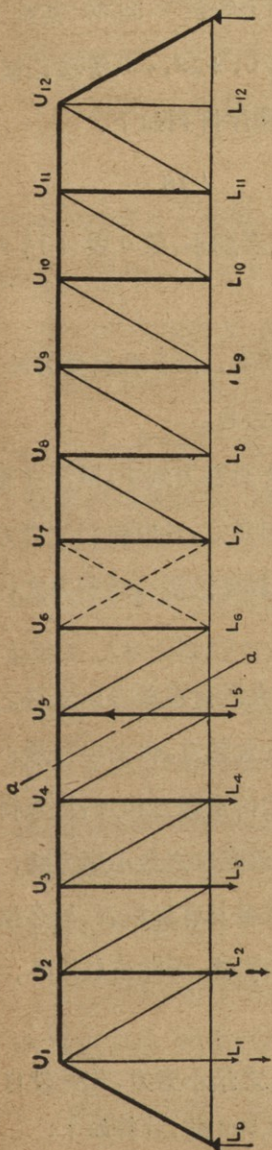


圖 40. 十三區格普拉特構架直料中應力之計算

(b) 肢之最小應力，或等於其死荷重應力加符號與之相反之活荷重應力，或逕等於死荷重應力，視孰者為更小而定，此處所謂小。含有代數的意義，例如，某肢之最大應力等於 -58.60 ，其符號為負，表示係壓力，而非張力。若以此數與 0 ， $+18$ ， -3 等數比較，應以何數為最小乎，法將各數按其正負值順序排列如下，

$$-58.6(\text{視作最大}) \quad -3 \quad 0 \quad +18$$

上列各數既以在左者為大，則當然以在右者為小，故 0 與 $+18$ 均小於 -3 也。

(c) 對角料與挺料之最小應力，均等於零，因對角料受力時，挺料不受力，而挺料受力時，對角料亦不受力也。

(d) 對角料傾斜之方向，以能擔負死荷重應力為主。故活荷重應力之與死荷重應力同號者，亦由對角料擔負之，此時挺料之應力為零。挺料之最大應力，等於死荷重剪力與異號之活荷重剪力之代數和乘該肢與垂直線所成交角之正割。

在具有水平弦之構架內，可以根據最大活荷重剪力所求得之最大活荷重應力與死荷重應力相加，而得最大應力。但若根據最小活荷重剪力所求得之最小活荷重應力，與死荷重應力相加，以求得最小應力，則對於後列之情形為不可恃。蓋求直柱之最小應力時，此直柱係介於兩區格之間，而此兩區格又係各具有挺料者，故必須假設各種可以發生最小應力之情形，比較而得之。惟除直柱以外，則前述最小應力之求法，仍屬可恃。

例如，欲求圖 39 (圖 40 同) 中直柱 U_5L_6 之最小應力，先假設自 L_1 起至 L_6 止之各點皆有荷重，每點荷重 $58,500$ 磅，計算如下：

用力矩法，求得 $L_0 = 58.5 \times \frac{12+11+10+9+8}{13} = +225.0$ 。

又各荷重之和爲 $5 \times 58.5 = -292.5$ 。故 L_5L_6 區格之剪力 $= -292.5 + 225.0 = -67.5$ (見圖 41)。

又圖 39 中，註明本區格之死荷重剪力爲 $+22.0$ ，故得

$$-67.5 + 22.0 = -45.5$$

如此所得剪力之符號，與死荷重剪力符號相反，故原爲死荷重剪力而設之對角料，今失其效用，於是挺料 L_5U_6 發生作用，如圖 41 所示。對角料既不受力，故在圖 41 中略之。

第二步推算 L_4L_5 區格之剪力，構架之荷重如前，仍自 L_1 起至 L_5 止， L_0 之值亦如前，故區格之剪力 $= -58.5 \times 4 + 225.0 = -9.0$ (見圖 41)。又圖 39，註明本區格之死荷重剪力，等於 $+44.0$ ，故

$$-9.0 + 44.0 = +35.0$$

如此算得剪力之符號仍爲正，與死荷重剪力之符號相同，故在本區格內之挺料無須受力，一切仍由對角料 U_4L_5 擔負，如圖 41 所示。圖 41 繪明 L_4L_5 區格之剪力，由 U_4L_5 擔負， L_5L_6 區格之剪力，由 L_5U_6 擔負，但此兩肢均不通過 U_5 點，今若作一圓形截面，使 U_5 孤立，即可察知 U_5L_5 之應力，必等於零。蓋 U_4U_5 及 U_5U_6 均係水平，故無垂直分力，且 U_5 並無荷重，倘 U_5L_5 之應力不爲零，則 U_5 點無法平衡矣，根據以上之計算，知 $U_5L_5 = 0$

又若假設活荷重係自 L_1 起至 L_4 止，或自 L_1 起至 L_3 止，依次照樣推算，結果均與以上算得者相同。惟若假設活荷重自 L_1 起至 L_2 爲止，則不然。

$$L_0 = \frac{58.5(12+11)}{13} = 103.5,$$

$$+103.5 - 2 \times 58.5 = 13.5。$$

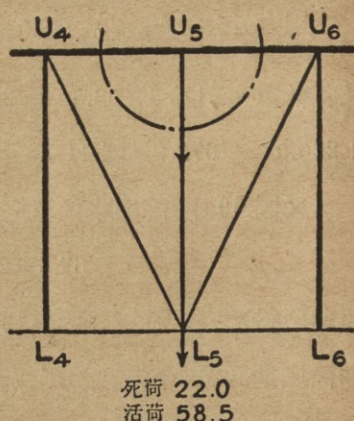
在 L_2 之右，不再有荷重，故右方各區格之剪力，一律為 13.5。又 L_4L_5 之死荷重剪力，等於 +44.0，（見圖 41）而 L_5L_6 死荷重剪力等於 +22.0，均較 -13.5 為大，相減得正，可知在 L_4L_5 及 L_5L_6 兩區格內之挺料，此時概失其效用，而由對角料 U_4L_5 與 U_5L_6 擔負矣。如於圖 40 之 $a-a$ 處作一截面， U_5 點

既並無荷重，可知 $a-a$ 處之剪力，即等於 L_5L_6 區格之剪力，故 U_5L_5 之活荷重剪力即為 -13.5，其死荷重剪力亦即 +22.0 也。故 U_5L_5 之總剪力，等於 $+22.0 - 13.5 = +8.5$ ，即 U_5L_5 之應力為 -8.5（壓力）。

如上所算， U_5L_5 之最小應力初為 0，繼為 -8.5，究取何數為準，則須視最大應力之符號為斷。按 U_5L_5 之最大應力，等於 L_5L_6 區格之剪力。在圖 39 中，查得此剪力為 $+22.0 + 126.0 = +148.0$ ，但 U_5L_5 為壓力，故 U_5L_5 之最大應力，為 -148.0。然後將各數排列如下，

$$-148.0(\text{視作最大}) \quad -8.5 \quad 0$$

故決定 U_5L_5 之最小應力應為零，而非 -8.5 也。



死荷剪力	+ 44.0	+ 22.0
活荷剪力	- 9.0	- 67.5
結果剪力	+	-

圖 41. 在圖 40 所示構架中直料之應力圖

第四章 構架承受死荷重及活

荷重之計算

39. 普拉特構架 在簡單構架中，十之九皆為普拉特式，故其應用最廣。

圖 42 所示之普拉特構架，高 30 呎，跨度長 200 呎，分為 8 區格，上舖單軌，死荷重每區格 30,000 磅，活荷重每區格 62,400 磅，對角料與垂直線所成交角之正割，為 $\sqrt{25^2+30^2} \div 30 = 1.302$ 。又其餘弦為 0.7685。由死荷重所發生之支力，為 $3\frac{1}{2} \times 30 = 105$ 。

由死荷重所產生之剪力如下：

第一區格 $V_1 = +105$ ，第二區格 $V_2 = +75$ ，第三區格 $V_3 = +45$ ，
 第四區格 $V_4 = +15$ ，第五區格 $V_5 = -15$ ，第六區格 $V_6 = -45$ ，
 第七區格 $V_7 = -75$ ，第八區格 $V_8 = -105$ 。

弦之死荷重應力計算如下表(參看 27 及 29 節)：

弦之死荷重應力表

肢	截面	力矩中心	應力方程式	應力
L_0L_1	$a-a$	U_1	$+105 \times 25 - L_0L_1 \times 30 = 0$	+ 87.5
L_1L_2	$a-a$	U_1	$+105 \times 25 - L_1L_2 \times 30 = 0$	+ 87.5
L_2L_3	$b-b$	U_2	$+105 \times 50 - 30 \times 25 - L_2L_3 \times 30 = 0$	+ 150.0
L_3L_4	$c-c$	U_3	$+105 \times 75 - 30(25+50) - L_3L_4 \times 30 = 0$	+ 187.5
U_1U_2	$a-a$	L_2	$+105 \times 50 - 30 \times 25 + U_1U_2 \times 30 = 0$	- 150.0
U_2U_3	$b-b$	L_3	$+105 \times 75 - 30(25+50) + U_2U_3 \times 30 = 0$	- 187.5
U_3U_4	$c-c$	L_4	$+105 \times 100 - 30(25+50+75) + U_3U_4 \times 30 = 0$	- 200.0

今假定死荷重之 $\frac{1}{3}$ ，由頂弦各點負擔，其餘 $\frac{2}{3}$ ，由底弦各點負

担。如此算得之弦應力與對角料應力，均與假定全部死荷重，皆由底弦各點負擔所算得者無異。惟直柱應力則不相同。

對角料之死荷重應力表(參看 27, 28, 30 節)

肢	截面	剪力	應力方程式	應力
L_0U_1	0-0	+105	$+105 + L_0U_1 \times 0.7685 = 0$	-136.70
U_1L_2	a-a	+75	$+75 - U_1L_2 \times 0.7685 = 0$	+97.60
U_2L_3	b-b	+45	$+45 - U_2L_3 \times 0.7685 = 0$	+58.60
U_3L_4	c-c	+15	$+15 - U_3L_4 \times 0.7685 = 0$	+19.53

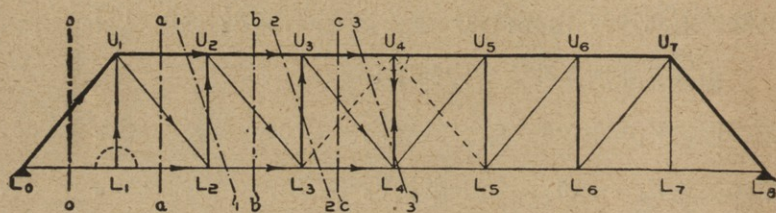


圖 42. 八區格單軌普拉特構架圖

以下求直柱之應力。按死荷重之 $\frac{1}{3}$ ，計 10,000 磅，係作用於頂弦各點，故底弦各點，僅荷 20,000 磅而已。

求 U_1L_1 ：作圓狀截面，使 L_1 孤立。因 L_0L_1 與 L_1L_2 均係水平，無垂直分力，故 $-20 + U_1L_1 = 0$ $U_1L_1 = +20$ ，

求 U_4L_4 ：同法， $-10 - U_4L_4 = 0$ $U_4L_4 = -10$ ，

求 U_2L_2 與 U_3L_3 ：作截面 1-1 及 2-2，先計算剪力，

$$V_{1-1} = +105 - 2 \times 20 - 1 \times 10 = +55,$$

$$V_{2-2} = +105 - 3 \times 20 - 2 \times 10 = +25.$$

在截面內，除直柱外，頂底弦皆水平，故應力之值，必與剪力相同。

又因所求之應力係壓力，故將算得之數，改為負號，得

$$U_2L_2 = -55 \quad U_3L_3 = -25$$

前言欲求弦之活荷重應力，必須假定活荷重已滿佈構架各點，如此則活荷重之狀態，竟與死荷重無異，因此活荷重應力當與死荷重應力成正比例矣。本題，活荷重與死荷重兩者之比，為 $\frac{62,400}{30,000} = 2.08$ ，由是算得活荷重弦應力如下，

$$L_0L_1 = + 87.5 \times 2.08 = +182.0$$

$$L_1L_2 = + 87.5 \times 2.08 = +182.0$$

$$L_2L_3 = +150.0 \times 2.08 = +312.0$$

$$L_3L_4 = +187.5 \times 2.08 = +390.0$$

$$U_1U_2 = -150.0 \times 2.08 = -312.0$$

$$U_2U_3 = -187.5 \times 2.08 = -390.0$$

$$U_3U_4 = -200.0 \times 2.08 = -416.0$$

同理，尾柱 $L_0U_1 = -136.7 \times 2.08 = -284.2$

求 U_1L_1 ：作圓截面，如圖 43，則 $+U_1L_1 - 62.4 = 2$

$$\therefore U_1L_1 = +62.4$$

求 U_1L_2 ：作截面 $a-a$ ，如圖 42，並假定活荷重，滿佈自 L_2 起至 L_7 止之各點，則最大剪力，(即 L_0 之支力) 為 $\frac{62.4(6+5+4+3+2+1)}{8}$

$$= +163.8 = +V_2。而應力方程式為 $+163.8 - U_1L_2 \times 0.7685 = 0$$$

$$\therefore U_1L_2 = +213.2$$

求 U_2L_3 ：作截面 $b-b$ ，並假定活荷重滿佈自 L_3 起至 L_7 止之各點，則最大剪力， $+V_3 = +\frac{62.4}{8}(5+4+3+2+1) = +117.0$

$$+117.0 - U_2L_3 \times 0.7685 = 0 \quad \therefore U_2L_3 = +152.4$$

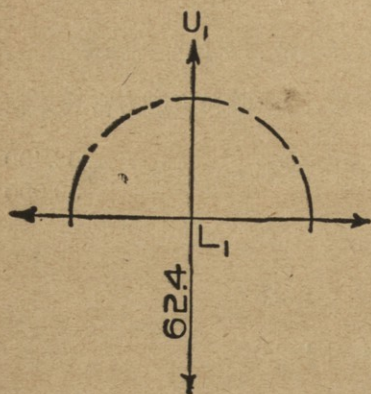


圖 43. 圖 42 所示構架中直料所受最大活荷重應力之計算

滿佈活荷重。

$$V_{1-1} = \frac{62.4}{8} (5+4+3+2+1) = +117.0$$

$$V_{2-2} = \frac{62.4}{8} (4+3+2+1) = +78.0$$

$$V_{3-3} = \frac{62.4}{8} (3+2+1) = +46.8$$

在截面 1—1 與 2—2 之內，頂弦與底弦，均無垂直分力，故得方程式如下：

$$+117.0 + U_2L_2 = 0 \quad \therefore U_2L_2 = -117.0$$

$$+78.0 + U_3L_3 = 0 \quad \therefore U_3L_3 = -78.0$$

前已算得 U_4L_4 之死荷重應力等於 -10。其時並無活荷重，故挺料 U_4L_5 之應力為零。今則不然，在 L_4L_5 區格內之死荷重剪力為 -15.0，又其活荷重剪力，即 $V_{3-3} = +46.8$ ，兩者相加，得正號，故知 U_4L_5 已發生作用矣。因此 U_4L_4 之死荷重應力，亦須改算。參看圖 44

求 U_3L_4 ：作截面 $c-c$ ，並假定活荷重滿佈自 L_4 起至 L_7 止之各點，則最大剪力，

$$+V_4 = \frac{62.4(4+3+2+1)}{8} = +78.0$$

$$+78.0 - U_3L_4 \times 0.7685 = 0$$

$$\therefore U_3L_4 = +101.6$$

求直柱 U_2L_2, U_3L_3, U_4L_4 ：

作截面 1—1, 2—2, 3—3, 等，並分別假定位於截面右方之各區格點

作 3—3 截面。在截面之左，計有由死荷重所產生之左支力為 105 (方向向上)，又在 U_1, U_2, U_3 點各有死荷重 10，而在 L_1, L_2, L_3, L_4 點各有死荷重 20，共計 110 (方向向下)。

此時之死荷重剪力， $V_{2-3} = +105 - 110 = -5.0$ ，即此時 U_4L_4 之死荷重應力已變為 +5.0 矣 (此值僅適用於活荷重滿佈自 L_5 向右各點時)。因此得 U_4L_4 之總應力等於 $-46.8 + 5 = -41.8$ ，但若活荷重之地位變更，則 U_4L_4 之死荷重應力又非 +5 矣。

為便於研究挺料之佈置，及最小應力之計算起見，茲將死荷重剪力及最大正負活荷重剪力彙列成表。間有前所未算之數，可由讀者補算之。

區 格	死荷重剪力	(+)活荷重剪力	(-)活荷重剪力
第一	L_0L_1 $V_1 + 105$	+218.4	0
第二	L_1L_2 $V_2 + 75$	+163.8	-7.8
第三	L_2L_3 $V_3 + 45$	+117.0	-23.4
第四	L_3L_4 $V_4 + 15$	+78.0	-46.8

細察上表第四行，有 46.8 大於 15，且不同號。故知在構架之第四區格內，必須增設挺料，第五區格 (即自右向左之第四區格) 亦然，因其地位相對稱也。挺料之最大應力，為 $(-46.8 + 15.0) \times 1.302 = 41.4$ 。其最小應力，等於零。又對角料 U_3L_4 之最小應力，亦等於零。

U_1L_1 之最小活荷重應力，係發生於 L_1 點並無活荷重時，其值為零。

對角料 U_1L_2 及 U_2L_3 之最小活荷重應力，分別發生於活荷重

滿佈 $a-a$ 及 $b-b$ 向左各點時，其剪力分別為 -7.8 及 -23.4 (圖 42 及上表)。

$$-7.8 - U_1 L_2 \times 0.7685 = 0 \quad \therefore U_1 L_2 = -10.16$$

$$-23.4 - U_2 L_3 \times 0.7685 = 0 \quad \therefore U_2 L_3 = -29.15$$

求 $U_2 L_2$ 之最小活荷重應力。在圖 42 作截面 1-1，使活荷重滿佈向左各點。在此截面之活荷重剪力，顯與在截面 $b-b$ 者相同，均為 -23.4 。

$$+U_2 L_2 - 23.4 = 0 \quad \therefore U_2 L_2 = +23.4$$

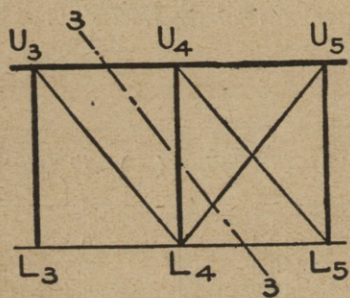
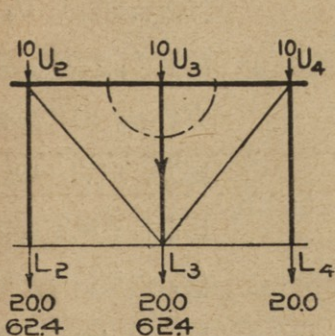


圖 44. 圖 42 所示構架中對角料應力之計算

求 $U_3 L_3$ 之最小活荷重應力，其方法與 38 節末例相似。假定活荷重滿佈自 L_3 起向左各點，則第四區格之活荷重剪力為 -46.8 。再若荷重方式不變，可求得第三區格之活荷重剪力為 $-46.8 + 62.4 = +15.6$ 。視圖 45，在各區格下記明剪力之數值。因第四區格

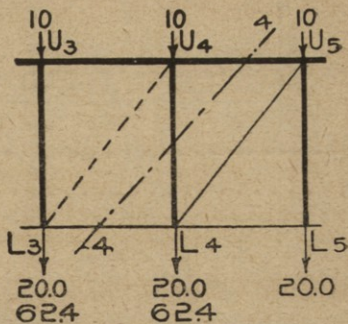
正負剪力之和為負 (圖 45)，故對角料 $U_3 L_4$ 失其效用，同時挺料 $L_3 U_4$ 則起而代之。作圓截面，使 U_3 點孤立，可察知 $U_3 L_3$ 之最小應力為死荷重應力 10.0 。因未有活荷重分配於 U_3 點也。

求 $U_4 L_4$ 之最小活荷重應力與最小應力，其法與上相同 (圖 46)。假定活荷重，滿佈自 L_4 起向左各點，則第五區格之剪力為 -78.0 。在此荷重方式之下，又可求得第四區格之活荷重剪力，為 $-78.0 + 62.4 = -15.6$ 。在圖 46 各區格下，記明剪力數值。因第四區



死荷剪力	+ 45.0	+ 15.0
活荷剪力	+ 15.6	- 46.8
結果剪力	+	-

圖 45.



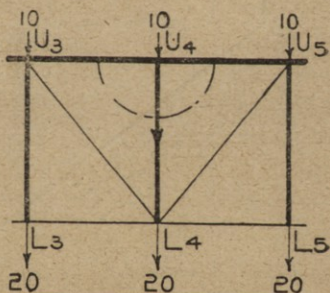
死荷剪力	+ 15.0	- 15.0
活荷剪力	- 15.6	- 78.0
結果剪力	-	-

圖 46.

圖 42. 所示構架中直料之應力圖

格正負剪力之和為負，與死荷重剪力異號，故挺料 L_3U_4 發生效用。作截面 4-4，則該截面之死荷重剪力，為 $+105 - 3 \times 20 - 4 \times 10 = +5.0$ 。故 U_4L_4 之死荷重應力為 $+5.0$ ，同時活荷重應力，為 -15.6 。此數並非最小應力，參看以下之計算，即可了然，蓋由最小活荷重剪力推算最小活荷重應力，其結果不可恃也，前已言之矣。

今試僅加活荷重於 L_1 ，則左支力等於 $\frac{62.4 \times 7}{8} = +54.6$ 。自第二區格起向右各區格之剪力，概為 $+54.6 - 62.4 = -7.8$ 。在圖 47 各區格下，記明剪力數值。因剪力之代數和，仍與死荷重剪力同號，故挺料不發生效用。作圓狀截面，使 U_4 孤立，既



死荷剪力	+ 15.0	- 15.0
活荷剪力	- 7.8	- 7.8
結果剪力	+	-

圖 47. 圖 42 所示構架中直料之應力

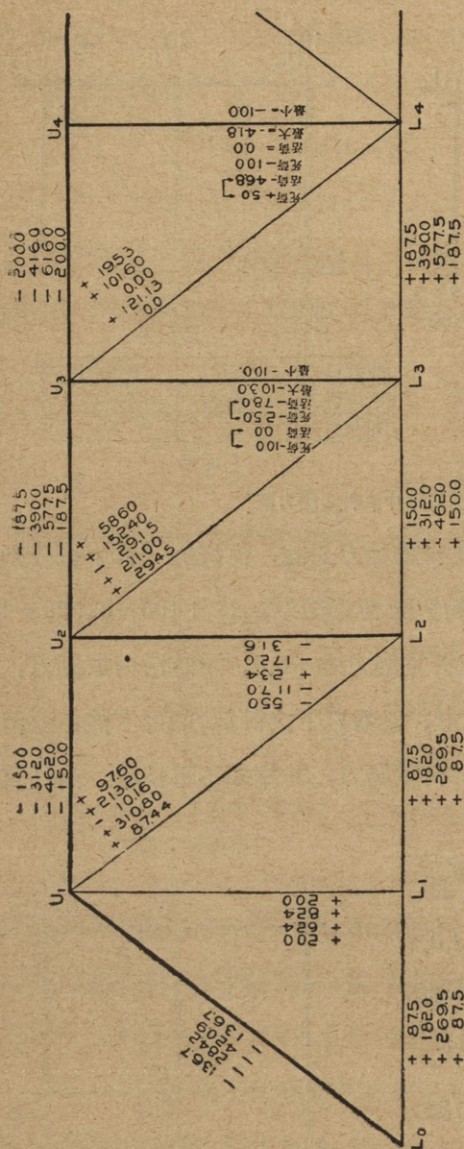


圖 48. 圖 42 所示之單軌普拉特構架半面應力

無活荷重加於 U_4 點，故 U_4L_4 之活荷重應力為零。而其死荷重應力，則為 -10。既已求得各種需要之數值，則須繪成半構架圖（圖 48），而將死荷重應力，並其合併所得之最大及最小應力，逐一添註其上，如圖 48 所示。圖中書寫應力之順序，先寫死荷重應力，然後依次寫出最大活荷重應力，最小活荷重應力，最大應力，及小應力。再弦部與尾柱之最小活荷重應力，當然發生於無活荷重在橋上之時，故其數值為零，圖中可略去不

註。若有兩種應力，事實上係同時發生者，則以彎箭號連合之，以資區別。

40. 豪烏構架 豪烏構架之對角料，由其構造，僅能受壓力，而其直料，則僅能受張力，此與普拉特構架相異之點也。又在普拉特構架，不問活荷重之地位若何，斷不能在其內柱產生張力，而在豪烏構架，則無論如何，不能於其直料產生壓力。故圖 48 之內柱，均以粗線示之，而圖 49 之直料則均以細線示之也。

圖 49 所示之豪烏構架，其跨度，高度，區格數，死荷重活荷重數，概與 39 節普拉特構架相同。故其死荷重剪力與最大最小活荷重剪力，亦必與之一致，無須另行計算。茲列表於下：

死 荷 重 V	(+)活荷重 V	(-)活荷重 V
$V_1 = +105$	+218.4	- 0
$V_2 = + 75$	+163.8	- 7.8
$V_3 = + 45$	+117.0	-23.4
$V_4 = + 15$	+ 78.0	-46.8
$V_5 = - 15$	+ 46.8	-78.0

由上表知第四與第五區格需要挺料(見 37 節)。

底弦之死荷重應力，可以正切法計算(見 31 節)。如圖 49，作

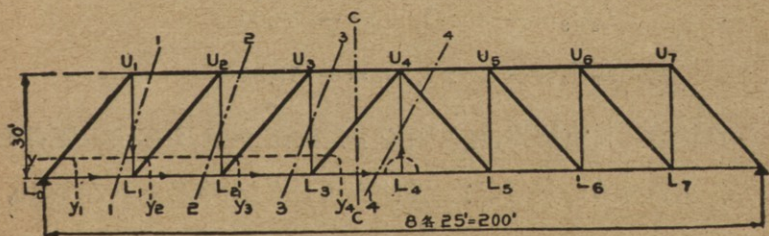


圖49. 八區格單軌豪烏構架圖

截面 $y-y_1, y-y_2$ 等等， ϕ 角即對角料與垂直線所成之交角，其正切為 $25 \div 30 = 0.8333$ 。茲將求得之應力，列表如下(底弦之死荷重應力)：

肢	截面	應力方程式	應力
L_0L_1	$y-y_1$	$-105 \times 0.8333 + L_0L_1 = 0$	+ 87.5
L_1L_2	$y-y_2$	$-(105+75) \times 0.8333 + L_1L_2 = 0$	+ 150.0
L_2L_3	$y-y_3$	$-(105+75+45) \times 0.8333 + L_2L_3 = 0$	+ 187.5
L_3L_4	$y-y_4$	$-(105+75+45+15) \times 0.8333 + L_3L_4 = 0$	+ 200.0

至於求頂弦應力之法，祇須作一截面，如 1—1，使截面以左之建築物孤立，並列成方程式，使水平分力之和等於零。

$$\text{故 } U_1U_2 = -L_0L_1 = -(+87.5) = -87.5$$

$$U_2U_3 = -L_1L_2 = -(+150.0) = -150.0$$

$$U_3U_4 = -L_2L_3 = -(+187.5) = -187.5$$

按 39 節，普拉特構架弦部之死荷重應力，雖係用力矩法計算，但正切法同樣適用。

由 30 節之理，知對角料之死荷重應力，可以剪力乘 ϕ 角之正割而得。

$$L_0U_1 = -105 \times 1.302 = -136.70$$

$$L_1U_2 = -75 \times 1.302 = -97.60$$

$$L_2U_3 = -45 \times 1.302 = -58.60$$

$$L_3U_4 = -15 \times 1.302 = -19.53$$

直料之死荷重應力，可如圖 49，作截面 1—1, 2—2 等，使截面以左之垂直分力等於零求之。並注意頂弦各點，各負有死荷重 10,000 磅。

$$V_{1-1} = +105 - 10 = +95.0 \qquad U_1L_1 = +95.0$$

$$V_{2-2} = +105 - 20 - 2 \times 10 = +65.0 \qquad U_2L_2 = +65.0$$

$$V_{3-3} = +105 - 2 \times 20 - 3 \times 10 = +35.0 \qquad U_3L_3 = +35.0$$

至於 U_4L_4 ，若用截面 4—4 計算，則因同時截斷四根肢料，算式增繁，不若作一圓截面，使 L_4 點孤立，即知 U_4L_4 之應力為 L_4 點之死荷重 20，且為張力，故 $U_4L_4 = +20.0$ 。

弦之活荷重應力，可由死荷重應力比例得之。兩者之比為 2.08 倍，以此數乘死荷重應力，即得：

$$\begin{aligned} L_0L_1 &= +182.0 & U_1U_2 &= -182.0 \\ L_1L_2 &= +312.0 & U_2U_3 &= -312.0 \\ L_2L_3 &= +390.0 & U_3U_4 &= -390.0 \\ L_3L_4 &= +416.0 \end{aligned}$$

對角料及直料之最大活荷重應力，可由本節表中所列最大活荷重正剪力之數，乘 ϕ 角之正割而得。又此構架對角料之方向，係自左上角向左下角傾斜，故正號之剪力，必使此等對角料產生抗壓應力無疑。前已假定，以負號代表壓力，故剪力與對角料應力之符號適相反，惟剪力與直料應力之符號則相同。

$$\begin{aligned} L_0U_1 &= -218.4 \times 1.302 = -284.36 & U_1L_1 &= +218.4 \\ L_1U_2 &= -163.8 \times 1.302 = -213.27 & U_2L_2 &= +163.8 \\ L_2U_3 &= -117.0 \times 1.302 = -152.33 & U_3L_3 &= +117.0 \\ L_3U_4 &= -78.0 \times 1.302 = -101.56 & U_4L_4 &= +78.0 \end{aligned}$$

若自 L_4 起，暨其向右各點，均滿佈活荷重，則剪力及發生作用之各肢，有如圖 50 之所示。截面 4—4 之死荷重剪力為區格 L_3L_4 之死荷重剪力 +15.0，減去 U_4 點之死荷重 10.0，等於 +5.0。由方程式 $-U_4L_4 + 5.0 = 0$ ，得 $U_4L_4 = +5.0$ 。可知 U_4L_4 之活荷重應力為 +78.0 時，其死荷重應力為 +5.0。

由 37 節,可知挺料之最大應力為

$$(-46.8 + 15.0) \times 1.302 = -41.4 \quad (\text{見下文})$$

最小活荷重應力如下:

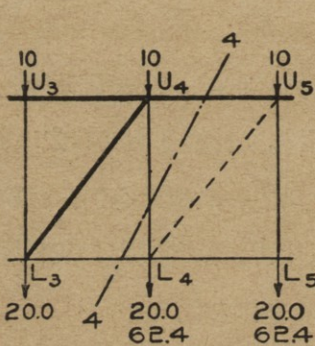
$$L_1U_2 = + 7.8 \times 1.302 = +10.16 \quad U_1L_1 = 0$$

$$L_2U_3 = +23.4 \times 1.302 = +29.15 \quad U_2L_2 = -7.8$$

$$L_3U_4 = 0$$

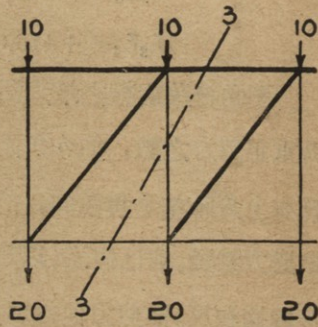
$$U_3L_4 = 0$$

$\left. \begin{matrix} U_3L_3 \\ U_4L_4 \end{matrix} \right\} \text{見下文}$



死荷剪力	+ 15.0	- 15.0
活荷剪力	+ 78.0	+ 15.6
結果剪力	+	+

圖 50.



死荷剪力	+ 45.0	+ 15.0
活荷剪力	- 7.8	- 7.8
結果剪力	+	+

圖 51.

圖 49. 所示豪烏構架中各肢之應力圖

若 L_1, L_2, L_3 三點,均滿佈活荷重,則截面 $c-c$ 之活荷重剪力為 -46.8 。因該處之死荷重剪力為 $+15.0$,兩數相加得負值,故挺料 U_3L_4 必起而負擔應力,則 U_3L_3 必為張力無疑,且等於 L_3 點死活兩種荷重之和。若祇 L_1, L_2 兩點,滿佈活荷重時,則 $c-c$ 處之剪力,應等於 $-23.4 + 15.0 = -8.4$,而挺料仍復負擔應力。可知 U_3L_3 仍為張力,但其數值則因 L_3 無活荷重,故僅等於 L_3 之死荷重而已。若

僅 L_1 有活荷重時，則剪力及發生應力之各肢，如圖 51 之所示。截面 3—3 之死荷重剪力，應為 +45.0，減去 U_3 點之死荷重 10.0，等於 +35.0。又截面 3—3 之活荷重剪力為 -7.8，故 U_3L_3 之活荷重應力方程式，為 $-U_3L_3 - 7.8 = 0$ ，於是 $U_3L_3 = -7.8$ 。此 7,800 磅之活荷重抗壓應力，與 35,000 磅之死荷重抗張應力同時發生。

活荷重之地位，無論如何變遷，但 U_4L_4 決不因活荷重而產生壓力，故其最小活荷重應力，應發生於橋上並無活荷重之時，其值為零。

所有以上求得之各部應力，須繪一圖，而註於其上，使易於對照。如圖 48 所示。此圖由讀者自繪之。

41. 弓弦構架及拋物綫構架 圖 13，示弓弦構架。所有因死荷重而發生應力之肢，概以實線表之。至於可因活荷重而發生應力之肢，則以虛線表之。

此項構架，其弦部各肢之應力，及其腹材各肢之應力，數值大致相等，最為平勻。若支點及區格點，均位於一拋物線上，且當全橋各點滿佈荷重時，則底弦各肢之應力全相等，直柱全為張力，且等於其下端之荷重，所有對角料之應力則等於零。若僅有橋之一部分荷重時，則腹材所受之應力甚小，而弦部各肢之應力近於相等。

設計拋物綫構架，須先定出跨度之長，區格數，及中心之高，然後各直柱之高，可以公式計算而得。

$$h = H - \frac{4Hd^2}{l^2}$$

式中： h = 所求直柱之高； H = 構架中心之大約高；

d = 由所求直柱，至構架中心之距離； l = 跨度之長。

距離概以呎為單位。例如圖 52，跨度長為 160 呎，分為 8 區格，構架中心之高大約 24 呎，試求各直柱之高。

$$\text{求 } U_4L_4: d=0, \quad \therefore h=H=24 \text{ 呎}$$

$$\text{求 } U_3L_3: d=20, \quad \therefore h=24 - \frac{4 \times 24 \times 20^2}{160^2} = 22.5 \text{ 呎}$$

$$\text{求 } U_2L_2: d=40, \quad \therefore h=24 - \frac{4 \times 24 \times 40^2}{160^2} = 18.0 \text{ 呎}$$

$$\text{求 } U_1L_1: d=60, \quad \therefore h=24 - \frac{4 \times 24 \times 60^2}{160^2} = 10.5 \text{ 呎}$$

按 U_1 點恰當門口偏構之地位，欲使車輛行走其下而無礙，則 U_1L_1 須有相當之高，同時 U_4L_4 必因之甚高，難以實行。故常將編構做於構架之外面，且將載面梁伸長，使編構有所附麗。

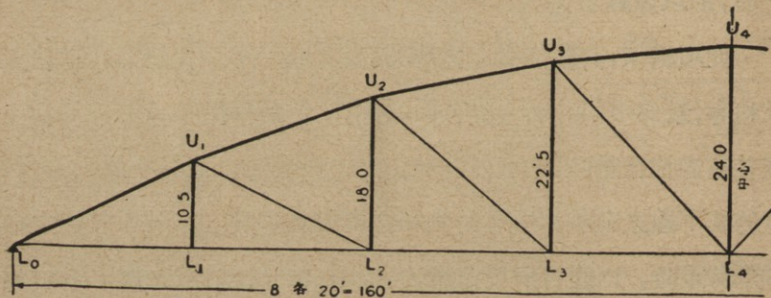


圖 52. 八區格拋物綫構架之半面

如圖 53 所示，係一弓弦構架，為欲增加 U_1L_1 之高度起見，使其頂弦之拋物線，不復經過構架之兩支點。如是，拋物線與底弦之延長線勢必相交於橋外。在橋之兩頭，各有交點一，連接此兩點之距離，可視作虛想之跨度，相當於公式內之 l 。今假定 $U_1L_1 = 28$ 呎，

而 $U_4L_4 = 36$ 呎，餘如前例，則可以之代入公式，求得虛想跨度 l 之值。

$$28 = 36 - \frac{4 \times 36 \times 60^2}{l^2}$$

$$(-36 + 28)l^2$$

$$= -4 \times 36 \times 60^2$$

$$\therefore l = \sqrt{\frac{4 \times 36 \times 60^2}{8}}$$

$$= 254.5$$

可知交點距離橋之中心，等於 $\frac{254.5}{2}$ ，或為 127.25 呎(閱圖 53)。

求 U_3L_3 : $h = 36 -$

$$\frac{4 \times 36 \times 20^2}{254.5^2} = 35.11 \text{ 呎};$$

求 U_2L_2 : $h = 36 -$

$$\frac{4 \times 36 \times 40^2}{254.5^2} = 32.44 \text{ 呎};$$

求 U_1L_1 : $h = 36 -$

$$\frac{40 \times 36 \times 60^2}{254.5^2} = 28.00 \text{ 呎}。$$

茲再討論如何分析弓

弦構架之法。因內柱之應

力有反向之可能，故最大與最小應力，均須計算。至於產生最小應力時，活荷重之地位奚若，則並無定法可循，故必分別試算，而後知

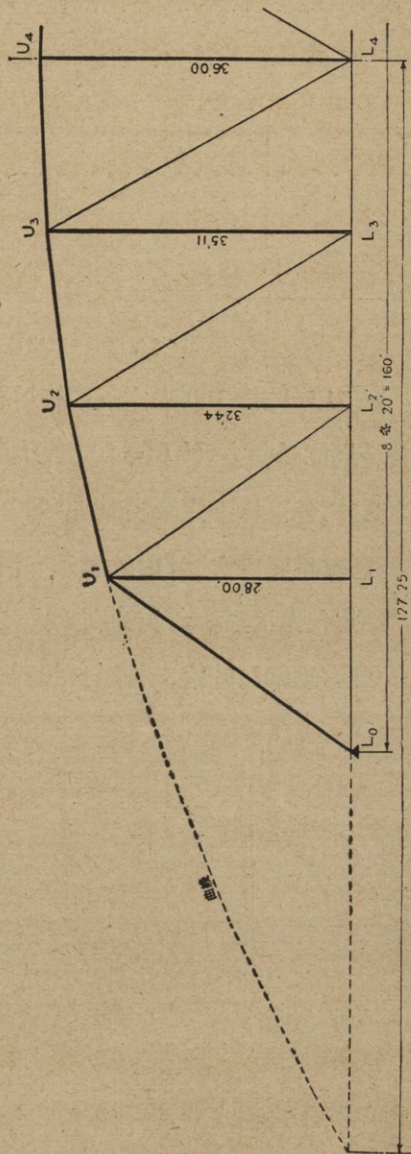


圖 53. 計算拋物綫構架橋架中直料之高

之。並須注意死荷重應力，因活荷重地位不同而引起之變化。

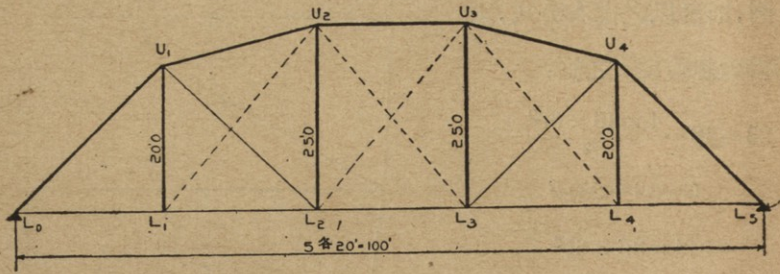


圖 54. 五區格弓弦構架圖

圖 54 示跨度 100 呎之五區格弓弦橋，試求最大應力。注意其對角料只能受張力。 $U_1L_1=20$ 呎， $U_2L_2=25$ 呎。每區格點之死荷重 17,200 磅，每區格點之活荷重 50,000 磅。圖中實線，表示僅有死荷重時，應發生應力之肢，虛線表示有活荷重時，或可發生應力之挺料。頂弦每區格點，負擔死荷重之三分之一，即 5,730 磅。其餘 11,470 磅，則歸底弦之區格點負擔。讀者至此，須先將 27, 28, 29 各

節，重行溫習，務使基本原理，

了然於胸，方可從事。當求對

角料 U_1L_2 與挺料 L_1U_2 之活荷

重應力時，若以剪力乘正割法

應用於此，殊不便利，蓋所作之

截面，勢必截及弦肢 U_1U_2 ，且此

弦肢，並非水平，故其垂直分

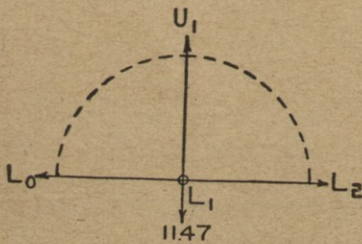


圖 55. 圖 54 所示弓弦構架中繞區格點各力之分解

力，勢須列入方程式中，遂使計算增繁，故宜應用第 29 節圖 27 之力矩法計算為妙。

求構架兩端之死荷重支力 $L_0=L_5=\frac{4 \times 17.2}{2} = +34.4$

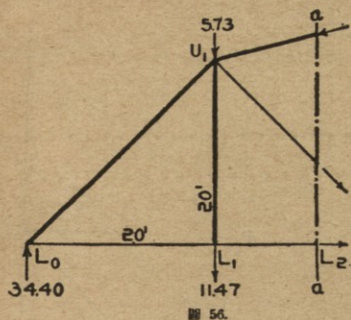


圖 56.

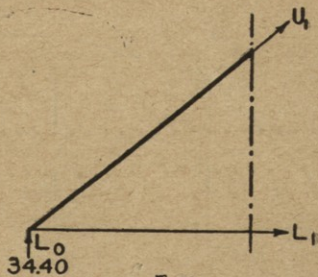


圖 58.

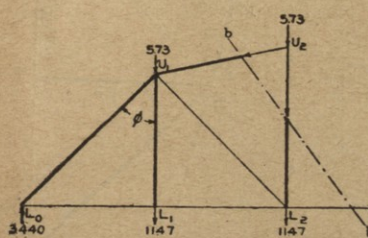


圖 57.

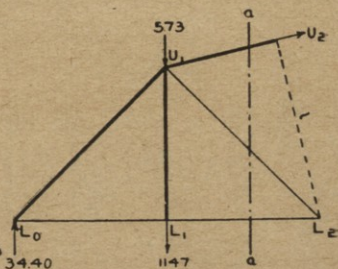


圖 59.

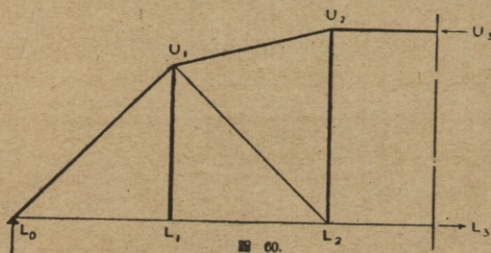


圖 60.

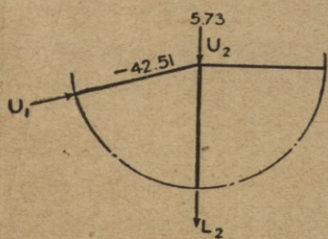


圖 61.

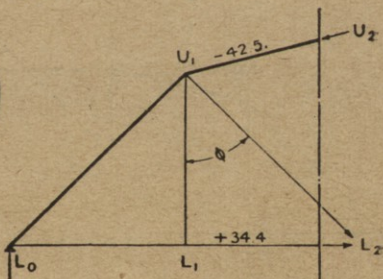


圖 62.

圖 54 所示弓弦構架中各肢之應力分析

茲先算弦部之死荷重應力。

求 L_0L_1 及 L_1L_2 : 由圖 55, 知 $L_0L_1=L_1L_2$ 。又如圖 56, 作截面 $a-a$, 取 U_1 爲力矩中心, 列成力矩方程式:

$$+34.4 \times 20 - L_1L_2 \times 20 = 0 \quad \therefore L_0L_1 = L_1L_2 = +34.4$$

求 L_2L_3 : 如圖 57, 作截面 $b-b$, 以 U_2 爲中心, 列成力矩方程式:

$$+34.4 \times 2 \times 20 - (11.47 + 5.73) \times 20 - L_2L_3 \times 25 = 0$$

$$\therefore L_2L_3 = +41.26$$

求 L_0U_1 : 作截面如圖 58, 並使垂直分力之代數和等於零,

$$+34.4 + L_0U_1 \times .707 = 0 \quad \therefore L_0U_1 = -48.7$$

求 U_1U_2 : 如圖 59, 作截面 $a-a$, 以 L_2 爲中心, 列成力矩方程式。但圖中 l 之距離, 須先算得, 計爲 24.28 呎,

$$+34.4 \times 2 \times 20 - (11.47 + 5.73) 20 + U_1U_2 \times 24.28 = 0$$

$$\therefore U_1U_2 = -42.51$$

求 U_2U_3 : 作截面, 如圖 60。並使水平分力之和爲零, 因 L_2U 及 U_2L_3 , 均不負擔應力, 故 $U_2U_3 = L_2L_3$, 惟符號相反而已,

$$\therefore U_2U_3 = -41.26$$

求 L_1U_1 : 由圖 55, 可知 U_1L_1 係張力, 其值等於所負之死荷重, 即 +11.47。

求 U_2L_2 : 按 U_1U_2 之長度爲 $\sqrt{5^2 + 20^2} = 20.6$, $U_1U_2L_2$ 角之餘弦爲 $\frac{25-20}{20.6}$, 故 U_1U_2 之垂直分力爲 $42.51 \times \frac{5}{20.6} = 10.32$, 其方向向上, 乃作圓截面如圖 61, 並使垂直分力之和等於零,

$$+10.31 - 5.73 - U_2L_2 = 0 \quad \therefore U_2L_2 = +4.59$$

故知各區格點均有荷重時, U_2L_2 爲張力。

求 U_1L_2 : 作截面如圖 62, 使水平分力之和等於零, 按 U_1L_2 之水平分力, 爲 $42.51 \times \frac{20}{20.6} = 41.30$, 其方向向左,

$$-41.30 + 34.40 + U_1L_2 \sin \phi = 0 \quad \sin \phi = 0.707$$

$$\therefore U_1L_2 = +9.76$$

弦之活荷重應力, 可由死荷重應力比例得之, 按活荷重與死荷重兩者之比爲 $50 \div 17.2 = 2.907$ 。

求弦肢及尾柱之活荷重應力如下:

$$L_0U_1 = -48.71 \times 2.907 = -141.7$$

$$U_1U_2 = -42.51 \times 2.907 = -123.6$$

$$U_2U_3 = -41.26 \times 2.907 = -120.3$$

$$L_0L_2 = +34.40 \times 2.907 = +100.2$$

$$L_2L_3 = +41.26 \times 2.907 = +120.3$$

求 U_2L_2 : 因 U_2 點負擔一部份死荷重, 故當活荷重滿佈各區格點時, U_2L_2 之活荷重應力, 不等於 4.59×2.907 。如圖 61, 作圓截面, 使 U_2 點孤立, 並使垂直分力之和等於零。因 U_2 點雖有死荷重, 但無活荷重, 故 U_2L_2 即等於 U_1U_2 之垂直分力, 且係張力。

$$\therefore U_2L_2 = 123.6 \times \frac{5}{20.6} = +30.0$$

求 U_1L_1 : 由圖 55, 知其最大活荷重應力, 必爲張力。且等於 L_1 處之區格點活荷重。 $\therefore U_1L_1 = 50$

求 U_2L_3 : 今欲求其最大應力, 須加活荷重於 L_3 及 L_4 。以 L_5 爲中心, 使力矩之和等於零, 則剪力 $V_3 = \frac{50(2+1)}{5} = +30.0$, 作

截面如圖 63, 得

$$\cos \phi = \frac{25}{\sqrt{20^2 + 25^2}} = 0.782, \quad +30 - U_2 L_3 \cos \phi = 0$$

$$\therefore U_2 L_3 = +38.4$$

求 $L_2 U_3$: 此肢與 $U_2 L_3$ 之地位相當, 可假定加活荷重於 L_1 及 L_2 , 其應力之值同上, 即 +38.4。

求 $U_1 L_2$: 今欲求其最大活荷重應力, 作截面如圖 64, 截斷 $U_1 U_2, L_1 L_2$, 及 $U_1 L_2$ 各肢。以 $U_1 U_2$ 與 $L_1 L_2$ 引長線之交點為中心, 則 $U_1 L_2$ 之臂距, 等於自此中心點至 $U_1 L_2$ 引長線之垂直距離。假定活荷重加於 L_2, L_3, L_4 三點, 則構架左支點之支力為 $\frac{50(3+2+1)}{5} = +60.0$, 並算得其臂距為 60 呎。然後使力矩之和等於零, 則

$$-60.0 \times 60 + U_1 L_2 \times 70.8 = 0 \quad \therefore U_1 L_2 = +50.8$$

若活荷重祇加於 L_1 點, 則支力 L_0 等於 $\frac{1}{2} \times 50 = 40$, 力矩方程式如下,

$$-40 \times 60 + 50 \times (60 + 20) + U_1 L_2 \times 70.8 = 0$$

$$\therefore U_1 L_2 = -22.6$$

所得之數係壓力, 且較死荷重應力 + 9.76 為大, 故須添一挺料。圖 65, 示略去 $U_1 L_2$ 而繪入挺料之形。茲先列死荷重應力之方程式如下,

$$-34.4 \times 60.0 + (11.47 + 5.73)(60 + 20) - L_1 U_2 \times 62.5 = 0$$

$$\therefore L_1 U_2 = -11.02$$

又活荷重應力之方程式如下:

$$-40 \times 60 + 50(60 + 20) - L_1 U_2 \times 62.5 = 0 \quad \therefore L_1 U_2 = +25.60$$

上兩種應力之代數和, 即等於挺料之應力, 或

$$-11.02 + 25.60 = +14.58。$$

求 $U_2 L_2$: 當活荷重僅在 L_1 時, 則挺料 $L_1 U_2$ 發生作用, 且向

右各區格之剪力，悉成負號，因此正中之挺料 L_2U_3 亦必同時發生作用。故可作截面如圖 66，得 U_2L_2 之應力方程式如下：

死荷重應力， $+34.4 - 11.47 - 2 \times 5.73 - U_2L_2 = 0 \quad \therefore U_2L_2 = +11.47$

活荷重應力， $+40 - 50 - U_2L_2 = 0 \quad \therefore U_2L_2 = -10.00$

總應力 = $+1.47$

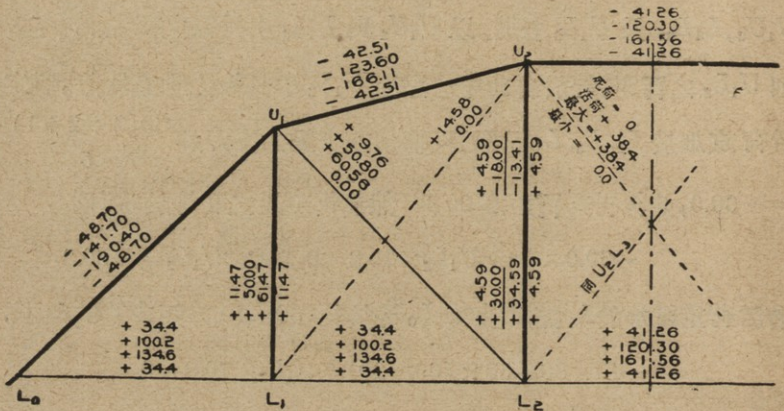


圖 68. 圖 54 所示拋物綫構架之半面應力

此數並非 U_2L_2 之最大應力，蓋若全橋滿佈活荷重時，則活荷重應力為 $+30.0$ ，而死荷重應力為 $+4.59$ 也。

若加活荷重於 L_2 與 L_1 兩點，則由計算結果，可知第二區格之總剪力為正號，而第三區格之總剪力為負號，於是 U_1L_2 與 L_2U_3 發生作用，遂使 U_2L_2 受張力，其值等於 U_1U_2 之死活荷重應力垂直分力之和，減去 U_2 點之死荷重。但若活荷重加於 L_3 與 L_4 兩點，則左支力為 $\frac{50}{5} (1+2) = +30.0$ 。圖 67 表示截面，力矩中心，活荷重，及受壓力各肢之情形，茲列活荷重應力方程式如下：

下：

$$-60 \times 30 - (60 + 20 + 20) \times L_2 U_2 = 0 \quad \therefore L_2 U_2 = -18.0$$

$L_2 U_2$ 之死荷重應力，仍與未有活荷重時相同，即 +4.59。此數小於 -18.0，故使應力反向，因此，弓弦式構架之直柱，必使能兼抗張力與壓力，如窩楞構架之腹材然。又在每組對角料中，僅有一根能發生作用，故其最小應力，應等於零。

圖 68，示半個構架，並註明各部之應力。

由圖 68 構架分析之經過，知在各種計算法中，讀者可擇最便利者行之。

42. 包爾提摩爾構架 包爾提摩爾構架，可分兩類；其一，副對角料之內，（即長僅一半之對角料）係發生壓力者；其二，則係發生張力者。第二類之肢料，既多係張力，故易做而價廉，採用遂廣。圖 14，並示兩類形式。本書以包爾提摩爾構架之腹材比較複雜，故詳示其分析法於后，且以第二類為主。

圖 69 所示之構架，高 40 呎，跨度 280 呎，分為 14 區格，每區格之死荷重為 24,000 磅，其活荷重為 40,000 磅。又以死荷重之三分之一，分配於直料及副直料（即長僅一半之直料）之頂點，試求各肢之最大應力。

在圖 69 中，以實線表示僅有死荷重時發生作用之各肢。以粗線表示壓力各肢，以細線表示張力各肢，以虛線表示挺料。對角料與垂直線所成之交角，平常皆為 45° ，本例做是。注意圖中副直料頂點之命名法。

計算各區格（跨度長之十四分之一）之死活荷重剪力，得下列之結果：

死荷重剪力

(+)活荷重剪力

$$V_1 = +156.0 \quad V_1 = (1 + \dots + 13) \frac{40}{14} = +260.0$$

$$V_2 = +132.0 \quad V_2 = (1 + \dots + 12) \frac{40}{14} = +223.0$$

$$V_3 = +108.0 \quad V_3 = (1 + \dots + 11) \frac{40}{14} = +188.5$$

$$V_4 = +84.0 \quad V_4 = (1 + \dots + 10) \frac{40}{14} = +157.2$$

$$V_5 = +60.0 \quad V_5 = (1 + \dots + 9) \frac{40}{14} = +128.5$$

$$V_6 = +36.0 \quad V_6 = (1 + \dots + 8) \frac{40}{14} = +102.8$$

$$V_7 = +12.0 \quad V_7 = (1 + \dots + 7) \frac{40}{14} = +80.0$$

欲知第幾區格需要挺料，祇須求第5與第7兩區格之負值活荷重剪力，即可知之。今計算如下：

$$-V_5 = (10 + 11 + 12 + 13) \frac{40}{14} - 4 \times 40 = -28.60$$

$$-V_7 = (8 + 9 + 10 + 11 + 12 + 13) \frac{40}{14} - 6 \times 40 = -60.00$$

以與死荷重剪力 V_5 及 V_7 兩相比較，(理見 37 節) 知第七區格需要挺料，而第五區格不需挺料。

以下求死荷重應力。

求 $M_1 m_1$ ：於各副直料之下端，作一圓截面，如圖 70，使垂直各力之代數和等於零，即可算出其應力。在列方程式時，關於未知力之方向，可暫時假定為背離截面而向外進行者。圖 70，表示截面，力向，及切斷肢料之情形。

$$+M_1m_1 - 16 = 0 \quad \therefore M_1m_1 = +16.0$$

求各副直料之應力： 因各副直料下端之死荷重相等，故其應力亦等，均為 16,000 磅。

求 m_2U_2 ： 求各副對角料之死荷重應力，可作一圓截面，使該料之下端孤立，如圖 71。其中已知之力，為死荷重 8.0，與 m_2M_2 之張力 16.0（後者之方向背離截面）。茲將各力均分解成與 m_2U_2 平行之方向而列成方程式如下：

$$+m_2U_2 - 8.0 \sin \phi - 16.0 \sin \phi = 0$$

$$\phi = 45^\circ, \quad \sin \phi = 0.707$$

$$+m_2U_2 - 8 \times 0.707 - 16 \times 0.707 = 0$$

$$\therefore m_2U_2 = +16.96。$$

上列第一方程式，可略改變其形式而不變其數值如下，

$$+m_2U_2 - \frac{8+16}{2} \times 1.414 = 0$$

$$\therefore m_2U_2 = +\frac{24}{2} \sec \phi$$

由是得一原則，即副對角料之應力為區格點荷重之半數，乘以 ϕ 角之正割。並可知副對角料應力之垂直分力，

即為區格點荷重之半，蓋此分力應為， $\frac{24}{2}$ ，此項原則，讀者須

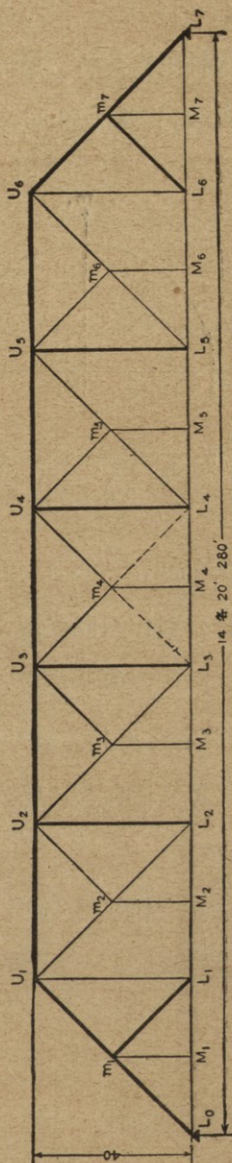


圖 69. 十四區格包提摩爾構架圖

牢記。

求各副對角料之應力：同法，可知各副對角料之應力。其中張力各肢，皆為+16.96，而 L_1m_1 則係壓力，故為-16.96。

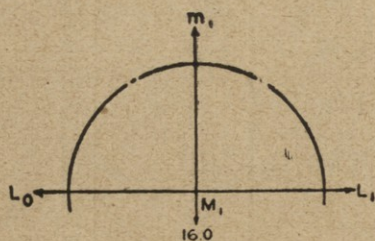


圖 70. 包爾提摩爾構架中副直料之應力計算

求 $L_0m_1, U_1m_2, U_2m_3, U_3m_4$

若分別作垂直截面，切斷此

等肢，則所切傾斜之肢，僅有一根，因此有垂直分力者亦祇一個，

故其計算方法與普拉特或窩楞構架恰相似，例如圖 72，欲求 L_0m_1 之應力，

$$+156.0 + L_0m_1 \cos 45^\circ = 0 \quad \therefore L_0m_1 = -220.5$$

又如圖 73，

$$+V_3 - U_1m_2 \cos 45^\circ = 0$$

$$+108.0 - U_1m_2 \times 0.707 = 0$$

$$\therefore U_1m_2 = +152.9$$

同法， $U_2m_3 = +60.0 \div 0.707 = +84.84$ ；

$$U_3m_4 = +12.0 \div 0.707 = +16.96。$$

圖 72. 包爾提摩爾構架中對角料之應力

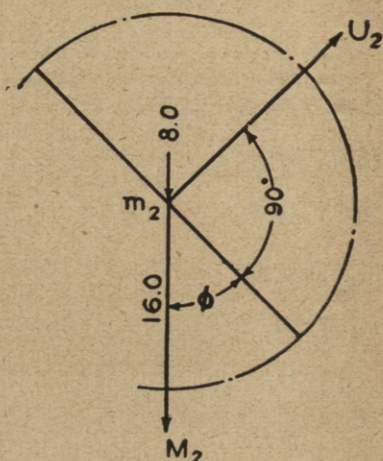


圖 71. 包爾提摩爾構架中副對角料之應力計算

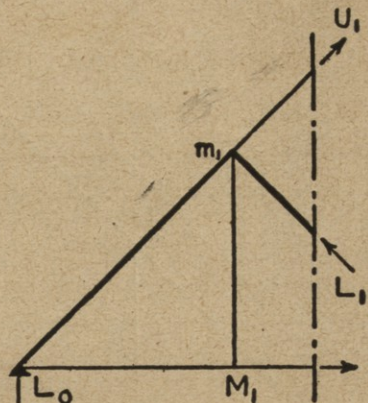
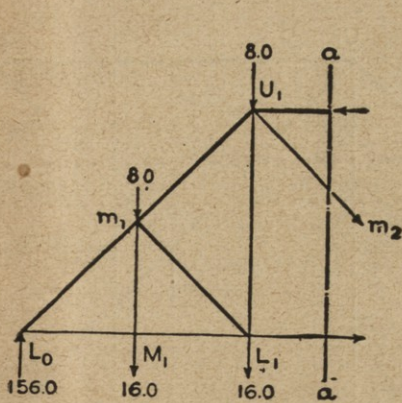


圖 73. 包爾提摩爾構架中主對角料
上半部之應力

圖 74. 包爾提摩爾構架中對角
料之應力

求 $m_1 U_1$, $m_2 L_2$, $m_3 L_3$: 可將作用於 m_1 , m_2 , m_3 各點之力, 分解之而得。惟下列之算法, 更為簡明。作垂直截面, 截斷各枝, 然後列成方程式, 使被截各枝之垂直分力, 與剪力之代數和為零 (參看圖 24 及 28 節)。今欲求 $m_1 U_1$ 之應力, 則作截面如圖 74, 列成方程式如下:

$$m_1 U_1 \cos 45^\circ + m_1 L_1 \cos 45^\circ + V_2 = 0$$

但 $m_1 L_1$ 之垂直分力為 $\frac{24}{2} = 12$, 故

$$m_1 U_1 \times 0.707 + 12 + 132 = 0 \quad \therefore m_1 U_1 = -203.6。$$

欲求 $m_2 L_2$, 則作截面如圖 75, 列成方程式如下:

$$-m_2 L_2 \times 0.707 + (m_2 U_2 \text{ 之垂直分力}) + V_4 = 0$$

$$-m_2 L_2 \times 0.707 + 12 + 84 = 0 \quad \therefore m_2 L_2 = +135.6。$$

同法, 作截面截斷 $U_2 U_3$, $m_3 U_3$, $m_3 L_3$, 及 $M_3 L_3$, 得方程式如下:

$$-m_3 L_3 \times 0.707 + 12 + 36 = 0 \quad \therefore m_3 L_3 = +67.85$$

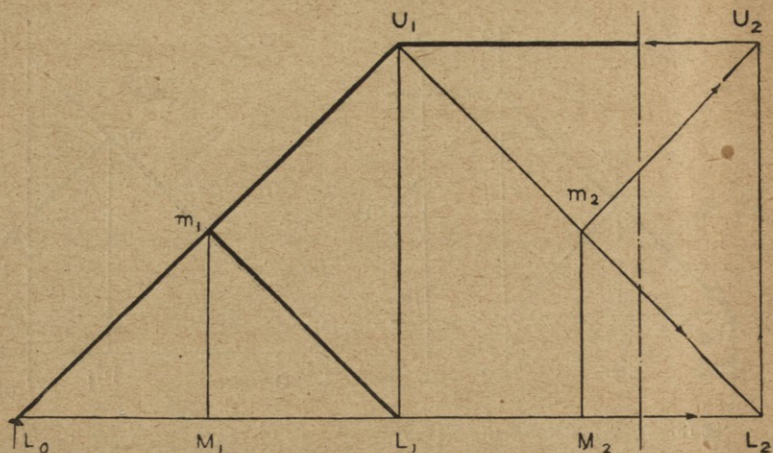


圖 75. 包爾提摩爾構架中對角料下半部應力之計算

求各直料之應力：於直料之下端，作圓截面，將該處之力分解而為垂直分力，以計算之，最為便捷。依次參看圖 76 之 *a, b, c* 三圖，並列成方程式如下，式中 96 與 48 二數，各為 $m_2 L_2$ 與 $m_3 L_3$ 之垂直分力。

$$+U_1 L_1 - 16.0 - 12.0 = 0 \quad \therefore U_1 L_1 = +28.0$$

$$+U_2 L_2 - 16.0 + 96.0 = 0 \quad \therefore U_2 L_2 = -80.0$$

$$+U_3 L_3 - 16.0 + 48.0 = 0 \quad \therefore U_3 L_3 = -32.0$$

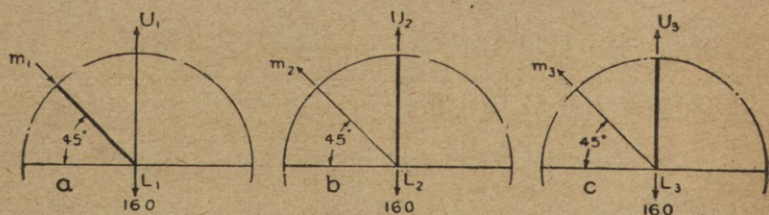


圖 76. 圖 69 所示包爾提摩爾構架中直料之應力計算

求各弦肢之應力：將作用於各區格點處之力，分解成水平分力，以計算各弦肢之應力，法至便捷。又以對角料與垂直線之交角為 45° ，故垂直分力與水平分力之值適相等。例如 L_0m_1 ， U_1m_2 及 U_2m_3 之水平分力，即等於各區格之剪力，亦即等於其垂直分力也。分析圖 77 中 L_0 點諸力，而得下列之方程式，

$$+L_0M_1 - (m_1L_0 \text{ 之水平分力}) = 0$$

$$+L_0M_1 - 156 = 0 \quad \therefore L_0M_1 = +156.0。$$

由圖 70，知 $L_0M_1 = M_1L_1$ 。又

由圖 78，知 L_1M_2 ，即等於 M_1L_1 減去 m_1L_1 之水平分力，故得方程式如下：

$$-156 + 12 + L_1M_2 = 0$$

$$\therefore L_1M_2 = M_2L_2 = +144.0。$$

由圖 79，自 L_2 點之平衡狀

態觀之，知 L_2M_3 等於 M_2L_2 及 m_2L_2 之水平分力之和，故得：

$$+L_2M_3 - 144.0 - 96.0 = 0 \quad \therefore L_2M_3 = M_3L_3 = +240.0。$$

同法，在 L_3 點，得下列之方程式：

$$+L_3M_4 - 240.0 - 48.0 = 0 \quad \therefore L_3M_4 = M_4L_4 = +288.0$$

由圖 80 之上區格點 U_1 ，得下列之方程式：

$$+U_1U_2 + (U_1m_2 \text{ 及 } m_1U_1 \text{ 之水平分力}) = 0$$

$$U_1U_2 + 108.0 + 144 = 0 \quad \therefore U_1U_2 = -252.0$$

由圖 81，得方程式如下：

$$+U_1U_2 + U_2U_3 - (m_2U_2 \text{ 之水平分力}) + (U_2m_3 \text{ 之水平分力}) = 0$$

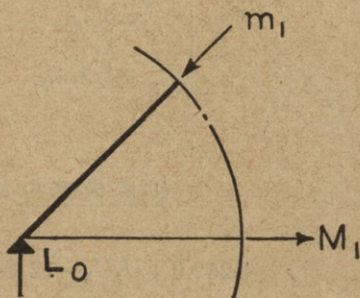


圖 77. 包爾提摩爾構架中弦之應力計算

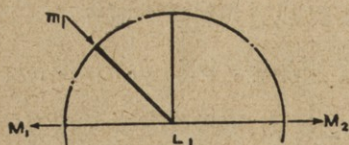


圖 78.

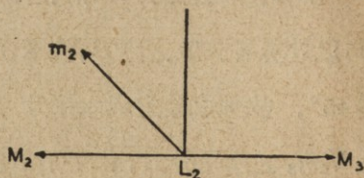


圖 79.

包爾提摩爾構架之底弦應力

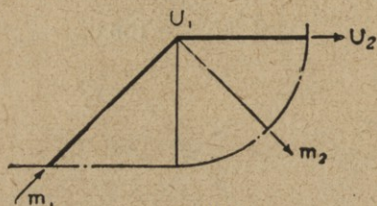


圖 80.

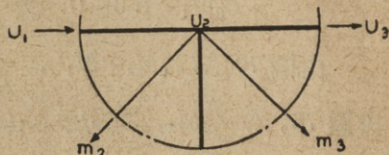


圖 81.

包爾提摩爾構架之頂弦應力

$$+252.0 + U_2 U_3 - 12 + 60 = 0 \quad \therefore U_2 U_3 = -300.0$$

由圖 69, 關於 U_3 點, $m_3 U_3$ 與 $U_3 m_4$ 之應力相等, 其方向對稱, 故其水平分力必互相抵銷。由此可知 $U_3 U_4$ 亦必等於 $U_2 U_3$

$$\therefore U_3 U_4 = -300.0$$

在弦, 尾柱, 及副對角料中之活荷重應力, 均與各該肢之死

荷重應力成正比例。按活荷重與死荷重之比為 $\frac{40}{24} = 1.667$ 。再由

圖 70, 可知所有副直料之應力, 必等於 40.0。茲將各肢之活荷重應力, 計算如下:

$$L_0 m_1 = -220.5 \times 1.667 = -367.5$$

$$m_1 U_1 = -203.6 \times 1.667 = -339.5$$

$$U_1 U_2 = -252.0 \times 1.667 = -420.0$$

$$U_2U_3 = -300.0 \times 1.667 = -500.0$$

$$U_3U_4 = -300.0 \times 1.667 = -500.0$$

$$L_0L_1 = +156.0 \times 1.667 = +260.0$$

$$L_1L_2 = +144.0 \times 1.667 = +240.0$$

$$L_2L_3 = +240.0 \times 1.667 = +405.0$$

$$L_3L_4 = +288.0 \times 1.667 = +481.0$$

$$m_1L_1 = -16.96 \times 1.667 = -28.28$$

$$m_2U_2 = m_3U_3 = +16.96 \times 1.667 = +28.28$$

求 U_1L_1 之最大活荷重應力：今若於圖 82 中，作截面截斷 U_1 ， m_1 ， U_1L_1 及 L_1M_2 ，而以 L_0 為力矩中心，則因 U_1m_1 ， L_1M_2 ，及在 L_0 處之左支力，悉經過力矩中心 L_0 ，遂使各該力之力矩，悉等於零。故 U_1L_1 之應力，可以下式計算之。

$$(M_1 \text{ 之活荷重}) \times 1 + (L_1 \text{ 之活荷重}) \times 2 = U_1L_1 \times 2$$

由上式，知 M_1 與 L_1 兩點，同受活荷重時，則 U_1L_1 為最大。

$$40 \times 1 + 40 \times 2 - U_1L_1 \times 2 = 0 \quad \therefore U_1L_1 = \frac{120}{2} = +60.0$$

求 U_1m_2 ：先須求得第三區格之最大活荷重剪力，假定自 M_2 起及向右各點皆有荷重，則

$$L_0 = V_3 = 40(11 + 10 + 9 + \dots + 1) \div 14 = 188.5$$

$$-U_1m_2 \times 0.707 + 188.5 = 0 \quad \therefore U_1m_2 = +266.5$$

求 U_2m_3 及 U_3m_4 ：假設自各該區格 向右各點皆有荷重，計算方法同上。

$$-U_2m_3 \times 0.707 + 128.5 = 0 \quad \therefore U_2m_3 = +181.5$$

$$-U_3m_4 \times 0.707 + 80.0 = 0 \quad \therefore U_3m_4 = +113.1$$

求 m_2L_2 , m_3L_3 , 及 m_4L_4 : 欲求 m_2L_2 之值, 可作截面 $a-a$, 如圖 82。惟須假定自截面左之一點 M_2 起, 以及向右各點, 皆有荷重, 方能求得最大應力, 與向之僅假定截面以右各點有荷重之規定, 顯有相異之處, 此為包爾提摩爾構架特性之一。至於 m_2U_2 之垂直分力, 前已說明必等於區格點荷重數之半, 即等於 $\frac{40}{2}$ 。又在開始時, 已算出第三區格之剪力 V_3 為 +188.5, 其荷重方式, 與此全同, 故第四區格之剪力, 必為此數減去 M_2 點荷重之餘數也。即 $+188.5 - 40 = +148.5$ 。茲列成方程式如下,

$$-m_2L_2 \times 0.707 + \frac{40}{2} + 148.5 = 0 \quad \therefore m_2L_2 = +238.0$$

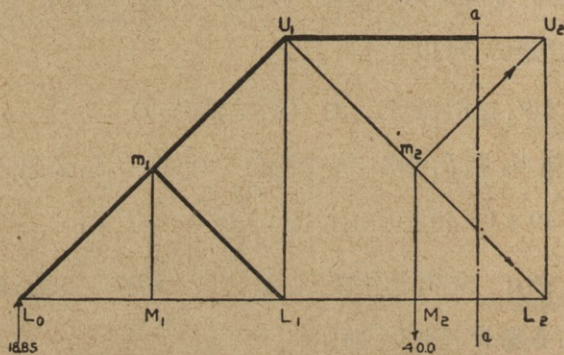


圖 82. 包爾提摩爾主對角料下半部之應力

今為比較起見, 試假定自圖 82 L_2 點起, 向右各點皆有荷重, 而 M_2 則否。如此, U_2m_2 之垂直分力應為 0, 即 U_2m_2 未嘗有應力。

於是計算得 m_2L_2 之應力, 為 $\frac{157.2}{0.707} = +222.2$, 較上所求得之數

爲小。

應用前法，可假定加活荷重於 M_3 向右各點，以求 m_3L_3 之應力。復假定加活荷重於 M_4 向右各點，以求 m_4L_4 之應力，茲分別列成方程式如下，

$$-m_3L_3 \times 0.707 + \frac{40}{2} + 128.5 - 40 = 0 \quad \therefore m_3L_3 = +153.3$$

$$-m_4L_4 \times 0.707 + \frac{40}{2} + 80.0 - 40 = 0 \quad \therefore m_4L_4 = +84.8$$

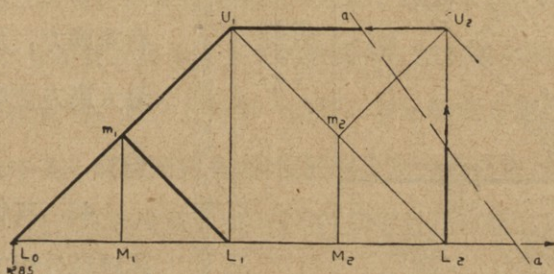


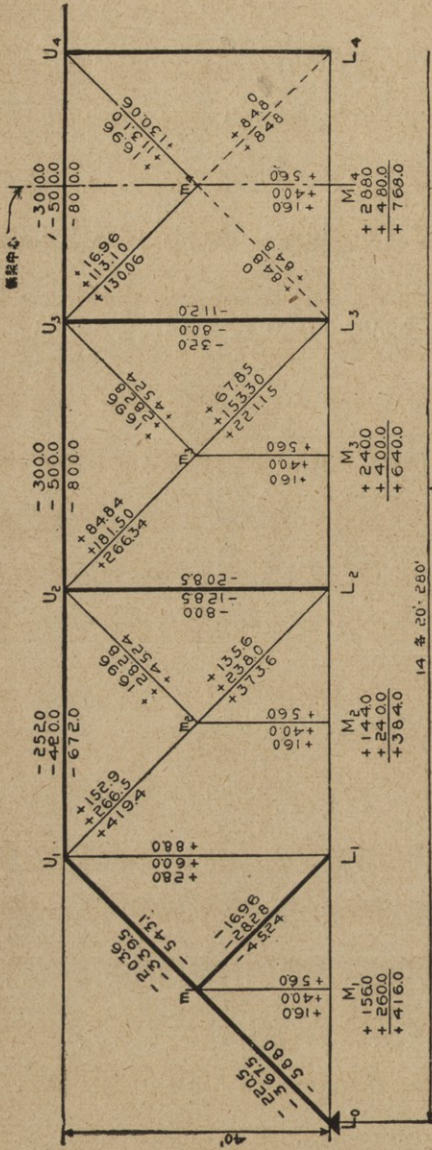
圖 33. 包爾提摩爾構架中主直料之應力

求 U_2L_2 及 U_3L_3 : 求主直料之最大活荷重應力，須作截面如圖 33 之 $a-a$ ，而假定自截面向右各點，皆有荷重。因截面左側之直料之下端，並無荷重，故被截面所截斷之副對角料之應力，亦必爲零。復以弦肢無垂直分力，故主直料之應力，即爲該截面之剪力。例如圖 33，欲求 U_2L_2 之應力，列成方程式如下：

$$+U_2L_2 + V_{a-a} = 0 \quad +U_2L_2 + 128.5 = 0$$

$$\therefore U_2L_2 = -128.5$$

同法，作截面截斷 U_2U_3 , m_3U_3 , U_3L_3 , 及 L_3M_4 (圖 69)，且假定自 M_4 起向右各點皆有荷重，列成方程式如下。($V_7=80$ ，見前)



$$+U_3L_3 + 80.0 = 0$$

$$\therefore U_3L_3 = -80.0。$$

又照上述之荷重狀況，試算 m_2U_3 與 L_3m_4 之應力，即知其分力均等於零。

圖 84，註明各肢之應力。依死荷重應力，活荷重應力，及其合併之最大應力之順序而記入之。

43. 其他構架 前述種種分析方法，使讀者得應用於現今各式構架。至於惠普爾構架，或稱雙交點普拉特構架，以及其他形式之未載於本書者，可參考透璫氏及美利曼氏等所著之教科書。

第五章 機車荷重及其他荷重

44. 機車荷重之應用 昔時設計者，須根據各鐵路各自規定之機車式樣計算，其時荷重與輪距及輪數，在各鐵路間，均未統一。近年來始逐漸採用標準之機車荷重。此項標準機車，（25節圖17）僅其輪荷重分有若干等級，至於輪數與輪距，則各級皆同也。

又輪距皆為整呎數，以免畸零之繁。在庫栢，及瓦得爾之標準規範中，載有各級荷重方式，為一般所採用者。

由機車荷重，以計算構架應力之法，頗為繁瑣，但若輔以機車圖表，則可節省計算工作不少。如圖85，即為機車圖表之一種，應用時甚感便利。表之上部第一橫行，表示彎曲力矩之數值。例如欲求表中某一直綫所在處，由位於綫之左方各荷重，合併所生之彎曲力矩，且以該直綫為力矩中心者，則可於該直綫之右側，立即查得其數值，用例詳後。

表中所列荷重，以一千磅為單位，而力矩數則以一千呎磅為單位。（力矩之數，有時亦可以一千吋磅為單位）。所以採取千倍普通單位為實用單位之目的，蓋在減書不必要之0字耳。本書一律採用千倍單位，應力之記錄，則至最近之十磅或百磅為止。例如，6,433磅，可書作6.43或6.4，雖將尾數略去，而對於設計之結果，仍無大差別。表中之距離則以呎數表之。

表中，以圓圈內之數字表示車輪之次序，例如，以第6輪下之一點為力矩中心，而欲求得位於第6輪以左各荷重即1,2,3,4,5各輪所產生之總彎曲力矩，可沿第6輪之直綫向上檢查，至第一橫

行，即在該直綫之右側，讀得 1,640,000 呎磅，即所求之力矩數也。讀者或將第一橫行左端各數，稍加驗算，則關於製表之法，甚易明曉。又本表之右部，繪有勻佈荷重，每隔 20 呎繪一直綫，並以 1,2,3,4 等，標明其次序。例如第一橫行，在第 2 綫之右側，注明 19,304,000 呎磅，即位於第 2 綫以左各車輪荷重，與 20 呎長之勻佈荷重所合併產生之彎曲力矩也。（力矩之中心，即在第 2 綫上）

第 2 橫行，（在輪下）註明輪間之距離，例如 1,2 兩輪，相距 8 呎。2,3 兩輪，相距 5 呎。

第 3 橫行，則註明各輪離開第一輪之總距離，例如第 7 輪離第 1 輪 37 呎，惟數字記於第 7 輪直綫之左側，與力矩數之註於直綫之右側者相反，須切實注意。

第 4 橫行，註明位於某點以左各荷重之總和數，而包括該點之荷重在內。例如，欲知自第 1 輪起迄第 15 輪止，連第 15 輪在內，其總荷重為若干，則於第 4 橫行第 15 輪直綫之右側，讀得 245,000 磅，為所求之數。

第 5 橫行之用法，同第 3 橫行。而第 6 橫行之用法，則同第 4 橫行。惟不以第 1 輪為計算之起點，而以勻佈荷重之左端為起點。例如，第 12 輪直綫之右側在第 5 橫行註明 40 呎，係該輪距勻佈荷重左端之距離。而在第 6 橫行，註明 112,000 磅，係自第 18 輪起，迄該輪止，共計 7 個車輪之總荷重也。

表之下部，自 7 至 16 橫行，繪有階級綫。此階級綫之垂直部份，即表示各該行所列力矩數之力矩中心，所有自某直綫起，迄此力矩中心綫間各荷重（連該直綫所在處之荷重在內）所產生之總力

矩數，即註於各該直線之右側，或左側（見下文）。再位於階級綫右方之數字，即表示階級綫以右各荷重所產生之力矩數，但勻佈荷重並未計入。例如，欲求第 11 行自第 8 輪至第 14 輪（包括 14 輪）所產生之力矩，以位於 15 輪下之一點為力矩中心。可在第 8 輪直綫之右側，檢得 2,745,000 呎磅，即為所求之數。又在 14 行，欲求自 13 輪至 18 輪各荷重所產生之總力矩數（以位於 12 輪下之一點為力矩中心）若干，可在第 18 輪直綫之左側，（注意在階級綫以右之力矩數註於綫之左側）檢得 1,704,000 呎磅，即所求之數。

第 4 橫行右部，位於勻佈荷重下之各數字，係指其右側之直綫，例如 324，係指自第 1 輪起，至第 3 直綫止之荷重總數也。

以上所述，均以車輪下之一點，或勻佈荷重之分格直綫為力矩中心。但若力矩中心位於兩輪之間，或兩分格直綫之間，亦未始不可根據表列數值，間接求得力矩數。按應用力學中有極重要之公式如下：

180	230	280	330	380	430	480	530	580	630	680	730	780	830	880	930	980	1030	1080	1130	1180	1230	1280	1330	1380	1430	1480	1530	1580	1630	1680	1730	1780	1830	1880	1930	1980	2030	2080	2130	2180	2230	2280	2330	2380	2430	2480	2530	2580	2630	2680	2730	2780	2830	2880	2930	2980	3030	3080	3130	3180	3230	3280	3330	3380	3430	3480	3530	3580	3630	3680	3730	3780	3830	3880	3930	3980	4030	4080	4130	4180	4230	4280	4330	4380	4430	4480	4530	4580	4630	4680	4730	4780	4830	4880	4930	4980	5030	5080	5130	5180	5230	5280	5330	5380	5430	5480	5530	5580	5630	5680	5730	5780	5830	5880	5930	5980	6030	6080	6130	6180	6230	6280	6330	6380	6430	6480	6530	6580	6630	6680	6730	6780	6830	6880	6930	6980	7030	7080	7130	7180	7230	7280	7330	7380	7430	7480	7530	7580	7630	7680	7730	7780	7830	7880	7930	7980	8030	8080	8130	8180	8230	8280	8330	8380	8430	8480	8530	8580	8630	8680	8730	8780	8830	8880	8930	8980	9030	9080	9130	9180	9230	9280	9330	9380	9430	9480	9530	9580	9630	9680	9730	9780	9830	9880	9930	9980	10030	10080	10130	10180	10230	10280	10330	10380	10430	10480	10530	10580	10630	10680	10730	10780	10830	10880	10930	10980	11030	11080	11130	11180	11230	11280	11330	11380	11430	11480	11530	11580	11630	11680	11730	11780	11830	11880	11930	11980	12030	12080	12130	12180	12230	12280	12330	12380	12430	12480	12530	12580	12630	12680	12730	12780	12830	12880	12930	12980	13030	13080	13130	13180	13230	13280	13330	13380	13430	13480	13530	13580	13630	13680	13730	13780	13830	13880	13930	13980	14030	14080	14130	14180	14230	14280	14330	14380	14430	14480	14530	14580	14630	14680	14730	14780	14830	14880	14930	14980	15030	15080	15130	15180	15230	15280	15330	15380	15430	15480	15530	15580	15630	15680	15730	15780	15830	15880	15930	15980	16030	16080	16130	16180	16230	16280	16330	16380	16430	16480	16530	16580	16630	16680	16730	16780	16830	16880	16930	16980	17030	17080	17130	17180	17230	17280	17330	17380	17430	17480	17530	17580	17630	17680	17730	17780	17830	17880	17930	17980	18030	18080	18130	18180	18230	18280	18330	18380	18430	18480	18530	18580	18630	18680	18730	18780	18830	18880	18930	18980	19030	19080	19130	19180	19230	19280	19330	19380	19430	19480	19530	19580	19630	19680	19730	19780	19830	19880	19930	19980	20030	20080	20130	20180	20230	20280	20330	20380	20430	20480	20530	20580	20630	20680	20730	20780	20830	20880	20930	20980	21030	21080	21130	21180	21230	21280	21330	21380	21430	21480	21530	21580	21630	21680	21730	21780	21830	21880	21930	21980	22030	22080	22130	22180	22230	22280	22330	22380	22430	22480	22530	22580	22630	22680	22730	22780	22830	22880	22930	22980	23030	23080	23130	23180	23230	23280	23330	23380	23430	23480	23530	23580	23630	23680	23730	23780	23830	23880	23930	23980	24030	24080	24130	24180	24230	24280	24330	24380	24430	24480	24530	24580	24630	24680	24730	24780	24830	24880	24930	24980	25030	25080	25130	25180	25230	25280	25330	25380	25430	25480	25530	25580	25630	25680	25730	25780	25830	25880	25930	25980	26030	26080	26130	26180	26230	26280	26330	26380	26430	26480	26530	26580	26630	26680	26730	26780	26830	26880	26930	26980	27030	27080	27130	27180	27230	27280	27330	27380	27430	27480	27530	27580	27630	27680	27730	27780	27830	27880	27930	27980	28030	28080	28130	28180	28230	28280	28330	28380	28430	28480	28530	28580	28630	28680	28730	28780	28830	28880	28930	28980	29030	29080	29130	29180	29230	29280	29330	29380	29430	29480	29530	29580	29630	29680	29730	29780	29830	29880	29930	29980	30030	30080	30130	30180	30230	30280	30330	30380	30430	30480	30530	30580	30630	30680	30730	30780	30830	30880	30930	30980	31030	31080	31130	31180	31230	31280	31330	31380	31430	31480	31530	31580	31630	31680	31730	31780	31830	31880	31930	31980	32030	32080	32130	32180	32230	32280	32330	32380	32430	32480	32530	32580	32630	32680	32730	32780	32830	32880	32930	32980	33030	33080	33130	33180	33230	33280	33330	33380	33430	33480	33530	33580	33630	33680	33730	33780	33830	33880	33930	33980	34030	34080	34130	34180	34230	34280	34330	34380	34430	34480	34530	34580	34630	34680	34730	34780	34830	34880	34930	34980	35030	35080	35130	35180	35230	35280	35330	35380	35430	35480	35530	35580	35630	35680	35730	35780	35830	35880	35930	35980	36030	36080	36130	36180	36230	36280	36330	36380	36430	36480	36530	36580	36630	36680	36730	36780	36830	36880	36930	36980	37030	37080	37130	37180	37230	37280	37330	37380	37430	37480	37530	37580	37630	37680	37730	37780	37830	37880	37930	37980	38030	38080	38130	38180	38230	38280	38330	38380	38430	38480	38530	38580	38630	38680	38730	38780	38830	38880	38930	38980	39030	39080	39130	39180	39230	39280	39330	39380	39430	39480	39530	39580	39630	39680	39730	39780	39830	39880	39930	39980	40030	40080	40130	40180	40230	40280	40330	40380	40430	40480	40530	40580	40630	40680	40730	40780	40830	40880	40930	40980	41030	41080	41130	41180	41230	41280	41330	41380	41430	41480	41530	41580	41630	41680	41730	41780	41830	41880	41930	41980	42030	42080	42130	42180	42230	42280	42330	42380	42430	42480	42530	42580	42630	42680	42730	42780	42830	42880	42930	42980	43030	43080	43130	43180	43230	43280	43330	43380	43430	43480	43530	43580	43630	43680	43730	43780	43830	43880	43930	43980	44030	44080	44130	44180	44230	44280	44330	44380	44430	44480	44530	44580	44630	44680	44730	44780	44830	44880	44930	44980	45030	45080	45130	45180	45230	45280	45330	45380	45430	45480	45530	45580	45630	45680	45730	45780	45830	45880	45930	45980	46030	46080	46130	46180	46230	46280	46330	46380	46430	46480	46530	46580	46630	46680	46730	46780	46830	46880	46930	46980	47030	47080	47130	47180	47230	47280	47330	47380	47430	47480	47530	47580	47630	47680	47730	47780	47830	47880	47930	47980	48030	48080	48130	48180	48230	48280	48330	48380	48430	48480	48530	48580	48630	48680	48730	48780	48830	48880	48930	48980	49030	49080	49130	49180	49230	49280	49330	49380	49430	49480	49530	49580	49630	49680	49730	49780	49830	49880	49930	49980	50030	50080	50130	50180	50230	50280	50330	50380	50430	50480	50530	50580	50630	50680	50730	50780	50830	50880	50930	50980	51030	51080	51130	51180	51230	51280	51330	51380	51430	51480	51530	51580	51630	51680	51730	51780	51830	51880	51930	51980	52030	52080	52130	52180	52230	52280	52330	52380	52430	52480	52530	52580	52630	52680	52730	52780	52830	52880	52930	52980	53030	53080	53130	53180	53230	53280	53330	53380	53430	53480	53530	53580	53630	53680	53730	53780	53830	53880	53930	53980	54030	54080	54130	54180	54230	54280	54330	54380	54430	54480	54530	54580	54630	54680	54730	54780	54830	54880	54930	54980	55030	55080	55130	55180	55230	55280	55330	55380	55430	55480	55530	55580	55630	55680	55730	55780	55830	55880	55930	55980	56030	56080	56130	56180	56230	56280	56330	56380	56430	56480	56530	56580	56630	56680	56730	56780	56830	56880	56930	56980	57030	57080	57130	57180	57230	57280	57330	57380	57430	57480	57530	57580	57630	57680	57730	57780	57830	57880	57930	57980	58030	58080	58130	58180	58230	58280	58330	58380	58430	58480	58530	58580	58630	58680	58730	58780	58830	58880	58930	58980	59030	59080	59130	59180	59230	59280	59330	59380	59430	59480	59530	59580	59630	59680	59730	59780	59830	59880	59930	59980	60030	60080	60
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	----

$$M_a = M' + Wx + \frac{wx^2}{2}$$

式中：

M_a = 在某截面處所欲求之力矩；

M' = 該截面向左第一直綫處所表列之力矩；

W = 自第一直綫起向左各荷重之和（連第一直綫處之荷重併加在內）；

x = 自第一直綫至截面之距離；

w = 在距離 x 內每呎之勻佈荷重。

圖 86, 示 c 點位於第 13 輪之右 3 呎, 試求以 c 點為中心之力矩。先自表中檢得

$$M' = 7,668, \quad Wx = 212 \times 3, \quad w = 0$$

$$M_{a-a} = 7,668 + 212 \times 3 + 0 = 8,304,000 \text{ 呎磅。}$$

圖 87, 示 c 點位於第 2 直綫之右 7 呎, 試求以 c 點為中心之

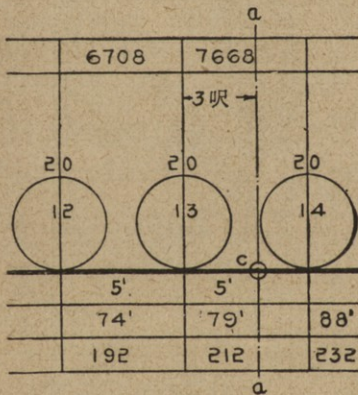


圖 86.

力矩。先自表中檢得 $M' = 19,304$

$$Wx = 304 \times 7, \quad w = 2,$$

$$M_{b-b} = 19,304 + 304 \times 7 + \frac{2 \times 7^2}{2} = 21,481,000 \text{ 呎磅。}$$

由力矩平衡之理, 可知橋上荷重所產生以右支點為中心之總力矩, 必等於左支力與跨度之相乘積。故以跨度之長, 除總力矩,

以機車荷重下某點為中心之力矩計算 可得左支力。同理, 若作一垂直截面, 通過某區格點, 並以該點為力矩中心, 則由左支力所產生之

力矩內，減去該點左方各荷重所產生之力矩，必等於弦應力與橋高之相乘積，因此亦可求得弦應力。

例如，圖 87，設跨度為 196 呎，分為 8 區格，每區格 24.5 呎，高 25 呎，活荷重之地位如圖，c 點在垂直綫 2 之右方 7 呎，以 c

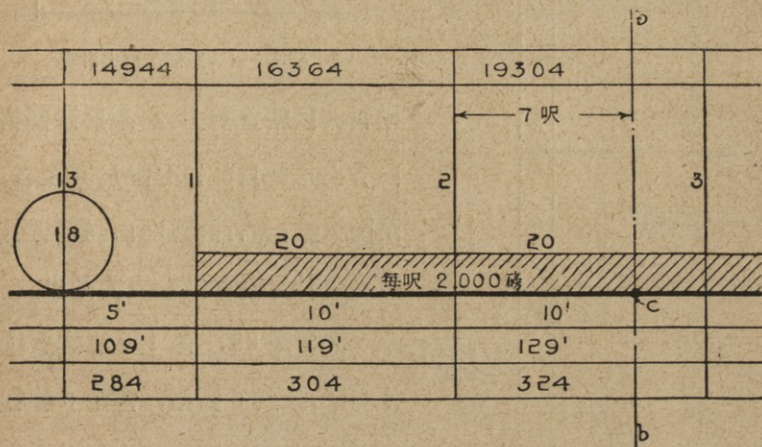


圖 87. 以勻佈荷重下某點為中心之力矩計算

點為中心之活荷重力矩，已計算如上，為 21,481,000 呎磅。今若以跨度 196 呎除之，即求得左支力為 109,600 磅。此時，第 13 輪離右支點，為 $119 - 74 + 7 = 52$ 呎，(表中第 3 橫行)，而第 6 區格點 L_6 離右支點為 $(8 - 6) \times 24.5 = 49$ 呎。故 L_6 在第 13 輪之右 $52 - 49 = 3$ 呎，與圖 86 之情形相同。前已計算得 $M_{a-a} = 8,304,000$ 呎磅。又以 L_6 為中心時，左支力之力矩為 $109,600 \times 6 \times 24.5 = 16,111,200$ 呎磅。由此可計算 L_5L_6 之弦應力如下：

$$L_5L_6 = \frac{16,111,200 - 8,304,000}{25} = -312,000 \text{ 磅}$$

由橋載面之構造觀之，所有荷重悉由縱梁之作用，傳達於各區格點，故惟區格點始承受荷重，而兩區格點之間則否。因此，若欲

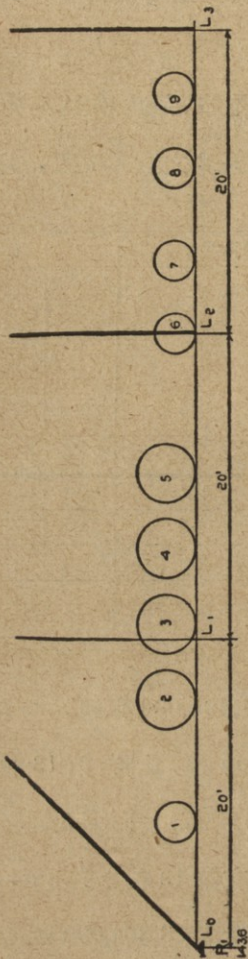


圖 88. 由機車荷重所生某區格內之剪力計算

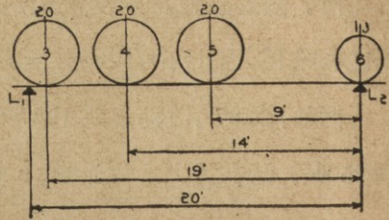


圖 89. 第二區格之剪力計算

求得某區格之剪力，必須將該區格內各荷重究竟如何分配於其左右兩區格點，先行計算明白。質言之，即先須計算縱梁之左支力是也。

例如圖 88，係 120 呎之普拉特構架，分為 6 區格，當第 6 輪行於 L_2 點上時，則構架之左支力計算如下(參看圖 85)：

$$R_1 = \frac{1}{120} (16,364 + 3 \times 284 + \frac{2 \times 3^2}{2}) = 143.6;$$

今欲求第 2 區格之剪力。圖 89 繪明本區格內各輪之位置， L_1 與 L_2

為縱梁之兩端，以 L_2 為力矩中心，計算得縱梁之左支力如下：

$$R_{L_1} = (20 \times 9 + 20 \times 14 + 20 \times 19) \div 20 = 42.0$$

第 2 區格之剪力，計算如下：

$$V_2 = 143.6 - (10 + 20 + 42) = +71.6$$

圖 90，示第 3 輪之位置適在 L_2 點上，試求第二區格之剪力。

今因第一區格，並無荷重，故求縱梁之左支力時，可應用表列之力矩數，稍可節省計算工作。查表中第一橫行，第3輪直綫之右側，註明力矩 230，以縱梁之長 20 除之，即得在 L_1 處縱梁之支力為 11.5。次求構架之左支力，按此時第 16 輪適在右支點上。由表中第一橫行，讀得繞第 16 輪之力矩為 12,041，以跨度 120 除之，即得 $R_1 = 100.3$ 。故第 2 區格之剪力 $V_2 = 100.3 - 11.5 = +88.8$ 。

由上項計算之結果，知第 6 輪在 L_2 時，與第 3 輪在 L_2 時，所算得第二區格之剪力，顯然不同，故必有一種輪位，即活荷重行至何處時，可使某區格發生最大剪力。並有一輪位，可使某區格發生最大力矩。以下兩節，即討論如何察知此項輪位之法，以避免逐一試算之繁。

45. 發生最大剪力之輪位 設有連續之兩區格點 a 及 b (圖 91) 且 a 點在 b 點之左，問何輪行至 b 點之上時，可使 $a-b$ 區格

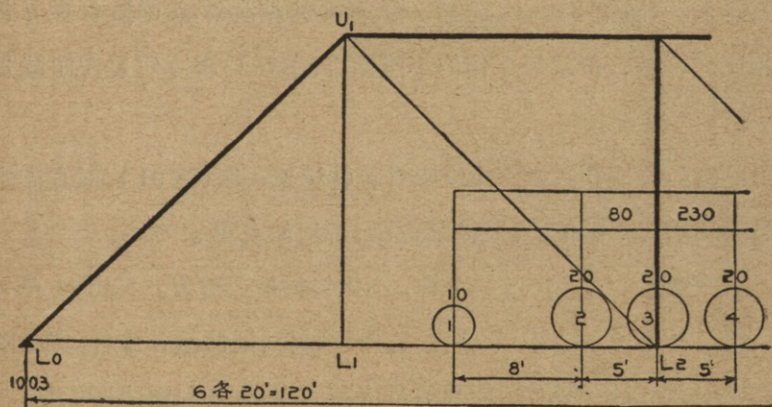


圖 90 第二區格受機車荷重之剪力計算

之剪力為最大？按微分學中，業已將此問題，予以適當之解答，即無論活荷重為純粹輪荷重，抑係輪荷重之後復有勻佈荷重隨之者，若

有某輪行於 b 點之上時，而能使 $Q = \frac{W}{m} - G$ 之值為正，且使

$q = \frac{W}{m} - (G + P)$ 之值為負，則此時所算得 $a-b$ 區格之剪力，

為該區格剪力之最大者。式中：

W = 此時在構架上之總荷重數（不在構架上者不算，若有輪適在構架之右支點，亦不算）；

m = 構架之區格數；

G = 此時在 $a-b$ 區格內之總荷重數（若有輪在 a 點或 b 點上，皆不算）；

P = 此時在 b 點上之荷重。

先假定第 1 輪在 b 點上，然後算出 Q 之值是否為正，而 q 之值是否為負。次試第 2 輪，次試第 3 輪。如此繼續試算，必可得 Q 與 q 為相反之符號，但試算工作仍不能停止，必至 Q 與 q 再表現同號為止。

例如，有 6 區格之 120 呎普拉特構架一座（圖 91），試求產生最大正剪力之輪位。可將計算成績，排列如表 V。

試察表 V，可知用第 1 輪，不能算得最大剪力。又由 Q 與 q 異號之結果，知在若干區格內，有兩種輪位，同時適合條件。然此兩者之中，究以何種輪位，能算得最大剪力乎，則非目察之所能知，必將兩種輪位之剪力，分別算出後，比較而得之。但由此兩種輪位所算得之剪力，其數值仍相差不遠，不足以影響設計之結果，故設計

表 V 求產生最大剪力時之輪位 ($m=6$)

區格點	何輪 在點上	G	$\frac{W}{m}$	P	$G+P$	Q	q	附 記
L_1	2	10	$\frac{284}{6} = 47.33$	20	30	+	+	
L_1	3	30	$\frac{292}{6} = 48.67$	20	50	+	-	得最大值
L_1	4	50	$\frac{302}{6} = 50.30$	20	70	+	-	得最大值
L_1	5	60	$\frac{302}{6} = 50.30$	20	80	-	-	
L_2	2	10	$\frac{232}{6} = 38.67$	20	30	+	+	
L_2	3	30	$\frac{245}{6} = 40.83$	20	50	+	-	得最大值
L_2	4	50	$\frac{258}{6} = 43.00$	20	70	-	-	
L_3	1	0	$\frac{152}{6} = 25.33$	10	10	+	+	
L_3	2	10	$\frac{172}{6} = 28.67$	20	30	+	-	得最大值
L_3	3	30	$\frac{192}{6} = 32.0$	20	50	+	-	得最大值
L_3	4	50	$\frac{212}{6} = 35.3$	20	70	-	-	
L_4	1	0	$\frac{116}{6} = 19.33$	10	10	+	+	
L_4	2	10	$\frac{129}{6} = 21.50$	20	30	+	-	得最大值
L_4	3	30	$\frac{142}{6} = 23.67$	20	50	-	-	
L_5	1	0	$\frac{70}{6} = 11.67$	10	10	+	+	
L_5	2	10	$\frac{90}{6} = 15.00$	20	30	+	-	得最大值
L_5	3	30	$\frac{103}{6} = 17.17$	20	50	-	-	

者，常僅用第一種輪位而已。

圖 92 之機車圖，繪明能使第二區格產生最大剪力之輪位，又第 16 輪，適在右支點之上，不可計入 W 中。

46. 產生最大力矩之輪位 此項計算，亦係根據微分學之理，

以求得何輪在某區格點上時，可使該區格點產生最大力矩。無論活荷重之為純粹輪荷重，抑係隨有勻佈荷重者，算法並無二致，均須逐輪試算，以視何輪能合下列之條件：

$$K = \frac{Wn}{m} - L \text{ 之值爲正,} \quad k = \frac{Wn}{m} - (L+P) \text{ 之值爲負。}$$

式中：

n = 所計算區格點之號數，亦即區格之號數，因兩數相同也，此數照例自左向右計之。

L = 在該區格點左方之總荷重；

其餘字母之意義，同 45 節。

若不止一種輪位適合上列條件時，則須分別計得其力矩，以確定何者爲最大。

各個區格點，必須分別試算，不能以其爲對稱點而忽略。例如，圖 92， L_2 與 L_4 雖爲對稱點，但假定前機車某輪至 L_2 上時，所算得 L_2 點處之力矩，與假定後機車某輪至 L_4 點上時，所算得 L_4 點處之力矩，其數值並不相同，故不能引用對稱原則，以 L_2 代表 L_4 也。但最右之區格點，則無須計算。

在構架正中之區格點，每有多種輪位，均可適合上列條件（表 VI 之 L_8 ），然則究以何輪至此正中區格點時，可使該點產生最大之力矩乎？答曰：所求之輪，必爲後機車最重輪之一，且使 W 之值爲最大者。若有數輪，同時產生最大 W 之值，則可用此數輪中之最前一輪；以計算最大力矩。

試求第 45 節所述之 6 區格 120 呎普拉特構架之底弦各區格點處之最大力矩，可將計算成績，排列如表 VI。

表 VI 求產生最大力矩時之輪位

區格點	何輪 在點上	L	$\frac{Wn}{m}$	P	$L+P$	K	k	附 記
L_1	2	10	$284 \div 6 = 47.3$	20	30	+	+	得最大值 得最大值 輪 1 不在橋上
L_1	3	30	$292 \div 6 = 48.7$	20	50	+	-	
L_1	4	50	$302 \div 6 = 50.3$	20	70	+	-	
L_1	5	60	$302 \div 6 = 50.3$	20	80	-	-	
L_2	5	70	$(271 \div 6) \times 2 = 90.3$	20	90	+	+	得最大值
L_2	6	90	$(290 \div 6) \times 2 = 96.7$	13	103	+	-	
L_2	7	103	$(300 \div 6) \times 2 = 100.0$	13	116	-	-	
L_3	8	116	$(271 \div 6) \times 3 = 135.5$	13	129	+	+	得最小值 得最大值 得最大值 得最大值 得最大值 得最小值
L_3	9	129	$(284 \div 6) \times 3 = 142.0$	13	142	+	0	
L_3	10	142	$(298 \div 6) \times 3 = 149.0$	10	152	+	-	
L_3	11	142	$(304 \div 6) \times 3 = 152.0$	20	162	+	-	
L_3	12	142	$(294 \div 6) \times 3 = 147.0$	20	162	+	-	
L_3	13	142	$(284 \div 6) \times 3 = 142.0$	20	162	0	-	
L_3	14	142	$(274 \div 6) \times 3 = 137.0$	20	162	-	-	
L_4	11	152	$(271 \div 6) \times 4 = 180.6$	20	172	+	+	輪 18 不在內 得最大值 得最大值
L_4	12	172	$(284 \div 6) \times 4 = 189.4$	20	192	+	-	
L_4	13	192	$(294 \div 6) \times 4 = 196.0$	20	212	+	-	
L_4	14	212	$(304 \div 6) \times 4 = 202.6$	20	232	-	-	

當 11, 12, 13, 14 諸輪, 行至 L_3 點上時, 在其左方之輪, 有已行過構架之左支點者, 此等輪荷重既不在橋上, 概不能計入 L 與 W 之中。

就 L_3 點而論, 當 11 輪(即後機車之第一個大輪)行至該點時, W 為 304,000 磅(計算時注意第 1 輪已不在橋上) 為最大值。故由如此輪位, 可算得 L_3 點處之最大力矩。圖 93 表示在 L_2 點處產生最大力矩時之輪位。

47. 在機車荷重下之普拉特構架 本節示機車荷重圖表應用之例。設有如 45 節所述之普拉特構架, 荷重 $E40$ 級, 高 25 呎, 正

當第 3 輪至 L_1 點時(表 V), 構架之右端, 已有 4 呎之勻佈荷重矣。茲計算構架之左支力如下(參看 44 及 45 節):

$$R_1 = (16,364 + 284 \times 4 + \frac{4^2 \times 2.0}{2}) \div 120 = 146.0$$

第一區格內之荷重, 由縱梁傳達於 L_0 點(即構架之左支點)者, 爲 $230 \div 20 = 11.5$ 。故得第一區格之剪力 $V_1 = +146.0 - 11.5 = +134.5$ 。至於第 4 輪至 L_1 點時之剪力, 則無須計算, 因相差甚微, 與設計無甚關係也。

當第 3 輪至 L_2 點時, 第 16 輪適在構架右支點上, 茲計算構架之右支力如下:

$$R_1 = 12,041 \div 120 = 100.3;$$

由縱梁傳達於 L_1 之重量爲 11.5, 故算得剪力如下:

$$V_2 = +100.3 - 11.5 = +88.8。$$

當第 2 輪至 L_3 時, 第 11 輪適距構架之右支點 4 呎, 構架之左支力如下:

$$R_1 = (5,848 + 127 \times 4) \div 120 = 54.5$$

此時, 第 3 區格內僅有第 1 輪, 其由縱梁傳達於 L_2 之重量爲

$$80 \div 20 = 4.0,$$

故 $V_3 = +54.5 - 4.0 = +50.5$ 。

當第 2 輪至 L_4 點時, 第 9 輪適在構架之右支點上, 構架之左支力如下:

$$R_1 = 3,496 \div 120 = 29.1$$

第 4 區格內僅有第 1 輪, 其由縱梁傳達於 L_3 點之重量爲 4.0,

故 $V_4 = +29.1 - 4.0 = +25.1$

當第 2 輪至 L_5 點時，第 5 輪適距構架之右支點 5 呎，構架之左支力如下：

$$R_1 = (830 + 90 \times 5) \div 120 = 10.7$$

故 $V_5 = +10.7 - 4.0 = +6.7$

若每區格之死荷重為 20,000 磅，則死荷重與活荷重之剪力可合併列表如下：

死荷重剪力	(+)活荷重剪力	(-)活荷重剪力
$V_1 = +50.0$	+ 134.5	± 0.0
$V_2 = +30.0$	+ 88.8	- 6.7
$V_3 = +10.0$	+ 50.5	- 25.1
$V_4 = -10.0$	+ 25.1	- 50.5
$V_5 = -30.0$	+ 6.7	- 88.8
$V_6 = -50.0$	± 0.0	-134.5

將死活兩種荷重所產生之剪力，互相比較，則知第 3 與第 4 兩個區格需要挺料。此兩挺料之應力，為正負相銷後之淨剪力乘正割。即

$$U_3L_2 = U_3L_4 = +1.28 \times (25.1 - 10.0) = +19.2。$$

就構架之左半個而論，則第 1 區格之正剪力，可使 L_0U_1 產生壓力，而其他區格受正剪力時，則在對角料內產生張力。又內直柱係受壓力，試察構架圖，即可了然。計算時並須注意死荷重之三分之一（即 6.700 磅），係分配於頂弦者。

對角料之死荷重應力：

$$L_0U_1 = -1.28 \times 50 = -64.0$$

$$U_1L_2 = +1.28 \times 30 = +38.4$$

$$U_2L_3 = +1.28 \times 10 = +12.8$$

直料之死荷重應力 求 U_2L_2 : 作傾斜截面, 截斷 U_1U_2, U_2L_2 , 及 L_2L_3 , 在此截面之剪力, 爲左支力減去 L_1, L_2, U_1 之死荷重, 卽 $50 - 2 \times 13.3 - 6.7 = +16.7$ 。故得應力方程式 $+16.7 + U_2L_2 = 0$, 卽 $U_2L_2 = -16.7$ 。

求 U_3L_3 : 作圓截面, 圍繞 U_3 點, 則得應力方程式 $-U_3L_3 - 6.7 = 0$, 故 $U_3L_3 = -6.7$ 。

求 U_1L_1 : 作圓截面圍繞 L_1 點, 則得 $U_1L_1 = +13.3$

對角料之活荷重應力:

(最大)

(最小)

$$L_0U_1 = -1.28 \times 134.5 = -172.2$$

$$0$$

$$U_1L_2 = +1.28 \times 88.8 = +113.6$$

$$-1.28 \times 6.7 = -8.6$$

$$U_2L_3 = +1.28 \times 50.5 = +64.7$$

$$0$$

直料之活荷重應力 求 U_1L_1 : 根據微分學理, 當 U_1L_1 發生最大應力時, 必有一個大輪 (驅動輪) 至 L_1 點上, 且將第 1 第 2 兩區格內之荷重, 與 L_1 處荷重相加之總數, 折半, 須與第 1 區格之荷重數最相近似。就本題而論, 當第 4 輪或 13 輪至 L_1 點時, 均適合上開條件。此時第一區格內之各輪共重 50,000 磅, 而上述三數之和爲 116,000 磅。圖 94, 繪明第 13 輪在 L_1 點時之輪位。根據第 44 節之說明, 第 10, 11, 12 三輪, 繞 L_1 點之力矩爲 480。若以區格寬 (卽縱梁長) 20 除之, 得 24.00, 卽爲以上三輪所傳達於 L_0 點之重。同法, $529 \div 20 = 26.45$ 卽爲第 14, 15, 16 三輪所傳達於

L_2 點之重量。又因前已算出此兩區格及 L_1 點之總荷重為 116,000 磅，故若減去傳達於 L_0 點及 L_2 點之 (24.00 + 26.45) 磅，所餘 65.55，即為傳達於 L_1 點之總數，故 $U_1L_1 = +65.55$ 。

求 U_2L_2 ：今若作一斜截面，截斷 U_1U_2 、 U_2L_2 及 L_2L_3 三肢。因 U_2 點無活荷重，故本截面之剪力，即等於第三區格之剪力，而後者發生最大剪力之時，亦即 U_2L_2 發生最大應力之時。且 U_2L_2 之應力，應與剪力相平衡，

$$+U_2L_2 + 50.5 = 0$$

$$\therefore U_2L_2 = -50.5。$$

同法， $+U_3L_3 + 25.1 = 0$

$$\therefore U_3L_3 = -25.1。$$

由 U_3 點之死荷重所產生之死荷重應力 -6.7 ，不能與 -25.1 相加，以求得最大應力。此理與 39 節所述，關於受有勻佈荷重之普拉特構架之計算相同。必須求得當 U_2L_3 及 U_3L_4 同時發生作用時，所產生於 U_3L_3 之死荷重應力而後可。依照 39 節之算法，此時 U_3L_3 之死荷重應力，為 $+3.30$ 。

若機車由橋之左方行向右方，則研究 U_2L_2 時，須注意挺料發生作用。研究 U_3L_3 時，須注意 U_2L_3 與 L_3U_4 同時發生作用，遂使直料內之活荷重應力等於零，同時死荷重應力 -6.7 ，為其最小應

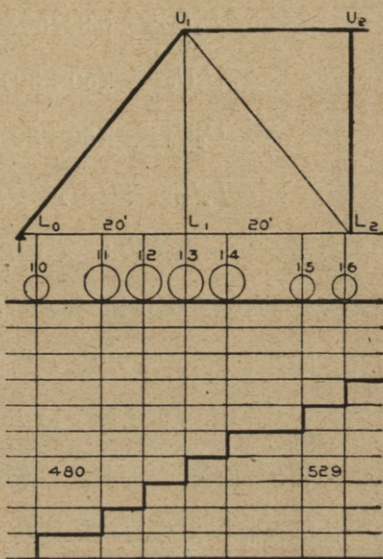


圖 94. 在普拉特構架中計算活荷重應力之機車位置圖

力。

弦肢之死荷重應力 弦肢之死荷重應力可以前述方法之一求得之，下列算式係用正切法計算(正切 = $20 \div 25 = 0.8$):

$$L_0L_1 = +0.8 \times 50 = +40.0 = L_1L_2$$

$$U_1U_2 = -(50 + 30) \times 0.8 = -64.0$$

$$U_2U_3 = -(50 + 30 + 10) \times 0.8 = -72.0$$

$$L_2L_3 = -U_1U_2 = -(-64.0) = +64.0$$

弦肢之活荷重應力：本題之活荷重，乃輪荷重也，故兩種荷重應力之間，無比例可循。先須計算各區格點處之最大力矩，然後以高度除之，即得弦應力矣。就位於橋中心以左各點而論，則主要對角料發生作用。但若研究橋中心以右各點時，則主要對角料是否發生作用，並無定則可循。又當假定輪位以計算最大力矩時，並須算出該區格點兩側區格中之剪力，以便推定該點係為何弦肢之力矩中心。

當第 3 輪在 L_1 時(表 VI)，構架上已有 4 呎之勻佈荷重，算得左支力如下：

$$R_1 = (16,364 + 284 \times 4 + \frac{4^2 \times 2}{2}) \div 120 = 146.0。$$

由左支力繞 L_1 點之力矩，減去第 1 輪與第 2 輪繞 L_1 點之力矩，則為此種輪位在 L_1 點處之力矩矣。按第 1 輪與第 2 輪繞 L_1 點之力矩，可自機車圖表中第一橫行，在第 3 輪直綫之右側，讀得為 230。

$$M_1 = 146.0 \times 20 - 230 = 2,690,000 \text{ 呎磅。}$$

當第 4 輪在 L_1 點時，構架上已有 9 呎之勻佈荷重，計算左支力如下：

$$R_1 = (16,364 + 284 \times 9 + \frac{9^2 \times 2}{2}) \div 120 = 158.0$$

於是 $M_1 = 158.0 \times 20 - 480 = 2,680,000$ 呎磅。

與前所求得之數比較，應以第 3 輪在 L_1 點時之力矩為最大值。

當第 6 輪在 L_2 點時，左支力如下：

$$R_1 = (16,364 + 284 \times 3 + \frac{3^2 \times 2}{2}) \div 120 = 143.5$$

$$M_2 = 143.5 \times 2 \times 20 - 1,640 = 4,100,000 \text{ 呎磅。}$$

如表 VI 所示，關於 L_3 點，有三種輪位可適合條件，但在 46 節，已確定第 11 輪在 L_3 點時所算得之力矩為最大。此時第 1 輪業已過橋，而右方則有 15 呎之勻佈荷重在橋上。所有各荷重繞右

支點之總力矩，為 $19,304 + 304 \times 5 + \frac{5^2 \times 2}{2} = 20,849$ ，但須減去第

1 輪繞右支點之力矩，即減去 $10 \times 124 = 1,240$ 。故在構架上諸荷重繞 L_3 之力矩為 $20,849 - 1,240 = 19,609$ ；左支力為

$$R_1 = 19,609 \div 120 = 163.4$$

$$M_3 = 163.4 \times 3 \times 20 - (5,848 - 10 \times 64)$$

$$= 4,596,000 \text{ 呎磅。}$$

表 VI 所示關於 L_4 點之輪位有兩種。茲分別計算構架左支力及力矩如下：

當 12 輪在 L_4 點時， $R_1 = 16,364 \div 120 = 136.4$

$$M_4 = 136.4 \times 4 \times 20 - 6,708 = 4,204,000 \text{ 呎磅。}$$

當 13 輪在 L_4 點時， $R_1 = (16,364 + 5 \times 284 + \frac{5^2 \times 2}{2}) \div 120 = 148.4$

$$M_4 = 148.4 \times 4 \times 20 - 7,668 = 4,204,000 \text{ 呎磅。}$$

以上算得兩種輪位所產生之力矩數相等，故決定 $M_4 = 4,204,000$ ，較之前所算得 L_2 點之力矩為大 (L_2 與 L_4 為對稱點)。又從研究剪力之結果，已知 L_4U_5 常生作用，故求頂弦 U_4U_5 時，可以 L_4 為力矩中心，求 U_1U_2 時，可以 L_2 為力矩中心。按 L_4 點之力矩，既大於 L_2 點之力矩，故知 U_4U_5 必大於 U_1U_2 (當第 6 輪在 L_2 點時)。但機車行動之方向，若由左而右，則 U_1U_2 之應力，勢必等於現在所算得 U_4U_5 之應力矣如下：

茲將以上求得之力矩，順序排列於下：

$$M_1 = 2,690$$

$$M_2 = 4,100$$

$$M_3 = 4,596$$

$$M_4 = 4,204$$

以構架高 25 除之，即得弦應力如下：

$$L_0L_1 = L_1L_2 = +\frac{2,690}{25} = +107.5 \quad (\text{力矩中心在 } U_1)$$

$$U_1U_2 = -\frac{4,100}{25} = -164.0 \quad (\text{力矩中心在 } L_2)$$

$$U_2U_3 = -\frac{4,596}{25} = +183.8 \quad (\text{力矩中心在 } L_3)$$

$$U_4U_5 = -\frac{4,205}{25} = -168.2 \quad (\text{力矩中心在 } L_4)$$

$$L_2L_3 = -U_1U_2 = -(-164.0) = +164.0,$$

(水平力之代數和應為零)

$$L_3L_4 = -U_4U_5 = -(-168.2) = +168.2。$$

表 VII 普通特拉構架應力表

應力種類	尾柱			直柱			對角料			頂弦			底弦		
	L_0U_1	U_1L_1	U_1L_2	U_1L_3	U_2L_2	U_2L_3	L_1U_2	U_1U_2	U_1U_3	U_2U_3	L_0L_1	L_1L_2	L_2L_3		
死荷重	64.0	13.8	-16.7	-6.7	38.4	+12.8	-12.8	-64.0	72.0	-	40.0	40.0	64.0		
活荷重	-172.2	+65.6	-50.5	+3.3	+113.6	+64.7	0.0	-168.2	-183.8	-	+107.5	+107.5	+188.2		
	0.0	0.0	0.0	-25.1	-8.6	0.0	+32.0	-	-	-	-	-	-		
最大	-236.2	+78.9	-67.2	-21.8	+157.0	+77.5	+19.2	-232.2	-255.8	-	+147.5	+147.5	+232.2		
最小	-64.0	+13.3	-16.7	-6.7	+29.8	0.0	0.0	-64.0	-72.0	+	+40.0	+40.0	+64.0		

若機車行動之方向，係自左而右者，則 $U_1U_2 = -168.2$ ，而 $L_2L_3 = +168.2$ ，為 U_1U_2 及 L_2L_3 之最大應力矣。

以上算得之各部應力，可註入構架圖中，或列成表式，如表 VII。

48. 碰撞應力 以上所求之應力，僅按輪荷重及其地位計算，故除非將車輛停止於橋上，即不合理。蓋車輛行動時，必有速度，由其驅動輪中之對重暨其他種種原因，造成振撼敲擊之現象，而構架各部之實際應力自必較根據機車圖表所算得者為大。由行動而增加之應力，普通雖稱為碰撞應力，但其意義，尙未見十分確切，蓋除車之碰撞而外，尙有一部份因其他原因而增加之應力，亦包含在內也。

設有活荷重，突然加於建築物之上，則其所產生之應力，可兩倍於相等之死荷重所產生之應力，此為習知之理，並可以數學證明者也。再

則建築物之本身重量，若較活荷重愈大，則碰撞之影響愈小。一

般用以求碰撞應力之經驗公式，多數以此兩原則為根據。至所以應用經驗公式，而捨棄理論公式者，蓋以從現狀及應力之成因方面着想，實無從事繁複計算之必要也。此外觀察機車與列車，實際行經橋上時所生之結果而成立之公式，亦屬不少，茲選擇一式於下：

$$I = S \left(\frac{300}{L + 300} \right)$$

式中 I = 某肢之碰撞應力

S = 該肢之活荷重應力，由同樣輪荷重停止時所產生者(例如 47 節所算得之應力)；

L = 求 S 時，在橋上之荷重長度(用例見下)；

300 = 由實驗所得之常數

此公式，係 1887 年時什奈特氏所發明，見美國土木工師學會報第 34 卷第 331 頁。式中雖未含有橋重與活荷重相比之關係，但分母中之 L ，則與應力產生之時間有關，蓋 L 等於當應力逐漸增大，達到 S 時，機車所行過橋上之距離也。試一察上列公式，則知 L 值小至極度時，即幾等於零時，則碰撞應力 I ，幾等於活荷重應力 S ，與前述之第一條原則相符，乃突然加重之狀況也。

式中 $\frac{300}{L + 300}$ ，稱為碰撞係數。表 VIII，根據種種不同之 L 值，算出相當之係數，以供參考之用。凡表中所未列之 L 值，則可以中介法求得之。

例如圖 92 所表示者，係求 U_1L_2 之最大活荷重應力時之輪位。

表 VIII 碰撞係數

L	$\frac{300}{L+300}$	L	$\frac{300}{L+300}$	L	$\frac{300}{L+300}$	L	$\frac{300}{L+300}$	L	$\frac{300}{L+300}$
5	0.984	31	0.906	57	0.840	83	0.783	145	0.674
6	0.980	32	0.904	58	0.838	84	0.781	150	0.667
7	0.977	33	0.901	59	0.836	85	0.779		
8	0.974	34	0.898	60	0.833	86	0.777		
9	0.971	35	0.896			87	0.775	155	0.659
10	0.968	36	0.893	61	0.831	88	0.773	160	0.652
		37	0.890	62	0.829	89	0.771	165	0.645
		38	0.888	63	0.826	90	0.769	170	0.638
11	0.965	39	0.885	64	0.824			175	0.632
12	0.962	40	0.882	65	0.822			180	0.625
13	0.958			66	0.820	91	0.767	185	0.619
14	0.955			67	0.817	92	0.765	190	0.612
15	0.952	41	0.880	68	0.815	93	0.763	195	0.606
16	0.949	42	0.877	69	0.813	94	0.761	200	0.600
17	0.946	43	0.875	70	0.811	95	0.759		
18	0.943	44	0.872			96	0.758	210	0.588
19	0.940	45	0.870	71	0.809	97	0.756	220	0.577
20	0.937	46	0.867	72	0.806	98	0.754	230	0.566
		47	0.865	73	0.804	99	0.752	240	0.556
		48	0.862	74	0.802	100	0.750	250	0.546
21	0.935	49	0.860	75	0.800			260	0.536
22	0.932	50	0.857	76	0.798			270	0.526
23	0.929			77	0.796	105	0.741	280	0.517
24	0.926			78	0.794	110	0.732	290	0.508
25	0.923	51	0.855	79	0.792	115	0.725	300	0.500
26	0.920	52	0.852	80	0.789	120	0.714		
27	0.917	53	0.850			125	0.706		
28	0.915	54	0.847			130	0.698	400	0.429
29	0.912	55	0.845	81	0.787	135	0.690	500	0.375
30	0.909	56	0.843	82	0.785	140	0.682	600	0.333

此時 L 為 93 呎，(即自第 1 輪至右支點之距離)由表 VII 查得由此輪位所產生之 U_1L_2 中之應力為 +118.6，由表 VIII 查得碰撞係數為 0.763，茲計算碰撞應力如下：

$$I = 0.763 \times 118.6 = +90.6$$

則 U_1L_2 之最大應力如下：

$$\text{死荷重應力} = + 38.4$$

$$\text{活荷重應力} = + 118.6$$

$$\text{碰撞應力} = + 90.6$$

$$\text{最大應力} = + 247.6$$

茲將 47 節所述之構架各肢，求碰撞應力時所需 L 之值，及各肢發生最大應力時之碰撞應力，彙列如表 IX。

表 IX 普拉特構架中之碰撞應力計算

肢	S	L	$\frac{300}{L+300}$	I	附 記
L_0U_1	-172.2	113	0.727	-125.2	有勻佈荷重 4 呎在橋上
U_1L_1	+ 65.6	37	0.890	+ 58.4	見下文 與 U_2L_3 相同 與 U_3L_4 相同
U_2L_2	- 50.5	68	0.815	- 41.3	
U_3L_3	- 25.1	48	0.862	- 21.6	
U_1L_2	+118.6	93	0.763	+ 90.6	輪 16 在 L_6 輪 11 距 L_6 4 呎 輪 9 在 L_6
U_2L_3	+ 64.7	68	0.815	+ 52.7	
U_3L_4	+ 32.0	48	0.862	+ 27.6	
U_1U_2	-168.2	114	0.724	-121.8	$\left\{ \begin{array}{l} \text{輪 13 在 } L_4 \\ \text{有勻佈荷重 5 呎在橋上} \end{array} \right.$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{有勻佈荷重 15 呎在橋上} \\ \text{輪 1 離橋} \end{array} \right.$
U_2U_3	-183.8	144	0.724	-133.2	
L_0L_2	+107.5	113	0.727	+ 78.2	荷重情形與 L_0U_1 相同 荷重情形與 U_2U_3 相同
L_2L_3	+168.2	114	0.724	+121.8	

求 U_1L_1 之碰撞應力時，公式中 L 之值，最宜留意，圖 94 示求 U_1L_1 之最大應力時之輪位，而此項應力僅由第 10 至第 16 各輪所產生，與其他輪無關，故 L 之值僅等於 10 至 16 輪之距離。

按橋梁設計規範中，亦有規定不必計算碰撞應力者，惟同時須

減低單位應力(即建築鋼每平方吋所能負之安全應力),使各肢由設計所得之截面隨之增大,以負擔因碰撞而生之額外應力。

49. 雪荷重應力 若築橋於多雪之區,則雪重之影響亦須一併計入應力之內。此項重量,可視作額外之死荷重,橋面每一平方呎,雪厚每一呎,作 15 磅計算。因雪重係勻佈於全橋,故其所產生之應力,亦必與死荷重應力成正比例。但若橋面組織,形成多數空格,使雪之大部,可由枕木或縱梁之間隙落去時,則自無須計算雪重,此與鋪滿之橋面,迥不相同者也。

例如有一公路橋,其某肢之死荷重應力為 +84.0,其區格點死荷重為 12,000 磅,橋面寬 14 呎,區格寬 20 呎,雪厚 1.5 呎,試求該肢之雪荷重應力。

先計算每區格點所受之雪荷重,即以雪之體積,乘雪之每立方呎重,以構架之數 2 除之即得,

$$\frac{1}{2}(14 \times 15 \times 1.5 \times 20) = 3,150 \text{ 磅。}$$

所以用 2 除之者,蓋橋有兩個構架,自必各半負擔之也。雪荷重之應力,今可以比例法求之:

$$\frac{3,150}{12,000} \times 84.0 = +22.1$$

同法,可將其他各肢之雪荷重應力,逐一算出。

但多數之設計規範中,並不指明雪荷重應力有計算之必要。且在實際上,除北方嚴寒區域之橋工外,亦常忽略此項計算。其故有二,蓋鄉間橋上積雪時,未必更有最大荷重同時行經橋上,故儘有餘力,可以負擔雪之重量。其次,則城市橋上,常不使其人行道積

雪，且亦有將道中之雪，隨時掃除者，故雪荷重之應力，可以不計，或計算其一部份，斟酌行之可也。

第六章 風荷重之影響

50. 穿橋之頂編構組織 第 26 節已述及關於風荷重之規定。

頂弦所應計算之風力，普通假定爲每弦長一呎，作 150 磅計算。同時，尾柱亦視作頂弦之一部份。

關於編構組織內之對角料，是否必須能兼受張力與壓力，則各橋設計，並不盡同。在多數長跨度之現代橋梁內，其編構組織之對角料，常使能兼受張力與壓力，反之，在多數不過 200 呎之短跨度橋內者，雖以角鋼或強固之成形鋼爲之，但設計時僅望其能負擔張力而已。至於頂編構之直料（其位置水平），則僅受壓力。如此由承受張力之對角料與承受壓力之直料所組成之編構，稱爲普拉特式編構。實際卽一水平位置之普拉特構架也。橋底編構亦然。

圖 95 將 47 節所述普特拉構架之頂編構，與構架側面形及其底編構三者併示於一圖。圖中 L_0 爲橋之左端， L_1 爲橋之右端。設有人立於橋上，而面向 L_0 ，則自其右方來者，可稱右來風，反之，自其左方來者，則稱左來風。圖中之各對角料，繪有虛實兩種線號，若遇右來風時，則實綫發生應力。反之，若遇左來風時，則虛綫發生應力。

頂弦上 150 磅之風力，可假定由兩個構架各半負擔，實際上亦無多大差誤。蓋試驗者曾於穿橋之兩個構架頂弦之相對點，安置風壓計，測得兩點風力之差數，不過爲風力之百分之八至百分之十而

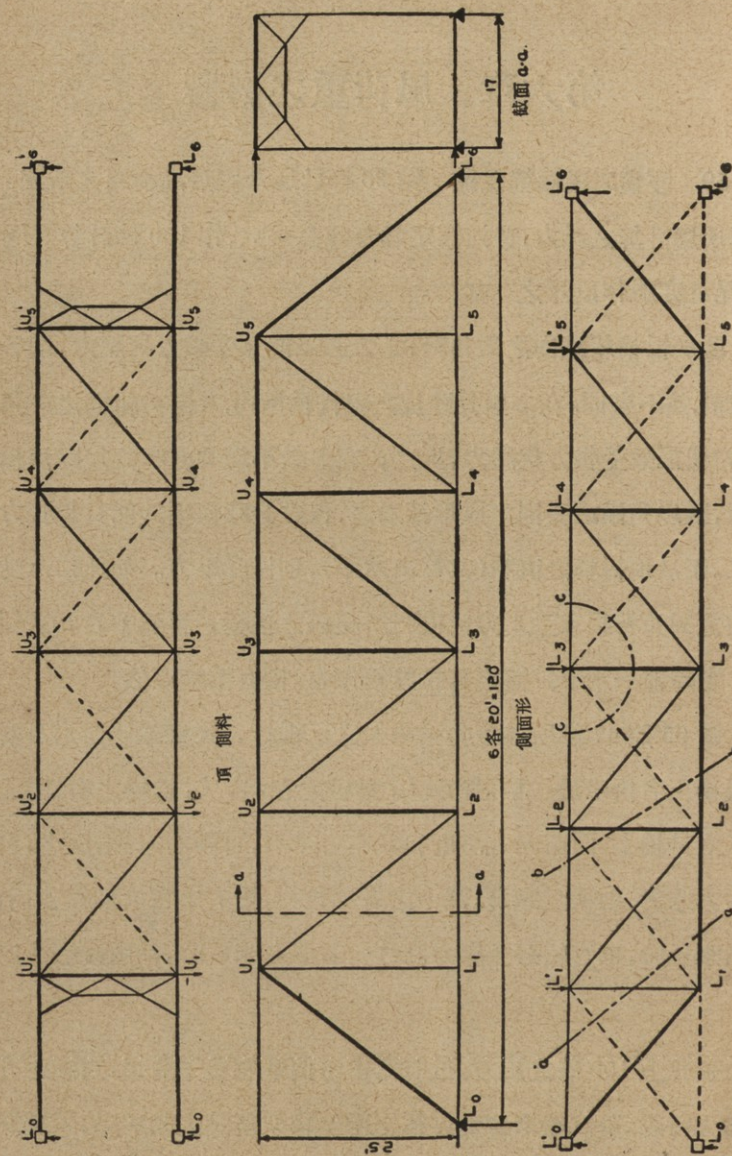


圖 95. 六區格普拉特構架之正視側視及頂部底部側面編構圖

已。

故頂編構之設計，無異於一個普拉特式臺橋之設計，其區格

最便。正切為 $20 \div 17 = 1.176$ (圖 95), 於是頂編構之弦應力, 可計算如下:

$$U_1'U_2' = -4.5 \times 1.176 = -5.29$$

$$U_2'U_3' = -(4.5 + 1.5) \times 1.176 = -7.06$$

$$U_1U_2 = 0$$

$$U_2U_3 = -U_1'U_2' = +5.29$$

圖 97 註明左來及右來兩種風荷重之應力。在算出右來風應力之後, 則左來風之應力, 可由目察而知之矣。

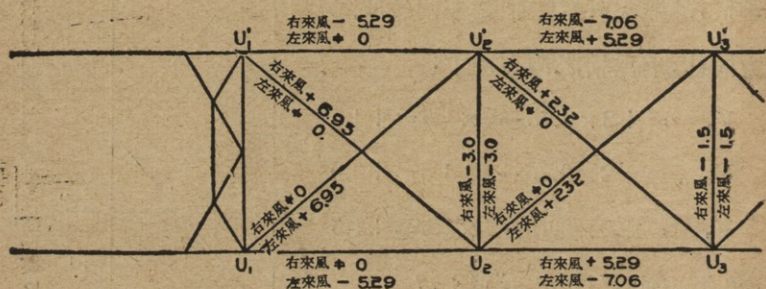


圖 97. 圖 95 所示普拉特構架上之風應力圖

51. 穿橋之底編構組織 底編構因有橋面之掩蔽, 故風荷重不復能如頂編構之可分佈於兩頂弦。圖 95 之下方, 示底編構上風荷重之分佈狀況。其解法, 無異一個高 17 呎, 區格寬 20 呎之 6 區格普拉特構架。遇右來風時所有虛線各肢, 均不發生應力。

第 26 節規定橋之底弦, 亦受每呎 150 磅之風力。故區格點荷重與前相同, 仍為 3.0, 惟祇加於右側之弦, 如圖 95, 茲先計算剪力如下。

$$V_1 = 2.5 \times 3.0 = +7.5$$

$$V_a = +7.5$$

$$V_2 = +7.5 - 3.0 = +4.5$$

$$V_{b-b} = +4.5$$

$$V_3 = +7.5 - 2 \times 3.0 = +1.5$$

正割為 1.544, 與前同, 茲計算腹材各肢之應力如下:

$$L_0'L_1 = +7.5 \times 1.544 = +11.60 \quad L_1'L_1 = -7.5$$

$$L_1'L_2 = +4.5 \times 1.544 = +6.95 \quad L_2'L_2 = -4.5$$

$$L_2'L_3 = +1.5 \times 1.544 = +2.32 \quad L_3'L_3 = -3.0$$

欲求 $L_3'L_3$, 可作圓截面 $c-c$ (圖 95), 使作用於 L_3' 點之諸垂直力平衡而解得之。

弦應力可用正切法計算如下:

$$L_0'L_1' = -7.5 \times 1.176 = -8.82$$

$$L_1'L_2' = -(7.5 + 4.5) \times 1.176 = -14.12$$

$$L_2'L_3' = -(7.5 + 4.5 + 1.5) \times 1.176 = -15.88$$

$$L_1L_2 = -L_0'L_1' = -(-8.82) = +8.82$$

$$L_2L_3 = -L_1'L_2' = -(-14.12) = +14.12$$

第 26 節規定, 作用於列車之風力, 每長度一呎, 作 450 磅計算。此風力必輾轉傳達於底編構, 故無異於底編構上, 增添每呎 450 磅之活荷重也。當列車佔滿橋之全長時, 則底編構之各區格點, 各受 $450 \times 20 = 9.0$ 之活荷重, 而編構兩端之最大支力, 各等於 $5 \times 9.0 \div 2 = 22.5$ 。茲計算活荷重正剪力如下:

$$V_1 = +22.5$$

$$V_2 = (1 + 2 + 3 + 4) \frac{9.0}{6} = +15.0$$

$$V_3 = (1+2+3) \frac{9.0}{6} = +9.0$$

今所求者，乃各肢之最大應力。按底編構之兩端對稱，故祇須算半個編構。各腹材之應力，計算如下(圖 95)：

$$L_0'L_1 = +22.5 \times 1.544 = +34.75 \quad L_1'L_1 = -22.5$$

$$L_1'L_2 = +15.0 \times 1.544 = +23.15 \quad L_2'L_2 = -15.0$$

$$L_2'L_3 = +9.0 \times 1.544 = +13.91 \quad L_3'L_3 = -9.0$$

當列車佔滿橋之全長時，弦應力亦必最大。因此處荷重之方式，與直接加於底編構之風荷重相似，故兩者之弦應力，亦必有一定比例，此比例數為 $\frac{9.0}{3.0} = 3.0$ ，故弦應力可計算如下：

$$L_0'L_1' = -8.82 \times 3 = -26.46$$

$$L_1'L_2' = -14.12 \times 3 = -42.36$$

$$L_2'L_3' = -15.88 \times 3 = -47.64$$

$$L_1L_2 = +8.82 \times 3 = +26.46$$

$$L_2L_3 = +14.12 \times 3 = +42.36$$

第 53 節之表 X，記明左來風及右來風所產生之頂編構及底編構各部之應力。

52. 風力對於構架之傾覆作用 風力施於頂弦則使構架有傾覆之趨向。雖橋身有相當重量，非風力所能傾覆，然在橋兩端之死荷重支力，則發生影響。位於迎風方面之構架，減少其支力，而位於背風(下風)方面之構架，則增加其支力，此乃必然之理也。

支力因風之傾覆作用而一方減低之數，與他方增加之數，其值相等，可以後式算之： $\pm V = \frac{\Sigma w}{2} \times \frac{h}{b}$ 。式中： Σw 為各區格點風

荷重之和， h 為構架之高，而 b 則兩構架間之中至中距離也。按傾

覆作用對於背風構架之影響，宛如於圖 98 之 U_1 及 U_5 兩點，各增一向下之力，其值各等於 V 。而對於迎風構架之影響，則宛如於圖 98 之 U'_1 及 U'_5 兩點，各增一向上之力，其值亦各等於 V 。

既知 V 之數值，即可計算背風構架各部之應力，至於迎風構架各部之應力，則祇須將求得之數，改變其符號即可，無須另行推算也。例如，第 47 節之構架， $V = \frac{10 \times 1.5}{2} \times \frac{25}{17} = 11,000$ ，此力作用於 U_1 ， U_5 兩點，一如圖 99 之所示。構架兩端之支力，各等於 11.00。第一區格之剪力， $V_1 = +11.00$ ，第二區格之剪力， $V_2 = +11.00 - 11.00 = 0$ 。其餘第 3, 4, 5

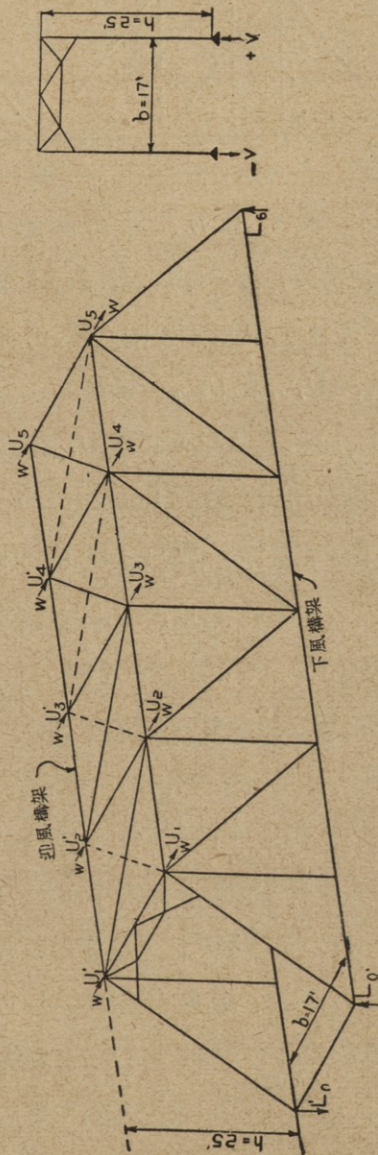


圖 98. 示風力對於傾覆構架之作用

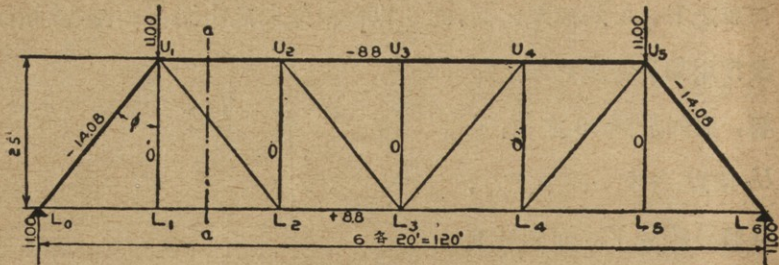


圖 99. 構架受風力之計算

各區格之剪力，亦均等於零，故各該區格內之對角料及直料之應力，亦必等於零。因零乘正割之積，仍為零也。又因 L_1 與 L_5 兩點均無荷重，故 U_1L_1 與 U_5L_5 均等於零。次求尾柱應力， $U_1L_0 = U_5L_6 = -11.00 \times 1.28 = -14.08$ 。再取 U_1 為力矩中心，以求 L_1L_2 (或 L_0L_1) 之應力，由 $-L_1L_2 \times 20 + 11.00 \times 10 = 0$ 之方程式，解得 $L_1L_2 = +8.8$ ，而其餘下弦各肢亦必皆等於 $+8.8$ ，其理甚明。再使 $a-a$ 截面上，諸水平力之和等於零，則因 U_1L_2 並無應力，故 $+L_1L_2 + U_1U_2 = 0$ ，解之，得 $U_1U_2 = -L_1L_2 = -(+8.80) = -8.80$ ，而頂弦其餘各肢之應力，亦必皆為此數矣。

由此可知風之傾覆作用，祇能在構架之尾柱與底頂弦內，產生應力而已。至作用於下弦之每呎 150 磅之風力，則直接傳達於橋兩端之橋台，無發生傾覆作用之可能。

53. 風力對於列車之傾覆作用 風力施於列車之一側，必使位於迎風方面之車輪，減少其壓力，反之，位於背風方面之車輪，則必增加其壓力，而一方減少之數，必適等於他方增加之數。此壓力之差數，經縱梁與載面樑之傳導，而達於區格點。欲求其數值，可以下式算之(閱圖 100)：

$$\pm L = \frac{W \times (8.5 + a)}{b}$$

式中： W = 因風力施於列車所生之區格荷重；

8.5 = 設計規範所規定之常數(26節)；

a = 自鋼軌之頂至底

弦中心綫之垂直距離，(觀察多數橋工，此數大約可作為3呎)；

b = 兩構架之距離(中心至中心計算)。

茲以本題為例，按第26節規定，作用於活荷重之風力，可按活荷重之長度，每呎

450磅計算。故每區格之風力， $W = 20 \times 450 = 9,000$ 。於是

$$L = \pm \frac{9,000 \times (8.5 + 3)}{17} = \pm 6,090 \text{ 磅}$$

於是迎風之構架之各區格點，彷彿各增一向上之力，其值為 L ，而背風構架之各區格點，同時各增一向下之力，其值亦為 L 。

因各區格點各增一荷重 L ，故各弦肢之應力，與死荷重應力成一定比例，例如47節之構架，此比例數為 $\frac{6,090}{20,000} = 0.303$ 以此數與死荷重應力相乘，即得因風對於列車傾覆作用之弦應力矣。

$$U_1 U_2 = -64.0 \times 0.303 = -19.39$$

$$U_2 U_3 = -72.0 \times 0.303 = -21.82$$

$$L_0 L_1 = L_1 L_2 = +40.0 \times 0.303 = +12.12$$

$$L_2 L_3 = +64.0 \times 0.303 = +19.39$$

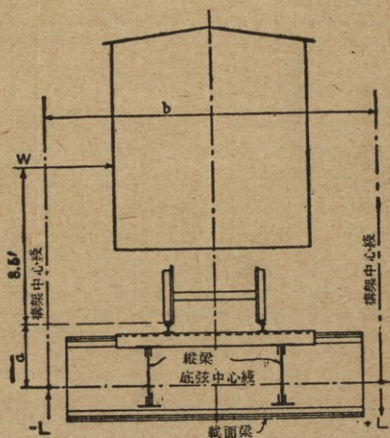


圖 100. 示風對於列車之傾覆作用

U_1L_1 之應力,即 L_1 點之荷重,爲 +6.09。

表 X 普拉特構架之風應力

腹材

傾覆作用	L_0U_1	U_1L_2	U_2L_2	U_2L_3	U_1L_1	U_2L_2	U_2L_3
右來風							
在構架上	-14.08	0	0	0	0	0	0
在列車上	-19.50	+13.00	+7.80	+3.91	+6.09	-6.09	-3.05
左來風							
在構架上	+14.08	0	0	0	0	0	0
在列車上	+19.50	-13.00	-7.80	-3.91	-6.09	+6.09	+3.05
最大 + 應力	+33.58	+13.00	+7.80	+3.91	+6.09	+6.09	+3.05
最大 - 應力	-33.58	-13.00	-7.80	-3.91	-6.09	-6.09	-3.05

弦

肢	L_0L_1	L_1L_2	L_2L_3	U_1U_2	U_2U_3
直接的					
右來風	0	+8.82	+14.12	0	+5.29
左來風	0	+26.46	+42.36		
右來風	-8.82	-14.12	-15.88	-5.29	-7.06
左來風	-26.46	-42.36	-47.64		
構架之傾覆作用					
右來風	+8.80	+8.80	+8.80	-8.80	-8.80
左來風	-8.80	-8.80	-8.80	+8.80	+8.80
列車之傾覆作用					
右來風	+12.12	+12.12	+19.39	-19.39	-21.82
左來風	-12.12	-12.12	-19.39	+19.39	+21.82
最大應張力	+20.92	+56.20	+84.67	+22.9	+23.56
最大應壓力	-56.20	-77.40	-91.71	-28.19	-25.33

側料 組織

肢	$U_1'U_2$	$U_2'U_3$	$U_2'U_2$	$U_3'U_3$	$L_0'L_1$	$L_1'L_2$	$L_2'L_3$
右來風							
在構架上	+6.95	+2.32	-3.0	-1.5	+11.60	+6.95	+2.32
在列車上					+34.75	+23.15	+13.91
左來風							
在構架上	0	0	-3.0	-1.5	0	0	0
在列車上					0	0	0
最大	+6.95	+2.32	-3.0	-1.5	+46.35	+30.10	+16.23

次求最大正剪力如下：

$$V_1 = \frac{6.09}{6}(1+2+3+4+5) = +15.22$$

$$V_2 = \frac{6.09}{6}(1+2+3+4) = +10.15$$

$$V_3 = \frac{6.09}{6}(1+2+3) = +6.09$$

$$V_4 = \frac{6.09}{6}(1+2) = +3.05$$

次求腹材各肢之最大應力如下：

$$L_0 U_1 = -15.22 \times 1.28 = -19.50$$

$$U_1 L_2 = +10.15 \times 1.28 = +13.00$$

$$U_2 U_3 = +6.09 \times 1.28 = +7.80$$

$$U_3 U_4 = +3.05 \times 1.28 = +3.91$$

$$U_2 L_2 = -6.09$$

$$U_3 L_3 = -3.05$$

剪力既算至構架中心右側之一區格，即無須再向右計算，因平常計算之目的，僅為求最大應力而已。

表 X 彙列諸種風應力，以便查考。關於載面梁 $L_1'L_1, L_2'L_2$ 及 $L_3'L_3$ 風力之關係甚微，設計時無須計入，故亦不列入表內。試一察該表，即知有若干肢，受甚大之風應力。但多數設計規範，則規定風應力與死活荷重之合併應力之比，若不超過百分之 25 者，則設計時可將風應力略去不算。

一般設計，對於風應力並不計入，例如，跨度不過 200 呎之橋梁設計，除頂底編構之對角料，頂直料，門口編構，與尾柱之彎曲影

響等，必須計算風力外，其餘各部之應力，均不包括風力在內。以下討論門口編構之應力，及尾柱之彎曲影響。

54. 門口編構與抗搖編構 試觀圖 97，頂弦風力之半數，先傳達於 $U_1'U_1$ 及 $U_5'U_5$ ，更經門口編構及尾柱之中介，以達於橋台。按門口編構之形式，雖有多種，但如圖 101 之所示者，最易於計算，且易於建造，凡跨度不超過 250 呎之橋，恆採用之。茲以此式為例，試求其各部分之應力(圖101)。

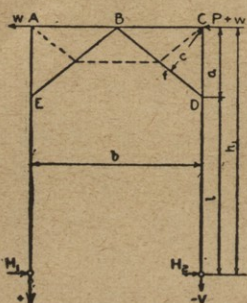


圖 101. 橋之跨度不逾 250 呎時常用之門口編構式樣

設 w = 頂弦區格之風荷重；

m' = 頂弦之區格數(後附有實例)；

h_1 = 尾柱之長；

餘字之意義見圖。

$$\text{則 } P = (m' - 1)w;$$

$$V = \pm \left\{ (P + w) + w \right\} \frac{h_1}{b};$$

$$H_1 = H_2 = \left\{ (P + w) + w \right\} \div 2.$$

於是以前 D 點為力矩中心，求得 BC 之應力為：

$$S_{BC} = -\frac{(P+w)a + H_2 l}{a} - \left\{ (P+w) + H_2 \frac{l}{a} \right\}.$$

以前 E 點為力矩中心，求得 AB 之應力為：

$$S_{AB} = +\frac{wa + H_1 l}{a} = +w + H_1 \frac{l}{a}.$$

更以前 C 點為力矩中心，且先算出自 C 點至 BD 之垂直距離 c ，

求得 BD 之應力為：

$$S_{BD} = +H_2 \frac{h_1}{c}.$$

又 BE 之應力如下：

$$S_{BE} = -H_1 \frac{h_1}{c}$$

注意， h_1 係自 L_0 至 U_1 尾柱之長，並非構架之高。

茲以 47 節之構架為例， $w = 1.5$ ， $m' = 4$ ， $P = 4.5$ ，

$$h_1 = \sqrt{20^2 + 25^2} = 32.0 \text{ 呎，}$$

a 之距離以不妨礙行車為主，今假定為 5 呎。

$$\text{於是 } V = (4.5 + 1.5 + 1.5) \frac{32}{17} = 14.08;$$

$$H_1 = H_2 = \frac{7.5}{2} = 3.75$$

$$S_{BC} = -(6.0 + 3.75 \times \frac{27}{5}) = -26.25$$

$$S_{AB} = 1.5 + 3.75 \times \frac{27}{5} = +21.75$$

距離 $BD = \sqrt{BC^2 + CD^2} = \sqrt{8.5^2 + 5.0^2} = 9.85$ ，再由相似三角形 DCB ，與 DFC ，求得邊長之比例，

$$\frac{Cf}{CD} = \frac{BC}{BD}$$

$$Cf = \frac{5 \times 8.5}{9.85} = 4.3 \text{ 呎；}$$

$$\text{故 } S_{BC} = +3.75 \times \frac{32.0}{4.3} = +27.90$$

$$S_{BE} = -3.75 \times \frac{32.0}{4.3} = -27.90$$

若風由另一方面吹來，則應力之數值仍如舊，不過互易其左右

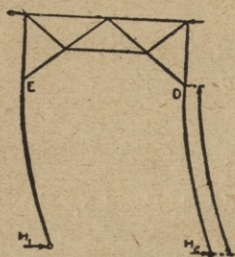


圖 102.

尾柱受風力時之彎曲傾向

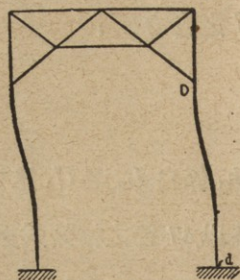


圖 103.

下端固定之尾柱之彎曲傾向

地位而已。圖101所示之虛線肢，遂不受應力作用。圖102示有風時尾柱彎曲之傾向，此彎曲傾向，使 ED 兩點之尾柱橫截面內，各產生抵抗力矩，以防止之，此時在 E 及 D 兩點以下之一段尾柱，已無異乎肱梁，故 E 點之彎曲力矩，為 $H_1 \times l$ ，而 D 點之彎曲力矩，為 $H_2 \times l$ 。在本題，則

$$M_E = M_D = 3.75 \times 27 \times 12 = 1,215,000 \text{ 吋磅。}$$

若尾柱之末端，係固定於橋臺，非如圖102之能自由旋轉者，則風力所產生之彎曲傾向，有如圖103之所示。由 D, d 兩點，同時發生抵抗力矩，以與彎曲力矩相平衡，故此時 D, E 兩點之抵抗力矩，僅為前所算得之半數，即 $1,215,000 \div 2 = 607,500$ 吋磅。其他俟於第二篇橋梁之設計中，再詳細討論之。

抗搖編構者，用以連繫構架之相對諸直柱，使橋之橫截面形，益臻強固。其形式有多種，除前述之門口編構式樣，亦可通用於抗搖編構外，圖104所示者，亦為常用之式。圖中 h 係構架之高， BD 等名為膝編構，仍以 w 表示頂弦每區格之風荷重，於是：

$$V' = \pm \frac{2wh}{b}$$

$$H_1 = H_2 = \frac{2w}{2} = w$$

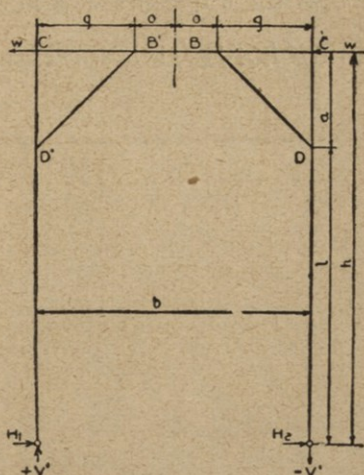
$$S_{B_0} = -(wa + H_2 l) \div a$$

$$= -(w + H_2 \frac{l}{a})$$

$$S_{B'_0} = +(w + H_1 \frac{l}{a})$$

$$S_{BD} = +H_2 \frac{h}{c}$$

$$S_{B'_D} = -H_1 \frac{h}{c}$$



無論風向之自左自右, $B'B$

圖 104. 常用之抗搖編構

常為壓力,其數值則因頂編構內頂撐(水平放置)地位之高低而異。

B 與 B' 兩點之彎曲力矩,可以各該點為力矩中心而求得之:

$$M_{B_1} = M_{B_2} = -V'g + H_2 h$$

D 與 D' 兩點之彎曲力矩,則因尾柱連着於橋臺之狀況而異,若係固定不能搖動者,則為 $H_2 l \div 2$,否則為 $H_2 l$ 。

讀者可以 47 節之構架為例,按式算得各部分之應力。若風之來向相反,則膝編構及 $C'B'$ 與 CB 肢之應力,亦變為相反之符號。

55. 最後應力 所謂最後應力者,即用以設計之應力也,以前所述,因種種原因而生之應力,究以何數種應力相合併,以成最後應力,則須遵照設計規範所規定之辦法行之。大抵死活兩種荷重所產生之應力,必須加入計算。至於碰撞應力,與風應力或去或取,概視規範中如何指示可耳。凡計算最大應力,非用代數和不可,且多數係由同號之應力相加而得者,但亦不無例外,如普拉特與豪鳥

兩種構架之正中一根直料之最大應力，即非由同號之應力相加而得，至於最小應力則反是，幾全由異號之應力合併而成。

第七章 梁 橋

56. 載面梁之力矩及剪力 載面梁之設置，在任何橋梁中均為擱置擱柵或縱梁之用，故其所受之荷重，亦即此兩者所受之荷重也。在公路橋中，因擱柵間之距離甚小，故載面梁之荷重，逕可視作勻佈荷重計算，但活荷重之性質亦必須為勻佈方可，茲將載面梁受勻佈荷重時所應用之計算公式，列舉於下：

$$M = \frac{(2P_L + P_D) \times (\text{載面梁之長以吋計})}{8}$$

$$V = (2P_L + P_D) \div 2$$

式中： P_L = 構架每一區格點之活荷重，即等於載面梁一端之支力。(該梁所受之活荷重，應兩倍此數)；

P_D = 每區格內所有擱柵及載面之本身重；

$2P_L + P_D$ = 梁上之總荷重；

M = 最大力矩，以吋磅計；

V = 最大剪力。

例如，有公路橋，其區格寬為 20 呎，兩構架之中心距為 16 呎，橋面上之活荷重為每方呎 100 磅，載面之本身重為每方呎 10 磅，擱柵之本身重計每呎 15 磅者 5 行，又每呎 8 磅者 2 行，共有擱柵 7 行。試求梁之最大力矩與剪力。

〔註〕 梁，讀若茫，原為大梁之意。在建築物中，常有一組之梁，擱置於另一組梁上者，其方向互成直角，本書為易於區別起見，前者稱梁，後者稱梁。故梁在建築物中，可視為主要之梁，英名 Girder。

$$P_L = \frac{16}{2} \times 20 \times 100 = 16,000 \text{ 磅};$$

$$P_D = 5 \times 20 \times 15 + 2 \times 20 \times 8 + 16 \times 20 \times 10 = 5,020 \text{ 磅};$$

$$M = \frac{(2 \times 16,000 + 5,020)16 \times 12}{8} = 888,480 \text{ 吋磅, 係在梁之}$$

正中處;

$$V = (2 \times 16,000 + 5,020) \div 2 = 18,510 \text{ 磅, 係在梁之兩端。}$$

若係單軌鐵路橋，則祇需縱梁兩行以支持鋼軌，機車及列車之重。此兩縱梁分別擱置於載面梁之上，其擱置點距載面梁之中心，距離相等。關於枕木，軌條及其釘着物之重量，可按軌道長度每呎 400 磅計算。又載面梁荷重之大小，既視縱梁末端所需之支力而定，故計算載面梁之最大活荷重時，必須研究何種輪位，方可使位於鄰近兩區格內之縱梁，對於該載面梁，予以最大之壓力，如第 47 節所述者(圖94)。

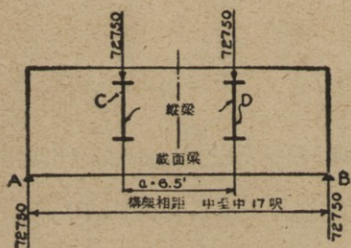


圖 105. 計算載面梁中之力矩及剪力時荷重之佈置

圖 105，示縱梁之末端，擱置於載面梁上之情形。此時在載面梁上，加有兩個處於對稱地位之集中荷重。每一個荷重，包括一根縱梁之本身重，及一個區格之軌道重之半數，及鄰近兩區格內之諸縱梁承受輪荷重時所傳來之最大

反動力之和。關於由縱梁所傳來之活荷重最大反動力，又特稱之為載面梁支力，例如表 XI 所示者即是也。又適用於單軌鐵道之兩縱梁之標準中心距離為 6 呎 6 吋，如圖 105 中之 a 。

今以 47 節之橋爲例，試求其載面梁之最大剪力與力矩，計算如下。按表 II，由下向上第二橫行，所列之臺式鋼梁鐵道橋每呎之重， $w = 123.5 + 10.0 l$ 之公式，可用以計算縱梁之本身重。

縱梁重 = $20(123.5 + 10 \times 20) \div 2 = 3,200$ 磅 (原公式，左右二梁併算，故以 2 除之)。

$\frac{1}{2}$ 軌道重 = $(400 \times 20) \div 2 = 4,000$ 磅 (包括枕木，鋼軌，及釘着物)。

由縱梁傳來活荷重之部份 = 65.55 (47 節圖 94)

故縱梁上之每一個荷重，爲以上各值之和，即：

$$3,200 + 4,000 + 65,500 = 72,750。$$

最大剪力亦即 72,750 磅，如圖 109 之所示。至最大力矩則發生於 C, D 兩處，計算如下 (圖 105)：

$$M = 72,750 \times \left(\frac{17}{2} - \frac{6.5}{2} \right) \times 12 = 4,583,250 \text{ 吋磅。}$$

表 XI 彙列載面梁支力之數值，區格長度由 10 至 24 呎，荷重方式爲 E 40。對於他種荷重方式，亦可分別列表，以供日後參考之用。

表 XI 載面梁支力
E40 荷重

區格長度	最大載面梁支力	區格長度	最大載面梁支力	區格長度	最大載面梁支力
10	41,000	15	55,000	20	66,550
11	43,800	16	57,000	21	67,950
12	44,400	17	59,000	22	70,140
13	46,600	18	61,000	23	72,130
14	52,200	19	63,000	24	73,960

有時，死荷重所產生之剪力與力矩，須與由活荷重所產生者

分別計算，則亦易事也。

以上種種計算，均未列入載面梁之本身重，但在最後設計時，則梁之本身重，斷難忽略。故以上所算得之數，僅可供初步設計之用。俟得有結果，然後根據此初步所求得之梁截面，算出由其本身重所產生之力矩與剪力，以之分別加入初步設計時之死荷重力矩及死荷重剪力，再行設計。倘此次所算得之梁重，與第一次所算得者比較，相差在 10% 以下，則可視作最後設計。否則，尚須作第三次之試算也。俟於第二篇橋梁之設計中，再詳細申論之。

57. 鈹架所受之力矩 鈹架橋可分兩類。(1) 凡橋之載面或枕木，直接擱置於鈹架之上方者，曰鈹架臺橋；(2) 每隔若干呎，以載面梁連絡兩架之腹部，然後於載面梁之上方，擱置縱梁或載面，恰如構架穿橋之所為者，曰鈹架穿橋。圖 106 及圖 107，分別表示鐵道上所應用之鈹架臺橋與鈹架穿橋之橫截面形。圖 108 顯示一鈹架臺橋之側面形。圖 109 示一鈹架穿橋之縱截面形。縱截面之地位，係通過鋼軌之中線。又此橋之區格數為 5，係奇數，蓋區格之數若為偶數，則橋之正中必有一載面梁存在，在該處之力矩必更大，結果將為不經濟之設計矣。

計算鈹架穿橋之剪力與力矩法，與應用於構架橋者無異。又因荷重集中於各區格點，故在本區格內（即兩個連續區格點之間），其剪力不變。

各區格點處之力矩，須逐一計算。若欲求輪荷重之力矩，則其最大值，必發生於 $K = \frac{W_n}{m} - L$ 之值為正，而 $k = \frac{W_n}{m} - (L + P)$ 之

〔註〕 鈹者，鋼鈹之意，鈹架者，由鋼鈹所構成之主要梁也。

值爲負之時。所有式中之字義，概與46節所述者相同，讀者若將第44及46兩節，溫習一次，則對於下示之例題，必更易了解耳。

例如有鋼梁穿橋(圖109)，跨度75呎，分爲五區格，其活荷重方式爲庫栢 E40

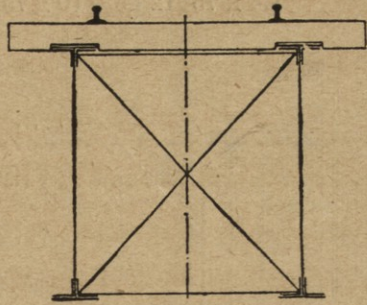


圖 106. 鋼梁鐵道台橋之橫截面形

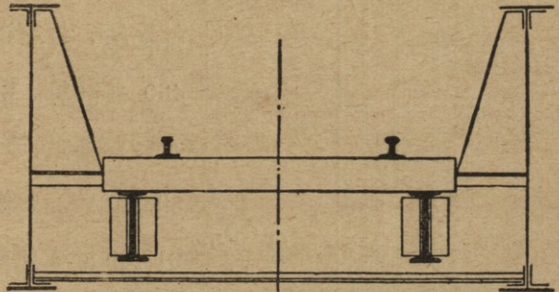


圖 107. 鋼梁鐵道穿橋之橫截面形

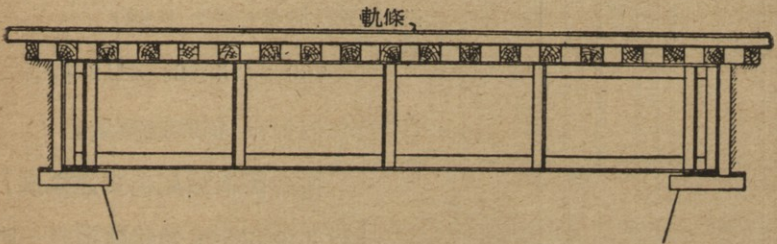


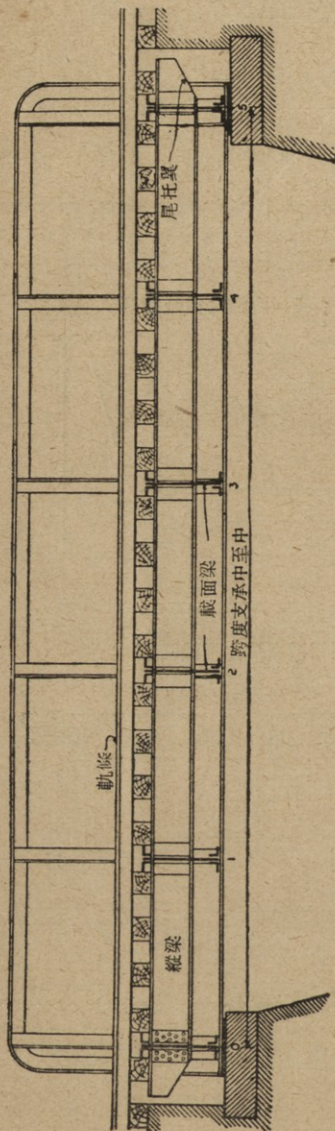
圖 108. 鋼梁鐵道台橋之側視形

級，試求各區格點處之力矩(即載面梁攔置處)。

死荷重力矩 鋼梁穿橋，較同樣跨度之鋼梁臺橋，約須加重百分之40，因前者具有較繁重之載面組織，且由此項組織傳來之載面本身重及活荷重等，均集中於區格點上，而成爲集中荷重也。

本題係穿橋，故須以1.4乘同長臺橋之重。

$$1.4 \times 75(123.5 + 10 \times 75) = 91,700 \text{ 磅}$$



此 91,700 磅中，有一部份係
 梁之本身重，故為勻佈荷重。另一
 部份則係縱梁及載面梁之重，祇
 傳達於各區格點者，故為集中荷
 重。按普通橋載面組織之重量，若
 形 其上面係敷設單軌鐵道者，則根
 面 據經驗，每軌道長一呎大約可作
 截 400 磅計算。故本題中橋之縱梁
 縱 及載面梁重，可視作 $75 \times 400 =$
 之 30,000 磅。此係集中荷重，再由
 橋 91,700 減去此數，得 61,700 磅，則
 穿 為勻佈荷重，且係兩梁所共同負
 道 担者。於是
 鐵 鋼
 道 梁

$$700 \div (75 \times 2) = 412 \text{ 磅，}$$

圖 109. 乃每個鋼梁，每呎之重量。

按各區格點死荷重之構成，
 分兩部份。其一，為每軌道長一呎
 作 400 磅計算之載面重。其二為
 鋼軌枕木及釘着物之重，依第 20
 節表 II 所附之說明，每軌道長一
 呎，亦作 400 磅計算。以上均由兩

梁共同負擔，茲算得各梁之區格點死荷重如下。

$$\left(\frac{400}{2} + \frac{400}{2}\right) \times \frac{75}{5} = 6,000 \text{ 磅 (5 係區格數)}。$$

今可引用材料力學之理，算出各區格點之死荷重力矩(圖109)

如下：

$$M_0 = M_5 = 0;$$

$$M_1 = M_4 = +4,390,000 \text{ 吋磅};$$

$$M_2 = M_3 = +6,580,000 \text{ 吋磅};$$

活荷重力矩 表 XII 示明各種可以產生最大力矩之輪位，

表 XIII 示鈹索兩端之支力。

活荷重力矩之計算如下：

$$\left. \begin{array}{l} \text{點 1. 輪 3, } M = 99.7 \times 15 - 230 = 1,265,000 \text{ 呎磅} \\ \text{輪 4, } M = 103.2 \times 15 - 20 \times 5 - 20 \times 10 = 1,247,000 \text{ 呎磅} \\ \text{輪 5, } M = 97.8 \times 15 - 20 \times 5 - 20 \times 10 = 1,167,000 \text{ 呎磅} \end{array} \right\}$$

$$\text{點 2. 輪 4, } M = 76.0 \times 30 - 480 = 1,800,000 \text{ 呎磅}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{點 3. 輪 6, } M = 73.9 \times 45 - 1,640 = 1,785,000 \text{ 呎磅} \\ \text{輪 7, } M = 84.9 \times 45 - 2,155 = 1,665,000 \text{ 呎磅} \end{array} \right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{點 4. 輪 6, } M = 44.9 \times 60 - 1,640 = 1,054,000 \text{ 呎磅} \\ \text{輪 7, } M = 54.2 \times 60 - 2,155 = 1,097,000 \text{ 呎磅} \\ \text{輪 8, } M = 65.4 \times 60 - 2,851 = 1,073,000 \text{ 呎磅} \end{array} \right\}$$

由以上之計算，可選出最大力矩如下：

$$\text{點 1. 輪 3 } \quad 1,265,000 \text{ 呎磅}$$

$$\text{點 2. 輪 4 } \quad 1,800,000 \text{ 呎磅}$$

$$\text{點 3. 輪 4 } \quad 1,800,000 \text{ 呎磅}$$

$$\text{點 4. 輪 3 } \quad 1,265,000 \text{ 呎磅}$$

表XII 計算鉸穿橋力矩之輪位

區格點	何輪在點上	L	$\frac{Wn}{m}$	P	L+P	K	k	附記
1	2	10	$\frac{172}{5} = 34.4$	20	30	+	+	
1	3	30	$\frac{192}{5} = 38.4$	20	50	+	-	最大
1	4	40	$\frac{202}{5} = 40.4$	20	60	+	-	最大
1	5	40	$\frac{202}{5} = 40.4$	20	60	+	-	最大
1	6	40	$\frac{195}{5} = 39.0$	13	53	-	-	
2	4	50	$\frac{152 \times 2}{5} = 60.8$	20	70	+	-	最大
2	5	70	$\frac{172 \times 2}{5} = 68.8$	20	90	-	-	
3	6	90	$\frac{152 \times 3}{5} = 91.2$	13	103	+	-	最大
3	7	103	$\frac{172 \times 3}{5} = 103.2$	13	116	+	-	最大
3	8	116	$\frac{192 \times 3}{5} = 115.2$	13	129	-	-	
4	6	90	$\frac{129 \times 4}{5} = 103.2$	13	103	+	+	
4	7	103	$\frac{142 \times 4}{5} = 113.6$	13	116	+	-	最大
4	8	116	$\frac{152 \times 4}{5} = 121.6$	13	129	+	-	最大
4	9	129	$\frac{152 \times 4}{5} = 121.6$	13	142	-	-	

以上3,4兩點之最大力矩,發生於機車自左行向右之時。若假定機車之動向,係自右而左,則所算得3,4兩點之力矩,尚不若其對稱點1,2兩點力矩之大。故中點以右各點之力矩,實不必另行計算。各種架橋,無論穿式臺式,莫不如是。

表 XIII. 計算鈹索穿橋兩端之支力

點	何輪在點上	支 力 方 程 式	支 力
1	3	$R = (6,708 + 192 \times 4) \div 75$	99.7
1	4	$R = (7,668 + 212 \times 4 - 10 \times 78) \div 75$	103.2
1	5	$R = (8,728 + 232 \times 4 - 10 \times 83 - 20 \times 75) \div 75$	97.8
2	4	$R = (4,632 + 152 \times 7) \div 75$	76.0
3	6	$R = (4,632 + 152 \times 6) \div 75$	73.9
3	7	$R = (5,848 + 172 \times 3) \div 75$	84.9
4	6	$R = (2,851 + 129 \times 4) \div 75$	44.9
4	7	$R = (3,496 + 142 \times 4) \div 75$	54.2
4	8	$R = (4,632 + 152 \times 2) \div 75$	65.4

由鈹索臺橋之構造言之，索之本身重既屬勻佈，且凡鐵道橋上之鋼軌，枕木，或公路橋上之橫置載面攔柵，(即橋面板之攔柵，與索之方向成直角者)，其所傳達於索之死荷重，亦盡係勻佈，故臺式橋之死荷重中，並無集中荷重在內。臺式橋與穿式橋兩者之計算方法，大致相同，其相異之點，僅前者之死荷重，盡係勻佈荷重，而後者之死荷重，含有一部份集中荷重而已。

公路橋若為穿式鈹索，則索之本身可兼代攔柵之用，故公路橋常不用臺式鈹索。

計算臺式鈹索時，常將跨度，分為十等份。各等份之分界點，稱為等分點。先算出正中與其左方各等分點之剪力與力矩，然後以各等分點為橫座標，以求得之數為縱座標，繪成曲線，即成最大剪力曲線，與最大力矩曲線矣。由曲線圖之顯示，可知橋上任何點(例如在等分點間之某點)之最大剪力與最大力矩，甚為便利。

臺式鈹索計算實例 跨度100呎，求各十等分點處之最大力矩。

死荷重力矩 本橋之鋼重爲 $100(123.5 + 10 \times 100) = 112,350$ 磅，又軌道之重爲 $400 \times 100 = 40,000$ 磅，相加得 152,350 磅。每呎每呎之重爲 $152,350 \div (2 \times 100) = 762$ 磅。然後應用材料力學之理，算出死荷重力矩如下：

$$M_1 = 342,900 \text{ 呎磅}$$

$$M_2 = 609,600 \text{ 呎磅}$$

$$M_3 = 800,100 \text{ 呎磅}$$

$$M_4 = 914,400 \text{ 呎磅}$$

$$M_5 = 952,500 \text{ 呎磅}$$

活荷重力矩 決定輪位之法，仍用前列之公式。即 $K = \left(\frac{Wn}{m} - L \right)$ 與 $k = \frac{Wn}{m} - (L + P)$ 是也。式中 m 爲全架之等份數，(即全跨度劃分若干等份之數) n 爲所欲計算之第幾等份，自左向右排列。

決定輪位之計算，可彙列如表 XIV。

雖如表中所列，關於第 1 等分點之最大力矩，同時有多種輪位均適合條件，但在實際上，則最大力矩必發生於有一重驅動輪來至該點之時，此外之輪位，均不必驗算其力矩也。第 5 等分點即正中點亦然。

支力及其計算，可彙列如表 XV。

各等分點(分十等份)活荷重力矩之計算，可彙列如表 XVI，力矩單位係呎磅。

若車輪之地位，已有一部份行過橋之左端，其時已不在橋上

表XIV 計算鉸案台橋力矩之輪位

點	何輪在點上	L	$\frac{Wn}{m}$	P	L+P	K	k	附 記
1	2	10	$258 \times 0.1 = 25.8$	20	30	+	-	最 大 最 大 最 大 最 大 最 大 最 大
1	3	20	$261 \times 0.1 = 26.1$	20	40	+	-	
1	4	20	$254 \times 0.1 = 25.4$	20	40	+	-	
1	5	20	$242 \times 0.1 = 24.2$	20	40	+	-	
1	6	20	$240 \times 0.1 = 24.0$	13	33	+	-	
1	7	13	$230 \times 0.1 = 23.0$	13	26	+	-	
2	2	10	$232 \times 0.2 = 46.4$	20	30	+	+	最 大 最 大 最 大 最 大
2	3	30	$245 \times 0.2 = 49.0$	20	50	+	-	
2	4	50	$258 \times 0.2 = 51.6$	20	70	+	-	
2	5	60	$261 \times 0.2 = 52.2$	20	80	-	-	
3	3	30	$232 \times 0.3 = 69.6$	20	50	+	+	最 大 最 大 最 大 最 大
3	4	50	$232 \times 0.3 = 69.6$	20	70	+	-	
3	5	70	$245 \times 0.3 = 73.5$	20	90	+	-	
3	6	80	$261 \times 0.3 = 78.3$	13	93	-	-	
4	4	50	$212 \times 0.4 = 84.8$	20	70	+	+	最 大 最 大 最 大 最 大 最 大
4	5	70	$232 \times 0.4 = 92.8$	20	90	+	+	
4	6	90	$245 \times 0.4 = 98.0$	13	103	+	-	
4	7	103	$258 \times 0.4 = 103.2$	13	116	+	-	
4	8	106	$261 \times 0.4 = 104.4$	13	119	-	-	
5	6	90	$232 \times 0.5 = 116.0$	13	103	+	+	最 大 最 大 最 大 最 大 最 大 最 大 最 大 最 大 最 大 最 大
5	7	103	$232 \times 0.5 = 116.0$	13	116	+	0	
5	8	116	$245 \times 0.5 = 122.5$	13	129	+	-	
5	9	129	$258 \times 0.5 = 129.0$	13	142	0	-	
5	10	132	$274 \times 0.5 = 137.0$	10	142	+	-	
5	11	102	$244 \times 0.5 = 122.0$	20	122	+	0	
5	12	102	$234 \times 0.5 = 117.0$	20	122	+	-	
5	13	102	$224 \times 0.5 = 112.0$	20	122	+	-	
5	14	122	$234 \times 0.5 = 117.0$	20	142	-	-	

者，則圖 85 中第 7 至 16 橫行所列之數值可以應用。例如，第 10 輪來至第 5 點時，第 1 輪已在橋外，可於表中第 8 橫行之第 2 格內，覓得 13,904 之值。此數為自第 2 輪起至 18 輪止之各輪，繞第 18 輪下某點之力矩之和。又在第 4 橫行，第 18 輪直線之右側，覓得 284，為自第 1 輪至 18 輪之輪荷重之和。但須減去現已離橋之第 1 輪之

表 XV 計算鉸架台橋兩端之支力

點	何輪 在點上	支 力 方 程 式	支 力
1	2	$R = (12,041 + 5 \times 258) \div 100$	133.31
1	3	$R = (12,599 + 4 \times 261) \div 100$	136.43
1	4	$R = (11,984 + 4 \times 254) \div 100$	130.00
1	5	$R = (11,334 + 4 \times 234 + 2 \times 4^2 \div 2) \div 100$	122.86
2	3	$R = 12,041 \div 100$	120.41
2	4	$R = (12,041 + 5 \times 258) \div 100$	133.31
3	4	$R = 10,816 \div 100$	108.16
3	5	$R = 12,041 \div 100$	120.41
4	5	$R = (8,728 + 4 \times 232) \div 100$	96.50
4	6	$R = (10,816 + 4 \times 245) \div 100$	117.96
4	7	$R = (12,041 + 4 \times 258) \div 100$	130.73
5	7	$R = (8,728 + 8 \times 232) \div 100$	105.84
5	8	$R = 12,041 \div 100$	120.41
5	9	$R = (12,041 + 5 \times 258) \div 100$	133.31
5	10	$R = (13,904 + 2 \times 274) \div 100$	144.52
5	11	$R = (11,334 + 5 \times 234 + 10 \times 5^2 \div 2) \div 100$	125.29
5	12	$R = (9,514 + 10 \times 214 + 2 \times 10^2 \div 2) \div 100$	117.54
5	13	$A = (7,794 + 15 \times 194 + 2 \times 15^2 \div 2) \div 100$	109.29

荷重 10，按第 18 輪距橋之右支點 2 呎，故在橋上各輪繞右支點之力矩，為 $13,904 + 274 \times 2$ 。再由表中第 16 橫行，第 2 格，覓得 4,072，此數係自第 2 輪起至第 9 輪止之各輪，繞第 10 輪下某點之力矩。若由左支力繞該點之力矩，減去此數，則得第 10 輪來至第 5 點上時，在第 5 點處之力矩。

但架之力矩，尚有所謂最大可能力矩者，(或稱絕對最大力矩)，其值較表 XVI 所算得之值尤大，其發生之地位，恆不在架之正中點，而在離架正中點最近之車輪 x 下，命此輪為 x 輪，其時活荷重之地位如下：

架之正中點，適在橋上活荷重之重心線與 x 輪之正中。此理可

表XVI 計算梁台橋中之最大力矩

點	何輪 在點上	力 矩 方 程 式	力矩 以呎磅計
1	2	$M = 133.31 \times 10 - 80$	1,253,100
1	3	$M = 136.43 \times 10 - 5 \times 20$	1,264,000
1	4	$M = 130.00 \times 10 - 5 \times 20$	1,200,000
1	5	$M = 122.86 \times 10 - 5 \times 20$	1,128,000
2	3	$M = 120.41 \times 20 - 230$	2,178,200
2	4	$M = 133.31 \times 20 - 480$	2,186,200
3	4	$M = 108.16 \times 30 - 480$	2,764,800
3	5	$M = 120.41 \times 30 - 830$	2,782,300
4	5	$M = 96.56 \times 40 - 830$	3,032,400
4	6	$M = 117.96 \times 40 - 1,640$	3,078,400
4	7	$M = 130.73 \times 40 - 2,155$	3,074,200
5	7	$M = 105.84 \times 50 - 2,155$	3,137,000
5	8	$M = 120.41 \times 50 - 2,851$	3,169,500
5	9	$M = 133.31 \times 50 - 3,496$	3,169,500
5	10	$M = 144.52 \times 50 - 4,072$	3,154,000
5	11	$M = 125.29 \times 50 - 3,068$	3,196,500
5	12	$M = 117.54 \times 50 - 2,658$	3,219,000
3	13	$M = 109.29 \times 50 - 2,248$	3,216,500

以微分學證明之，不問其為純粹輪荷重，或更有勻佈荷重隨於其後，二者悉可適用。

上述之 x 輪，亦即該輪能使梁之正中點，發生最大力矩之輪（見下例），故 x 輪究為何輪，並不難覓。又求絕對最大力矩，本須應用二次方程式解法，但在實際上，則下列之方法已足精密（見下例）。

(1) 覓得 x 輪。(2) 求得橋上活荷重之總重心，算出重心離右支點之距離。(3) 移動活荷重之地位，使梁之正中點，適在重心線與 x 輪之正中。(4) 求得 x 輪處之力矩，即為絕對最大力矩矣。

本題，當第 12 輪在第 5 點上時，該點（即梁之正中點）發生最

大力矩(表XVI)。故12輪即為上述之 x 輪。

活荷重繞右支點之力矩(第12輪在第5點)為

$$9,514 + 10 \times 214 + 2 \times 10^2 \div 2 = 11,754,000 \text{ 呎磅,}$$

活荷重之重心離右支點之距離為 $\frac{11,754,000}{234} = 50.2$ 呎 (234 為總

活荷重)。可知重心在索之正中點向左0.2呎處。乃將全體活荷重向右移0.1呎,則索之正中點離重心線與離12輪,各為0.1呎,適合前述之條件,然後計算12輪處之力矩。左支力為

$$R = (9,514 + 9.9 \times 214 + 2 \times 9.9^2 \div 2) \div 100 = 117.306:$$

$$M = 117.306 \times 50.1 - 2,658 = 3,219,030 \text{ 呎磅。}$$

此為索之絕對最大力矩,但與表XVI索正中點之最大力矩,3,219,000相較,殊無區別可言。若故 x 輪之地位,離索之中點不超過6吋時,則不必計算絕對最大力矩,即以正中點之最大力矩代之可也。

58. 鈹索內之剪力 穿式鈹索之最大活荷重剪力,必發生於

適合後開條件之輪位,即 $Q = \frac{W}{m} - G$ 之值為正,而 $q = \frac{W}{m} -$

$(G + P)$ 之值為負。式中 m 係等分跨度而得之區格數,其餘字義,與45節所示者相同。

例如,欲求57節所示穿式鈹索之死荷重及活荷重剪力。

$$\text{每索之重} = 61,700 \div 2 = 30,850 \text{ 磅}$$

$$\text{載面重之半數} = 5 \times 6,000 = 30,000 \text{ 磅}$$

$$\text{每索上之共重} = 60,850 \text{ 磅}$$

然後應用材料力學之方法,計算死荷重剪力。又按57節之例,已算

出每區格點之集中死荷重為 6,000 磅,此項重量之傳達於橋之兩端者,各為 3,000 磅。

設 V_0 = 橋端之剪力, V_1 = 恰在第 1 點左邊之剪力, V_2 = 恰在第 2 點左邊之剪力, V_3 = 恰在第 2 點右邊之剪力. V_c = 案正中點之剪力。

於是 $V_0 = 60,850 \div 2 = 30,425$ 磅 = 橋端剪力;

$$V_1 = 30,425 - 3,000 - \frac{30,850}{5} = 21,255 \text{ 磅};$$

$$V_2 = 30,425 - 3,000 - 6000 - 2 \times \frac{30,850}{5} = 9,085 \text{ 磅};$$

$$V_3 = 30,425 - 3000 - 2 \times 6000 - 2 \times \frac{30,850}{5} = 3,085 \text{ 磅};$$

$$V_c = 0$$

表 XVII 顯示可以產生最大活荷重剪力之輪位。今若以求 Q 與求 K 之公式,應用於第一區格,則 $n=1$, 而 $Q=K$; $q=k$, 故知在第一區格產生最大力矩之輪位,亦即在該區格產生最大剪力之輪位也。在表 XII 中,查得當第 3,4,5 各輪在第 1 點時,均可使第一區格發生最大剪力。但如前例所已說明者,祇須計算第一種輪位所產生之剪力為已足,蓋其餘各輪位所產生之剪力,與此相差太微,固不必計算者也。

當第 3 輪在第 1 點時,由表 XIII 查得左支力為 99.7。又第 1,2 兩輪傳達於 0 點之重為 $230 \div 15 = 15.33$, 故第一區格之剪力如下:

$$V_1 = 99.70 - 15.33 = +84.37$$

當第 2 輪在第 2 點時(表 XVII),則左支力為:

表XVII 計算鉸梁穿橋最大剪力之輪位

$$(m=5)$$

點	何輪 在點上	G	$\frac{W}{m}$	P	P+G	Q	q	附 記
1								見表XII 及 上文
2	2	10	$142 \div 5 = 28.4$	20	30	+	-	最 大
2	3	30	$152 \div 5 = 30.4$	20	50	+	-	
2	4	40	$152 \div 5 = 30.4$	20	60	-	-	
3	2	10	$116 \div 5 = 23.2$	20	30	+	-	最 大
3	3	30	$116 \div 5 = 23.2$	20	50	-	-	

$$R = (3,496 + 142 \times 5) \div 75 = 56.10;$$

$$V_2 = 56.10 - \frac{80}{15} = +50.67。$$

當第 3 輪在第 2 點時，所算得之剪力僅較上數大 560 磅，對於設計方面無甚關係，故即以第 2 輪在第 3 點時之輪位為準。

當第 2 輪在第 3 點時，則左支力為

$$R = (2,155 + 116 \times 1) \div 75 = 30.30$$

$$V_3 = 30.3 - \frac{80}{15} = +24.97。$$

臺式鉸梁之死荷重剪力計算，更為簡易，因全部均為勻佈荷重也。

例如 57 節之臺式鉸梁，試求其十等分點處之死荷重及活荷重剪力。每梁之重與所負軌道之重之總數為 76,175 磅。

$$V_0 = 76,175 \div 2 = +38,088 \text{ 磅}$$

$$V_1 = 38,088 - \frac{76,175}{10} = +30,470 \text{ 磅}$$

$$V_2 = 38,088 - 2 \times \frac{76,175}{10} = +22,850 \text{ 磅}$$

$$V_3 = 38,088 - 3 \times \frac{76,175}{10} = +15,230 \text{ 磅}$$

$$V_4 = 38,088 - 4 \times \frac{76,175}{10} = +7,618 \text{ 磅}$$

$$V_5 = 0$$

求臺式鉸案之剪力，係自左支力內，減去由左支點至截面間之全部荷重，此與具有縱梁及載面梁之橋之剪力計算，顯有不同。以下討論如何計算臺式鉸案最大剪力之法。

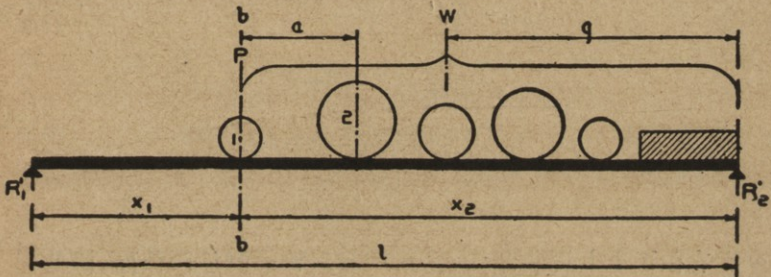


圖 110. 案上載有輪荷重並隨以勻佈荷重

圖 110 中； l = 案之跨度， P = 第 1 輪之重， W = 活荷重之總重， g = 自活荷重之重心至右支點之距離， a = 自第 1 輪至第 2 輪之中心距， $b-b$ 為求剪力之截面， $x_1 = b-b$ 截面離左支點之距離， R_1' = 左支力。於是

$$R_1' = \frac{Wg}{l}$$

$$V'_{b-b} = R_1' = \frac{Wg}{l} \text{ (因截面之左並無荷重).}$$

圖 111，示活荷重前進 a 呎之狀況，其時第 2 輪在截面

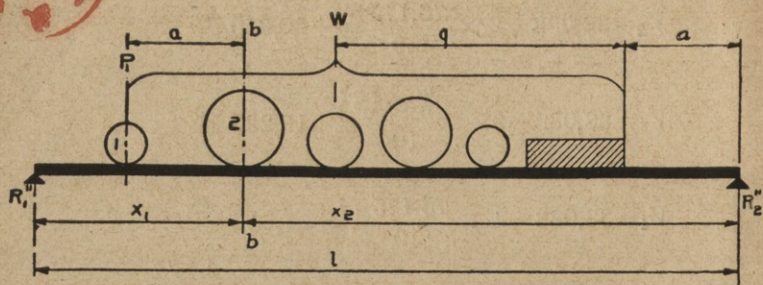


圖 111. 圖 110 之梁上荷重前進 a

b—b。於是

$$R_1'' = \frac{W(g+a)}{l}$$

$$V''_{b-b} = R_1'' - P$$

$$= \frac{W(g+a)}{l} - P$$

$$= \frac{Wg}{l} + \frac{Wa}{l} - P$$

今欲在截面 b-b 處得最大剪力，則第二輪必置於該截面，因此

$$V''_{b-b} > V'_{b-b}$$

或

$$\frac{Wg}{l} + \frac{Wa}{l} - P > \frac{Wg}{l}。$$

試消去方程式兩端所公有之 $\frac{Wg}{l}$ ，則得 $\frac{Wa}{l} > P$ 。

本題之機車， $a=8$ 呎，第 1 輪重 $P=10.0$ ，以之代入上式，

則

$$W > \frac{10}{8} l$$

或

$$W > 1.25 l$$

故梁上活荷重之總數(以千磅為單位),若大於 $1\frac{1}{4}$ 倍跨度時(單位呎數),則須使第 2 輪在截面上,方可求得最大剪力(見後例)。

若荷重方式係 E40 級,則下列之說明可以適用。

無論截面之地位係在梁之正中點,或在中點以左之任何點,必使第 2 輪在截面上,方能求得最大剪力。

若隨於車輪後之勻佈荷重有相當長度,則車輪前進 a 呎時,橋上之勻佈荷重亦必增長 a 呎,但此增加之勻佈荷重,其影響適足增加 R_1'' 之值,間接即增加 V''_{b-b} ,故與上述說明,不相衝突。

如上所述,假定第 2 輪在求剪力之截面上,則左支點與各十等分點之剪力,可以下式算之:

$$V = R - \Sigma P,$$

式中: R = 左支力;

ΣP = 截面以左諸荷重之和,在本例則為第 1 輪之重,等於 100,但在左支點上時,則等於零。

所有計算之結果,可彙列如表 XVIII。

上述 $W > 1\frac{1}{4}l$ 之原則,如何應用,可舉例以明之。

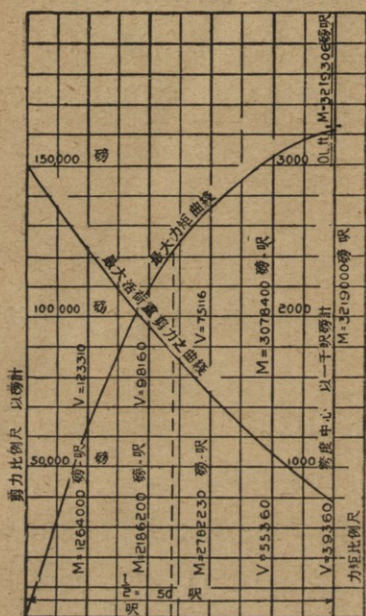
設第 2 輪在第 3 點(十等分點)上,則由圖 85 查得 1 至 13 輪均在橋上。其總重 $W = 212$ 。又 $l = 100$, $1\frac{1}{4}l = 1\frac{1}{4} \times 100 = 125$ 。因 $212 > 125$, 故用如此輪位,可求得第 3 點之最大剪力。

圖 112 示最大活荷重之力矩及剪力之曲線。此項曲線,有繪畫之必要。因在圖中,可查得梁上任何截面之力矩及剪力也。例如,欲求離左支點 24 呎處之最大活荷重力矩及剪力,可由橫座標 24 呎處引一垂直線,與兩曲線相交,則由在下之交點,水平向左,讀得 $V_{24} = 88,000$ 磅;由在上之交點向右,讀得 $M_{24} = 2,440,000$ 呎磅。

表 XVIII 計算鉸梁台橋中之最大剪力

點	支力方程式	R	ΣP	V	附 記
0	$(13,904 + 4 \times 274) \div 100$	150.00	0	150.00	輪18離右端4呎
1	$(12,041 + 5 \times 258) \div 100$	133.31	10	123.31	輪16離右端5呎
2	$10,816 \div 100$	108.16	10	98.16	輪15在右端
3	$(7,668 + 4 \times 212) \div 100$	85.16	10	75.16	輪13離右端4呎
4	$(5,848 + 4 \times 172) \div 100$	65.36	10	55.36	輪11離右端4呎
5	$(4,632 + 2 \times 152) \div 100$	49.36	10	39.36	輪10離右端2呎

圖 113，示死荷重力矩與剪力之曲線。按力矩曲線係拋物線，

圖 112. 最大活荷重之力矩及剪力
曲線圖

而剪力曲線係直線。今若於梁之中點，繪出最大力矩，而於梁之末端，繪出最大剪力，然後分別連以拋物線與直線，即成所需之圖形矣。

鉸梁編構組織之應力計算，與構架編構組織之應力算法相同，所應用之單位荷重，視設計規範所規定者可也。

59. 鉸梁內之應力 讀者若欲瞭解鉸梁內應力之計算，可閱讀本叢書第十冊鋼建築學第二篇。

鉸梁之上下兩端，承受張力或壓力之部份，稱為翅(圖142)。翅所承受應力之大小，與兩翅重心之距離有關，換言之，即與梁之高度(或稱深)有關。又在圖 142 內，註有厚度為 t 之鉸，稱為腰鉸。其寬度略小於 h 。因設計時須先選擇腰鉸之寬度，故有多種近似公