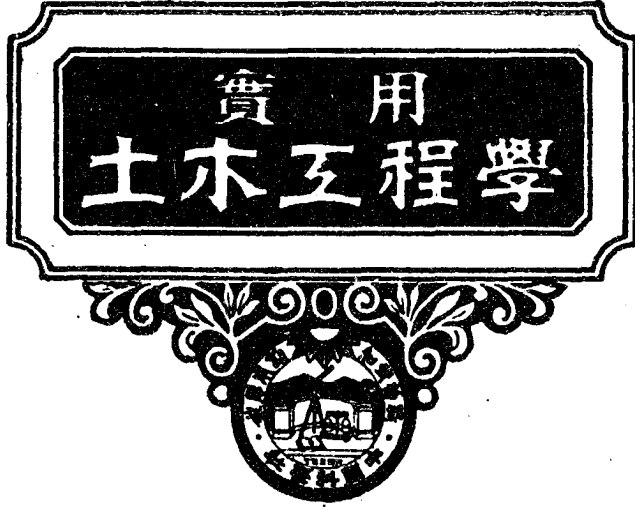
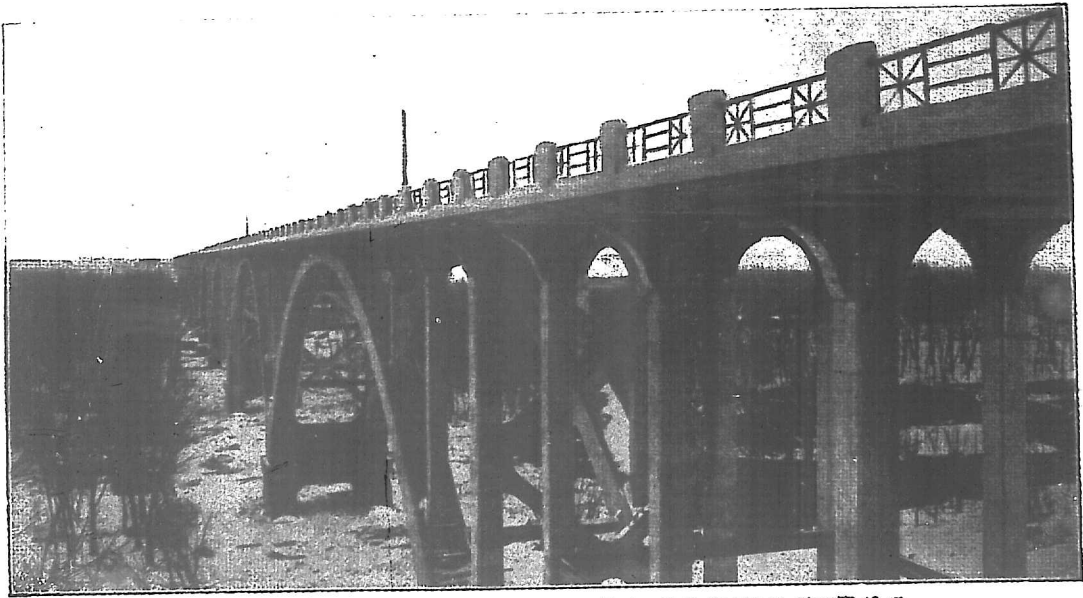


#4K

4420 B

4420 B





明內索塔，明尼阿布利斯之門多塔混凝土橋，此橋長一英里，高 120 呎，路面寬 43 呎。

中國科學社工程叢書
實用土木工程學
第九冊

混 凝 土 工 程 學

BY
WALTER LORING WEBB
Consulting Civil Engineer, American Society of Civil Engineers
&
W. HERBERT GIBSON
Consulting Engineer

譯 述 者

蕭 開 瀛



中國科學圖書儀器公司發行

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，亦所以稍為國家貢獻於萬一耳。

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）為藍本，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，關於本書性質，及編譯之經過，另有弁言，以為讀者介紹，茲不多贅。惟此書既以實用為主，故不涉高深理論，幸讀者勿以其淺顯為病。蓋土木工程學之任何門類，俱可輯為專書，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，彙舉其名，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，尙不多觀。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，但或係供參考之需，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，既免西文扞各之苦，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，誠恐尊裁難期盡當，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，但已確盡一番致慮抉擇之功，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，刊於每書之末頁，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

現代土木工程所用之建築材料，當首推鋼筋混凝土爲優點最多。良以其耐水火而不朽，歷久遠而彌堅也。以之建房屋，造公路，架橋梁，築閘壩，不論工程之大小，地位之燥濕，堪稱無不相宜。

我國建設落後，一切材料均須仰求於國外，惟鋼筋混凝土則除少量鋼條外，其餘如膠，灰已有國產，砂及碎石則更可就地取材，以之與全部舶來品之鋼鐵木材相較，其得失殊不可以道里計。故欲求我國建設之迎頭趕上，而利權又不過分外溢，亟應盡量提倡鋼筋混凝土工程之發展，力求鋼筋混凝土學識之普及。

本書內容兼備設計及實施兩部，設計部分不尙高深理論，但求切合實用，較難之處，舉例詳明，學者遵照演算，即可澈底瞭解。至於實施部分，則依據實地經驗，將鋼筋，膠灰，砂及碎石之如何試驗，如何抉擇，混凝土之如何拌調，如何運輸，以及模板做法，工場佈置，機械設備等之如何最爲便利，一一詳述，洵爲優良之課本，堪爲推廣此項學識之助。而工程師，建築師，或監工員等，如採作參考之用，則亦自有其價值焉。

民國二十九年八月

蕭開瀛

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，庶幾向視爲無法飛渡之天塹，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，輯爲七冊，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，久已爲世人所推崇，一致認爲標準之參考書，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。

混凝土工程學目錄

第一篇

頁數

第一章 緒論..... 1

- 1. 混凝土及鋼筋混凝土之
 進化..... 1
- 2. 單純混凝土..... 2
- 3. 鋼筋混凝土..... 2

第二章 膠合材料..... 4

- 4. 普通石灰..... 4
- 5. 水凝石灰..... 5
- 6. 水化石灰..... 5
- 7. 天然膠灰..... 6
- 8. 波特蘭膠灰..... 6

第三章 膠灰之試驗..... 8

- 9. 概述..... 8
- 10. 採樣..... 8
- 11. 化學分析..... 9
- 12. 比重..... 9
- 13. 細度..... 10
- 14. 正常稠度..... 11
- 15. 凝固時期..... 13

16. 標準砂..... 15

17. 試驗用之樣塊..... 15

18. 模型..... 15

19. 膠灰漿及灰砂漿之拌調..... 16

20. 模印..... 17

21. 樣塊之儲藏..... 17

22. 抗張強度..... 17

23. 健全度..... 20

24. 膠灰之標準規程..... 21

25. 試驗機..... 26

第四章 砂..... 27

26. 目的..... 27

27. 主要性質..... 27

18. 地質上之性質..... 27

29. 粗度..... 27

30. 銳度..... 28

31. 淨度..... 28

32. 砂粒之粗細..... 20

33. 空隙之百分比..... 20

第五章 碎石..... 31

34. 碎石之種類..... 31

35. 碎石之大小及勻度	31	57. 不透水方法之性質	50
36. 碎石過篩	32	58. 不透水之方法	51
37. 煤渣	33	第八章 混凝土中鋼筋之	
第六章 混凝土	34	保藏	56
38. 混凝土配合之原理	34	59. 短期實驗	56
39. 煤渣混凝土	35	60. 煤渣混凝土與碎石混凝	
40. 塊石混凝土	35	土之比較	56
41. 抗壓強度	35	61. 實例	56
42. 濕氣及吸水量之改正	38	62. 諾爾吞教授之試驗	57
43. 水灰比率之選擇	39	第九章 混凝土之耐火性	59
44. 坍落試驗	40	63. 高度耐火性	59
45. 膠灰與骨材之比例	41	64. 耐火需要之混凝土厚度	59
46. 試驗之次數	42	65. 理論	59
47. 量器	42	66. 煤渣混凝土與碎石混凝	
48. 拌和時間	42	土之比較	60
49. 平均材料之水灰比率	43	67. 包爾提摩爾火警之結果	62
50. 用試探方法決定適當比		第十章 拌和混凝土之方法	
例	45		63
51. 拌和方法	46	68. 人工拌和	63
52. 混凝土之運送及置放	46	69. 機器拌和	64
53. 混凝土之春搗	46	70. 機器拌和與人工拌和之	
54. 新舊混凝土之接合	47	比較	64
55. 冰凍之影響	48	第十一章 鋼筋混凝土所用	
第七章 不透水混凝土	50	之鋼	66
56. 普通混凝土並非不透水	50	71. 鋼之性質	66

第十二章 鋼條之式樣.....67

72. 概述.....67

73. 光面鋼條.....67

74. 建築鋼.....67

75. 變形鋼條.....67

76. 標準尺度.....69

第十三章 坯鋼鋼條之規程

.....71

77. 製造法.....71

78. 物理性質.....71

79. 化學成分之決定.....72

80. 屈服點.....72

81. 樣鋼之式樣.....72

82. 試驗之次數.....72

83. 伸長之修正.....72

84. 扭轉之轉數.....73

85. 修飾.....73

86. 重量之伸縮.....73

第十四章 舊軌鋼鋼條之規

程.....74

87. 製造法.....74

88. 物理性質.....74

第二篇

第十五章 混凝土之圻工.....75

89. 塊石混凝土.....75

90. 水底置放混凝土.....77

第十六章 基礎.....79

91. 基礎之重要.....79

92. 下層土之性質.....79

93. 鑽驗土質.....80

94. 下層土之抗壓試驗.....80

95. 普通土質之支承能力.....81

96. 可壓下層土之改善.....82

97. 岩石基礎之佈置.....83

98. 堅土基礎之佈置.....83

99. 濕地基礎之佈置.....83

第十七章 底脚.....85

100. 底脚之需要條件.....85

101. 底脚之計算.....86

102. 梁形底脚.....88

103. 橋墩底脚之設計.....90

第十八章 樁基礎.....93

104. 樁.....93

105. 木樁.....93

106. 板樁.....94

107. 鋼板樁.....95

108. 混凝土及鋼筋混凝土樁.....95

109. 樁之支承能力.....101

110. 打樁方法.....105

111. 接樁方法	106
112. 樁帽	106
113. 鋸平樁頂	107
114. 完成基礎	107
115. 混凝土及鋼筋混凝土樁之優點	108
116. 樁之荷重	110
117. 用費	110
118. 查理河壩之基樁	110
119. 阿那波利之海塘基樁	111
第十九章 擁壁	112
120. 擁壁上所受之壓力	112
121. 擁壁失敗之原因	112
122. 擁壁之基礎	113
123. 擁壁設計	113
124. 壁後還土	114
125. 擁壁之面	114
126. 擁壁底寬	114
127. 已成擁壁之研究	114
128. 擁壁後之壓力	114
129. 基礎上之壓力	116
130. 擁壁之式樣	119
第二十章 橋墩及橋台	121
131. 選定橋墩位置	121
132. 橋墩尺度及式樣	121

133. 橋墩之損壞原因	122
134. 台墩	123
135. 設計橋台之條件	123
136. 有翼牆之橋台	123
137. U形橋台	124
138. T形橋台	125

第二十一章 混凝土人行道

	126
139. 人行道之基礎	126
140. 底層混凝土	12
141. 人行道之面層	12
142. 鋼筋混凝土鋪面	12
143. 整塊昇凝土	1

第二十二章 混凝土側石

	12
144. 側石之式樣	12 ₉
145. 施工法	12 ₉
146. 用費	13 ₀

第二十三章 混凝土石及混

凝土塊	132
147. 分類	132
148. 混凝土塊	13
149. 製造	133
150. 材料	133
151. 樓版之潤飾	133

第三篇

第二十四章 鋼筋混凝土梁

之設計 137

152. 彎曲之理論..... 137
 153. 梁之靜力..... 138
 154. 混凝土抗壓之經濟情形 139
 155. 鋼條抗張之經濟情形..... 140
 156. 混凝土抗壓時之彈性..... 141
 157. 理論之假設..... 143
 158. 壓力之綜合..... 144
 159. 壓力之重心..... 144
 160. 中立軸線之位置..... 144
 161. 彈性係數之比率數值..... 146
 162. 鋼筋之比率..... 149
 163. 抵抗力矩..... 150
 164. 設計常用之常數..... 155

第二十五章 梁及版之計算

及設計 157

165. 版之計算用表..... 157
 166. 單梁計算用表..... 160
 167. 梁之寬..... 162
 168. 混凝土之容用應力..... 163

第二十六章 鋼筋與混凝土

之結合 166

169. 鋼筋在混凝土中之抗滑
力..... 166

170. 鋼筋所需抗滑力之計算
方法..... 167

第二十七章 垂直剪力及對 角張力 171

171. 特別縮定之條件..... 169

172. 鋼筋與混凝土間剪應力之
分配..... 171

173. 鋼筋之間距..... 173

174. 彎起鋼筋之剪力抵抗..... 173

175. 特別縮定..... 177

176. 計算捷法..... 178

177. 各因數之曲綫計算法..... 179

178. 混凝土版與工形鋼梁..... 182

179. 混凝土版中兩方向均置鋼
筋..... 182

180. 防止因溫度變更而發生裂
紋之鋼筋..... 183

第二十八章 T形梁之建築 185

181. 概述..... 185

182. T形梁之抵抗力矩..... 186

183. 翅之寬度..... 188

184. 梁軀之寬度..... 189

185. 用近似公式之計算	190	205. 普通理論	221
186. 梁與版間之剪應力	192	206. 截面之轉動慣量	221
187. 數字實例	193	207. 不限制梁半限制梁及限制 梁之力矩	223
188. T形梁中之剪力	194	第三十一章 柱	226
189. 抗張兼抗壓之鋼筋	194	208. 種類	226
190. 索梁及版建築之數字實例	199	209. 柱之高或無支長度	226
第二十九章 平版之建築	208	210. 柱之用螺絲鋼筋及縱鋼筋 者	226
191. 方法概要	208	211. 保護層	228
192. 鋼筋之排列	209	212. 柱上之安全荷重	228
193. 計算法	210	213. 柱之用縱鋼筋及鋼箍者	229
194. 主要設計截面	211	214. 組合柱	230
195. 主要設計截面之力矩	212	215. 長柱	231
196. 平版及托版之厚	213	216. 柱中之彎曲應力	232
197. 托版之最小尺寸	213	217. 柱受偏心荷重之影響	233
198. 靠牆區格及其他不規則之 靠邊區格	213	第三十二章 底脚	236
199. 區格之邊梁	214	218. 單底脚	236
200. 迴折點	214	219. 牆底脚	236
201. 鋼筋	214	220. 鋼筋之間距	238
202. 鋼筋之抗張應力	215	221. 抗滑力	238
203. 混凝土之抗壓應力	215	222. 縱向鋼筋	238
204. 剪應力	215	223. 柱底脚	239
第三十章 彎曲應力及直接 應力	221	224. 柱底應力之傳遞	241
		225. 剪力	242

226. 抗滑力	243	241. 蒸汽引擎	276
227. 底脚之用對角鋼筋者	243	(d) 吊重及運輸設備	
228. 聯合底脚	244	242. 普通式梯	276
第三十三章 鋼筋混凝土擁		243. 模範吊重機	277
壁及帷牆	251	244. 皮帶吊重機	278
229. 擁壁之式樣	251	245. 電動機	278
230. 頂蓋及締定	264	246. 鋼木材料之起吊	281
231. 帷牆	264	247. 吊斗	281
第三十四章 水櫃	265	248. 混和機之裝料法	281
232. 設計	265	249. 拌成混凝土之輸送	284
233. 傾覆之檢驗	266	(e) 工場規程	
234. 實用上之細部設計	268	250. 木工場	285
第四篇		251. 十層樓之工場	285
第三十五章 混凝土工程之		252. 羅卡斯脫房產公司房屋之	
實施	269	工場	287
(a) 混凝土工程之機械設備		253. 街道工程之工場設備	288
235. 機械設備	269	(f) 其他雜件	
(b) 混凝土混和機		254. 製混凝土塊之機器	290
236. 性質	270	255. 膠灰磚製造機	292
237. 貯蓄混和機	270	256. 洗砂	293
(c) 原動力設備		257. 混凝土材料之自動量器	293
238. 概述	274	258. 混凝土用浸水法混和	295
239. 汽油引擎	274	259. 烘熱器	298
240. 電動機	275	第三十六章 模板	299
		(a) 房屋模板	

260. 普通條件.....	299	278. 樓版鋼筋.....	321
261. 柱之模板.....	300	279. 鋼筋.....	322
262. 梁與版之模板.....	302	280. 柱之鋼籠.....	322
263. 羅卡斯脫房產公司房屋之 模板.....	303	281. 隔件.....	323
(b) 房屋模板之用費		282. 單位鋼筋架.....	323
264. 房屋模板之用費.....	306	第三十八章 新舊混凝土之 結合.....	325
(c) 污水渠及牆壁之模板		283. 增加粘合力之方法.....	325
265. 導渠及污水渠之模板.....	309	第三十九章 混凝土建築物 之面飾.....	327
266. 托累斯得爾澆水池之模板	310	284. 混凝土面之缺點.....	327
267. 布勞氏鋼模.....	311	285. 塗抹灰砂漿.....	327
268. 牆壁之模板.....	311	286. 灰砂漿面層.....	327
(d) 拱架模板		287. 圻工面層.....	328
269. 普通規程.....	312	288. 磚石面層.....	329
270. 拱架之種類.....	313	289. 糙寶石面飾.....	330
271. 木模板之安全應力.....	315	290. 酸化方法.....	331
272. 木柱上之安全荷重.....	316	291. 乾灰砂漿面飾.....	331
273. 紐約第 175 街之拱模.....	316	292. 混凝土版面飾.....	332
274. 庫奈爾多弗橋之模板.....	318	293. 飾物模型.....	332
第三十七章 彎鋼筋或紫鋼 筋.....	320	294. 面飾之顏色.....	333
275. 彎鋼筋詳圖.....	320	295. 油漆牆面.....	333
276. 彎鋼筋之台.....	320	296. 樓版之面飾.....	333
277. 鋼筋彎鈎.....	321	297. 澎花.....	334
		298. 乳抹.....	335

第四十章 鋼筋混凝土工程

之實例 336

299. 衛生雜品公司之房屋 336
 300. 工學院房屋 339
 301. 勃克大廈 342
 302. 阿爾曼氏大廈 344
 303. 海恩茲氏貨房 344
 304. 窗楣之特式 346
 305. 水池及回水櫃 346
 306. 阻集總污水渠 347
 307. 紐約之布隆克司污水渠 348
 308. 索橋 349

第四十一章 單純及鋼筋混

凝土規程 351

309. 規程之範圍 351
 310. 契約之普通條件 351
 311. 工作之範圍 351
 312. 房屋之式樣 351
 313. 地窖之牆 351
 314. 梯道 352
 315. 天花板之潤飾 352
 316. 地窖鋪板 352
 317. 石灰石之保護 353
 318. 管之設備 353
 319. 樓版之面飾 353

320. 屋面之面飾 354
 321. 填煤渣混凝土 354
 322. 設計 354
 323. 鋼筋 354
 324. 紮鋼筋及製圖等 355
 325. 檢查 355
 326. 膠灰 355
 327. 砂 356
 328. 石 356
 329. 水 356
 330. 比例 356
 331. 拌和 357
 332. 澆置混凝土 358
 333. 試驗 358
 334. 築造縫 358
 335. 混凝土之調養 359
 336. 寒天之防護 359
 337. 火警之防護 359
 338. 模板 359
 339. 荷重試驗 360
 340. 有缺點之建築物 360

第四十二章 工廠房屋之設

計 362

341. 版 362
 342. 樓版之梁 364

343. 側梁.....	368	346. 牆中之柱.....	376
344. 梁.....	369	347. 底脚.....	378
345. 柱.....	371		

混凝土工程學

第一篇

第一章 緒論

1. 混凝土及鋼筋混凝土之進化 混凝土之使用，創始於拉姆薄脫約瑟摩南及夫隆薩科埃涅諸氏，經逐漸改進，而有今日之成績。在1850年，拉姆薄脫氏曾用混凝土造成小船及花盆，陳列於1855年之巴黎博覽會。彼認為此種材料，用以造船及水庫等，最為合宜。在1853年，夫隆薩科埃涅氏曾用混凝土造一跨距20呎，厚12吋之屋面。彼於此項方策，曾得發明權，且已有相當之用途，但其工作之設計，似於力學方面，尚乏明晰之觀念。至於約瑟摩南氏則為巴黎一園丁，他曾於1861年，用混凝土製成花盆，浴缸及水櫃，並建一線架而以混凝土包於其外。

自此以後，即有許多工程師致力於鋼筋混凝土工程之研究。每人專注意於其個人方策之發展，以求其個人之發明權。當此時期，各個人研究，雖有進步，但於實用上，並無普遍之發展。此種現象，為時甚久，直至近年，方由工程師依據力學定律，創立普通公式，以應用於任何鋼筋混凝土之建築物。

當1900年左右及其前數年間，研究改進鋼筋混凝土之建築及

設計者應推美蘭及亨內培寬二氏爲首。亨內培寬雖信光面鋼筋與混凝土間，已有充分之抗滑力，但彼係首倡將鋼條之兩端分裂或彎成鈎形，使鋼條格外穩固者。此或爲引起今日普通常用變形鋼條之原始。變形鋼條者，即將鋼條表面製成突紋或竹節形等，使其突出部份與混凝土相穿插，俾增抗滑力。惟現在法國工程師仍大都採用光面鋼條，倘抗滑力不敷，則將鋼條之兩端彎成鈎形以彌補之。

研究改進抗滑力者，當以朗索姆約翰孫及薩徹三氏爲領袖。彼等於變形鋼條之改進，均獲有發明權。朗索姆及薩徹二氏對於鋼筋混凝土用途之發展，並有極大之貢獻。

近年來，工程師不特採用變形鋼條，凡鋼條非連續之端，仍均彎成鈎形，以期鋼筋與混凝土間之抗滑力，決不致不敷。

2. 單純混凝土 製成混凝土之成分，爲膠灰，砂，碎石及水四種。混凝土之強度，大部視材料之配合比例如何而定，材料之優劣，自亦極有關係。製優良之混凝土，必須選用優良之材料，拌合既須均勻，且當用最少量之水，使成膏狀之混凝土。模板亦須建築堅固，俾混凝土傾入凝固，不致變形。單純混凝土大都用於建造壩堰，擁壁，橋墩，橋台，基礎及其他各式之荷重工程。

3. 鋼筋混凝土 混凝土具有極高之抗壓強度，但抗張強度則極弱，故混凝土建築物內，應於適當之處，埋置鋼條，使任抗張應力，以補不足。例如設計橫梁，梁之上部爲壓縮，即由混凝土抵抗之。梁之下部爲伸張，而混凝土之抗張強度極低，不堪勝任，故必須於靠近梁底處，埋置鋼條，使抵抗伸張。鋼條必須全部埋於混凝土內，使鋼條表面與混凝土附着而發生抗滑力。鋼條之下至梁底，須

有混凝土一層，既可防止鋼筋生銹，萬一遇火警，亦可保護鋼筋，不至受熱過甚。抗剪應力，則由混凝土及鋼筋，共同負擔。

鋼筋混凝土常用於建築房屋，拱，及擁壁等，近年來並用以建築公路。此外如防止鋼建築生銹及火警受熱，混凝土亦為最優良之材料。其組合之材料，比較價廉，且隨處可以取得。如在混凝土內加入適量鋼筋，則因溫度不同而發生之裂紋，亦可大為減少。

第二章 膠合材料

混凝土之主要膠合材料，爲普通石灰，水凝石灰，水化石灰，天然膠灰及波特蘭膠灰。其餘以用途不廣，暫置不論。

4. 普通石灰 普通石灰係用石灰石燒成。石灰石之主要成分爲碳酸鈣。除大理石外，石灰石常含有其他物質，如砂土，礬土及氧化鎂等，其成分有達百分之10者。用火燒之，去其碳酸，而留存一氧化鈣，卽爲普通商場所見之石灰，必須保存乾燥，並不可常通空氣。如久置於空氣流通之處，則將吸收水份及碳酸而消化，便失去凝固之作用。使用石灰時，先加以水，體積卽驟增 $2\frac{1}{2}$ 至 $3\frac{1}{2}$ 倍，重量亦較原重約增四分之一，同時並放出高熱，大塊石灰卽崩解而變成漿糊狀態，稱爲消石灰。石灰愈純粹，則加水時放出之熱愈高，體積之膨脹亦愈大。在未曾凝固之前，可以在水中溶化。優良之石灰可製成細膩之灰漿，其渣滓不足百分之10。故石灰之優劣，卽可以此簡單方法測驗之。

石灰漿吸收大氣中之氧化碳而成碳酸鈣，卽凝固變硬。但往往將多年之建築物拆毀時，見其內部之石灰漿尙未凝固變硬者，蓋因與大氣隔絕，不得吸收氧化碳故也。因知普通石灰漿，不能在水中凝固，決不宜用於水下之建築物。大塊圻工，亦不宜用之。

石灰加水，其消化及膨脹之作用不著，或膨脹不完全者，卽謂之劣貨。其價值逐漸降低，以至除作肥料外，不堪再作石灰漿及其

他用途。

5. 水凝石灰 水凝石灰係由含粘土或砂土百分之 10 至 20 之石灰石製成。此種粘土或砂土與碳酸鈣混合極密。當煅燒時，一部份鈣，與粘土或砂土結合而成鋁酸鈣或矽酸鈣，其他一部份變成生石灰如前。當加水消化時，鈣與粘土或砂土原屬密切混合，迨將水澆入，鈣乃吸水膨脹，灰即全部崩裂。此項消化手續，由製造廠辦理之。鈣之吸水能力，遠勝於鋁酸鹽或矽酸鹽，故加入微量之水，幾完全為鈣所吸收，而於鋁酸鹽及矽酸鹽毫無影響。水凝石灰之凝固，係由於鋁酸鹽及矽酸鹽之結晶，雖圻工之在水下者，亦能完成此作用，因此性質，故得水凝之名。

6. 水化石灰 水化石灰為工業製造品。一如膠灰，亦裝袋或裝桶出售。由製造廠先行水化，以免辦理不善。水化石灰利在立即可以應用，工程緊急，迫不及待時常用之。加微量之水化石灰於波特蘭膠灰中，可得兩種利益。一為加入灰砂漿，則減少粗澀，便於工作。二為加入灰砂漿或混凝土，則其出品更不易透水。加入水化石灰之數量，如不超過膠灰量百分之 15，則混凝土之強度，可不受影響。如不透水問題極為重要，則水化石灰之成分，即略為多加，亦屬無妨。因混凝土減低之強度甚微，於費用之單位強度，顯然無關也。托姆普松曾數度試驗，證明 1:2:4 混凝土，加水化石灰百分之 8，1:2½:5 混凝土，加百分之 12，1:3:6 混凝土，加百分之 16，即可完全不透水。但在他方面，聯合委員會則謂加混合物防止透水之方法，完全不宜採用，除非經工程師特許。所謂混合物者，當指他物之拌入混凝土而言，與另加一層於混凝土之表面者，顯然不同。可見

聯合委員會至不贊成採用任何混合物。水化石灰即為市上所售混合物之一種。

7. 天然膠灰 天然膠灰係用含粘土或氧化鎂之石灰石燒成。此種石料，恰具有適合之化學成分。將燒餘之物，研碎成粉，即可使用。因初發見於紐約州阿爾斯忒區之羅孫得爾地方，故亦常以羅孫得爾稱之。觀今日美國之天然膠灰仍大部產自紐約州之阿爾斯忒區及肯塔基州之盧伊斯維爾附近。此種天然膠灰之石料，分佈頗廣，美國幾到處可以見之。

8. 波特蘭膠灰 波特蘭膠灰係將碳酸鈣及粘土或爐渣，用人工配合，然後煨燒研碎而成。材料之配合成分，必須切實遵照最優良之試驗結果辦理。

泰羅及托姆普松所著之混凝土學稱：如能覺得一種石料，其所含之粘土成分，恰巧適當，且組合均勻，則祇須煨燒研碎即可成為波特蘭膠灰。惟原料之組合，必須確切適當，碳酸鈣之成分，其參差不得超過百分之一，方能有良好之結果。此種巧合之天然石料，尙無所聞，且亦不易覺到，以是波特蘭膠灰之原料，均由人工配合。倘不含有機物質，則其成分普通為碳酸鈣佔百分之75，粘土佔百分之25。

波特蘭膠灰之性質，可簡單說明如下：膠灰加水拌和，任其凝結，數小時內即可變硬，數日之後，即具極限強度之大部，且有永不變形式及體積之特性。當凝固變硬時，雖體積不無小有收縮，但若確係上等膠灰，則其收縮不致太鉅，致有可厭之結果發生。其另一種重要特性，為強度不因年久而減損。經多次長期試驗之結果，證明在第一年後，強度雖略見減損，但數量之微，於設計工程時，可以

不必計及。

重要建築所用之膠灰，應事先加以充分試驗，俾確知其強度及耐久性之絕對可恃。

第三章 膠灰之試驗

9. 概述 不論何種膠灰，選用時必須先加試驗。巨大之工程，應配備試驗室，俾膠灰之試驗即可在工場舉行。小工程所用膠灰不多，則可由職業試驗所代為辦理，所費亦屬有限。職業試驗所常派員長駐膠灰廠，裝運時彼即可採取樣品，迨膠灰運至工場，則七日之試驗報告，往往亦可同時送達。

在1904年，混凝土工程之聯合委員會，組織成立，着手規定此項科學之標準。後經擴展，由美國工程師學會，美國材料試驗學會，美國鐵路工程協會，美國混凝土學會及波特蘭膠灰協會等五團體，各派代表一人組織之。經二十年之辛勤工作，聯合委員會所發表報告，已被認為最高權威之集中意見，經社會一致遵循。自1924年以後，對於混凝土工程之局部情形，不無稍有改進，但在大體上，此項報告，仍為一般人所信仰遵從。

以下所述（依據聯合委員會最後報告）將說明膠灰於裝運時，採取樣品之方法，及在工場上用最簡單器具之膠灰試驗，至關於精密試驗，須由完備之試驗室試驗者，措詞力求簡單，以期節省篇幅。辦理較小工程之工程師，全賴簡單之試驗，或利用職業試驗所辦理。

10. 採樣 每一膠灰樣品至少重8磅，全部由起運膠灰之某一部採取，或由起運膠灰之各部份，分別採取少許，併合而成。亦可在廠內當膠灰自研坊運至倉庫，於運送機上，每100桶採取8磅。更

有在倉庫中用鑽杆入採取者。杆入之深度，垂直以 10 呎為最大。至於旁面，則由倉牆預留之洞中杆入，各洞之地位，亦經預先選定，務使能由此採得全倉之代表樣品。所採之各樣品，須一併用每吋 20 眼之篩篩之，俾互相混和，疏碎餅塊，去除雜物。並嚴密包裝，使不透空氣，至試驗時，方可拆開。

11. 化學分析 倘所用之膠灰，在物理學上尙能滿意，則工程師大都不再考究其化學成分。如工程浩大，膠灰之化學成分，認為必要考究時，應特請化學師評定之。故關於膠灰之化學成分，本書不再討論。

12. 比重 (a) 意義 膠灰摻雜及水化，比重均將因而減低，故摻雜與否，可由比重方法試驗之。惟比重之差數極微，試驗必須力求精密。

(b) 器具 試驗比重，必須備具查泰利亞氏標準器具。此種器具(如圖 1)為一長頸瓶(D)，容量約 120 立方厘米，頸長約 20 厘米。頸之中部為一球(C)，球之上下有兩記號(F)及(E)。(F)及(E)之間，容量為 20 立方厘米。(F)以上頸管之直徑，約為 9 毫米，管上刻劃十分之一立方厘米橫線。試驗時瓶內之液體，應用無水之煤油或揮發油(62 巴美度之石油精)。

(c) 方法 瓶內液體，灌至(E)處為度。取膠灰 64 克，使其溫度降低至與液體相同，用漏斗(B)逐漸灌入。漏斗之管，須有適當長度，伸達(C)球之上，防止膠灰附粘於瓶頸。漏斗亦不可觸及液體。膠灰全部灌入以後，液體之面，將升高至瓶頸刻劃之處，其讀數加 20 立方厘米，即為膠灰 64 克排除液體之體積。膠灰比重，即可

以下列公式計算之。

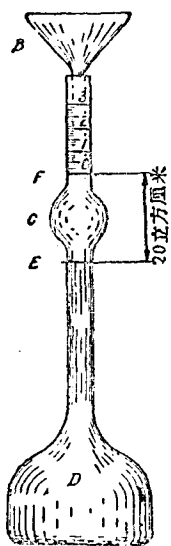


圖 1 試驗膠灰比重之查
泰利亞氏器具

$$\text{比重} = \frac{\text{膠灰重量以克計}}{\text{排除之體積以立方厘米計}} \quad (1)$$

當試驗時，長頸瓶應浸入水中，以防瓶內液體之溫度改變。因此項溫度之改變，不得超過攝氏 $\frac{1}{2}$ 度之範圍也。將重複試驗之結果，互相比較，其差數須在 0.01 之內。比重試驗，須於收到膠灰時行之。倘比重小於 3.10，則應將膠灰烘乾，重行試驗。方法如下：將半克膠灰置於有蓋之白金屬鍋內，先用本生燈燒烘五分鐘，（初用小火逐漸加強至最高火焰）再用極強之衝風燈燒烘十五分鐘。冷後之重，與原重之差，即為烘乾所失之重。燒烘之溫度，最高勿超過攝氏 900 度。

器具之洗淨方法如下：將長頸瓶倒轉，垂直搖動，使液體流盡。如有膠灰留存，則再灌少許液體，如煤油等，搖動倒淨如前，膠灰比重，不得小於 3.10（白色波特蘭膠灰之比重為 3.07）。

13. 細度 (a) 意義 膠灰中之粗粒，普通並無膠粘之功能。惟極細之粉末，方具有膠粘之性質。故膠灰研磨愈細，其粘砂之性質亦愈強，方能製成規定強度之灰砂漿。

(b) 器具 膠灰之細度，可秤篩餘之物而定之。所用之篩，應為標準第 200 號，網眼為 0.0029 吋，每吋以用線 200 根為度，即有參差，亦不可超過 192 根至 208 根之限度。每眼兩線之距，不可超過 0.0050 吋，線之平均直徑，不可超過 0.0019 吋至 0.0021 吋之限

度。

(c)方法 試驗時取膠灰 50 克，烘乾至攝氏 100 度（華氏 212 度）。置於有蓋之第 200 號篩內，一手持篩，略使傾斜，前後搖動，約每分鐘 200 次，同時其他一手掌，輕拍篩邊，迨至每分鐘篩下之膠灰，不足 0.05 克為止，篩餘之物以重量比，不應超過百分之 22。

14. 正常稠度 (a)意義 調拌膠灰漿及灰砂漿，（膠灰與水調和稱為膠灰漿，膠灰與砂及水調和稱為灰砂漿）須用適當百分比之水量。此點在各項試驗中，均極關重要，深足以影響其結果。生產正常稠度之適當水量，與乾膠灰重量之百分比，須以費卡得器測定之，其方法如下。

(b) 器具 費卡得試驗器（如圖 2）係用一 300 克重之棍（B），裝於（A）架上。棍之一端（C），直徑為 1 厘米，長 6 厘米，其他一端為活動針（D），直徑 1 毫米，長亦 6 厘米。此棍可顛倒裝置，在任何地位，均可用螺旋（E）針定。棍之中部有記號（F），可在（A）架上尺之背後移動。尺之刻劃以毫米為單位。將膠灰漿置於硬橡皮圈（G）中，底面直徑 7 厘米，高 4 厘米，置於 10 厘米方之玻璃板上。

(c) 方法 此項試驗，當分組辦理，每組試驗所用之樣體，須用等量之膠灰做成，但不得少於 500 克。所加水量，應切實量定，捏成膠灰漿，搏成球形，由此手擲入彼手，計六次，兩手相距約六吋。然後一手持硬橡皮圈，一手持膠灰漿球，由硬橡皮圈之大端裝入圈內，使圈完全裝滿。倘有多餘，即用手掌由大端一次抹去。置於玻璃板上。圈之上端，用泥錢一次切平。切平時所持泥錢，應與圈之上端成一小角。凡此動作，均應謹慎輕鬆，不致將膠灰漿壓縮。樣體製成

後，置於試驗器上，使棍之大端(C)與膠灰漿之上面，恰相接觸。讀尺上數字後，即扭開螺旋，將棍完全放鬆，使自由墜下。如膠灰漿之

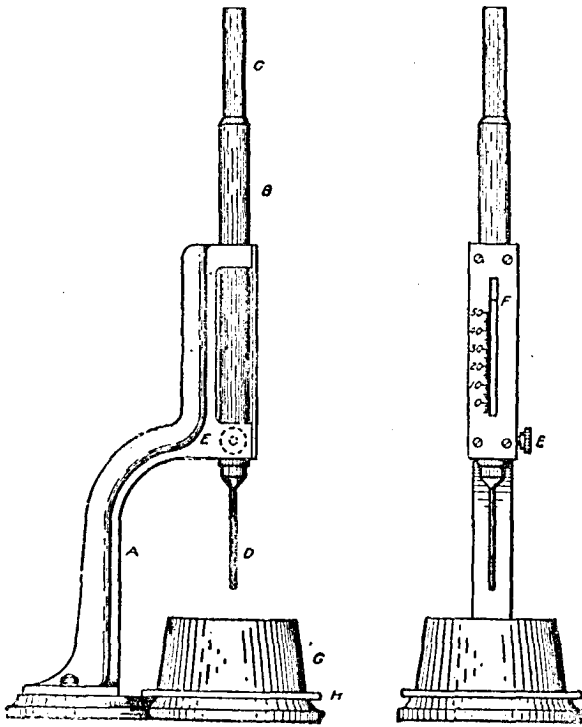


圖 2 試驗膠灰漿稠度之費卡得氏器具

稠度正常，則在放鬆後半分鐘內，此棍應壓入膠灰漿 10 毫米。試驗時器具切不可震動。將各種不同水量之膠灰漿，逐一試驗，即可決定正常稠度之水量百分比。

既已決定膠灰漿正常稠度所需之水量百分比，則 1:3 灰砂漿所需水量百分比，可由表 I 查得。所謂 1:3 灰砂漿，即以重量計 1

分膠灰，3分標準俄塔瓦砂。表中百分比，係指膠灰及砂之全部重量而言。

表 1 標準灰砂漿之水量百分比

淨膠灰	一分膠灰，三分 標準俄塔瓦砂	淨膠灰	一分膠灰，三分 標準俄塔瓦砂
15	9.0	23	10.3
1	9.2	24	10.5
17	9.3	25	10.7
18	9.5	26	10.8
19	9.7	27	11.0
20	9.8	28	11.2
21	10.0	29	11.3
22	10.2	30	11.5

15. 凝固時期 (a) 意義 凝固時期之試驗，目的在決定自加水至凝結(稱爲初步凝固)及至凝固達相當硬度(稱爲終了凝固)之時期。初步凝固，較爲重要，因結晶正在開始也。凝固時如感受震動，則強度將因以減損，故在灰砂漿凝固之前，必須將拌和及傾入模型等手續，全部辦竣。

(b) 器具 決定初步凝固及終了凝固之時期，須用前節所述之費卡得試驗器測定之。

(c) 方法 將正常稠度之膠灰漿，裝於硬橡皮圈之模中如前，置於(B)棍之下，將棍之(D)針恰與膠灰漿之面相觸。讀尺上數字後，立刻將螺旋放鬆，使棍自由墜下。

若(D)針穿入膠灰漿，至玻璃板以上5毫米爲止，即爲初步凝固。(D)針不能穿入，即爲終了凝固。

此項樣體，須保存於潮濕空氣中。或置於架上，下設水盆，上覆

濕布。布用線網支撐，使不與膠灰漿相觸。或儲於潮濕之箱或室中。

試驗器之針，須保持清潔。針旁附有膠灰，則將減少穿入深度，針端附有膠灰，則將增加穿入深度。惟凝固之遲速，不特因水量之百分比及其溫度不同暨揉捏之多寡，發生影響，即空氣之溫度濕度，亦極有關係。故此種試驗，祇可認為得其大概而已。

試驗凝固時期之另一方法，為岐爾摩氏針。用一定重量之金屬球支於木架上，球上附有數種不同直徑之針。針端可與膠灰漿樣餅垂直相觸。其方法如下：用適當水量所拌成之純膠灰漿餅一塊，其直徑 3 吋，厚 $\frac{1}{2}$ 吋，頂平，如圖 3a，置於潮濕之空氣中。溫度須保持

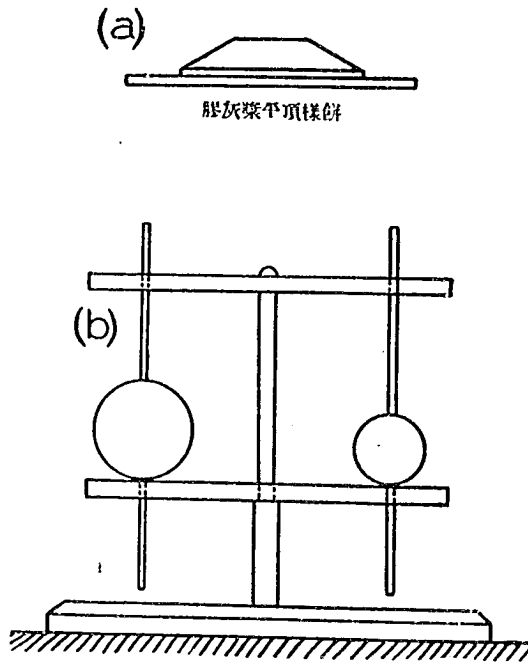


圖 3 試驗膠灰漿凝固程度之岐爾摩氏針

在攝氏 21 度 (華氏 70 度) 左右。如能任受直徑 $\frac{1}{12}$ 吋之岐爾摩氏針，負重 4 磅，而無顯著之缺痕者，為初步凝固。如能任受直徑 $\frac{1}{24}$ 吋之岐爾摩氏針，負重 1 磅，而無顯著之缺痕者，為終了凝固。作此試驗時，針須保持垂直，輕輕置於膠灰漿之面。

用費卡得針，則試驗初步凝固，不可在少於 45 分鐘內行之。若用岐爾摩氏針，則不可少於 60 分鐘。終了凝固，可於 10 小時內得

16. 標準砂 用於灰砂漿試驗之砂，應取俄塔瓦之天然砂，用篩篩之，選其能穿過 20 號篩，不能穿過 30 號篩者。篩之直徑，至少吋，篩網用銅線組成，並須合下表之條件。

篩號	銅線直徑	每吋之網眼數	
		經	緯
20	0.0160至0.0170吋	19.5 至 20.5	19.0 至 21.0
30	0.0105至0.0115吋	29.5 至 30.5	28.5 至 31.5

將穿過 20 號篩之砂 500 克，再置於 30 號篩內繼續篩之，在一分鐘內，所過篩眼之砂，不足 5 克者，方為標準砂。

17. 試驗用之樣塊 試驗膠灰抗張強度之樣塊，應特製如圖4。試驗抗壓則可用 2 吋立方塊。

18. 模型 樣塊之模型，須用黃銅，青銅或其他不銹金屬製成。其側壁應有充分之厚度，俾模製時，不致因被壓而彎曲。

模型或係單獨，或係數個聯續成組。一般人多喜用成組者。圖

5 所示之式，最為可用。使用之前，應用油布拭之。

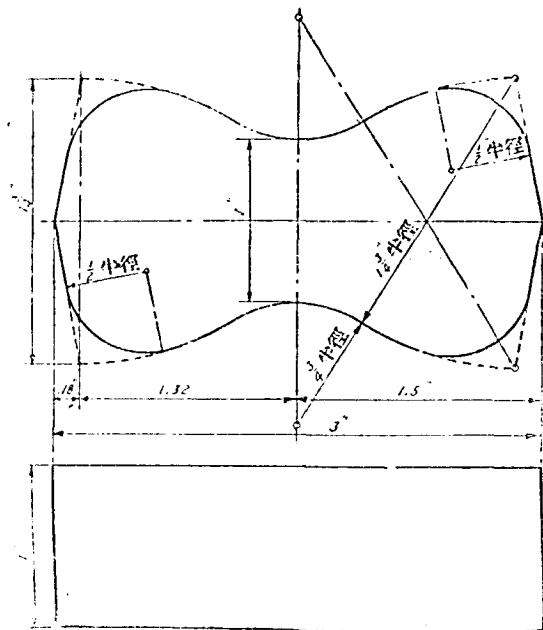


圖 4 試驗膠灰抗張強度之樣塊

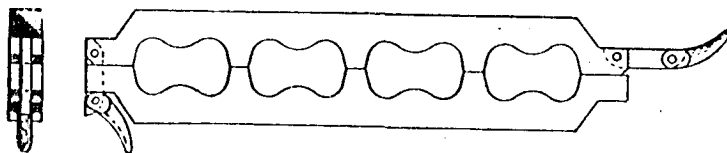


圖 5 樣塊之模型

19. 膠灰漿及灰砂漿之拌調 每次拌調所用之材料，乾重不得超過 1000 克，亦不得少於 500 克。膠灰或膠灰與砂之乾重，以克計。所用水量，則以立方厘米計（1 立方厘米等於 1 克）。先將稱定之膠灰，置於不吸收水份之面上，如用砂則將稱定之砂與膠灰先充

份拌和，然後於灰砂堆頂之中央，撥成一穴，如火山口，將適量百分比之水傾入，用泥鍬將四週之灰砂，撥入頂口，使吸水份，半分鐘後，用手繼續調拌，壓擠揉捏，至少一分鐘或數分鐘。手上應戴橡皮手套，以資保護。房間及水之溫度，應力為保持在攝氏 21 度（華氏 70 度）左右。

20. 模印 膠灰漿或灰砂漿拌成後，立即裝入模型，用手指壓實，不必舂搗。裝模型時，必須使灰漿滿出模型上口，然後用泥鍬切平。切平時泥鍬應略為傾斜，俾模型內之灰漿，可稍受壓力。於是將模型反轉，加添灰漿，切平如前。

21. 樣塊之儲藏 當模印後 24 小時內，樣塊必須保存於濕空氣中，以防乾燥。法用皂石或石版石製之濕氣箱，或金屬鑲裏之木板箱，內面覆以濕氣氈，箱底盛水，以備此用。箱內設一玻璃架，架上可置樣塊。架須特製，使易於由箱內取出。

在濕空氣中 24 小時後，其用作長久試驗之樣塊，應浸入不銹金屬所製之水櫃或水盆中。濕氣箱之水及空氣，暨水櫃中之水，其溫度均應保持其近於攝氏 21 度（華氏 70 度）。

22. 抗張強度 抗張強度，可用不論何種標準機器試驗之。其鉗如圖 6。鉗釘與滾輪，須特別精製。滾輪之眼，略大於鉗釘，俾可轉動自如。滾輪兩端，微留淨空，惟應防砂粒侵入。鉗釘應常加油，俾易滑動。樣塊與鉗，須相配合，相觸之處，不可鬆動。

樣塊自水中取出，應即行試驗，並應切實使樣塊之位置適中。因位置不適中，則將發生斜向應變，減低破裂強度也。荷重應緩緩增加，約每分鐘加 600 磅。因加重太驟，則發生震動，往往致未達極

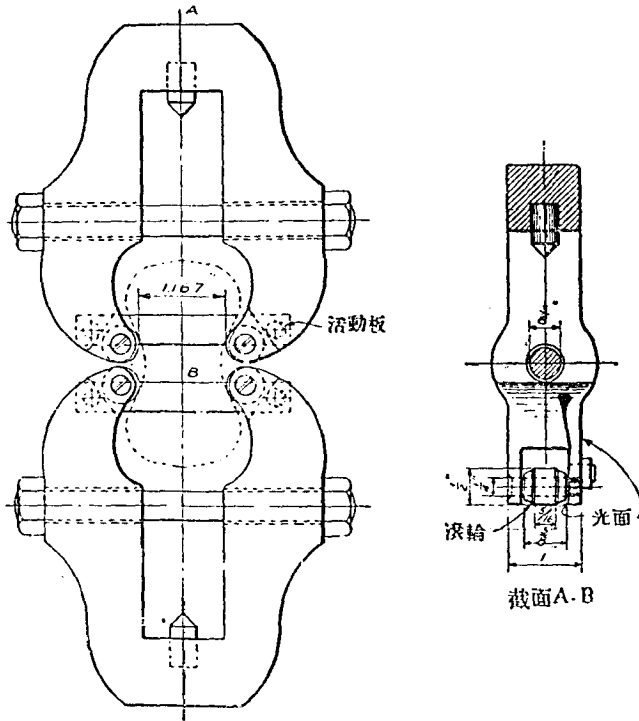


圖6 夾持膠灰樣塊之鉗

限強度，樣塊即先破裂也。鉗與樣塊相觸處，不可使砂粒或雜物夾入。各樣塊試驗之平均結果，即為試驗之結果。樣塊之不在中間 $\frac{1}{4}$ 內破裂，或有其他顯明之差誤者，不可加入計算。

以重量作比，膠灰1分，標準砂3分，配合製成之樣塊（見圖4）至少試驗三塊。其平均抗張強度（以每方吋磅計）應等於或高於下列之數。

在濕空氣中1日，浸在水中6日，共計7日： 200磅

在濕空氣中1日，浸在水中27日，共計28日： 300磅

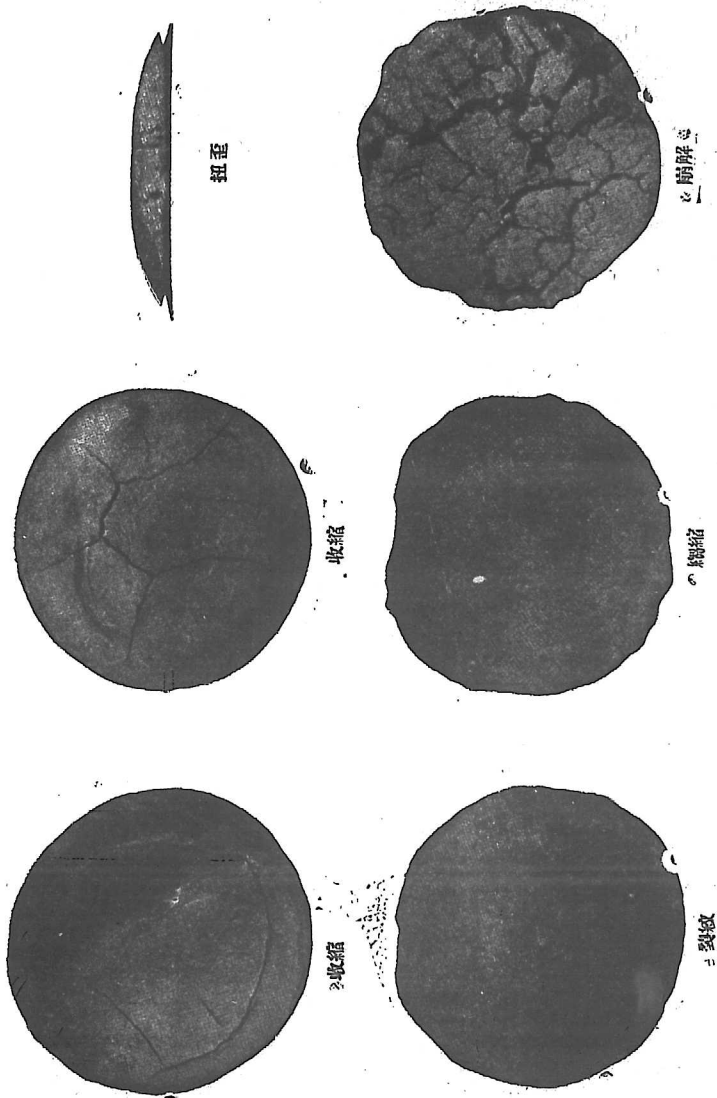


圖 7 健全試驗之破裂情形

23. 體積之不變或健全度 (a) 意義 健全度之試驗，目的在檢出膠灰有妨強度及耐久之劣性。此項劣性，或極易發現，或須經相當時間，方能顯示，如圖7。在使用膠灰之前，此事頗為重要，故不特依照正常環境試驗，並須用特種方法，使其劣性易於發見，俾資檢定。此項試驗，因此可分為兩種：(1) 正常試驗，即將樣塊置於攝氏21度(華氏70度)左右之濕空氣或水中，及(2) 加速試驗，即將樣塊置於攝氏45度(華氏113度)及45度以上之空氣，蒸汽，或水

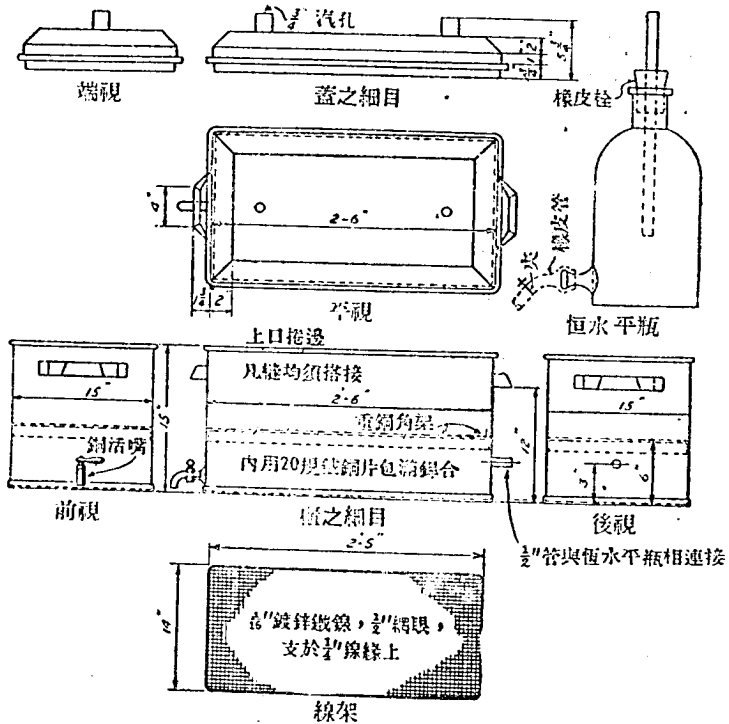


圖8 膠灰塊加速試驗之器具

中。聯合委員會主張用下列方法試驗。

(b)方法 用正常稠度之膠灰漿，製成三吋直徑之餅，中心厚 $\frac{1}{2}$ 吋，四週減成薄邊。置於四吋見方之玻璃版上，儲於濕空氣中 24 小時。

(c)正常試驗 樣餅在濕氣中 24 小時後，取一塊浸入水中經 28 日，隨時加以檢查。再取同樣一塊，置於空氣中經 28 日，或多於 28 日，隨時加以檢查。

(d)加速試驗 樣餅在濕空氣中 24 小時後，取一塊置於錄網上。錄網置於沸水之上約一吋，經 5 小時。此項器具須特製，使蒸汽易於發散，大氣壓力，仍繼續保存。器具之製法，對於試驗結果，頗關重要，圖 8 所示之式，較為可取。

膠灰漿樣餅，經過此項試驗，而仍屬堅固，不見裂紋，扭歪，崩解者，乃可稱為健全。迨脫離玻璃版以後，用直尺量其與玻璃版相觸之平面，即可知其有無扭歪。

24. 膠灰之標準規程

普通觀察

1. 本規程各條，係為說明需要之各項適當現象，及將試驗結果解釋時所應注意之點。

2. 聯合委員會之意見，凡照本規程取捨材料時，應依據有經驗之人，用適當方法作試驗後定之。

比 重

3. 試驗比重，可偵查是否攪雜。試驗結果，固不必視作膠灰性質優劣之確切定論，但參合其他試驗之結果，即可視為有價值之

證明。

細 度

4. 所用之篩，須完全保持乾燥。

凝固時期

5. 試驗所用之樣塊，在可能範圍內，須十分謹慎，使其保持在同一環境之試驗室中。溫度驟變，或參差過多，或大氣極燥極濕，及其他不規則之現象，均於凝固遲速，影響極大。

體積之不變

6. 體積不變試驗，分為正常試驗及加速試驗兩種。加速試驗，祇可視作一種預測，不能認為無錯誤。試驗時情形複雜，須十分謹慎。

7. 製樣餅時，應注意避免因模印而生之初步應變，或在開始 24 小時內之乾燥過速。樣餅應在可能範圍內，保持在同一環境中，並須避免溫度之驟變。

8. 加速試驗之結果，如不合需要條件，不能即認膠灰已不可用。應候 28 日以後，另用新樣品，再行試驗。如仍不合格，則可認為拒絕採用之充分理由；雖在目前，吾人尚不能認為此項試驗之不合格，即為不健全，亦不能認為僅通過此項試驗之膠灰，即屬十分滿意也。

普通條件

1. 膠灰應全部加以檢查。
2. 檢查膠灰，在製造廠中或工場上辦理，均無不可。
3. 膠灰應儲於不受天氣影響之地板房中，俾有充分時間以

備檢查或試驗。房中如無地板，則膠灰應架空離地，以免受潮。

4. 膠灰之堆積方法，應使便於檢查，並應各船分清。
5. 包工人應在各方面，力求便利於檢查及試驗。並至少應預備 12 日為檢查及試驗之時期。
6. 運送膠灰應用合宜之包裝。桶或袋上，應有出品廠家顯明之牌號及名稱。
7. 每袋膠灰淨重 94 磅，每桶波特蘭膠灰，恰合四袋。每桶天然膠灰，恰合三袋。
8. 膠灰經七日試驗，如不合條件，可候 28 日後之試驗再定取捨。
9. 各種試驗，應依照美國工程師學會膠灰試驗特別委員會在 1912 年 1 月 17 日所提出及隨後修正之方法辦理。
10. 膠灰可依據下列之條件定取捨。

波特蘭膠灰

11. 定義 波特蘭膠灰者，係用含適當比例之粘土與石灰質密切混合之物質，燒至初步熔化，研末而成。煅燒以後加入之物質，並無多於百分之 3 者。

比 重

12. 膠灰之比重。不得小於 3.10，否則將樣灰用火燒烘，重行試驗，烘燒後所失之重，不得超過百分之 4。

細 度

13. 用 100 號篩篩之，其剩餘物之重量比，應不超過百分之 8。用 200 號篩篩之，其剩餘物之重量比，應不超過百分之 25。

凝固時期

14. 初步凝固之時期，不應少於 30 分鐘。終了凝固之時期，不應少於 1 小時，亦不應多於 10 小時。

抗張強度

15. 樣塊截面每方吋之抗張強度，至少應如下表所列。並在規定時期中，抗張強度不應有減退現象。

純 膠 灰	抗張強度
在濕空氣中 24 小時 7 日 (在濕空氣中 1 日, 在水中 6 日) 28 日 (在濕空氣中 1 日, 在水中 27 日)	175 磅 500 磅 600 磅
一分膠灰三分標準伍塔瓦砂	抗張強度
7 日 (在濕空氣中 1 日, 在水中 6 日) 28 日 (在濕空氣中 1 日, 在水中 27 日)	200 磅 275 磅

體積之不變

16. 膠灰樣餅，直徑約 3 吋，中心厚 $\frac{1}{2}$ 吋，四週減成薄邊，置於濕空氣中 24 小時：

- (a) 然後取一塊，置於正常溫度之空氣中。隨時檢查，至少經 28 日。
- (b) 另取一塊，置於華氏 70 度左右之水中。在可能範圍內，保持水溫不變。隨時檢查，至少經 28 日。
- (c) 取第三塊，用不論何種方法，置於沸水之蒸汽中，約經 5

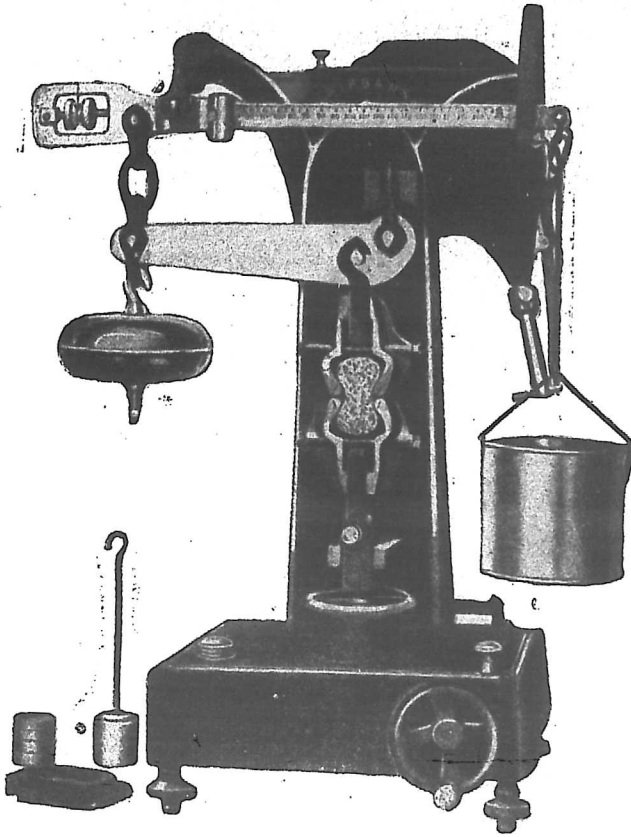


圖 9 試驗膠灰抗張強度之機器

小時。

17. 上述各樣餅，如始終堅硬，無扭歪，綳縮，裂紋及崩解之現象者，堪認為合格。

硫酸及氧化鎂

18. 膠灰所含之無水亞硫酸(SO_3)不得超過百分之1.75，所含之氧化鎂(MgO)不得超過百分之4。

25. 試驗機 市場上之試驗機，種類繁多。其最普通之一種，如圖 9 所示。有一儲彈子之箱，箱下裝管，管之下端，裝有啓閉閥。樣塊置於鉗中如圖，先將下面之輪盤轉動，使指針指在同一線上。再將鈎形槓桿撥動，使螺旋與齒輪嚙合。於是將儲彈子箱之閥開放，彈子緩緩流入桶中，用一小閥調節之，同時將曲柄轉動，其速度適使橫尺能維持其地位，至樣塊拉斷爲止。樣塊拉斷，橫尺墜落，閥即自行關閉。將流入桶中之彈重，按規定比率推算，即得所需破裂樣塊之應力。

第四章 砂

砂爲灰砂漿及混凝土之主要成分。其性質之優劣，對於建築物之強度，極有關係，故其所需之性質及其弱點，亦須詳加檢查，與膠灰相同。曾見有許多建築物，因用劣砂而失敗者。

26. 目的 灰砂漿及混凝土中攪砂，不特經濟，且可減少裂紋。灰漿中不攪砂，不但過於浪費，且往往裂紋增多。雖其強度增高，但因收縮太甚，及裂紋太多，亦殊無大價值。

27. 主要性質 上述之砂字，本爲不論何種細粒材料之普通名稱。祇須此種材料，對於膠灰或石灰無損害，而不易崩解或腐蝕者。惟砂恰合此項條件，而價值又較廉。其餘如碎石屑爐渣粉雖亦可代用，惟僅偶有之事。照規定砂粒須粗而潔淨，且有銳角者。此種條件幾已成爲標準。但事實證明，應稍事變通，不特需要，亦且經濟。此等語意，并亦忽視其他性質之必須顧及者，尤如砂之來源有兩種或多種時，非可據此決擇用何砂也。

28. 地質上之性質 石英砂，最耐久而不變。砂粒如大部係長石，雲母石，角閃石等，則不及石英爲佳。因此等石粒，久在大氣之中，即易風化。雖拌入灰砂漿，似可不與大氣接觸，但究遜一籌也。

29. 粗度 兼用粗砂細砂（粗砂略多）與少量膠灰拌成之混凝土，實較專用粗砂與同比例之膠灰拌成者爲佳。因粗砂空隙爲細砂所佔，不需全部用膠灰填塞也。砂之有無銳角，可取少數砂粒，置

於手中搓研，即可約略知之。或置於耳旁捏擠，聽其有無粗聲。但最好用放大鏡觀察。

30. 銳度 由試驗知圓粒砂間之空隙，較有銳角之砂者為小。水磨砂之空隙，較有銳角之砂者約小百分之 3 至 5。惟有許多地方，非用高價，不能獲得有銳角之砂，於是圓粒砂亦採用之，其結果頗佳。試驗室之試驗結果，在極相同之情形下，圓粒砂與有銳角之砂，其效用亦無大差別。因此有許多工程師認為砂必須有銳角之條件，無關重要，尤以因此而致加價時為甚。

31. 淨度 凡混凝土工程之規程中，常有砂須潔淨一語。但天然砂之雖由河中掘出者，亦難保其能絕對潔淨。若含有有機物質過多，則將減損灰砂漿之強度。砂中含有有機物質之程度，可由顏色試驗，約略決定。法用一玻璃瓶，刻劃 12 盎斯，裝砂 4 $\frac{1}{2}$ 盎斯。以百分之 3 之氫氧化鈉(NaOH)溶液灌入，將瓶略為搖動，候砂與水之總容量達 7 盎斯為止。再將瓶上下顛倒，充分搖動，然後置之，經 24 小時。另製標準顏色之溶液，即將百分之 2 單寧酸及百分之 10 酒精之混合液 2.5 立方厘米，加入百分之 3 之氫氧化鈉溶液 22.5 立方厘米，灌入 12 盎斯容量之瓶中，用栓閉塞，置之經 24 小時，再加水 25 立方厘米。將砂以上澄清溶液之顏色，與標準溶液相比較。倘砂上溶液之顏色較黑，則砂質殊屬可疑。應再作灰砂漿之強度試驗。並與用標準俄塔瓦砂所作之同樣試驗，互相比較。

砂中凡能溶解之物，均屬有害。其所含成分之百分比，可用下法測定之。將樣砂用溫度攝氏 100 度(華氏 212 度)烘乾，至重量不變為止。然後用水反復洗之，迨洗出之水至十分潔淨為止。用 200

號篩，濾所洗之水，所有濾出之細粒，仍還入樣砂秤之。則

$$\text{泥沉，粘土，壤土等之百分比} = \frac{\text{乾砂原重} - \text{洗後之重}}{\text{乾砂原重}} \times 100。$$

所得之數倘超過百分之 3，則此砂亦屬可疑，應再作強度試驗，並與俄塔瓦砂之試驗結果，互相比較。

32. 砂粒之粗細 砂之密度，愈大愈妙。若用篩試驗。則以下列之情形為最佳。

穿過 4 號篩者，不少於 85%，

穿過 50 號篩者，不多於 30%，不少於 10%。

砂中含有泥土等物質，可用特製之機器洗之。或置於箱中，和水攪動，箱有洞可任污水流去。

細砂亦可單獨應用，惟所成之混凝土，較單用粗砂，或兼用粗細砂者為弱。細砂與膠灰拌成之漿，亦不及粗砂與同量膠灰之漿緊密。（雖在乾時稱之，空隙及實質之比例相同。）在同一單位容量中，細砂粒數較粗砂為多，故相互接觸之點亦較多。拌調灰砂漿，用細砂者，需水較用粗砂為多。水成薄膜，隔離砂粒，故體積加大而密度減小。

有時亦用碎石篩出之細石屑代砂，其製成之混凝土，反較用砂者為強。或以細石屑和細混雜，空隙較少故也。

33. 空隙之百分比 如前所述，粗細砂混合，則空隙之百分比最小，拌成之灰砂漿，亦最為堅強。粗細兩種砂空隙大小之比較方法，最簡單者為將砂搖動，使趨堅實，然後取而秤之。假定兩種砂之石質密度相同，則較重之砂，其空隙必較小。空隙之百分比，可將水傾入搖實之砂中，而量水之體積，約略決定之。但水傾入砂，砂隙之

空氣，亦斷難全部逐出，因之用上法所得之數，較實際為小。其精密之測定方法，包括砂粒石質之比重及砂中所含濕氣之百分比等，均須十分精密測定。同量或同重之砂之體積，變化極大，視所含之濕氣多少而異。加入之水重，若為砂重百分之 6，砂之體積即膨脹百分之 20 至 30。浸漬稍久，則膨脹程度又減。若砂為水淹，則砂之空隙，充滿水分，其體積依理應與乾砂相等。極潮之砂，堪容水百分之 10 至 13，尋常濕砂，亦能容水百分之 3。故製灰砂漿及混凝土時，憑體積量砂，實不可恃。最迅速而近似之計算所含濕氣之方法，可用潮濕之樣砂稱之，烘乾至重量不變為止，所失之重，即為砂所之含水重。惟此已包括砂粒所吸收之水份在內，此項水份，平均約為砂重百分之 1。所失水重，若為百分之 8，則砂粒表面之水，應為百分之 7。

第五章 碎石

34. 碎石之種類 碎石二字，通常指軋石機所出之碎石，或人工用錘敲碎之石而言，但礫亦包括在內。

黑而重之堅密火成岩，即玄武岩，為最堅硬耐久之優良碎石。花崗石之一名詞，除真花崗石外，常包括片麻岩，雲母石，片岩及黑花崗石等而言。此種石質，用以製混凝土，效用相同，而價值較廉。石灰石有時亦可採用，不過其強度較花崗石或玄武岩為遜。如遇大火，所受影響尤甚。蠟石又稱布丁石亦為優良之碎石。砂石之用於混凝土者，其價值視其組織如何而定。其他脆而易碎之石，如頁岩及石版石等，則不宜用於混凝土。礫之大小不一，係岩石破裂，經長久時間之摩擦而成，光滑而無棱角。因其已經長期之剝蝕摩擦，故可證明其耐久而有充分之強度。

35. 碎石之大小及勻度 碎石之大小，殊無一定限度。在大塊之混凝土中，常埋置極大之塊石，而以較小之碎石混凝土，填其空隙。但普通所稱之碎石，大部指能穿過 2 $\frac{1}{2}$ 吋圓孔之石塊而言。其最小限度，更無規定。軋石機所出之碎石，其最小者包括石屑，可以全部或一部代作砂用。碎石以製成混凝土為惟一之用途，而混凝土以愈堅密為愈佳，故減小碎石空隙之百分比，極為重要。次要工程，此項百分比，可照前述測驗砂空隙之簡單方法測之。即量計需多少體積之水，使灌滿定量之乾石空隙。此種方法，當然不甚準確，因一則

不免有氣泡留存石隙，減少水之百分比，再則碎石是否完全乾燥，或仍潮濕，亦不易確定。一部份工程師主張將碎石緩緩傾入水桶，而不將水傾入碎石，俾減少氣泡之差誤。此項差誤之百分比，與用同法試驗砂之差誤相比，為數甚微，於普通工程，殊無影響。

〔實例〕 木桶一隻，內圓平均直徑為 10 吋，高 14 吋，滿裝碎石，搖使堅實。另用同樣木桶一隻，盛水至 8 吋深，傾入碎石桶，至水面與碎石相平時，尚有水 24 吋，留存水桶。即表示水深 $5\frac{1}{2}$ 吋，已用於填滿碎石空隙。桶之橫截面面積，即 10 吋直徑之圓面積，為 78.54 方吋。則碎石之體積為 $78.54 \times 14 = 1099.56$ 立方吋，水之體積為 $78.54 \times 5.75 = 451.6$ 立方吋。即水佔碎石體積百分之 41，亦即碎石空隙之百分比為 41。上述方法，是否準確，視木桶之內圓直徑，是否準確而定。如木桶確為圓柱形，則可稱準確。如木桶係上大下小，則不免有甚大差誤。倘需要更精確之數值，則碎石及水之體積，須另擇其他較準確之法量之。

86. 碎石過篩 軋石機所出之碎石，往往大者過大，而小者如砂。須用網眼不等之各號篩篩之，而選用各種尺度之碎石，其數量及比例，須依照試驗之結果而定，俾可將骨材構成最緊密之混合體。有時其最小石粒，不啻最良之天然砂，但須視所用岩石之性質而定。有一時期，曾流行不用石篩，即將軋石機所出之碎石，不論大小，完全採用，以為如此可構成密度最大之骨材。在理論上或有某種岩石，一經軋石機軋過，其粗細碎石之成分，適成相當之比例，配合而成優良之骨材。然實際上，具此種特性之岩石，殊不易得，即有亦難保其特性，能全體一律。故軋石機所出之碎石，經規定須一律

過篩，篩出之砂，僅可按照砂之規程採用。

37. 煤渣 用於混凝土之煤渣，不可含有未燒過之煤或烟煤。煤渣中之碎屑，雖有時分配均勻，可以不必篩去，俾減少用砂，但仍以篩去而另行加砂為佳。

煤渣混凝土之強度，遠不及碎石混凝土，故需要負載高壓之處，切不可用，但因其價值特廉，凡負載較輕之處，如屋面等，常用之。

煤渣之缺點，因其含有硫質及其他化學物質，每致剝蝕鋼條，不可作為鋼筋混凝土用。任何建築物，其混凝土之強度，如關重要，則不必論其容許之單位抗壓力如何低微，非經徹底檢查，不可輕於試用。

第六章 混凝土

混凝土係用膠灰，砂，及碎石或礫，混合而成。加水拌和，極易凝固，其強度與優良之石相等。混凝土具有此種特性，且可將建築物造成一體，而價值又較爲低廉，故成爲極有用之建築材料。

38. 混凝土配合之原理 按理論，砂與膠灰，應照重量配合，在實驗室中，常如此辦理。同一重量之膠灰，其體積因壓緊與疏鬆而不同。砂之情形亦然。一桶波特蘭膠灰，疏鬆堆積，錄入量匣，體積尚能增加百分之10至30。配合混凝土，膠灰應按出廠裝箱之體積爲準，但砂與碎石，則應照裝入量匣之疏鬆體積爲準。砂之情形，對於體積之關係較微。乾而鬆者，其體積較濕者爲大，細砂尤甚。

理想情形 應遵守之普通原理，爲使所用水，恰敷膠灰漿結晶之用。所成之膠灰漿適合填充砂粒之空隙。所成之灰砂漿又適足以填充碎石空隙。果然如此，則所得混凝土之量，應恰與碎石之量相等，而不能較大。但無論如何充分拌和並搗實，膠灰仍粘附於砂粒之間，而使其體積增大。砂粒又間隔於較小碎石之間，而較小碎石，又間隔於較大碎石之間。據培刻教授之試驗，可知所用灰砂漿之量雖僅爲碎石空隙之百分之70，而拌和搗實後之混凝土量，已經超過碎石量之百分之5。如將理想所需灰砂漿之量加入，則將超過百分之7.5。於此可知欲求搗實混凝土，使毫無空隙，實際上殊不可能。如用空隙量之百分之140之灰砂漿，則碎石空隙自可全部填

滿，但所得混凝土之量，將為碎石量之百分之114。

實際情形 因實際上不能如理想之完全拌透，故所用水量常覺較實需者為多，於是膠灰漿較實需填充砂粒空隙之量為多（除非為經濟關係用特貧之混凝土），而灰砂漿亦較實需填充碎石空隙之量為多。在拌調之前，雖可酌量情形，預加估計，但砂與石之空隙百分比，變化甚劇，不特於應用前須測定其空隙之量，且因其善變，當工程進行時，亦應隨時試驗。即材料來源相同者，亦應如此，以便修正配合之成分。至次要工程，則照普通比例配合，已頗準確。

配合比例 照普通情形，碎石之空隙，略少於碎石體積之半，故最普通之配合法，常使砂之體積等於碎石體積之半。至於膠灰之比例，視建築物需要之強度及經濟情形而異。乘此原理，而有習慣上之常用比率為1:2:4，1:2½:5，1:3:6及1:4:8。由此觀察，可知不論何種比率，砂與碎石之比，常為一常數，膠灰之比率，則各個不同。故若將比率用1:2:4，0.8:2:4，0.67:2:4，0.5:2:4表示之，亦不得視為錯誤。

39. 煤渣混凝土 煤渣混凝土，因其有重量較輕之利，故亦有相當之用途。其強度約為碎石混凝土之 $\frac{1}{2}$ 至 $\frac{1}{3}$ 。每立方呎之重約為110磅。

40. 塊石混凝土 混凝土中，埋置巨大塊石者，謂之塊石混凝土，當於第二篇內討論之。

41. 抗壓強度 混凝土價值之高下，視其抗壓強度而定，抗壓強度之變化，原因極多，故須研究該項混凝土之配合比例及其組合材料之性質，庶可得某種設計所需要之抗壓強度。美國建築材料研究

實驗室經琉伊斯學院與波特蘭膠灰學會之合作，綜合數千次試驗之結果，求得混凝土抗壓強度與每袋膠灰所用水量之關係，示如圖 10。苟假定水與膠灰係經化學作用結合而成漿或膠，則加水過多，

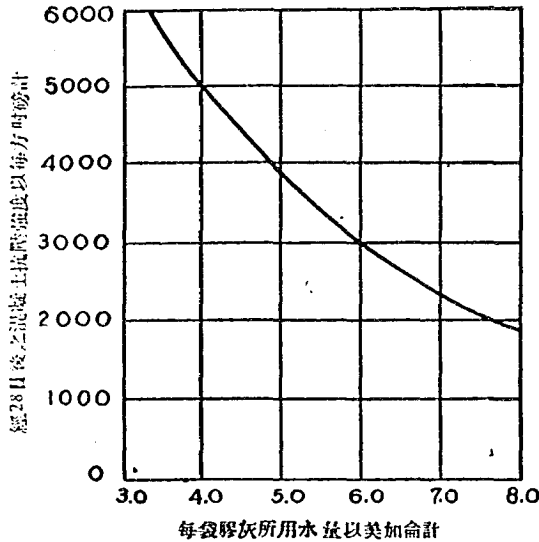


圖 10 水量多少對於混凝土強度之關係

強度將減弱之情形，可更易明瞭。設如 1:2:4 混凝土，非知其所用水量之多寡，難以斷定其強度。最少限度之水量，應使混凝土柔軟而便於工作，則應較膠灰所需用以結晶者略多。大塊混凝土之水量比率，不妨較小，因其易於搗實也。如模板內鋼筋過多，則搗實較乾之混凝土於鋼筋之週圍，使其不致存留氣泡，殊屬不易。故應增加水量，使其便於工作。但苟非將膠灰亦按比例增加，而專增水量，則強度又將減弱。所謂水灰比率方法者，乃求水與膠灰之比率。據此比率合成之混凝土，能得所需要之單位強度，而所用粗細骨材之數

量，以使拌成之混凝土恰便於工作為度。又如 1:2:4 混凝土，覺其過於乾硬，不便工作，而專增水量，則將無形的減弱強度。但為便於工作，又不得不增加水量時，則同時增加膠灰，使水與膠灰之比率不變，則單位強度，自亦不變。至於如何程度，方便於工作，則將於後文坍落試驗節中詳言之。為使所得之結果準確及一致起見，混凝土中之全部水量，必須明瞭。所謂全部水量，包括濕砂及碎石表面之水分而言。此項水量之測定方法，前已述及。

關於抗壓強度之試驗，經公佈而稱為最優良之一組者，其結果列如表 II。所用材料為波特蘭膠灰，粗而有銳角之砂，及砂石最大者為 2½ 吋。經充分搗實，水微浮於表面。

表 II 混凝土之抗壓強度

(依據 1899 年之試驗)

成分	膠灰牌號	強度 (以每方吋磅計)			
		7 日	1個月	3個月	6個月
1:2:4	山勒	1724	2238	2702	3510
	阿脫拉斯	1387	2428	2966	3953
	阿爾法	904	2420	3123	4411
	傑美尼阿	2219	2642	3082	3643
	亞爾遜	1692	2269	2608	3612
	平 均	1565	2399	2896	3826
1:3:6	山勒	1625	2568	2882	2567
	阿脫拉斯	1050	1816	1638	3170
	阿爾法	892	2150	2355	2750
	傑美尼阿	1550	2174	2486	2930
	亞爾遜	1438	2114	2349	3026
	平 均	1311	2164	2522	3088

此項試驗，係在 1899 年舉行，距今已久，故水量多少，並未提及，不過簡統說明經充分搗實後，水微浮於表面而已。水量幾何，雖未確定，但已可知其為骨材所可載之最少需要量。並知 1:3:6 混凝土中之水量，必較 1:2:4 者為多，故表中所示 1:3:6 混凝土之強度亦較弱。並根據由試驗所得之水灰比率與強度曲線，可知 1:2:4 混凝土之比率，約近乎 7。1:3:6 混凝土之比率，約近乎 7.3。

42. 濕氣及吸水量之改正 因骨材膨脹而應施之改正，可按比例增加已膨脹之骨材數量，使與所需乾實骨材之乾實體積相符。茲將數字作例，說明如下。

假定所用骨材如表 III，其乾實比率為 $1:2\frac{1}{2}:3\frac{1}{2}$ ，則鬆砂之比例為 $2\frac{1}{2} \times 1.21 = 2.7$ ，碎石之比例為 $3\frac{1}{2} \times 1.06 = 3.7$ ，於是野外混合時

表 III 骨材之膨脹

項	目	砂	粗骨材
1. 潮濕樣品之重，以盎司計		35.0	32.5
2. 烘乾樣品之重，以盎司計		33.0	31.7
3. 濕樣品所舍之水量 (項目 1 - 項目 2)		2.0	0.8
4. 舍水重與乾樣品重之百分比 (項目 3 ÷ 項目 2) × 100		6.0	2.5
5. 吸入水份之百分比 (假定)		1.0	1.0
6. 表面水份之百分比 (項目 4 - 項目 5)		5.0	1.5
7. 鬆濕骨材每立方呎之重，以磅計		97.2	94.4
8. 表面乾燥之鬆濕骨材，每立方呎之重以磅計 $(\text{項目 7} \times \frac{100}{100 + \text{項目 6}})$		92.6	93.0
9. 鬆濕骨材每立方呎中之水重，以磅計。(項目 7 - 項目 8)		4.6	1.4
10. 表面乾燥之乾實骨材每立方呎之重，以磅計。(試驗得之)		112.0	99.0
11. 膨脹因數 (項目 10 ÷ 項目 8)		1.21	1.06

之比率應改為 1:2.7:3.7。欲使混合機內骨材之數量保持一致，則骨材所含濕氣如有變化，而應相當更改其比例。設砂之膨脹因數增至 1.25，則在野外混合時之體積，應改為 $\frac{1.25}{1.21} \times 2.7 = 2.8$ ，或直接計算，為 $2\frac{1}{4} \times 1.25 = 2.8$ 。

43. 水灰比率之選擇 近年來建築物之顯露部份，如與海水或鹼水接觸者，欲其耐久，常須增高膠灰對於骨材之比率，致水灰比率有低至 $5\frac{1}{2}$ 者。經試驗知此種混凝土經 28 日，可受每方吋 3,500 磅之壓力，較之普通所需者殊鉅。其他顯露之條件，不甚嚴重者，水灰比率，不妨增高。有幾種常用之比率，列如表 IV。

表 IV 顯露程度不同之混凝土種類

建 築 物 式 樣	顯露程度	每袋膠灰所需之水量 (以美加侖計)
牆，壩，橋墩及其他與海水或鹼水接觸者。………	極端的	$5\frac{1}{2}$
牆，壩，橋墩及水池襯裏等，在北方天氣中與淡水接觸忽乾忽濕者；閉水之建築物；污水渠，受壓之水管，水櫃，樁，運動場，鋪面，及其他較薄之建築物，經嚴寒冰霜者	較甚的	6
牆，壩，橋墩，水池襯裏等，在南方天氣中與淡水接觸者；鋼筋混凝土房屋之外部梁柱；地窖之牆；建築物較薄部份，經普通天氣之冰霜者。………	普通的	$6\frac{1}{2}$
普通內部建築；重大橋墩，及牆壁之不甚顯露者；鋪面之基礎；大地混凝土，底脚等等，不致忽乾忽濕，亦不受嚴寒者。………	保護的	$7\frac{1}{2}$

由表知房屋之內部建築，因有保護，可用比率 $7\frac{1}{2}$ 。此種混凝土，經 28 日，其抗壓強度略高於 2000 磅。若砂與碎石，選擇特別優良，使所成之混凝土，格外堅密，則強度當可增加。但如在 28 日之

強度，需要為 2500 磅，則水灰比率應減至 $6\frac{1}{2}$ 。室外梁柱如無磚瓦保護其表面，比率亦應用 $6\frac{1}{2}$ 。如與風雨冰霜，或化學物質接觸之程度增加，則每袋膠灰所用之水當再減少。每袋膠灰之重，大都為 94 磅。膠灰之體積，雖因疏鬆或壓實而略有變動，但欲論體積時，每袋常作為一立方呎計。每袋膠灰用水幾加侖之比率，最適宜於工場之實用。例如此率 $7\frac{1}{2}$ ，意即 $7\frac{1}{2}$ 加侖 = 1532.5 立方吋 = 0.887 立方呎水，與 1 立方呎膠灰之比。

44. 坍落試驗 膠灰與粗細骨材之比例，視實地所用砂與碎石之性質而異。其配合比例，可酌量變更，視粗細骨材是否能在商場上廉價購得而定。新拌混凝土之坍落程度，究應如何，又視建築物各部份之需要而定。例如牆底脚，其鋼筋之分佈相距數吋，即用較乾之混凝土，亦不難舂搗堅實。反之如柱及狹深之梁，其鋼筋阻礙舂搗，甚至障礙傾入之混凝土流動，故應採用較濕而易於處理之混凝土。坍落試驗係用一截頂圓錐體之金屬模，如圖 11。此模無底無頂，置於不吸水之平面上。分層灌以混凝土，輕輕搗之，其末一層露出頂外，用物刮平。裝滿恰三分鐘後，將模殼向上提起，混凝土即開始坍落，待靜止後，量其自 12 吋高之坍落吋數，法即將模殼置於混凝土樣體之旁，用一直尺平置於模殼之頂，越過樣體之上。用一刻度之尺，即可量其坍落若干。極乾之混凝土，坍落可少於 1 吋，極濕者，坍落可達 8 吋，但此數已為極限。如能沿鋼筋舂搗，使堅密無孔，且此種額外舂搗工作之費用，又較廉於增加水量者，（因膠灰亦應按比例增加費用自多）則鋼筋混凝土之坍落量，常限於 3 至 6 吋。因坍落小者，需費每最經濟故也。

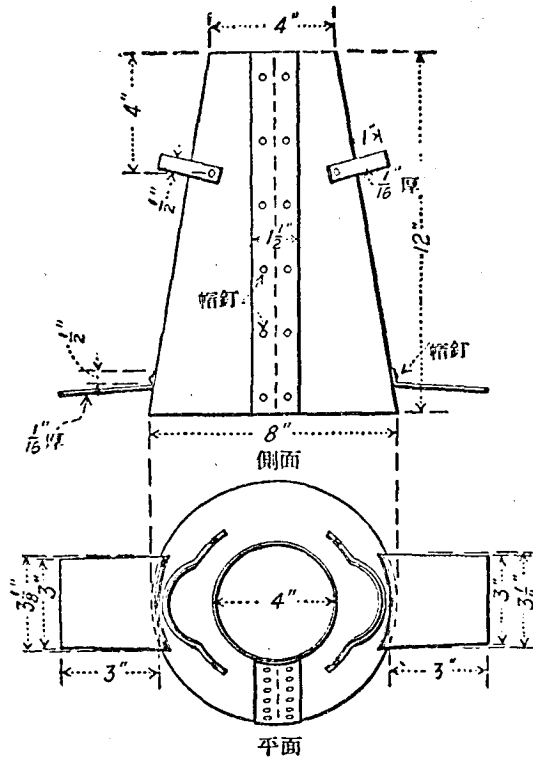


圖 11 試驗坍落之器具

45. 膠灰與骨材之比例 苟有鉅大之工程，值得另定配合比例，則在混凝土工程動工之前數星期，須先選定骨材。如此方可有充分時間，作數種配合之試驗，並至少須用四種不同之水灰比率，將結果製成密度與抗壓強度之曲線。由此曲線，可選定所需密度及抗壓強度之特種配合比例，其所用膠灰亦最經濟。但當工程進行之際，先後到工地之砂與粗骨材，性質或有不同。此項配合比例，仍須隨時略加修正。

46. 試驗之次數 試驗之次數，大都視骨材之是否勻整而定。當工程開始時，每天應試驗二次，或二次以上。隨後次數可以減少。如骨材確屬勻整，且能處理得宜，保持不變，則祇須偶作試驗。潮濕試驗，尋常每日舉行一次或二次。經數次試驗以後，潮濕程度，即一目了然，除非變動極顯著時，方再作試驗。坍落試驗，常於混凝土之外觀上表示其稠度有顯著之變更時行之，或為記載而照例行之。

47. 量器 除非已知組合材料(包括水在內)之確實數量及其配合比例，則混凝土之強度，無法知之。前曾述及，強度視比例之改變而異。比例則因材料體積之膨脹，及其到工場時骨材內已含之水量多少而變。此等數量如不確定，則混凝土之強度，亦不確定。故重要工程，值得應用特製量器，俾可自動量得組合材料之確實數量(係重量而非體積)。例如用特製之裝置，將砂浸濕，則可免去因膨脹而增加體積。在水櫃上裝自閉閥，則達適當之水量時，即自動關閉。此項裝置，可加封鎖，俾不致用額外之水，除非經工程師或監工員之特許。即較舊式之混和機，在膨脹量改正數決定以後，材料之確實數量亦極易量出。若因試驗結果，發見骨材數量尚須變更，并可隨時加減而修正之。

48. 拌和時間 經試驗，知拌和時間多，則混凝土之強度，閉水，及便於工作等程度，均大為增進。拌至 2 分鐘，強度增進極速，拌至 5 分鐘，仍有增進。增多拌和時間而可得增進強度等如許利益，可謂價值極廉。混凝土混和機，常特備定時裝置，俾可保證充分之拌和時間。拌和時間至少 2 分鐘，如拌至 4 或 5 分鐘時，強度約可增加百分之 10，亦尚值得。閉水問題苟極為重要，則在規程中須

規定拌 4 分或 5 分鐘。

49. 平均材料之水灰比率 組合材料之未經初步試驗者，其水灰比率，不得超過表 V 所列之數值。表中之混合成分，仍為約數，為適於處理起見，或仍須加以修正。每立方碼所需之材料，依各種比例，列如表 VI, VII, VIII 及 IX。

表 V 混凝土之預定強度

水量與膠灰之比率即每袋 (94磅) 膠灰所用之水以美加合計	波特蘭膠灰，與砂及石分別數量之和相比 (乾量之約數)	預定28日後之抗壓強度以每方呎磅計
膏狀混凝土		
$8\frac{3}{4}$	1:7	1,500
$7\frac{1}{2}$	1:9	2,000
$6\frac{3}{4}$	1:5 $\frac{1}{4}$	2,500
6	1:4 $\frac{1}{2}$	3,000
水量略多之混凝土		
$8\frac{3}{4}$	1:6 $\frac{1}{2}$	1,500
$7\frac{1}{2}$	1:5 $\frac{1}{2}$	2,000
$6\frac{3}{4}$	1:4 $\frac{3}{4}$	2,500
6	1:4	3,000

註：骨材表面之水必須加入混和水量計算

表 VI 每立方碼灰砂漿所需波特蘭膠灰之桶數

(砂之空隙佔百分之 35; 每桶膠灰產生膠灰漿 3.65 立方呎)

膠灰與砂之比例	1:1	1:1.5	1:2	1:2.5	1:3	1:4
每桶規定為 3.5 立方呎	4.22	3.49	2.97	2.57	2.28	1.76
每桶規定為 3.8 立方呎	4.09	3.33	2.81	2.45	2.16	1.62
每桶規定為 4.0 立方呎	4.00	3.24	2.73	2.36	2.08	1.54
每桶規定為 4.4 立方呎	3.81	3.07	2.57	2.27	2.00	1.40
每立方碼灰砂漿所需之砂以立方碼計	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.0

表 VII 每立方碼灰砂漿所需波特蘭膠灰之桶數

(砂之空隙佔百分之 45; 每桶膠灰產生膠灰漿 3.4 立方呎)

膠灰與砂之比例	1:1	1:1.5	1:2	1:2.5	1:3	1:4
每桶規定為 3.5 立方呎	4.62	3.80	3.25	2.84	2.35	1.76
每桶規定為 3.8 立方呎	4.32	3.61	3.10	2.72	2.16	1.62
每桶規定為 4.0 立方呎	4.19	3.46	3.00	2.64	2.05	1.54
每桶規定為 4.4 立方呎	3.94	3.34	2.90	2.57	1.86	1.40
每立方碼灰砂漿所需之砂以立方碼計	0.6	0.8	0.9	1.0	1.0	1.0

表 VIII 每立方碼混凝土之成分

(砂之空隙佔百分之 40; 碎石空隙佔百分之 45; 每桶波特蘭膠灰產生膠灰漿 3.65 立方呎, 每桶規定為 3.8 立方呎)

體積比例	1:2:4	1:2:5	1:2:6	1:2.5:5	1:2.5:6	1:3:4
膠灰以桶計	1.46	1.30	1.18	1.13	1.00	1.25
砂以立方碼計	0.41	0.36	0.33	0.40	0.35	0.53
碎石以立方碼計	0.82	0.90	1.00	0.80	0.84	0.71
體積比例	1:3:5	1:3:6	1:3:7	1:4:7	1:4:8	1:4:9
膠灰以桶計	1.13	1.05	0.96	0.82	0.77	0.73
砂以立方碼計	0.28	0.44	0.40	0.46	0.43	0.41
碎石以立方碼計	0.80	0.88	0.93	0.80	0.86	0.92

上表便於用裝桶之膠灰普通每桶為 3.8 立方呎

表 IX 每立方碼混凝土之成分

(砂之空隙佔百分之40;碎石空隙佔百分之45;波特蘭膠灰每桶產生膠

灰漿 3.65 立方呎;每桶規定為 4.4 立方呎)

體積比例	1:2:4	1:2:5	1:2:6	1 2.5:5	1:2.5:6	1:3:4
膠灰以桶計	1.30	1.16	1.00	1.07	0.96	1.08
砂以立方碼計	0.42	0.38	0.33	0.44	0.40	0.53
碎石以立方碼計	0.84	0.95	1.00	0.88	0.95	0.71
體積比例	1:3:5	1:3:6	1:3:7	1:4:7	1:4:8	1:4:9
膠灰以桶計	0.96	0.90	0.82	0.75	0.68	0.64
砂以立方碼計	0.47	0.44	0.40	0.49	0.44	0.42
碎石以立方碼計	0.78	0.88	0.93	0.86	0.88	0.95

上表便於用桶倒出之膠灰,以疏鬆數量計之膠灰,因每桶膠灰在此情形之下約得疏鬆膠灰 4.4 立方呎。

50. 用試探方法決定適當比例 混凝土組合材料之比例,可用一種準確而簡單之分次試探法決定之。其器具為直尺一支,及圓筒一個,此圓筒可為直徑 10 吋至 12 吋之鍛鐵管,一端有蓋。量定并稱定膠灰,砂,碎石,及水之體積及重量,置鋼板上拌和之,至其稠度與建築上所用者相等為止。裝入圓筒,仔細搗實,記明其在筒內之高度。筒於未裝之前及既裝之後,分別稱之,俾核對材料之重。於是將筒內混凝土傾去,洗淨,另取同量之膠灰及碎石,砂,水等拌和,砂石之比例,與前次微有變動,惟其總重量,仍與前同。裝入筒內,記其高度,稱其重量如前。如此試探,至此化合物在筒內之高度最低為止。同時拌和必須透澈,碎石應全部為灰砂漿包滿使其外觀甚勻。此項試探方法,結果極佳,惟對於砂石塊粒之大小,並無規定,故不能如其他分析方法能覺得最經濟之比例。

曾有許多混凝土工程，未據空隙，選定比例，其結果竟遠較期望者為優。膠灰與骨材之比例，視建築物之性質，需要之強度，閉水問題，及材料之性質而異。增高強度，及加強閉水程度，均須多加膠灰。荷重之房屋柱梁，受水壓力之牆拱，及水下之基礎等，均須用膠灰較多之富混凝土。實際所量之材料，拌成混凝土，常較規定者為貧（膠灰較少）。其原因大都由於量器過滿之故。

51. 拌和方法 如膠灰，砂 碎石等之比例適當，拌和透澈，即為優良出品。至如何拌法，則無關重要。混凝土之價值，大部繫於其拌調之透澈程度如何。顏色勻淨，每粒砂或每塊石之四週表面完全粘附膠灰者，方為合格。

52. 混凝土之運送及置放 混凝土常分層置放，每層厚自 6 吋至 12 吋。運送時務須注意，勿使碎石與灰砂漿分離。普通之運送方法，係用手車或斜槽。巨大工程，則先裝入吊斗，用吊車吊起，至需要之高度，傾入斜槽，直接卸於指定地點，或卸入手車，運至指定地點。工程前進，吊車自應延展，斜槽應隨時改裝。混凝土在斜槽中流卸，應注意使其平穩。不可使碎石與灰砂漿分離。此項佈置之設計，非精明熟練者不辦，因遷移一次，所費甚巨，每一佈置，須使能置放大量之混凝土，而與混凝土混和機又不致相隔過遠。

53. 混凝土之舂搗 混凝土置放以後，即須加以攪勻舂搗，使擠出氣泡。所需舂搗之多少，視調拌混凝土所用之水量多少而定。水量過多者，不宜多舂，否則甚為危險，因結果將使碎石擠緊，而灰砂漿則浮於表面也。故水量較多之混凝土，其舂搗目的，不過欲擠出氣泡而已。

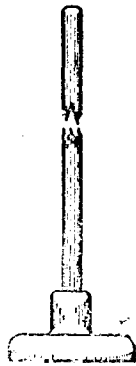


圖 12 乾混凝土之春搗器

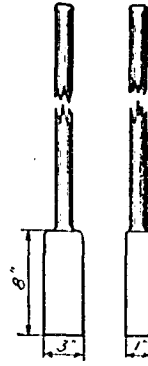


圖 13 濕混凝土之春搗器

春搗所用之器具式樣，視混凝土之水量多寡而異。用於乾混凝土者，如圖 12。用於濕混凝土者，如圖 13。薄牆須用水量較多之混凝土，則祇用鋼條春搗。凡表面一層，則用普通之鏟上下鏟拌拍擊，使碎石擠入混凝土中，並使灰砂漿凝於外表。除非模板極固，勿用鏟柄搖扛，俾免擠動。

54. 新舊混凝土之接合 欲使新舊混凝土之接縫全不透水，必須十分謹慎，方能辦到。基礎之目的，全在抗壓，則應將前一日所置之混凝土表面，用清水洗之，然後再加置新混凝土，別無其他須要注意之點。牆壁或樓版，或其他易受張應力之處，接縫須洗淨，浸透，並先敷以純膠灰漿，或一分膠灰與一分砂之薄灰砂漿一層。

造水櫃或其他不漏水之建築，如混凝土不能日夜繼續置放者，則需要一條或兩條方形或 V 形接縫。其做法用木條一根，例如 4 吋寬 6 吋厚，埋於每日最後工作之處。次日早晨，將木條除去，則現出一槽，用水洗淨，敷以膠灰漿或 1:1 灰砂漿。此種接合，或係垂直，

或係水平均可。凡舂搗以後，在置新混凝土以前，應故意使接縫之表面粗糙，俾可增加粘着力。

55. 冰凍之影響 或云混凝土在凝固以前感受冰凍，假使能置之不動，並絕對不受任何應力，而隨後融化，即有適當之機會可以凝固，則並不致有何損傷。但此說已認為不確，凝固及結硬之時期當然因凍而大為展緩，且模板不可急於移動，除非有顯著之證明，知其確已凝固，並非冰凍。雖偶然亦有經冰凍而後凝固之混凝土，結果甚佳者，但究屬不可恃。故在冰凍時期置放混凝土，應極力避免，除非用適當防護方法，且其額外費用，為環境所允許者。

免凍防護法 在冰凍天氣置放混凝土，有兩種方法，可以防護，使不受傷。

(a) 烘熱砂及碎石，並用熱水調拌。

(b) 封閉新澆之混凝土，保存其溫度在冰點之上。

普通多採用 (a) 法，烘熱砂石，則冰霜全去，專用熱水，尚不克臻此。熱骨材與熱而不沸之水拌和，可以保持較高之溫度歷數小時，足敷初步凝固需要之時間。且熱骨材可以促進膠灰之凝固。如用帆布等物遮蓋混凝土，則可協助保持溫熱之時間。但帆布等物，不可直接置於混凝土上，必架空數吋，以留空氣層。

烘熱骨材之方法，或用蒸汽管通過倉庫底部，或用約 18 吋直徑之厚鐵管，置於倉底，管內燒火。水則可用噴射蒸氣，或其他方法熱之。若混和機之外部繞以蒸汽管，內部用蒸汽噴射，即在嚴寒天氣，亦可保持溫度。

(b) 法之費用極大，且祇限於房屋建築。法將全工場，搭一大木

架，包以帆布或其他材料。設置火爐或熱汽管，保持篷內溫度在冰點之上。早春晚秋或美國南部氣候，烘熱之骨材足以維持溫度達混凝土初步凝固，並已達結晶狀態，不復有冰凍之虞者，可用(a)法。當北部天氣嚴寒之時，及建造重要房屋，則應兼用(a)(b)兩法。

第七章 不透水混凝土

56. 普通混凝土並非不透水 用尋常方法拌和並置放之混凝土，並非不透水，但依據經驗，如組合材料之比例適當，能得最大之密度，則在平常壓力之下，可以不透水。然於大量混凝土之實際工程，欲求其組合如此嚴密，使全部不滲水，殊非易事。常見當混凝土置放之初，滲水之處頗多，但經短時間以後，即均停止。如用含膠灰或兼含膠灰細砂之水，以強壓使流入滲水之處，則混凝土即可變成不透水。

57. 不透水方法之性質 曾用各種物質，與混凝土拌和，或塗於表面，以期其不透水。但大部均係暫時性質，經過一時期，即失其效用。

鋼筋之影響 長牆，地道，水庫等，如用適當比例之鋼筋，縱橫排列，於不透水問題，大有裨益。因鋼筋能使混凝土減少裂紋，即有亦甚微小，不致漏水，且易為沉澱物塞沒。

受水壓方面之隔水層 茲將幾種有效之隔水方法，加以說明。其中大半可適用於磚工或石工。最易犯之錯誤，為將不透水物質，塗於牆之其他一面。例如地窖，隔水層如塗在裏面，則水由外面侵入，勢將隔水層推去，結果不生效力。倘外水並無壓力，牆內之隔水層，專用以隔離潮濕者，仍屬有效。故地窖之隔水層，應塗於牆之外面。

反之如建造水櫃水庫，目的均在防止內水外流，所以隔水層又應塗於牆之內面。凡設計任何建築物，應使其便於做適當之隔水設備，且此隔水設備，應置於牆受壓力之一面。

58. 不透水之方法 塗隔水層 水池，游泳池，及水庫等，於裏面塗兩層波特蘭灰砂漿（1分膠灰，2分砂）即可不透水。如壓力不大，則用1吋厚之富灰砂漿，亦屬有效。

在馬薩諸塞州阿特爾巴羅之水廠，建有一巨大之混凝土立管，直徑50呎，內部自底至簷高106呎，容水1,500,000加侖。其牆厚在近底處為18吋，混凝土之成分為1:2:4，碎石之大小，自 $\frac{1}{4}$ 吋至 $1\frac{1}{4}$ 吋。每7呎做一次模板，置放混凝土一次。當造成後，加入水頭100呎，底部發見漏水。於是將裏面洗淨整粗，塗隔水層四層，共第一層之1:1灰砂漿中，加百分之2石灰，其餘三層均為1:1灰砂漿，每層均候其凝固後，抓成粗面，再塗次層。

將隔水層做成後，立管盛水，仍非絕對不透水。於是又將水放出，再用四層硬皂液及一層明礬液，相間塗上，重試以100呎水頭，滲水之處已極少。實際上似非由於新舊混凝土相接處之裂縫，究其原因，大概由於拌混凝土時之水量過多，及碎石因春搗而下沉，於是留有罅隙。新舊混凝土之接縫係埋置木條，製成接樁，並在置放新混凝土以前，切實洗淨，遍敷灰漿。

明礬及肥皂，亞麻仁油 將明礬鹼皂加入灰砂漿，可使不透水。法以重量比為百分之一之明礬粉，加入乾膠灰及砂中，充分拌和之，又將約百分之一之任何鹼皂（普通用軟皂）溶化水中，用以拌成灰砂漿。又新置放之混凝土上，塗以一斤鹼，五磅明礬，兩加侖水之

溶液，亦曾奏效。另有一法，將亞麻仁油燒沸，塗於混凝土外面，至混凝土停止吸收為止，亦曾用之而有效。

水化石灰 加水化石灰，亦可使混凝土不透水。因水化石灰之細粒，可以填塞微孔，增加密度。1:2:4 混凝土中，可用膠灰重之百分之6至8之水化石灰。如混凝土中膠灰較少者，則水化石灰之百分比，尚須增多，如1:3:6 混凝土所需水化石之百分比，可達16至18。

西爾未斯忒法 用硬肥皂及明礬，分別溶化水中，交換塗抹於混凝土之外面，名爲西爾未斯忒法，溶化肥皂之比例，爲每加侖水加肥皂 $\frac{3}{4}$ 磅，煮沸後，用平刷刷於混凝土面，注意不可起泡。溶化明礬之比例，爲每磅淨明礬，用水8加侖。於肥皂水塗過24小時後，方行塗抹，俾肥皂水得充分時間，乾燥變硬。第二次塗抹與第一次同，不過溫度須在華氏60至70度之間。如此每24小時相間塗抹一次，普通用四層，即塗抹四次，可不透水。因肥皂與明礬併合，成爲不溶化物，填塞混凝土微孔，故可使不滲水也。當塗抹時，牆面必須洗淨，乾燥；空氣溫度不得低於華氏50度。所塗抹者並限於新置之混凝土。此種方法，曾盛行多年，如水壓不高，頗能奏效。

瀝青 瀝青之用於阻止透水者，其厚自 $\frac{1}{4}$ 吋至1吋。普通常鋪成連續的一層或數層，並填充於混凝土之收束接縫。牆壁不論係用混凝土或石或磚建造，其背後常敷瀝青一層，防止透水。敷時，應先燒熱，用布帶拖拂。水庫之底，用6吋至8吋之方塊混凝土砌造者，其接縫之瀝青，厚應自 $\frac{3}{8}$ 吋至 $\frac{1}{2}$ 吋，深約爲方塊混凝土厚度之半，例如方塊混凝土之厚爲6吋，則瀝青應自上而向下達3吋。

瀝青爲碳氫化合物所成之礦物質，世界上分佈極廣。其形式種種不同，或爲固體，或爲半流體，或爲揮發之液質。普通多與各種不同之有機物質或無機物質混合，但亦偶有天然純粹者。

1905年，在蘭卡斯忒地方，曾用鋼筋混凝土，建造一清水池，及數個圓形水櫃。清水池寬100呎，長200呎，深14呎，其支墩相間，中至中爲12呎6吋。牆底厚15吋，牆頂厚12吋。四個圓水櫃，直徑50呎，高10呎，又八個直徑10呎，高10呎。牆底厚10吋，牆頂厚6吋。組合材料之比例爲1:3:5而水量微多。未用防止透水之物質。結果50呎圓水櫃二個，全不漏水，而其他二個，則自錄洞中微見漏水。此錄係用以固定模板，直至模板拆除時，方始拔去者。此洞於塞沒以後，亦即未有其他問題。至於清水池之底版，曾塗瀝青一層，以資隔水，如圖14，其牆中並未用任何防止透水物質，結果均不漏水。

瀝青能 地板，隧道，地道，屋面，及拱等，常用油紙或氈，與瀝青或煤黑油，相間塗放，防止透水。煤黑油所含碳質之百分比較多者，更爲相宜。

用此種材料使混凝土不透水，必須先放混凝土或磚一層，後用布帶抹熱瀝青於其上，繼鋪氈或紙，每張須互相複疊6吋至12吋，再抹熱瀝青，鋪氈或紙如前。繼續進行，至需要之厚度爲止。普通常爲2層至10層。換言之，即隔水層2層至10層。本節及前節所述之隔水方法，均將混凝土分隔，故隔水層兩面之混凝土，其彎曲強度，應分別計算。

凡瀝青，或氈紙及瀝青，用於水櫃之內部者，應再於其內再砌

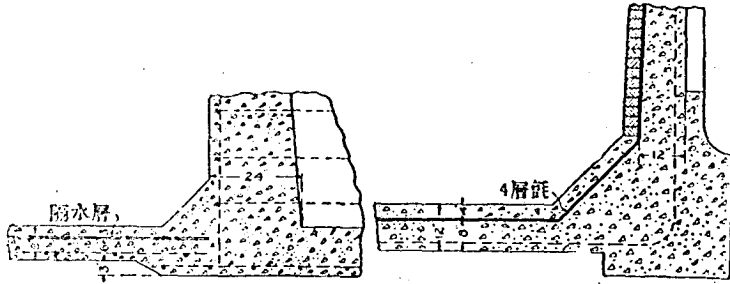


圖 14 清水池之隔水層

圖 15 水庫之隔水層

四吋磚牆一層，以資保護并固定此不透水材料。圖 15 爲紐約新黑文及哈特福鐵路所建水庫牆壁之一部，可爲上述方法之舉例。

圖 16 爲應用巴累特製造公司之五層煤黑油氈屋面材料之做法，亦即可用以說明普通隔水層之做法。先於指定表面，用布帶塗抹瀝青，趁瀝青尚熱，即將氈貼上，繼塗瀝青如前，至需要之層數爲

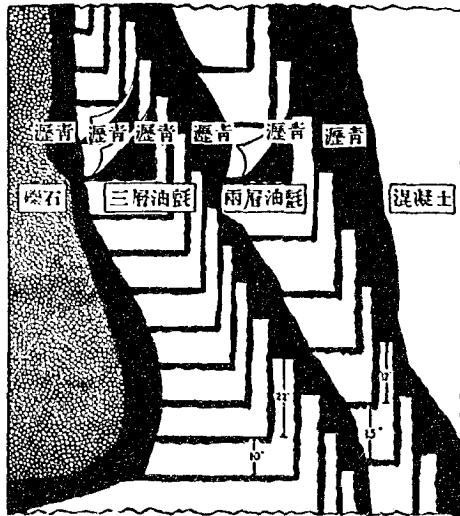


圖 16 屋面隔水層之做法

止。任何一層氈，不得與其他一層接觸，末一層氈貼上，塗遍煤黑油後，應用其他物料作一保護層，以防隔水層損壞。屋面之保護層，則用礫石，如圖 16。混凝土拱或石拱之背面，常砌磚一層，鎮定隔水層，磚縫亦用瀝青充滿。五層氈及瀝青，足以抵抗 10 呎水頭，使不滲漏。

第八章 混凝土中鋼筋之保藏

59. 短期實驗 用波特蘭膠灰所製之混凝土，其保藏鋼鐵使不生銹之能力，究竟如何，已曾作數度實驗。雖此種實驗均為短期，（自數星期至數個月）但已明白顯示，如鋼鐵埋置適當，則拆出時仍甚光亮。如遇有裂縫或空隙，則該處鋼筋，即已生銹。但鋼筋之完全為混凝土蓋滿者即無銹。已銹鋼鐵，埋入混凝土，則據試驗，知銹亦將為混凝土粘去。欲得最良好之效果，應使拌混凝土之水量較多，且當使鋼筋完全為混凝土所包裹方妥。

60. 煤渣混凝土與碎石混凝土之比較 堅實之煤渣混凝土，其保藏鋼筋之能力，經證明幾與碎石混凝土相等。煤渣混凝土中所發見之鋼筋銹蝕，大都係氧化鐵所致，而非關於硫磺。煤渣中之硫磺，為量極微，故其危險性極小。1898年紐約曾建鋼架房屋一座。除柱外其餘架工均包以煤渣混凝土，至1903年將該屋拆毀，見埋置之鋼結構，可謂完全未生銹。

61. 實例 塗抹灰漿油漆等防止鋼鐵生銹之方法，在歐美採用已久。波士頓地道之工程師，經詳細試驗研究後，決採用波特蘭膠灰漿塗抹於該項工程之鋼鐵，以資保藏。法國各鐵路工司多用膠灰漿塗抹橋梁，防止生銹。通常用皮刷塗抹兩層膠灰漿及砂。

法國格累諾布爾地方，有一鋼筋混凝土總水管，直徑12吋，厚1.6吋，所用鋼筋為 $\frac{1}{4}$ 吋及 $\frac{1}{16}$ 吋，埋置濕地，使用15年，比及

取出，仍屬完好，絕對無銹。

據美國工程師學會會員斯密斯氏稱，當拆去馬季南街燈塔之混凝土底腳時，距建築已 20 年，發見在水面以下 10 呎處埋置於混凝土中之鐵螺栓，仍屬無銹。

埋於混凝土中鋼筋之保藏程度，忒納氏曾於 1908 年，舉一極佳之實例。忒納之公司曾拆毀一幢一層樓鋼筋混凝土房屋，即係其於 1902 年在布賴吞所造者。自平均潮位以下為樁基。其底腳，圍牆，柱及屋面，均為鋼筋混凝土所建。應拆部份長 60 呎，寬 30 呎，改造五層樓。據忒納研究，結果如下。

除少數部份，其鋼筋過於靠近表面，保護層不足 $\frac{3}{4}$ 吋外，其餘鋼筋均屬完好無銹。因此可以證明鋼筋至少須距離表面 $\frac{3}{4}$ 吋。底腳每日浸入潮中兩次。混凝土極硬，並無因鹽水作用，而有削弱之表示。底腳中之鋼筋，即與表面相距 $\frac{3}{4}$ 吋者，亦屬無銹。

62. 諾爾吞教授之試驗 諾爾吞教授之試驗，係將鋼條金屬頁片，及網眼金屬等，埋於 3" × 3" × 8" 之混凝土磚中。連同未加保藏之鋼條，一併置於錫質箱內，經三星期之露置。取一部份置於蒸汽，空氣，及二氧化碳中；一部份置於空氣及蒸汽中；一部份置於空氣及二氧化碳中；一部份留於試驗室中。此次試驗所用者，為波特蘭膠灰。磚之成分，亦有四種：一為純膠灰，二為 1 分膠灰 3 分砂，三為 1 分膠灰 5 分碎石，四為 1 分膠灰 7 分煤渣。經三星期後，將埋入混凝土磚中之鋼筋，與同在一箱未加保藏之鋼筋相比。見未保藏之鋼筋，生銹較多。埋於純膠灰磚中者，完全不銹。其餘則銹之多少不一。諾爾吞教授得以下之結論。

1. 保護鋼筋，使不生銹，純膠灰最為有效。
2. 埋置鋼筋之混凝土，其水量應略多，並須緊密無空隙裂縫，方能有效。
3. 煤渣混凝土中之銹蝕，大都係氧化鐵，而非關硫磺。
4. 煤渣混凝土，如能於潮濕時，充分搗實，使完全無空隙，則其效用與碎石混凝土幾相等。
5. 在埋置以前，鋼筋必須潔淨，此點極為重要。

第九章 混凝土之耐火性

63. 高度耐火性 經各種試驗，包括偶遇之火警結果在內，知混凝土之耐火性，及耐水火交施之性，較任何建築材料為強。溫度高至華氏 1,400 至 1,900 度，混凝土表面方有 $\frac{1}{4}$ 吋至 $\frac{3}{4}$ 吋，至多 1 吋，感受損壞。其內部仍無影響，即需修理，亦祇表面一層而已。

64. 耐火需要之混凝土厚度 由火警及試驗之結果，知 2 吋厚之混凝土，使保藏工形鋼梁，已可充分安全。鋼筋混凝土之梁及梁；其鋼筋以外之保護層，在兩旁應有淨厚 $1\frac{1}{2}$ 吋，底面應有淨厚 2 吋。樓版在鋼筋以下，至少應有混凝土 1 吋。柱在鋼筋以外，應有 2 吋。鋼柱則應自突出最遠之一邊起，向外至少有 2 吋混凝土。

65. 理論 關於波特蘭膠灰混凝土之耐火性，紐柏利氏曾有一理論，據稱混凝土之耐火性，及抵抗傳熱於鋼筋之能力，視其所用水量及空隙之多寡而定。混凝土變硬，須吸收膠灰中之水量百分之 12 至 18。此項吸收之水，係化學的合併。雖達沸點而不蒸發。當燒熱達華氏 500 度，方有一部水蒸發，但非達華氏 900 度時，不能燒乾。因水蒸發而收熱，能保持混凝土本身之低溫，為時頗久。鋼梁包在混凝土中，因其四週混凝土之水，化氣收熱而使溫度減低。

抵抗傳熱，發生於混凝土之多孔性。因空氣為不良導體，空氣層足以抵抗傳熱。當外面溫度極高時，亦祇有一部分熱，緩緩傳達至混凝土內部之鋼筋。以傳導極緩，故所傳熱度又立即為鋼筋傳導

而去。

66. 煤渣混凝土與碎石混凝土之比較 據紐柏利氏稱多孔性之物如石綿等，常可用作不傳熱之材料。因同一理由，煤渣混凝土之孔隙較多，其不傳熱之程度，自亦遠勝碎石混凝土，且有重量較輕之利益。

但在1904年二月，包爾提摩爾大火之後，諾爾吞教授曾加以研究。據稱煤渣混凝土及碎石混凝土之耐火性，無甚高下。劣煤渣中偶有碎煤之缺點，常與碎石中之偶有破裂相抵。惟以密度而論，碎石混凝土，較難熱透。

水火交施之試驗 1905年12月26日，受凡代克教授之指導，依照紐約房屋管理處之規定，曾作一度煤渣及碎石鋼筋混凝土之水火交施之試驗。造房屋一幢，寬16呎，長25呎，中隔一牆，屋面分爲兩部，作爲兩層樓版。一層爲煤渣混凝土，工形鋼梁。其他一層，樓版及梁，均爲碎石混凝土。樓版之安全荷重爲每方呎150磅。安全因數爲4。

此次試驗之目的，在考察下列之結果如何，(1)荷重每方呎150磅，經高溫華氏1,700度左右，達四小時，(2)當上述之高溫時，並受一股水流之壓迫。又柱在碎石混凝土部分之室內者，亦作同樣試驗。

所用燃料爲松木，並用一有經驗之密夫，看守添薪，故火力甚爲均勻。惟煤渣混凝土方面之一角，爲起火之點，由此逐漸延燒至全部，該處開始時之火力，或略有不同。

水用抽機供給，維持壓力90磅，經200呎新棉紗軟管，由1½吋管噴射出。當最熱時，各方面均爲水浸透。水之射噴，亦始終各部

均勻。樓版上而漫溢以後，復澆下面。

因試驗目的祇在樓版及柱，故隔牆等之略有凹陷裂縫，不復詳述。柱則除略有小塊為水流擊去外，餘無損傷，鋼筋仍保護完好。

在碎石混凝土部份，一梁距兩端約 7 吋以內，及另一梁距兩端約 2 呎以內，均顯露鋼筋。樓版近中部處約有 30 方呎，鋼筋露出，但並無裂紋。澆於上部之水，似僅由管中流下，此管係為裝高溫計而設。

在煤渣混凝土部份 祇梁外保護層，略有損傷，但仍未顯露金屬。全部無裂紋，水亦由裝高溫計之管流下，與其他部分同。樓版中部，約有 24 方呎，鋼筋顯露。

當火燒時，兩房間時加觀察，並無裂紋或小片剝落。故至終了，水仍漫溢。

當試驗時，樓版荷重，一如計畫所規定。但試驗之次日，荷重增至每方呎 600 磅。

茲將凡代克教授之報告，摘錄如下。

碎石混凝土部分之最大垂度，在未加水以前為 $2\frac{15}{16}$ 吋，加水以後為 $3\frac{3}{16}$ 吋。正常溫度，及原荷重時為 $3\frac{1}{16}$ 吋，荷重加至 600 磅以後，為 $8\frac{13}{16}$ 吋。

煤渣混凝土部分之最大垂度，在未加水以前為 $6\frac{1}{16}$ 吋，加水以後為 $6\frac{1}{2}$ 吋。正常溫度，及原荷重時為 $5\frac{11}{16}$ 吋，荷重加至 600 磅以後，為 6 吋。以上各數，係由兩部屋面之中心量出。

67. 包爾提摩爾火警之結果 各工程師及建築師，關於包爾提摩爾 1904年2月之大火報告，大都稱鋼筋混凝土建築，均屬無恙，遠勝於赤陶。諾爾吞教授之報告如下：

鋼筋混凝土建築，經歷最強之火，依然無恙。實較赤陶為優。其理由大概以混凝土與鋼，膨脹程度大致相同，受熱後，相互間不發生應力。赤陶受熱，膨脹程度倍於鋼，如隔牆等原可容納於鋼結構中者，受熱膨脹後，則不能容納矣。

第十章 拌和混凝土之方法

混凝土之拌和方法，分人工及機器兩類。此兩法均可產生優良之混凝土，但必須有經驗之監工，勤慎看守。如需要大量混凝土，則採用機器較為省費。工程過小，或機器常須移動者，則以人工拌和，較為價廉。兩種方法之工價，視各工程之實地情形而異，應逐項分別計算決定之。

68. 人工拌和 材料運輸，工場佈置，由工程師及包工人酌量定之。拌混凝土，實為一簡單工作，惟監工必須勤慎看守，其應注意之點如下：

- (1) 砂及碎石之量數是否精確；
- (2) 膠灰及砂之已否充分拌和，
- (3) 全部材料已否充分拌和，
- (4) 水量是否適當，
- (5) 混凝土之置放是否在適當地點，
- (6) 舂搗是否充分。

混和台 混和台，大都為 10 呎至 20 呎見方，用 1 吋或 2 吋厚之木板製成，除一邊外，其他三邊均釘木條以為邊緣。混和台之地位，與建築物愈近愈佳，但再好能一面堆碎石，對面堆砂。砂及碎石最便利之量法，為使用無底量器。量器之大小，應使砂及碎石恰成比例。膠灰以袋數或桶數計算。

拌和方法 混凝土但求能充分拌和，至於拌和之方法，殊與混凝土之強度不發生關係。下列方法，為普通所常用者。

- (1)膠灰及砂，先行乾拌，鏟於碎石或礫上，撥平其頂，加水翻拌。
- (2)膠灰及砂，先行乾拌，後將碎石加於其上，撥平加水，用鏟翻拌。
- (3)膠灰及砂，先行拌成灰砂漿，後將碎石加於其上，重行調拌。
- (4)膠灰及砂，先行拌成灰砂漿，鏟於碎石或礫上，用鏟翻拌。
- (5)先鋪碎石或礫，繼於其上鋪砂及膠灰，略為乾拌後，鏟之成堆，澆水於中央，用鏟翻拌。

水量多少，視察混凝土之外表如何，而加以調節。最好水以桶計數，較之用軟管噴射為勻。

69. 機器拌和 大工程之混凝土，常用機器拌和。其經濟問題，不專在調拌混凝土本身，而於組合材料及拌成混凝土後之運送，均大有關係。如組合材料之運來，及拌成混凝土後之運去，均賴手車，則即用機器拌和，費用亦必昂貴。如組合材料，自倉庫至混和機，利用重力運送。拌成後之混凝土，可用吊車或軌車輸送，則拌費應極低廉。混和機之維持費及遷移費頗大，故小工程以人工拌和為宜。

70. 機器拌和與人工拌和之比較 前已述過，混凝土祇求能充分拌調。不論用機器或人工，均可得優良之成績。美國政府工程師，在麻省 亞盧斯曾作一機器拌和與人工拌和之比較試驗。混凝土拌成後，經 7 日，人工所拌者之強度，祇佔機器所拌者之百分之 53，經 28 日佔百分之 77，經六個月佔百分之 84，經一年佔百分之 88，詳情見表 X。

表 X 混凝土抗張強度之試驗

經歷時期及拌和方法	高	低	平均
經 7 日			
機器拌和者.....	260	243	253
人工拌和者.....	159	113	134
經 28 日			
機器拌和者.....	294	249	274
人工拌和者.....	231	197	211
經 6 個月			
機器拌和者.....	441	345	388
人工拌和者.....	355	298	324
經 1 年			
機器拌和者.....	435	367	391
人工拌和者.....	369	312	343

註：此項試驗之混凝土為 1 分膠灰 10.18 分骨材

由表 X 可知自最高至最低之強度變化，以人工拌和者為大。機器拌和者，強度較為平均。

混凝土之抗張強度，向不利用，此次試驗及表 X 所列，不過用以證明機器所拌之混凝土，較優於人工所拌者而已。

第十一章 鋼筋混凝土所用之鋼

71. 鋼之性質 用作鋼筋之鋼，計有四種。一種爲舊軌鋼，其餘三種爲坯鋼。坯鋼又分爲三級，一爲建築鋼，二爲中級鋼，三爲硬鋼。坯鋼係由培塞麥法或開爐法之新坯製成，複軋之鋼，不在其內。

舊軌鋼之性質與硬鋼略相似，其抗張強度與屈服點，亦較其他兩種爲高，但較爲脆弱。伸長即延展性亦較建築鋼爲小。建築鋼之資用張力，不應超過每方吋 16,000 磅，而舊軌鋼，中級鋼，及硬鋼，則均可增至 18,000 磅。中級鋼常用於高等工程，因其與硬鋼比，兼具有較高之抗張強度及較大之延展性，能任受荷重之變動而較爲安全也。舊軌鋼價廉，故採用頗爲普遍。開爐鋼性質較勻，而價值較昂。

第十二章 鋼條之式樣

72. 概述 混凝土中之鋼筋，常爲細條。求其易於彎曲，而置入混凝土後，亦極易於結成一體也。因欲使混凝土中之應力平均分佈及欲得較大之抗滑力起見，鋼筋常利於採用較小之橫截面。凡軋成之方鋼條，圓鋼條，長方鋼條，以及截面較小之建築鋼，如角鋼，T形鋼，槽形鋼，并其他特種軋成之鋼條，均曾用作混凝土之鋼筋。鋼筋之大小，自 $\frac{1}{4}$ 吋至 $1\frac{1}{2}$ 吋（用於大梁）及2吋（用於柱）。光面圓鋼筋，在歐洲盛行多年，美洲雖亦如此，但不及歐洲之盛。美洲建築物，以用變形鋼條者佔多數。

73. 光面鋼條 光面鋼條之應力傳遞，全賴鋼條與混凝土間之附着力。方鋼條與圓鋼條之附着強度相等，惟扁鋼條則較低。圓鋼條便於處置，且易於購得，故用光面鋼條時，常用圓鋼條。

74. 建築鋼 歐洲多用小截面之角鋼，T形鋼，槽形鋼等，爲混凝土之鋼筋，並大多先將鋼件用帽釘連成骨骼，後包混凝土，故此種建築，須使鋼骨骼能自立。

75. 變形鋼條 市場上之鋼條，種類甚多，其不同之點，即在表面而不規則之突起形狀。鋼條變形之目的，在求其與混凝土接觸，發生抗滑力而不全籍附着力。此種變形鋼條與混凝土間之抗滑力，名曰機械的抗滑力。常用之變形鋼條，計有四種，(1)方扭鋼條(2)竹節鋼條(3)漢府美氏鋼條(4)康氏鋼條。

方扭鋼條 方扭鋼條如圖 17, 為最初發明之機械的抗滑方法。即將普通之方鋼條, 不必燒熱, 而加扭轉。其目的有二: (1) 為使與混凝土發生機械的抗滑力, (2) 為增加鋼條之彈性限度及極限強度。扭轉之程度, 約使鋼條在其直徑 9 倍至 10 倍之長度中, 繞一整轉, 所得結果, 彈性限度可增百分之 40 至 50, 極限強度, 可增百分之 25 至 35。已扭成之鋼條, 到處可以購得, 或購普通方鋼條, 在工場上扭轉之亦可。



圖 17 方扭鋼條



圖 18 竹節鋼條



圖 19 漢府美氏鋼條

竹節鋼條 竹節鋼條表面成竹節形如圖 18, 為美國工程師學會會員約翰孫氏所發明。突出之竹節, 與鋼條之中心軸線成直角, 竹節之旁面, 與鋼條中心軸線之垂直線所成之角, 不超過混凝土與鋼筋之摩擦角。鋼條之大小, 自 $\frac{1}{4}$ 吋至 $1\frac{1}{4}$ 吋, 其截面面積, 與同等光面鋼條相同, 方圓皆備。

漢府美氏鋼條 漢府美氏鋼條如圖 19, 為漢府美氏所發明。全鋼條之截面面積, 大小相同, 故整個截面之抗張強度, 完全利用,

其表面與混凝土間之抗滑力，亦全部一致。

康氏鋼條 康氏鋼條如圖 20，為美國工程師學會會員康氏所發明。此類鋼條，係依據抗剪鋼筋須與抗張鋼筋，應堅牢接合之假定而設計。截面如圖所示，將薄片剪開彎起，而成抗剪鋼筋。此項鋼條，亦製成大小尺寸多種出售。



圖 20 康氏鋼條

76. 標準尺度 1924年9月，混凝土鋼條之各廠家，商家，及使用者，在華盛頓舉行聯席會議，一致決定用表XI所列之尺度。自1925年1月1日起，照此實行。凡已取銷而不合規定尺度之鋼條定貨，一律於1925年3月1日以前結清。此舉使標準尺度，僅存11種。有多種常用之尺度，亦在取銷之列。尺度之等級，即自一種尺度增至次一較大尺度之百分數，極為平均而並無不便。以後各工程均須照表XI所列之11種尺寸而設計。

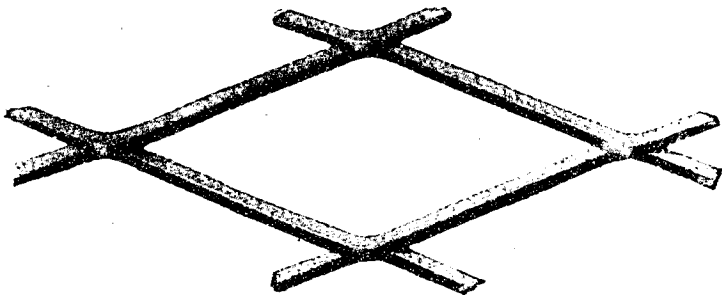


圖 21 網眼鋼

網眼鋼 網眼鋼如圖 21，係由薄鋼版製成。即將鋼版劃成斷

續縫，拉開如網。其截面及尺度，均可任意決定，商業上常以規號為區別。其普通者，列如表 XII。

表 XI 鋼條之重及截面面積

厚或直徑 (吋)	面 積 (方吋)	一尺長之重 (磅)	圓鋼條之周長 (吋)
1/4"圓	.0491	.167	.7854
3/8"圓	.1104	.376	1.1781
1/2"圓	.1963	.668	1.5708
5/8"方	.2500	.850
3/4"圓	.3068	1.043	1.9635
7/8"圓	.4418	1.502	2.3562
1"圓	.6013	2.044	2.7489
1"方	.7854	2.670	3.1416
1 1/4"方	1.0000	3.400
1 1/2"方	1.2656	4.303
1 3/4"方	1.5625	5.313

表 XII 網眼鋼之標準尺寸

網眼大小以吋計	規 號	每方呎之 重以磅計	一呎寬之標準截 面積以方吋計
3	16	0.50	0.082
3	10	0.625	0.177
6	4	0.86	0.243

鋼錄網 鋼錄網係兼用粗細之鋼錄織成。網眼普通為長方形。粗鋼錄用以負擔荷重，細鋼錄不過用以固定粗鋼錄之位置而已。市場上出售之鋼錄網，種類頗多。

第十三章 坯鋼鋼條之規程

77. 製造法 坯鋼可由開爐法或培塞麥法煉製，鋼條可由坯鋼軋成。

78. 物理性質 鋼條之物理性質，須合乎表XIII 所列之條件。

表 XIII 坯鋼鋼條之物理性質

所論之性質	光 面 鋼 條			變 形 鋼 條		
	建築鋼	中級鋼	硬 鋼	建築鋼	中級鋼	硬鋼
抗張強度以每 方吋磅計	55,000 至 70,000	70,000 至 85,000	80,000 至 最 小	55,000 至 70,000	70,000 至 85,000	80,000 至 最 小
屈服點最小數 以每方吋磅計	33,000	40,000	50,000	33,000	40,000	50,000
8 吋中之最小 伸長以百分數 計*	1,400,000 抗張應力	1,300,000 抗張應力	1,200,000 抗張應力	1,250,000 抗張應力	1,125,000 抗張應力	1,000,000 抗張應力
冷彎不折裂； 厚或直徑少於 $\frac{3}{4}$ 吋	180° d = 1t	180° d = 2t	180° d = 3t	180° d = 1t	180° d = 3t	180° d = 4t
同上；惟直徑 為 $\frac{3}{4}$ 吋或大於 $\frac{3}{4}$ 吋	180° d = 1t	90° d = 2t	90° d = 3t	180° d = 2t	90° d = 3t	90° d = 4t

*關於伸長條件之修正，說明如下。

冷彎試驗： d = 錘之直徑，樣鋼即圍繞此錘而作彎曲試驗者。

t = 樣鋼之厚或直徑。

冷扭鋼條，必有每方吋 55,000 磅之最小屈服點；彎曲試驗之鋼條，小於 $\frac{3}{8}$ 吋者，d 應為 2t。大於 $\frac{3}{8}$ 吋或恰為 $\frac{3}{8}$ 吋者，d 應為 3t。

關於化學成分之惟一條件，為培塞麥鋼中之磷質，不得超過 0.10%，開爐鋼中之磷質，不得超過 0.05%。

79. 化學成份之決定 倘鋼之化學成分，有規定之限制時，則製造廠應於每次熔化時，採取樣鋼作分析試驗，而將報告書一份送交工程師或監工。

80. 屈服點 關於決定屈服點，應非常注意觀察試驗機之降落，或用其他同樣精確之方法，決定之。

81. 樣鋼之式樣 (a) 冷扭鋼條之張力及彎曲試驗，樣體應由已扭之鋼條截取，并依原樣試驗，不必改造，但下列(c)條所規定者除外。

(b) 張力及彎曲試驗之樣體，可由新軋出之鋼條截取，但變形鋼條之樣體，倘製造廠認為需要一律大小之橫截面時，則不妨加以改製，其長度至少 9 吋。

(c) 冷扭鋼條在未扭之前試驗，應合於建築鋼光面鋼條之條件。

82. 試驗之次數 每次開爐鋼或每 10 噸培塞麥鋼所軋成之鋼條，至少作張力試驗及彎曲試驗各一次。所軋鋼條之直徑或厚度，相差達 $\frac{3}{8}$ 吋或 $\frac{3}{8}$ 吋以上者，應取最厚及最薄者試驗之。倘樣體發生裂口，或張力試驗之樣體，在中間三分之一長度以外發生破裂，即應另換樣件。如張力試驗之樣體，不合規定，亦應重作試驗。

83. 伸長之修正 鋼條之名稱直徑或厚少於 $\frac{7}{16}$ 吋，或多於 $\frac{3}{4}$

吋，則伸長應照下述方法修正。

(a) 直徑或厚多於 $\frac{3}{4}$ 吋，每加 $\frac{1}{32}$ 吋，則伸長之規定百分比，應減去百分之 0.25。

(b) 直徑或厚，少於 $\frac{7}{16}$ 吋，每減 $\frac{1}{32}$ 吋，則伸長之規定百分比，應減去百分之 0.5。

(c) 上述之伸長修正，不適用於冷扭鋼條。

84. 扭轉之轉數 冷扭鋼條者，即用冷鋼條扭轉。在不超過鋼條厚度 12 倍之長度中，應有一整轉。

85. 修飾 鋼件不可有損傷，裂紋等缺點，應作一度人工的檢查修飾。

86. 重量之伸縮 不論何種鋼條之實重，如超過或不足規定重量達百分之五以上者，應拒絕不用。

第十四章 舊軌鋼鋼條之規程

87. 製造法 此項鋼條，係用標準截面之 T 形鋼軌軋成，亦分光面，變形，及熱扭等種類。熱扭之鋼條，在不超過鋼條厚度 12 倍之長度中，應有一整轉。

88. 物理性質 此項鋼條之物理性質，須合乎表 XIV 所列之條件。

表 XIV 舊軌鋼鋼條之物理性質

所論之性質	光面鋼條	變形鋼條及熱扭鋼條
抗張強度以每方吋磅計	80,000	80,000
屈服點以每方吋磅計	50,000	50,000
8 吋中之伸長以百分數計*	$\frac{1,200,000}{\text{抗張應力}}$	$\frac{1,000,000}{\text{抗張應力}}$
冷彎不折裂；厚或直徑少於 $\frac{3}{4}$ 吋	180°, d = 3t	180°, d = 4t
同上；直徑 $\frac{3}{4}$ 吋或大於 $\frac{3}{4}$ 吋	90°, d = 3t	90°, d = 4t

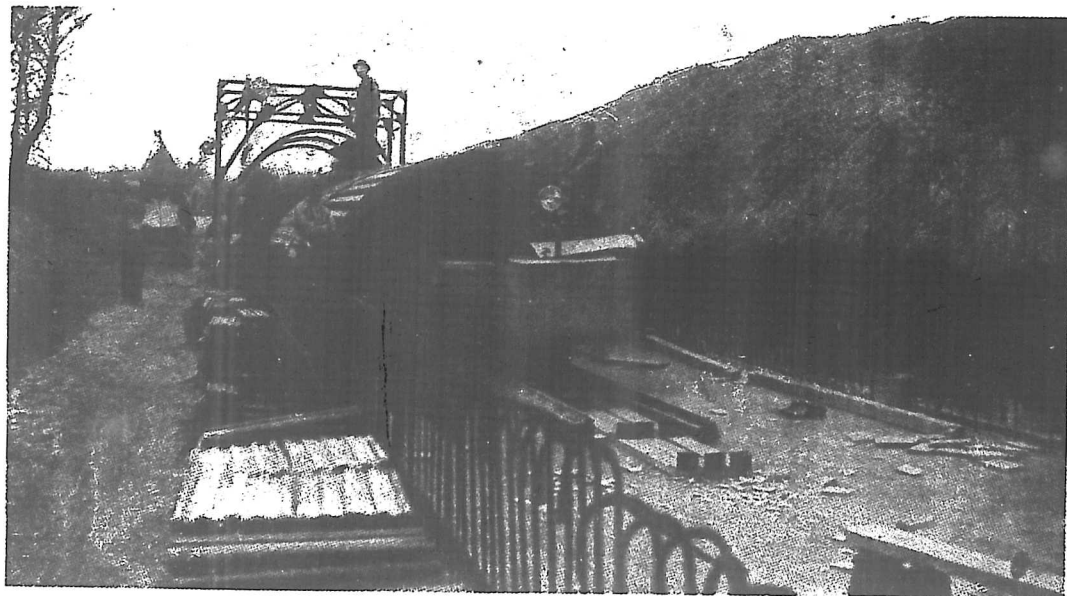
*關於伸長條件之修正，同前表。

冷彎試驗： d = 錘之直徑，樣鋼即圍繞此錘而作彎曲試驗者。

t = 樣鋼之厚或直徑。

樣鋼應圍繞一錘冷彎，其外面不發生裂紋。

其餘適用前節所述坯鋼鋼條之規程。



在俄海俄，阿克隆所建之污水渠模板，顯示其中之鋼筋。

混凝土工程學

第二篇

第十五章 混凝土之圻工

混凝土之用途最廣，建造各式基礎，擁壁，涵洞及堰壩等均用之。混凝土組材料之比例及拌和方法，已於第一篇中，加以討論。機器拌和及運送方法，將於第四篇中，再行討論。關於建築混凝土基礎等之詳細項目，則分別於論及該項工程時，連帶及之。

89. 塊石混凝土 塊石混凝土，即於不論何種混凝土中，埋置巨大塊石。此種混凝土，大都用於建造堰壩，閘牆，防浪堤，擁壁及橋墩。

大量之塊石混凝土，自較普通混凝土為廉，因用巨大塊石，則軋碎之工可省，且每一塊石即可代替同量之混凝土，膠灰及拌工，亦可較省。因混凝土中有細孔，故一立方呎之石，重於同量之混凝土，故塊石混凝土恆較重，而對於工程之價值亦為之增高。以塊石混凝土與塊石圻工相較，前者常較廉，因其所需之技術工極少也。惟3至3½呎厚之牆，因可省去模板則以用塊石圻工為廉。

石之比例及尺度 塊石混凝土之比例，常以全工程之百分比表示之。此種百分比，約自百分之20至25。百分比之大小，大都視

所用之塊石尺度而異。塊石愈大，百分比亦愈大。一人至二人所能搬動之塊石，其百分比應為 20 至 25。需起重機搬動之塊石，百分比可增至 33。塊石平均體積為 1 至 24 立方碼者，則百分比應增至 55 或竟至 65。

塊石間之淨距，應有 3 吋至 15 或 18 吋。普通所用者，為水量較多之混凝土，其塊石間之淨距，可遠較水量較少者為密。如用水量較少之混凝土，塊石間之淨距，應使混凝土經充份舂搗後，能擠入每一隙縫。照工程師所規定，塊石不可置於太近混凝土之表面，致其距離少於 6 吋至 12 吋。

塊石面層 壩之表面，常用塊石，方石，或條石砌造，其中實以塊石混凝土。此種建築，無需模板。塊石混凝土工程之非塊石砌面者，用木板作模，與普通混凝土同。

材料數量之比較 此類工程之混凝土，其比例常為 1:3:6。照第一篇表 XIII，材料數量應為膠灰 1.05 桶，砂 0.44 立方碼，碎石 0.88 立方碼。如加塊石佔百分之 40，則其他每種材料均可減百分之 40。每立方碼塊石混凝土之材料，可照減如下：膠灰 $1.05 \times 0.60 = 0.63$ 桶，砂 $0.44 \times 0.60 = 0.26$ 立方碼，碎石 $0.88 \times 0.60 = 0.53$ 立方碼。

昆納保河上所建之壩，為塊石混凝土之最佳實例。壩高自壩基之岩石起為 30 呎至 45 呎。砂及礫係由該河砂渚挖掘。塊石係由壩址開出之岩石，大小不一。壩底脚所用塊石之尺度為 2 至 $2\frac{1}{2}$ 立方碼，但上部則改用較小之塊石。此壩所用之混凝土總量為 12,000 立方碼。每 $1\frac{1}{2}$ 立方碼混凝土，用膠灰一桶。混凝土拌和時所用之水

量較多。塊石之安置，均屬適當，絕無空洞及罅隙存於其間。

90. 水底置放混凝土 在水底置放混凝土，必須設法防止混凝土經水時，材料之分散。三種主要方法如下：(1)緊閉吊斗，(2)裝布袋或紙袋，(3)用筒管遞送。

吊斗 第一種方法，須用一特製之吊斗，頂可緊閉，而底有鉸鏈，可以開關。混凝土在水底置放，所受擾動，愈少愈佳。但當吊斗傾倒時，混凝土極易被擾動。故有數種吊斗，均能於到達指定地點時，底門自動開放。其中有一種式樣，當斗到達水底，放鬆活門之繩，則吊斗上升時，底門立即開放。其他一種，則於斗旁附有一柄，直達斗底，當斗達水底，即用柄開之。斗底活門，以鉸鏈連於斗之兩旁，開放後，混凝土即成堆放置。用此種方法放置混凝土，易於成堆，難以分層。

裝袋 第二種方法，係用布袋或紙袋，袋內三分之二，或四分之三，裝滿混凝土。沉入水底，排列成行，首尾相接，每行又依次相並置放。袋可保護膠灰，使不為水洗去，同時亦並不隔離太甚，仍可相互密結成塊。實際上，袋每被壓成各種不規則之形狀，互相啣接，極為牢固。如用紙袋，雖立即為水浸透，但仍能保持其強度而沉至適當地位。

筒管 第三種方法，係用4吋至14吋直徑之長管。管之上端，露出水面，下端需要置放混凝土之地點。如所用之管較小，直徑祇4吋至6吋，則先將下口蓋好，裝滿混凝土，伸入水底，將蓋開放，管中之混凝土乃向下卸去。同時立即由上口不斷加入混凝土，於是繼續不斷，向下流出。

如用大管而亦裝滿混凝土後，再將其一端移至水底，則以分量過重，殊覺不便。可先將空管之下端，置之水底，管內之水即與管外同高。灌入混凝土，管內之水，即被排除或吸收。此一小部分排水之混凝土，約需一立方碼或多於一立方碼，其膠灰與砂石有分離之可能。在每早晨或任何時間開始工作，或灌入之混凝土偶而中斷，即須發生此項劣混凝土，殊覺危險。每當工作停止，管內之混凝土，即應卸出，以免在內凝固。裝灌之混凝土，常用手車輸送，應力避中斷。當管內裝滿，則緩緩提起，俾混凝土流出，成圓錐形堆。

此種方法，亦可作水底灌漿之用。惟筒管應改用 2 吋直徑者。因灰漿比重，較水為大，故極易排除石縫之水，粘合石塊。作此項用途之灰砂漿，至少應為 1 分膠灰 1 分砂，因膠灰與砂極有分離之可能性也。

第十六章 基礎

91. 基礎之重要 基礎工程，極關重要，因在地下，缺點不易覺察，殊難注意周密也。建築物往往有因下層土不勝壓力而沉陷者。亦有許多圯工如拱圈等，表面上似由於上部結構不勝壓力而破壞，其實則由於基礎沉陷，致上部結構受意外之應力所致。故設計基礎，必須具有豐富之經驗，方能確切決定下層土之性質及其對於集中壓力之抵抗力。

92. 下層土之性質 下層土之性質，種類甚多，或為最硬之岩石，或為略重於水之半流質。在此兩極端之間，等級界限，難以劃分。為便利計，姑據基礎建築法之不同而分為三類，即為堅實下層土，可壓下層土及半流質下層土。

堅實下層土 凡下層土堅硬，至少在地面下相當之深度內如此，無須再用其他方法改善，以增進其支承能力者，為堅實下層土。意即該項下層土，已甚堅實，足以負擔所需之單位壓力也。亦有同一下層土，載輕房屋被列為堅實下層土。載重房屋，又應列為可壓下層土者。至於岩石表面，久經風化，已成粉碎者，用作基礎時，此表面一層，必須除去。此種基礎，自屬甚固，無庸另行改善。

可壓下層土 此類下層土對於住宅等輕房屋，可認為堅實下層土。但不能任受橋墩橋台等所生之集中壓力。改善此種土質使充分堅實之方法，當於後文述之。

半流質下層土 此類下層土常於河邊或河床見之。性質極軟，

即最輕之住宅房屋，亦不能負載而不發生沉陷，較重之建築，更無論矣。且亦不能用合理之緊壓方法，使其大為改善。在此等地點安置重大建築之惟一方法，為沉放某種基礎使穿過此半流質土層，到達堅實土層或岩層，此項堅實土層或岩層，約在地面下 50 呎至 100 呎。關於完成此項結果之普通方法，另於下文，再行詳述。

93. 鑽驗土質 第一步先將表面一層泥土開挖，至一相當深度，便於設置基礎，並由簡單觀察，知此土質已充分堅實為止。於是用鑽釘或鋼棍在溝底或基坑驗之，即足以決定建普通房屋所需之泥土性質。用鑽釘或鋼棍所能鑽驗之深度，視泥土之性質而異。在普通泥土中，不難鑽至基坑之下 3 呎至 6 呎。木鑽用人力旋轉，在尋常泥土或粘土中，可鑽深至 40 呎或深於 40 呎。下層土之性質，可考察由鑽中取出之土決定之，下層土之堅實程度，於是亦可以大致明瞭。

94. 下層土之抗壓試驗 試驗下層土之抗壓數值，應先將一大部份之坑底削平，打入木樁，各木樁在每個方向內，均相距甚近。為便利計，樁頂應均打至同一高度，可用水準儀精密測定之。另備一短柱，其底之面積為一方呎，上承一載重台，可裝載磚石鋼鐵等建築材料約數噸。此項材料之裝置，須非常平均，祇用一極細之繩，即可維持台之平衡。當台上重量大增時，至某程度，柱及台微微下陷，柱底四週之土，逐漸上升。土之上升可於樁頂之升起察出。極普通之土質，亦需一方呎上有 5 噸或 6 噸之重量，方可發生顯著之下陷。用此方法，有一利益，即基礎之面積愈大，每方呎之荷重能力亦愈大，故其結果，雖不確切，亦偏在安全方面。例如在試驗時，某種

土質一方呎上受某一單位荷重而下陷，但三呎寬之牆脚，雖受同一單位荷量，或仍可安全。加以再用安全因數 3 或 4，故安全已可不生問題。此法祇限於試驗泥土，如係岩石或堅實之礫，則不能發生下陷。

95. 普通土質之支承能力 單獨的一立方塊岩石或泥土之破裂強度，與其在某種建築物下基礎內時之支承能力，有顯著之區別。泥土之沉陷，有確因上部荷重過甚而被排擠者，亦有因下部被水流刷空者。如將 6 吋立方岩石樣體一塊，而置於試驗機中，則甚易壓碎，但在建築物之基礎下，則雖受同樣單位荷重，仍能保持不破。如將礫堆成立方塊，置於試驗機中，則毫無強度，但若置於坑中，四面被圍，不能滑動，則亦有支承能力。

岩石 岩石之極限破裂強度，變化甚大。此種強度，常以一小立方塊試驗決定之。以一柱體試驗，其高小於寬者，強度恆遠大於同一材料之立方體，此可證明基礎下之岩石，其支承強度，遠勝於單獨一立方體之石塊。

砂與礫 砂與礫，常在同處發見。充分深度之礫層，恆為優良之基礎。乾砂或濕砂，如能阻止其四週舖散，亦可為良好基礎，但必須善為防護，使其與流水隔絕，因其易被沖刷也。潔淨乾砂，每方呎可負荷 3,000 至 8,000 磅。壓堅並膠合者，每方呎可負荷 8,000 至 10,000 磅。普通礫，倘有優良之底層，每方呎可負荷 6,000 至 8,000 磅，膠合後可負荷 12,000 至 16,000 磅。

粘土 粘土或為極軟之物質，稍受壓力，即四面擠出，或為泥板岩，則又可負重載。普通粘土之支承能力，大抵視乾燥程度而異，

故粘土之基礎，必須注意排水，並須在地面下有相當深度，俾不受天氣影響。如排水不易，即應設法阻水穿入。倘地層不平，則粘土易於被壓滑陷，應切實注意設法防止。粘土中若含有礫或粗砂者，支承能力為之大增。

軟粘土之支承能力為每方呎 2,000 至 4,000 磅。厚層之半燥粘土，每方呎可支承 4,000 至 8,000 磅。厚層乾粘土，每方呎可支承 8,000 至 10,000 磅。

軟土或半流質土 此類泥土包括泥漿，淤砂，及溜砂等，施工時應全部除去。或除去一部份，俾達較硬之土層。或加入砂石等使軟土變硬。其改善方法，將於後文，再行討論。水能載船，故半流質之土，自亦有向上壓力，可以負載建築物。此類泥土之支承能力，極難決定，其安全數量，或僅每方呎 500 至 1,500 磅，方可不致有太巨之沉陷。

96. 可壓下層土之改善 改善可壓下層土之普通方法，係使泥土更為緊密。法可將多數木樁打入泥土。如樁能常在地下水位以下者，尤多用之。所打之樁，即壓緊泥土，若樁常在水下，即不致有腐蝕之虞。倘土質充分堅實，則將樁拔出後，樁孔尚能暫時保持其狀態，於是將孔中立即填砂，並搗至十分堅實。此種樁工，名為砂樁。

改善軟粘土之下層土，則恆加鋪礫於其上，加以夯工，使石陷入土中。此法雖不完全有效，但有時亦頗可用。

下層土往往甚軟，因被水所浸透，而水不易逸去也。於是常用深入排水系統，俾天然之地下水位，降至該項基礎底部之下，使下層土變乾變硬，增強其支承能力。下層土如能加以範圍，即極軟之

泥土，亦能荷重。當開挖紐約特林尼提教堂之塔基時，曾發見溜砂適當擬建之塔基。因其體積頗大，全部移去，殊覺非易，但同時並發見此項溜砂，四週均為硬土包圍。乃作一混凝土厚版，蓋於溜砂之上而封固之，其結果甚為滿意。

97. 岩石基礎之佈置 基礎建於岩石之上，其佈置遠較建於泥土上者為簡單。祇須將岩之疏鬆及已腐蝕之層鑿去，並將基礎之面鑿平，使與壓力垂直。倘岩石而係傾斜，則鑿成階級狀，使支承基礎。如有罅隙，應用混凝土填塞之。

在不同高度上建築基礎，應切實注意階級處之接合，以期避免破裂。接合處之灰砂漿縫，愈薄愈佳，較低部份，須用灰砂漿砌，工作並應緩緩進行。如此則較低部份之下沉，可減至最小。此項注意之點，適用於其他各種基礎。

98. 堅土基礎之佈置 堅實之粘土，礫，及乾而潔淨之砂質基礎，均包括於本項之內。佈置基礎時，先挖一壕，其深度至地而下3呎至6呎，使基礎低於冰凍線。並須注意排水設備，大致如圖22所示。

每單位面積上之荷重，應使其平均，俾基礎偶有沉陷，可以一致，不致傾倚。

99. 濕地基礎之佈置 在濕地上開挖時，其最困難之點，為如何排除滲水，及阻止濕土卸入已挖之壕中。如潮濕之程度，尚非過甚，則開挖面積用板樁包圍，如圖23。此樁即係厚2吋寬6吋至10吋之木板，多用人工打入，如用他法打入亦可，當於後文述之。兩樁之間，必須緊密，如土過濕，則須打樁兩層。兩面之縱條上，用

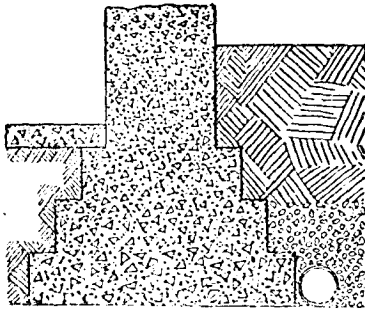


圖 22 繪基之排水管

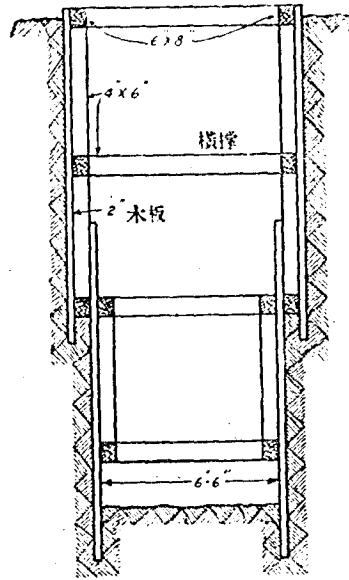


圖 23 開挖基土之板樁

橫撐撐之，以防板樁向內傾側。倘一排樁之長，不敷應用，可於其內另加一排。關於打樁之詳情，將於討論樁時及之。

開挖處之滲水，有用提桶挹汲者，但普通都用人工抽機或蒸汽抽機屨乾之。溜砂及極濕之泥漿，則常用離心抽機或抽泥機和水屨去之。

有時亦可將水排入一穴而後從事開挖，此穴之底恆低於其他開挖部份之普通高度。用一抽水機，即可屨去穴中之水。

若極軟之土，深達數呎者，則以同一間距，遍打木樁，即在樁頂將木梁縱橫作成格床。此法將於討論樁時，再詳述之。

第十七章 底 脚

100. 底脚之需要條件 底脚須備下列之三條件。

(a) 全部荷重以底面積除之，所得之數，不得大於下層土之單位容許壓力。

(b) 牆或橋墩之壓力線，應適在底脚之底面重心點，換言之，即在向上壓力中心點上。

(c) 底脚須充分堅固，俾將荷重傳遞平均分佈於下層土。

當每方呎之支承能力既已精密決定，及建築物之全部荷重算出以後，牆脚之寬度或柱脚之面積，即極易計算。

底脚之地位，若各方面均可任意擴展，則上述(2)條，自易辦到，如圖 28。倘地基之寬，完全為房屋遮蓋，牆基適在邊線，祇能向內擴展，而不能向外伸張，則向下向上兩壓力，不能適在一線，如圖 24。非用特別方法補救，難免發生裂縫。最簡單之補救方法，自 a 至 b，用強度充足之拉條。或利用肱梁式之底脚跨過全屋，與其他底脚，或與內柱底脚，合併設計。使兩項荷重之重心，適與聯合基礎以向上壓力之重心相吻合。

底脚之厚(bc, 圖 25)，須足以抵抗由 c d 間向上壓力所生之橫應力。倘厚度過大，如圖 26 之 f h，則 ekml 之長方塊，可以省去。mo 之厚度，係由 go 算出，算法同前。k m 之厚度，亦可由 k f 算出。底脚如係石塊，或單純混凝土建築，其橫向強度常不甚高，故側展每甚狹。如用木料，鋼筋混凝土，或工形鋼梁等建造，則側展與

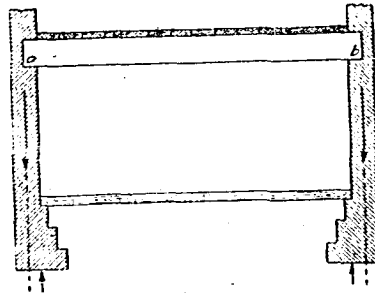


圖 24 向上壓力與向下壓力不在同一線上之牆基做法

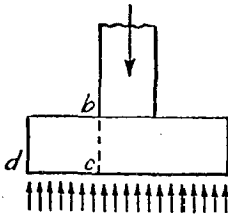


圖 25 由橫向應力決定底腳之厚度

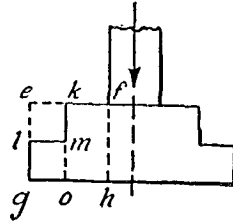


圖 26 厚底腳之節省材料方法

其厚度相較，常覺甚寬。

101. 底腳之計算 底腳之計算方法，係假定牆腳之側展部分為一倒置之肱梁，而以下層土之向上壓力，為其荷重。若將圖 25 倒置，則極似普通荷重之肱梁。假定牆之單位長為 l ，側展部份之寬為 o ，等於圖 25 中之 dc ，及下層土之單位向上壓力為 P 。則該面積上之壓力為 Pol ，其力矩之臂距為 $\frac{1}{2}o$ ，故力矩等於 $\frac{1}{2}Pol^2$ 。倘用 R 代表底腳厚 bc ， R 代表該底腳材料之單位容許壓力（或張力），則該截面之抵抗力距等於 $\frac{1}{6}Rlt^2$ 。於是得方程式如下：

$$\frac{1}{2}Pol^2 = \frac{1}{6}Rlt^2$$

$$\text{移項得} \quad \frac{o^2}{t^2} = \frac{R}{3P}; \text{ 或 } \quad \frac{o}{t} = \sqrt{\frac{R}{3P}} \quad (2)$$

分數 $\frac{o}{t}$ 為底脚之側展與其厚度之比。將各種石料或混凝土之安全的 R 值，代入上項方程式解之，可得表 XV。

表 XV 各種圻工底脚之側展與厚度之比

圻工種類	破裂係數 (最大及最小)	假定之安全數值 (R)	平均	底脚底面之壓力以每方呎噸計						
				0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5
花崗石	1,200-1,365	1,280	130	2.5	1.8	1.45	1.25	1.1	1.0	0.95
石灰石	450- 900	675	70	1.8	1.3	1.05	0.9	0.8	0.75	0.7
砂石	135-1,100	525	55	1.6	1.15	0.95	0.8	0.75	0.65	0.6
單純混凝土										
1:2:4	400- 480	440	75	1.9	1.35	1.1	0.95	0.85	0.75	0.7
1:3:6	213- 246	230	40	1.4	1.0	0.8	0.7	0.6	0.55	0.6

【例題】 牆每呎長之荷重業已算得為 10,000 磅。牆厚在底脚上為 18 吋。下層土之安全支承能力為每方呎 2.0 噸。問用花崗石作底脚，其寬厚應各為若干？

解 下層土單位支承能力為 2.0 噸，即 4,000 磅，以之除荷重 10,000 磅，得底脚寬應為 4.75 呎。

$$\frac{1}{2}(4.75 - 1.5) = 1.625 \text{ 呎即為側展之寬 } o。$$

由表 XV，下層土之支承能力即底脚底面之壓力每方呎為 2.0 噸，則花崗石底脚之側展之寬度，為其厚之 1.25 倍，故需要之厚，應為 $\frac{1.625}{1.25} = 1.30$ 呎 = 15.6 吋。

鋼筋混凝土底脚之計算方法，將於第三篇中討論之。

上述之設計，亦可以圖解求之，祇須精密繪劃數線而得。當柱或橋墩之底脚大小，或牆底脚之寬度算出後，其底脚展出之寬及厚，可如圖 27 求得之。由 a 點畫一線與垂直線成 30 度角。延長之，與底脚外邊相交於 b 點。a 點為牆，或柱，或柱墩之邊。

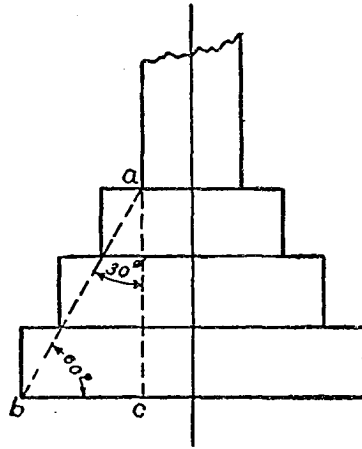


圖 27 底脚之式樣

ac 可分為若干階級，則各級底脚，可以繪出如圖。各項尺寸，可以算出，倘繪畫精密，則可量出。惟此項辦法，限於底脚之用單純混凝土，或磚石砌造者。

102. 梁形底脚 底脚之側展部份極寬者，可用鋼或木，造成梁形。因其橫向強度極高，故可以辦到。普通之計算方法，與上述相同，所異者，祇須將已知橫向強度之各梁，設計排列，使每一梁，可以安然抵抗該段牆所生之力矩。底脚之常在水下者，可用木建。若用鋼梁則須用混凝土包裹，俾免生銹。

木梁底脚 假定各梁相距為 s ，側展之寬為 o ，下層土之單位壓力為 P ，則每一梁之力矩為 $\frac{1}{2} Po^2s$ 。命 w 為梁寬， t 為梁深或厚。 R 為容許最大纖維應力，則容許之最大力矩為 $\frac{1}{6} Rwt^2$ 。列成方程式如下：

$$\frac{1}{2} Po^2s = \frac{1}{6} Rwt^2 \quad (3)$$

梁之大小算定以後，則各梁之間距，亦可決定矣。

〔例題〕 18吋磚牆，每呎長之荷重爲 12,000 磅，置於潮而軟之土上，其容許之單位壓力不得超過每方呎 2,000 磅。若用長葉黃松爲梁底脚，梁之寬及厚爲 10"×12"。問梁之間距爲若干？

解 底脚寬爲 $12000 \div 2000 = 6$ 呎。側展之寬 $o = \frac{1}{2}(6 - 1.5) = 2.25$ 呎 = 27 吋。化成同一單位故 $P = \frac{2000}{144}$ ， $R =$ 每方吋 1,200 磅； $w = 10$ 吋； $t = 12$ 吋。於是方程式(3)可化爲

$$s = \frac{Rwt^2}{3Po^2}$$

將數字代入則

$$s = \frac{1200 \times 10 \times 144}{3 \times \frac{2000}{144} \times 729} = 56.9 \text{ 吋。}$$

上式表示梁之間距，中至中爲 56.9 吋。梁下滿舖厚木板，其長與牆並行，一則可傳遞下層土全部壓力，二則可固定梁之地位。梁之中心間距爲 56.9 吋，或 4.74 呎，則木板之淨跨距爲 4.74-0.83 或 3.91 呎。計算時所用之跨距，可略大於淨跨距，如用 4.0 呎，則 $M = (2000 \times 4)48 \div 8 = 48,000$ 吋磅，以之與 $(Rbh^2) \div 6$ 相等，如 $b = 12$ 吋，則 $h = 4.48$ 吋，即木板厚可用 5 吋。

鋼梁底脚 鋼梁底脚之算法，與木梁相同，惟工形鋼之強度，係檢查各鋼廠所出手冊之表得之。表中有各種尺寸之工形鋼梁，負荷各種不同跨距之安全荷重。假定 W 爲一梁或底脚之側展所負之總重荷（或向上壓力），則 W 應爲同樣尺度（其跨距與側展等長）之普通鋼梁上所負安全荷重之四分之一。

〔例題〕 前題用鋼梁計算。

解 需要之底脚側展寬爲 2.25 呎，基土每方呎向上壓力爲 2000 磅，則

向上每梁所負之壓力為 4500 磅。查表得 6 吋工形鋼，每呎重為 12.5 磅，跨距為 2 呎 3 吋，可負重 34,860 磅。其四分之一為 8715 磅，即為同等工形鋼肋梁之荷重。故所求之鋼梁間距 = $8715 \div 4500 = 1.936$ 呎 = 23.25 吋。

當作用費之比較時，此項方法所需填鋪混凝土之費用，須注意加入計算。因於下層土削平後，應先鋪混凝土一厚層。鋼梁即按算定之間距，置於混凝土上，各鋼梁之間，亦須填以混凝土而充分舂搗之，使不致有空隙留存。混凝土並須填至鋼梁以上至少 2 吋為止，俾免鋼梁生銹。鋼梁之間距為 23.25 吋，淨跨距約為 20 吋，混凝土之厚，大於此數，故無須計算，即可斷定其拱作用，可勝任下層土之壓力。鋼梁之間距，既不可太寬，致超過拱作用所能勝任之數，亦不可太狹，致舂搗混凝土，發生阻礙。

103. 橋墩底腳之設計 以上所述，祇限於簡單之牆基，至於柱或橋墩之底腳，可由柱或橋墩向四面伸展。普通多為方形，其面積之大小，祇須以土質之單位容許壓力，除總荷重即得。開方即為底腳每邊之長。但亦有因特種情形，而須用矩形或其他形式者，其設計方法，見第三篇柱底腳節。屋隅之柱，其底腳限於地基產權，而不能四面伸展者，應用聯合底腳，亦於第三篇聯合底腳節中詳述之。

底腳厚度之決定，視建造方法不同而異。倘用工形鋼縱橫為格床，如圖 28，則每層梁之強度，可極易由每層側展之長度算出。倘用石料或單純及鋼筋混凝土造成整塊之底腳，則厚度須依據力學計算。假定底腳為一版，一面之荷重，集中於中心，此項問題之詳細計算方法，見第三篇簡單底腳節。

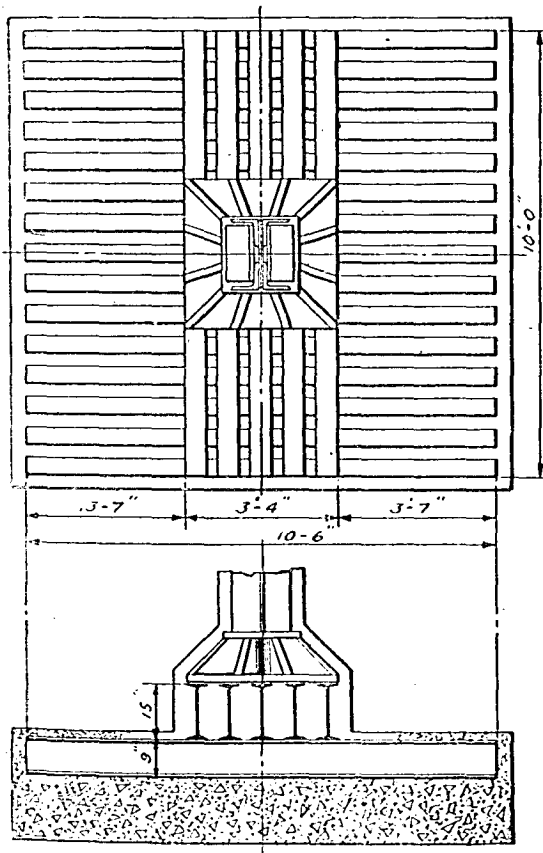


圖 28 工形鋼之格床

〔例題〕 有一 3 呎 4 吋見方之柱，荷重為 630,000 磅。下層土之容許支承力，估計為每方呎 3 噸，用工形鋼梁為底脚，試設計此工形鋼梁。

解 需要之底脚面積 = $630,000 \div 6000 = 105$ 方呎。擬定底脚式樣，如圖 28。命底層為 10 呎 6 吋長，10 呎寬，則梁長為 126 吋。柱底為 40 吋見方，兩邊自柱脚展出之長，各為 43 吋，或 3.58 呎。由標準工形鋼表上查出，9 吋工

形鋼，每呎重為 21 磅者，跨距 4.0 呎，則荷重為 50,320 磅。茲跨距為 3.58 呎，荷重應為 $\frac{4,00}{3,58} \times 50,320 = 562,20$ 磅，其四分之一為 14,055 磅，即為工形鋼肋梁之荷重。側展部份之長為 3.58 呎，寬為 10 呎，荷重為每方呎 6000 磅，總荷重為 214,800 磅，因知底層需要 9 吋工形鋼 15 根，長一律為 10 呎 6 吋。上層之梁長為 10 呎，在柱下之側展，兩端均為 49 吋。下層鋼梁所受土基之支承力為每方呎 6,000 磅，此項側展之面積，長為 10 呎 6 吋，寬 3 呎 4 吋。全部荷重為 210,000 磅。上層每呎長之荷重為 63,000 磅。查表，15 吋工形鋼，每呎之重為 42 磅者，跨距 10 呎，能荷重 62,830 磅，同尺度之肋梁荷重，減為四分之一，等於 15,700 磅。跨距改為 3 呎 4 吋，則荷重將為 10 呎與 3 呎 4 吋之比，在本題恰為三倍，即 47,100 磅。以之除 210,000 磅，所得商數，多於 4 而少於 5，故應用 5 根 15 吋工形鋼。底層每根工形鋼之翅寬為 4.33 吋，15 根梁，勻佈於 10 呎或 120 吋之內，其間距約為 8 吋，淨間距為 3.67 吋，足敷春搗之用。上層每根工形鋼之翅寬為 5.5 吋，5 根共為 27.5 吋，柱底寬 40 吋中，除去 27.5 吋，尚餘 12.5 吋。除以 4，得淨間距為 $3\frac{1}{8}$ 吋，亦足敷春搗之用。因上下兩層鋼梁之四周，均包以混凝土，強度自更為增加，未曾加入計算，故安全因數為之增大。

第十八章 樁基礎

104. 樁 設欲在軟而不可靠之土質上建造房屋，普通展佈方式之底脚，不足以荷其重；或在小面積上，須荷極大之重量時，則常用樁基礎以補救之。

古時之樁，均用木製，近年來則改用混凝土樁。至今日混凝土樁之用途，遠較木樁為廣，因其利益較多也。木板樁亦多以鋼板樁代替，凡木板樁不能適用之處，鋼板樁均可用之，且拔出後尚可再用，對於臨時工程，尤為經濟。

105. 木樁 房屋工程，常用木樁，故本書亦略加說明。木樁多為小樹幹做成，其小端直徑，小於 7 吋者極少，大端直徑，則有大於 18 吋者。樁身必須甚直，其長約自十六呎至八十呎。樁木必須堅密，不可有鬆動不堅之節瘤及腐蝕等缺點，凡此均足以減損其強度也。

木樁之用於永久建築物之基礎者，必須使終年在地下水位之下。如不能全部終年浸在水中，或在海水中而不能防止海水蟲之侵蝕，則須塗以克魯索特油。樹皮必須除去，樁之大端應截平，小端應削尖，倘打入堅土，則常用樁靴如圖 29。

較大木樁之荷重，可達 15 噸。如情形優良，荷重尚可略增。樁之實際荷重能力，可先打樣樁，上加荷重以試驗之，或用公式計算，公式見後。

白松，檜木，及母木之樁，可用於軟土之荷重較輕者。堅土之

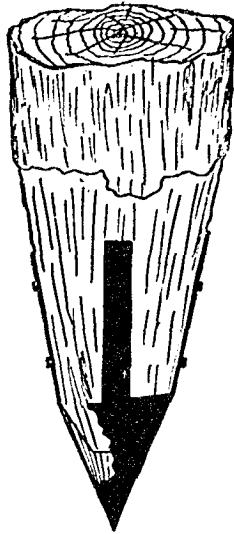


圖 29 鐵樁靴

樁，常用黃松或橡木。柱基木樁之中心間距，常為 2 呎 6 吋。除短而小之樁外，樁之中心間距，不得小於 2 呎 6 吋。在房屋工程中，木樁之頂在水線以上者，常用鋼筋混凝土包蓋。

106. 板樁 用普通木板，厚 2 吋至 3 吋，寬大於厚，排密打入土中，謂之板樁，如圖 30a。為減少漏水起見，常用木板兩層，使其接縫交錯，如圖 30b。若築圍壩等，欲其全不漏水者，則用木板三層。接縫排列如圖 31。

不論其目的在阻止漏水，或作圍壩，阻止土質外突，或保護基礎防水侵刷，板樁均應排打極密。故板樁之下端，多切成斜形如圖 32，俾打入土中，可以各根互相擠緊。打板樁時，先用橫檔木夾住固定其地位。橫檔木由預先打入之定位樁支撐，定位樁之間距約數呎不等。

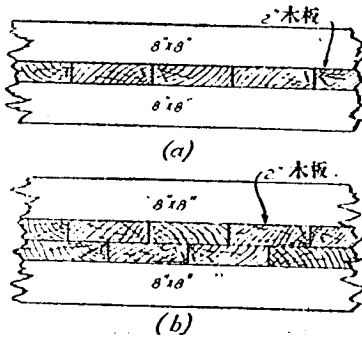


圖 30 單層及雙層木板樁

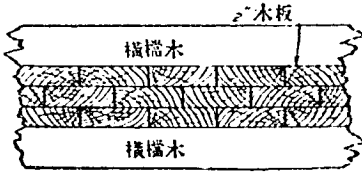


圖 32 圍壩用之三層木板樁

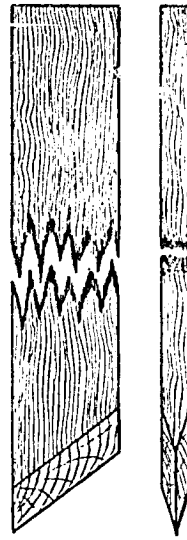


圖 33 木板樁下端之斜形

107. 鋼板樁 因木價之增漲，及木板樁之易於損壞，限用一次，於是有鋼板樁之製造。鋼板樁可以多次拔起重用。其式樣不一，大都有專利權。其中有數種之橫截面，如圖 33。且有幾種式樣，其特點在能隨壩之大勢灣曲，而無妨於閉水。

近年更有用鋼板樁建造擁壁者，尤以沿水岸為宜，因可用水注方法打入土中也，弓形橫截面之與圖 33-c 相似者，因其側向強度較高，故常用之。樁之上部，蓋以混凝土，至少達最低水位線。板樁入土之深度，殊無規定，如能有水面以上長度之 $1\frac{1}{2}$ 倍，已足敷抵抗其壓力。此類板樁，大都兼用水注及鐵錘打入之。

108. 混凝土及鋼筋混凝土樁 混凝土及鋼筋混凝土樁，優於木樁。因其不易腐敗及為水蟲蛀蝕，壽命可以較長，又荷重能力

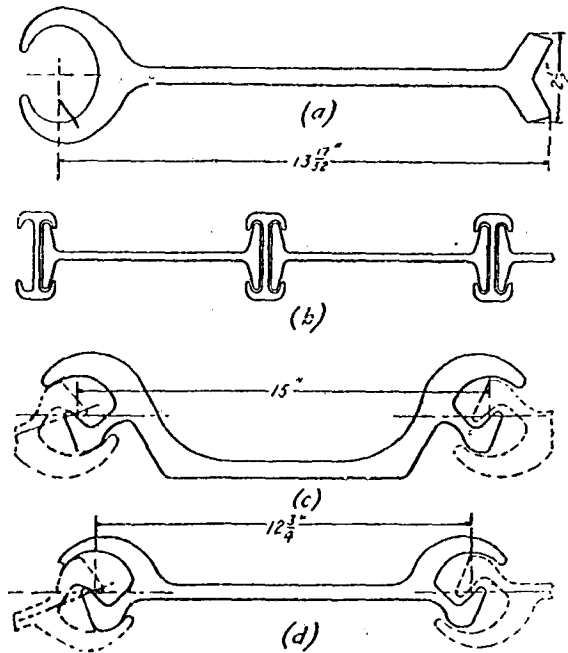


圖 33 鋼銀樁之種類

較大，因而樁數及底脚面積可減少。於是板樁岸水及開挖工等，亦可較省。費用可較廉。

混凝土樁荷重之多少，視樁之式樣，大小，長度，及土質等而異，但每樁 30 噸，似已為限度。

混凝土及鋼筋混凝土樁，大致可分為兩類 (a) 樁先做成，候凝固堅硬後，再行打入，(b) 在基土上先打一洞，充以混凝土舂堅之，候其就地凝固變硬。

鋼筋混凝土樁之在地面做成者，其設計與柱相同。垂直鋼筋應參差相接，並加鋼箍。樁之橫截面，或為方形，或為八角形。小端裝

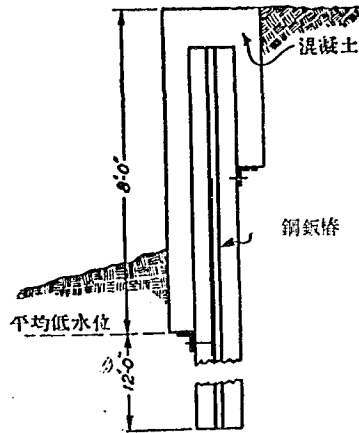


圖 34 弓形鋼樁

以鋼尖或鑄鐵尖。

圖 35-a 所示為一普通之鋼筋混凝土樁，做成乾硬後，方行打入土中與木樁相同。此類樁必須用鋼筋，方可勝任搬運錘打。

圖 35-b 所示為另一種鋼筋混凝土樁，海邊多用之，因海邊大都可用水注法打洞也。樁製成後，候其可以移動，立即用水注法打入土中。此種樁並不賴混凝土之表面與砂間之摩擦力，而發生荷重能力。不過用以傳遞荷重達於樁端球下之砂而已。其荷重曾用過每樁 50 噸至 60 噸。亦可集成叢而使用。

累蒙德混凝土樁 累蒙德混凝土樁係就地建造而成，如圖 36。用一能拆開之鋼樁心，包於薄而適合之鋼殼內，此樁心及鋼殼用錘打入土內，至需要之深度。鋼樁心係特製，當錘打完竣，即可拆開而拔出。鋼殼留存土中，作為混凝土之模殼。鋼樁心拔出後，即將混凝土灌入，隨灌隨搗，務使堅實。此類樁之直徑，大端約為 18 吋至 20

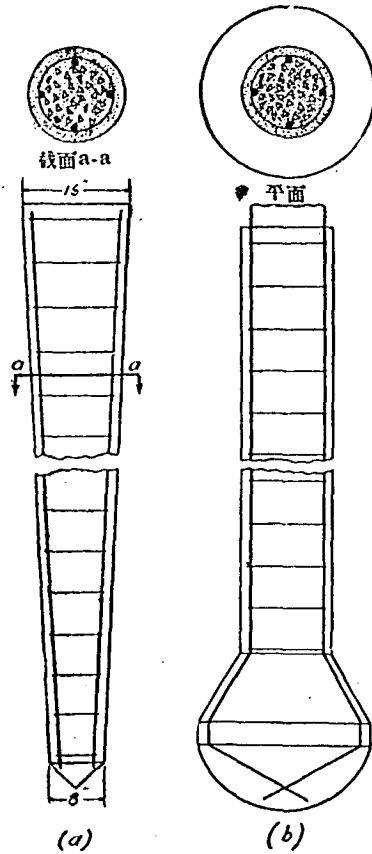


圖 35 鋼筋混凝土樁

時，小端 8 吋。遇必要時，小端不妨增大，此頂鋼壳，大都用規號 24 號之頁鋼製成。如欲加入鋼筋，則須於鋼樁心拔出之後，混凝土未傾入之前，安置妥當。

筒式混凝土樁 筒式混凝土樁之製法有兩種，一種為就地灌製，一種為在地面做成後，用錘打入土中。圖 37 為筒式混凝土樁之

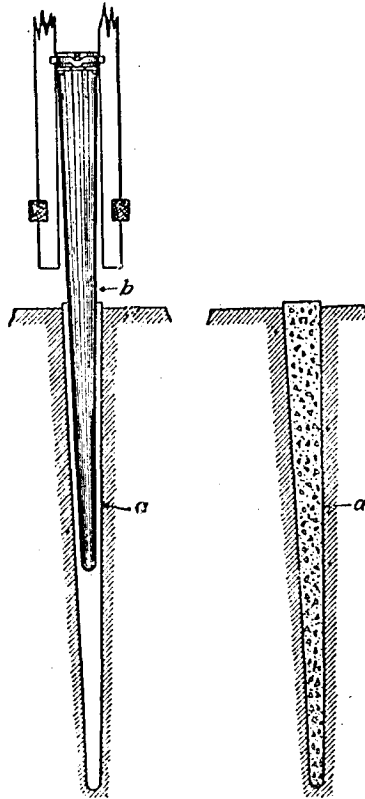


圖 36 羅蒙德混凝土樁

標準製法。樁端鋼靴，係隨樁殼打入而留埋土中者。圖中表示混凝土業已傾入，樁殼一已完全拔去，一已拔出一部份。

鋼殼中之混凝土，須用活底斗置入，每斗重約 600 磅。如此辦理，混凝土之空隙可以免除。

高氏箱樁 高氏箱樁，為圓筒形之混凝土柱，穿過軟土層，到達適當之硬土層，其尺度應使可負房屋一柱之全部重。硬土層須

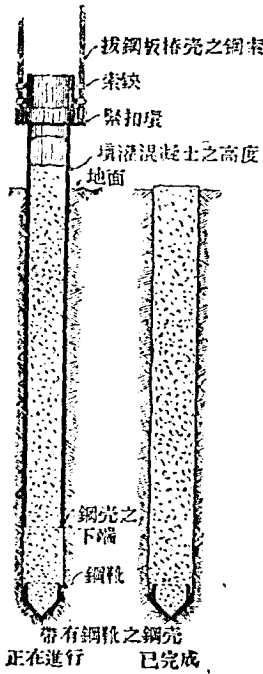


圖 37 筒式混凝土土樁

為岩石，硬版岩，膠合之礫，或其他堅實之物質，方可適用。造樁之前，先在地面開挖一圓洞，深 6 呎至 8 呎，視基土之性質而異。於是將鋼圓筒置入，繼續開挖，迨洞之深，等於或大於鋼筒之長度時，再於第一筒內，放入第二鋼筒，仍繼續開挖。如此進行，達需要之硬土層為止。為增加土質之支承面積起見，將樁之下端，擴展如鐘形，見圖 38-a。鋼筒須於混凝土傾入以後，方可拔去。圖 38-b 表示置放混凝土并拔除鋼筒。圖 38-c，為已成之樁。樁頂預置接合鋼條，以備與柱底啣接。

例如樁之荷重為 750,000 磅。設混凝土之應力用 500 磅，則最小鋼筒之直

徑，以下式計算之，

$$\pi r^2 = \frac{750,000}{500}$$

$$r^2 = 477.7$$

$$r = 21.8$$

直徑需要 $21.8 \times 2 = 43.6$ 吋。實用 44 吋。

設基土為軟岩石，每方呎可荷重 15 噸，則樁之底面，即鐘口面之直徑，可以下式計算之。

$$\pi r^2 = \frac{750,000}{30,000}$$

$$r^2 = 7.95,$$

$$r = 2.82,$$

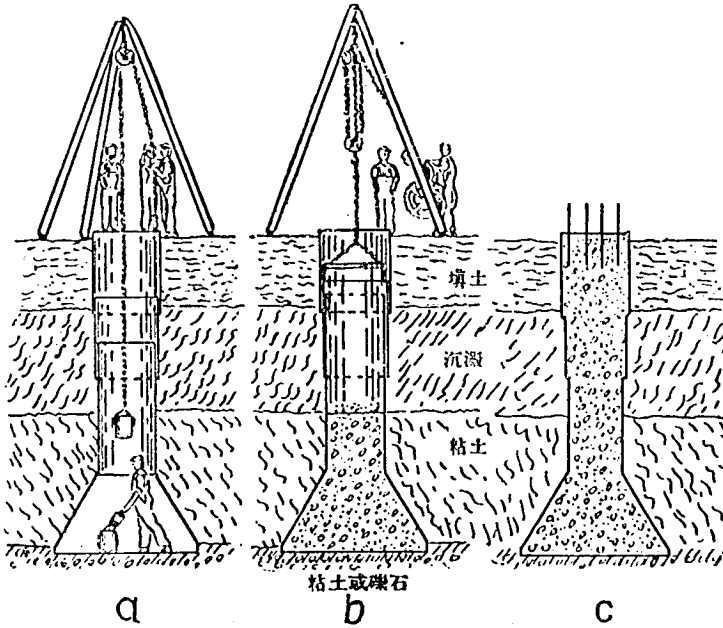


圖 38 高氏箱樁

故直徑需要 $2.8 \times 2 = 5.64$ 呎，實用 5 呎 8 吋。

圖 39 爲馬克阿塔爾公司所用之蒜頭樁。先將樁心及套筒打至需要深度，如圖 39-a。拔出樁心，傾入混凝土。再將樁心重行打入，使混凝土被擠擴大。如此反復進行，迨樁腳擴展成直徑約 3 呎之球，如圖 39-d。最後將套筒部份灌入混凝土，並將套筒拔出。柱之直徑爲 17 吋。此式之樁，除利用樁腳數方呎基土之直接支承力外，並可利用樁面之摩擦力。

109. 樁之支承能力 樁基礎之支承能力，由兩種不同方法組合而成。其一種爲將樁打入基土至某種深度，其時樁與土之摩

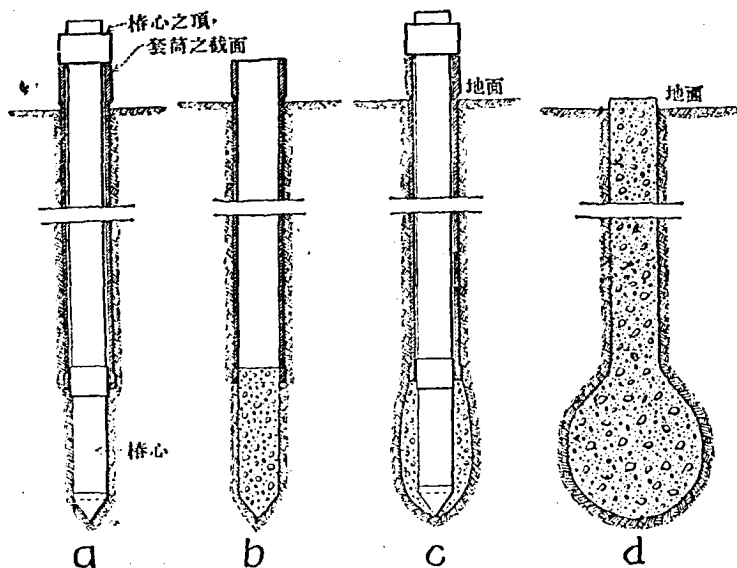


圖 39 蒜頭樁

擦力，大於該樁之荷重，換言之，即此項荷重為摩擦力所抵抗，不能使樁再行深入。惟土質若逐漸變軟，則由摩擦所生之抵抗力，亦逐漸減少，樁須更加深入，穿過軟土層，到達或稍穿入更緊密之土層。此種情形，建築物似建在一組柱（即樁）上，而此柱則支於硬土層上。同時樁所穿過軟土層之摩擦力，對於柱之荷重能力，亦大有裨助。故實際上，兩項方法，亦難以分清。打樁時，將樁打至摩擦抵抗力達需要程度為止。樁之摩擦抵抗力，原因非常複雜，欲根據此種種複雜原因，而推算成一公式，竟不可能。現在所用之打樁公式，均根據一普通前提，即樁之摩擦抵抗力，乘以樁在末次打擊而下沉之距離，等於錘重，乘錘之下落距離。命 R 為樁之抗壓力， s 為樁末次打擊時下沉之距離， w 為錘重， h 為錘末次下落之距離，則

$$Rs = wh$$

此公式，實際上尚須改進，因事實證明，樁之抵抗能力，或每次打擊而下沉之距離，與其前一次打擊相隔之時間久暫，大有關係。如連續急打，樁易下沉，如停止數分鐘，或一小時後，再行打擊，則下沉之距離，大為減少。此顯然因樁四周之土凝結而增加抵抗能力所致。現今所用最普通之打樁公式，名為工程新聞公式如下。

$$R = \frac{2wh}{s+1} \quad (4)$$

此式之根據，與前式相同，惟 R 為安全荷重， s 為樁受每次打擊而下沉距離以吋計， w 為錘重以磅計， h 為錘之下落距以呎計。

上式中之 w ，應為自由落下之錘，不受錘繩之牽制者。樁頂亦應甚堅實。如所用者，非為自由落下之錘，而錘之下落為錘繩所牽制，則樁之下沉距離，多假定其為用自由落下錘而下沉距離之半數。

再 s 數上任意加 1，係用以抵消泥土凝固之影響。式中安全荷重之安全因數為 6。此公式雖極簡單，但與其他公式相較，結果甚佳。計算樁之支承能力時，式中 s 常用樁末五次受打擊時所下沉之距離之平均數。

美國鐵路工程協會所用之打樁施工細則如下：

除軟基土另有特別規定外，樁須打至工程師所認為滿意之硬土層，或錘重 3000 磅，落距 15 呎，（或他種錘及落距，能生同樣之結果者）在末五次打擊時，其每次樁之下沉距離為 $\frac{1}{2}$ 吋。

此說等於（用工程新聞公式計算），規定每樁之支承能力須有 60,000 磅。

鋼殼混凝土樁 紐約有十六層房屋一座，當開挖基土時，發見

有 14 呎深之溜砂層，適在開挖底面之下。有牆柱一根，恰須建在該處，其中心線與基地界線，相距不過 15 吋。估計此柱之荷重，約為 500 噸。結果決定採用鋼樁，以期一叢小而密之樁，可以負載此柱之重量，而傳達於下層之岩石。此樁叢計 5 根，打入之處與鄰屋之牆極近，但未發生危險。樁長 15 呎，外圍係 $\frac{3}{8}$ 吋厚鋼筒，內直徑為 12 吋，充以波特蘭膠灰混凝土。并用直徑 2 吋之垂直鋼筋四根。鋼之橫截面面積，共為 27.2 方吋，每方吋容許荷重為 6,000 磅，混凝土之橫截面為 100.5 方吋，單位容許應力為 500 磅。如此既利用鋼殼之支承強度，並使內部混凝土之容許荷重，可達紐約營造法規所限定之最高數。鋼殼與鋼筋，均使穩着岩床，鋼殼係用特製之空氣錘打入土中，殼內兼用水注。樁打成後，即將鋼殼及鋼筋之上端截去。樁頂不用接合鋼條，使直接與預製之鑄鐵柱座之底面相接觸，故工作須十分謹慎。

【例題 1】 錘重 5,000 磅。末五次錘擊，樁之總下沉距為 14 吋，錘之落距為 24 呎，求此樁之安全荷重為若干？

$$R = \frac{2wh}{s+1} = \frac{2 \times 3000 \times 24}{\left(\frac{1}{8} \times 14\right) + 1} = \frac{144000}{3.8} = 37,895 \text{ 磅}$$

【例題 2】 錘重 3,000 磅，落距 25 呎，打擊一樁，欲其荷重能力等於 70,000 磅。求末五次錘擊，樁之平均下沉距若干？

$$70,000 = \frac{2wh}{s+1} = \frac{2 \times 3000 \times 25}{s+1} = \frac{150,000}{s+1}$$

$$s = \frac{150,000}{70,000} - 1 = 2.14 - 1 = 1.14 \text{ 吋。}$$

例題 2 有時或不合實際，因樁或已完全打入，而規定之荷重能力，尙未能達到也。遇此情形，則於其旁另加一樁，總期全基礎之荷

重能力能滿足需要之值爲度。

上列公式，限用於降落錘所打之樁，錘重約自 2,500 磅至 3,000 磅，舉至相當高度，落於樁頂。如用蒸汽打樁機，則錘擊迅急，約每分 55 次至 65 次。因錘擊迅急，每兩擊所間隔之時間，不敷土質凝結之用，故樁之下沉加速。但完成之後，其荷重能力，仍屬與用其他法所打者相同。因此將上式中，任意加於 s 之 1，變爲 0.1。於是得

$$R = \frac{2wh}{s+0.1} \quad (5)$$

110. 打樁方法 打樁方法，大概有三種。(1)用重量降落，(2)用水注侵刷。(3)用爆發力。其第(4)種方法，用處極少。茲不詳述。

降落錘打樁機 此機打樁，係將重 2,500 至 3,000 磅之鑄鐵錘，舉起達 10 至 30 呎，聽其自由落下，打擊樁頂。或將錘用吊車引擎吊至相當高度，放鬆絞盤，使錘下墜，同時因繩索相連，牽動絞盤，打擊效能，因以降低。公式中之 s 數值，亦因以減小。爲導引鐵錘下落時之地位起見，須製一高木架，架中有兩柱直立，相距約 2 呎，名爲導軌。柱恆以木製，長自 10 呎至 60 呎不等。此種打樁方法，頗有缺點，不特動作遲緩，(每分鐘 10 次至多 20 次) 卽錘擊效能，亦因土質隨時凝結而減低。因之蒸汽錘打樁機，雖設備費較大，仍覺有效而經濟也。

蒸汽錘打樁機 蒸汽錘打樁機之錘，直接連於蒸汽筒之活塞上。錘重約 4,000 磅，用蒸汽舉起，達筒之最高點，(筒高約 40 吋，) 然後聽其自由落下。落距雖極小，但錘重倍於普通所用者，而打擊又極急，每分鐘約 50 至 65 次，故樁之下沉，更屬迅速。至樁打成後，其極限抵抗力，則與用其他方法者相同。

用水注打樁 在砂地打樁，不論用降落錘或蒸汽錘，均感困難，故須用水注方法，以爲補救。水注法需要水壓，可由抽機得之。取2吋直徑之軟管及1吋直徑之管嘴，附着於竿上，竿長約與樁同，先在應打樁之地點，注成一洞，深度視需要而定。將樁置於洞內，候四周之砂，沉陷圍裹。所有之樁均注打完成後，再行開挖底脚，重加打擊，固定樁位。惟僅短樁可用此法辦理。間或兼用水注及打擊，較爲有利。其抵抗能力之惟一試驗方法，爲將相當之實際重量，加於其上。對於河邊或水中之建築物，水注方法，最合實用。

111. 接樁方法 在卑濕之處，樁之單位面積之抵抗力較小，往往需要兩樁相接。接樁方法，係將樁端截平，使上樁之底，與下樁之頂互相抵頭接合。接合端各鑿一直徑2吋，深12吋之孔洞，另備一插樁，長23吋，敲入下樁頂上之孔中，然後將上樁接於下樁之上。再將接合處，四面削平，另備木板四塊，厚2吋，寬4吋，長4至6吋，釘於削平處。惟此種接合之樁，能力終覺較弱，其側面抗力必小於同長之獨木樁。但有時除接樁外，竟別無他法。

112. 樁帽 樁頂被重錘打擊，極易破裂或蓬鬆，軟木樁尤甚。除非將此破裂部份截去，錘之效力，勢必大爲減小。在試驗樁之抵抗力時，必須先將樁頂破裂蓬鬆之部削去，否則其所得之下沉距離，將遠小於實際之數。

如所用者爲蒸汽打樁機。則樁頂之破裂或蓬鬆，可以較爲減少，此亦蒸汽打樁機之一優點。如發見錘自樁頂跳回，則或係錘之落距過大，或係樁已打至限度。樁受打擊，而不再下沉，即應停止，因再加打擊，徒然使樁頂破裂變爲無用而已，曾見有裂至地面以下

數呎者，其支承能力，自必大減。故打樁時，樁頂常用寬 2 至 3 吋，厚 $\frac{1}{2}$ 至 1 吋之鋼箍箍住，以防破裂。由此改進，而有用鑄鐵樁帽，保護樁頂之辦法。樁帽具有兩凹面，一面蓋於樁頂，其他一面則置硬木一塊，備供打擊之用。參看圖 43。

113. 鋸平樁頂 樁均打成後，各樁頂之高度，必參差不齊，應一律鋸去，使在同一高度，俾可得平均支承面。樁頂在水面之上，可用手工鋸截，如在水下，則須用機械鋸截。普通所用者，為一圓鋸，裝於垂直軸上，軸由特製之架支持，鋸由打樁之引擎牽動。

114. 完成基礎 樁之荷重，來自底脚之某一部份面積，此面積之大小，大致與樁之間距成比例，且必大於樁頂之面積數倍。故一羣樁上，必須做一平台或格床，不特可以承受樁距間之荷重，且可避免荷重集中於一樁。如樁頂高出水面，則常築混凝土一層，蓋於樁間基土，及樁頂之上。此層混凝土，必須甚厚，俾可將集中荷重傳達於各樁，如圖 40。混凝土格床之底，應在樁頂下 8 至 12 吋，俾各樁頂可互相聯合而締定。樁所荷載者，如為鋼筋混凝土建築物，則

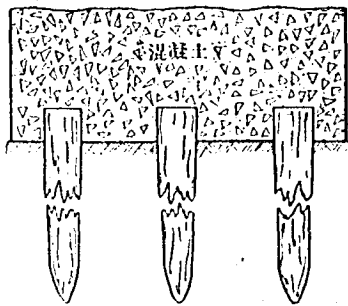


圖 40 木樁及混凝土基礎

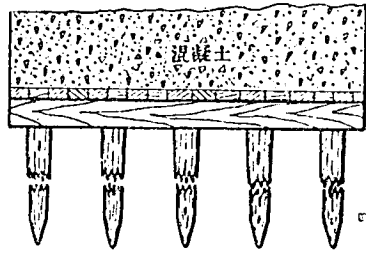


圖 41 木樁及木板基礎

樁頂常用鋼筋混凝土梁聯合，將於第三篇中論之。有時亦用堅實木料，置於樁頂，協助傳佈荷重。木料之上，再加鋼筋混凝土，如圖 41。

樁頂若在水面以下，則須用堅實木料，製成格床，浮至適當地點，沉於樁頂，若先建圍壩將水屏乾，則格床仍可照前法建之。格床下層即樁蓋之木料，普通為 12 吋見方，用插栓（即光面鋼條）釘於每個樁頂。加栓之前，應先鑽孔，直透樁頂。插栓之橫截面，須略大於所鑽之孔，如插栓徑為 1 吋，則孔應用 $\frac{7}{8}$ 吋之鑽鑽之。格床上層之橫條，則用插栓釘於樁蓋之上。

115. 混凝土及鋼筋混凝土樁之優點 鋼筋混凝土樁，在建築上，實與木樁無大差異。樁全部打就後，加蓋混凝土一層，亦與普通相同。混凝土樁之優點，在不論乾濕泥土中，均能耐久。其弊則為費用較大，但因樁頂無須截至水平線以下，對於基礎全部費用，或仍屬較省。加以開挖深度及圻工之費，亦可大減。如圖 42，即為兩

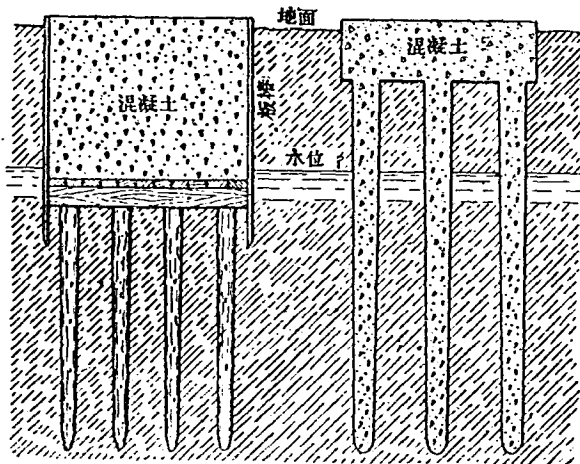


圖 42 木樁與混凝土樁之比較

種樁之比較，其開挖深度及所用混凝土之數量，均不相同，故其省費處遂亦甚為顯著。木樁之大小有限，而混凝土樁之大小，則可任意定之，於是樁數減少，即少數之混凝土樁，可抵多數木樁亦可較為經濟。圖 42 所示，不特假定截面中之三個混凝土樁，可以代替四個木樁，即在垂直於橫截面之方向內，樁數亦同樣減少。故混凝土樁之利弊，與地下水位之高低，大有關係。如地下水位低，木樁與格床又均須使在水位以下，則開挖及混凝土之數量，均相當加大，因而混凝土樁較為經濟之可能性，亦加大。

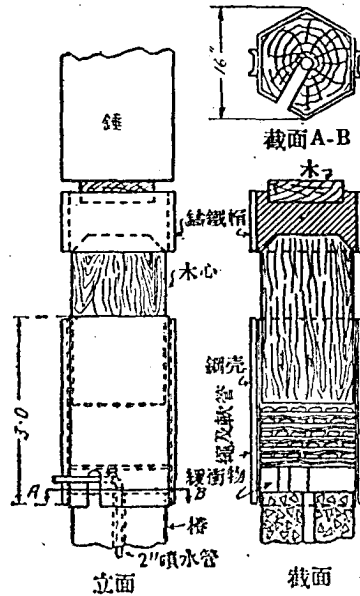


圖 43 打樁用之樁帽

樁與樁蓋，如係同一材料，則較易設法，使結成一體。混凝土之樁蓋內亦應加鋼筋。凡木樁所能打入之處，混凝土樁均可同樣打

入。兼用錘與水注，每為最有效之打樁方法。錘重而落距小動作快者，較錘輕而落距大者為優。樁頂應套鑄鐵帽，中實以砂，以資保護。圖 43 所示之樁帽，曾用以打混凝土樁，結果甚佳。錘重 2,500 磅，落距 25 呎，每分鐘擊 20 次至 30 次，樁頂並無損壞。

116. 樁之荷重 木樁之中心間距，普通為 30 吋。大端 12 吋之樁，打於潮鬆之軟土內者，每樁大概能荷重 10 至 12 噸。打於硬土內者，可增至 15 至 20 噸。混凝土樁，大端直徑 16 吋，小端 8 至 10 吋，在堅硬土質中，可荷重 25 至 30 噸。

117. 用費 關於用費，每呎木樁，遠較每呎混凝土樁為廉。但在其他方面，混凝土樁，亦值得考慮，已如前述。故在工程進行之前，應先詳細考慮其需要，而決定採用何種基樁。

木樁之費用，視樁之大小長短而異。購樁之地點，亦有關係。普通長度之木樁，多向木商購買，每呎價約美金 2 角至 4 角，極長之木樁，自應較貴。打樁費用，亦高低懸殊，每呎約美金 5 分或 6 分，至 2 角或 2½ 角。有許多已打之樁，其打工包價為每呎美金 3½ 角至 5 角。樁長係指鋸平後留在土中之淨長而言。

混凝土樁，直徑 16 吋，長 25 至 30 呎，每呎包價，約為美金 1.5 元。直徑相同而長度較大者，價格當可稍減。混凝土樁之每呎工價，曾有低至美金 1.2 元或更少者，但亦有遠高於美金 1.5 元者。

118. 查禮河壩之基樁 經查禮河壩之馬康導渠之基樁，係自康比基河岸開始。至 1907 年 1 月 1 日，波士頓及康比基圍壩之樁，已打成 9,969 根，總長 297,000 呎。船閘下之樁，於鋸平後，每根平均長為 29 呎。洩水閘下之樁，長為 31 呎 4 吋。樁木規定為冬天

採伐之活樹，樹身堅直。大端鋸平後之直徑，不得少於 10 吋，小端不得少於 6 吋。船閘基樁之安全荷重每根定為 12 噸，洩水閘基樁，每根定為 7 噸。

樁之支承能力，用工程新聞公式計算之。船閘之基樁，排列極密，結果有許多樁，因打鄰樁而上升，致需要重打者。

119. 阿那波利之海塘基樁 馬利蘭阿那波利之海塘基樁，長 70 至 110 呎，如圖 44 所示。防浪堤之外端，樁長 70 至 85 呎，係

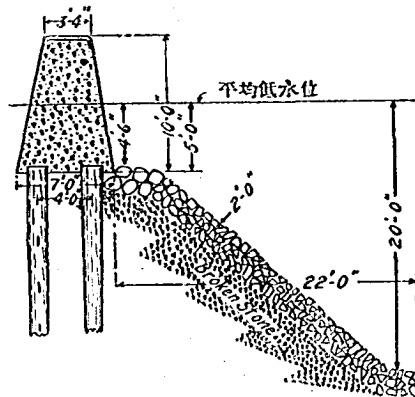


圖 44 馬利蘭阿那波利之海塘截面

用整枝獨木為之。防浪堤之內端，樁長 100 至 110 呎，因不能求得此項長度之木料，不得不借助於接樁。經用數種方法試驗，認為用 10 吋鍛鐵套筒，接合兩樁，最為滿意。接法當第一樁打至上端離水面 3 呎以內，即將樁端修圓為 10 吋直徑，將 10 吋長 10 吋徑之鍛鐵套筒套上，於是將上樁之下端，亦同樣修圓，舉起裝入套筒之其他一端，繼續打下，至需要之深度乃止。樁頂一律截至水面下 4 呎，係用圓鋸裝於垂直軸上鋸平之。

第十九章 擁 壁

120. 擁壁上所受之壓力 擁壁為支撐泥土橫向壓力之牆。橫向壓力之大小，視泥土性質，安置狀況，及所含之水份多少而異。泥土及其他細粒物質，均因細粒間，互相摩擦，而略有自己安定能力。所支撐者，如為鬆土或水，則擁壁將感受全部橫向壓力。如為堅土，(粘土之類)則因細粒互相粘着，橫向壓力極小。惟此項粘力，殊不可靠，故擁壁所受之橫向壓力，不可即因而減低，蓋一經震動或飽和水份，粘力即被消損也。擁壁所支撐者，如係細粒物質或半流質，設計時即應以無粘力計算。

121. 擁壁失敗之原因 圯工擁壁失敗之原因有三：(1)沿平面滑動，(2)傾覆或翻轉。(3)圯工或其底脚之壓碎。設計時，此三點必須注意，故擁壁應有充分之尺度及重量，防止上述三點之發生。

防止滑動 擁壁應有充分之重量，以防止沿底面滑動。參閱圖45，命 E 為橫向壓力， W 為自底面以上之總重量， f 為摩擦係數。當 $E=fW$ 時，則滑動即將發生。命 n 為大於 1 之數，名為安全因數，如 n 甚大，則 $nE=fW$ 時，擁壁必不滑動。常用之 n 數為 2，但亦有用 $2\frac{1}{2}$ 者。如用 2，則

$$\begin{aligned} 2E &= fW \\ W &= \frac{2E}{f} \end{aligned} \quad (6)$$

摩擦係數之平均數值，圯工與圯工為 0.65，圯工與乾粘土為 0.50，

圬工與濕粘土為 0.33，圬工與礫為 0.60，圬工與木材為 0.50。

防止傾覆 擁壁應有充分之重量及底寬，使與外來之橫向壓力，所合成之合力 R ，經過底寬之中間三分之一以內，或至少在三分之一之界點。 R 經過底寬之點，愈近中央，則底面所受壓力愈平

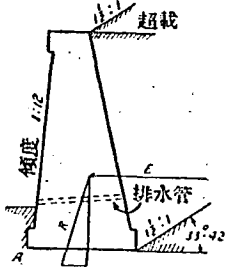


圖 45 擁壁之截面

均。如 R 經過圖 45 之 A 點，則擁壁即將傾覆。

防止壓碎 如擁壁造於岩石基礎之上，則單位抗壓應力，不得超過圬工容許之安全單位應力。如造在粘土，砂，或礫層之上者，則不可超過此項土質之容許壓力。

122. 擁壁之基礎 擁壁之基礎，應建在冰凍線以下。在天氣溫和地帶，約須在地面下三呎，在天氣嚴寒地帶，則尚不止此數。此項基礎應能安全荷載擁壁，必要時應將土質試驗，視其是否有安全荷載之能力。

基礎之排水問題，極應注意，有許多擁壁，均因無排水設備而損毀。擁壁之後，如有積水，則壁中應力，必大為增加。水凍成冰，往往將擁壁排擠突出，此為損毀之第一步。基礎如係粘土，經水浸透後，摩擦力必大減。圬工與乾粘土之摩擦係數為 0.50，與濕粘土之摩擦係數則為 0.33，相差為 0.17，已如前述。排水之方法甚多。圖 22 所示，為常用之一法。直徑 2 至 4 吋之排水管，常砌在擁壁之中，如圖 45 所示。

123. 擁壁設計 設計擁壁，恆先假設一橫截面之尺寸，然後

用圖解法研究其是否適合於各項條件。但亦有學理上之公式可用。學者最好先用公式計算。再用圖解法研究。

124. 壁後還土 擁壁背後之還土，或與擁壁之頂相平，或尚須由擁壁之頂向上成斜坡，如圖 45。此斜坡謂之超載，有超載者，擁壁之荷重較大。

125. 擁壁之面 擁壁之前面，普通多略有傾度而不垂直。傾度之大小，亦頗有不同，大約自垂直起至平 $1\frac{1}{2}$ 吋與高 1 呎之比。背面則或為傾斜直線，或分為階級。頂寬則除小型擁壁外，不可小於 $2\frac{1}{2}$ 呎至 3 呎。小型擁壁之頂寬，則僅 12 吋至 18 吋，已敷應用。

126. 擁壁底寬 下列之擁壁底寬數值，係由特勞脫文氏手冊摘錄而來，適用於還土鬆而與擁壁之頂相平者。

灰砂漿砌切石或頭等大塊石 0.35 乘擁壁之垂直總高，

灰砂漿砌塊石或磚 0.40 乘擁壁之垂直總高，

乾砌塊石 0.50 乘擁壁之垂直總高。

近年來，擁壁大都用混凝土建造。用 1:3:6 混凝土建造者，其強度與切石或頭等大塊石相等。巨大擁壁，常以容量百分之 25 至 50 之大塊石，埋入混凝土。埋置適當，可使強度不受影響，而費用可以大減。

127. 已成擁壁之研究 設計擁壁之前，應先將附近已成之擁壁，加以研究，以視設計是否妥善。因研究已成之擁壁，較之用理論或圖解法研究，可得更多之資料也。

128. 擁壁後之壓力 求擁壁背後橫向壓力之公式，其理論

長而複雜，故將證明法從略。茲所用者，為教科書中常列之公式，乃以朗金之理論為根據者，即假定泥土為細粒物質，其靜止角假定為 1.5 比 1，即 $33^{\circ}42'$ 。用此法計算，則還土之橫壓力，或假定其直接着於擁壁之背面，或假定其着於經過擁壁底脚最內一點之垂直面，均無關係。惟倘用第二種假定，則橫壓力必須(1)先與擁壁背面及垂直截面間之土重併成合力，(2)再與擁壁本身之重併成合力。

在計算橫壓力之公式中，命 E 為擁壁單位長度內背面所受泥土之橫壓力， W 為泥土單位容量之重， h 為擁壁之高， ϕ 為靜止角。

若還土與擁壁頂相平，則

$$E = \tan^2\left(45^{\circ} - \frac{\phi}{2}\right) \frac{Wh^2}{2} \quad (7)$$

因泥土之靜止角已定為 $33^{\circ}42'$ 。將此角之切線值，代入公式(7)，得

$$E = .286 \frac{Wh^2}{2} \quad (7a)$$

若還土在擁壁頂以上有 1.5 比 1 傾斜之超載，則

$$E = \frac{1}{2} \cos \phi Wh^2 \quad (7b)$$

$$\text{或} \quad E = 0.833 \frac{Wh^2}{2} \quad (7c)$$

橫壓力 E 係着在擁壁高度自底量起三分之一處。但壁頂有超載者，則 E 應着在擁壁背後垂直截面線之高度自底量起三分之一處。參閱圖 46，即易明瞭。 E 之方向假定其與還土之頂並行。超載之傾斜，普通為 1.5 比 1。

〔例題〕擁壁高 18 呎，土重每立方呎 100 磅，還土之頂與擁壁相平。求每呎長擁壁所受之橫壓力若干？

解 代入公式(7a)

$$E = 0.286 \frac{wh^2}{2} = 0.286 \frac{100 \times 18^2}{2} = 4,633 \text{ 磅。}$$

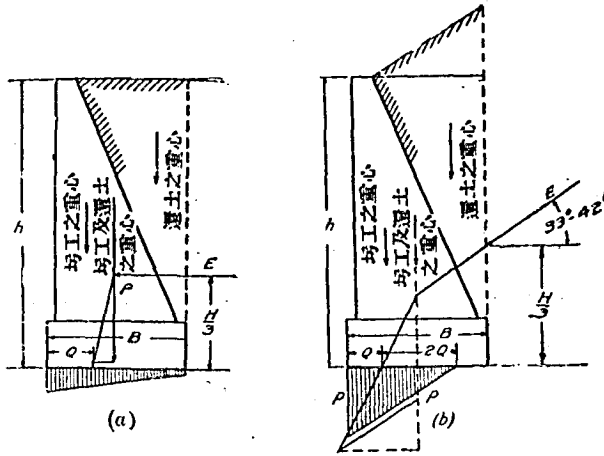


圖 46 擁壁基礎壓力圖

129. 基礎上之壓力 以下所列各計算基礎壓力之公式，係美國鐵路工程協會指定之擁壁研究委員會所提議者。參閱圖 46。

註：當 P 等於在底面以上合力之垂直分力時 B 為底之全寬，以呎計， Q 為合力 R 與底相交點至前趾之距離。

當 Q 等於或大於 $\frac{B}{3}$ ，則

$$\text{底前趾之壓力} = (4B - 6Q) \frac{P}{B^2} \quad (7d)$$

$$\text{底後踵之壓力} = (6Q - 2B) \frac{P}{B^2} \quad (7e)$$

當 Q 小於 $\frac{B}{3}$ ，則

$$\text{底前趾之壓力} = \frac{2P}{3Q} \quad (7f)$$

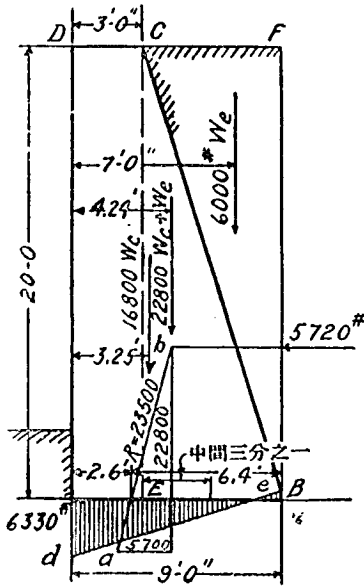


圖 47 擁壁設計略圖

求 P 值之方法，先將橫截面成長方形及三角形，而求其重量及重心。次求擁背後三角形土之重量及重心。後求擁壁與土之合併重量及合併重心。假定圬工每立方呎重為 140 磅，土每立方呎重為 100 磅，擁壁之長為 1 呎，則擁壁之重心可以下法得之。

橫截面	面積	臂距	面積矩
A B C D	60.0	1.5	90.0
E B C	60.0	5.0	300.0
	<u>120.0</u>		<u>390.0</u>

重心離 A 點之距離 = $390 \div 120 = 3.25$ 呎，

擁壁每呎長之重 = $120 \times 140 = 16,800$ 磅，

故以 A 為中心之力矩 = $16,800 \times 3.25 = 54,600$ 呎磅

【例題】設計一擁壁，支撐 20 呎高之堤。堤頂與擁壁相平，壁之前面垂直，後面傾斜。

解 先憑估計，繪一橫截面如圖 57，然後研究其是否足以支撐 20 呎高之堤。命底寬等於擁壁總高之 0.15。

即

$$\text{底寬} = 20 \times 0.15 = 9.0 \text{ 呎。}$$

假定擁壁頂寬為 3 呎。用公式 (7a) 求橫壓力 E。

$$\begin{aligned} E &= 0.286 \frac{wh^2}{2} \\ &= .286 \frac{100 \times 20^2}{2} \\ &= 5,720 \text{ 磅} \end{aligned}$$

擁壁背後三角形土之重心，距壁之面為 7.0 呎。

每呎內土之重量 = $\frac{6 \times 20}{2} \times 100 = 6,000$ 磅。

故以 A 為中心之力矩 = $600 \times 7 = 42,000$ 呎磅。

以擁壁與土之重量和，除其力矩和，即可定合併重心之地位。

$$\frac{54,600 + 42,000}{16,800 + 6,000} = \frac{96,600}{22,800} = 4.24 \text{ 呎}$$

經過擁壁與土之合併重心，繪一垂直線。又延長 E 線，與垂直線相交。在垂直線上，量一長度，代表 P 值 22,800。在 P 值之下端，繪一線與 E 線並行，以同一比例呎，量一長度，代表 E 值 5720。繪 ab 線，即為縱橫兩力之合力。此線與底線相交之點，距底之前趾為 2.6 呎，小於底寬之 $\frac{1}{3}$ 。即交點在底寬中間三分之一以外，所以 Q 小於 $\frac{B}{3}$ 。代入公式(7f)，得

$$\text{底前趾之壓力} = \frac{2 \times 22,800}{3 \times 2.6} = 6,330 \text{ 磅。}$$

取最便利之比例呎，繪製 Ad 線，代表 6,330 磅。並於底線上量一距離，等於 $3Q = 7.8$ 呎，經過此點，繪 de 線。量 eB 線，得 1,000 磅。

查底前趾之壓力，尙未超過普通基礎如粘土之支承力。後踵之向上力，亦尙可為還土之摩擦力所壓制。此截面之合力，雖相交於底線中間三分之一以外，但仍可支撐 20 呎高度之土。本題所用擁壁之單位重為 140 磅，等於 1:3:6 混凝土之重量。倘用石砌，則單位重將增至 160 磅，合力 R 或將因之而交於底線中間三分之一以內。

第二步即須考查此擁壁，對於滑動，是否安全。茲假定其建於乾粘土上，查橫壓力 $E = 5,720$ 磅，擁壁總重為 22,800 磅，土工與乾粘土之摩擦係數為 0.50，代入方程式(6)，得

$$22,800 = \frac{2 \times 5,720}{.50}$$

$$11,400 = 11,440$$

由上列等式，知底面抵抗滑動之安全因數為 2。如基礎為濕粘土，則底面抵抗滑動之安全因數將少於 $\frac{1}{2}$ ，應另行設法增強。

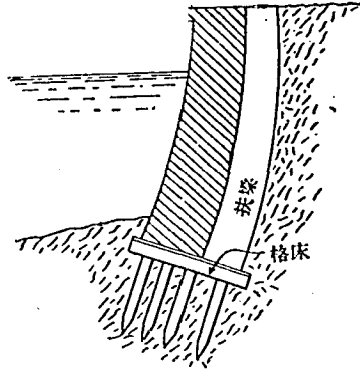


圖 48 彎曲截面之擁壁

130. 擁壁之式樣 圖 48 所示之擁壁式樣，有時亦經採用。其下部及接縫向後傾斜，可以抵抗底面之向外滑動及傾覆。如此建築，可以使擁壁下部及接縫，與橫壓力線，比較的近於垂直。惟其弱點，在表面之水，將流進接縫，增大壓力，並有在背面凍冰，擠壓擁壁外突之危險。

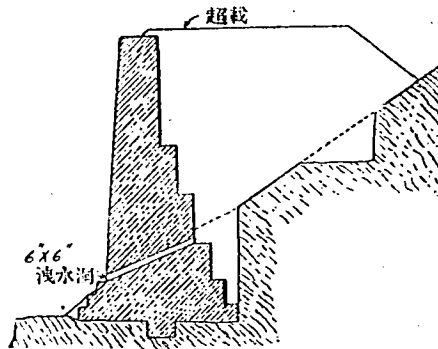


圖 49 鐵路工程常用之擁壁式樣

圖 49 爲鐵路工程常用之式樣。其底寬幾爲高度之半，但略向上卽收縮。背面分成階級，可以得水平階級而最大垂直壓力之助。底面有一小隔牆，向下突出，以期穩固。

第二十章 橋墩及橋台

131. 選定橋墩之位置 作多孔長橋之大體設計時。應多方考慮如下。

(1) 跨過通航河道，至少應有一孔，特別深寬，以便航行。在美國凡橋墩之地位，最高水位上橋孔之淨高，及橋之平面圖，均應送經政府核准。

(2) 長橋所需考慮之第一問題，為是否應少建橋墩，放長跨距，抑應多建橋墩，縮短跨距。此問題因關係方面太多，殊無一定之解決方法，如關於橋孔高出水面所需之淨高，在水面下適宜於建築之深度，以及其他情形，（急流等）均與增多橋墩或增長跨距有關。故每一橋須按其特殊情形，個別研究決定之。

(3) 橋之中線位置，亦須詳細考慮。不特應依據河槽之某一截面，作數種計劃之比較，並應擇數種位置，設計比較。

132. 橋墩尺度及式樣 橋墩因需擱置兩個橋架之架座，故應有寬大之頂，以適應此項需要，且兩面均應有適當之傾度，俾能抵抗作用於橋墩之外力。例如美國密士失必河之鐵路大橋，有一橋墩，其石工蓋頂，寬為 14 呎，長為 29 呎，兩端半圓形之直徑為 7 呎。底寬為 30 呎，長為 70 呎，自下層土起至墩頂，高為 170 呎。此墩之尺度，當然異乎尋常，跨距短者，橋墩自可較小。關於影響橋墩穩定之要素，大致可無問題，但為慎重起見，須將設計完成之橋墩，加以試驗，視其自否能符合普通條件，及是否確屬安全，而不致有任何

可能之損毀。橋墩特高者，尤當注意之。

擱置橋架之需要，適與橋墩位置應減少阻礙水流之意旨相符。換言之，因橋之正常位置，與河流方向成直角，則橋墩之長恰應與水流同一方向，其寬與水流成垂直方向。惟長方形之橋墩，應稍加改良，使其上下游兩端，變成尖形。上游尖端之效用有二：(1)為分開水流，減少衝壓之力，(2)為分開冰塊浮木，減少撞擊之危。下游尖端亦可減水壓力。但橋墩兩端，亦有造成半圓形者。如用兩段弧線相交而成尖端，更較妥善。

133. 橋墩之損壞原因 大風吹於橋墩橋架及適在經過之火車上，均足使橋墩毀壞。河中之冰塊洪水，影響尤大。凡此種種，難保不同時發生。最惡劣之條件為僅由橋梁之重，空車之重，以及橋墩在對於穩定有問題處以上部份之重，使其抵抗此項作用。又風冰塊及水流之影響，能使橋墩沿水平接縫而滑動，並足以增加在下游橋墩基礎對於下層土之壓力，或竟將下游一端之圬工，壓碎而傾覆。

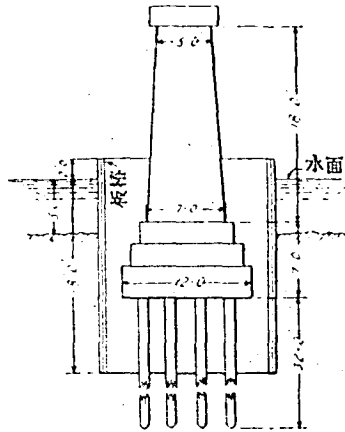


圖 50 橋 墩

第二種失敗原因，起於與橋長同方向之外力。火車在橋上突然停止，加以與橋長同方向之大風，亦足以使橋墩在此方向毀壞，參閱圖 50。其力雖不若其他外力之猛烈，但橋墩此方向之抵抗能力，亦遠不及彼方向之大，其安全因數，或亦較小。

134. 台墩 因與橋長同方向致橋墩傾覆之外力恆較小，故在此方向內，台墩常較爲扁薄。如在各墩之上，建聯續石拱，則每墩兩側所受石拱之推力，幾互相平衡，祇需其足敷抵抗石拱受偏心荷重所生之影響已足。但若有一個石拱圯毀，則橋墩因一面失去推力而不能平衡，或亦將爲此鄰拱之不平衡推力所傾覆。於是其鄰近之石拱及橋墩，以同樣現狀，繼續圯毀，全部建築，均將發生危險，故石拱多者，常間四五個橋墩，卽應建築一台墩，台墩者卽較寬之橋墩，雖一面之石拱損壞，推力失其平衡，亦不致圯毀。台墩之用，於拱橋尤爲重要。但不論何橋墩，至少亦應使其充分穩固，能抵抗單面橋架所由生之推力，不必定須其相鄰之橋架，亦有同樣之推力而平衡之也。

135. 設計橋台之條件 橋台不僅爲支架橋梁之用，常兼爲兩岸之擁壁。拱橋橋台，受拱之推力極大，橋台背後之土，決難使之傾覆，故無須視作擁壁設計。如橋台所支者係橋架，則並無橫壓力傳來，必須視作擁壁設計。該項建築物之穩定條件，前已述及。橋台如爲直牆所組成，則擁壁之原理，更可引用。其他式樣之橋台亦可因其按照擁壁設計關係，而不至損毀。

136. 有翼牆之橋台 圖 51 爲橋台之一種，其翼牆與台之前面，成 30 度至 45 度角，高度則視還土坡度，逐漸減小。還土坡度，

大概為 1.5:1。倘翼牆與橋台前面之牆腳接牢固，則翼牆可視作扶垛，而有助於抵抗傾覆作用。若翼牆與橋台前面所成之角愈大，則其得力愈強。

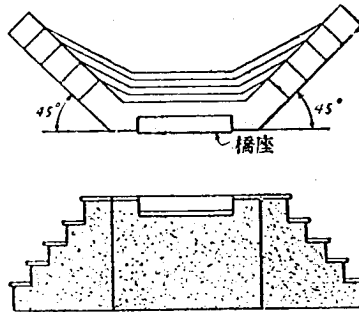


圖 51 有翼牆之橋台

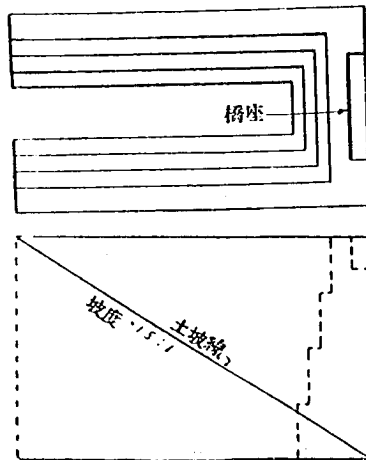


圖 52 U 形橋台

137. U 形橋台 U 形橋台，其翼牆與前牆，恰成直角，如圖 52。此種式樣，偶亦用之，但必要採用之處，殊不甚多。

138. T形橋台 前牆背面之中央，建一核牆，伸入土中。核牆與前牆垂直成 T 形，故有此名。其作用在拉緊前牆，防止傾覆。在建築時須十分注意，使兩牆接合處完善而堅固，庶具有較大之抗張強度，否則此核牆不足以抵抗橋台後面受泥土壓力之傾覆作用。

第二十一章 混凝土人行道

139. 人行道之基礎 人行道基礎開挖之深度，至少應有 18 吋。天氣寒冷之處，土質非極易透水者，開挖深度尚須增加。如在填土上築人行道，則此項填土應為夯實之粘土，礫或煤渣，其中朽木等雜質均應除去。新填土上，不可即鋪人行道，因填土下陷，則混凝土即破裂也。又人行道鋪在填土之上，兩旁至少應留出 2.5 呎至 3 呎。路基如係多孔性之物質如煤灰，爐渣，或礫，則應鋪設瓦筒暗溝，俾可排除積水，以免冰凍而致混凝土破裂。

140. 底層混凝土 人行道路面之底層混凝土，普通常為 1 分波特蘭膠灰，3 分砂及 5 分碎石或礫。亦有用 1 分膠灰，2 分砂，4 分碎石者，但實際上似無此需要。混凝土須充分拌和，搗擊堅實，(圖 53)分割成塊。碎石或礫之尺度，不得大於 1 吋，遞減至最小不得小於 $\frac{1}{4}$ 吋。碎屑及軟石均應除去。碎石之小於 $\frac{1}{4}$ 吋者，可視之為砂。

底層混凝土之厚薄，視該地行人多少，及有無因冰凍而發生破裂危險而異。住宅區大都為 3 吋，上加摩擦面層 1 吋，總共為 4 吋，如圖 54。商業區則總厚需 4 吋至 6 吋，其中面層不得小於 $\frac{1}{4}$ 吋。底層應分割成塊。

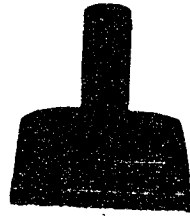


圖 53 方形春搗器

工程師所規定之界線及坡度，應嚴格遵守。舊有溝槽，應切實填堅，達規定坡度之直線。人行道面，常向側石作 $\frac{1}{4}$ 吋比 1 呎之傾

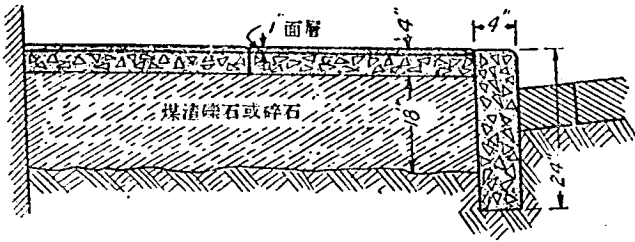


圖 54 混凝土人行道與側石

斜。

混凝土分成之塊，大都為 4 至 6 呎見方，但亦有遠大於此項尺寸者。接縫之中，應用乾砂填滿。接縫之地位，應在模板上記明。劃分混凝土塊之鐵具，不得薄於 $\frac{1}{8}$ 吋或厚於 $\frac{1}{4}$ 吋。

141. 人行道之面層 人行道摩擦面層之厚，大都為 1 吋，係用 1 分波特蘭膠灰，2 或 3 分經過 $\frac{1}{4}$ 吋篩之優良粗砂合成。灰砂漿應充分拌和，一俟底層做成，即行鋪上，俾上下兩層，密切結合，變成一體。上面用直線尺格平，並用鋼或木質泥鏟勻壓。此項面層，亦不可過於撥壓，因恐膠灰與砂之細粒上升，凝於於表面，將來有剝落之虞。上層方塊之劃分，須恰與下層符合，俾每塊四周，上下層所劃之縫完全相疊，以備熱天之伸漲。接縫應用接縫模具，如圖 55，

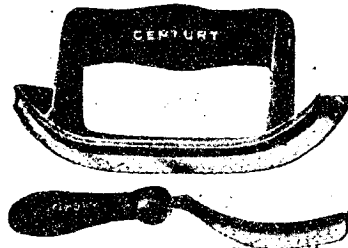


圖 55 接縫模具

拖壓，使各邊均成圓形或斜形。倘下層混凝土所用之水量過多，則用拖拂拭去，較之用乾膠灰與砂敷吸為佳。上層表面用排點滾筒或直線滾筒(如圖 56 及 57)滾壓之，以免泥鏝工之太光滑。

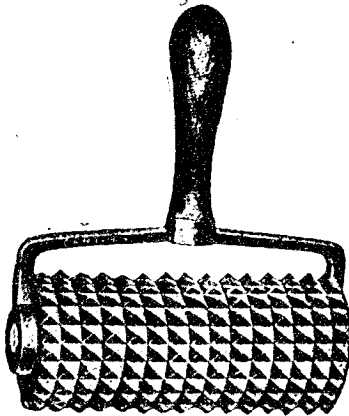


圖 56 排點滾筒

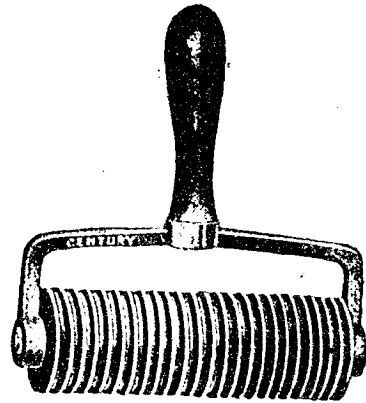


圖 57 直線滾筒

142. 鋼筋混凝土鋪面 混凝土人行道鋪面之內，亦常埋置鋼絲網或鋼條，俾減少其因溫度變化之漲縮量。路基如係填土，則將鋼筋置於人行道近底面處，恆可增加強度。惟鋼筋應完全置於混凝土內，不可使潮濕透入，發生銹蝕。

143. 整塊混凝土 人行道之混凝土，亦有不分上下層，而一次灌成者。經充分舂搗，並用直線尺格平後，再用泥鏝勻壓成為光面。如欲製成自然形狀之面，則當混凝土尚未完全凝固時，用鋼絲刷及水刷洗，於是粗骨材即稍露於外面。用於此種建築之組合材料，其比例應為 1 分膠灰， $2\frac{1}{2}$ 分砂及 4 或 $4\frac{1}{2}$ 分碎石或卵石。碎石或卵石之大小，限於 $\frac{1}{4}$ 吋至 $\frac{3}{4}$ 吋。

第二十二章 混凝土側石

建築人行道之前，常先建側石。基礎之準備，分塊之長度，及接縫之辦法，均與人行道相似。混凝土之組合比例，大概為1分波特蘭膠灰，3分砂及5分碎石，偶亦有將膠灰比率增加者。在側石之顯露部份，恆塗以灰砂漿，俾耐耗損。

144. 側石之式樣 側石之式樣有兩種：一種之橫截面為長方形，其他一種為曲尺形，即將側石與側溝併而為一也。兩式截面如圖 58。基礎之建築相同。均可就地澆做或先做成再排砌，但前者

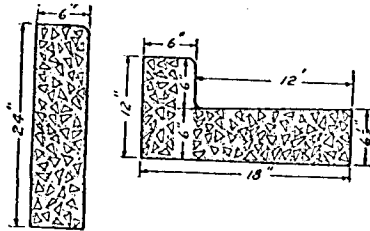


圖 58 側石截面

尤為可取。側石之邊，有時埋置金屬角，以資保護。

145. 施工法 長方形截面之側石，構造極為簡單，惟亦應謹慎辦理，方能得優良結果。此項側石，普通寬約7吋，深約20至30吋，當基礎佈置完成後，即裝釘模板，如圖 59 所示。圖中所示之尺寸，寬為7吋，深為24吋，兩面均為三塊1½吋厚8吋寬之木板。裏面刨光，外面夾以2吋厚，4吋寬之木椿，椿頂以鐵搭連繫之，以防向外傾覆。每長6呎，或任何長度，夾入½吋厚鋼片一塊，以為接縫。

混凝土於置放並舂搗以後，候其凝固足以支持自身之重量時。即將鋼鈹及前面模板移去。其前面及頂面，即用泥鏟及圖 60, 61, 62 所示之器具，加以潤飾。接縫即作伸縮縫用。後面模板，應俟凝固堅硬後，再行拆除。如外面需要灰砂漿一層，則可用鐵片一塊，置於模中，與前面模板，相距 1 吋，先將灰砂漿灌於鐵鈹與前模板之間，後將粗混凝土注入鐵鈹與後模板之間，參閱圖 63。再將鐵片抽去，充

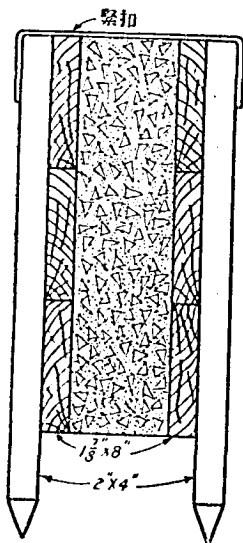


圖 59 側石之模板

分舂搗，俾可結成一體。

圖 63 為曲呎形截面，及其模板之建築法。此式用於疏鬆之土質，結果甚佳。後面模板為 $1\frac{3}{8}$ 吋厚，12 吋寬，下部以小木椿固定之。前面模板為 $1\frac{3}{8}$ 吋厚，6 吋寬，亦以木椿固定。置放混凝土之前，用鐵片兩塊，形式

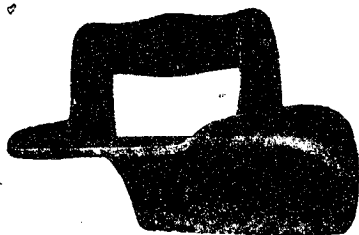


圖 60 側石之角模



圖 61 半徑模具

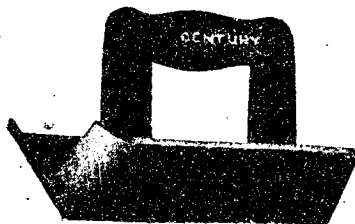


圖 62 內角模具

如圖。置於模中，相隔 6 呎至 8 呎。俟側石下部及側溝部份之混凝土置放完畢並舂搗後，將 1½ 吋木板，置於適當位置，用螺絲緊扣扣住，如圖 63。於是再置放側石上部之混凝土。俟略為凝固，可以支持時，即將前面模板及鐵鈸拆除，潤飾表面與前同。

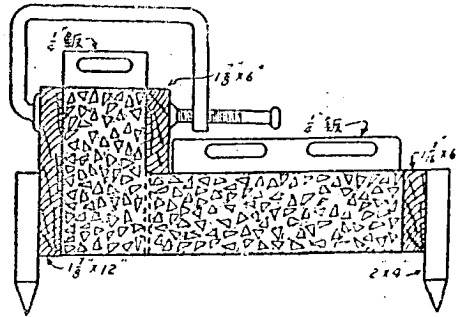


圖 63 曲尺形側石之模板

146. 用費 建造側石之費用，視情形不同而異。在普通情況之下，6 吋寬，24 吋深之長方形側石，每呎約需美金 6 角左右。8 吋寬，24 吋深者，約需美金 8 角左右。工程大而情況佳者，6 吋寬之側石，可減至每呎美金 4 角至 4½ 角。基礎之開挖工，包括在內。

曲尺形之側石，較長方形者，約貴百分之 10 至 20，因材料需要較多，做工亦較大也。

第二十三章 混凝土石及混凝土塊

147. 分類 混凝土石, 混凝土塊, 混凝土瓦筒, 及混凝土磚等, 普通可分為兩類, 如下:

(a) 混凝土石又稱人造石, 用以裝飾房屋表面, 係專家製造, 以代細石面, 赤陶及磚等。大都於凝固後用錘所研飾, 或製以酸性液。

(b) 混凝土塊, 瓦筒, 及磚等, 多用於混凝土之圻工。工廠, 汽車間, 及小房屋之牆, 多用以疊砌。

上述兩種材料, 均有良好之出品, 但較次之品, 亦頗多用之。人造石之劣者, 大概由於鋼筋之不適當及缺乏鋼筋, 並因組合材料之不分粗細致混凝土本身疏鬆多孔。工廠製造混凝土牆塊時, 對於組合材料之粗細, 大都不甚注意, 水量比例, 亦多不適當, 製成後又不使其凝透。其最大弊病, 在製造者力求出貨速而價值廉。

148. 混凝土塊 造房屋用之混凝土塊, 其形狀, 大小, 及用途, 各不相同。建造負載樓版或其他荷重之牆壁時, 所用之混凝土塊, 自應較用作填料者為堅強。增高混凝土強度, 其方法有二: (1) 為增加膠灰, (2) 為減小空心。1928年美國混凝土學會所定混凝土塊及瓦筒之大小尺度如下。

混凝土塊			容許變動參差之範圍
寬	高	長	
$6 \times 7\frac{3}{4} \times 15\frac{3}{4}$			$-\frac{1}{4} - \frac{1}{8} - \frac{1}{8}$
$8 \times 7\frac{3}{4} \times 15\frac{3}{4}$			
$10 \times 7\frac{3}{4} \times 15\frac{3}{4}$			
$12 \times 7\frac{3}{4} \times 15\frac{3}{4}$			

混凝土瓦筒

5 × 3½ × 12
 5 × 8 × 12
 5 × 12 × 12
 3 × 12 × 12
 4 × 12 × 12

6 × 12 × 12
 8 × 12 × 12
 10 × 12 × 12
 12 × 12 × 12

容許有百分之 3 之參差

美國混凝土學會規定混凝土經 28 日之抗壓強度如下：

分 類 名 稱	砌成牆截面之抗壓強度以每方吋磅計	
	三個或多於三個單位之平均數	每一單位之最小數
耐高壓之混凝土塊或瓦筒	1200	1000
耐中級壓力之混凝土塊或瓦筒	700	600
不耐壓力之混凝土塊或瓦筒	250	200

149. 製造 混凝土塊之製造，分濕法及乾法兩種，但實際上乾濕亦無一定界限。採用乾法者頗多，如其他方面，如調養等，均屬適當，則使用之結果，頗屬滿意。混凝土係用人工或機力舂搗，使其堅實，小工廠製造時，多用人工舂搗，大工廠則用機力舂搗。

混凝土之調養凝透，大都與製造方法有關，乾製法所含水份較濕製法為少，故調養時需要之水份亦較多。在空地調養，應搭篷遮庇風與太陽，並應不時灑水。亦有用低汽壓之濕蒸汽調養者，即將混凝土塊或人造石置於蒸汽間中 24 小時或數日。

150. 材料 製造混凝土物品所用之材料，應選優良潔淨者為宜。粗細等級，亦應配合均勻，俾混凝土可格外堅實。需要特製表面者，混合材料可有 1 比 2，1 比 2½，或 1 比 3 之不同。普通混凝土塊，則照標準混和，使生產所需之強度。

151. 樓版之潤飾 工廠之樓版，常塗灰砂漿面層，厚自 ¾ 吋

至 1 吋。灰砂漿之組合成分，大都爲 1 份波特蘭膠灰及 2 份粗細配合之砂，惟膠灰較富之灰砂漿每易發生裂紋。苟係運用不繁之樓版，可用 1 份膠灰 3 份砂，反可較佳，因其伸縮性，與樓版相差不多故也。膠灰愈富，伸縮性亦愈大。

面層厚祇 $\frac{3}{4}$ 至 1 吋，故應於樓版澆成後四五小時，即將面層加上，俾可互相切實結合。惟如此辦理，其表面不及於樓版乾硬後再加面層者爲光滑。原因由於樓版下有索樑之處，凝縮程度較大，除非鏟拌至砂石十分均勻，則凝縮程度，每難一致。

倘面層不與樓版同時施工，則在兩者間求其結合，極感困難。樓版上面，至少應鑿去厚 $\frac{1}{4}$ 吋，呈露粗糙之鑿面，所有鑿鬆片屑，必須除淨，在加面層之前，並應用水，浸透洗淨，俾兩層之間，切實結合，否則斷難使人滿意。灰砂漿應濃厚，以免抹乾及過分勻壓之繁勻壓過多，則細粒上升，往往致樓版多生灰塵。

樓版面層，亦應切實調養透凝，俾免易生灰塵，而可得耐久之面。一俟樓版面層略爲變硬，可以行人，即將厚 2 吋之砂，鋸屑，或麻布袋，浸濕蓋上，至少經兩星期。

設計樓版強度時，後加之面層，不可算入。至於同時施工之面層，是否可以加入計算，尙是問題。如認爲運用過繁，上層勢將完全磨去，或兩層間接縫有可疑之處，則上層均不應作爲樓版之一部份計算。

最好於樓版之上，先鋪煤渣混凝土一層，厚約 2 至 3 吋，然後再鋪灰砂漿面層。表面既可較平，而電燈線導管及與水管聯絡之小管，亦較易埋置。

樓版上如鋪地毯等物，則灰砂漿面層，可以減薄至 $\frac{1}{4}$ 吋，密接於樓版。如處理得宜，樓版面亦甚完善，所有粗糙不平之處，可用電機磨去。



混凝土側石及側溝之模板

混凝土工程學

第三篇

第二十四章 鋼筋混凝土梁之設計

152. 彎曲之理論 鋼筋混凝土之彎曲理論，異常複雜。關於鋼筋混凝土工程之設計，曾創立多數規則，公式，及表格，在某種情形下，亦屬精確而可用。但設計者究應澈底明瞭各種不同情形之影響。工程師斷不可不明理論，而專按成法設計。以一不明理論之人，而設計有關生命之建築物，即認其有疏忽之罪，亦不為過。應用公式，於鋼條及混凝土之性質暨其他細部之設計，均有關係，若一味盲用，殊屬危險。下述證明，雖已煞費苦心，力求簡明，但仍需採用記號，列成代數式，據此而定設計規則。為求一致起見，所用記號，均限於聯合委員會所用者。名詞之意義，或須俟讀過以下數節，方能明瞭。

記號之解釋

b = 梁寬，或 T 形梁之翅寬，

d = 自壓縮而至鋼筋重心之深，

A_s = 鋼筋之截面積，

p = 鋼筋面積與鋼筋重心以上混凝土面積之比率， $= \frac{A_s}{bd}$ ，

E_s = 鋼筋之彈性係數，

E_c = 混凝土之最初彈性係數。

$n = \frac{E_s}{E_c}$ 彈性係數之比率。

f_s = 鋼筋單位面積之抗張應力。

f_c = 混凝土極邊纖維單位面積之抗壓應力。

ϵ_s = 鋼筋每單位長之應變。

ϵ_c = 混凝土極邊纖維單位長之應變。

k = 自中立軸線至極邊纖維之距與有效深 d 之比率。

j = 自鋼筋至抗壓應力重心之距與有效深 d 之比率。

z = 自極邊纖維至抗壓應力重心之距。

ΣX = 橫向抗壓應力之總數。

M = 截面之抵抗力矩。

153. 梁之靜力 在說明應用鋼筋混凝土為梁之理論以前，須先略述普通梁之靜力。組成此梁之材料，其伸張與壓縮之彈性係數相同。命圖 64 中之 AB，代表此梁，上加勻佈荷重為 W ，則梁之內部將發生橫向應力。假定此梁之半段為空中一自由體，而所受之外力仍與前同，並假定截面上之 C 力與 T 力，恰能使此半段梁在空中平衡，各力及其方向，如圖所示。荷重 W ，以一排向下等距之小箭頭代表之。支點之反動力為向上力，如圖左端所示。截面中之應力，等於 C ， T 兩力， C 與 T 力亦屬相等。

C 力在上，必向左，故上部截面為壓縮。 T 力在下，必向右，故下部截面為伸張。茲可設想 C 力與 T 力為截面中無數纖維應力之合力。極邊纖維，即頂面與底面纖維之應力當然為最大。在高之中

央，既不伸張，亦無壓縮。名爲中立軸線，見圖 65。

爲簡單起見，取梁之極薄一片，加以研究，其長及深，仍與原梁相同，其厚度祇一根纖維，換言之，卽以一根纖維積疊而成薄片，如圖 66。假定用單純長方形勻質混凝土爲梁，其伸張彈性及壓縮彈性相同。則各纖維之應力，如圖 65 所示。中立軸線，恰在高度之中

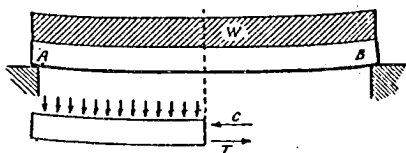


圖 64 負勻佈荷重之梁

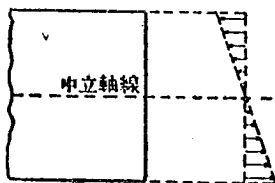


圖 65 梁中中立軸線之地位

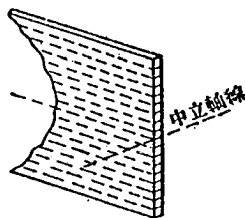


圖 66 狹梁中立軸線之地位

點，梁頂纖維與梁底纖維之應力相同，不過方向相反。倘截面恰在全梁跨距之中心，而荷重勻佈如圖 64 所示，則該截面之剪力爲零。

因混凝土之抗張強度極微，故若以單純混凝土爲梁，其強度殊小。混凝土之抗壓强度高，鋼條之抗張强度高，鋼筋混凝土，卽將兩種優點，同時利用。抗張與抗壓，爲最主要之兩種性質，若其他情形相等，則以最廉之價，能得所需之抗壓力及抗張力者，是爲最經濟。

154. 混凝土抗壓之經濟情形 混凝土每方吋之極限抗壓強

度，普通爲 2,000 磅，或略多於此數，爲以數字作比較起見，茲姑定每方吋之費用應力爲 500 磅。混凝土價，假定爲每立方呎美金 4 角，或每立方碼美金 10.80 元。再假定此項工程所用之鋼條價爲每磅美金 4 分，則每立方呎鋼條重 480 磅，合美金 19.20 元。即大於混凝土之價 48 倍。但鋼條之抗壓應力，每方吋可達 16,000 磅，大於混凝土之費用應力 32 倍，故用鋼條抗壓，其費用較大 $\frac{48}{32} = 1.5$ 倍。物料單價，隨時變動，上述之比例，固不可認爲定數。但用混凝土抗壓，較爲經濟，已屬顯然。尙有其他優點，後文續述。

155. 鋼條抗張之經濟情形 單純混凝土，每方吋之極限抗張強度，少有超過 200 磅者。若安全因數用 4，則費用抗張應力，不過每方吋 50 磅。爲數太小，不合實用。反之，鋼條之費用抗張應力，爲每方吋 16,000 磅，大於混凝土 320 倍。同一體積，鋼價雖較混凝土貴 48 倍，但其抗張力之經濟上價值，實反高 $\frac{320}{48} = 6.67$ 倍。故用鋼條抗張，用混凝土抗壓之經濟原則，無論材料單價有何合理的變更，當不能使之動搖。在鋼筋混凝土梁中，鋼筋必置於抗張方面，與極邊相距約 1 至 2 吋，即鋼筋之外留有混凝土層，厚約 1 至 2 吋。其目的有二：一爲保護鋼筋，使不生銹；並不受火災影響，二爲使鋼筋與混凝土之結合，愈加可恃。但鋼筋以下之混凝土，設計時並不加入計算。中立軸線與鋼筋間之混凝土，其工作爲傳遞鋼筋之張力達於混凝土，因此而發生之應力稱爲剪力。梁之下半部，在理論上雖亦受橫向應力之張力，且當梁中之應力甚小時，確亦擔負一部分張力，然當梁受大荷重時，混凝土所能供給之張力，仍佔極小比例，故

可略而不計。況此乃偏於安全方面，而計算則因此大為簡單，其所得結果，亦相差無多。故常假定如圖 67 之單位截面，在中立軸線以上之混凝土任抗壓，而抗張則全由鋼筋任之。

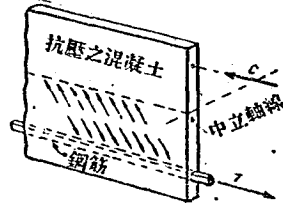


圖 67 鋼筋張力傳遞於混凝土之情形

156. 混凝土抗壓時之彈性 計算木梁及工形鋼梁之橫向應力時，常假定在彈性限度以內，各應力之彈性係數，均屬一律。據試驗已證明其近於準確，故可成爲定律。譬如用力 1,000 磅拉一鋼條，可使增長 0.001 吋，則用力 2,000 磅拉該鋼條，必可使增長 0.002 吋。對於混凝土亦曾作同樣之試驗，不幸其性質殊不若鋼之有規則。但在實用範圍以內，亦近乎一律，並可視作一律。惟一般試驗者，細量各種不同壓力所生之壓縮，一致認爲增加壓力所生之增加縮短，視壓力高低而異，高壓力時較低壓力時爲大。

茲述一實驗如下：取一方形或圓形混凝土柱，長至少 1 呎，置於試驗機中。用一極精密之測微器，由硬鋼製之螺旋針尖固定於混凝土上。兩針尖之原距爲已知數，假定其爲 8 吋。混凝土被壓以後，兩針尖間之距離，將較前微小。極精密之測微器，可量至萬分之一吋，或約爲全長之 $\frac{1}{100,000}$ 。下表所列爲每方吋所受之壓力，及相

當之壓縮度，頗堪代表一般混凝土之性質。

每方吋所受之壓力	相當之縮壓度
200 磅	全長之 0.00010
400 磅	全長之 0.00020
600 磅	全長之 0.00032
800 磅	全長之 0.00045
1,000 磅	全長之 0.00058
1,200 磅	全長之 0.00072
1,400 磅	全長之 0.00090
1,600 磅	全長之 0.00110

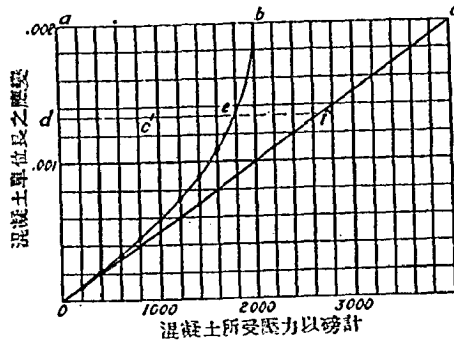


圖 68 混凝土之壓力與壓縮曲線

上表之數值，可任意選一種比例尺，繪製曲線如圖 68。例如每方吋所受之壓力為 800 磅，相當之壓縮度為 0.0045。即在橫線上自零點起，用選定之比例尺，量定距離，代表 800 磅。繼由該處之垂直線上，另用一種比例尺代表 0.0045。量得之點，即為曲線之一點。其他各點亦可同樣得之。雖各點均係用同一樣品試驗得來，但尚不足以成立混凝土受壓縮時之彈性定律。經採用許多樣品試驗，繪成多數曲線，加以研究，知此等曲線之平均地位，大致與最初彈性係數線相切之拋物線相近，此最初彈性係數線在圖 68 中即為對角直線。

往昔大都將此壓縮曲線假定其為拋物線，而為各項計算公式

之依據。按理論推究，殊嫌太繁。茲由圖 68 知壓力在 600 磅或甚至 800 磅以下，拋物線與對角線，相差無幾。故依拋物線理論求得之結果，與直線公式相較，所差極微，不致超過混凝土確實強度之容許差誤數。因之以下證明，均一律用直線理論。

157. 理論之假設 鋼筋混凝土梁之理論，係根據於下列之假設：

(a) 荷重之方向與梁之軸線成直角，即水平梁之受垂直荷重者，方與此條件相合。

(b) 在水平方向移動，並無阻力。實際上能確實符合此種情形者絕少。梁之兩端愈固定，則其強度較之兩端自由者愈大。在普通情形下，此項所增之強度，殊不易確定。故除作為增加安全外，並不計及。

(c) 混凝土與鋼筋一同伸張。即兩者黏着，並不脫離，此點極為重要。

(d) 梁之橫截面如在梁未彎曲之前為平面，則在梁既彎曲之後，仍為平面。

圖 69，係特別放大，表示上述第(d)條之情形。圖中 $abcd$ 為梁未荷重以前之截面，迨荷重以後，即變為 $a'b'c'd'$ 。 $a'a$ 等於 $b'b$ ，為壓縮。中立軸線則並未變動。梁底混凝土之伸張為 cc' ，等於 dd' 。鋼筋則伸張 gg' 。自中立軸線至梁頂間之混凝土，其受壓程度，與離中立軸線之距離成比例。

圖 70 為梁之側面，表示各纖維之變形。因自中立軸線至梁頂間各纖維之壓縮與距離成正比例，若 aa' 代表極邊纖維之壓縮，則

三角形中之各並行線，以同一比例尺，代表各纖維之壓縮變形。

158. 壓力之綜合 綜合壓力，即係將各壓力併合。此項壓力，係自零起至極邊纖維之最大應力 f_c 為止。極邊纖維之壓縮為 ϵ_c 。平均單位抗壓應力為 $\frac{1}{2}f_c$ 。自中立軸線至梁頂之距離為 kd 。梁寬為 b 。故抗壓力之總數為

$$\Sigma X = \frac{1}{2}f_c bkd \quad (9)$$

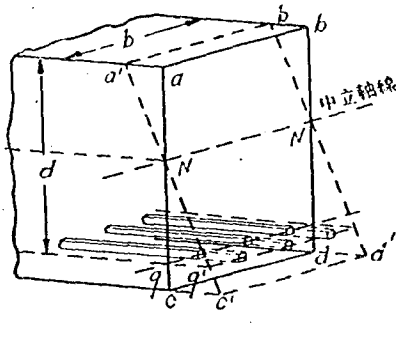


圖 69 梁彎曲前及彎曲後之截面情形放大圖

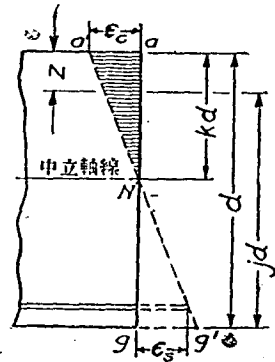


圖 70 梁纖維形變後之側視圖

159. 壓力之重心 壓力之重心，見圖70，恰與三角形之重心，相符合。上距梁頂，等於三角形高之三分之一，故

$$z = \frac{1}{3}kd \quad (10)$$

自抗壓應力重心至鋼筋之距離，與 d 之比等於 j 。故抗壓重心與抗張重心之距為 jd ，等於 $(d-z)$ 。

160. 中立軸線之位置 依照力學之基本定律，水平抗張力之總數，與水平抗壓力之總數，必相等而相反。中立軸線與鋼筋間之混凝土，其抗張能力，本屬極小，可以不計。鋼筋之抗張應力，乃等於 $A_s f_s = p b d f_s$ ，亦即等於混凝土之抗壓應力 $\frac{1}{2}f_c bkd$ ，見公式(9)。故

$$pbdf_s = \frac{1}{2}f_c bkd$$

兩邊均除以 bd , 得

$$pf_s = \frac{1}{2}f_c k \quad (11)$$

中立軸線之位置, 由 k 值確定。 k 為 p 及 n 之函數。(11) 式中
之 f_s 及 f_c 亦須設法消去。據定律 $f_c = \epsilon_c E_c$, $f_s = \epsilon_s E_s$, $n = E_s \div E_c$,
代入方程式(11), 得

$$p\epsilon_s E_s = \frac{1}{2}\epsilon_c E_c k \quad (12)$$

由圖 70 中之兩個三角形, 可列成下式。

$$\frac{\epsilon_c}{kd} = \frac{\epsilon_s}{d-kd} \quad \text{或} \quad \epsilon_c = \epsilon_s \left(\frac{k}{1-k} \right)$$

代入方程式(12), 並將 n 代 $\frac{E_s}{E_c}$, 得

$$pn = \frac{1}{2} \left(\frac{k^2}{1-k} \right) \quad (13)$$

兩邊均乘以 $2(1-k)$, 得

表 XVI 相當於各 n 及 p 值之 k 值
(直線公式)

n	p									
	.020	0.18	.016	.014	.012	.010	.008	.006	.004	.003
10	.461	.446	.427	.407	.385	.358	.328	.292	.246	.216
12	.493	.476	.457	.436	.412	.385	.353	.314	.266	.235
15	.531	.513	.493	.471	.446	.418	.384	.343	.291	.258
18	.562	.544	.524	.501	.476	.446	.412	.369	.316	.279
20	.580	.562	.542	.519	.493	.463	.428	.384	.328	.292
25	.618	.600	.580	.557	.531	.500	.463	.418	.358	.319
30	.649	.631	.611	.588	.562	.531	.493	.446	.384	.344
40	.698	.679	.659	.637	.611	.579	.542	.493	.428	.384

$$2pn - 2kpn = k^2$$

$$2pn = k^2 + 2kpn$$

兩邊均加 p^2n^2 , 得

$$2pn + p^2n^2 = k^2 + 2kpn + p^2n^2$$

方程式之右邊, 爲 $(k + pn)$ 之乘方, 兩邊均開方, 得

$$\sqrt{2pn + p^2n^2} = k + pn$$

移項, 得

$$k = \sqrt{2pn + p^2n^2} + pn \quad (14)$$

161. 彈性係數之比率數值 在討論彈性係數之比率數值以前, 應先論 k 與 j . 相當於各不同 n 及 p 之 k 值, 已算出而列如表 XVI. 其中 n 之值, 選定八個。 p 之值, 選定十個, 每個相差爲百分之 2, 已頗齊備。故 k 之數值, 大都可直接由表 XVI 檢出。其他在範圍以內之值, 表內所不列者, 亦可以中介法推算得之。

表 XVII 相當於各 n 及 p 值之 j 值
(直線公式)

n	p									
	.020	.018	.016	.014	.012	.010	.008	.006	.004	.003
10	.845	.851	.858	.864	.872	.881	.891	.903	.918	.928
12	.836	.841	.848	.855	.863	.872	.882	.895	.911	.922
15	.823	.820	.836	.843	.851	.861	.872	.886	.903	.914
18	.813	.819	.825	.833	.841	.851	.863	.877	.895	.907
20	.807	.813	.819	.827	.836	.846	.857	.872	.891	.903
25	.794	.800	.807	.814	.823	.833	.846	.861	.881	.894
30	.784	.790	.796	.804	.813	.823	.836	.851	.872	.885
40	.767	.774	.780	.788	.796	.807	.819	.836	.857	.872

參閱圖 70, 及方程式 (10) 以下之一段文字, 知自鋼筋中心至

混凝土抗壓部分重心之距離為 $jd = (d - z)$ 。因此，得

$$j = \frac{d - z}{d} = \frac{d - \frac{1}{3}kd}{d} = 1 - \frac{1}{3}k \quad (15)$$

相當於各不同 p 及 n 值之 j 值，已算出列如表 XVII。

k 與 j 之值，及其相當各不同之 p 與 n 值，可繪製曲線如圖 71。當查表時， k 與 j 之值，如須用中介法推算時，則改查曲線，更覺便利。

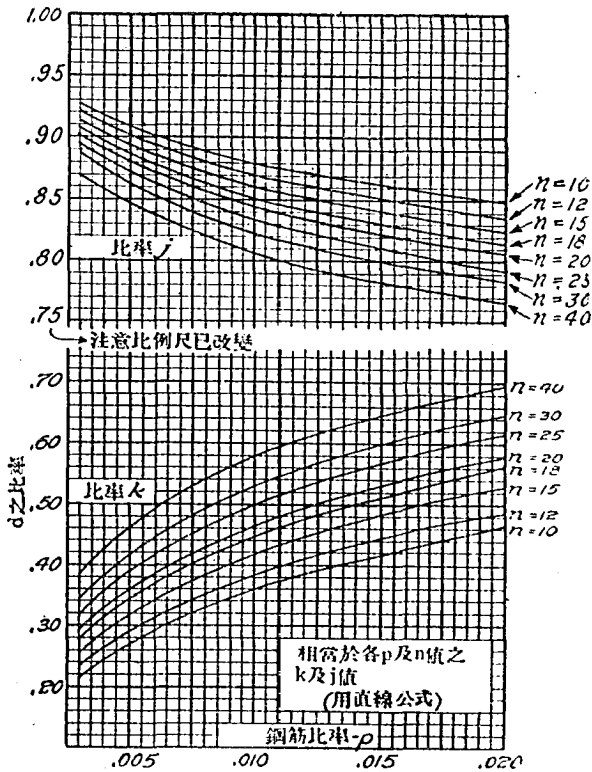


圖 71 相當於各 p 及 n 值之 k 及 j 值曲線

【例題 1】 假定 $n=15$, 及 $p=0.01$, 求 k 與 j 之值。(查圖 71)

解 由 $p=0.01$ 處之垂直線, 沿線上升, 至與 $n=15$ 之 k 曲線相交。由左邊比例尺查出, 此交點在 0.40 線之上 $\frac{9}{10}$ 小格, 每小格等於 0.02 , 故 k 值為 $\frac{9}{10} \times 0.02 + 0.400 = 0.418$ 。同法, 沿 $p=0.01$ 處之垂直線上升, 達與 $n=15$ 之 j 曲線相交。於左邊比例尺查得為 0.861 , 即 $j=0.861$ 。

【例題 2】 假定 $n=16$, 及 $p=0.0082$, 求 k 與 j 之值。

解 在 n 線上 0.0080 與 0.0085 間之 $\frac{2}{5}$ 處, 假定有一垂直線, 此線與 $n=15$ 之 k 曲線, 相交於 0.388 處, 與 $n=18$ 之 k 曲線, 相交於 0.416 處, 相差為 0.028 。差數之三分之一為 0.009 , 加於 0.388 , 等於 0.397 , 即為用中介法求得之 k 值。實用上, 0.397 之數已頗精確, 但其精密數為 0.398 , 可由方程式 (14) 求得之。同法, j 之數值亦可以中介法求得為 0.867 。以上所求得之數值, 雖算至小數點以下三位, 但實際上, 混凝土之其他性質及強度等, 均不能如此精確, 故算至小數點下二位已足。

表 XVIII 各等級混凝土之彈性係數

混凝土之種類	時期 (日)	成分	E_c	n
煤渣混凝土	30	1:2:4	1,200,000	25
碎石混凝土	30	1:3:6	2,000,000	15
碎石混凝土	10	1:2:4	2,000,000	15
碎石混凝土	30	1:2:4	2,500,000	12

n 為鋼條與混凝土彈性係數之比率, 在理論上, 其數值殊不一定。鋼條之彈性係數, 幾為常數, 大約為 $29,000,000$ 或 $30,000,000$ 。碎石混凝土之最初彈性係數, 視混凝土之性質而異, 約自 $1,500,000$ 至 $3,000,000$ 。1:2:4 煤渣混凝土之平均彈性係數為

1,200,000 左右。曾取碎石混凝土作試驗，有低於 1,500,000 者，有高於 4,000,000 者。可用之數，列如表 XVIII，鋼條之彈性係數，用常數 30,000,000。

162. 鋼筋之比率 以前各項計算，似乎鋼筋與混凝土之比率，為並無限制，實則恆有一定範圍，在此範圍以外，即屬無用。且依不同情形，而有其最經濟之比率。因此 p 值需藉 f_c 、 f_s 及 n 決定之。將方程式(14)中之 k ，代入方程式(11)，得

$$p = \frac{1}{2} \times \frac{f_c}{f_s} \sqrt{2pn + p^2n^2} - \left(\frac{f_c}{2f_s} \right) pn$$

$$p + \frac{f_c pn}{2f_s} = \frac{f_c}{2f_s} \sqrt{2pn + p^2n^2}$$

乘以 $2\frac{f_s}{f_c}$ ，得 $\frac{2pf_s}{f_c} + pn = \sqrt{2pn + p^2n^2}$

兩邊均乘方，得 $\left(\frac{2pf_s}{f_c}\right)^2 + \frac{4p^2f_s n}{f_c} + p^2n^2 = 2pn + p^2n^2$

乘以 f_c^2 ，得 $4p^2f_s^2 + 4p^2f_snf_c = 2pnf_c^2$

除以 $4p$ ，得 $pf_s^2 + pf_snf_c = \frac{1}{2}nf_c^2$

除以 $f_s(f_s + nf_c)$ ，得

$$p = \frac{nf_c^2}{2f_s(f_s + nf_c)} = \frac{f_c}{2f_s} \frac{f_cn}{(f_s + f_cn)} \quad (16)$$

由上列公式，可知鋼筋之比率，顯然於鋼筋及混凝土之費用應力 f_s 及 f_c ，並其彈性係數之比率 n 有關，不可任意決定。例如假定優良之 1:2:4 混凝土，其彈性係數為 2,500,000，費用抗壓應力 f_c 為每方吋 600 磅。鋼筋之費用抗張應力 f_s 為每方吋 16,000 磅，則 n 為 12，代入方程式(16)，算得 $p = 0.0058$ 。

此種理論之 p 值，在實用上，並非最經濟或最適用者。在尺寸

已定之梁中，用高比率之鋼可以增加其強度。又如荷重已決定，用高比率之鋼可以減小梁之深度。深度減小，則房屋可以減低，而於每層之淨高不生影響，因此所省之費，或可與多用之鋼費相償。但此係一經濟問題。

〔例題〕普通碎石混凝土之 $n = 15$, $f_c = 650$, $f_s = 18,000$, 求理論的鋼筋比率。答 $p = 0.0063$

163 抵抗力矩 抵抗外力之力矩，顯然為鋼筋抗張應力重心，與混凝土抗壓應力重心之距離（即圖 70 中之 jd ）乘以鋼筋之總抗張應力，或混凝土之總抗壓應力。因鋼筋之總抗張應力，與混凝土之總抗壓應力相等；為便利起見，常用鋼筋之總抗張應力，乘兩重心之距離。鋼筋之抗張應力，為其截面面積 A_s ，乘單位應力 f_s ，得公式

$$M = A_s f_s (jd) \quad (17)$$

為計算便利起見，上式又可代以混凝土之尺寸，及鋼筋之比率。因 $A_s = pbd$ ，因得

$$M = (pbd f_s) jd \quad (18)$$

由方程式(9)，得混凝土之總抗壓應力，乘以 jd ，即得抵抗力矩之另一公式如下。

$$M = \frac{1}{2} (f_c bkd) jd \quad (19)$$

倘所用鋼筋之比率，恰與方程式(16)所算出者相符，則方程式(18)及(19)之結果相同。但鋼筋之比率，平時都任意選定，故混凝土之截面尺寸，須同時用兩式檢討。如鋼筋之比率，大於(16)式所算出者，則鋼筋未達其費用張力限度以前，混凝土已超過其費用壓力。反之，如少用鋼筋，則混凝土未達其費用壓力限度以前，鋼筋已超

過其費用張力。所取鋼筋之比率，與最經濟之比率，相差過多時，鋼筋(或混凝土)之應力，往往已達危險之高度，而其時用以爲計算根據之混凝土(或鋼筋)之應力，尙僅達費用應力之限度而已。

鋼筋抗張與混凝土抗壓之費用比率 鋼筋抗張與混凝土抗壓之費用比率，由表或曲線查出，較用公式計算爲便。

取數組不同之 $(f_s \div f_c)$ 及 n 值，代入(16)式計算 p 值，列如表 XIX，並繪製曲線如圖 72。其他 p 值，爲圖表所未列者，可視 $(f_s \div f_c)$ 變更之相當情形用比例求得之。若欲用中介法算定 $(f_s \div f_c)$ 之值，應知 $(f_s \div f_c)$ 之值愈小，則兩曲線間之距離愈大。例如 $(f_s \div f_c)$ 等於 32，則此點在曲線 30 之下。其與曲線 30 之距離，必較 30 及 40 兩曲線相距之 $\frac{2}{10}$ 爲大。

表 XIX 相當於各 $(f_s \div f_c)$ 及 n 值之 p 值

$$\text{公式 } p = \frac{1}{2} \times \frac{1}{R} \left(\frac{n}{R+n} \right) \text{ 其中 } R = f_s \div f_c$$

$f_s \div f_c$	n							
	10	12	15	18	20	25	30	40
10	.0250	.0273	.0300	.0321	.0333	.0357	.0375	.0400
12.5	.0178	.0196	.0218	.0236	.0246	.0267	.0282	.0304
15	.0133	.0148	.0167	.0182	.0190	.0208	.0222	.0242
17.5	.0104	.0116	.0132	.0145	.0152	.0168	.0180	.0199
20	.0083	.0094	.0107	.0118	.0125	.0139	.0150	.0167
25	.0057	.0065	.0075	.0084	.0089	.0100	.0109	.0123
30	.0042	.0048	.0056	.0062	.0067	.0076	.0083	.0095
40	.0025	.0029	.0034	.0039	.0042	.0048	.0054	.0062
50	.0017	.0019	.0023	.0026	.0029	.0033	.0037	.0044

各等級之混凝土及鋼筋，其 n 值大概與 $(f_s \div f_c)$ 成比例，換言

之，即 n 值大時，除非 f_s 或 f_c 因特別原因而異常低劣，則 $(f_s \div f_c)$ 之值必亦大。所以表XIX中左下角及右上角之值殊屬無用。

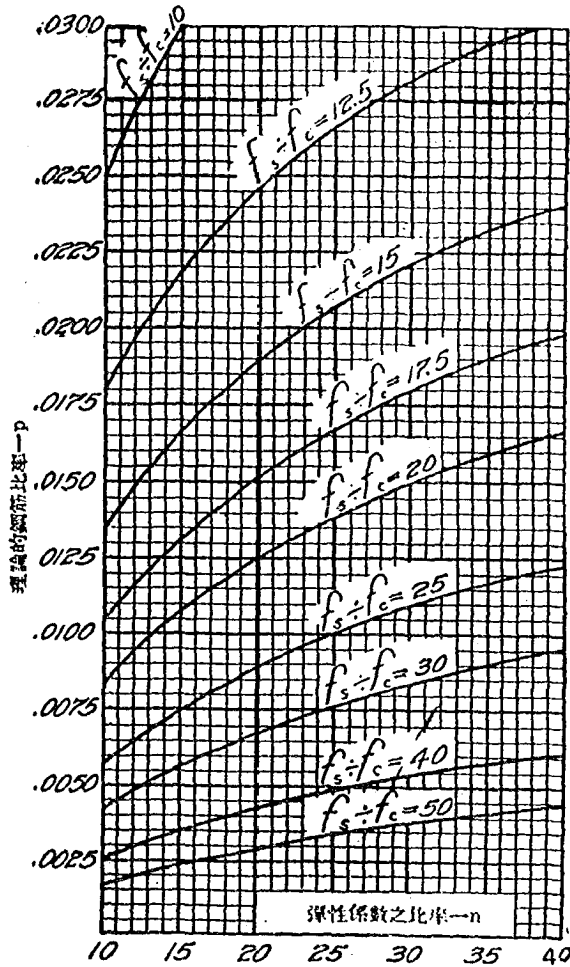


圖 72 $(f_s \div f_c)$ 對於 p 及 n 之關係曲線

常用值之決定 梁之抵抗力矩等於鋼筋之全部抗張應力或混

凝土之全部抗壓應力(兩者相等)乘 jd 。因此有兩數可以選擇,如方程式(17)至(19)所得者,即

$$\begin{aligned} M_c &= \frac{1}{2}(f_c b k d) j d \\ M_s &= A_s f_s (j d) = (p b d f_s) j d \end{aligned} \quad (20)$$

如理論上之 p 值,已由(16)式求得,則上兩式可擇其便利者用之,因結果完全相同也。如 p 值係任意選定,則應求其最小之抵抗力矩。不論何種鋼筋比率,或混凝土等級,式中之因數, $\frac{1}{2} f_c k j$,或 $p f_s j$,必為常數,故方程式(20),可書作

$$M_c = K_c b d^2$$

$$M_s = K_s b d^2$$

或列為普通式, $M = K b d^2$

如照理論的比率採用鋼筋,則由圖 78, 79, 及 80 之各曲線, K 之數值, 可以立即求出。

假如 1:2:4 混凝土, $n=15$, $f_c=600$, $f_s=16,000$, 則 p 可由(16)式求得如下。

$$p = \frac{1}{2} \frac{600}{16,000} \times \frac{600 \times 15}{600 \times 15 + 16,000} = 0.00675$$

既知 $n=15$, $p=0.00675$, 即可由表 XVI, 求得 $k=0.360$ 。再由(10)式, 求得

$$z = \frac{1}{3} k d = 0.120 d \quad \text{及} \quad j = 0.880。$$

代入(20)式中之任何一式, 得

$$M = 95 b d^2。$$

自(16)式算出之 p , 為鋼筋之理論比率, 因用此比率, 則鋼筋與

混凝土將於梁受得最大荷重時，同時達到最大之容許應力也。茲再用其他比率以數字說明之。假定鋼筋之比率，較前加倍，即 $p = 2 \times 0.00675 = 0.0135$ 。由表 XVI，因 $n = 15$ ， $p = 0.0135$ ，可求得 $k = 0.465$ ， $z = 0.155d$ ，及 $j = 0.845$ ，代入方程式 (20)，得

$$M_o = 118bd^2$$

$$M_s = 183bd^2$$

上兩式，以及 $M = 95bd^2$ 之解釋如下：假定混凝土梁之寬及深，為 b 及 d ，混凝土與鋼條彈性係數之比率為 1:15，並假定鋼筋橫截面面積為 $0.00675bd$ 。倘因荷重而發生之力矩為 $95bd^2$ ，則鋼筋之抗張應力將為每方吋 16,000 磅，混凝土之抗壓應力將為每方吋 600 磅，但均指極邊纖維而言。如鋼筋之截面積較前加倍，則中立軸線即向下移， k 值將自 0.360 增至 0.465，混凝土之抗壓截面，乃因而增大。荷重增加百分之 24，力矩達 $118bd^2$ 時，混凝土之抗壓應力始達每方吋 600 磅，而鋼筋之抗張應力，尚祇每方吋 10,340 磅左右，其強度並未完全利用。倘再將荷重增加，至力矩等於 $183bd^2$ ，則鋼筋之抗張應力，為每方吋 16,000 磅，而混凝土之抗壓力，已達每方吋 930 磅，當然太不安全。倘混凝土之抗壓應力，限定為每方吋 600 磅，則荷重必須有一定限度，即其力矩不得超過 $118bd^2$ 。鋼筋雖增一倍，荷重祇可增加百分之 24。是否經濟，須視鋼筋及混凝土價值之貴賤，以及梁之尺寸，有無限度等關係而定。常用之 p 值，往往不止百分之 0.675，用百分之 1.0 者，亦極普通。惟除混凝土特別優良，堪任高壓者外，鋼筋之抗張強度，每不能全部利用。 n 之數值大，即表示 k 之數值高，亦即表示抵抗力矩大，惟 n 之值，不

可任意選擇，須視混凝土之性質而定。又 E_c 為常數，如 n 之數值大，即 E_c 之數值小，亦即容許之抗壓應力 f_c 小。不論何時，鋼筋之比率大於理論數值，則常用方程式(20)中之上一式計算，荷疊可疑，則兼以兩式計算，而用其力矩之較小者。

設 $p = 0.0075$, $n = 15$, $f_c = 600$, $f_s = 16,000$, 同前法，求得 $k = 0.374$, $z = 0.125d$, $j = 0.875$ 。於是因 p 大於理論之值，故可用(20)式中之上一式，得

$$M = 98bd^2$$

〔例題 1〕樓版之厚在其鋼筋以上為 5 吋，混凝土之性質與上述相同，求其資用力矩。

解 設 $b = 12$ 吋

則樓版在 12 吋寬中之 $M = 98 \times 12 \times 25 = 29,400$ 吋磅。

〔例題 2〕樓版之跨距為 8 呎，每方呎荷重 150 磅，混凝土之性質如上述， $p = 0.75$ ，求鋼筋以上之混凝土厚度應為若干？

解 設每方呎 70 磅為樓版本身之估計重量，則每方呎之總荷重將為每方呎 220 磅。在一呎寬之一條中有面積 8 方呎，總荷重為 1760 磅。假定版之兩端，並不固定，則力矩為 $\frac{1}{8}Wl = \frac{1}{8} \times 1760 \times 96 = 21,120$ 吋磅。此條版之寬為 12 吋即 $b = 12$ 吋，則 $M = 98 \times 12 \times d^2 = 21,120$ 吋磅，移項約 $d^2 = 17.96$, $d = 4.24$ 吋。鋼筋之下，加保護層 1 吋，版之總厚可用 $5\frac{1}{4}$ 吋。其每方呎每吋厚以 $12\frac{1}{2}$ 磅計，則每方呎總重為 66 磅，與前假定版之本身重每方呎 70 磅，相差極微，無須重算。倘相差過大，則應重行假定，全部複算。熟練之人，往往能估計適合，不需重算。

164. 設計常用之常數 表 XX 係根據三種不同等級之混凝土計算所得。各級混凝土，經 28 日後之極限抗壓強度 (f'_c) 為每方吋

1,500, 2,000 及 2,500 磅。所用之混凝土，如經 28 日其極限抗壓強度，倘不能超過每方吋 1,500 磅者，實不經濟。但以往所作之多數混凝土以及現在由無經驗及忽略之工作，所製成配合及混和兩不適當之混凝土，其結果亦必較此為優。表 XX 中所列之各常數，因此可適用於各等級之混凝土。2,000 磅等級之混凝土，使用最為普遍，惟使用人，須有認識此項混凝土之經驗。2,500 磅之混凝土，需要最佳之技術，處理組合材料之等級，比例及拌和並鋼筋之佈置，俾能產生較高之單位應力。此種較高等級之混凝土，凡有經驗之工程師，漸多用之。

根據三種等級之混凝土，計算樓版及梁架之強度時，所需用之常數，列如表 XX，查閱極為便利。以後各習題，幾全部根據於此，學者將不時參考及之。

表 XX 三種等級混凝土之常數

混凝土之等級	f_c (40%)	E_c	n	f_s	鋼筋比率 p	k	j	$K = \frac{M}{bd^2}$	$\frac{12K}{(指 b=12)}$ $= \frac{M}{d^2}$
1500-磅	600	1,666,667	18	16,000	.00756	.403	.866	107.2	1286.4
2000-磅	800	2,000,000	15	18,000	.00889	.400	.867	138.6	1663.2
2500-磅	1000	2,500,000	12	18,000	.01111	.388	.871	173.2	2078.4

第二十五章 梁及版之計算及設計

165. 版之計算用表 版所需之厚度，可由表 XXI 查得，以免計算之繁。表中之值係根據數組不同之 f_c 及 f_s 值算出。市政房屋建築規程，常將必須應用之單位值規定，即計算力矩之公式，亦有加以規定者。例如版經過案梁，多屬接連不斷，即擱於牆上者，亦多少被牆限制，其力矩當少於用 $Wl \div 8$ 式算出者，故多數市政規程，常規定用 $Wl \div 10$ 。表 XXI 即據此計算，而表中單位荷重且極易改算，使合於 $Wl \div 8$ 或 $Wl \div 12$ 。

表中第七行為版各種厚度之單位重，係根據碎石混凝土每立方呎重 150 磅計算而得。倘混凝土之單位重量不同，或版上尚須另加面層而在建築上不可計入版之厚度者，則第七行中之數字，應加修改。鋼筋以下之混凝土厚度一行，在實用上已認為適當，但苟因市政規程或其他原因，須另定厚度，則於其上加有效厚度 d 及鋼筋厚度之半，即得版之總厚。據此改正版重，而計算淨荷重，表 XXI 仍可適用。

表中各組之右上角空白，表示此種跨距及版厚，除其本身重外，不復能負荷其他重量。即鄰近空白之各數，亦已覺其不合實用。至於左下角之空白，則表示跨距，荷重及版厚之組合不當，雖橫向強度可任較大之荷重，但抗剪強度不足，故此項跨距及版厚之組合，殊不經濟，亦不能用。

表 XXI 版之資用荷重 $M = Wl - 10$

如用 $M = Wl - 8$, 則單位荷重應減百分之 20 如用 $M = Wl - 12$, 則單位荷重應加百分之 20

1 “1500-磅”等級之混凝土. $f_c = 600; f_s = 18,000; n = 18; p = .00758; M + bt^2 = K = 107.2; j = .866; k = .403$

版之總厚 以吋計	鋼筋以下之 混凝土厚 以吋計	有效厚度 “d” 以吋計	鋼筋		每方呎之 M 以磅計	各種跨徑之版荷重以每方呎磅計版重除外														
			大小	間距		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15			
						版重	版重	版重	版重	版重	版重	版重	版重	版重	版重	版重	版重	版重		
3½	1	2.06	3φ	7½"	5470	241	138	82	49	27	37	20		
4	1	2.56	3φ	5½"	8440	389	231	145	93	40	37	20		
4½	1	3.06	3φ	4½"	12050	572	246	223	149	101	68	44	27	14		
5	1	3.75	3φ	7"	18090	879	540	355	244	172	123	88	61	41	26	14		
5½	1	4.25	3φ	6½"	23240	...	706	470	326	234	170	125	91	65	45	30	17	...		
6	1	4.75	3φ	7"	29030	...	893	597	419	303	224	167	125	93	68	48	32	...		
7	1	5.75	3φ	5½"	42520	897	636	466	350	266	205	158	122	98	69	...		
8	1	6.69	3φ	6"	57560	879	650	493	379	297	233	184	144	113	...		

2 “2000-磅”等級之混凝土. $f_c = 800; f_s = 18,000; n = 15; p = .00889; M + bt^2 = K = 138.6; j = .867; k = .400$

3½	1	2.06	3φ	6"	7070	324	192	119	76	48	29
4	1	2.56	3φ	4½"	10900	520	313	202	135	92	62	41	26
4½	1	3.06	3φ	4"	15580	755	463	304	209	147	104	74	51	34	21
5	1	3.75	3φ	5½"	23400	...	717	479	335	241	178	132	98	72	52	36	23	...
5½	1	4.25	3φ	5"	30040	...	932	627	442	322	240	181	138	105	79	58	42	...
6	1	4.75	3φ	5"	37530	794	567	413	311	238	183	142	110	84	63	...
7	1	5.75	3φ	4½"	54990	848	627	478	370	290	230	183	146	115	...
8	1	6.69	3φ	5"	74200	866	664	518	411	329	266	215	174	...	

3 “2500-磅”等級之混凝土. $f_c = 1,000; f_s = 18,000; n = 12; p = .01111; M + bt^2 = K = 173.2; j = .871; k = .388$

3½	1	2.06	3φ	4½"	8830	416	250	160	106	71	47	30	17
4	1	2.56	3φ	3"	13635	660	404	265	182	127	90	64	44	28	17
4½	1	3.06	3φ	3"	19460	957	592	394	275	197	144	106	78	56	40	27	16	...
5	1	3.75	3φ	4"	29220	...	912	614	432	317	238	180	138	106	81	61	45	...
5½	1	4.25	3φ	4½"	37530	799	569	420	317	244	189	148	116	90	70	...
6	1	4.75	3φ	4"	46900	723	537	407	316	248	196	156	124	98	...
7	1	5.75	3φ	3½"	68700	806	619	484	385	309	251	205	166	...	
8	1	6.69	3φ	4½"	92690	854	672	538	436	358	294	235	...		

【例題 1】碎石鋼筋混凝土版，其 $f_c = 600$ ， $n = 18$ ， $f_s = 16,000$ ，需要每方呎之費用荷重為 200 磅，求跨距應為若干？

解 按題中規定，適合於表 XXI 之第一組。查版厚 7 吋，跨距 11 呎，可負荷每方呎淨重 205 磅，略多於需要之值。又版厚 6 吋，跨距在 9 呎與 10 呎之間，亦可負荷此數。茲用中介法，推算負荷 200 磅之跨距確數如下：由表 XXI，知 $303 - 224 = 79$ ，大於 $224 - 167 = 57$ ，而 57 又大於 $167 - 125 = 42$ 。於是知跨距增加每一整呎，或任何單位不論每半呎或每吋，其淨荷重之減少逐漸變小。毋須詳細計算，即可知跨距自 9 呎增至 9 呎 6 吋時，淨荷重減少之數。必大於跨距自 9 呎 6 吋增至 10 呎時淨荷重減少之數。因荷重之繼續遞減 24 及 33，(224 至 200 及 200 至 167)，即知自 9 呎跨距，至需要跨距之增加數，必少於自需要跨距，至 10 呎跨距之增加數。於是可約估其為 9 呎 5 吋，當與需要跨距極相近。此數可用基本公式計算核對之，但須注意表中所列者為淨荷重，其總荷重應為 $200 + 75 = 275$ 磅。6 吋厚版之有效厚 $d = 4.75$ ， $M = 29024$ ，因 $M = Wl \div 10$ ， $l = 9$ 呎 5 吋 = 113 吋，故 $W = \frac{10}{113} M = \frac{10}{113} \times 29024 = 2,568$ ，此為版寬 12 吋，長 9 呎 5 吋一條上之總荷重。除以 9.42，得 272.6 磅為每方呎之總荷重。減去 75 磅，得淨荷重為 197.6 磅，證明其與已知數極相近。跨距 l 之確數，當然可用公式倒轉算出，惟上述之法，表示跨距亦可用表上之數字，按中介法求得之，且亦充分精確，而並不需多費時間從事計算。究竟用 7 吋版 11 呎跨距，或用 6 吋版 9 呎 5 吋跨距，何者較為經濟及合於需要，全視情形而定，梁之跨距，為其中條件之一。

【例題 2】假設有 1500 磅等級之混凝土版，跨距已定為 6 呎，版之上有煤渣混凝土 2 吋，其上尚有木柵欄及木板共計重為每方呎 23 磅，活荷重為每方呎 150 磅，求版之厚應為幾吋？

解 此種混凝土，適用表 XXI 之第一組。淨荷重應為 $150 + 23 = 173$ 磅。在跨距 6 呎之行中，得 4 吋版之荷重為 145，及 4½ 吋版之荷重為 223。版

用 4 吋既太薄，用 $4\frac{1}{2}$ 吋又太厚。因 173 離 145 較近，離 225 較遠，為經濟計，版厚可採用 $4\frac{1}{2}$ 吋。按上例之中介法推究，知此數頗適當。同樣，可用中介法推求鋼筋之間距。若用 $\frac{3}{8}$ 吋間鋼筋，間距應為 $5\frac{1}{2}$ 吋。

表 XXI 中之三組，均係根據公式 $Wl \div 10$ 計算。如需用公式 $Wl \div 8$ (或 $Wl \div 12$) 時，祇須將表中之單位荷重，減(或加)百分之 20，即可適用。版若僅介於兩牆之間而成一單跨距，則用 $Wl \div 8$ 。若有兩個以上接連跨距，其中間有梁或索支持者，則在中間之跨距用 $Wl \div 12$ ，兩端靠牆之跨距用 $Wl \div 10$ 。

166. 單梁計算用表 為便利起見，將寬為一吋，跨距及深度各不相等之長方形梁上之總荷重(包括梁之本身重)計算列如表 XXII。任何寬度之梁，祇須將表中荷重，乘以梁寬之吋數。此表係根據 $M = Wl \div 8$ 計算，如係他種荷重及連接梁等，則須加以相當改正。此表之混凝土等級，係根據於 $M = 100bd^2$ ；如為他種等級之混凝土，則應先決定 bd^2 之相當因數，換言之，即計算 (20) 式中之 $f_c k_j$ ，或 $p f_s j$ ，而取其最小者；將此數之百分數，乘表中所列之荷重。表 XXII 右上角之空白，亦與表 XXI 相似，表示此種梁將不能荷其本身重。其鄰近空白之數值，亦以除去本身重外，可加之荷重太小，不合實用。表之左下角數值，應用時應格外謹慎。跨距與深度關係如此之梁，每在荷重遠未達表列數值以前，即因不勝對角剪力而破裂。惟腹部鋼筋可彌補混凝土抵抗對角剪力之不足，故不如表 XXI 之易於劃分界線。

【例題 1】設有一梁寬為 8 吋，有效深度為 16 吋，跨距 18 呎。假定混凝土與表 XXI 第二組相同，其因數為 138.6。求可荷重若干？

表 XXII 一吋寬長方形梁之總荷重

乘以梁寬之吋數，即為該梁之總荷重。此係根據公式 $M = 100bd^2$ 計算。其他單位應力數值之組合，可以其公式因數之百分數乘之。

梁之有效 深" d " (吋)	跨 距 以 呎 計																			
	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20			
4	267	213	178	152	133	119	107	97	89	82	76	71	67							
5	417	333	278	238	208	186	167	151	139	128	119	111	104	98	93					
6	600	480	400	343	300	267	240	218	200	185	171	160	150	141	133	126	120			
7	817	653	544	466	408	363	327	297	272	251	233	218	204	192	181	172	163			
8	1067	853	711	609	533	474	427	388	356	328	304	284	267	251	237	224	213			
9	1350	1080	900	771	675	600	540	491	450	415	385	360	337	317	300	284	270			
10	1667	1333	1111	952	833	741	667	606	556	513	476	444	417	392	370	351	333			
11	2017	1613	1344	1151	1008	896	807	733	672	620	575	538	504	474	448	424	408			
12	2400	1920	1600	1371	1200	1067	960	872	800	738	685	640	600	564	533	505	480			
13	2817	2253	1878	1610	1408	1252	1127	1024	939	867	805	751	704	663	626	593	563			
14	3267	2613	2178	1866	1633	1452	1307	1188	1089	1005	933	871	817	768	726	687	653			
15	3750	3000	2500	2141	1875	1667	1500	1361	1250	1154	1070	1000	937	882	833	789	750			
16	4267	3413	2844	2436	2133	1896	1707	1551	1422	1313	1218	1138	1067	1004	948	898	853			
17	4817	3853	3211	2752	2408	2141	1927	1751	1606	1482	1376	1284	1204	1133	1073	1014	963			
18	5400	4320	3600	3085	2700	2400	2160	1964	1800	1661	1542	1440	1350	1271	1200	1136	1080			
19	6017	4813	4011	3437	3008	2674	2407	2188	2006	1852	1718	1604	1504	1416	1337	1266	1203			
20	6667	5333	4444	3800	3333	2963	2667	2422	2222	2030	1904	1778	1667	1569	1481	1404	1333			

注意：合於表中左下角之梁，應詳細計算其對角剪力是否充足，以防危險。

解 由表 XXII, 查跨距 18 呎, 與有效深度 16 吋之梁荷重為 948。因梁寬為 8 吋, 則 $948 \times 8 = 7,584$ 磅。此數乘百分之 138.6, 等於 10,511 磅, 即為此等級混凝土之總荷重。假定梁之總深為 18 吋, 則其本身重為 $\frac{8}{12} \times \frac{18}{12} \times 18 \times 150 = 2,700$ 磅, 由 10,511 減去, 得淨荷重為 7,811 磅。

〔例題 2〕 假定混凝土之 $f_c = 500$, $f_s = 16,000$, $n = 20$, $p = 0.008$; 梁寬為 6 吋, 有效深 12 吋, 跨距 14 呎。求淨荷重為若干?

解 由圖 72, $f_s \div f_c = 32$, $n = 20$, 則 $p = 0.0063$ 。此數小於已知之鋼筋比率 0.008, 故須用方程式 (20) 中之第一式計算。因 $n = 20$, 及 $p = 0.008$, 故 $k = 0.428$, 及 $j = 0.857$ 。參閱表 XVI 及表 XVII, bd^2 之因數 $= \frac{1}{2} f_c k j = 250 \times 0.128 \times 0.857 = 91.7$ 。假定梁寬為 1 吋, 有效深為 12 吋, 跨距為 14 呎, 則其荷重為 685 磅。(參閱表 XXII) 查梁寬為 6 吋, 因數為 91.7, 以 6 乘 685, 得 4110 磅, 再乘以百分之 91.7, 得 3,769 磅。鋼筋以下加 2 吋, 則梁之總深為 14 吋, 本身重為 $\frac{6}{12} \times \frac{14}{12} \times 14 \times 150 = 1,225$ 磅。故淨荷重為 $3,769 - 1,225 = 2,544$ 磅。

167. 梁之寬 為適合容納需要之鋼筋起見, 梁所需之寬度, 應加以考慮。聯合委員會曾有下列之規定: 兩並行鋼筋間之最小淨距, 應為此項鋼筋直徑 (圓鋼筋) 或對角線 (方鋼筋) 之一倍半 ($1\frac{1}{2}$)。倘鋼筋之兩端締定如彎成鈎形, 或延伸使其抗滑力等於鋼筋之應力, 則其淨間距可與鋼筋之直徑 (圓鋼筋) 或對角線 (方鋼筋) 相等, 但不得小於 1 吋, 或小於碎石最大尺寸之 $1\frac{1}{2}$ 倍。

以鋼筋之中至中間距而言, 圓者為 $2.5d$, 方者為 $3.12d$; 其兩端締定者, 則圓者為 $2d$, 方者為 $2.41d$ 。在 1928 年, 美國混凝土學會及鋼筋學會, 均採用同樣之數目, 除非於計算有極大便利, 如不加締定之鋼條均用整數 $2\frac{1}{2}$ 及 3; 加締定者, 用 2 及 $2\frac{1}{2}$ 。表 XXIII, 即依據此項中至中之整數計算梁之總寬, 並將極邊鋼筋至梁側面

之距，定為 $1\frac{1}{4}$ 吋，以防火警。在火警稀少之處，此保護層之厚，可減至 1 吋。反之倘骨材易於被熱損毀，則反應增厚，並加金屬網於其中。不論何種厚度之保護層，表 XXIII 均可應用，祇須將該護層之厚與 $1\frac{1}{4}$ 吋之差數雙倍加減於表中之梁寬而已。

表 XXIII 所示，為梁之實寬，係根據規程計算而得。但模板之木材，均由市場購來，市場之木板寬名為 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 14, 吋，而因機器鋸解關係，7 吋寬以下者，少 $\frac{3}{8}$ 吋，8 吋以上者，少 $\frac{1}{2}$ 吋。包工或寧多費混凝土，使梁超過寬度不足 1 吋之數，而不願鋸去此不足 1 吋寬之長木條。尋常在圖上所示之梁寬，常較表 XXIII 所示者略大，庶用市場上之板料做成模版後，其模板兩側間之淨寬至少可與表列之寬相等。

關於梁深，亦屬同樣情形。譬如設計之梁深為 10 吋，而市場上出售之 10 吋板，實際祇 $9\frac{1}{2}$ 吋，包工者即用 12 吋板，寧將梁深由 10 吋增至 $11\frac{1}{2}$ 吋，不願將木板，鋸去 $1\frac{1}{2}$ 吋。如此，梁之重量，自屬增多，但其強度，亦大為增加，且防火之效亦增。

168. 混凝土之資用應力 聯合委員會認為，混凝土任受各項應力之能力，均與其抗壓強度成比例，曾以經 28 日之混凝土之極限抗壓強度 f_c' 作比，列成資用應力表。試驗之樣塊為 6 吋寬，12 吋長，或 8 吋寬，16 吋長，其製法及儲藏，均依照附錄十三之標準方法辦理，其抗壓試驗亦照附錄十二之方法為之。

於是設計者不可不知所用混凝土經 28 日後之極限抗壓強度 f_c' 。 f_c' 之數字為 1,500, 2,000, 2,500, 或 3,000，設計者可以先行擬定，而使其混凝土之強度能達此數。（使混凝土達指定極限強度之

表 XXIII 一排 2, 3, 4, 或 5 根鋼筋所需要之梁寬

(鋼筋間距依照規程, 梁之兩邊各有混凝土 $1\frac{1}{2}$ 吋為保護層)

	一排鋼筋之根數	$\frac{1}{2}$ "	$\frac{1}{2}$ "	$\frac{3}{8}$ "	$\frac{3}{4}$ "	$\frac{1}{2}$ "	1"	1"	1 $\frac{1}{8}$ "	1 $\frac{1}{4}$ "	
		鋼筋端未縮定	2 3 4 5	5" 6 $\frac{1}{2}$ " 8"	5 $\frac{1}{4}$ " 7" 8 $\frac{3}{4}$ "	5 $\frac{1}{4}$ " 6 $\frac{1}{8}$ " 8 $\frac{1}{2}$ " 10 $\frac{3}{8}$ "	5 $\frac{5}{8}$ " 7 $\frac{1}{2}$ " 8 $\frac{3}{8}$ " 11 $\frac{1}{4}$ "	6 $\frac{1}{16}$ " 8 $\frac{1}{4}$ " 9 $\frac{3}{8}$ " 10 $\frac{7}{16}$ " 12 $\frac{5}{8}$ "	6 $\frac{1}{2}$ " 9" 11 $\frac{1}{2}$ " 14"	7" 10" 13" 16"	7 $\frac{1}{2}$ " 10 $\frac{1}{8}$ " 14 $\frac{1}{4}$ " 17 $\frac{3}{8}$ "
	每加鋼筋一根	1 $\frac{1}{2}$ "	1 $\frac{3}{4}$ "	1 $\frac{3}{8}$ "	1 $\frac{7}{8}$ "	2 $\frac{3}{16}$ "	2 $\frac{1}{2}$ "	3"	3 $\frac{3}{8}$ "	3 $\frac{3}{4}$ "	
	鋼筋端縮定	2 3 4 5	5" 6 $\frac{1}{2}$ " 8"	5 $\frac{1}{4}$ " 7" 8 $\frac{3}{4}$ "	5 $\frac{1}{4}$ " 6 $\frac{1}{8}$ " 8 $\frac{1}{2}$ " 10 $\frac{3}{8}$ "	5 $\frac{1}{2}$ " 7 $\frac{1}{4}$ " 8 $\frac{1}{2}$ " 10 $\frac{3}{4}$ "	5 $\frac{3}{4}$ " 7 $\frac{5}{8}$ " 9 $\frac{1}{2}$ " 11 $\frac{3}{8}$ "	6" 8" 10" 12"	6 $\frac{1}{2}$ " 9" 11 $\frac{1}{2}$ " 14"	6 $\frac{15}{16}$ " 9 $\frac{3}{4}$ " 12 $\frac{3}{8}$ " 15 $\frac{3}{8}$ "	7 $\frac{3}{8}$ " 10 $\frac{1}{2}$ " 13 $\frac{1}{2}$ " 16 $\frac{3}{4}$ "
		每加鋼筋一根	1 $\frac{1}{2}$ "	1 $\frac{3}{4}$ "	1 $\frac{3}{8}$ "	1 $\frac{3}{4}$ "	1 $\frac{1}{8}$ "	2"	2 $\frac{1}{2}$ "	2 $\frac{13}{16}$ "	3 $\frac{1}{4}$ "

方法, 前於 41 節至 50 節中已討論茲將各項費用應力, 列如下表:

因彎曲所生極邊纖維之抗壓應力, $0.40f_c'$ 連梁近支點處因彎曲所生極邊纖維之抗壓應力, $0.45f_c'$

混凝土之抗張應力, 無

混凝土之抗剪應力如下:

(a) 梁中鋼筋之端未特別縮定, 即未彎成 180° 之鈎形者

(指梁之非接連一端而言, 下做此):

(1) 梁中無腰部鋼筋者, $0.02f_c'$ (2) 梁中有鋼筋或彎起鋼筋或兩種兼備者, $0.06f_c'$ (b) 梁中鋼筋之端有特別縮定, 即彎成 180° 之鈎形者:(1) 梁中無腰部鋼筋者, $0.03f_c'$ (2) 梁中有鋼筋或彎起鋼筋或兩種兼備者, $0.12f_c'$

鋼筋與混凝土間之抗滑力如下:

- (a) 光面鋼筋在梁或版中， $0.04f_c'$
- (b) 變形鋼筋在梁或版中， $0.05f_c'$
- (c) 光面鋼筋在底脚中(祇一個方向有鋼筋)， $0.04f_c'$
- (d) 變形鋼筋在底脚中(祇一個方向有鋼筋)， $0.05f_c'$
- (e) 若(c)及(d)兩項中，兩個方向均有鋼筋，則應減百分之 25。

第二十六章 鋼筋與混凝土之結合

169. 鋼筋在混凝土中之抗滑力 以前所討論者，限於梁之上部壓力及張力。擱置於兩支點之單梁，其兩端之纖維，並無張力或壓力，即梁之中點或近中點之水平張力及壓力向兩端漸減，至此已完全消滅。此蓋由於梁中部之混凝土，將下部鋼筋之抗張應力全部傳遞於梁上部之抗壓纖維也。實際上传遞應力，即為梁下半部混凝土之惟一任務。

因此鋼筋與混凝土之結合力，須足敷抵抗滑脫。所需抗滑力之強度，顯然等於單位長度內，鋼筋兩端之抗張力差數。例如 1 吋方鋼筋，在混凝土梁之中段所受之抗張力，為每方吋 15,000 磅。因鋼筋截面為 1 方吋，故全部抗張力，恰為 15,000 磅。倘另有一點，與梁之中點相距 1 吋，其處力矩已減少，鋼筋之抗張力，已由 15,000 磅，減至 14,900 磅。此相差數 100 磅，即為混凝土所負荷。1 吋長之鋼筋，其四周之表面面積為 4 方吋，意即需要抗滑力，每方吋平均 25 磅，方能使鋼筋與混凝土間，不生滑脫。但鋼筋與混凝土間之抗滑力，普通大於此數，故在梁之中段，此問題殊不甚重要。迨近兩端處，張力之遞減加速，因之，抗滑力是否敷足，極堪注意。

變形鋼筋之性質 鋼筋與混凝土間之抗滑力，有時不敷應用達危險程度時，即須改用變形鋼筋，俾增高抗滑力。鋼筋表面，及圍於鋼筋表面之混凝土，曾用顯微鏡加以考查，得悉抗滑力之發生，

端賴於鋼筋表面之粗糙，因膠灰可以填進鋼筋表面之微細凹痕，此種凹痕，必須用顯微鏡方能察出者。鋼筋之應力，即使在彈性限度以內，仍能使鋼筋之橫截面，略為縮小，抗滑力因而減小。故鋼筋中之應力愈大，則抗滑力愈小。上述之見解，道爾普特教授曾用硬鋼加以多次之試驗，而證實之。彼曾用極光之鋼條，埋入混凝土梁，結果，總因鋼筋滑脫而損壞。由特種試驗，並測定其抗滑力，遠低於普通鋼筋。各種變形鋼筋之設計，即根據於此項原理。軋製鋼筋，亦常故意使其表面粗糙，藉增抗滑力。變形鋼筋之式樣甚多，因其表面不平，故不僅具黏結力，且非將其周圍之混凝土毀壞，不能拔出。式樣之選擇，第一須求其抗滑力最大，第二須求其製造費用不過昂貴。在極適用光面鋼筋之處改用變形鋼筋，其抗滑力亦可較大百分之 25。又鋼筋之能否拔出，與混凝土之強度極有關係。聯合委員會曾根據試驗，主張採用之實用抗滑力；光面鋼筋為 $0.01 f'_c$ ，變形鋼筋為 $0.05 f'_c$ 。 f'_c 為混凝土經 28 日後之極限抗壓強度。表 XXIV 即依據此項主張，計算列出。

聯合委員會曾規定變形鋼筋之定義，為變形鋼筋之抗滑力，較同截面面積之光面圓鋼筋，大百分之 25。故各式變形，不再細別，因不論何種變形，至少應增大抗滑力百分之 25 也。有數種優良之變形，曾經試驗，可增加百分之 50。

170. 鋼筋所需抗滑力之計算法 由力學理論，知不論何截面之總剪力，等於其與相距極微之另一截面之力矩差。參閱圖 73， T 為截面左方鋼筋向梁中心之張力， T' 為截面右方鋼筋向梁端之張力。 $T - T'$ 即為張力之差，亦即 x 長度中混凝土所負荷之張力。

表 XXIV 光面及變形鋼筋表面每方吋及長度每吋之抗滑力

	表面每方吋之抗滑力			
	$f_c' = 1500$	$f_c' = 2000$	$f_c' = 2500$	$f_c' = 3000$
光面鋼筋 @ $0.04 f_c'$	60	80	100	120
變形鋼筋 @ $0.05 f_c'$	75	100	125	150

每吋長之抗滑力

鋼筋之大小	$\frac{1}{4}'' \circ$	$\frac{1}{2}'' \circ$	$\frac{3}{4}'' \circ$	$1'' \square$	$1\frac{1}{4}'' \circ$	$1\frac{1}{2}'' \circ$	$1\frac{3}{4}'' \circ$	$2'' \circ$	$2\frac{1}{4}'' \square$	$2\frac{1}{2}'' \square$	$3'' \square$
每吋長之表面以方吋計	.785	1.18	1.57	2.00	1.96	2.36	2.75	3.14	4.00	4.50	5.00
每方吋以磅計	47	71	94	120	118	141	165	189	240	270	300
75	59	88	118	150	147	172	206	236	300	337	375
80	63	94	126	160	157	188	220	252	320	360	400
100	78	118	157	200	196	236	275	314	400	450	500
120	86	141	189	240	236	283	330	377	480	540	600
125	97	147	196	250	245	295	344	393	500	562	625
150	118	177	236	300	295	354	412	472	600	675	750

($T - T'$) jd 為單位長度 x 間之力矩差。以 a 為力矩中心，則得

$$Vx = (T - T')jd$$

移項得

$$T - T' = Vx \div jd$$

假定 x 為單位長 1 吋，則各鋼筋之抗滑力應為 $V \div jd$ 。命 v 為水平單位剪力， b 為梁之寬，則

$$v = V \div bjd \quad (21)$$

在普通之鋼筋百分比及混凝土之性質下， j 值之變動不大。上式中之 j 實際上多視作一常數，即 0.875 或 $\frac{7}{8}$ 。因之(21)式可化為，

$$v = \frac{8}{7} V \div bd \quad (22)$$

假定各鋼筋單位長(譬如為 1 吋)之抗滑力為 $V \div jd$ 又命 u 為抗滑力， Σo 為該截面各鋼筋週圍長之總數，即為 1 吋長以內各鋼筋之表面面積。則 $u \Sigma o$ 為 1 吋長之總抗滑力，必等於 $V \div jd$ 。得

$$u = \frac{V}{jd\Sigma o} = \frac{8V}{7\alpha\Sigma o} \quad (23)$$

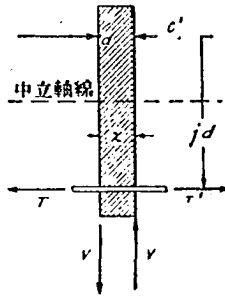


圖 73 計算梁之單位剪力圖

171. 特別締定之條件 照聯合委員會之規定，在連梁及限制梁之廻折點以外，應有三分之一負鋼筋，特別締定；在支柱表面以外，應有三分之一正鋼筋，特別締定；俾應付三分之一之最大費用張應力，而抗滑力不超過規定數。一抗滑力之規定數，光面鋼筋為 $0.04f_c'$ ，變形鋼筋為 $0.05f_c'$ 。茲設法使簡單化如下：命 D 為鋼筋之直徑（不論方圓），三分之一之最大費用張應力為 $\frac{1}{3}f_s$ ，以之乘 $\frac{\pi}{4}D^2 = \frac{1}{12}f_s\pi D^2$ 。此數必須由抗滑力抵抗之，抗滑力在單位長度 D 以內為 $0.05f_c'(\pi D)D$ 。需要發生此項抗滑力之鋼筋長度為 $(\frac{1}{12}f_s\pi D^2) \div (0.05f_c'\pi D^2) = 1.67(f_s \div f_c')$ 。所得商數係以 D 為單位，即為幾倍 D 長。因式中之 π ，可以消去，故若為方鋼筋，其計算仍屬相同。又式中所用之 0.05 係指變形鋼筋而言，如為光面鋼筋，則應改用 0.04 ，係數 1.67 乃變為 1.33 ，因得下列之式：

$$\left. \begin{array}{l} \text{光面鋼筋需要縮定之長度,以直徑爲單位} = 1.33(f_s \div f'_c) \\ \text{變形鋼筋需要縮定之長度,以直徑爲單位} = 1.67(f_s \div f'_c) \end{array} \right\} (24)$$

【例題】 $f'_c = 2,000$, $f_s = 18,000$, 所用係 $1\frac{1}{8}$ " 變方形鋼筋。

則應縮定之長爲 $1.67(18,000 \div 2,000)D = 15 \times 1\frac{1}{8} = 17$ 吋

第二十七章 垂直剪力及對角張力

172. 鋼筋與混凝土間剪應力之分配 按前述混凝土能抵抗剪力之一大部分,茲將方程式(21)移項,得 $V = bjd_v$,

命 V_c 為混凝土所能担負剪力之總數, v_c 為單位剪應力, $j = \frac{7}{8}$, 則可成下式:

$$V_c = \frac{7}{8} b d v_c \quad (25)$$

V_c 之容許數值與縱鋼筋之締定有關。前在混凝土之資用應力節中已述及。此值視情形不同,可由 $0.02f_c'$ 變至 $0.03f_c'$ 。圖 74 所示,為一單梁受勻佈活荷重及死荷重之剪應力圖,其中: fd ($=gk$, 用相反符號) 為近支點之最大剪力,至中央則減為零。 eh 為活荷重及死荷重兩種剪力之分界線,梯形 $bacd$ 代表混凝土所荷之總剪力。 bd 線代表混凝土在該點所荷剪力之數;其餘之 bf , 則必須由腰部鋼筋負荷之,或用鋼筋,或用彎起鋼筋,或二者兼用。

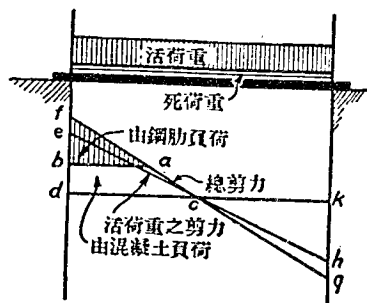


圖 74 剪力圖

全部，均需鋼筋。

173. 鋼筋之間距 參閱圖 74 及圖 75 圖 76，三角形 fba，代表鋼筋所負荷之應力，以數字計為 ab 之半（以吋數計）乘以 fb（以磅數計）所得之積，亦即 $\Sigma V'$ 。已知 fb，fd 及 dc 之數值，即可以比例推算 ab 之數值，於是 fba 之面積，即可算出。由方程式 (26)，因 d 為已知數，故 NA_v 之數值，亦即可算出。鋼筋橫截面之大小，故已決定，（例如用 $\frac{3}{8}$ " 圓鋼條作 U 形，其面積為 $2 \times 0.11 = 0.22 = A_v$ ）則鋼筋之根數 N，亦可求得。N 當為整數，即取較計算所得者略大之數。假使 $N=5$ ，則三角形 fba 之面積，應分為五等分。每一鋼筋，應置於每一等分之重心，f'b'a（圖 76）之面積，為全面積 fba 之五分之一，f''b''a 之面積，為五分之二，餘類推。因各三角形均相似，故其面積與相似邊之平方成比例， $ab' = ab \div \sqrt{5}$ ； $ab'' = ab \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{5}}$ ； $ab''' = ab \frac{\sqrt{3}}{\sqrt{5}}$ ； $ab'''' = ab \frac{\sqrt{4}}{\sqrt{5}}$ ，由此並得 bb'' ， bb''' ， bb'''' ， bb' 之數值。距離 $bc' = bb' + \frac{1}{5}b'a$ 。其他各梯形之重心，如圖 76 所示，極近其中心，故可認為即在中心， $bc'' = bb'' + \frac{1}{5}b''b'$ ，餘類推。

174. 彎起鋼筋之剪力抵抗 鋼筋之第一用途，當然為抵抗橫向力矩。但當力矩向兩端逐漸減小時，即有一部份鋼筋，失其效用，可使彎起，用以抵抗對角張力，極為有效。此種對角張力，能使混凝土自底向上偏向中點，發生對角斜裂紋。倘在近端處，將數根鋼筋自梁底彎起，恰與裂紋成直角，可以抵抗此項張力。根據此點觀察，鋼筋似應選用較細者，而增加其根數，俾可於適當地點，彎起兩根，而至少尚有兩根，留在梁底，直達於梁端。但多用細鋼筋，並將其彎

起，不免使小梁之費用大增，至於大梁，則所用鋼條根數本多，尚無大妨，故於近端最大對角張力處，雖常有一對或兩對鋼筋彎起，但抵抗對角張力，則仍有賴鋼筋。

聯合委員會之規定如下：

梁中鋼筋，如未特別締定，則用(21)式所算出之剪應力，不得超過(27)及(28)兩式所算出之數值，並無論如何不得超過 $0.06f'_c$ 。

當 α 在 45° 與 90° 之間，

$$v = 0.02f'_c + \frac{f_v A_v}{bs \sin \alpha} \quad (27)$$

當 α 小於 45° ，

$$v = 0.02f'_c + \frac{f_v A_v}{bs} (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (28)$$

上式中， α 為彎起鋼筋與水平線所成之角度。 s 為在梁軸線方向內兩鋼筋之間距，或為兩鋼筋起彎點之間距，或為鋼筋之起彎點與支點之距離。 s 不得大於 $45d \div (\alpha^\circ + 10)$ 。倘剪應力大於 $0.06f'_c$ ，則 s 不得大於上述數值之三分之二。

梁中鋼筋，曾特別締定者，則用(21)式所算出之剪應力，亦不得超過(27)及(28)兩式所算出之數值，不過此兩式中之 $0.02f'_c$ ，須用 $0.03f'_c$ 代之。又此剪應力無論如何不得超過 $0.12f'_c$ 。

腰部鋼筋，如在同一點彎起，則彎起之點與支點邊之距離 s ，不得大於 $45d \div (\alpha^\circ + 10)$ ，且用於設計之 $\frac{f_v A_v}{bs} (\sin \alpha + \cos \alpha)$ 值，不得超過每方吋 75 磅。

【例題 1】（剪力由鋼筋單獨負荷）單梁一根，跨距 20 呎，深 28 吋，寬 10 吋，混凝土之等級係 2000 磅者。梁之重為 $\frac{10 \times 28}{12 \times 12} \times 20 \times 150 = 5833$ 磅。初步估計，假設所用之縱鋼筋為 1 吋直徑，不論方間。鋼肋為 $\frac{3}{8}$ 吋之鋼條。鋼筋以下之保護層厚為 $1\frac{1}{2}$ 吋，故深度必須減去 $(\frac{1}{2} + \frac{3}{8} + 1\frac{1}{2}) = 2\frac{3}{8}$ 吋， $d = 28 - 2\frac{3}{8} = 25\frac{5}{8} = 25.625$ 吋。

解（參閱表 XXI-2）， $M = 138.6 \times 10 \times 25.625^2 = 910,100$ 吋磅， $pbd = 0.00889 \times 10 \times 25.625 = 2.28$ 方吋。 $M = Wl \div 8$ ，故 $W = 8M \div l = 7,280,800 \div 240 = 30,336$ 。減去 5,833，得淨荷重 = 24,503 磅。兩端之剪力 $(V) = \frac{1}{2} \times 30,336 = 15,168$ 。由公式 (22) $v = \frac{8 \times 15,168}{7 \times 10 \times 25.625} = 68 = 0.034f_c'$ ，此數大於 $0.02f_c'$ ，故需用鋼筋。至於所需之鋼筋橫截面面積，已算出如上為 2.28 方吋，三根 1 吋圓鋼筋足敷應用。其每 1 吋長度中之表面總面積，（閱表 XXIV）為 $3 \times 3.14 = 9.42$ 方吋，此即為本題中 Σo 之數值。應用方程式 (23)，得

$$u = \frac{8 \times 15,168}{7 \times 25.625 \times 9.42} = 72$$

即使用光面鋼筋，其容許抗滑力，尚有 $0.04f_c' = 0.04 \times 2,000 = 80$ 磅，故鋼筋之抗滑力，已足敷應用。

混凝土所能荷之單位剪力，為 $0.02 \times 2,000 =$ 每方吋 40 磅，由 (25) 式，得 $V_c = \frac{7}{8} \times 10 \times 25.625 \times 40 = 8,968$ 。因 $V = 15,168$ ，故 $V - V_c = 15,168 - 8,968 = 6,200$ 磅，此數為兩端須用鋼筋負荷之剪力。由圖 74，（圖中所用比例尺與本題不符）總剪力 $(V = 15,168)$ 由 fd 代表之， bd 則代表混凝土所負荷之剪力 $(= 8,968)$ ， fb 則代表鋼筋所負荷之剪力 $(= 6,200)$ 。

$$\frac{ba}{fb} = \frac{cd}{fd}, \quad ba = \frac{fb \times cd}{fd} = \frac{6,200 \times 120}{15,168} = 49 \text{ 吋}$$

小三角形之面積，即為鋼筋所負荷之總剪力，其數值為 $\Sigma V' = \frac{1}{2} \times 6,200 \times 49 = 151,900$ 。代入 (26) 式，得

$$NA_v = 151,900 \div 14,000 \times 25.625 = 0.423 \text{ 方吋。}$$

用 $\frac{1}{2}$ 吋圓鋼條製成 U 形鋼筋，其橫截面面積 = $2 \times 0.049 = 0.098$ 方吋，用以除 0.423 所得商數大於 4，故需用鋼筋 5 道。因鋼筋道數，恰與前次代數式中數相同，故可利用其數字如下，本題之 $ab = 49$ 吋， $ab' = 49 \div \sqrt{5} = 49 \div 2.236 = 21.92$ ， $ab'' = ab' \sqrt{2} = 31.0$ ， $ab''' = ab' \sqrt{3} = 37.95$ 及 $ab'''' = ab' \sqrt{4} = 43.84$ ，於是知各面積之寬，為 21.9, 0.1, 7.0, 5.8, 及 5.2。其總數，恰為 49，可證計算無誤。各面積之重心，距 b 點為 2.6, $5.2 + 2.9 = 8.1$, $5.2 + 5.8 + 3.5 = 14.5$, $5.2 + 5.8 + 7.0 + 4.5 = 22.5$ ，及 $5.2 + 5.8 + 7.0 + 0.1 + \frac{1}{3}(21.9) = 34.4$ 。如再加 $\frac{2}{3} \times 21.9 = 14.6$ 於 34.4 得 49，亦可證明計算無誤。各重心之間距，照習慣自支點起，依次排列。本題為 2.6, 5.5, 6.4, 8.9, 及 11.9。此類數字，常以吋或半吋（最精確亦有用 $\frac{1}{4}$ 吋者）表之，上數可改為 $2\frac{1}{2}$, $5\frac{1}{2}$, $6\frac{1}{2}$, 9 及 12。為簡便起見，以上計算均以支點之中心為剪力最大之處，而力矩亦即自此計算，但此支點中心距柱邊或牆邊尚有相當距離，有等於梁深之半數者。而梁端之最大剪力，應在牆邊或柱邊處。本題之計算，認最大剪力在支柱或支牆之中心，不過為簡捷計耳。實際上鋼筋間距，仍由牆邊或柱邊排起，不特簡便，且足以增加安全。

【例題 2】（剪力由彎起之鋼筋負荷）假定梁之跨距為 18 呎，荷重為 32,400 磅，即每呎 1,800 磅。求抵抗對角張力及剪力所需要之鋼筋。

解 梁之力矩，可計算如下：

$$M = Wl \div 8 = (32,400 \times 216) \div 8 = 874,800 \text{ 吋磅。}$$

假定所用者為 2,000 磅混凝土，其 $K = 138.6$ 及 $p = 0.00889$ ，則得 $874,800 \div 138.6 = 6310 = bd^2$ ，設 $b = 12$ ，則 $d^2 = 525.83$ ， $d = 22.93$ ， $A_s = 0.00889 \times 12 \times 22.93 = 2.445$ 方吋，4 根 $\frac{3}{8}$ 吋圓鋼筋，已敷應用。 $V = \frac{1}{2} \times 32,400 = 16,200$ ，由 (22) 式，得

$$v = \frac{8 \times 16,200}{7 \times 12 \times 22.93} = \frac{129,600}{84 \times 22.93} = \frac{129,600}{1926} = 67.3$$

4 根 $\frac{3}{8}$ 吋圓鋼筋，其 1 吋長之表面總面積為 $4 \times 2.75 = 11.0$ 方吋，此數即為

Σ_0 。由(23)式, $u = \frac{8 \times 16200}{7 \times 11 \times 22.93} = 73.5$ 磅。此數小於 2000 磅混凝土與光

面鋼筋間之資用抗滑力, 故屬適用。因自支柱邊至鋼筋第一彎起點之距離 s

有不得大於 $45d \div (\alpha + 10)$ 之規定, 假定 $\alpha = 30^\circ$, 於是 $s = \frac{45 \times 22.93}{30^\circ + 10} =$

25.8 吋。又因 α 小於 45 度, $f_v = 16000$, A_v (彎起鋼筋兩根) $= 2 \times 0.6 = 1.2$, 則

$\frac{f_v A_v}{bs} (\sin \alpha + \cos \alpha) = \frac{16000 \times 1.2}{12 \times 25.8} (0.500 + 0.866) = 84.7$ 磅。因此數超過 75

磅, 故表示在距支柱邊 25.8" 處, 彎起鋼筋兩根, 足敷抵抗該部份之剪力。

跨距之半數為 108", $25.8 \div 108 = 0.239$, 則在 25.8 吋處之剪力 $= (1 - 0.239) 16,200 = 12,328$ 磅。應用(22)式, $v = \frac{8}{7} \times 12,328 \div (12 \times 22.93) =$ 每方吋 51 磅。此數大於 $0.02f_c' = 0.02 \times 2,000 = 40$ 磅, 表示需要鋼筋, 算法同前題。依理論, 在距支柱邊之 25.8 吋內, 其剪力均已由彎起之鋼筋負擔, 但因在 25.8 吋內之, 近兩端處, 本應各置鋼筋一道, 故普通仍將鋼筋照排, 直達支柱。如同樣之梁為數甚多, 則值得詳細計算, 不使稍有浪費, 故有下列之規定: 凡兼用兩種或兩種以上之腰部鋼筋者, 應分別算得各腰部鋼筋之抗剪力, 假設其和即為梁之全部抗剪力。如此計算混凝土之抗剪力公式 (27) 及 (28) 中之 $0.02f_c'$ 或 $0.03f_c'$ 祇可算入一次。最大抗剪力, 無論如何不得超過此兩公式所算出之限制數值。

175. 特別約定 計算所得之縱鋼筋抗滑應力 u 之值, 如大於 $0.04f_c'$ (光面鋼筋) 或 $0.05f_c'$ (變形鋼筋), 則鋼筋應加長, 俾得足敷之抗滑力。其算法可用方程式 (24)。如為連梁, 則鋼筋可以伸入其他相接之鄰梁中, 即稍有不直, 亦屬無妨。否則須將鋼筋之端彎成鈎形, 如圖 77, 鈎之半徑, 不得小於鋼筋直徑之 4 倍。

凡此均為聯合委員會之規定, 可資遵守, 但當鋼筋粗至 1 吋或 1½ 吋, 則鈎之外面直徑, 將需要 9 吋或 11½ 吋。除非梁之深度極

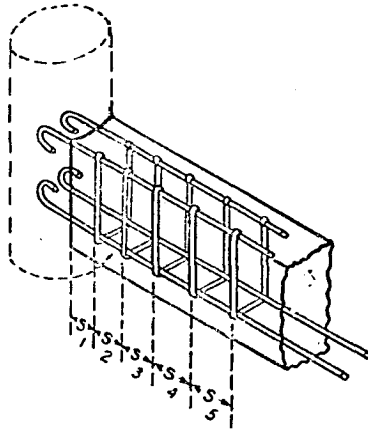


圖 77 鋼筋混凝土梁之式樣

(示鋼筋之鉤及鋼筋之地位)

大。梁頂之鋼鈎將與梁底鋼筋之鈎，互相關礙而不能保持規定間距。此項細部問題，應加研究，使不致與某一項規定相合，而與其他規定抵觸。

176. 計算捷法 以上所述單梁力學之解釋，數字之實例為甚，以及鋼筋間距之計算等，每一細部數字均詳細計算，自不免過於準確。所以然者，原因有二：一則以學者可以按步複算，俾能澈底明瞭。二則須先澈底明瞭原理，方可使用捷法。有經驗之工程師，設計梁時並不如上述之詳細計算，因經驗多，則熟諳各因數之變更範圍，心中估計，已可得相當精確之結果。譬如鋼筋間距，祇須計算數次，則知其有相似性，而間距且有規律，於是其餘者可以直書而仍極準確。但學者必須明瞭此捷法之原理及限度，更須知在何種特殊情形之下，不可採用成法，而必須另行計算。

177. 各因數之曲線計算法 大多數工程常用之混凝土，其等級每使鋼與混凝土之彈性係數之比率 n 為 12 或 15。鋼筋及混凝土之容用應力 f_s 及 f_c ，則由市政規程決定，或由工程師估定。圖 28，29 圖 78，79 及 80 所示各曲線之範圍，已將實用上所遇之鋼及混

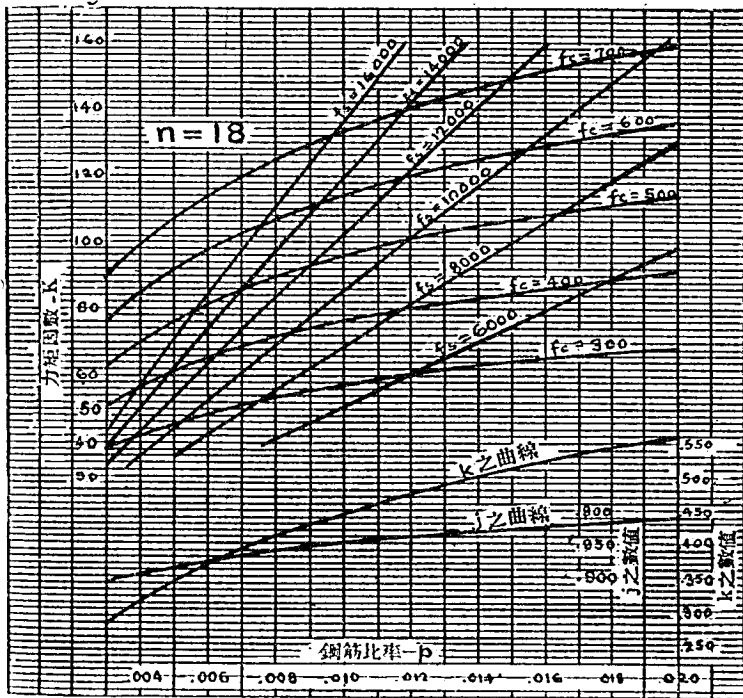
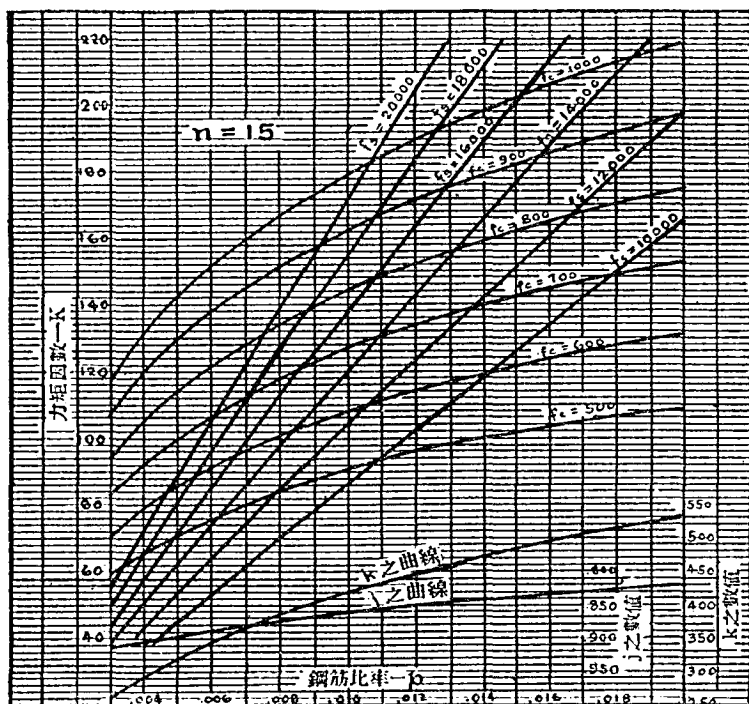


圖 78 力距因數 K 之數值曲線, $n=18$

凝土包括在內。以前各例題中之數值，均依公式計算。茲亦可由曲線查出，其精密程度，在實用上已屬充分。此項曲線，並可顯示不論何因數變動所生之影響。

〔實例〕 (a) 設有一混凝土梁其 $n=15$ ，如加以荷重達 $f_s=16,000$ ，

圖 79 力矩因數 K 之數值曲線, $n=15$

同時 $f_c=600$, 則 p 定為 0.00675。可由圖 79 查得之, 法沿 $f_s=16,000$ 之曲線, 查其與 $f_c=600$ 之曲線相交點, 由此點沿垂直線向下, 至圖之底邊, 查出 $p=0.00675$ 。再由相交點, 沿水平線向左, 至左邊尺度, 即可查出 $K=95$, 此即力矩方程式(20)中 bd^2 之因數。再 j 及 k 之相當數值, 亦可由圖下部之曲線查出, 較之用圖 71 更為便利。

(b) 假定 p 之數值, 已增加至百分之 1.2。則於圖底邊之尺度, 上先覓 0.012 點, 沿垂直線向上至與 $f_c=600$ 之曲線相交點。此點之 K 為 114, 而 f_s 則在 10,000 及 12,000 之間。表示混凝土之應力

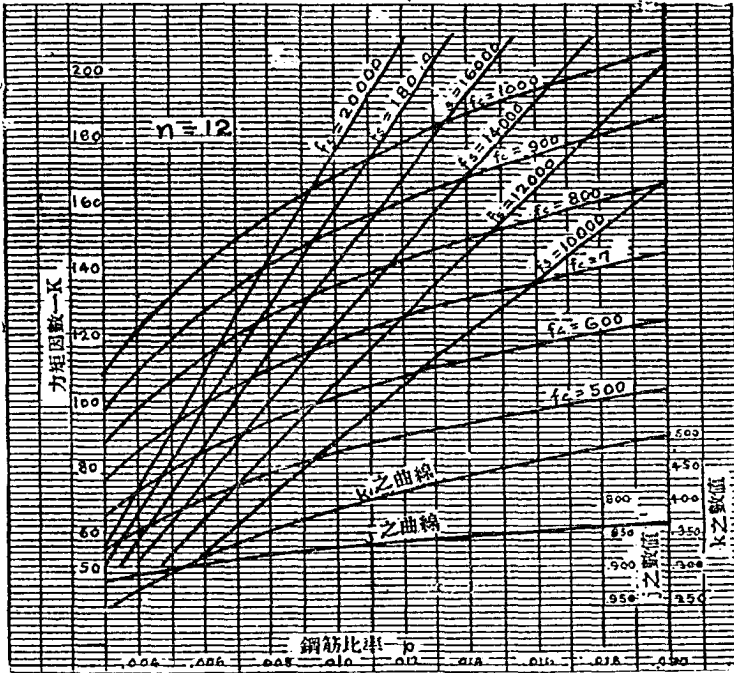


圖 80 力矩因數K之數值曲線, n=12

f_c ，雖已達 600，而鋼筋之應力 f_s ，尚祇 11,000 左右，遠小於普通規定之數。倘將荷重增加，使 f_s 達 16,000 則由圖查得 f_c 將在 800 以上，此項應力之混凝土等級，殊覺過高。

(c) 假定 $p = 0.004$, $f_c = 600$, $n = 15$, 求 K 及 f_s 之值。檢圖 79 得 $K = 79$, $f_s = 22,000$, 此值殊覺過高，不合實用。由圖 80, 可以明白看出下述情形，即 p 值過小，則當 f_c 達普通數值時， f_s 之數值必已過高，反之， p 值過大，則當 f_c 達普通數值時，鋼筋之強度尙未完全利用。

178. 混凝土版與工形鋼梁 極高房屋多用鋼架構成，雖其樓面每仍用混凝土之案梁及版建築。有時案梁亦均用工形鋼，祇版用混凝土者。版與工形鋼梁之接合，如圖 81。計算時，常視作兩端擱置之單梁，而不視作連梁，連梁之強度，較單梁約可增大百分之 50，但如照圖 81 所示之圖樣辦理，此百分之 50 強度仍可獲得。法即將版中鋼筋之半數 (aa)，用短而直者，以兩端伸入梁內為止。其餘半

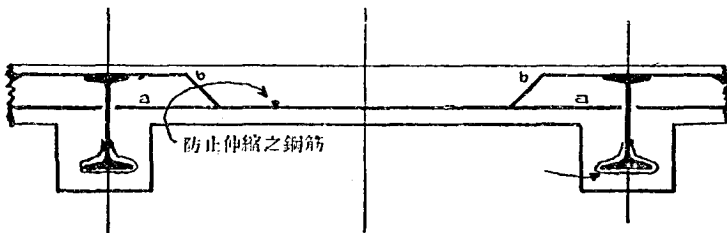


圖 81 混凝土版關於工形鋼梁上之方法

數 (bb)，則在跨距五分之一處彎起，伸達相鄰跨距四分之一處，倘梁外無版相連，則可在梁內彎成鈎形，在跨距中點受正力距處，及梁之頂部受負力矩處，均有全部鋼筋，故此項版，仍可用 $Wl \div 12$ 式計算力矩。工形鋼之頂，約低於版面 1 吋，已足敷保護鋼料，倘其上再加煤渣混凝土及木條木板者，尤為安全。工形鋼之不論何點，照例均至少有 2 吋厚之混凝土包裹，以防火險。此項條件，使混凝土版端之下支擱部份更為加厚，對於強度，極為有利。在置放混凝土前，工形鋼之下半部，常用網眼鋼，或錄網包裹，俾固定保護層。

179. 混凝土版中兩方向均置鋼筋 若梁之佈置在兩個方向之間距大致相同時，梁間之版，幾成方格形。遇此情形，若兩個方向，均置鋼筋，則版之厚，可以大為減省。此等版，憑學理計算其強度，

殊為繁複。普通所用之方法，為將全部荷重，約估分成兩部，假定 l 為長方格之長度， b 為寬度。（ l 大於 b 或等於 b ）則 b 方向之鋼筋所負荷重，佔全荷重之 $l^4 \div (l^4 + b^4)$ 。茲選定數個 $l:b$ 之數值，計算列表如下：

$l:b$	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
b 方向鋼筋之荷重佔全荷重之成數	50%	59%	67%	74%	80%	83%

當 l 與 b 之數值相同，則兩方向之鋼筋，各負半數荷重。當 l 較 b 大百分之 50，則 b 方向之鋼筋，負全部荷重百分之 83。 l 方向如仍置鋼筋，殊不經濟。故長比寬大於百分之 125，即應僅在寬之方向置鋼筋。簡言之，多用一組鋼筋則版之厚度將較大也。

180. 防止因溫度變更而發生裂紋之鋼筋 平常混凝土之彈性係數，約為每方吋 2,400,000 磅，其極限抗張強度，約為每方吋 200 磅。所以拉長 $\frac{1}{12,000}$ ，即已近乎使混凝土破裂。混凝土之膨脹係數，與鋼條大致相同，即華氏每度為 0.000065。於是假定有混凝土一塊，兩端絕對固定，當溫度降低 12 度，則混凝土中發生之應力，即近乎使混凝土破裂。幸而混凝土之兩端在實際上，未必能確實絕對固定，但亦有偶而遇之者。除非事前有所準備，使混凝土全部能自由伸縮而減小其應力，則此項因溫度變更所生之應力，即將在截面中之弱點處集中，若混凝土中並無鋼筋，即可使其發生裂紋。倘截面中有鋼筋勻佈，則鋼筋將防止應力集中而使平均傳佈於整個混凝土上。

鋼筋混凝土建築物，普通均在每個方向內置有鋼筋，於是因溫度變更所生之裂紋，可以減至極少，而無須另置鋼筋，加以防止。但在版中常有最普通之例外；蓋就結構而言，僅在一個方向內置有鋼筋者，與鋼筋並行之裂紋，極易發生。若與主要鋼筋成垂直之方向內，亦加鋼筋，即可防止之。此種鋼筋普通多用 $\frac{1}{4}$ 吋或 $\frac{3}{8}$ 吋圓鋼條，間距約 2 呎即已敷用。

擁壁，橋牆及其他相似之建築物，就單純結構而言，可無需鋼筋，但為防止因溫度變更而發生裂紋起見，仍須佈置鋼筋。惟決定此種鋼筋數量之理論，殊無法求得，因其所可根據之假定，根本即屬可疑。一般人承認，如所用鋼筋之橫截面面積等於混凝土截面面積三百分之一，則此項建築物，可以不致發生裂紋。所幸為量極小，精密計算與否，殊無關重要。再此項鋼筋有將結構部份維繫之價值，故多少可增加其強度，並有抵抗因震動而分解之能力。費用雖加，尚屬值得。

第二十八章 T形梁之建築

131. 概述 如將混凝土梁與其上之混凝土版一次同時做成，則其梁之強度，將遠大於單純之長方形梁。茲說明其強度增加之理由如下。

假如造一極寬之長方形梁如圖 82 所示。則計算其強度時，自當以 b 為寬， d 為自頂至鋼筋處之有效深。根據已往研究，知全部張力係由梁底之鋼筋抵抗，中立軸線略在梁深之中點以上，中立軸線以下之混凝土，不過用以傳遞鋼筋之應力達於中立軸線以上混凝土，此項工作有時尚須以鋼筋或彎起鋼筋協助之。因此在圖中無影線部份之左右兩長方塊如被切去，可以省却大量混凝土而對於梁之強度亦不發生若何影響。不過梁底鋼筋之原可平均分佈於全寬者，茲須移集於梁軀之底。此在軀底集中之張力，必須傳達於梁頂抗壓之部份。且須設計使在翅版下之 mn 面上，其抗剪力須不

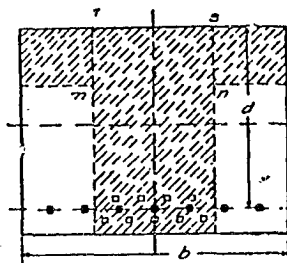


圖 82 T形梁之截面

超過混凝土之容許剪應力。並應注意 m_r 及 n_s 即梁側與翅間之兩垂直面，使不致因剪力而毀壞。

182. T 形梁之抵抗力矩 T 形梁之抵抗力矩，亦照直線公式計算。按中立軸線之地位不同而分為三種情況：(1) 中立軸線在翅版下之梁軀中(如圖 83 為最普通之情形)，(2) 中立軸線恰在翅版之底，(3) 中立軸線在翅版底之上方。混凝土被視作無抗張能力，前已述過，即如圖 83 中立軸線以上翅版以下之混凝土，其抗壓能力，亦不計入。因抗壓力在中立軸線處為零，在翅版底處當仍屬甚微，但已為梁軀內抗壓力之最大值，故該部之抗壓力總數顯然甚微。又其對於中立軸線之臂距，不過 $\frac{2}{3}y$ ，故其抵抗力矩與翅版部份者相較，亦屬甚微，可以不計。若將此部份計入，則計算極繁而結果所差極少，且其差異在安全方面。

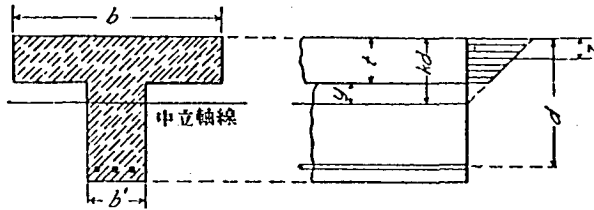


圖 83 T 形梁之抗壓應力圖

情況(1) 假定 f_c 為翅版頂之最大單位抗壓應力，其應力應變圖為直線，如圖 83。則在翅版底之抗壓應力為 $f_c \frac{kd-t}{kd}$ 。平均抗壓應力為 $\frac{1}{2}(f_c + f_c \frac{kd-t}{kd}) = \frac{f_c}{kd}(kd - \frac{1}{2}t)$ 。抗壓應力之總值 C ，等於平均抗壓應力乘 bt ，即

$$C = A_s f_s = bt \frac{f_c}{kd} (kd - \frac{1}{2}t) \quad (29)$$

抗壓應力之重心，顯然即係代表壓力之梯形之重心。自重心至翅版頂之距離 z ，可用下式算出，

$$z = \frac{t}{3} \times \frac{3kd - 2t}{2kd - 6} \quad (30)$$

前已說明 $\frac{\epsilon_c}{kd} = \frac{\epsilon_s}{d - kd}$ ，故

$$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_s} = \frac{kd}{d - kd}, \quad \text{但} \quad \frac{\epsilon_c}{\epsilon_s} = \frac{f_c n}{f_s},$$

與方程式(29)併合，消去 $\frac{f_c}{f_s}$ ，得 kd 值如下式。

$$kd = \frac{A_s n d + \frac{1}{2}bt^2}{A_s n + bt} \quad (31)$$

鋼筋之百分比倘任意選定，則不毋有過多過少之弊。故普通情形，力矩亦須如長方形梁，〔方程式(20)〕分別依據鋼筋或混凝土之應力而計算，得兩方程式如下：

$$\left. \begin{aligned} M_c &= C(d - z) = bt \frac{f_c}{kd} (kd - \frac{1}{2}t)(d - z) \\ M_s &= A_s f_s (d - z) = pbd f_s (d - z) \end{aligned} \right\} \quad (32)$$

情況(2) 若命 $kd = t$ ，代入恰在(31)式以上之式中求出 d ，得 d ， f_c ， f_s ， n ，及 t 之關係，此即中立軸線恰在翅版底之情況。方程式於是改列如下：

$$d = \frac{t(f_c n + f_s)}{f_c n} \quad (33)$$

將梁之尺寸及應力設法組合，使其中立軸線恰在翅版之底，雖屬可能，究非確有。惟方程式(33)，對於決定問題之究屬於情況(1)或情

况(3)時，極爲有用。當 $f_s, f_c, n,$ 及 $t,$ 均已決定，則以(33)式算出之 $d,$ 其中立軸線恰在翅版之底。但不可忘混凝土之抗壓力及鋼筋之抗張力，未必同時有某種一定之值，例如 $f_c=500,$ 則 $f_s=16,000,$ 除非鋼筋截面之比例，預先選定而使之如此。若鋼筋之比例變動，則此方程式卽不適用。故切勿用此式計算 d 值，以期中立軸線恰在翅版之底而使計算簡單。例如 $f_c=500, f_s=16,000, n=15, t=4$ 吋，則 $d=14.67$ 吋。此特別之深度，未必能適合問題之各條件。如 d 之適當數值，小於(33)式所算出者，則屬於情況(3)，如大於(33)式算出者，則屬於情況(1)。

情況(3) 應力圖與圖 83 相似，不過圖 83 中爲梯形，而此爲三角形，其底邊爲 $f_c,$ 高爲 kd 小於 $t.$ 重心距底邊，等於高之 $\frac{1}{3},$ 卽等於 $\frac{1}{3}kd.$ 此種情況，方程式(17)至(20)均可適用。情況(2)可認作情況(3)之極限情形。式中之 $b,$ 應爲翅或版之寬，而非梁軀之寬。

183. 翅之寬度 翅之寬 $b,$ 常視爲等於該梁與鄰梁間之寬度，或等於自一區格之中點至鄰格之中點之距離。但如此假設，其主要之危險，爲如兩梁相距極遠時，必須有相當強度，能荷該部版之荷重，且在梁軀與翅版間之剪應力將極大。此種剪應力之設計方法，當於下文述之。版之厚度與梁之跨距大小亦有相當關係。

聯合委員會之規定如下：在設計對稱之 T 形梁時，其有效翅寬 $b,$ 不得大於梁跨距之四分之一，翅每邊懸空部分之寬，不得超過版厚之 8 倍，並不得超過與鄰梁淨距之半數。倘祇一邊有翅，則有效之翅寬，不得超過梁跨距之十分之一，自軀幹之面起，懸空部分不

得超過版厚之 6 倍。並不得超過與鄰梁淨距之半數。

184. 梁軀之寬度 因壓力已假定其全由翅版抵抗，故梁軀之混凝土，不過用以傳遞鋼筋之張力達於翅版，並抵抗剪應力及保持鋼筋在適當位置而已。梁軀之寬度，有時視需要鋼筋之數量及其排列是否成一排，成二排或多排而定。T 形梁所需之鋼筋，往往甚多，須列成兩排，如圖 82。

據鋼筋之適當間距而確定梁之需要寬度，前已說明，並列表成表 XXIII。閱此表立即可知是否能列成一排，如若不能，則其他排列方法，亦易設計。例如一梁，用 $\frac{7}{8}$ 吋圓鋼筋 6 根。檢表加 $2\frac{3}{16}$ 於 $12\frac{5}{8}$ 吋（鋼筋 5 根），得所需之梁寬為 $14\frac{13}{16}$ 吋。如以別種原因，梁之寬以用 10 吋為宜，則由表可知將 2 根鋼筋列作一排，其餘 2 根列作第二排。在垂直方向，鋼筋排列之間距，即兩排中至中垂直距離，應與橫距相同為 $2\frac{1}{2} \times \frac{7}{8} = 2\frac{3}{16}$ 吋，採用 $2\frac{1}{2}$ 吋作為兩排中至中之相距。再鋼筋重心之平面係在下排之上 $\frac{3}{8}$ 間距之處，即在下排鋼筋之中心以上 $\frac{3}{8} \times 2.25 = 0.75 = \frac{3}{4}$ 吋處。

〔例題 1〕 假設梁之間距為 5 呎，跨距為 20 呎，所支之版厚為 5 吋。若活荷重為每方呎 200 磅，混凝土所受之壓力不得超過每方吋 600 磅，鋼筋所受之張力，不得大於每方吋 16000 磅，試求梁之尺寸。

解 此題有許多解答。在方程式(32)中，各項互有關係，不能假定其他各項，即直接求得梁深之值，祇可據經驗假定近似之值，然後試探其是否適合於各項條件。活荷重為每方呎 200 磅，版之本身重為 $5 \times 20 \times \frac{5}{12} \times 150 = 6,250$ 磅。梁之深及寬為未知數，故版以下梁軀之重量，亦為未知數。茲依據經

驗，及參照其他相似之問題，假定梁軀寬為 9 吋，總深為 14 吋，即版以下之深為 9 吋，當可作初次試探之用。版以下梁軀之重為 $\frac{9 \times 9 \times 150 \times 20}{12 \times 12} = 1,688$ 磅。總荷重為 $6,250 + 1,688 + (5 \times 20 \times 200) = 27,938$ 磅。假定用 $M = Wl \div 10$ ，則 $M = 27,938 \times 240 \div 10 = 670,512$ 。因 $f_c = 600$ ， $f_s = 16,000$ ，及 $n = 18$ ，故 $K = 107.2 = M \div bd^2$ ， $b = 60$ 及 $p = 0.00756$ ，求得 $d = 10.21$ 吋。 $A_s = 0.00756 \times 60 \times 10.21 = 4.62$ 方吋。此項面積，可由 3 根 $1\frac{1}{8}$ 吋方鋼筋，(3.79 方吋)，及 1 根 1 吋方鋼筋 (1.0 方吋) 組成，其總面積為 4.79 方吋。苟列成兩排，則照表 XXIII，知所需之梁寬，小於假定數 9 吋。鋼筋中至中之垂直距為 $1.5 \times 1.125 \times 1.41 = 2.38$ 。此數之半 (1.19)，加鋼筋厚度之半 (0.56)，加 $\frac{3}{8}$ " (約估之鋼筋直徑)，再加 2" 保護層，共成 4.12 吋。加於 $d (= 10.21)$ ，得梁之需要總深為 14.33 吋。

〔例題 2〕 假定某樓版面之活荷重及死荷重共為每方呎 200 磅，T 形梁之間距為 5 呎，跨距為 30 呎，版之厚為 4 吋，試求梁之尺寸。

解 每梁所負荷之樓版面積為 150 方呎，其總荷重為 30,000 磅。梁中點之力矩等於荷重乘跨距之八分之一 (以吋計)，即 1,350,000 吋磅。假定此梁需要 $\frac{7}{8}$ 吋圓鋼筋 6 根，其總面積為 3.61 方吋，先作試探計算。以此代入方程式 (32) 之第二式，並假定 f_s 為每方吋 16,000 磅，得 $(d-z)$ 之約數為 23.4 吋，遠大於用 (33) 式所求得之 d 值。因知此問題須用情況 (1) 之方法解決。版之厚為 4 吋， z 之數值必在 1.33 與 2.0 之間。茲姑假定其為 1.5 以作試探數值，則 d 等於 24.9。假定版之混凝土，其 n 等於 18，則 (31) 式中之各項數值，均已得知，於是可求得 kd 等於 6.94 吋。為證明以上之假定數是否符合起見，可將 kd 及 t 值，代入方程式 (30)，求得更精密之 z 值為 1.74。將力矩及其他已知數代入方程式 (32) 之上式，可以求得 f_c 之值為每方吋 697 磅。

185. 用近似公式之計算 有許多 T 形梁之抗壓重心，可視為即在版厚之中點，因此與鋼筋相距等於 $d - \frac{1}{2}t$ 。據此假定，得近似

公式如下：

$$M_s = A_s f_s (d - \frac{1}{2}t) \quad (34)$$

若 M_s 及 f_s 之值為已知或已規定，則可再假定 A_s 或 $d - \frac{1}{2}t$ 之合理值，而計算相當之他值。假定壓力全由翅版抵抗，混凝土抗壓重心與鋼筋之距，必在 $d - \frac{1}{2}t$ 及 $d - 0.14t$ 之範圍內變更， $d - 0.14t$ 係指梁軀極小，至幾乎消滅而併入翅版時之約略數值。 $d - \frac{1}{2}t$ 為最小數值之極限，實際上斷無達此限度者。故力矩之確實臂矩，常大於 $d - \frac{1}{2}t$ 。如 M_s 及 f_s 為已定數，而用方程式 (34) 計算，則假定 A_s 求得 d ，或假定 d 求得 A_s 之數值，均將大於需要，惟係偏於安全方面。

如上述之例題 (2)， $M_s = 1,350,000$ ， $f_s = 16,000$ ， $(d - \frac{1}{2}t) = 24.9 - 2$ 即 22.9。若用 (34) 式計算，得 A_s 之數值為 3.68 方吋，大於用精密方法所算得者。

當中立軸線在梁軀中，則方程式 (34) 尤為適用。在此種情況之下，翅版之平均壓力，常大於 $\frac{1}{2}f_c$ ，至少亦當等於 $\frac{1}{2}f_c$ 。但前已說過，當中立軸線恰在翅版之底，則平均壓力恰等於 $\frac{1}{2}f_c$ ，因此翅版之總壓力常大於 $\frac{1}{2}f_c bt$ ，於是得近似方程式如下：

$$M_c = \frac{1}{2}f_c bt (d - \frac{1}{2}t) \quad (35)$$

由此式所得之值，亦如前之大於需要，而偏於安全方面。茲仍以上述之例題 (2) 作證， $M_c = 1,350,000$ ， $b = 60$ ， $t = 4$ 及 $d - \frac{1}{2}t = 22.9$ ，由 (35) 式算得 $f_c = 492$ 。凡由近似公式算出之 f_c 值，恆大於 f_c 之確值，若此值安全，則確值必更為安全。上例中 f_c 之較精密數值為 364。倘先假定 (35) 式中之 f_c 值，計算 d 值，其結果所得梁深較之需要者特大。

倘梁軀極淺，則無須用(33)式試探，即可知其中立軸線係在翅版之內，於是其壓力重心至版頂之距離必小於 $\frac{1}{2}t$ ，而力矩之臂距，必小於 $d - \frac{1}{2}t$ ，故(34)式可改變如下：

$$M_s = A_s f_s (d - \frac{1}{2}t) \quad (36)$$

方程式(34)及(35)，可視作一對，視所據以計算者為鋼或混凝土而分別應用。如鋼筋之比例既已假定，則應兼用兩式同時試算鋼筋及混凝土之單位應力是否安全。惟欲以混凝土之抗壓力為力矩之函數，而求一簡單方程式，相當於方程式(36)，殊不可能。幸而中立軸線如在翅版以內，則抗壓強度，必然有餘，故此項方程式，殊非必要。

186. 梁與版間之剪應力 設計 T 形梁，至少應使梁與翅版間不致因剪應力不足而破裂。此項剪應力有二，一在版底與梁軀相接之平面，二在梁側面與版相接之垂直面。茲以圖 84 之 T 形梁作證，

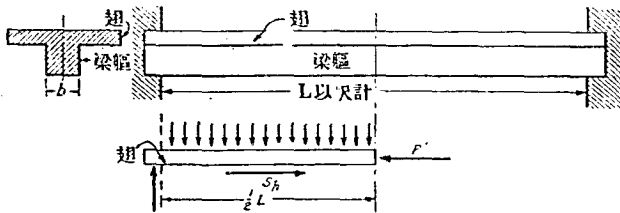


圖 84 T 形梁中應力之分析

圖之下半部，代表翅版之一半。並假想其已與梁軀脫離。今按普通方法，假設其為空中一自由體，其上荷有外力及使成平衡所需之內力。外力有二；一為支點之反動力，二為上面之垂直荷重。命 P' 代表梁中點翅版上之橫向總壓力。因此體既能平衡，則翅版之下，必有剪力。茲命 S_h 代表之。因水方向，祇 P' 及 S_h 兩力，故 P' 必等

於 S_h 。再命 q 代表單位剪力。由力學定律，知剪力以梁之兩端為最大，逐漸向中點減小，至中點即變為零。因此半段梁之平均單位剪力必為 $\frac{1}{2}q$ 。命 b' 代表梁軀寬，為便利以後計算起見，命 L 代表梁長，以呎計。其他各尺度，以吋計。則翅版與梁軀相接面上之總剪力為：

$$S_h = \frac{1}{2}q \times b' \times \frac{1}{2}L \times 12 = 3qb'L \quad (37)$$

移項，得

$$q = \frac{S_h}{3b'L}$$

翅版過薄，則梁亦有損壞之可能，但翅版中常在與梁垂直之方向置有鋼筋，且梁之兩邊，均有翅版，故有兩面抗剪力。

此項剪力，方為惟一之真剪力，與以前所討論之垂直剪力及對角張力不同。真剪力與張力無關，與穿剪力相似，其極限值，約為混凝土之壓縮極限值之半。換言之，即 2,000-磅混凝土其真剪應力之極限，為每方吋 1,000 磅。若僅採用此極限值之百分之 20，則費用之真剪應力，為每方吋 200 磅。

187. 數字實例 試將上述例題 (1) 中之梁，應用數字以試算之。已知之數值為 $f_c = 600$ ， $f_s = 16,000$ ， $b = 60$ ， $b' = 9$ ， $d = 10.21$ ， $L = 20$ 呎， $n = 18$ ，及 $p = 0.00756$ 。由此知 $k = 0.403$ ，及 $kd = 4.11$ 。於是翅上之抗壓應力，等於 $\frac{1}{2}f_c bkd = \frac{1}{2} \times 600 \times 60 + 4.11 = 73,980$ 磅。此項抗壓應力，即等於翅版及梁軀間之剪應力。於是 $q = S_h \div 3b'L = 73,980 \div (3 \times 9 \times 20) = 137$ 磅(每方吋)。若所用之混凝土等級，其真剪應力可達每方吋 200 磅，則此梁對於水平剪力，可認為安全。但梁側面與翅版間之垂直面，其能否任受此剪力亦應試算。翅版之厚為 5 吋，以兩面計，即共為 10 吋，以之與梁軀寬 9 吋相較，則得剪應力為 $0.9 \times 136 = 122$ 磅(每方吋)，較梁軀更為安全。

梁中之鋼筋，與兩端之彎起鋼筋，有聯合梁軀及翅版之功能，此項剪應力，即因之大為減小，故平常無需推求。梁側面之垂直剪應力，因有版中之鋼筋，伸入梁頂，故情形亦復相同。即在上述之例題中，剪力亦不必完全由混凝土負擔，不過表示計算方法，使設計者知其安全方面而已。

188. T 形梁中之剪力 此項剪力，係指梁本身任何垂直截面之剪力而言。與梁軀及翅版間之剪力無關。照聯合委員會之規定，計算 T 形梁之剪應力方法，與長方形梁相同，不過須用梁軀寬 b' ，代替長方形梁之寬 b 而已。兩邊翅版所供之剪應力，比較極小，不再計入。此項簡略方法，係偏在安全方面。茲仍以例題(1)計算，總荷重為 27,938 磅，梁兩端之最大剪力為 13,969 磅，梁軀寬用 9 吋。照所用混凝土之等級， $j=0.866$ ， $d=10.21$ ，及 $jd=8.85$ 。由方程式(21)， $v=V \div bjd=13969 \div (9 \times 8.85)=175$ 。此項混凝土之 $f_c'=1,500$ ，則 $175=0.116f_c'$ ，恰在 $0.12f_c'$ 範圍之內，照規定需要另加鋼筋，或彎起鋼筋，或二者兼用，梁底未彎起之直鋼筋端，並須特別締定。因所用鋼筋不過四根，至少須留二根直鋼筋在底部，所可彎起抗剪者僅二根，其餘之剪力，須用鋼筋抵抗之，設計方法已見前。

189. 抗張兼抗壓之鋼筋 在梁之抗壓面，有時欲使混凝土之面積擔任梁之全部壓應力而發生困難。如梁之深度為建築師所限定或翅版不能儘量放寬，使具有充分之抗壓面，或連梁經過支點處，力矩已由正變負，須用梁之底部抵抗壓縮，而底部並無翅版協助抗壓。在此種情形之下，其最簡單或可稱最經濟之方法，即於梁之抗壓面，亦加鋼筋一條或多條。鋼筋與抗壓面極邊間之距離，普

通等於梁深十分之一，或至少亦應使鋼筋之外，有充分之保護層。注意當梁之力矩為負數時，如連梁之支點處，則梁之底部為抗壓面。自梁之抗壓面極邊至抗壓鋼筋重心之距離，名之曰 d' 。抗壓鋼筋與抗壓混凝土之面積比，名之曰 p' 。以下之方程式及說明，係由聯合委員會之規程摘出。

中立軸線之地位，可由下列方程式算出。

$$k = \sqrt{2n(p+p'\frac{d'}{d}) + n^2(p+p')^2 - n(p+p')} \quad (38)$$

(38)式之證明極繁，茲不詳述，但若以項對項比較，應知其與方程式(14)極相似，即以 $(p+p'\frac{d'}{d})$ 代 $2n$ 之係數 p ，以 $(p+p')$ 代第二三兩項中 n^2 及 n 之係數 p 。

混凝土及抗壓鋼筋之抗壓合力，其位置以下式定之。

$$z = \frac{\frac{1}{3}k^2d + 2p'nd'(k - \frac{d'}{d})}{k^2 + 2p'n(k - \frac{d'}{d})} \quad (39)$$

梁中僅有抗張鋼筋者， $z = \frac{1}{3}kd$ ，已如圖 70 所示。方程式(39)之證明，非常繁複，亦不詳述。

抵抗耦力之臂距為

$$jd = d - z \quad (40)$$

此式與僅有抗張鋼筋之梁相同，可參閱方程式(10)以下之一段文字。

混凝土極邊纖維之單位抗壓應力為

$$f_c = \frac{6M}{bd^2 \left[3k - k^2 + \frac{6p'n}{k} \left(k - \frac{d'}{d} \right) \left(1 - \frac{d'}{d} \right) \right]} \quad (41)$$

將方程式(19)移項,得

$$f_c = \frac{2M}{bd^2jk} = \frac{2M}{bd^2(k - \frac{1}{3}k^2)} = \frac{6M}{bd^2(3k - k^2)}$$

上式與方程式(41)相似,不過因另增抗壓鋼筋之故,分母中之 $(3k - k^2)$,已換作

$$\left[3k - k^2 + \frac{6p'n}{k} \left(k - \frac{d'}{d} \right) \left(1 - \frac{d'}{d} \right) \right]$$

縱鋼筋之單位抗張應力為

$$f_s = \frac{M}{pjb d^2} = n f_c \frac{1-k}{k} \quad (42)$$

式中之第一部份,直接由(18)式移項得來。又由方程式(16),得

$$p f_s = \frac{1}{2} f_c \frac{f_c n}{(f_s + f_c n)}; \text{使(18)及(19)兩式中之 } M \text{ 數值相等,並各}$$

除以 $b j d^2$, 得 $p f_s = \frac{1}{2} f_c k$ 。再使兩個 $p f_s$ 相等,各除以 $\frac{1}{2} f_c$, 得 $k = \frac{f_c n}{f_s + f_c n}$ 。移項化簡,得 $f_s = f_c n \frac{1-k}{k}$, 此即為(42)式中之第二部

份。

縱鋼筋之單位抗壓應力 f_s' (此記號限用於此類問題)為,

$$f_s' = n f_c \frac{\left(k - \frac{d'}{d} \right)}{k} \quad (43)$$

因混凝土及鋼筋之間,不能滑動,同負抗壓之責,故所發生之應力,當與彈性係數 n 成比例,惟抗壓鋼筋距中立軸線為 $(kd - d')$, 視圖 85, 混凝土之極邊纖維(該處之應力為 f_c) 距中立軸線為 kd , 故當鋼筋中發生一種壓縮等於 $\frac{f_s'}{n}$, 則同時其同一地位之混凝土中壓縮為 $\frac{kd - d'}{kd} f_c$ 。此兩種壓縮係屬相等,即 $\frac{f_s'}{n} = f_c \frac{kd - d'}{kd}$, 為

實用便利起見，化成方程式(43)。

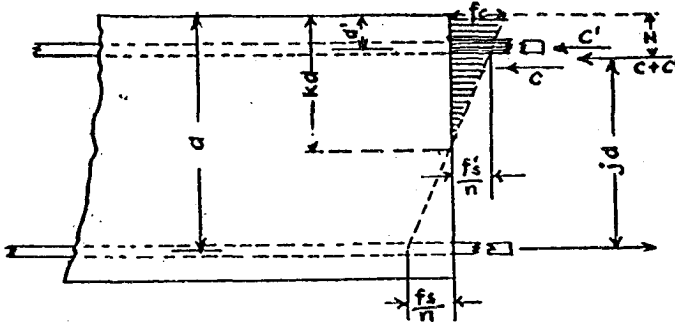


圖 85 抗張抗壓兩面均用鋼筋之梁

任何等級之混凝土， p, p', d 及 b 之值，可作無限數之組合，均可適合任何指定之問題。在某種範圍以內，此數種數值，均可入選。但一項或兩項之數值，如 p 及 p' ，既經選定，則其他各項數值之範圍，即被限制狹小。實用方法，祇有憑經驗選擇最近似之數值，而以上述方程式試算其結果。倘算出之 f_s 及 f_c 之數值過大，或過小，則再將方程式研究，增大或減小某一項使得適合之應力。

試觀方程式(38)，當混凝土之等級既定(如為 2000 磅混凝土，

p	p'	k
.010	.000	.418
.010	.002	.404
.010	.0025	.401
.010	.003	.397
.010	.0035	.394
.010	.004	.391
.010	.005	.384
.010	.006	.379
.010	.007	.373
.010	.008	.368
.010	.009	.362
.010	.010	.357

$n=15$), 及 $\frac{d'}{d}$ 之比率為一常數, 則依據 p 及 p' 之組合, 可將 k 之數值算出其一部份, 列表如上。由表可知 $p' \div p$ 之值漸增, 則 k 之值漸減。 k 之第一值 (.418) 指 $p'=0$, 即不用抗壓鋼筋。學者並應注意, p' 值之差為 0.001, 則 k 值之變更, 亦頗有規則。

當 $n=15$, $\frac{d'}{d} = 0.14$, 則依據各種 p 及 p' 之值可得 k, H 及 K 之值如下。

$\begin{matrix} p \\ p' \end{matrix}$.010	.011	.012	.015	.020	
.000	.418	.432	.446	.482	.531	k之值
.005	.384	.399	.413	.449	.494	
.010	.359	.371	.385	.421	.469	
.000	1.079	1.109	1.139	1.214	1.311	H之值
.005	1.250	1.289	1.324	1.455	1.515	
.010	1.414	1.457	1.499	1.602	1.791	
.000	144 162 148 166 152 171 162 182 175 197	$f_c = 800$ 及 $f_c = 900$ 時 之 K 值				
.005	167 183 172 192 177 199 194 218 202 227					
.010	188 212 194 219 200 225 214 240 239 269					

上表所列數值之範圍較廣。 $p'=000$ 亦包括在內, 此為並無抗壓鋼筋之情形。但上表仍不過全部之一角而已。所謂全部者, p' 之值自零至 0.030 (以 0.02 為差數), $d' \div d$ 之值自 .02 至 .20 (以 .02 為差數), 及 f_c 之各值 (16,000; 18,000, 或 20,000), f_c' 之各值 (2000; 2,500; 或多於此者)。

仍命 K 代表 $M \div bd^2$ 如前, 茲再命 H 代表 (41) 式分母中之括弧, 則 (41) 式可列成,

$$f_c = \frac{6K}{H} \quad \text{即} \quad K = \frac{Hf_c}{6}$$

根據 $p', p, n, d' \div d$ 及 k 之數種數值即可算出 H 之值，列如上表，並根據 $f_c = 800$ 及 $f_c = 900$ ，可算出 K 之數值，列如同表。

為便於選擇適當比例，俾抗張抗壓均得最安全而經濟之值，則應另製大範圍之表，式樣如上所列。但亦有利用(38)至(43)各式直接求之者，雖覺繁而可厭，然無需如前述之猜測或試算，即可決定需要之數值。其數字實例如下。

190. 案梁及版建築之數字實例 假定一樓版建築，其大概形式如圖 86 所示。柱之間距為 16 呎及 20 呎。案在 16 呎之方向，聯絡各柱，支承各梁。樓版上之活荷重為每方呎 150 磅。混凝土之等級為 2,000 磅， $n = 15$ ， $f_c = 800$ 。求案梁及版適當之呎吋。

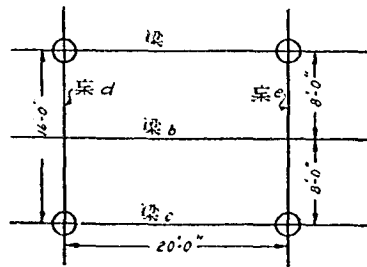


圖 86 案梁及樓版之結構大意

樓版 案上之荷重有兩種計算方法，結果相同。(1)每梁所荷之樓版面積為 8 呎寬 20 呎長。將此項“b”梁之荷重認作案“d”中點之集中荷重計算。(2)或不問梁之情形如何，假定案直接負荷 16 呎寬 20 呎長之樓版面積，並認作勻佈荷重。根據以上兩種假定計算，所得之力矩相同。再假如所用混凝土之等級為 2000 磅，則由表

XXI, 查得 4½ 吋版, 可負活荷重每方呎 147 磅, 與 150 磅極相近似, 版中需用 $\frac{3}{8}$ 吋圓鋼筋, 其間距中至中 4 吋。為防止因溫度變更而發生裂紋起見, 其他一方向亦酌置 $\frac{3}{8}$ 吋鋼筋其間距中至中 18 吋。加 56 於 147, 得 203 磅, 為樓版每方呎之總荷重。在 8' × 20' 面積之內, 除梁之本身重不計外, 其總荷重為 $203 \times 8 \times 20 = 32,480$ 磅。樓版之厚, 係由表 XXI 查出, 而 XXI 表係根據 $M = Wl \div 10$ 列出, 適用於靠牆之邊格樓版, 中間各區格之樓版, 可用 $M = Wl \div 12$ 計算, 其結果厚度略小, 而鋼筋略增, 如不求樓版之厚度一律, 以期節省混凝土及鋼筋, 則中間各區格之樓版厚, 不妨用 $M = Wl \div 12$ 計算之。

梁 假定版以下之梁軀寬為 12 吋, 深為 16 吋。於是每格所增之重為 $\frac{12 \times 16}{12 \times 12} \times 150 \times 20 = 4,000$ 磅。(實際上梁之長度, 短於 20 呎, 以 20 呎計算, 稍欠精密, 但以相差有限, 且在安全方面, 而計算可以大為簡單)。參閱圖 86, 因梁為連梁, 並係中間區格, 故在梁之中點, 有正力矩 $M = Wl \div 12$ 。在兩端支點處有負力矩 $M = Wl \div 12$; 該處之梁底變為抗壓, 而梁頂反須埋置鋼筋, 以抗張力。惟梁底抗壓, 並無翅版協助, 自屬易感不敷, 但在此種情形之下, 混凝土之資用抗壓應力, 可用 $0.45f_c'$, 在本問題中, 即為 $0.45 \times 2,000 =$ 每方吋 900 磅。8' × 20' 一格內梁之總荷重為 $32,480 + 4,000 = 36,480$ 磅。 $M = Wl \div 12 = 36,480 \times 240 \div 12 = 729,600$ 吋磅。因在支點上之負力矩, 顯然為最危險之情形, 所需之深度 d , 即應在該點着手計算 (以混凝土受全部壓力), 因該處 f_c 之數值, 特別可以採用 900, 以代替 800, 故可用普通方程式 (19), 並用 $k = 0.400$, 及 $j = 0.867$ (參閱

表 XXI), 得

$$M = 729,600 = \frac{1}{2} \times 900 \times 12 \times .400 \times .867 \times d^2$$

由此, $d^2 = 389.6$, 即 $d = 19.74$ 。照理, d 之數值, 尙不止此數, 或需要 20 吋, 因計算梁重所用之深度 d , 係假定爲 16 吋也。惟此種情形, 似以在梁底加入抗壓鋼筋, 使其在索中通過, 較爲經濟。

方程式(42)可移項變成下式。

$$k = \frac{nf_c}{nf_c + f_s}$$

將 $n = 15$, $f_c = 900$, 及 $f_s = 18,000$, 代入上式, 得 $k = 0.429$ 。

但若加入抗壓鋼筋, 則混凝土梁之體積尙可略爲減小, 假定 $b = 10''$; $d = 14''$, 加 $2\frac{1}{2}''$ 保護層, 總深爲 $16\frac{1}{2}''$, 即版以下之梁軀深爲 $16\frac{1}{2}'' - 4\frac{1}{2}'' = 12''$, 於是梁軀之重, 爲

$$\frac{10 \times 12}{12 \times 12} \times 150 \times 20 = 2,500 \text{ 磅}$$

加於 32,480, 但總荷重爲 34,980, 即一格之梁及版重並諸荷重, 可作 35000 磅計算。 $M = 35,000 \times 240 \div 12 = 700,000$, $K = M \div bd^2 =$

$700,000 \div (10 \times 196 = 357)$ 。 $6K = 2,142$ 。倘 $\frac{p'}{p} = 0.14$, 則 $d' = 0.14d = 0.14 \times 14 = 1.96''$, 可視作 $2''$ 。現在方程式(41)中, 除 p' 外, 其餘均爲已知數, 可列如下式。

$$f_c = 900 = \frac{2,142}{1.287 - .184 + \frac{90}{.429} p' (.289)} \quad (.86)$$

由上式, 求得 $p' = 0.0245$ 。因知抗壓鋼筋之面積 $= p'bd = 0.0245 \times 10'' \times 14'' = 3.43$ 方吋。

在方程式(38)中, 除 p 外其餘亦均爲已知數如下。

$k = .429 = \sqrt{30(p + .14 \times .0245) + 15^2(p + .0245)^2} - 15(p + .0245)$
 上式初視之，似為二次方程式，甚為繁複，但 $(np)^2 = (15p)^2 = 225p^2$ ，
 可以消去，而成為 p 之一次方程式如次。

$$k = .429 = \sqrt{30(p + .00343) + 225p^2 + 11.025p + .1350} \\ - 15p - .3675$$

$$15p + .7965 = \sqrt{30p + .1029 + 225p^2 + 11.025p + .1350} \\ 225p^2 + 23.895p + .6344 = 225p^2 + 41.025p + .2379 \\ .3965 = 17.13p$$

$$p = 0.0231$$

於是得抗張鋼筋之面積 $= pbd = 0.0231 \times 10 \times 14 = 3.24$ 方吋。

上述之鋼筋百分比 (p 及 p') 係根據 $f_c = 900$ 及 $f_s = 18000$ 計算，故為確值。

由方程式(43)得抗壓鋼筋之單位應力如下。

$$f_s' = 15 \times 900 \frac{(.429 - .14)}{.429} = 13,500 \times \frac{.289}{.429} = 9,100$$

此數遠小於 f_s ，倘 f_s 係屬安全，則 f_s' 亦更安全。

關於力矩方面，既已設計妥善。其餘之嚴重問題，為關於剪力之試算。全梁之總荷重為 35,000 磅，兩端之最大剪力為 17,500 磅，由方程式 (22)，得 $v = \frac{3}{4} V \div bd = \frac{3}{4} \times 17,500 \div (10 \times 14) = 143 = 0.0715f_c'$ 。照規定，如將直鋼筋縮定，並加用鋼筋(或彎起鋼筋或二者兼用)，則此值亦已可用。

梁中點之力矩 梁跨距之中點為正力矩，抗壓由梁之頂部負之，並有翅版相助。依照聯合委員會之規定，梁翅之寬，在梁中點其能作協助抗壓之用者，不得超過梁跨距之四分之一 ($4 \times 240'' = 60'$)，

其懸空部份，每邊寬不得超過版厚之 8 倍 ($8 \times 4\frac{1}{2} = 36''$)，並不得超過該梁與其鄰梁淨距之半數， $[\frac{1}{2} \times (96'' - b')]$ ，三者之中，應取其最小值。照第二限度，應為 $(2 \times 36'') + b'$ ，照第三限度，應為 $2[\frac{1}{2}(96'' - b')]$ 。梁軀之寬 b' 已選定為 $10''$ ，則第二第三兩限度均大於第一限度 $60''$ ，故 T 形梁力矩公式中之 b 值應為 $60''$ 。代入公式，得

$$M = Kbd^2 = 729,600 = 138.6 \times 60 \times d^2$$

由上式得 $d^2 = 87.73$ ， $d = 9.37$ 。此數小於 $14''$ ，即小於在支點處根據負力矩所算定之 d 值。但為一律起見，版下梁軀之深，應均用 $12''$ 。梁深既以 $14''$ 代替需要深 $9.37''$ ，則梁底需要之抗張鋼筋，自亦可減少。如 $d = 9.37''$ ，需要之 $A_s = 0.00889 \times 60 \times 9.37 = 5.00$ 方吋。今 $d = 14''$ ，則需要之 A_s 將為 $5.00 \times \frac{9.37}{14} = 3.35$ 方吋。鋼筋與抗壓重心之臂距，均為 jd ，因 j 幾為常數，故其比率之變更極微。連梁在支點處之抗張鋼筋（在梁頂，）需要面積 3.24 方吋，在梁中點處需要面積 3.35 方吋。可用 3 根 $1''$ 圓鋼筋及 1 根 $1''$ 方鋼筋， $A_s = 3.36$ 方吋，恰敷需要。鋼筋之端，應伸過支點，達廻折點以外。由力學理論，知兩端固定而荷勻佈重之梁，其廻折點距梁之兩端，分別為 0.211 及 0.789 乘跨距，普通常視作梁跨距之 $\frac{1}{5}$ 點 (0.20 乘跨距)，在本問題應為 $48''$ 。假定採用者為變形鋼筋，由方程式 (24) 及其上一段文字之規定，鋼筋應展長 $1.67(18000 \div 2000) = 15$ 倍之直徑，或伸達廻折點以外 $15''$ ，或伸過支點中心即梁之中心 $48'' + 15'' = 63''$ 。此項深埋之長度，足使鋼筋締定。鋼筋之一部，應在支點及梁中點間之適當地點彎起。鋼筋之需要及大小間距等，均照勻佈荷重設計如前。

在支點處，梁底需要之抗壓鋼筋為 3.43 方吋，即需 1 根 1" 方鋼筋，及 2 根 1½" 方鋼筋。其長度之規定同上，在本問題需要每邊長 63"，即全長 10'-6"。

圖 86 所示之 a, b 及 c 等，均為連梁之中間區格，其兩端必有邊區格。邊區格中點之正力矩，為 $M = Wl \div 10$ 。因不論何區格之荷重 W 及跨距 l ，均屬相同，故 $M = \frac{12}{10} \times 729,600 = 875,520$ 吋磅。在梁之中點， $875,520 = 138.6 \times 60 \times d^2$ ，於是 $d^2 = 105.28$ ， $d = 10.26$ 。 $A_s = 0.00889 \times 60 \times 10.26 = 5.47$ 方吋。但為一律計， d 可改用 14"，於是鋼筋可以減為 $5.47 \times \frac{10.26}{14} = 4.01$ 方吋。用於中格之鋼筋，此處遠感不足。應採用 4 根 1" 方鋼筋，以代 3 根 1" 圓鋼筋及 1 根 1" 方鋼筋。鋼筋之端，亦應如前伸過支點 63"。在靠牆一端，鋼筋應彎成鈎形，以資締定。靠牆之力矩為 $Wl \div 16$ ，遠小於以上所算得之數，而梁之尺寸及鋼筋數量仍屬一律。故無須再行計算。

案 b 梁之總荷重（圖 86）為 35,000 磅。案則除其本身重量外，尚須在其中點負荷兩個 17,500 磅，即 35,000 磅之集中荷重。至於 a, c 二梁，支架於柱上，與案無關。此項集中荷重之力矩，與 $2 \times 35,000 = 70,000$ 磅勻佈荷重之力矩相同。故可將版以下案身之重，加於 70,000 磅，一併計算。茲姑假定版以下之案寬為 12"，深為 18"，加 4½" 於 18" 得 22½"，即為案之總深度。除去鋼筋以下之保護層 2½" 則 $d = 20$ "。因係連梁，故經過柱頂之處，必須有負力矩。經柱頂處，案頂應有抗張鋼筋，距案底 2½" 處，應有抗壓鋼筋。又該處之抗張鋼筋，假定其距案頂而為 $d' = 2½$ "，則 $d' \div d = 2.5 \div 20 = 0.125$ 。版下案軀之重為 $\frac{12 \times 18}{12 \times 12} \times 150 \times 16 = 3600$ 磅，加於 70,000 磅，得等

量之勻佈荷重爲 73,600 磅。在梁中點之正力矩，及在柱頂之負力矩，均爲 $Wl \div 12$ ，得

$$M = 73,600 \times 192 \div 12 = 1,177,600$$

$$\text{於是} \quad K = M \div bd^2 = \frac{1,177,600}{12 \times 20^2} = 245.3$$

$$6K = 1472$$

採用 $f_c = 900$ ，則方程式 (41) 中各項，除 p' 外均爲已知數。因此，求得 $p' = 0.0096$ ， $A_s = p'bd = 0.0096 \times 20 \times 12 = 2.30$ 方吋，3 根 1" 圓鋼筋，已敷應用。此抗壓鋼筋，應由柱之中心，向兩面鄰梁伸展，其長度之計算與梁同。又 $k = 0.429$ ，亦與梁相同。此外 $p' = .0096$ ， $n = 15$ ，及 $d' \div d = 0.125$ ，均爲已知數；以之代入方程式 (38)，得 $p = .01585$ ，於是 $A_s = 0.01585 \times 20 \times 12 = 3.804$ 方吋。可用 4 根 1" 方鋼筋，得此面積。

梁在跨距之中點，可作 T 形設計，與梁同，版寬之可用作抗壓部分者，爲 $\frac{1}{4} \times 192 = 48"$ ，於是

$$M = 1,177,600 = 138.6 \times 48 \times d^2$$

$d^2 = 177.0$ ， $d = 13.30$ ，照此計算需要之鋼筋 $= .00889 \times 48 \times 13.3 = 5.68$ 方吋。但梁之深，因柱頂處之負力矩關係，應爲 20"，故在跨距中點需要之鋼筋，應減爲 $5.68 \times \frac{13.3}{20} = 3.78$ 方吋，應即用四根 1" 方鋼筋，其中二根，可於適當地點彎起伸過柱上，而靠近梁頂充該處之抗張鋼筋。鋼筋之端，爲縮定關係，應伸過鄰梁跨距 $\frac{1}{4}$ 點，參閱方程式 (24)。

靠牆區格之梁，其中點力矩，究用 $Wl \div 12$ 或 $Wl \div 10$ 計算，

視梁端是否固定於牆柱而定，亦即視梁之轉動慣量與其跨距對於柱之轉動慣量與其無支高度之關係而定。如用 $Wl \div 12$ 計算力矩，算法同上。倘用 $Wl \div 10$ 計算力矩，則所需增加之抵抗力矩可增加鋼筋之比率 p 及 p' 得之。算法亦與上相似，茲不贅述。

近柱處梁內之剪力，等於梁荷重之半，加梁身重量之半，即

$$\frac{1}{2}(35,000 + 3,600) = 19,300 = V, \quad \text{於是 } v = \frac{8}{12} \times \frac{19300}{20.0} = \text{每方吋}$$

92 磅 $= 0.046f'_c$ ，如將鋼筋彎起，並加用鋼筋，則此數亦可滿意。惟因荷重集中於中點，故梁之任何截面，皆有極大之剪應力，此可以圖 87 剪力圖示之。每端之剪力，為 19,300 磅，向中點逐漸減少 1,800 磅之（梁重之半）而成為 17,500。在該處因集中荷重 35,000 之關係，突變為其他一面之 17,500。再逐漸增大，至其他一端，亦達 19,300 磅。

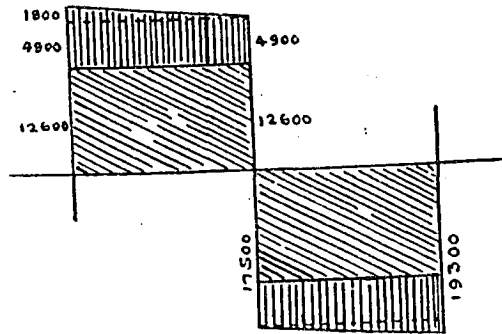


圖 87 剪力圖

又因鋼筋之端締定，則混凝土之單位剪應力，可用至每方吋 60 磅，即 $v_c = 0.03f'_c = 0.03 \times 2,000 = 60$ 磅。由方程式 (25)，得混凝土所具之總抗剪應力為 $V_c = \frac{7}{8}bdv_c = \frac{7}{8} \times 12 \times 20 \times 60 = 12,600$ 。如圖 87，斜線部份，即指混凝土之抗剪應力，其垂直線部份，指須用鋼筋抵

抗之剪力。倘混凝土之單位抗剪應力，限於 40 磅，(代替 60 磅) 則斜線部份之面積，應減小三分之一，而鋼筋所負之抗剪應力，即應增加。由方程式 (26) 所算出之鋼筋根數，不論多少，垂直線部份之面積，即應照此數目，分為若干梯形。鋼筋之間距，用數字精密計算，極為繁複，但由圖 87，一望而知其各間距，較圖 76 所示更為平均。鋼筋之位置，可用圖解法求得，而結果亦頗精確。由剪力圖，知因荷重集中關係，梁之中點，剪力特大，鋼筋之設計應顧及此點。

以上解法，梁及梁均視作連梁設計，堪資學習。且因有版充翅，成 T 形梁作用，協助抗壓，而用於抗張之鋼筋亦較多，故較淺之梁，即敷抵抗其中點之力矩。但在支點之上，如此尺寸淺之梁，其抗壓之混凝土面積，即感不敷，而梁之深度因須增加。增加梁深，則單位剪應力即可減小，或竟減至資用強度以內。凡兩端擱置而非固定之梁，其危險之截面，係在中點，故祇須檢查其中點之橫向強度，極為容易。連梁則應檢查其中點及兩端之力矩及剪力。

第二十九章 平版建築

191. 方法概要 所謂『平版方法』，具有下列之優點：(a)若房屋各層間之淨高已定，則可減低房屋所需之總高度，(亦即減少費用)。(b)天花板成一平面而無梁突出，建築上可比較美觀。(c)模版用費可以較省，不特模版之面積及木料可以減少，其做工亦大為簡單，惟此項節省，或將為增加混凝土之總數量而相消。(d)無梁阻礙光線，窗格之頂可以直達天花板，在工廠房屋，此點極為重要。其惟一之缺點為其應力難作精確可靠之計算。不過現在所用之計算方法，雖屬近似，而憑此已足產生經濟之建築物，且建築物之用此法設計者，亦曾經試驗，其所加之荷重遠過於設計時所定之費用荷重，結果並未損壞。

先假想一連梁如圖 88-a，兩支點相距為 l ，其間勻布荷重之總數為 W 。於是最大力距係在支點之上，等於 $Wl \div 12$ ，至於中點之力距則為 $Wl \div 24$ ，迴折點與柱相距為 $0.211 \times l$ 。

再假設一荷重之版，四周並無界限而支於 A, B, C, D, 四柱之上，如圖 88-b，版在四柱之外，假定其與在柱頂作一相切之平面成水平，於是發見下述諸條件：

(a) 版在柱頂，係向上突起。

(b) 版在四柱之中心 O 處向下凹進。

(c) 柱周圍之迴折曲線，約如圖 88-b 在柱四周之虛線所示，取

上述之連梁作比，迴折曲線與柱之距離，可假定其約等於該柱各方向跨距之百分之 21。

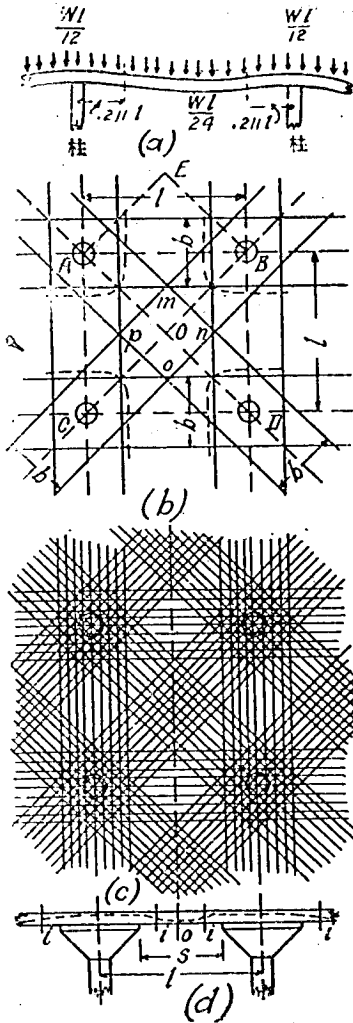


圖 88 平板建築

柱頂放大為柱頭，形同倒置之截頂方錐或圓錐體，其底或為圓形，或為方形，或為有規則之多角形。

此法可以縮短版之淨跨距，減小力矩。並加大頂柱可能穿版之洞，即增大抵抗剪力之面積，亦即減小單位抗剪應力。柱頭之直徑，約為各柱間跨距之百分之 25。

192. 鋼筋之排例 鋼筋之排列方法，種類頗多，有數種且有專利權。此方法大致可分類如下：

(1) 四向法；鋼筋不特與連接四柱柱頂而成長方形之兩邊並行，並與其對角線並行，故四個方向有鋼筋。(2) 兩向法；與(1)相似，不過對角方向無鋼筋。(3) 圓圈式；柱與柱間，除有直鋼筋外，在柱之四周，並備有盤香式，或圓圈式之鋼筋，以防圓周張力或力矩。圓周張

力之發生，當然難免，但採用(1),(2)兩法者，均認為鋼筋在柱頂所組成之棋盤形，發生平版作用，尤以四向法為甚，已足應付此項應力。

參閱圖 88-b，倘四柱排成方形，相距各為 l ，欲鋼筋列成之帶將空面完全蓋滿，使 m, n, o, p 等處，絕無複疊或留空隙，則帶寬 b 必等於 0.414 乘跨距 l ，可據幾何學理證明之，實際上可用 0.4 乘 l ，雖較 0.414 乘 l 略小，但空隙不大，不超過鋼筋之間距，不妨用之。在另一方面，鋼筋帶之寬，不得大於柱頭直徑之兩倍。圖 88-c 係表示四向法鋼筋之排列， b 等於 0.414 乘 l ，平版之不論何處，至少有一層鋼筋，此外有二層者，有三層者，在柱頭之上則有四層。

193. 計算法 以下之記號，數字，規程，公式等，均由聯合委員會之報告摘錄而來，目前可視作標準。公式之證明，因過於繁複，不復詳述。茲所列簡明實用之式，亦已經大規模之試驗而知其具有充分之強度。前用於梁之記號，均仍擇其可用者襲用，並另加新記號。

命 c = 最大直角圓錐形底之直徑，此圓錐形全在柱及柱頭之內，頂角為 90° ，底厚 $1\frac{1}{2}$ 吋，即圓錐形之底距平版或托版之底為 $1\frac{1}{2}$ 吋，參閱圖 89。

l = 平版之跨距(計算力矩之方向)由柱中心至柱中心。

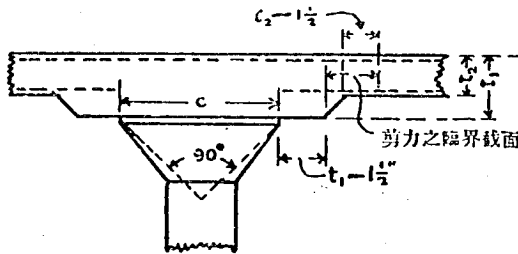


圖 89 有托版之平版截面及柱頭

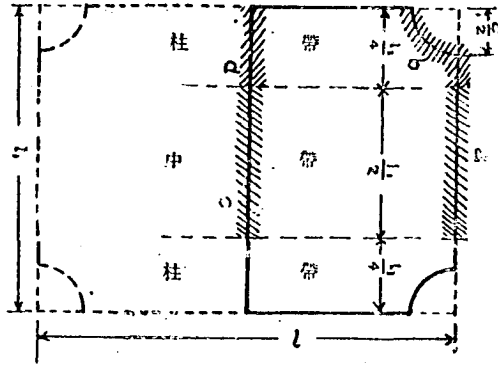


圖 90 平版之設計截面

l_1 = 平版之跨距(與計算力矩方向成垂直之方向),由柱中心至柱中心。

圖 90 所示,為計算 l 方向力矩時之柱帶及中帶尺寸, l_1 不必專代表較短之方向。如計算較短方向之力矩,則 l 及 l_1 應互換,各帶與圖 90 相似,不過方向不同。

W = 每區格面積上之勻佈總荷重(即在四柱之間平版活荷重及死荷重之總數)。

M_o = 平版每區格在任何一方向內各主要設計截面之正負彎曲力矩之和。

倘平版柱帶負力矩所需之鋼筋比率不超過 0.01,則在一區格任何方向內需用抗張鋼筋之正負力矩數字和,應假定其不少於用公式(44),所算出者。

$$M_o = 0.09 Wl \left(1 - \frac{2c}{3l}\right)^2 \quad (44)$$

194. 主要設計截面 計算平版受勻佈荷重之臨界力矩時,須採下列之主要設計截面。

(a) 中帶內受負力矩之截面 該截面係在區格邊上，自離柱中心 $\frac{1}{4}$ 之點起，向相鄰柱中心之方向進行，經距離 $\frac{1}{4}$ 為止，如圖 90 中之 a 部分。

(b) 柱帶內受負力矩之截面 該截面係在區格邊上，自離柱中心 $\frac{1}{4}$ 之點起，回向該柱之中心進行，至離柱中心 $\frac{1}{2}c$ 處，再沿柱頭圓周之 $\frac{1}{4}$ ，至其他一區格之邊為止，如圖中之 b 部分。

(c) 中帶內受正力矩之截面 該截面在中帶之中，與中帶垂直，長為 $\frac{1}{4}l_1$ ，如圖 90 中之 c 部分。

(d) 柱帶內受正力矩之截面 該截面在柱帶之中，與柱帶垂直，長為 $\frac{1}{4}l_1$ ，如圖 90 中之 d 部分。

195. 主要設計截面之力矩 主要設計截面之力矩，如表 XXV 所列，惟有兩說明如下。

表 XXV 設計平版所用之力矩

帶	無托版之平版		有托版之平版		
	負	正	負	正	
版中所置鋼筋係兩向法					
柱 兩 中	帶 柱 帶 帶	0.23 M_o	0.11 M_o	0.25 M_o	0.10 M_o
		0.16 M_o	0.22 M_o	0.50 M_o	0.20 M_o
		0.16 M_o	0.16 M_o	0.15 M_o	0.15 M_o
版中所置鋼筋係四向法					
柱 兩 中	帶 柱 帶 帶	0.25 M_o	0.10 M_o	0.27 M_o	0.095 M_o
		0.50 M_o	0.20 M_o	0.54 M_o	0.190 M_o
		0.10 M_o	0.20 M_o	0.08 M_o	0.190 M_o

(a) 兩柱帶最大負力矩之和，可大於或小於表 XXV 所列之數，其所大或所小之數，不能多於 $0.03 M_0$ 。

(b) 中帶最大正負力矩及兩柱帶最大正力矩之和，可大於或小於表 XXV 所列之數，其所大或所小之數，不能多於 $0.01 M_0$ 。

196. 平版及托版之厚 托版之總厚 t_1 (以吋計) 或平版之總厚 (假定不用托版)，不得少於下式所算出之數。

$$t_1 = 0.038 \left(1 - 1.44 \frac{c}{l} \right) l \times \sqrt{Rw' \frac{l_1}{b_1} + 1} \quad (45)$$

上式中 $R =$ 兩柱帶之負力矩與 M_0 之比。

$w' =$ 平版單位面積之勻佈活荷重及死荷重。

$b_1 =$ 與 l_1 並行之托版尺寸。

有托版之平版，在托版以外之厚 (以吋計)，不得少於下式所算出之數。

$$t_2 = 0.02l \times \sqrt{w' + 1} \quad (46)$$

不論 l 及 w' 之單位以呎及磅計，或吋及磅計，平版之厚 (t_1 或 t_2) 均以吋為單位。平版如係用作樓版，其厚 ($t_1 + t_2$) 不得小於 $l \div 32$ ；如係用作屋面，則不得小於 $l \div 40$ 。最小厚度用 (45) 及 (46) 式決定時，其中 l 為區格較長一邊之長， l_1 為區格較短一邊之長。 b_1 為與 l_1 同方向之托版寬或直徑，如無托版，則 b_1 等於 $0.5 l_1$ 。

197. 托版之最小尺寸 托版之長或直徑，不得小於同方向區格長之 $\frac{1}{3}$ ，其厚不得大於 $1.5 t_2$ 。

198. 靠牆區格及其他不規則之靠邊區格 靠牆區格或其他邊格之平版不再有鄰格相連者，其離邊線一區格處之最大負力矩及

其間之最大正力矩，應增加如下。

(a) 與牆或不連接一邊成垂直之柱帶，應將表 XXV 所列之數，增加百分之 15。

(b) 與牆或不連接一邊成垂直之中帶，應將表 XXV 所列之數，增加百分之 30。

在此等帶中，所用抵抗正力矩之鋼筋，與不連接之邊垂直者，應伸長至區格之邊為止。

199. 區格之邊梁 區格不連接之一邊，常有邊梁，設計時應使至少能負荷直接加於其上之荷重。梁之深大於托版之厚，則除其直接荷重外，至少應能再荷其鄰近區格荷重之四分之一。梁旁與梁平行之柱帶，至少應能抵抗表 XXV 所列柱帶力矩之半數。

200. 迴折點 無托版而各方對稱之內區格平版，在與區格邊平行之各線中，其迴折點與跨距中點相距，應假設其等於該線兩端臨界負力矩所在面之相距數乘以 0.30，有托版者，則此係數應改為 0.25。

201. 鋼筋 橫過每一截面之鋼筋，且合乎下列之條件者，可認為足以抵抗該截面之力矩。鋼筋之橫截面，乘以鋼筋與某方向所成角度之餘弦，即可認為該方向之有效鋼筋。設計時，應使鋼筋充足，不特可抵抗最危險之負力矩，其他中間各截面之力矩，亦應計及。鋼筋伸過迴折點之長度，至少應有該鋼筋直徑之 20 倍，以防迴折點之地位，或偶有移動。此外，正在或近於最大應力處鋼筋不准有搭接。無論何方向之鋼筋，至少應有十分之四，其長度及其排法足以為兩截面之臨界負力矩，及其中間截面之正力矩之用。柱帶正

力矩之鋼筋，至少應有三分之一伸入托版，伸入之長度，至少為鋼筋直徑之 20 倍。如無托版，應伸達離柱中心至少為跨距八分之一之處。

202. 鋼筋之抗張應力 平版鋼筋之資用抗張應力，不可少於下式所算出之數。

$$f_s = \frac{RM_o}{A_s j d} \quad (47)$$

式中 RM_o 為表 XXV 中所列兩柱帶，或一中帶之力矩， A_s 為經過任何主要設計截面之鋼筋之有效截面積，而合於上述條件者。

203. 混凝土之抗壓應力 平版混凝土之資用抗壓應力，不可少於下式所算出之數，並不得超過 $0.4f_c'$ 。

兩柱帶之負力矩 RM_o 所生之抗壓應力如下：

$$f_c = \frac{3.5RM_o}{0.67 \sqrt[3]{pn} b_1 d^2} \left(1 - 1.2 \frac{c}{l} \right) \quad (48)$$

式中 b_1 之定義，與方程式(45)以下之說明同。

兩柱帶之正力矩 RM_o 或中帶之正或負力矩，所生之抗壓應力如下：

$$f_c = \frac{6RM_o}{0.67 \sqrt[3]{pn} l_1 d^2} \quad (49)$$

204. 剪應力 平版之剪應力，不得超過下式中之 v 值：

$$v = 0.02f_c'(1+r) \quad (50)$$

並不得超過 $0.03f_c'$ 。下列兩處之單位剪應力，應分別計算：(a) 一垂直截面，其深(以吋計)為 $\frac{7}{8}(t_1 - 1\frac{1}{2})$ ，距柱頭之邊線(以吋計)為 $t_1 - 1\frac{1}{4}$ 。(b) 一垂直截面，其深(以吋計)為 $\frac{7}{8}(t_2 - 1\frac{1}{2})$ ，距托版之邊

線(以吋計)為 $t_2 - 1\frac{1}{2}$ 。在任何情形之下, r 不能少於 0.25。計算剪應力如(a)時, 假定 r 為柱帶負鋼筋經過柱頭之比例數量。計算剪應力如(b)時, 假定 r 為柱帶負鋼筋經過全托版之比例數量。

【例題 1】 假定有一區格, 與圖 90 相似, 惟此係正方形, $l = (l_1) = 18 = 216''$ 。假定柱頭之直徑 $c = .225 l = 48.6''$ 。每方呎之活荷重為 200 磅, 平板厚為 9'', 故平板每方呎重為 $\frac{9}{12} \times 150 = 113$ 磅。全區格之總荷重為 $W = (200 + 113) \times 18 \times 18 = 101,412$ 磅。由方程式(44), 得

$$M_o = 0.09 \times 101,412 \times 216 \left(1 - \frac{97.2}{648} \right)^2 = 1,423,000 \text{ 吋磅。}$$

假定鋼筋係四向法, 柱頂無托版。於是表 XXV, 兩柱帶之負力矩為 $0.50 M_o = 0.50 \times 1,423,000 = 711,500$ 吋磅。R 為平板兩柱帶或一中帶之正力矩或負力矩與 M_o 之比率, 換言之, 即為表 XXV 中所列 M_o 之係數。本問題中, R 為 0.50。因無托版, 故 $b_1 = 0.5l = 108''$, $w_1 =$ 每方呎 313 磅 = 每方吋 = $\frac{313}{144}$ 磅, 代入方程式(45), 得。

$$t_1 = 0.038 \left(1 - 1.44 \frac{48.6}{216} \right) \times 216 \times \sqrt{.50 \times \frac{313}{144} \times \frac{216}{108} + 1\frac{1}{2}} \\ = 8.19 + 1.5 = 9.69 \text{ 吋。}$$

中帶之正力矩為 $0.20 M_o = 284,600$ 吋磅, 而臨界截面為圖 90 中之 (c) 部分。參閱圖 88, 該部分祇有 45° 之斜鋼筋兩帶而無正方向鋼筋。查 45° 斜鋼筋之效率, 祇等於正方向鋼筋之 .707, 故該處斜鋼筋兩帶, 可作為具正方向鋼筋帶強度之 1.414 倍。d 之數值, 視鋼筋距平板抗張面之遠近而定。柱頂有鋼筋四層, 如所用者為 $\frac{3}{4}''$ 鋼筋, 則第四層之中心, 距第一層之中心為 $1\frac{1}{2}''$ 。加淨距 1'' 為保護層, 則第四層鋼筋之中心, 距抗張面須為 $1\frac{1}{2}'' + 1\frac{1}{2}'' = 2\frac{1}{2}''$ 。當 $t_1 = 9.69''$, $d = 9.69 - 2.75 = 6.94''$ 。其第一層鋼筋之 d, 則較此數多 $1\frac{1}{2}''$, 即 8.44''。在區格之中央, 祇兩層鋼筋, d 之平均數值, 可視作 $8.44 - 0.25 = 8.19''$ 。因

$j = \frac{7}{8}$, 故 $jd = \frac{7}{8} \times 8.19 = 7.16''$; $f_s = 18000$; 代入方程式(47), 得

$$A_s = RM_o \div f_s jd = 284,600 \div (18,000 \times 7.16) = 2.21 \text{ 方吋。}$$

除以 1.414, 得 1.562 方吋, 即每一鋼筋帶所需之面積, 可用 8 根 $\frac{1}{2}''$ 圓鋼筋得之。

同樣計算圖 90 中 (d) 截面之正力矩。兩柱帶之正力矩為 $0.20 M_o = 284,600$ 吋磅。在該部分之鋼筋祇有一層, 故 $d = 8.44$, $jd = 7.39$, 同前, 得

$$A_s = 284,600 \div (18,000 \div 7.39) = 2.14 \text{ 方吋}$$

$$2.14 \div 1.963 = 10.9 \text{ 應用 11 根 } \frac{1}{2}'' \text{ 圓鋼筋。}$$

兩柱帶之負力矩, 在柱頂為 $0.50 M_o = 711,500$ 。d 之數值可採取 8.44 及 6.94 之平均數, 或 $7.69''$, $jd = \frac{7}{8} \times 7.69 = 7.63''$ 。

$$A_s = 711,500 \div (18,000 \times 6.73) = 5.87 \text{ 方吋。}$$

圖 88, 由 C 至 A 之柱帶, 供給鋼筋 2.14 方吋, 已計算如上。A 之上尚有其他一柱帶之鋼筋, 伸過柱頂達迴折點 (如圖 88-b 虛線所示), 可供給 2.14 方吋。四對角帶之鋼筋, 亦各伸過柱頂, 每帶可供給 $1.562 \times 0.707 = 1.10$ 方吋。於是共為 $2(2.14) + 4(1.10) = 8.68$ 方吋。 $8.68 \div 5.87 = 1.527$, 表示超過需要量百分之 52.7, 亦即有百分之 52.7 鋼筋, 再需彎起經過柱頂。實際上, 即三分之一鋼筋, 可以再彎起。以根數計算, 則斜方向鋼筋 8 根中應彎起 5 根, 正方向鋼筋 11 根中應彎起 8 根。

鋼筋之長度 正方向之鋼筋所受臨界負力矩之截面, 係在距柱中心 $\frac{1}{2}c$ 處, 如圖 90 所示。A 及 C 柱間之兩臨界截面, 相距為 $216 - 48.6 = 167.4$ 。此數之十分之三, ($= 50.2$) 為無托版之平版之迴折點距離柱中心之吋數。此帶中正方向鋼筋 8 根之長度應為 18 呎, 另加柱中心至迴折點距離之兩倍, (即 $50.2''$ 之 2 倍), 再加兩個鋼筋直徑之 20 倍。 ($= 2 \times 20 \times \frac{1}{2} = 20''$)。其總長為 $216 + 100.4 + 20 = 336.4'' = 28' - 0.4''$ 。可實用 $28' - 0''$ 。斜方向鋼筋之長度, 計算方法亦同。A 及 D 之對角距為 $216 \times 1.414 = 305.4$, 迴折點距離柱中心, 為

$(305.4 - 48.6) \times 0.3 = 77''$ 。 $305.4 + (2 \times 77) + 20 = 479.4'' \approx 48' - 0''$ 。此為正斜兩方向彎起鋼筋之總長度，均伸過柱頭，達彼方面迴折點之外 20 倍於其直徑。其直鋼筋，(指無托版者而言)應伸長達一處所，其距離柱中心等於跨距之 $\frac{1}{8}$ ，即 $\frac{1}{8} \times 216'' = 27''$ 。故正向直鋼筋之長，應為 $216 - (2 \times 27) = 162'' = 13' - 6''$ ，斜方向直鋼筋之長，應為 $306'' - (2 \times 38'') = 230'' = 19' - 2''$ 。

混凝土中之單位抗壓應力 假定混凝土之等級為 2,000 磅。

$f_s = 18000$, $n = 15$, $p = 0.00889$, $b_1 = \frac{1}{2}l = 108''$, $c = 48.6$, $d = 8.19$ (指柱頂之兩柱帶而言)。負力矩 $RM_o = 0.50 M_o = 711,500$ 。由方程式(48),得

$$f_c = \frac{3.5 \times 711,500}{0.67 \sqrt[3]{.00889 \times 15 \times 108 \times 8.19^2}} \left(1 - 1.2 \frac{48.6}{216}\right) = \text{每方吋 } 734 \text{ 磅}$$

由方程式(49), $RM_o = 0.20 M_o = 284,600$, $l_1 = 216$, $d = 8.16$, (d 之數值, 雖不無變動, 但為數甚微, 於結果無大影響。) 得兩柱帶及中帶因正力距所生之單位抗壓應力為

$$f_c = \frac{6 \times 284,600}{.34237 \times 216 \times 8.19^2} = \text{每方吋 } 345 \text{ 磅。}$$

本問題中之剪力 柱帶內經過柱頭之負鋼筋比率為 5.87:8.68, 即

0.65, 前於計算負力矩時已經述及。單位剪應力 v , 必不可超過方程式(50)所算出之數, 即 $v = 0.02 \times 2,000(1 + .65) = 66$ 磅, 並不可超過 $0.03 f_c = 60$ 磅。以下所算出者, 果遠少於此數。閱方程式(50)以下之說明, (a 種情況), $\frac{7}{8}(t_1 - 1\frac{1}{2}) = \frac{7}{8}(9.69 - 1.50) = \frac{7}{8} \times 8.19 = 7.16''$ 。此截而與柱中心之距, 為 $24.3 + 8.19 = 32.5''$ 。兩柱帶之荷重 = 全區格荷重之半數 = $\frac{1}{2} \times 101,412 = 50,706$ 磅。此數之半 25,353 磅, 即為總剪力。退至臨界截面處, 減為 $\frac{108 - 32.5}{108} \times 25,353 = 17,724$ 磅, 於是 $v = \frac{17724}{108 \times \frac{7}{8} \times 8} = \text{每方吋 } 23.4$ 磅。此數極微, 小於上述之臨界應力遠甚。

(例題 2) 加用托版則結果不同, 茲故仍用前題, 惟加用托版, 以資比較。

若平版之平均深度，死荷重及 M_0 均與前題相同，但係數 R 變更如表 XXV 所示。中帶之正力矩為 $0.19M_0$ (代替前題之 $0.20M_0$) = 270,370,則

$$t_1 = 0.038 \left(1 - 1.44 \frac{48.6}{216} \right) \times 216 \times \sqrt{.54 \times \frac{313}{144} \times \frac{216}{108} + 1\frac{1}{2}}$$

$$= 8.51 + 1.5 = 10''$$

$$t_2 = 0.02 \times 216 \sqrt{\frac{313}{144}} = 6.36''$$

托版厚由 $9.69''$ 增至 $10''$ ，其餘平版由 9.69 減至 $6.36''$ 。但因 t_1 及 t_2 均不可小於 $1 \div 32 = 6.75''$ ，故 t_2 應為 $6.75''$ 。又托版之尺寸在每方向均等於跨距之 $\frac{3}{8}$ ，即 $\frac{3}{8} \times 216 = 72''$ 見方。其面積為全區格面積 $\frac{1}{9}$ 。此部雖較無托版者厚 $0.13''$ ，但有 $\frac{8}{9}$ 面積，較薄 $2.94''$ ，故混凝土可以大省，而重量亦大減，惟模板略複雜且費工耳。

在區格之中央，平版厚為 $6.75''$ 。因有兩層 $\frac{1}{2}''$ 圓鋼筋，故 $d = 6.75 - 1.5 = 5.25''$ 。 $jd = \frac{7}{8} \times 5.25 = 4.59''$ 。中帶之正力矩 $RM_0 = .19 M_0 = 270,370$ ，由方程式(47)，得

$$A_s = 270,370 \div (18,000 \times 4.59) = 3.27 \text{ 方吋。}$$

如前，除以 1.414 ，得 2.31 方吋，需要 12 根 $\frac{1}{2}''$ 圓鋼筋，代替 8 根，故此部份鋼筋，較多百分之 50 。

圖 90, (d) 截面之正力矩 = $.19M_0 = 270,370$ ， $d = 6.75 - 1.25 = 5.50''$ ， $jd = \frac{7}{8} \times 5.50 = 4.81''$ 。 $270,370 \div (18,000 \times 4.81) = 3.12$ 方吋，需要 16 根 $\frac{1}{2}''$ 圓鋼筋，亦較前增加約百分之 50 。

兩柱帶在柱頭之抗壓應力，係由負力矩 $.54 M_0 = 767,420$ 而發生，於是藉由方程式(48)，得

$$f_c = \frac{3.5 \times 767,420}{0.67 \sqrt[3]{.00889 \times 15 \times 108 \times 8.5^2}} \times .73 = \text{每方吋 } 734 \text{ 磅}$$

此數少於 $0.40f_c = 0.40 \times 2,000 = 800$ 磅，故屬安全。

其餘部份，可由學者照樣計算而比較。並將混凝土模板鋼筋等費用一一加以比較，即可知何者較省，何法可取，此亦一要素也。

第三十章 彎曲應力及直接應力

205. 普通理論 凡前所述，係假定凡作用於梁上之力，均與梁垂直；作用於柱上之力，均與柱之軸線相合。但設計時常遇有許多合力，與梁或柱之軸線成斜角，因此同時發生彎曲應力及直接應力。其最著者如彈性拱。在混凝土工程中，普通多為壓力及彎曲力之併合。惟張力與彎曲力之併合，亦非不可能。以下所述，凡直接應力，均專指壓力而言。

凡柱均兩面(或四面)有鋼筋。倘荷重係偏心，尤其當荷重之地位，方向，及大小，時有變動，則每面之鋼筋將互為抗張及抗壓。譬如拱圈，靠近拱背及拱腹或上下兩面，均置直鋼筋，其活荷重變動時，將使此兩組鋼筋之應力，互為抗壓及抗張。因此抗壓鋼筋，同時亦為抗張鋼筋，又因柱中(梁中或拱中)之鋼筋，常為實際便利計，在柱之全長內平均分佈，且兩面之數量，亦使相等。鋼筋中之應力，有時為抗張，有時為抗壓，有時為零，其平均數，普通常遠小於安全容用應力。如將鋼筋截面，隨處增減，以期達到每處之單位應力，均在最低安全限度以內，雖似經濟，但不合實用。尤以每一截面之應力，因不同荷重而變動者為甚。因此設計時應取其最弱之截面，受最劣之環境尚能安全為度，其他截面之強度，雖超過需要，亦不再減。

206. 截面之轉動慣量 普通情形，在截面內一面之鋼筋，未必與彼面相同。倘外加混凝土翼以代表鋼筋，翼之中心距與鋼筋相同，翼之面積為鋼筋之 n 倍($n = E_s \div E_c$)，則截面將變成如圖 91 所

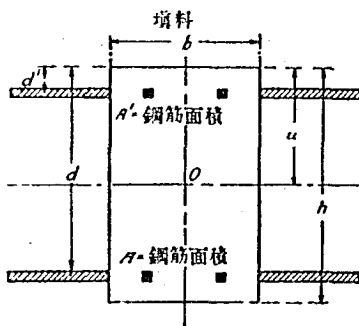


圖 91 計算截面轉動慣量之方法

示，其中影線部份，即為外加之翼，每翼之面積，假定為其所代表鋼筋面積之 n （有時為 15）倍。因此若鋼筋之面積，全以外加之混凝土翼代之，則其轉動慣量，將與鋼筋之轉動慣量，加混凝土之轉動慣量相等。注意上部之鋼筋面積（ A' ），不一定與下部之（ A ）相同，故上部之翼，亦不一定與下部之翼相同。O 為此圖之質量中心，但不一定為高度之中點。

命 I_c = 長方形混凝土之轉動慣量，以經過 O 點之線為軸。

I_s = 鋼筋之轉動慣量。軸與上相同。

則 nI_s = 混凝土翼之轉動慣量。軸與上相同。

I = 變形截面（長方形與翼）之轉動慣量。

於是
$$I = I_c + nI_s \quad (51)$$

命 p = 伸張方面之鋼筋比率（此處假定為下面）= $A \div bh$

p' = 壓縮方面之鋼筋比率 = $A' \div bh$

如以上面之邊線為軸，則變形截面之總力矩，為 $bh(\frac{1}{2}h) + (nA')d' + (nA)d$ 。又因 O 為此截面之質量中心，或此點可視全面積之等

量單位，故力矩亦等於 $u (bh + nA' + nA)$ 。使兩式相等，得

$$u = \frac{bh(\frac{1}{2}h) + nA'd' + nAd}{bh + nA' + nA}$$

因 $A' = p'bh$ 及 $A = pbh$

$$u = \frac{bh(\frac{1}{2}h + np'd' + npd)}{bh(1 + np' + np)}$$

$$u = \frac{\frac{1}{2}h + np'd' + npd}{1 + np' + np} \quad (52)$$

凡長方形之轉動慣量，以底邊為軸者，等於 $\frac{1}{3}bh^3$ ，則 O 以上及 O 以下之兩長方形，其轉動慣量為 $\frac{1}{3}bu^3$ 及 $\frac{1}{3}b(h-u)^3$ 。其和為

$$\left. \begin{aligned} I_c &= \frac{1}{3}b[u^3 + (h-u)^3] \\ I_s &= A(d-u)^2 + A'(u-d')^2 \end{aligned} \right\} \quad (53)$$

當 $A = A'$ ，則截而成為對稱式， u 將等於 $\frac{1}{2}h$ ，方程式(53)化成

$$\left. \begin{aligned} I_c &= \frac{1}{12}bh^3 \\ I_s &= 2A(\frac{1}{2}h - d')^2 \end{aligned} \right\} \quad (54)$$

依經驗，常使 $d' = \frac{1}{10}h$

$$\text{則 } I_s = 2A(.4h)^2 = .32Ah^2$$

$$I = I_c + nI_s = \frac{1}{12}bh^3 + 0.32nAh^2 \quad (55)$$

207. 不限制梁，半限制梁及限制梁之力矩 梁或版之端係擱置於牆上或支點上，毫不受任何限制，而在梁端不發生抵抗力矩者，謂之不限制梁或版。此種情形在中點對於勻佈荷重之正力矩為 $M = wl^2 \div 8$ 。兩端並無負力矩。圖 92 中並無此項情形。

梁或版之端為牆所壓住，或牆中同時亦建有牆梁者，謂之半限

制梁或版。於是在牆處之負力矩將使牆梁稍為扭轉，因其非絕對固定也。聯合委員會規定此種梁或版在近牆一端A點處之負力矩，應用 $wl^2 \div 16$ 計算，B點處之正力矩應用 $wl^2 \div 10$ 計算，C點處之負力矩應用 $wl^2 \div 8$ 計算。學者應注意此等值均較大於力學書中之理論數值，蓋可認為絕對不限制及絕對限制者，不易遇見，所以為此規定者，係防備萬一發生應力耳。

梁或版伸過牆或案之上，與其他一面之梁或版互相連接，成爲一體，牆或案之上，備有充分鋼筋抵抗負力矩者，謂之限制梁或版。梁之伸入柱而成爲一體者，亦可認爲受限制，惟尚有分別，須視梁及其上下柱截面之轉動慣量之關係而定。圖 92 中之案爲限制者。其

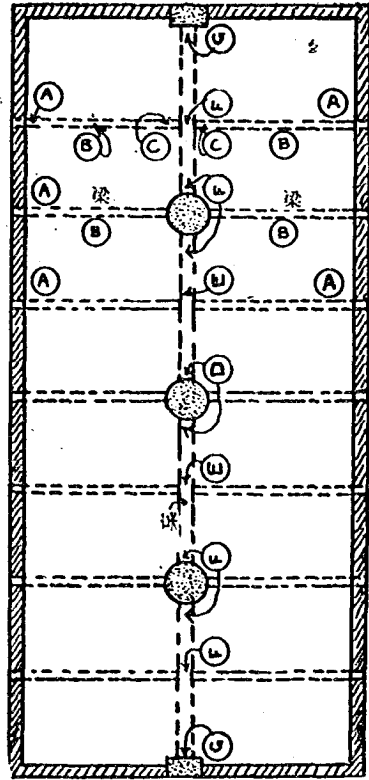


圖 92 梁之力矩

- A $wl^2 \div 16$ (不得少於此數)
 - B $wl^2 \div 10$
 - C $wl^2 \div 8$
 - D $wl^2 \div 12$
 - E $wl^2 \div 16$
 - F $wl^2 \div 12$ 或 $wl^2 \div 10$
 - G $wl^2 \div 12$ 或 $wl^2 \div 16$
- 各式中 w 及 l 之數值並不相同

內部各支點(D點)之負力矩，除第一支點外均爲 $wl^2 \div 12$ 。內跨距近中點(E點)之最大正力矩 = $wl^2 \div 16$ 。倘案之 $(I \div l)$ 數值，少於外

柱上下兩部之 $(I \div h)$ 數值和之兩倍，則 F 及 G 處之力矩，必等於 $wl^2 \div 12$ 。但案之 $(I \div l)$ 數值，倘等於或大於外柱上下兩部之 $(I \div h)$ 數值和之兩倍，則 F 處之負力矩，等於 $wl^2 \div 10$ ，G 處之負力矩，等於 $wl^2 \div 16$ 。單跨距之限制梁，亦適用上述之法計算力矩。

第十一章 柱

208. 種類 鋼筋混凝土柱,可分為兩類:(1)短柱,其高(h)與最小迴轉半徑(R)之比小於 40,及(2)長柱,其 $h \div R$,大於 40。例如 24" 柱,鋼筋係螺旋形,鋼筋之外,至少有 2" 保護層,則螺旋鋼筋以內之柱心直徑為 20",其迴轉半徑為 $\frac{1}{4}d$,或 5"。 $40 \times 5" = 200 = 16'8"$,此數即為短柱高之限度。倘柱高須大於此數者,即為長柱,其安全荷重應以下述方法計算。

209. 柱之高或無支長度 按聯合委員會之規定,鋼筋混凝土柱之無支長度,應為:(a)在平版建築中,自柱頭之上底向下至下層樓版之淨距;(b)在梁版結構中,自最淺之梁底,向下至下層樓版之淨距;(c)祇一個方向有梁,其他方向為樓版者,為兩樓版間之淨距;(d)祇有梁或撐,而無樓版者,為上下兩梁或撐之淨距,惟同層之兩梁或撐,應約在同一高度;而經過柱中心軸線及兩梁或兩撐中心軸線之兩平面所成之角,不得小於 75 度,亦不得超過 105 度。倘梁或撐與柱之接合處,備有托肩,則上下兩梁或撐之淨距,可以減少托肩深度之三分之二。

210. 柱之用螺旋鋼筋及縱鋼筋者 圓形或八角形之柱,常用螺旋鋼筋。鋼筋之大小,大都為 $\frac{1}{4}$ ", $\frac{3}{8}$ ", $\frac{1}{2}$ " 或 $\frac{5}{8}$ " 等。螺旋鋼筋所繞成之圈心,其直徑可自 10" 至 49",螺旋圈之間距可自 $1\frac{1}{2}$ " 至 3",其間以每 $\frac{1}{8}$ " 為一級。緊靠螺旋鋼筋之內,至少置縱鋼筋 6 根,其直徑以

$\frac{1}{4}$ " 為最小限度，其有效橫截面面積，不得少於柱心面積百分之一，亦不得多於百分之六。例如上述之 24" 柱，柱心為 20"，其面積為 314 方吋。則縱鋼筋之橫截面面積，不得少於 3.14 方吋，亦不得大於 18.18 方吋。螺圈鋼筋圈成之圓周，長為 62.8 吋。用 8 根 $1\frac{1}{2}$ " 方鋼筋，面積為 10.12 方吋，(百分之 3.23) 排成圓形，間距約為 8 吋。

螺圈鋼筋之體積，不得少於縱鋼筋體積之四分之一。螺圈須組成同間距而連續不斷之圈，縛於至少三根縱鋼筋上，俾固定其地位，螺圈鋼筋之間距，不得大於柱心直徑六分之一，並不得大於 3 吋。例如上述之柱，所用者為 $\frac{3}{8}$ " 圓鋼筋，間距為 $2\frac{1}{2}$ "，則其體積為 20" 柱心體積百分之 0.88。此數可由特製之表上查得，凡常用作螺圈之鋼筋尺度，表中其比例數俱備。0.88 多於 3.23 之四分之一，而間距 $2\frac{1}{2}$ " 小於 20" 之六分之一。

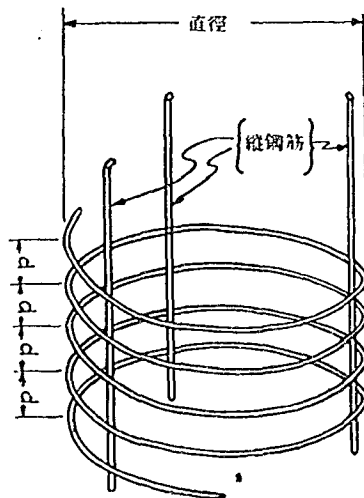


圖 93 柱之螺圈鋼筋

20' 柱心之圓周長為 62.832 吋，間距為 24"，則柱高 1 呎之內，將有鋼筋 $12 \div 2.5 = 4.8$ 圈，螺圈之長為 $2.8 \times 62.832 = 301.59$ 吋。按理論，鋼筋之確實長度，應微多於此數，但上下兩端之額外長度，可以補足之。螺圈鋼筋之橫截面面積為 0.1105，柱高一呎內鋼筋之體積為 $301.6 \times .1105 = 33.33$ 立方吋。柱高 1 呎內，柱心之體積為 $314.16 \times 12 = 3769.92$ 立方吋，於是比率為 $33.33 \div 3769.92 = .0088 =$ 百分之 0.88。柱高 1 呎內， $\frac{3}{8}$ " 圓鋼筋之重(每呎長之重為 .376 磅)為 $\frac{301.6}{12} \times .376 = 9.45$ 磅。縱鋼筋至少為 3 根，所用為 $\frac{7}{8}$ " 槽形鋼筋，每根每呎重為 $\frac{3}{4}$ 磅。螺圈鋼筋及混凝土體積之百分比，及在一呎高之柱內螺圈鋼筋之重量等表，共有四頁，茲不再錄。惟如上述之例題，已可明其計算方法。

211. 保護層 鋼筋之不論何處，均須用保護層保護之，保護層之混凝土，須與柱心結成一體，方柱之保護層，最少為 14"，圓柱或八角形柱，則須用 2 吋。

212. 柱上之安全荷重 柱之有縱鋼筋，及緊密之螺圈鋼筋者，作用於其軸線上之安全荷重，不得大於方程式(56)所算出之數。

$$P = A_c f_c + n f_s p A \quad (56)$$

式中 $P =$ 作用於柱軸線上之安全總荷重，惟限於柱之 h/R ，小於 40。

$A =$ 螺圈鋼筋以內混凝土柱心之面積，柱心直徑(或螺圈直徑)應以螺圈鋼筋之中心至中心計之。

$p =$ 縱鋼筋之有效面積與柱心混凝土面積之比率。

$A_c = A(1-p) =$ 柱心之混凝土淨面積。

$$f_c = \text{混凝土之容許抗壓應力} = 300 + (0.10 + 4p)f_c' \quad (57)$$

$$n = E_s \div E_c$$

例如 24" 直徑之柱，柱心直徑為 20"，螺圈鋼筋為 3" 圓鋼條，間距為 2½"，縱鋼筋為 8 根 1½" 方鋼條，照以上之規定，混凝土之等級為 2,000 磅， $n=15$ ， $A=314$ 方吋。 $p=.0323$ ， $A_c=314(1-.0323)=304$ ， $f_c=300+(.10+4 \times .0323)2,000=758.4$ 。則由方程式(56)，得

$$A = 304 \times 758.4 + 15 \times 758.4 \times .0323 \times 314$$

$$= 345,906 \text{ 磅,}$$

凡柱高之小於 16'—8" 而無側向之力矩者，可勝任此項荷重。

213. 柱之用縱鋼筋及鋼箍者 鋼箍者乃為維繫之用，其直徑不得小於 4"，兩鋼箍之間距，不得大於 8"。用此類鋼筋之柱，大都為長方形而位於外邊者，其安全軸線荷重，可以下式計算之。

$$P = (A_c' + A_s n) f_c \quad (58)$$

式中 A_c' = 柱之混凝土淨面積(柱之總面積減去鋼筋面積)

A_s = 縱鋼筋之有效橫截面面積

f_c = 混凝土容許之抗壓應力，不得超過 $0.20 f_c'$ 。

縱鋼筋之面積，不得多於柱之橫截面總面積百分之 2，亦不得少於百分之 0.5。根數不得少於 4，直徑不得小於 ½ 吋，離柱面之淨距，不得少於 2 吋。

〔例題〕 牆中之長方柱，荷重 204,000 磅，所用混凝土之 $f_c' = 2,500$ ， $n = 12$ ，高為 $13' - 6" = 162"$ ，柱截面之最小迴轉半徑為 $\frac{1}{\sqrt{12}} \times (\text{最小之一邊})$ 。因該柱須為短柱，故其最小之邊，必不可少於 $\frac{162 \times \sqrt{12}}{40} = 14.04"$ 。兩邊各加保

護層 2 吋，則與牆成垂直之一面，寬應為 18"。因 $P = 264,000$ ，及 $f_c = .20 \times 2500 = 500$ ，由方程式(58)，得 $(A_c' + A_s n) = 264,000 \div 500 = 528$ 方吋。柱之總面積 $A = A_c + A_s$ 。倘縱鋼筋之截面積 A_s ，為 A 之百分之 1，則 $A_s n = A \times .01 \times 12$ ， $A_c' = .99A$ ，使 $.99A + .12A = 528$ ，則 $A = 476$ 方吋， $476 \div 18 = 26.5''$ ，此為長方柱其他一面寬之約數。476 之百分之 1 = 4.76 方吋，知需要 6 根 1" 圓鋼筋 ($A_s = 4.71$)，於是 $A_c' = 476 - 4.71 = 471.39$ ，由方程式(58)，

$$P = (471.39 + 4.71 \times 12) \times 500 = 263,955 \text{ 磅，}$$

此數與需要數 264,000 相差極微。如將 $26\frac{1}{2}''$ 改為 27"，即可起過而有餘。惟應注意此柱之設計，切願壓縮，才計力矩。

214. 組合柱 有時柱所受之荷重極大，倘仍以混凝土負擔大部分荷重，則柱必異常粗大，殊有窒礙。在上述之例中，混凝土所荷之重約佔百分之 88。如於螺圈鋼筋之柱心內，埋置鋼柱或鑄鐵柱，使其荷重佔百分之 50 至 60，則不需增大柱之直徑，仍可非常鞏固。此種柱之安全荷重，根據於鋼或鑄鐵之單位應力，加螺圈鋼筋以內混凝土柱心之單位應力 $0.25f_c'$ 。鋼截面上之單位抗壓應力，不得大於 $18,000 - 70(h \div R)$ ，並不得超過每方吋 16,000 磅。

【例題】12" 之赫斯利恩 H 形鋼柱，每呎重 64 磅，深為 11 $\frac{7}{8}$ "，翅寬 10.08，其最小迴轉半徑為 2.17，倘用於高 13'-6" 之柱內，則 $(h \div R) = 162 \div 2.17 = 65.60$ 。 $18,000 - (70 \times 65.60) = 12,408$ ，即為容許之單位應力。乘以面積 18.85，得 252,741，即為鋼柱可負荷之重。假設如前例柱之總荷重為 345,906 磅，則需混凝土負荷之重為 $345,906 - 252,741 = 93,165$ 磅。用 2000 磅等級之混凝土，每方吋可荷重 $0.25 \times 2000 = 500$ 磅，所需面積為 $93,165 \div 500 = 186.33$ 方吋。加 18.85，得螺圈鋼筋以內柱心之面積為 205.18，柱心之直徑應為 16.2 吋，或鋼筋螺圈之直徑為 17"。因 H 形鋼柱之對角直徑為 $\sqrt{11.75^2 + 10.08^2} =$

15.56", 故知螺旋柱心之內, 有充分地位, 容納 H 形鋼柱。此柱之總直徑為 2 + 17 + 2 = 21"。於是同一荷重 345,906 磅之柱, 有兩種設計: 一為 24" 柱, 螺旋鋼筋以內柱心之直徑為 20", 加 8 根 1½" 縱鋼筋, 共重約 600 磅; 一為 21" 柱, (節省混凝土 .37 立方碼) 螺旋鋼筋以內柱心之直徑為 17", 柱之體積既小, 則房屋之空間較大, 惟須多費一 H 形鋼柱, 連同附件, 重約 900 磅。究竟取用何種, 應由設計者選擇。材料價值之比較, 極為容易。惟房屋空間對於房主之經濟價值, 殊難決定。

215. 長柱 若柱之長, 大於柱心之最小迴轉半徑 40 倍 (40 R) 者, 則作用於柱軸線上之容許荷重, 不可大於下式所算出之數。

$$\frac{P'}{P} = 1.33 - \frac{h}{120R} \quad (59)$$

式中 P' = 長柱軸線上之安全總荷重。

P = 與上同截面之安全總荷重, 惟其 $\frac{h}{R}$ 小於 40。

R = 柱心之最小迴轉半徑。

(例題) 前題之 24" 柱, 螺旋鋼筋以內之柱心之直徑為 20", 並加 8 根 1½" 方鋼筋, 所算得之強度, 為 345,906 磅, 此係認作短柱計算者。如假設此柱支撐平板, 兩層樓版相距為 22 呎, 版厚為 8 吋, 托版厚為 6", 柱頭之直徑為 48", 斜坡角度為 45°, 托版下錐形之底厚為 1½", 則自樓版之面, 至柱頭之下端, 相距約為 8" + 6" + 1½" + 12" = 27½", 柱之高將為 264" - 27½" = 236½" = h 。至於 20" 柱心之最小迴轉半徑為 5"。於是 $h \div R = 236.5 \div 5 = 47.3$, 大於 40, 故應作長柱計算。

$$\frac{P'}{345,906} = 1.33 - \frac{47.3}{120} = 1.33 - .394 = .944$$

其強度與短柱相較, 減低為百分之 94.4。當 h 等於或小於 16" - 8" 時, 此柱可

荷重 315,906 磅，而柱高增大至 $236\frac{1}{2}'' = 19' - 8\frac{1}{2}''$ ，則容許荷重將減為 326,535 磅。

216. 柱中之彎曲應力 荷柱受直接壓力外，更受彎曲應力時，則(a)柱之用螺圈鋼筋者，其柱心面積上受軸線荷重及彎曲所生之單位抗壓應力，不可大於用(57)式算出數之百分之20，及(b)柱之用鋼箍者，則於必要時可增加縱鋼筋，而在混凝土上受軸線荷重及彎曲所生之單位抗壓應力，可增大為 $0.30f'_c$ 。鋼筋之總量，在計算時不得多於柱面積之百分之4。

縱鋼筋因彎曲所受之抗張應力，不得超過每方吋 16,000 磅。

〔例題〕 假設一梁與柱同時建築而為柱所限制(或半限制)，其彎曲力矩為 $wl^2 \div 12$ ，或即 384,000 吋磅。並假設柱之尺寸，為 $24'' \times 20''$ 如圖 94 所示，並有 10 根 $1''$ 方鋼筋。注意兩邊中間之兩鋼筋，係在經過截面之重心線上，由

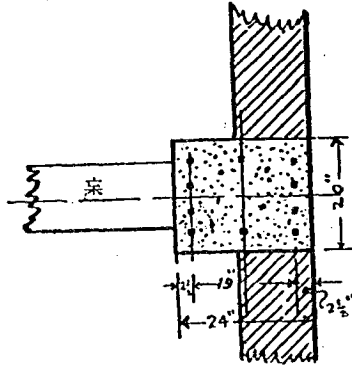


圖 94 柱與梁之平面圖

以下證明，知當梁發生力矩時，此線與截面之中立軸線極近，此兩鋼筋，竟可不計。再因梁之力矩關係，截面中內外兩排鋼筋，每排已由 3 根增為 4 根。p 及 p' 應作為抗張(或抗壓)鋼筋與總截面面積之比率， $p = p' = A_s \div (b \times d) =$

$4 \div (20 \times 21.5) = .0093$, 於是 $n = 15$, $d = 21.5$, $d' = 2.5$. 及 $\frac{d'}{d} = .1166$.

代入方程式(38), 得

$$k = \sqrt{30[.0093 + (.0093 \times .1166)] + 225(.0186)^2} - (15 \times .0186) = .3448$$

由方程式(41), 因 $b = 20$, $d = 21.5$. 柱之混凝土因案之力矩 384,000 吋磅而生之單位壓力為

$$f_c = \frac{6 \times 384,000}{20 \times 21.5^2 \times [1.0344 - .1183 + \frac{.837}{.3448} (.3448 - .1166)(1 - .1166)]}$$

= 每方吋 177.5 磅, 此數為混凝土因案之彎曲作用所增加之壓力。

由方程式(43),

$$f_s' = 15 \times 177.5 \left(\frac{.3448 - .1166}{.3448} \right) = \text{每方吋 } 1,764 \text{ 磅.}$$

此數為內掛鋼筋, 因案之彎曲作用, 所增加之抗壓應力。此項數字, 以與混凝土及鋼筋之單位強度相比, 為數尚微, 但當柱之應力, 本已近乎限度, 再加此數, 則關重要矣。外掛鋼筋, 因案之關係而生之張力, 可以方程式(42)計算之, 此項張力, 適可與鋼筋因軸綫荷重所生抗壓應力之一部分相抵消, 故其確數, 並不重要。

217. 柱受偏心荷重之影響 荷重之方向, 雖與柱之軸綫相同, 但以偏去柱之中心軸綫, 則壓力之變遷將如圖 95 所示。前在基礎上之壓力一節中, 業已述過。倘壓力中心, 距柱之中心軸綫 (圖 95 中之 e) 大於 $\frac{1}{3}b$, 換言之, 倘合力落於中間三分之一以外, 則其一面將為張力, 如圖 47 所示。但偏距甚微, 則全面均為壓力, 如圖 95 所示。命 e 為 P 之偏距, 並將 b 代 B , 及 $(\frac{1}{3}b - e)$ 代 Q , 方程式(7d) 及(7e)可變成更簡便之式如下。

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= (b + 6e) \frac{P}{b^2} \\ P_2 &= (b - 6e) \frac{P}{b^2} \end{aligned} \right\} \quad (60)$$

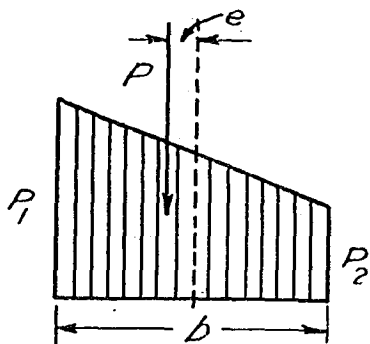


圖 95 柱之偏心荷重

最大壓力(P_1)與平均壓力 [$\frac{1}{2}(P_1+P_2)$]之比率 = $(1 + \frac{6e}{b})$, 換言之即在平均壓力以上加其值之 $(6e \div b)$ 倍, 即等於 P_1 。列成方程式如下:

$$\text{最大壓力} = \text{平均壓力} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) \quad (61)$$

實際上, 偏距之吋數, 常不易確知。

〔例題〕 -- 24" × 24" 之柱, 荷重 200,000 磅, 偏距 2"。問單位壓力, 增加若干?

解 若荷重恰在柱之軸線上, 則單位壓力為 $200,000 \div 24^2 = 347$ 。($6e \div b$) = $12 \div 24 = .50$, 因知單位壓力, 以偏距關係, 應增加百分之 50, 即每方吋為 $347 \times 1.50 = 520$ 磅。

柱因受索之橫向作用而發生之張力趨勢, 將使靠柱外邊之鋼筋之原壓應力減低。在該部分柱內惟一之抗張鋼筋, 或係由索端之頂部鋼筋彎下而來, 彎入柱中並有充分之長度, 使其所生抗滑力, 至少應與其張應力相等。此鋼筋有將四周混凝土向上拉起之趨勢,

而此趨勢又爲柱之向下荷重所抵抗。此兩種力量，如向上者較大，則此部分之柱爲伸張；向下者較大，則爲壓縮，但不論爲張爲縮，其單位應力，均屬甚小。

第三十二章 底 脚

218. 單底脚 荷負荷一定重量之柱或牆，支於下層土之上，而下層土之支承能力，已經爲一定數，則不論底脚之建築方法如何，底脚所需之面積，亦當爲一定數。但底脚面積決定以後，如採用鋼筋混凝土建築底脚，恆可大爲經濟。普通之塊石圻工底脚，多爲錐形，雖其斜坡已變爲階級式。柱底或牆底以下之底脚深度，如用普通圻工爲之，大致應與底脚寬相等。階級突出之寬，不能大於其每層之深。如此設計，恆需大量之圻工。

219. 牆底脚 牆底脚可認爲無限寬(寬與牆並行)之倒置梁，其荷重爲下層土之向上壓力，亦卽下層土之反動力。此梁之兩端懸出，成爲雙肱梁，其最危險之截面，恰在牆面之下，因該處之力矩及剪力，均屬最大也。事實上牆面或被壓陷，則壓力中心向後移退，故力矩中心，亦應假定其向後退，或竟退至牆之中心，以期安全。猶如梁之跨距，應以兩支柱之中心距作準，而不用梁跨之淨距也。因此計算力矩，應以向上壓力，乘以自壓力中心至牆中心之距離。前述之力矩，剪力，抗滑力等公式，均可應用於此項應力。最好以數字之例證明之。

例題 設有一 24 吋牆，每長 1 呎之荷重，爲 42,000 磅，下層土每方呎之安全支承能力爲 7,000 磅。所需之底脚寬爲 6 呎，卽牆之兩面，各伸出底脚 2 呎。於是牆長 1 呎之內，在牆之每面均有倒置肱梁，其面積爲 $2' \times 1'$ 荷重

為 14,000 磅。壓力中心，係在距牆面 12 吋處，以牆中心截面為中心之力矩為

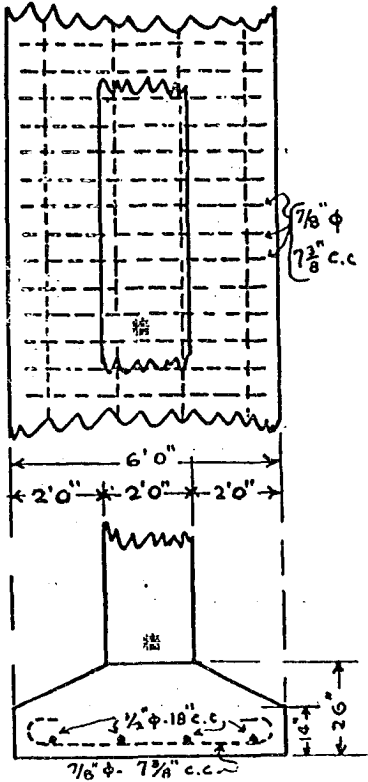


圖 96 牆底脚

$14,000 \times 24'' = 336,000$ 吋磅。所用
 混凝土之等級為 2000 磅，因知 $f_c =$
 800 ， $f_s = 18,000$ ， $n = 15$ ， $K = 138.6$ ，
 $p = .00889$ ， $M = 336,000 = 138.6$
 bd^2 。因 $b = 12''$ ，故 $d^2 = 336,000 \div$
 $(138.6 \times 12) = 202.0$ ， $d = 14.2''$ 於是
 牆長每吋中需要之鋼筋 $= pbd \div 12$
 $= (.00889 \times 12 \times 14.2) \div 12 = .1265$
 方吋。用 $\frac{7}{8}''$ 圓鋼筋，其截面積 $= 0.60$
 方吋，間距應為 $0.60 \div .1265 = 4.74$
 吋。至此即應注意剪力。因最大剪力
 及最大力矩，均正在牆面或牆面附
 近之處，依規定鋼筋兩端不加縮定
 者，剪力不得超過 $0.02 f_c'$ ，縮定者
 剪力不得超過 $0.03 f_c'$ 。本題假定採
 用縮定鋼筋，則容許之最大單位剪
 應力為 $.03 \times 2,000 = 60$ 磅。

剪力 牆底脚長 1 呎，其正在

牆面以下之垂直截面上之剪力(V)，為 $2 \times 7,000 = 14,000$ 磅。由方程式(22)，得

$$v = \frac{8}{7} V \div bd = \frac{8}{7} \times 14,000 \div (12 \times 14.2) = \text{每方吋 } 93.9 \text{ 磅}$$

此數遠大於 60，故上項設計應酌加變更。查其中祇有 d 為惟一之變數，因之，
 d 應增至

$$14.2 \times \frac{93.9}{60} = 22.25''。$$

在鋼筋之下至少應有混凝土 3"，即在鋼筋中心以下，應有 $3" + \frac{1}{2}(.875) = 3.44"$ ，底脚之總深 = $22.25 + 3.44 = 25.69"$ ，用整數 26 吋。此係應剪力之需要，鋼筋之兩端，須用彎鉤縮定，如圖 96 所示。

220. 鋼筋之間距 如上所述，當 $d = 14.2"$ ，用 $\frac{7}{8}"$ 圓鋼筋，間距為 4.74"，足敷抵抗力矩。但 d 之值由 14.2" 改為 22.25"，則間距亦可增加至

$$4.74 \times \frac{22.25}{14.2} = 7.43 \text{ 或 } 7\frac{3}{8} \text{ 吋。}$$

照普通規定，鋼筋之端成彎鉤時，鉤之半徑不得少於鋼筋直徑之 4 倍， $\frac{7}{8}"$ 圓鋼筋之鉤，其半徑應為 $3\frac{1}{2}"$ 。如此大鉤，有時不合實用，但於本問題，則儘有地位容納之。潮濕地帶之底脚，應用緊密之混凝土為之，以防透水。此項混凝土必須較乾而坍塌度較小者。又將底脚之邊，改為 14" 高，已足容納鋼筋之鉤，每呎長可省混凝土 2 立方呎。美國混凝土學會規定，凡底脚之鋼筋，均應兩端成彎鉤，鋼筋之長，應等於底脚之寬加鋼筋直徑之 20 倍，本問題應為 $6' - 10" + (20 \times \frac{7}{8}") = 89\frac{1}{2}" = 7' - 5\frac{1}{2}"$ ，

221. 抗滑力 底脚鋼筋之最大抗張應力，係在牆之中心，以每方吋 18,000 磅計算，即每根鋼筋有拉力 $18,000 \times .60 = 10,800$ 磅。照表 XXIV，一根 $\frac{7}{8}"$ 圓鋼筋埋於 2,000 磅等級之混凝土中，每吋長之抗滑力為 275 磅。因知自中心起，兩端均需長 $10,800 \div 275 = 39.2$ 吋，方不致被拉出。又因此數小於 $89\frac{1}{2}"$ 之半數，故即不計彎鉤之效用，其抗滑力亦足敷有餘。

222. 縱向鋼筋 與牆並行之縱向鋼筋，雖無一定之根據可據以設計，但為防止底脚萬一因下層土不平均之反壓，或下層土不平均之沉陷而發生裂縫時，仍多用之。因對於此項應力之智識，不能

確定，故無需計算。大致用 4 根 $\frac{1}{2}$ " 圓鋼筋，間距中至中為 18"，深度 d 約為 22 吋，當已具有充分之強度而抵抗破裂。

223. 柱底脚 方底脚(或長方形而近乎方形者)之鋼筋，有兩種佈置方法。一種係用兩層鋼筋，互相垂直如圖 97。其他一種四層鋼筋如圖 98，其中兩層係成對角線。混凝土底脚，以緊靠柱面或柱礫面之截面，為對於彎曲最危險之臨界截面。如柱有鋼底盤則底脚之力矩應兼算其在底盤之中央及底盤之沿邊者，荷重則假定其平均分配於全柱或全柱礫之截面。方柱之方底脚，其臨界截面之彎曲力矩，由下述梯形中之荷重計算之，此梯形係由柱面及其相當之底脚邊暨兩對角線之一部，組合而成。

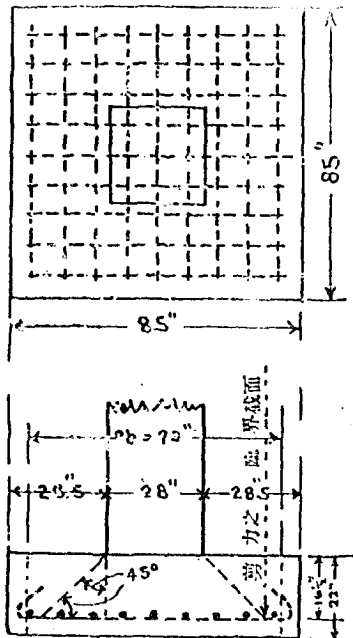


圖 97 柱之方底脚

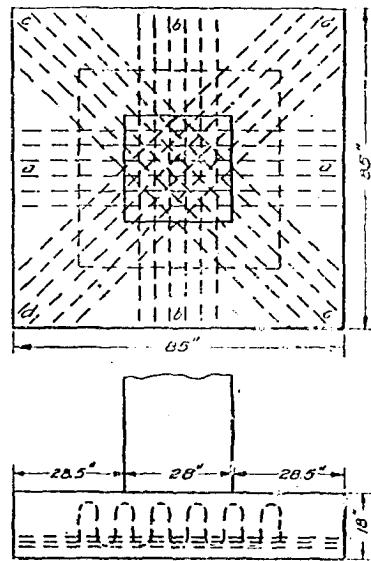


圖 98 用對角鋼筋之柱底脚

在梯形兩端之兩個三角形上之荷重，應假設其作用於一線，此線距離柱面，等於底脚由柱面伸出長度之十分之六(0.6)。梯形中間長方形部份之荷重，應假設其作用於該長方形之重心。力矩可以下式計算之，

$$M = \frac{w}{2} (a \times 1.2c)^2 \quad (62)$$

式中 M = 在底脚臨界截面之彎曲力矩，
 a = 柱或柱礎面寬，
 c = 底脚自柱面伸出之長，
 w = 底脚每方呎所受之向上反動力。

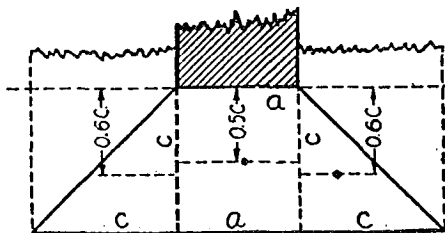


圖 99 柱底脚懸出部份之力矩

上述公式，參閱圖 99，極易證明。即三塊面積之力矩 = $ac \times \frac{1}{2}c + (\frac{1}{2}c^2 \times 0.6c) + (\frac{1}{2}c^2 \times 0.6c) = \frac{1}{2}c^2 (a + 1.2c)$ 乘以 w ，即得方程式 (62)。

柱係圓形或八角形，則 a 等於同截面面積之方形柱之一邊。

方程式(62)，係根據於有兩層互相垂直之鋼筋者(如圖 97)。鋼筋平均分佈於全面，除非底脚之寬，超過柱或柱礎之邊加底脚有效深之二倍時，則底脚鋼筋應分佈之寬度，為上述之數加超過數之半。又因底脚中，不可有大部面積無鋼筋，故於規定分佈鋼筋之寬度外，

仍應另加鋼筋，惟並不認其為抵抗力矩之有效鋼筋。

混凝土極邊纖維之抗壓應力，應仍保持在所規定之限度以內。斜坡式或階級式底脚之極邊纖維應力，視截面之形狀而定，其寬度不得超過分佈鋼筋之有效寬度。

3 24. 柱底應力之傳遞 柱底與柱礎或底脚之間，應理置接合鋼條或金屬底盤，俾傳遞柱內縱鋼筋之抗壓應力。如用接合鋼條，則其根數及截面面積均不得較少於柱內之鋼筋。接合鋼條伸入柱及柱座或底脚之長度，光面者至少為直徑之 50 倍，變形鋼條則至少為直徑之 40 倍。

倘用金屬底盤則應有充分之面積及厚度，俾可安全傳遞由縱鋼筋而來之壓力及彎曲力。柱底容許之單位抗壓應力，不得大於方程式(63)所算出之數。

$$r_a = 0.25f_c' \sqrt{\frac{A}{A'}} \quad (63)$$

式中 r_a = 受荷重面積上之容許容用應力，

A = 柱礎或底脚頂上之總面積，

A' = 柱底受荷重之面積，

f_c' = 混凝土之極限抗壓強度

在斜坡式或階級式之底脚中， A 為底脚頂上之平面面積，或為截頂方錐體或圓錐體底面面積。此截頂錐體完全在底脚之內，其頂面即為受荷重之面積 A' ，其四周斜坡，為直 1 橫 2。

【例題】 設有一 28" 見方之柱，荷重 300,000 磅，土質之支承能力為每方呎 6,000 磅。求底脚之尺寸，及鋼筋之大小及間距。剪力亦應加以檢查。

解 荷重 300,000 磅，需佔面積 50 方呎。用方底脚則每邊之長為 7.07 呎

或 85 吋，每邊距柱而為 28.5 吋。

由方程式 (62)，其中 $a = 28''$ ， $c = 28.5''$ ， $w = 6,000 \div 144 = 41.66$ ，及 $\frac{1}{2}w = 20.83$ ，得

$$M = 26.83(28 + 31.2) \times 812.25 = 1,952,514 \text{ 吋磅。}$$

專就力矩而論，則取較小之 d 值（約 10 吋左右）已足。但為應付剪力關係（見後）， d 值應遠大於此。照計算， d 值應增加至 16 吋左右。

用 2,000 磅等級之混凝土， $K = 138.6$ ， $M = Kbd^2 = 138.6 bd^2$ 。底脚之總寬照前假設應為 85''，但寬 b 之值為規程所限，須小於此數。柱寬 (28'') 加底脚有效深之 2 倍 (d 假定為 $16\frac{1}{2}''$) = 61''。其餘寬 ($85'' - 61'' = 24''$) 之半數為 12''，即 b 應為 73'' 代替 85''。

於是 $1,952,514 = 138.6 \times 73 \times d^2$

由此，得 $d^2 = 104.0$ ， $d = 10.20''$ 。按此鋼筋之截面將為 $A = .00889 \times 73 \times 10.2 = 6.62$ 方吋。當 $d = 10.20''$ 時，需要鋼筋 6.62 方吋，則 $d = 16.50''$ 時，祇需鋼筋 $6.62 \times \frac{10.20}{16.50} = 4.092$ 方吋。以上之初步計算，可說明如下，苟專為力矩計算，需要之 d 為 10.2 吋，鋼筋面積為 6.62 方吋，但因剪力關係， d 值應為 16.5''，故鋼筋面積，可減為 4.092 方吋。

茲再加以反證，當每方吋之拉力為 18,000 磅，則 4.09 方吋之總拉力為 73,620 磅。此總拉力與抗壓力中心之距為 $jd = .867 \times 16.5 = 14.31''$ 。故其力矩為 $14.31 \times 73,620 = 1,054,000$ 吋磅，與前相同。

倘用 $\frac{3}{4}''$ 圓鋼筋，每根面積為 0.44 方吋，每方向共需 $(4.09 \div .44) = 9$ 根。又因 $d = 16.5''$ ，係指上層鋼筋之中心而言，其下尚有鋼筋一層，下層鋼筋之下，至少尚應有混凝土 3 吋，故於 16.5'' 上，應再加 5 至 6 吋，而底脚之總深遂為 22 吋。

225. 剪力 底脚中對角張力之臨界截面，應沿截頂錐體底面周界之垂直截面而計算。此截頂錐體之底角為 45° ，其頂面即柱或

柱底之底，其底面為經過縱鋼筋質量重心之平面。底面之邊在柱面外為 $16.5'' \times \tan 45^\circ = 16.5''$ 。臨界截面上之鋼筋深為 $16.5''$ ，臨界截面所包圍之方塊面積，為 $(28'' + 16.5'' + 16.5'')^2 = 61^2 = 3721$ 方吋 = 25.85 方呎，此方塊以外土質之向上壓力，即為此臨界截面上之總剪力，等於 $300,000 - 25.85 \times 6,000 = 144,900$ 磅，臨界截面之長為 $4 \times 61 = 244$ 吋。 $144,900 \div 244 = 589 = V$ 。 $v = \frac{8}{7}V \div bd$ ，其中 $b = 1''$ ， $d = 16.5''$ 。

於是
$$v = \frac{8 \times 589}{7 \times 1 \times 16.5} = \text{每方吋 } 40.9 \text{ 磅}$$

此數雖略大於單純混凝土所容許之 $(.02 \times 2,000) = 40$ 磅，但仍小於有締定鋼筋所容許之 $(.03 \times 2,000) = 60$ 磅，茲因底脚鋼筋兩端係成彎鉤，如圖 98，故容許之抗剪應力可用後值。由計算所得之單位剪力，可證明 d 之數值用 $16.5''$ ，頗屬適當。倘根據 $d = 10.2''$ 計算，則剪力將為每方吋 100 磅左右，殊屬太大，不合實用。

226. 抗滑力 底脚及其他相似之建築物，凡不止一個方向有鋼筋者，其資用之抗滑應力，不可超過其容許數值之百分之 75，業經規定如前。變形鋼筋與 2,000- 磅混凝土之單位抗滑力為 100 磅（參閱表 XXIV），但本題底脚中之鋼筋有兩個方向，故鋼筋表面上資用之抗滑力，祇每方吋 75 磅。 $\frac{3}{4}$ 吋圓鋼筋，以每方吋 75 磅計每吋長可抵抗 177 磅。每根鋼筋之張應力為 $18,000 \times .44 = 7,920$ 磅。自柱面下之臨界點起，鋼筋向外伸長應有 $7,920 \div 177 = 44.7$ 吋。但底脚自柱面起祇伸出 28.5''，故鋼筋應彎成鉤形，如圖 97。

227. 底脚之用對角鋼筋者 圖 98 所示，為鋼筋之另一佈置方

法。鋼筋計分四層，其中兩層係對角方向。欲分析其應力，決定每根鋼筋所擔任之張力若干，殊覺困難。所需之鋼筋，顯然須與前次所求得之數相同，或更較多，因以四層代替兩層，鋼筋所佔之垂直高度較大，混凝土之體積不免因此增加也。

設計此種底腳，先計算力矩如前，決定寬度 b 如前，並憑剪力決定深度 d 。於是計算需要之鋼筋面積，此項面積，假定其在兩個半段對角線所包成之四分之一部份內，為一層正鋼筋（如 b ），及兩個半層對角鋼筋（ $\frac{1}{2}d$ 及 $\frac{1}{2}c$ ）所組成。各鋼筋面積之總和，至少應等於用前法所算得之面積。其剪應力及抗滑力之計算亦同前。

方底腳有時需要抵抗剪力之鋼筋。圖 98 所示，為便利而有效之方法。此種鋼筋，上下彎曲，完全固定而有效。且於澆混凝土時，易於安置在適當地點。

由上述各例題觀察，知荷重大而底腳伸出部份小者，抗滑力為最危險之問題，應切實檢查，不可忽視。因變形鋼筋之抗滑力較大，常有可用變形鋼筋，而不能同大之光面鋼筋者。又因細鋼筋之表面面積及抗滑力，均較大於粗鋼筋，故需要之抗滑力，有時可多用細鋼筋應付之。如各法均不能產生充分之抗滑力時，則須將鋼筋彎成鈎形，鈎之半徑，不得小於鋼筋直徑之 4 倍。

228. 聯合底腳 凡一單底腳上支承一柱，其壓力中心必垂直穿過底腳之重心，否則柱中將有危險之橫向應力，待後討論。但有時柱須置於屋基之邊界，底腳不能向外伸展。如此情形，單底腳即不再適用。解決方法，如圖 100 所示。選擇一最近之內柱，（倘房屋不過寬，則對面之外柱，亦可選用）於兩柱下建築聯合底腳。先算兩柱

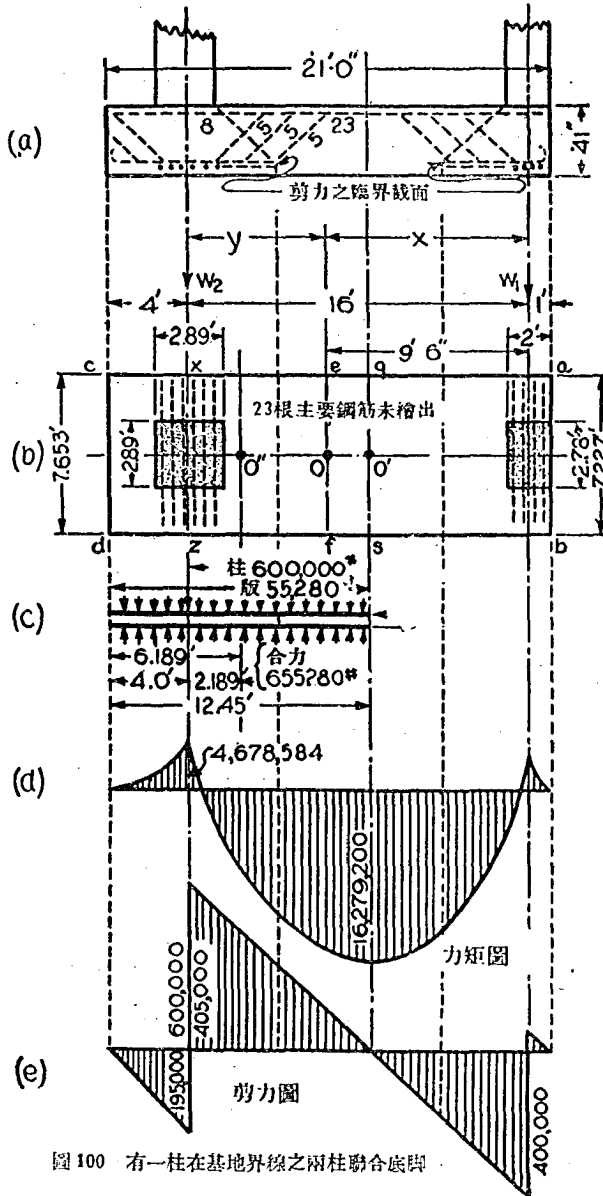


圖 100 有一柱在基地界線之兩柱聯合底脚

上之荷重。重量相同，則其重心在兩柱相距之中點，倘重量不同，則重心亦必在經過兩柱中心之直線上，惟其距離則為 $x:y = W_2:W_1$ 。如圖 100。本問題中， W_2 顯然較大。面積 $abdc$ ，必須合於下列之兩種條件。

(1) 其面積等於總荷重 ($W_1 + W_2$) 除以基礎每方呎之容許支承力。

(2) 其重心必在 O 點。

求 ab 及 cd 之相對及絕對值，並合於上兩條件之解析方法，殊感困難。實際多用試探及改正方法求之，結果所得之尺寸，亦頗準確而合於實用。尋常房屋內柱之荷重常大於外柱。解決方法，因而化簡，如下述之例題，底脚可由內柱向內伸展成近似之長方形。

【例題】一柱之荷重 W_1 為 400,000 磅，位於屋基之邊界，另一柱之荷重 W_2 為 600,000 磅，位於房屋之內部，與前柱相距為 16'-0" 假設土質之支承能力為每方呎 70,000 磅。試求其底脚之式樣，並設計之。

解 設底脚之混凝土版，每方呎重 600 磅，則下層土每方呎之向上淨壓力為 $7000 - 600 = 6,400$ 磅。為計算時簡單起見，下層土之壓力及版之面積之單位，均用英尺及其小數計算，直至末了，方化為英尺及英寸數。

柱之總荷重為 1,000,000 磅，除以 6,400，得所需之面積為 156.25 方呎。柱之強度，假設其每方吋能荷壓力 500 磅，則柱為 $600,000 \div 500 = 1,200$ 方吋 = $(34.64)^2 = 2.89$ 呎見方。假設柱 W_1 之寬，為 2.0 呎，其長，乃視需要而定。參閱圖 100，命 $ab = n$ 。及 $cd = m$ ，均為未知數。較小之柱，位於邊界，故使 ab 距該柱之中心為 1.0 呎。假設 cd 在內柱中心之外 4.0 呎，以作試算。於是梯形之總長為 21.0 呎，更知 $\frac{1}{2}(m+n)21.0 = 156.25$ ，解之得

$$(m+n) = 14.88$$

兩荷重之重心，距外柱之中心，為 $\frac{600,000}{1,000,000} \times 16 = 9.6$ 呎。此即確定 O 點之地

位。因須合於條件(2)，則 m 及 n 之數值，應使梯形之重心，恰落在 O 點。命梯形重心距較大之邊為 z ，則按力學理

$$z = \frac{1}{3}h \frac{m+2n}{m+n}$$

但

$$z = 21.0 - (9.6 + 1.0) = 10.4$$

以 10.4 代 z ，以 21.0 代 h ， m 及 n 仍為未知數，得

$$10.4 = \frac{21.0}{3} \times \frac{m+2n}{m+n}$$

將上式與方程式 $(m+n) = 14.88$ 合併解之，得 $m = 7.653$ 及 $n = 7.227$ 。又因

$$\frac{m+2n}{m+n} = \frac{31.2}{21.0}; (m+n) = 14.88; \text{則 } (m+2n) = \frac{31.2 \times 14.88}{21.0} = 22.107$$

由此減去方程式 $(m+n) = 14.88$ ，得 $n = 7.227$ ， $m = 7.653$ 。經過重心 O 點之截面

ef ，距右柱之中心為 9.6 呎，或距右端 ab ，為 10.6 呎。因在 21.0 呎中，寬由

$$7.227 \text{ 逐漸增大至 } 7.653, \text{ 則在 } 10.6 \text{ 呎中，應增寬 } \frac{10.6}{21.0} \times (7.653 - 7.227) =$$

0.225 。 $7.227 + 0.225 = 7.452$ ，即為 ef 之寬。

力矩 力矩最大處，剪力等於零。因知最大力矩，必在某部底版之右端，其

上所受之向上淨壓力，等於 $600,000$ 磅。其面積應等於 $600,000 \div 6,400 = 93.75$

方呎。同法算得其餘面積為 62.5 方呎。命 p 為該截面之長（在圖中為 qs ）及

h 為該截面與 cd 之距，得下列之二式。

$$\frac{1}{2}(7.653 + p)h = 93.75$$

及

$$\frac{1}{2}(p + 7.227)(21 - h) = 62.50$$

解上兩式，得 $p = 7.401$ ， $h = 12.455$ 。解法如下，由兩式中之第一式，得

$$7.653h + ph = 187.50$$

由第二式，得

$$21p + 151.767 - ph - 7227h = 125.0$$

$$21p + .436h + 151.767 = 312.50$$

$$21p + .426h = 160.753$$

$$p = 7.654 - .0203h$$

代入以上之第一式，得

$$7.653h + 7.654h - .0203h^2 = 187.50$$

$$h^2 - 754h = -9236$$

$$h^2 - 754h + 142,219 = 132,893$$

$$h - 377 = \pm 364.545$$

用負號之數值，得

$$h = 12.455$$

於是

$$p = 7.654 - .0203h = 7.654 - .253 = 7.401。$$

注意，此最大力矩之截面(沿 qs 線)，並不在全底脚之重心線上，偏右約 2 呎。同法算得梯形 cdsq 之重心 O''，距 qs 為 6.189 呎。qs 截面以左之向上淨壓力為 600,000 磅，以 qs 為軸線，得力矩如下：

$$M = 600,000 \{ (12.45 - 4.0) 6.189 \}$$

$$= 1,356,600 \text{ 呎磅} = 16,779,200 \text{ 吋磅。}$$

今 $b = 7.40$ 呎 = 88.8"，用 2,000 磅混凝土， $M = 138.6bd^2 = 12,308d^2 = 16,279,200$ ，得 $d = 36.4$ 吋。加 5" 混凝土為保護層，得總深為 41"。

$A_s = .00889 \times 88.8 \times 36.4 = 28.70$ 方吋，倘用 $1\frac{1}{8}$ " 方鋼筋，需要 23 根，方足應付。

圖 100，沿 qs 線底版有向上彎起之趨勢，因該處之負力矩為最大也。至 xz 線，則又有向下彎落之趨勢。在 qs 及 xz 之間，必有之迴折點，其力矩為零。xz 線之力矩，約等於 xz dc 面上之向上淨壓力，乘中心矩($\frac{1}{2}cx = 24''$)。每方呎之向上淨壓力為 6,400 磅，面積為 $4 \times 7.61 = 30.44$ 方呎， $30.44 \times 6,400 = 194,816$ 磅， $194,816 \times 24 = 4,675,584$ 。d = 36.4" 如上。則 $4,675,584 = 138.6 \times b \times 36.4^2$ ，由此得 $b = 25.4''$ 。b 之寬，實際上大於 7 呎，計算所得之 b，不過表示其最小限度，並為計算需要鋼筋之用耳。 $A_s = .00889 \times 25.4 \times 36.4 = 8.22$ 方吋，7 根 $1\frac{1}{8}$ " 方鋼筋，已可敷用。因知有 $23 - 7 = 16$ 根鋼筋，可以彎起，以

充抵抗對角張力及剪力之用。如圖 100，力矩在臨界截面處所需之鋼筋 23 根中，八根係直貫而過，其餘 15 根分爲三組，每組 5 根，分別彎下。更有數根重行彎起，並將其端彎成鈎形。

由柱面至 x 及 z 之底板，有挑起之趨勢。由柱面至 $z = 2.35$ ，其向上淨壓力約爲 $\frac{2.35}{7.58} \times 600,000 = 186,000$ 磅。力矩之中心距約爲 $.6 \times 2.35 = 1.41' = 17''$ ，力距爲 $186,000 \times 17 = 3,162,000$ 吋磅。假定鋼筋能橫過底脚如圖，其距頂之深度爲 36.4"，則 $3,162,000 = 138.6 \times b \times \overline{36.4}^2$ 。於是使鋼筋發生此種應力之需要寬 $b = 17.2''$ ， $A_s = .00889 \times 17.2 \times 36.4 = 5.56$ 方吋，用 6 根 1" 方鋼筋，已覺有餘。其他一柱，亦應同樣布置。因其向上壓力，約爲此柱三分之二，而臂距亦較小，故無須細算，即知 4 根 1" 方鋼筋已足。

剪力 剪力之臨界截面，其地位在圖 100(a)中係用虛線表示，即自柱底起與垂直成 45° 角，至與綽鋼筋之平面相交處止。由剪力圖(e)，量得近左柱（即 600,000 磅之柱）之臨界點剪力爲 200,000 左右。代入方程式(22)， $v = \frac{8}{7} \times 200,000 \div (89 \times 36.4) = 70$ 。此數大於 $.02 \times 2,000 = 40$ ，表示需要彎起鋼筋，以資抵抗，但又小於 $.06 \times 2000 = 120$ ，則彎起之鋼筋，抵抗超出之剪力，充足有餘。其他柱面之剪力，可以同樣計算，茲不細述。

縱鋼筋之抗滑力，應加檢查，以視鋼筋兩端，是否需要彎成鈎形，或彎至如何程度，即柱下之橫鋼筋，亦應作同樣檢查。

靠近底脚頂面之橫鋼筋，雖無法計算其一定之需要數量，但究應略置少許，（如用 $\frac{3}{8}$ " 圓鐵筋間距 18"）。其兩端倘彎下 6"，或更爲有效。此項鋼筋，應俟混凝土澆成後，再行加入，並應擠至表面以下至少一吋。在前文論柱之章內，曾述及應在柱座下底脚內置接合鋼條，露出相當長度，俟將來埋入柱內，以資啣接。

外柱較重於內柱者 倘在邊界之外柱荷重，較重於內柱，則用分析方法使底脚之梯形，合乎上述之基本條件，更爲不易。迨外柱荷重大於內柱二倍

(或二倍以上),將無梯形可求。應改成錐形,重柱之下爲錐頭,輕柱之下爲錐柄,錐柄爲一梁,用以傳遞輕柱之荷重,達較寬之底脚,其尺寸及形式,惟有用屢次試探方法決定之。

第三十三章 鋼筋混凝土擁壁及帷牆

229. 擁壁之式樣 鋼筋混凝土擁壁之式樣，常加改進，期能利用一部份被支撐之物質重量，以增加其穩固，而不致傾覆。圖 101 所示爲此類擁壁之概觀。計包括垂直之前牆 CD 及底版 AB。苟欲免除擁壁傾覆，則以底版外邊爲軸線之向下力矩 $M_1 = W_1 l_1 + W_2 l_2$

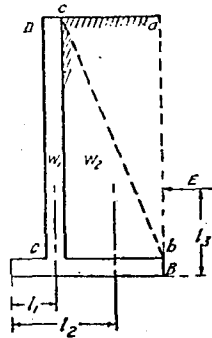


圖 101 鋼筋混凝土擁壁之大意

必須大於傾覆力矩 $M_2 = El_3$ 。 M_1 並應較 M_2 大 $1\frac{1}{2}$ 倍至 2 倍，以爲安全因數。除此以外，尚有沿 ab 線之泥土剪力，亦應顧及。

因此項擁壁之外形特殊，故較實心之圻工牆爲經濟。其每立方碼鋼筋混凝土之價值，較大於塊石或單純混凝土，但需要之體積，可減百分之 30 至 50。鋼筋混凝土擁壁之式樣大致有兩種，圖 101 中之實線部份，爲建築時最簡單而在兩式中爲較經濟者，惟高度限

18 呎。高於 18 呎者，則式樣應如實線及粗虛線 bc 所示。兩種式樣，均將舉例說明之。

〔實例〕 設計一擁壁，高 14 呎，所支撐之泥土，頂上有 $1\frac{1}{2}$ 比 1 之超載。

鋼筋混凝土擁壁之底版寬，普通常使等於高度之 $\frac{4}{10}$ 至 $\frac{6}{10}$ 。

本題因有超載，命底版寬等於高度之半，或 $14 \times \frac{1}{2} = 7$ 呎。設泥土重為每立方呎 100 磅，鋼筋混凝土重為每立方呎 150 磅。代入方程式

(7c)，得

$$E = .833 \frac{Wh^2}{2} = .833 \times \frac{100 \times 14^3}{2}$$

$$= 8,163 \text{ 磅(每呎擁壁長)}$$

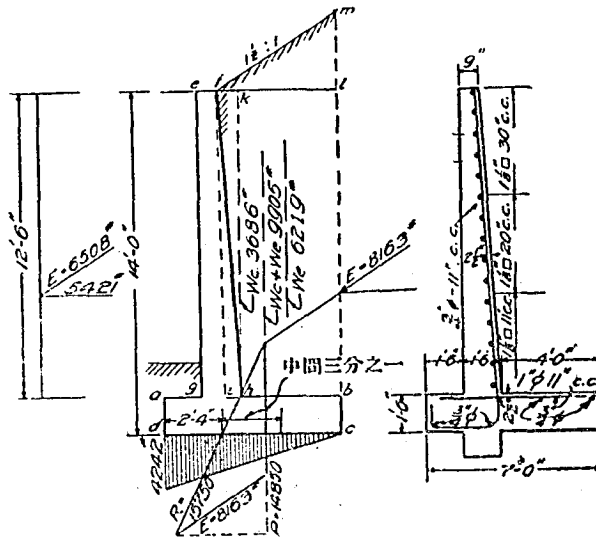


圖 102 鋼筋混凝土擁壁設計圖

此壓力着於經過 cm 之平面上(圖102),着力點之高度為全高度之 $\frac{1}{3}$ 。

在決定是否穩定之前,應先決定前牆及底版之厚。設底版之厚為 18 吋,則前牆高祇 12 呎 6 吋,牆後壓力為

$$E = .833 \frac{100 \times 12.5^2}{2} = 6,508 \text{ 磅。}$$

其水平分力為 $6,508 \times \cos.33^\circ 42'$ 或 5,421 磅,如圖 102 所示。其彎曲力矩將為 $M = 5,421 \times \frac{12.5}{3} \times 12 = 271,050$ 吋磅。使其等於 $M = 138.6bd^2$ (閱表 XX),以 $b = 12''$,則 $d^2 = 163.1$, $d = 12.8''$ 。加 3.6 吋為鋼筋之保護層,需要之總厚為 16.4 吋。牆長每吋需要之鋼筋面積為 0.00889×12.8 或 .114 方吋。倘用 $1\frac{1}{8}''$ 方鋼筋, $(1.2656 \div 114 = 11)$,間距應為 11 吋。因自底向上,力矩減小之程度極速,故牆之厚度,自底至頂,無需一律為 18 吋,鋼筋亦無需一律直達牆頂。命牆頂厚為 9 吋,在高度 $\frac{1}{3}$ 處,減少鋼筋三分之一,在高度 $\frac{2}{3}$ 處,鋼筋再減三分之一,直達牆頂。牆底之剪力為每方吋 $\frac{1}{2} \times \frac{5,421}{12 \times 12.8} = 40.3$ 磅,超過資用剪力 $(.02 \times 2000 = 40)$ 極微,無需另加鋼筋。

此種式樣之擁壁,其抗滑力切不可超過規定限度,此點極為重要。牆中之垂直鋼筋,應切實深埋締定於底版之中,否則將失效用。鋼筋為 $1\frac{1}{8}''$ 方,其周為 4.5 吋。力矩方程式 $M = 138.6bd^2$,係根據於混凝土極邊纖微之抗壓應力為每方吋 800 磅,及鋼筋之抗張應力為每方吋 18,000 磅者,因之, $1\frac{1}{8}''$ 方鋼筋在牆底所受之應力,為 $18,000 \times 1.2656 = 22,781$ 磅。由表 XXIV,一根 $1\frac{1}{8}''$ 方鋼筋在 2,000

磅等級之混凝土中之抗滑力，為每吋長 450 磅。則 $22,781 \div 450 = 51''$ ，此為需要抗滑之鋼筋長度，惟因有彎曲兩次，如圖 102，故其長不妨酌減。

設計鋼筋混凝土擁壁之底版時，合力必須與底版之底，相交於中間三分之一以內，與圻工擁壁相同。底版上之力，計有 mc 上之泥土壓力，還土之重，及混凝土之重。自前趾 a，至合力與底面相交點之距離，可求得如下：先求混凝土及泥土之重及其重心，以重心至 a 之距離，分別乘其重量，得靜力矩。以重量之和，除靜力矩之和，得合力與前趾之距離，其詳細數目列下：

擁 壁 之 重 心

截 面	面 積 (方呎)	面積矩之臂距	面 積 矩
<i>a b c d</i>	10.50	3.50	36.75
<i>e f i g</i>	9.38	1.88	17.63
<i>f i h</i>	4.69	2.50	11.73
	24.57		66.11

自 a 至重心之距離為 $\frac{66.11}{24.57} = 2.69$ 呎，

擁壁長 1 呎之重為， $24.67 \times 150 = 3,686 = W_c$ ，

以 a 為軸線之靜力矩為 $3,686 \times 2.69 = 9,915$ 呎磅。

泥 土 之 重 心

截 面	面 積 (方呎)	面積矩之臂距	面 積 矩
<i>f k h</i>	4.69	2.75	12.90
<i>h b l k</i>	50.00	5.00	250.00
<i>f l m</i>	7.50	5.42	40.65
	62.19		303.55

自 a 至重心之距離為 $\frac{303.55}{62.19} = 4.88$ 呎，

擁壁長 1 呎之重為 $62.19 \times 100 = 6,219 = W_e$ ，

以 a 為軸線之靜力矩，為 $6,219 \times 4.88 = 30,355$ 呎磅。

自 a 至混凝土及泥土之合併重心，距離為

$$\frac{9,915 + 30,355}{3,686 + 6,219} = \frac{4,0270}{9,905} = 4.06 \text{ 呎。}$$

求合力 R 與底相交之點，應先延長 E 使與混凝土泥土之合併重心線相交。由此相交之點，在垂直線上，用便利之比例尺，量定合併重量 9,905 磅之長度，在此長度之下端，繪一線與 E 並行，在此線上，用同一之比例尺，量定 E 值 8,163 磅之長度，繪 R 線即為合力。本問題之 R 與底恰交於底寬 $\frac{1}{3}$ 點上，故此擁壁，不致傾覆。

第二步，應考查基礎上所受之壓力。因合力正着在底之三分之一點上，可用方程式 (7d) 及 (7e) 計算如下：

$$\begin{aligned} \text{前趾之壓力} &= (4B - 6Q) \frac{P}{B^2} \\ &= [(4 \times 7) - (6 \times 2.333)] \frac{14,850}{7^2} = 4,242 \text{ 磅} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{後踵之壓力} &= (6Q - 2B) \frac{P}{B^2} \\ &= [(6 \times 2.33) - (2 \times 7)] \frac{14,850}{7^2} = 0 \end{aligned}$$

前趾之壓力為 4,242 磅，尋常土質大都能支承之。

第三步，應將此類擁壁之是否穩定而不滑動，詳加考查。設此擁壁置於潮濕之粘土上，混凝土與潮濕粘土間之摩擦係數為 0.33 或 $\frac{1}{3}$ 。水平壓力為 6,800 磅，混凝土與泥土之向下壓力為 9,905 磅。

則抵抗滑動之力為 $9,905 \times \frac{1}{3}$ 或 3,302 磅，小於水平壓力 6,800 之半數。但此抵抗滑動之力照規定應為水平壓力之 2 倍，方稱安全，於即表示是擁壁之重量，應增多 3 倍，方能發生足敷抵抗滑動之摩擦力。此應在底下，加一突出部份如圖 102，否則將底版由地面（圖 102 中 ag 以上之影線）向下略為降低亦可。且 da 處之泥土應甚堅硬，其側面抗力，認為足以與擁壁之推力相抵。

底版之厚，常使其大於恰在前牆之後（或 h 點）之力矩所需要者。倘擁壁傾側，則底面之向上壓力，即行停止，但右邊底版之懸出部份，或將有向下壓力，等於其上之載土重。又在底版 h 點之力矩，或將為載土壓力及 hb 段混凝土重所產生者。惟在關於穩定之計算中，已決定使橫壓力不能傾覆擁壁，故實際上不能發生此項力矩，據此計算底版厚度，自屬過於安全，惟為他種理由，則或尚需加大。載土之重為 6,219 磅，混凝土量為 $4 \times 1\frac{1}{2} \times 150 = 900$ 磅，

$$\text{則 } M = (6,219 \times 1.88 + 900 \times 2) \times 12 = 161,904 \text{ 吋磅}$$

依據 2000 磅混凝土，命 $M = 138.6bd^2$ ，求得 $d = 12.27$ ，加 2.5" 為保護層，總深為 14.87。使前牆之鋼筋，能深埋縮定於底版之內，故底版之厚，至少應與恰在底版以上之牆厚相同。此項厚度，前已算定為 16.4"，或 $d = 12.8$ "。根據此點，如欲使鋼筋發生充分應力，則 $b = 161,904 \div (138.6 \times 12.8^2) = 7.12$ 。於是 $0.00889 \times 7.12 \times 12.8 = .808$ 方吋，即為每呎擁壁，底版中實需之鋼筋。 $.808 \div 12 = .06733$ 方吋，為每吋實需之鋼筋。用 1" 圓鋼筋，則間距為 $(.7854 \div .06733) = 11.67'$ ，或用 11"，與垂直鋼筋相同。

圖 102 中，gh 面之剪力為 5,421 磅。由方程式(21)，

$v = \frac{8}{9} \times 5421 \div (12 \times 16.4) = 31.5$ 磅，少於 $20 \times 2000 = 40$ 磅，而 1" 圓鋼筋之抗剪力，尙未計入。

左邊懸出部之底版即前趾所受之向上壓力，在極左一端為 4,242 磅，在前牆之前面處，由圖 102 量得為 3,200 磅。平均數為 $(4,242 + 3,200) \div 2 = 3,720$ 磅。於是力矩為

$$M = 3,720 \times \frac{1.5}{2} \times 12 = 33,480 \text{ 吋磅。}$$

以 $d = 12.8$, $b = 12$, 及 $M = 33,480 = Kbd^2$, 求得 $K = 17.0$ 。因此數遠小於抵抗係數 $K (= 138.6)$, 而鋼筋則由前牆轉轉而來，如圖 102 所示，故此項應力，不須再加考慮。

前趾之向上總壓力為 $3,720 \times 1.5 = 5,580$ 磅。恰在前牆前面處之剪力，當小於此數，因須減去前趾之混凝土重及前趾以上之土重也。參考上述 gh 面之剪力，則毋需再行計算，即知此垂直面之剪力，亦屬安全。

上述之數字，不免有前後不符者。故最初所假定之尺寸，應重行檢查其是否合用。例如前牆在底版處之厚及底版之厚，假定為 18"。設計結果，發見其值，稍嫌過大。如相差太多，或相差雖微而擁壁極長，略減厚度，即節省甚多；則應重行假定厚度而計算之，俾結果與假定數，更相一致。以上計算之厚度中所假定之厚，雖較需要者微大，但係偏於安全而耐久方面，不再重算。

擁壁中必置縱鋼筋，俾防止因溫度變更而發生裂縫，並可使全建築物互相連絡。此項鋼筋，前已研究，應約佔混凝土面積之百分之 0.3。前牆之平均厚為 $\frac{1}{2}(9 + 18) = 13.5$ "。則每吋高所需之縱鋼筋

應為 $.003 \times 13.5 = .0405$ 方吋。用 $\frac{3}{4}$ " 圓鋼筋 ($A = .44$) 則間距為 11"。

有扶垛之鋼筋混凝土擁壁 此式擁壁之前牆，全賴扶垛維持其地位，其主要鋼筋，均係水平方向。扶垛可視作固定於底版上之肱梁。

〔實例〕 設計一有扶垛之擁壁，高 20 呎，壁後之土為平頂無超載。

第一步須決定扶垛之間距。經濟的間距為 8 呎至 12 呎，或多於 12 呎，視前牆之高度而定。本題扶垛中至中之間距用 9 呎，如圖 102。前牆上之荷重以底部為最大，向上逐漸減小，至頂即變為零（因無超載）。假定底版之厚為 18 吋，則自前牆末一呎之中心至牆頂為 18 呎。末一呎所受之壓力，可以下式算之，

$$P = \frac{1}{2}Wh$$

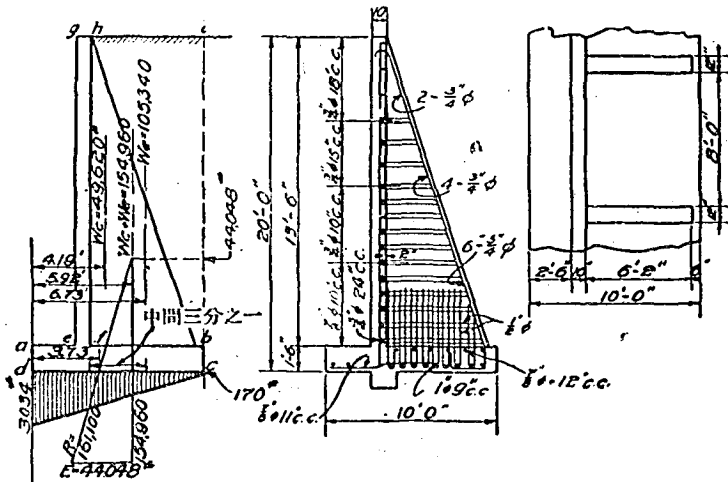


圖 103 有扶垛之擁壁設計圖

式中， P 為在不論何深度 h 處之壓力， W 為每立方呎之土重

$$P = \frac{1}{3} \times 100 \times 18 = \text{每方呎 } 600 \text{ 磅}$$

上式係假定土為每立方呎重 100 磅之流質計算，故所得之 P 值，實嫌太大。但為計算簡單及安全計，仍採用此法計算。以兩扶垛相距數乘 P ，得總荷重為 $600 \times 9 = 5,400$ 磅。

$$M = \frac{5,400 \times 9 \times 12}{8} = 72,900 \text{ 吋磅。}$$

使此 M 值等於 $138.6bd^2$ ，其中 $b = 12$ ，求 d ，得

$$138.6 \times 12 \times d^2 = 72,900$$

$$d^2 = 43.8$$

$$d = 6.62''$$

加 $3.38''$ 為鋼筋之保護層，共厚為 10 吋。為建築便利起見，使全牆厚度，均為一律。在最低 1 吋內所需之鋼筋，為 $.00889 \times 6.62 = 0.0589$ 方吋。 $.60 \div .0589 = 10.2$ 吋，即知用 $\frac{7}{8}''$ 圓鋼筋，則間距中至中應為 10 吋。在下部四分之一之高度內，均用同一種鋼筋及間距。在第二個四分之一之高度內，鋼筋應減去百分之 25，用 $\frac{3}{4}''$ 圓鋼筋，間距仍為 10 吋。在第三個四分之一之高度內，鋼筋應為第一個四分之一高度內之半數，即 $.0589 \div 2 = .0295$ 方吋，因 $.44 \div .0295 = 14.9''$ ，故用 $\frac{3}{4}''$ 圓鋼筋，間距應為 15 吋。在第四個四分之一，即前牆之上部，如仍用 $\frac{3}{4}''$ 圓鋼筋，間距應為 18 吋。

決定扶垛之條件，應先決定擁壁在 9 呎一段以內所受之橫壓力。查方程式(7)為

$$E = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \frac{Wh^2}{2}$$

方程式(7a),係由(7)改進而來,代入(7a),並乘以扶垛距9呎,得

$$E = .286 \times \frac{100 \times (18\frac{1}{2})^2}{2} \times 9 = 44,048 \text{ 磅}$$

此項橫壓力,集中在牆高 $\frac{1}{3}$ 處,即在底版以上6.17呎處。扶垛中之力矩,為

$$M = 44,048 \times 6.17 \times 12 = 3,259,552 \text{ 吋磅}$$

扶垛之寬度,應足以埋置鋼筋,並抵抗不平衡之壓力,可由設計者估計決定之。本問題所用為12吋。扶垛與前牆併合成T形梁,在近底版處之深為84吋,除去鋼筋以外之深度約4吋,得 $d = 80$ 吋。
 $jd = \frac{7}{8}d = \frac{7}{8} \times 80 = 70$ 吋。

$$M = A_s \times jd \times 18,000$$

$$3,259,552 = A_s \times 70 \times 18,000$$

$$A_s = 2.587 \text{ 方吋。}$$

6根 $\frac{3}{4}$ "圓鋼筋足敷此數。其中2根伸至牆頂,2根止於三分之一高度處,2根止於三分之二高度處。

現在尺寸既已決定,應再研究其是否穩定而不傾覆。代入方程式(7a),得

$$\begin{aligned} E &= .286 \frac{Wh^2}{2} \\ &= .286 \times \frac{100 \times 20^2}{2} \\ &= 5,720 \text{ 磅。} \end{aligned}$$

求此式擁壁之重心,應以扶垛中至中相距之9呎一段為單位以計算之如下。

混 凝 土 之 重 心

(體積矩以 a 為軸線)

截 面	體 積 (立方呎)	體積矩之臂距	體 積 矩
<i>a b c d</i>	135.0	5.0	675.0
<i>e f h g</i>	138.8	2.92	405.3
<i>h f b</i>	57.0	5.38	306.7
	<u>330.8</u>		<u>1387.0</u>

由 a 至重心之距離為 $\frac{1387.0}{330.8} = 4.19$ 呎,

擁壁 9 呎一段內之混凝土重, 為 $330.8 \times 150 = 49,620$ 磅,

以 a 為軸線之靜力矩為 $49,620 \times 4.19 = 207,908$ 呎磅

壁 後 載 土 之 重 心

(體積矩以 a 為軸線)

截 面	體 積 (立方呎)	體積矩之臂距	體 積 矩
<i>f b l h</i>	987.0	6.66	6573.4
<i>b l h</i>	66.4	7.77	515.9
	<u>1053.4</u>		<u>7089.3</u>

由 a 至重心之距離為 $\frac{7089.3}{1053.3} = 6.73$ 呎

擁壁 9 呎一段內之載土重為 $1053.4 \times 100 = 105,340$ 磅。

以 a 為軸線之靜力矩, 為 $105,340 \times 6.73 = 708,930$ 呎磅。

由 a 至混凝土及載土合力之距離為

$$\frac{207,908 + 708,930}{49,620 + 105,340} = \frac{916,838}{154,960} = 5.92 \text{ 呎。}$$

繪製 $W_0 + W_0$ 線, 距 a 為 5.92 呎, 延長 E 線, 與之相遇。由此

交點繪一垂直線，此線上用便利之比例尺，量定一長度代表混凝土及泥土之合力，在其下端，另繪一線與 E 線並行，用同比例尺繪定 E 之數值。於是繪合力 R 線。此線與底線相交於中間三分之一以內，故屬安全而不致傾覆。

因 R 線與底線相交於中間三分之一以內，故 Q 必大於底寬之三分之一，於是應用方程式(7d)及(7e)，可求底面上之壓力。代入方程式(7d)，得

$$\begin{aligned} \text{前趾之壓力} &= (4B - 6Q) \frac{P}{B^2} \\ &= [(4 \times 10) - (6 \times 3.73)] \frac{154,960}{10^2} \\ &= 27,304 \text{ 磅} \end{aligned}$$

以 9 除 27,304，得 3,034 磅，即為每呎長之擁壁在前趾端之壓力。

後踵之壓力，應代入方程式(7e)以求之。

$$\begin{aligned} \text{後踵之壓力} &= (6Q - 2B) \frac{P}{B^2} \\ &= [(6 \times 3.73) - (2 \times 10)] \frac{154,960}{10^2} \\ &= 3,688 \text{ 磅。} \end{aligned}$$

以 9 除 3,688，得 410 磅，即為每呎長之擁壁在後踵端之壓力。

在前趾端每呎長之向上壓力既為 3,034，則在前牆面下之壓力，應為 $3,034 \left(\frac{10 - 2.5}{10} \right) = 2,276$ 。平均壓力為 $\frac{1}{2}(3,034 + 2,276) = 2,655$ 磅。 $2,655 \times 2.5 = 6,640$ 磅，為每呎長之壓力。前趾之力矩 = $6,640 \times 15'' = 99,600$ 吋磅。底版厚已定為 18 吋，則 d 至少有 14 吋。 $99,600 = 138.6 \times b \times 14^2$ ，得 $b = 3.66''$ ；表示前趾一呎長內之力矩， $b = 3.66''$ 即足以抵抗之。 $A_s = .00889 \times 3.66 \times 14 = .456$ 方吋，即為

1 呎中所需之鋼筋面積，而 1 吋中所需之鋼筋則為 .038 方吋。用 $\frac{3}{8}$ " 圓鋼筋，間距中至中應為 $(.60 \div .038) = 16"$ 。

如寬尚未確定，則此為最簡單之計算方法。苟在一呎內全部抗壓應力，均由此 3.66 吋混凝土所擔負，其餘之 $(12 - 3.66) = 8.34"$ 全無應力，則此種算法可稱精確。但實際上，有 12" 混凝土均擔負抗壓應力，故 k 將稍減小， jd 因稍加大。於是混凝土中之單位抗壓力 f_c 乃大為減小而鋼筋中之單位應力 f_s 則減小略微。因底版之厚，係根據他種關係而決定，不能減小，鋼筋亦無法使有顯著之減省。鋼筋之應力，不可超過選定之限度（本題為 18,000），因此所需鋼筋面積之計算方法，極為簡單。兩柱之聯合底腳，亦係用此法算之。

每 9 呎長之一區格內，其前牆靠底一呎所受之壓力為 5,400 磅。此項壓力，有使前牆與扶垛分離之趨勢。查每根 $\frac{1}{2}$ " 圓鋼筋，其應力以每方吋 16,000 磅計，能負荷 3,140 磅，荷環繞於前牆鋼筋上而成圈，則為 6,280 磅，故在前牆每一水平方向之 $\frac{3}{4}$ " 圓鋼筋上，繞一 $\frac{1}{2}$ " 圓鋼筋，即間距為 10 吋，已覺其過多，但若用 $\frac{3}{8}$ " 圓鋼筋，同樣繞之，又嫌不足，故在近底處仍以用 $\frac{1}{2}$ " 者為是。因前牆之橫壓力，由牆底向上，逐漸減小，上部自可酌用 $\frac{3}{8}$ " 或 $\frac{1}{2}$ " 圓鋼筋為鋼筋。此項鋼筋，應伸過扶垛，鉤於扶垛背部之斜鋼筋上。

同樣，橫壓力亦有使扶垛與底版脫離之趨勢。扶垛背部之鋼筋，即據此設計，但其效能仍視其在底版中之締定與否而異，扶垛背部之 6 根 $\frac{1}{2}$ " 圓鋼筋，其應力為 $18,000 \times 2.587 = 46,566$ 磅。此為扶垛與底版間之最大應力，向前牆方面逐漸減小。扶垛鋼筋，雖彎曲兩次，達於底版鋼筋之下，如圖 103 所示，而右端究仍有 46,566

磅之集中應力。爲免除此項集中應力起見，加垂直鋼筋以分散之，鋼筋須套於底版鋼筋之下，上端成彎鉤，使充分締定。因鋼筋及 6 根 3" 圓筋之應力，如何分配，無法知之，故此項鋼筋，並無精密之規定。

防止因溫度變更而起伸縮所需之鋼筋，須按通常之比例加入。照普通規定，橫鋼筋須以適當之間距置之，而與力矩鋼筋或剪力鋼筋成垂直。

230. 頂蓋及締定 擁壁之頂，常加以頂蓋。其式樣視情形及設計者之意見而定。又鋼筋混凝土擁壁其抵抗滑動之力不足者，可於底版之底，建一突入基礎之牆締定之，如圖 102 及 103 所示。

231. 帷牆 垂直牆之不載任何重量者，有時用鋼筋混凝土爲之，名曰帷牆。其目的不過在填滿房屋內梁及柱所成架工之空間。屋內之牆，除任意假設外，無一定之應力，可以作爲設計之根據。如係外牆，則應使足以抵抗風壓。風壓多自外來，推牆向內，但反對方向之風，能使牆外之大氣壓力降低，而房內之高壓，即推牆向外。惟其力量，終不及推牆向內之大也。此種牆之設計，與負荷勻佈重，而四面支於梁上之版相同。倘空間係方形或近似方形，則兩個方向均置鋼筋，其設計與前所述版之兩個方向均置鋼筋相同，若柱之間距遠小於兩層樓版之間距，則鋼筋應橫置，設計時以柱之間距爲跨距。惟垂直方向亦應略置小鋼筋，間距約 2 呎，以防漲縮。風壓之大小，全視當地之情形而異，如四周爲其他房屋所蔽，通常定爲每方呎 30 磅，據此設計，牆有薄至 4 吋者，更薄則未便採用矣。設計之方程式等，顯然與樓版相同，前已詳論。茲不再列數字例題。

第三十四章 水 櫃

232. 設計 鋼筋混凝土，既可耐久而又若鋼鐵之易於生銹，故多用以建造大水櫃。水櫃設計，須使足以抵抗水之破裂壓力。倘水櫃高度對直徑相較為極高時，亦有為大風所毀壞者。設計方法，茲舉例說明之。

〔實例〕 假定需設計一鋼筋混凝土水櫃，其內直徑為 18 呎，容量為 50,000 加侖。以一立方呎為 7.48 加侖計，50,000 加侖，需 6,684 立方呎。內直徑為 18 呎，則圓面積為 254.5 方呎，水深應為 26.26 呎。櫃牆近底 1 呎所受水之破裂壓力，其水頭高為 25.76 呎。水深每 1 呎，每方呎之水壓力，增加 62½ 磅，故近底 1 呎，每方呎所受之水壓力為 1,610 磅，直徑為 18 呎，故每邊之破裂壓力為 $\frac{1}{4}(18 \times 1,610)$ 或 14,490 磅。假定鋼筋之費用應力為每方吋 15,000 磅，則此 1 呎高以內，需要鋼筋 0.966 方吋。因破裂壓力與水深成比例，故其他深度之破裂壓力，可以深度作比例，除上數求得之。例如在櫃深一半處之 1 呎高圈內，需鋼筋 0.483 方吋。在三分之一深度處需要 0.322 方吋。近底 1 呎內之實需鋼筋，可計算如下：每呎內需鋼筋 0.966 方吋，等於每吋內 0.0805 方吋， $\frac{3}{4}$ " 圓鋼筋之面積為 0.4418 方吋，間距 5½ 吋，足以應此需要。在深度一半處之鋼筋為上數之半，即每吋需鋼筋 0.04 方吋， $\frac{3}{4}$ " 圓鋼筋，間距 11 吋，足以應此需要，但不若用 $\frac{5}{8}$ " 圓鋼筋，間距 7½ 吋為妥。最佳用 $\frac{1}{2}$ " 圓鋼筋，

間距 6 吋，則其分佈更勻，惟價值略增，且佈置之用費亦稍大耳。其他部份之鋼筋，其大小及間距，均可用同法決定之。

18 呎直徑之圓周長約為 56 呎。先假定近底處之櫃牆厚為 10 吋，則近底一圈之平均直徑為 18.63 呎。其圓周長略大於 59 呎。鋼筋搭接每處以三呎計，鋼筋總長應為 62 呎。此種長度之鋼筋，雖可特製，但處置極難，鐵路起運須用兩節平車。故常用 32 呎 6 吋之鋼筋，每圈有兩個搭接。

木製水櫃之鋼箍，常用螺栓旋緊。但他種接頭之強度，足與鋼筋應力相等者，亦可用之。依表 XXIV，變形鋼筋在 2,000 磅等級之混凝土中，其每吋長之抗滑力，如下表第二行所示。當鋼筋之單位應力為每方吋 15,000 磅時，則其實在應力，如下表第三行所示。能發生表面抗滑力與上項應力相稱之鋼筋長度，如下表末行所示。

3/4"圓鋼筋	236	6,627	27"
5/8"圓鋼筋	196	4,602	23 1/2"
1/2"方鋼筋	200	3,750	18 3/4"

故接頭處，鋼筋之端應互相搭過至少如上表末行所示之長度，俾可締定。各圈之搭接，應互相參差，不可均接在同一地點。能用機械接合，使其強度可與鋼筋相等則更佳。

233. 傾覆之檢驗 水櫃之水深，已超過 26 呎，故其高應作 28 呎計算。其外面之直徑約為 20 呎，受風之面積，應為 560 方呎。假定每方呎之風壓為 50 磅，因水櫃為圓形，風壓作半數計算，則使水櫃傾覆之總風壓為 560×25 ，或 14,000 磅。倘此風壓所着點之高度，在底面上 14 呎，則使水櫃傾覆之力矩，為 196,000 呎磅，或

2,352,000 吋磅。

假設水櫃為十分勻和之材料所構成，而計算其圓形截面之轉動慣量，雖未必十分準確，(因其中立軸線不復在截面之中心，而應偏於抗壓之一側)，但現今所用之計算法，仍甯用簡單之學理，而施以寬大之安全因數。將中立軸線自中心移向抗壓之一側，其影響一方面足以增大混凝土所受之單位壓力，而他方面減少鋼筋所受之單位張力，但混凝土櫃壁常極厚，單位抗壓應力異常安全，而減低鋼筋之單位張力，則更係偏在安全方面。

應用普通理論，得環形截面之轉動慣量，為 $0.049(d_1^4 - d^4)$ 。先假設櫃壁近底處之厚度為 10 吋，其外直徑遂為 $18' (= 216'') + (2 \times 10')$ ，或 236 吋。轉動慣量 I 等於 $0.049(\overline{236^4} - \overline{216^4}) = 45,337,842$ 。於是求得水櫃之容許抵抗力矩，為

$$M = \frac{f_c I}{\frac{1}{2}d_1} = \frac{f_c \times 45,337,842}{\frac{1}{2}d_1} = 2,352,000 \text{ 吋磅}$$

式中， $\frac{1}{2}d_1 = \frac{1}{2}(236'') = 118$ 吋。

解上式，求得 f_c 值小於每方吋 6 磅。此數完全無關重要，即使因中立軸線之自中心移偏而增加二倍或三倍，並因風壓之大小不確定而再加二倍或三倍，結果仍屬安全。水櫃之混凝土，決不致有因風壓而破碎之危險。

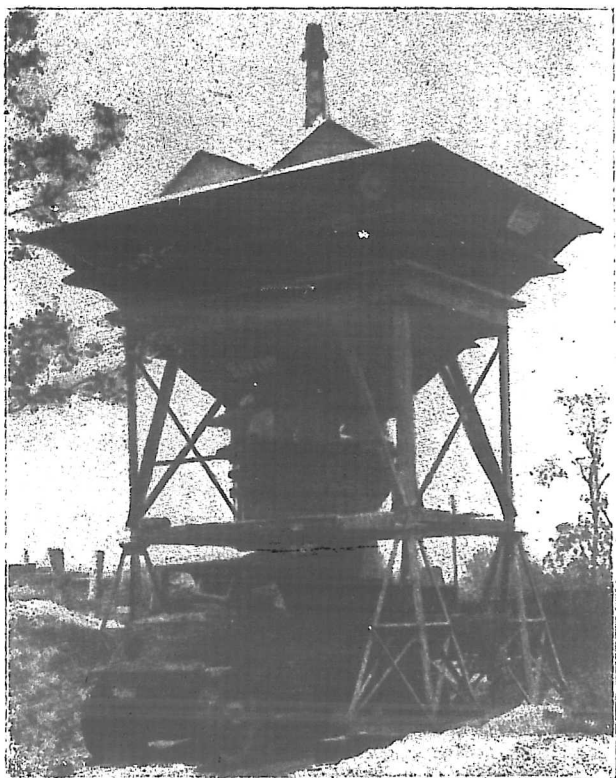
上項計算，對於估計櫃壁垂直鋼筋之數量，頗有價值。以每方吋 6 磅計，平均 1 吋寬 10 吋厚之扇形面上，所受之壓力約為 60 磅。應力既已算出，茲再假定鋼筋之資用張應力為每方吋 12,000 磅，則櫃壁每吋寬，需要鋼筋 $\frac{60}{16000}$ ，或 .0037 方吋。僅用 $\frac{1}{4}$ " 鋼筋，

間距已爲 17 吋。惟此係根據中立軸線恰在截面中心而計算者，當然略欠精確。

在此種截面內，中立軸線之地位，荷用學理研究，異常繁複，茲不詳述。理論上所需鋼筋之數量，常少於上述近似方法所算出者，但爲防止裂縫漏水起見，所用之垂直鋼筋常多於風壓所實需者。

234. 實用上之細部設計 假設水櫃近底處，壁厚之近似值爲 10 吋。專以風壓而論，10 吋厚已遠大於需要之數，但不必照風壓所實需而減少。在近底處雖不妨減至 10 吋以內，但究非妥善辦法，仍以不減爲是。櫃壁向上可逐漸收薄，至壁頂厚不大於 6 吋或 5 吋。櫃壁下部之鋼筋均應轉入櫃之底版，俾可將櫃壁與櫃底連合。櫃底鋼筋之多少，大部視基礎之性質而異，而關於防止裂縫，亦屬相當重要。即使將櫃置於堅固而絕對不下陷之基礎上，仍須置入鋼筋，以防裂縫漏水。鋼筋應自底版之中心一點起，向四面分射，轉入壁中至少 2 呎或 3 呎。亦有將櫃底兩方向之鋼筋，互相垂直，搭成格子式者，較之前法，更爲可取。

建築水櫃應儘量求混凝土之堅密閉水，既可避免任何裂縫而不致漏水，並可防止鋼筋因裂縫而銹蝕。水量及膠灰之低比率，例如每袋膠灰用水 6 加侖，即體積比率百分之 $\frac{6 \times 231}{1,728} = 80$ ，可合此項用途。



具有三門之斷續混和機

混凝土工程學

第四篇

第三十五章 混凝土工程之實施

(a) 混凝土工程之機械設備

235. 機械設備 佈置混凝土工程之機械設備，並無普通之規條可資遵循。每一工程，均單獨自成問題，須悉心規劃，以求最經濟之結果。膠灰，砂，及碎石，在拌和以前，分別運輸，較易而費廉，故拌和之地點，愈近於建築物愈佳。材料之取攜，拌和機之裝料，及拌成混凝土後之分送，均應力求便利。裝料及分送，常以手車或兩輪車爲之，經濟與否，大都視動作有無系統及規律而定。單循環動作，維持一輸送道，使其如時鐘之有規律而工作不息，是爲求經濟之必要條件。建造鉅大房屋，用一組大型機械設備，不如用兩組中型機械設備，而使其相隔若干距離，俾可縮短輸送混凝土之距離，而較爲經濟。城市中之建築，吊車恆不能置於所造房屋之外，則應置於電梯間或天井內。購置新機械時，應選其普通適用於其他工程者，不可僅以其合於第一項工程，爲已滿意。機械之零件，及任何機械之一部，均應求其易於在市場購配者，如此則機件偶有損壞，或用舊時，工程不致因此停頓太久。

材料及混凝土之運送方法，及混和機之種類選擇，胥視當地之情形，每日需拌混凝土之數量，及全工程共需混凝土之數量而定。巨大工程，應多用經費，購買機械，俾可促進工作，減少人工。但每日祇須拌混凝土數立方碼者，則投資購辦機器，應與其工作之數量相稱。

機械設備之利息，應分配加於每立方碼之混凝土費用內。如一年中機械設備之利息，應加於一年中所出若立方碼混凝土之費用內。機械設備之折舊費，計算如下。取全部之新設備費，減去該項工程完畢以後之機械估價，除以全部混凝土之立方碼數，即為每立方碼混凝土所佔之機械設備折舊費。

(b) 混凝土混和機

236. 性質 能出大量拌透之混凝土，而所需之動力，利息，及維持費等極小者，即為最佳之混凝土混和機。複運動混和機較單運動混和機所得結果為佳而速。混和機普通分兩類，即連續混和機及斷續混和機。連續混和機，轉動不息，一面連續加入材料，一面連續吐出混凝土。斷續混和機，則每次加入一定比例之膠灰，砂及碎石，拌和後即將所拌之混凝土，全部傾出，停止轉動。連續混和機工作時，不若斷續混和機之易於控制，故欲得優良之混凝土，不甚可恃。連續混和機之用途遠不及斷續混和機之廣，故不再加討論。

237. 斷續混和機 近數年來，關於拌和及運送混凝土之機械，改進極多，而尤以混和機為甚。以大小論，小者祇能拌數立方呎之混凝土，而大者每次可拌 4 立方碼。

拌混凝土之鼓，普通均用鋼製。式樣各不相同，但均非常堅固。鼓內裝置葉板，協助將膠灰，砂，碎石及水等材料，拌成勻淨之混凝土。葉板之形狀，大小，及地位，視製造工廠之不同而異。此鼓架於車台之上，可用引擎或其他原動力運用之，而混和機之輕便者，可用人力向工場各處拖動。鼓上常配有計時機件，每分鐘之轉數，可以控制。施工細則中，混和鼓之轉數，常有規定，大致為每分鐘 20 轉至 25 轉。混凝土在混和機中停留之時間，不可少於 1 分鐘。施工細則中有時規定為 2 分鐘，間亦有規定為 3 分鐘者。

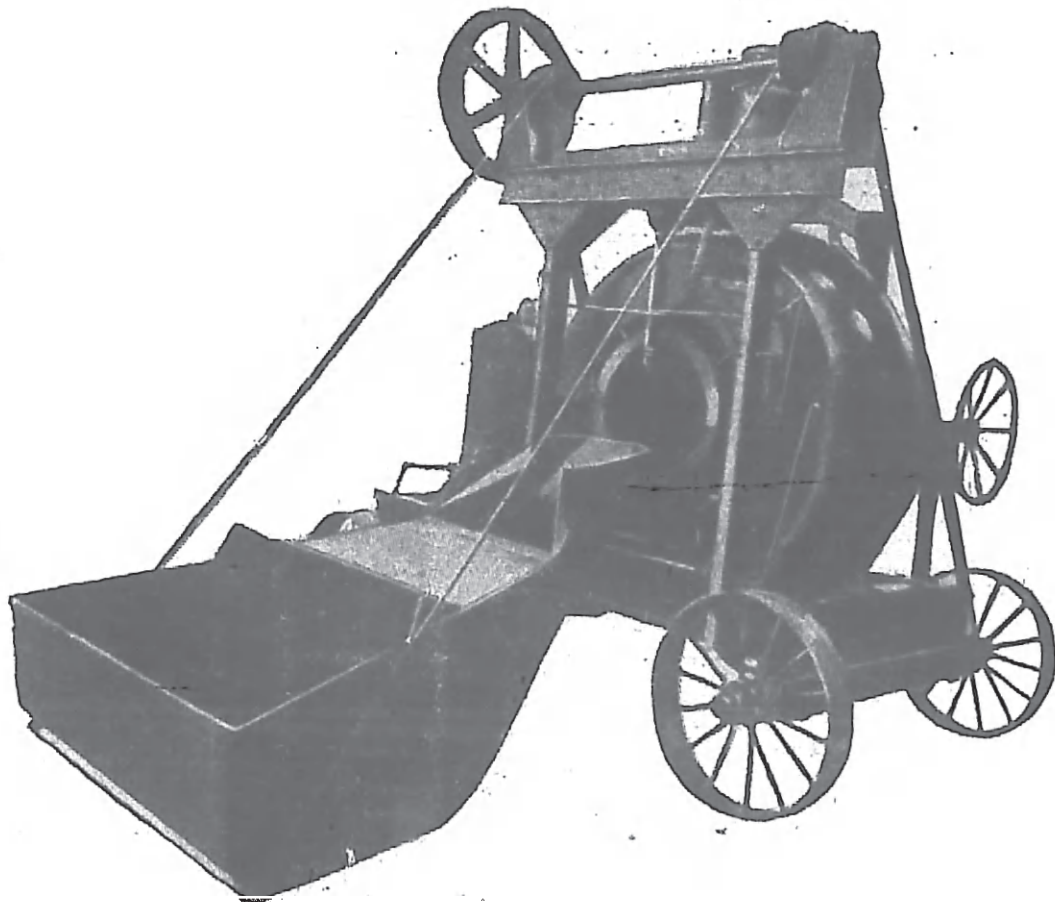


圖 104 朗索姆氏 14-s 號標準混和機

凡標準混和機上，大都備有自動裝料器。可置於地上，以便將小車中之材料，直接傾入。一俟膠灰，砂及碎石，按比例裝畢，此器即行升起，將材料傾入鼓內，然後仍繼續放下裝料。

本書前已提及，拌混凝土之水量多寡，極關重要，應非常注意。混和機上，常附有自動量水器，在適當之水量決定以後，即將量水器之容量撥准，則每次拌混凝土之水量，均屬一律。水量之多少，視砂及碎石所含之水份多少而定。

混和機之鼓外，附有卸混凝土之斜槽，俾混凝土易於卸入接受器，而必要時并可分別酌卸一小部份。小工程之混凝土，用手車分送者，則可直接卸入手車中。

圖 104 爲建築普通房屋所用之朗索姆氏混凝土混和機。其製造廠，業加改良而成爲優良之一種。彼等對於製造混凝土之混和機，歷有年所，極具經驗。圖 104 之左下角，係示裝料器在候裝材料之地位。

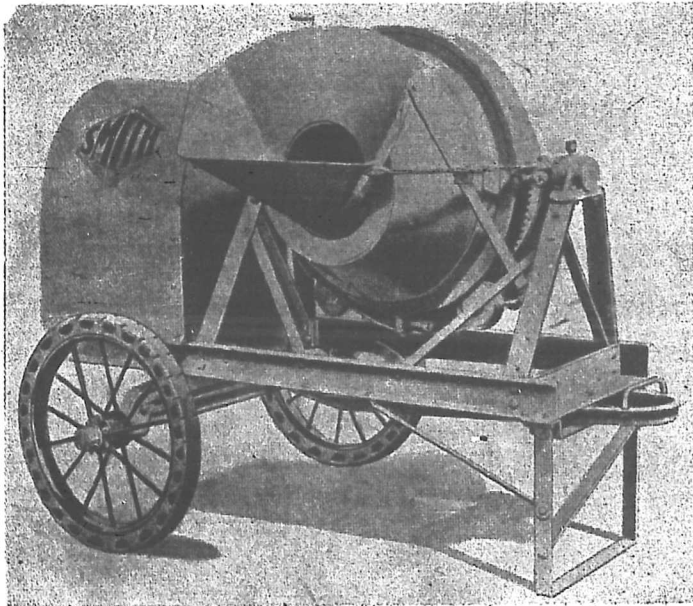


圖 105. 斯密斯氏側轉式混和機

斯密斯氏混和機有側轉式非側轉式兩種。圖 105 爲側轉式，圖 106 爲鼓內之情形。鼓用兩圓錐形合成。混凝土在鼓內被調拌時之運動，係自端至中心，輻合之葉板，隔斷混凝土，而擠之使向中心進行。此種混和機，卸除混凝土極速，容量極大，宜用於巨大工程。圖 106 所示爲鼓內之輻合葉板，及混凝土自端至中心之動態。

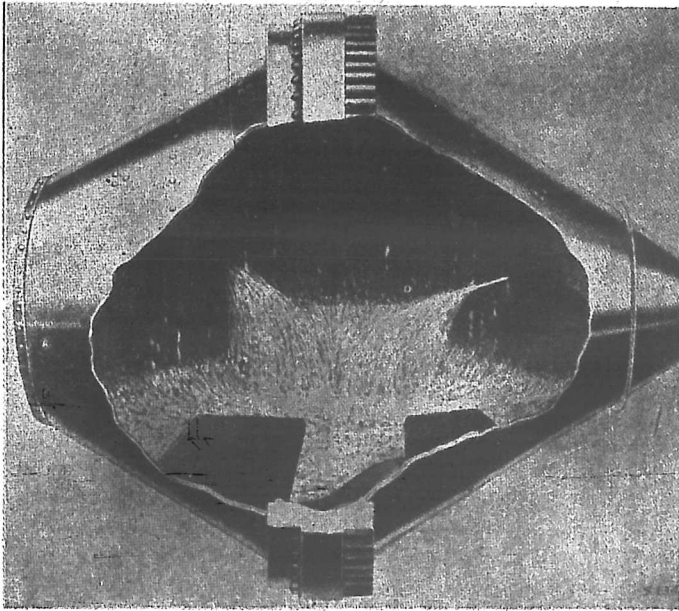


圖 106 斯密斯氏側轉式混和鼓

圖 107 爲馬什卡普隆混凝土混和機。其大小，種類甚多，蒸汽，汽油，及電動機，均可爲其原動力。鼓爲鋼製，能容一立方碼者，其鋼板厚爲 16 分之 5 吋。內有葉板 10 塊，及小斗十只，均釘於鼓內。此種大小之鼓，每分鐘能轉 14 $\frac{1}{2}$ 轉。

小工程或大工程之底脚等，需混凝土之量不多，而又各處分散

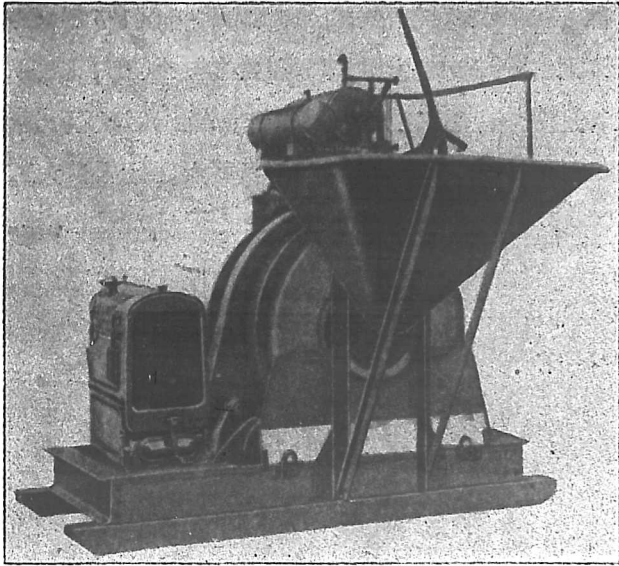


圖 107 馬什卡普隆混和機

者，以用輕便之小混和機，較為經濟。因砂及碎石分別運至指定地點，較拌成混凝土後再運，費用為廉也。圖 108 為半袋之王特混和機。拌 1:2:4 混凝土時，每次應裝入膠灰半袋，砂 1 立方呎，碎石 2 立方呎。機上裝有橡皮輪及彈簧座，用運貨汽車拖曳，移動極為便捷。鼓中之葉板及其他零件，均極完備。

(c) 原動力設備

238. 概述 混和機，起重機，吊車等。均須賴原動力，方能工作。原動力之來源，普通有三種，即汽油引擎，蒸汽引擎，及電動機。一工場可選用一種，或兼用三種。

239. 汽油引擎 汽油引擎，近年來大為進步，拌混凝土及吊重

等，用之者極廣。拌混凝土時，因拌鼓須旋轉不已，引擎自應連續工作，惟吊重，則並非繼續不斷，故若將引擎連續工作，未免稍覺浪費。汽油引擎有兩機筒，或四機筒之別。小型混和機，亦有用一機筒引擎者。圖 109 為諾佛汽油引擎。此式能任鉅功而速度較緩。內有飛球節速器可以保持速度一律。祇須將合噴器略為變動，煤汽，汽油，煤油，均可使用。惟用油類，則馬力稍減。圖 104 之標準朗索姆

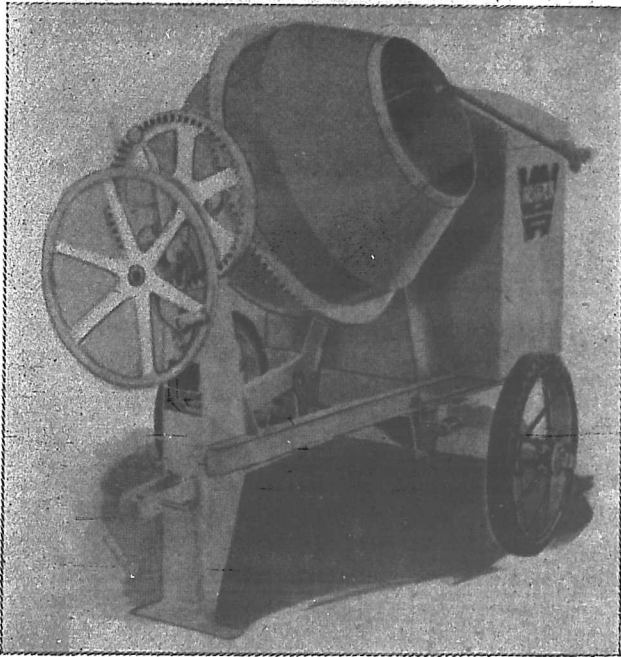


圖 108 『半袋』王特混和機

混和機，係用勒拉汽油引擎拖動。此種引擎，對於運用混凝土機械，效率甚高。

240. 電動機 用電動機拌混凝土者，殊屬少見，但為吊起材料則多用之，當在他處再述。

241. 蒸汽引擎 用蒸汽引擎拌混凝土，今已不如昔時之多。但蒸汽之原動力最爲可恃，故現今不乏復有用之於運用混凝土機械者。蒸汽普通由一直立之鍋爐所產生。在有禁烟火法令之城市，此

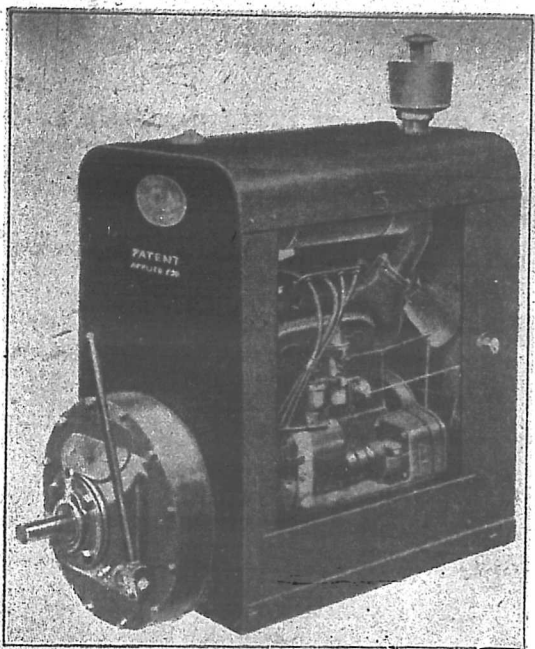


圖 109 諾佛汽油引擎

項鍋爐，每不准用，蓋常易發生大量之烟灰也。且必須領有許可證之機器司管理之，故費用更較汽油引擎爲多。在大城市中用蒸汽原動力，須向固定之動力廠購買，以免過甚之烟灰。

(d) 吊重及運輸設備

242. 普通式樣 混凝土需用吊車時，往往即利用拌混凝土之引擎，發生動力。依照經驗，建造巨大房屋，以另用一引擎爲宜，倘

能採用標準吊車，自較經濟，此種吊車，配有自動傾卸斗。

243. 模範吊重機 圖 110 為拉姆柏特式雙汽缸雙絞盤吊重機。此式極合普通包工為各項起重及吊重之用，蒸汽可由單鍋爐供

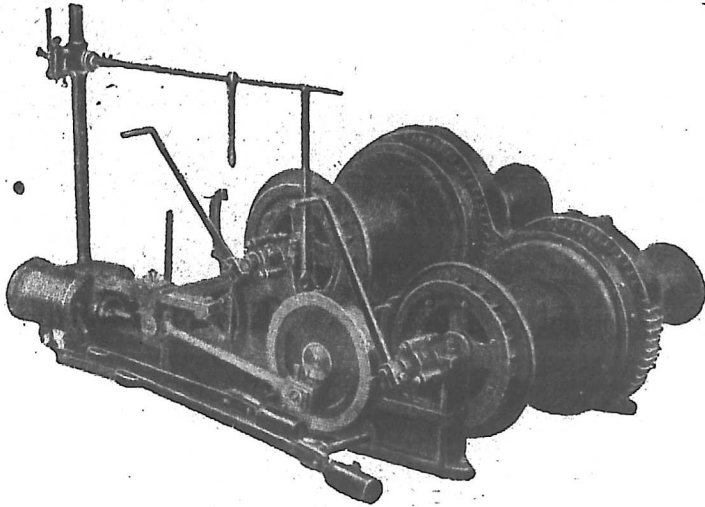


圖 110 拉姆柏特吊重機

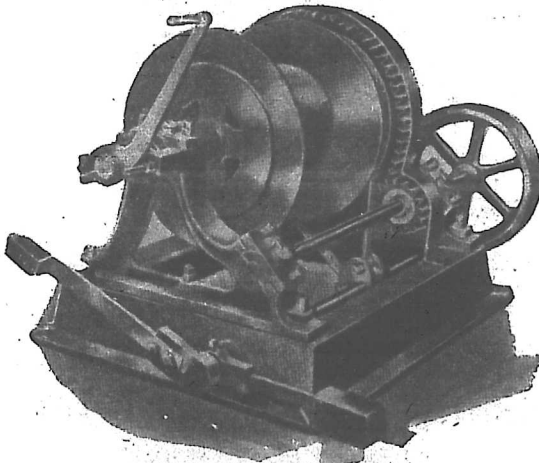


圖 111 朗索姆式單絞盤吊重機

給之，或與其他引擎合用一鍋爐。雙絞盤互相獨立，故同時可分用及合用。絞盤之軸端，配有齒輪及停輪機曲柄等件。此項曲柄，可任意為吊重及拖曳之用。該引擎並可逆轉，其標準尺度，列如表 XXVI。

表 XXVI 拉姆柏特式吊重機之尺度

馬力	機筒尺度		絞盤尺度		單線吊重 (磅)	急速動作打 樁錘之適當 重量 (磅)
	直徑 (吋)	衝程 (吋)	直徑 (吋)	兩邊絲之距 (吋)		
10	5½	8	12	16	2,500	1,600
14	6½	8	12	16	3,000	2,000
20	7	10	14	18	5,000	3,000
25	7½	10	14	24	6,500	4,000
30	8½	10	14	24	8,000	5,000
35	9	10	14	24	9,000	5,000
40	9½	10	16	23	10,000	6,000

244. 皮帶吊重機 圖 111 為朗索姆式單絞盤吊重機。利用皮帶，可與不論何引擎連接，拌混凝土之引擎，即可拖動之。吊重絞盤，用一搖柄控制。該機於必要時，並可用電動機拖帶。

245. 電動機 吊重機之動作，係間斷性質。祇有一部份時間，需最大之原動力。為經濟着想，以用電動機最為合宜，因電動機可隨時應用，而祇實用之時，消費電力。故所費可與荷重成正比例。移動較易，連接簡單，亦為電動機可取之點。

圖 112 為韋斯丁豪斯電動機製造公司所製電動機之一種。宜於吊重機等之斷續工作，其發動力大而速度變更之範圍亦鉅。外而全被包滿，以防灰沙及濕汽，但其動作部分於檢查整理時，仍可顯露毋須拆卸。此電動機係串繞式，所用為直流電。電動機之外殼，用鑄鋼製造。截面略成方形，極為緊密。外殼係分兩部構成，無須擾動齒輪或軸，上部即可移去，以便取出磁極，磁場線圈，或移動電樞。

圖 113 所示，爲此項電動機之控制器。此器如用於吊重機，可直接置於吊重籠中而用手操縱之，或裝於阻力架上，而以曲柄及挺操縱之，俾管理者可靠近操縱之手柄，而不與阻力及傳電部分接觸。

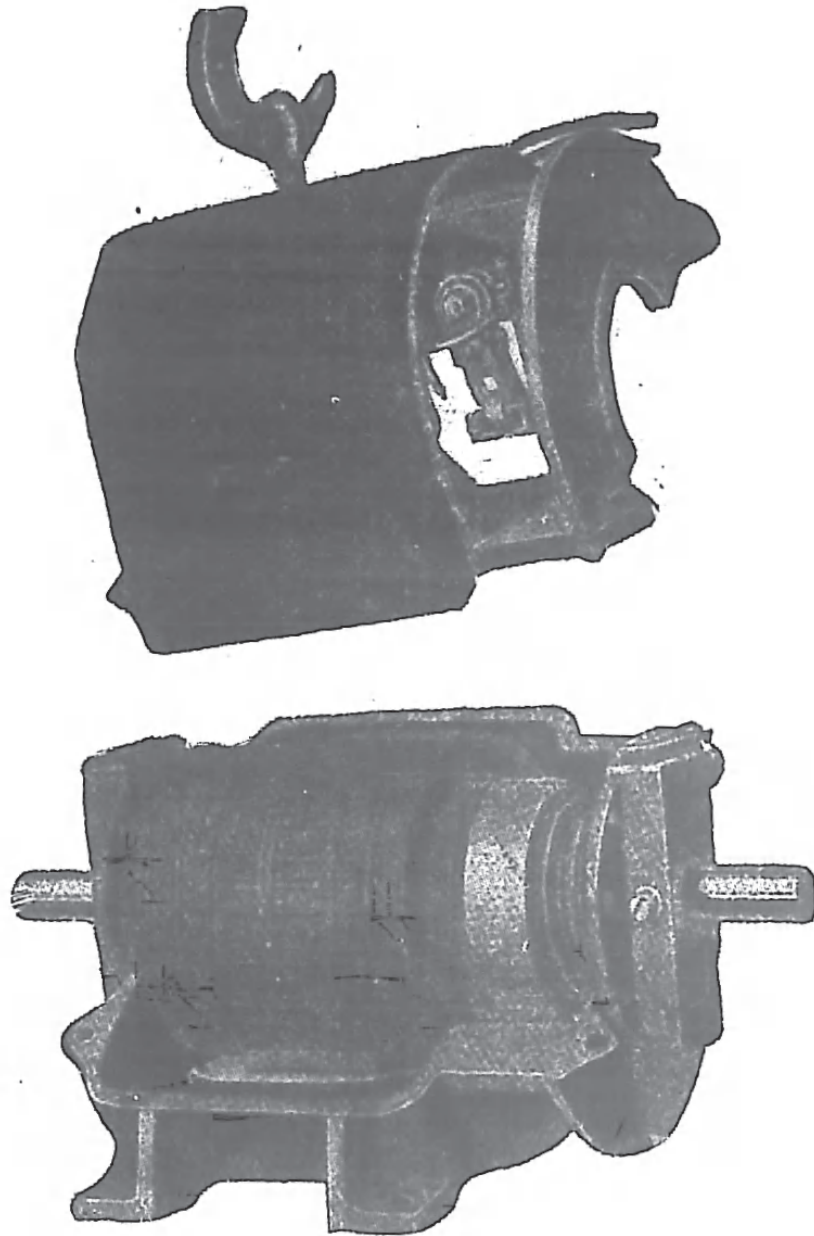
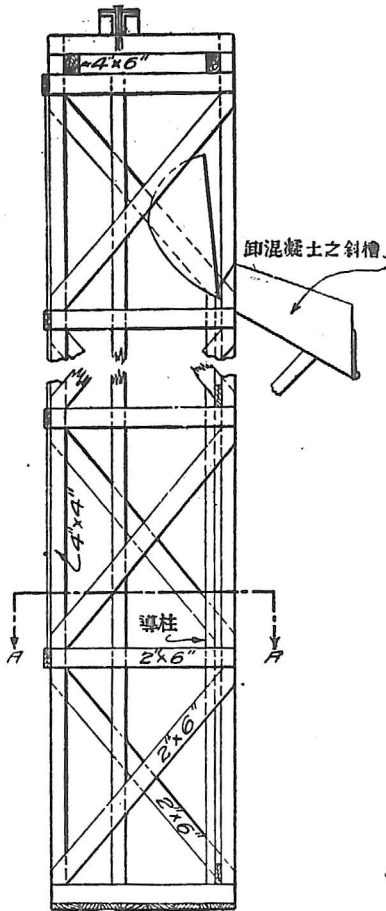


圖 112 “K”式吊重電動機表示兩部分離

普通之吊重及起重工作，用多相感應電動機者，亦頗不少。此項電動機可爲兩相，或爲三相，而以三相爲較優。其電阻係裝於電路內。電阻之容量，計有兩種：(a)間斷工作，自零至全荷載，(b)間斷工作，自零至半速度；及繼續工作，自半速度至全速度。控制器爲鼓式，與街車所用者相似。



立面圖



截面A-A

圖 114 吊車架及吊斗

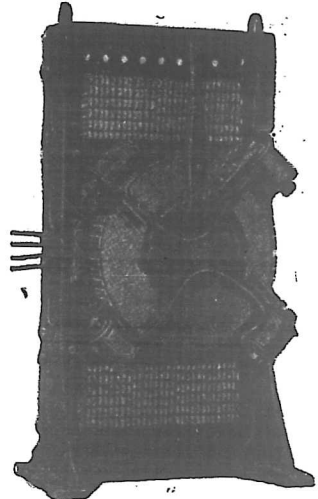


圖 113 韋斯丁豪斯電動機控制器

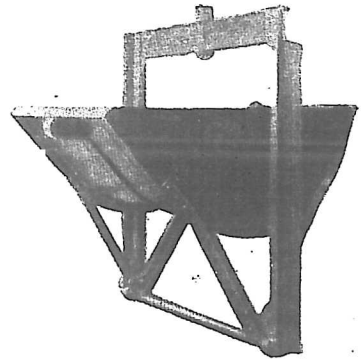


圖 115 朗索姆氏混凝土吊斗

246. 鋼木材料之起吊 建造巨大房屋，常另設吊重機，以吊製造模殼所用之鋼木材料。原動力或用電動機或用引擎，視工場之佈置而定。此項吊重機多為單絞盤式。

247. 吊斗 在房屋建築中，混凝土常用自動傾卸斗吊起。此吊斗沿輕木架上下，如圖 114，當吊斗升至指定位置，即自動向前傾倒。該處木架前面之導柱，事前已除去。吊斗下降，即自動恢復其原有端正地位。此項吊車，亦常用以吊砂及碎石。吊斗之容量，約自 10 立方呎至 40 立方呎不等。圖 115 所示，為朗索姆氏吊斗，使用時甚稱滿意。

248. 混和機之裝料法 混和機裝料之法雖多，但普通都用手車裝之。圖 116 所示，為混凝土工程中常用之手車。其容量自 2 立

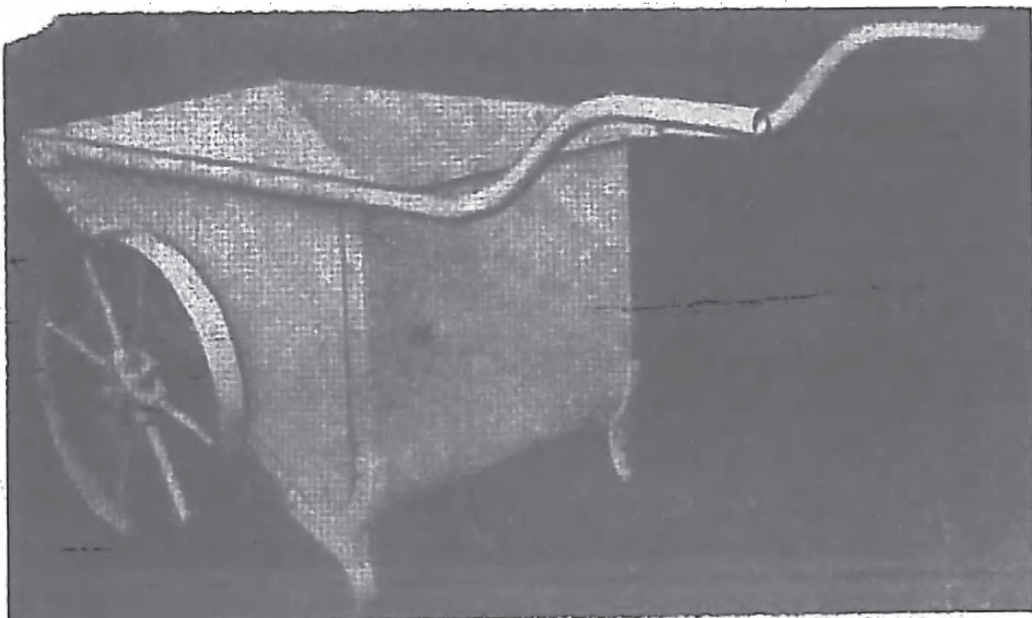


圖 116 運混凝土之手車

方呎至 4 立方呎不等，但 2 立方呎者更普通，惟輸送道優良則一人確可用手車推動 4 立方呎砂或碎石。

大量之混凝土建築，如基礎橋墩等，混凝土拌成後無需吊起者，常將混和機之位置升高，俾混凝土可以直接卸入手車，或卸入

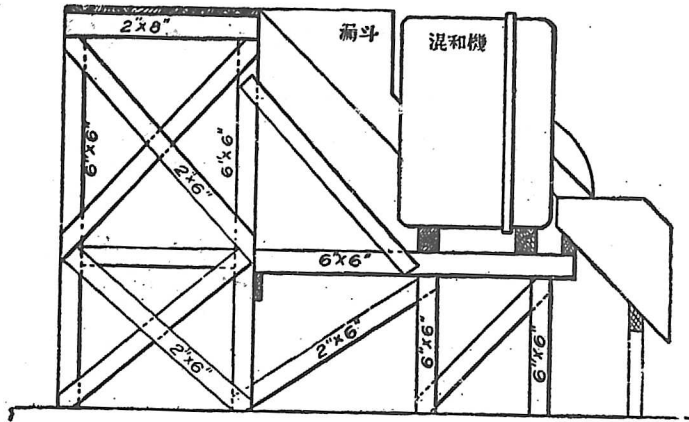


圖 117 混和機之佈置

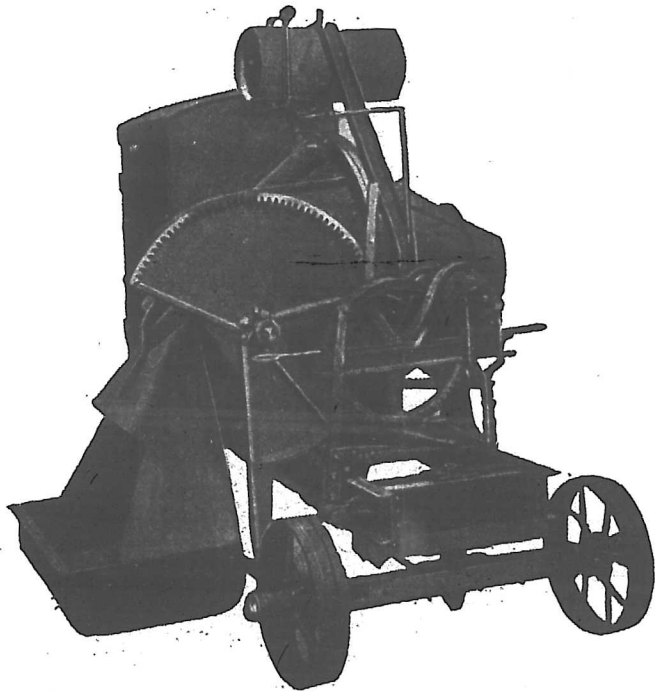


圖 118 斯密斯混和機在汽油引擎之車盤上(附有裝料器及量水器)

斜槽，流入手車。二者比較，以先卸斜槽為佳，因當混和機轉動時，手車可逐漸將斜槽中之混凝土運空，否則必須有多數空手車，停候混和機俟以待卸除。其時裝運砂石材料之工人，又覺無事可做。管理混和機之人，見裝料及運送工人等候，往往不待混凝土充分調拌，即行停車，此實最易犯之弊端。又建平檯一座，高與漏斗之頂齊，如圖 117 所示，以便將材料裝入混和機。但此種辦法，費用較貴，在可能範圍內，當避免之。

圖 118 為威斯康星州密爾窩基之斯密斯公司所造之裝料斗。升降動力，均利用混和機之引擎，並由同一人管理之。裝料器之容量與混和機同。

圖 119 為高林機器公司所發明之自動裝料器，適合於該公司所造混和機之用。裝料器之動作，有摩擦嚙合可資操縱，並能自動停止。

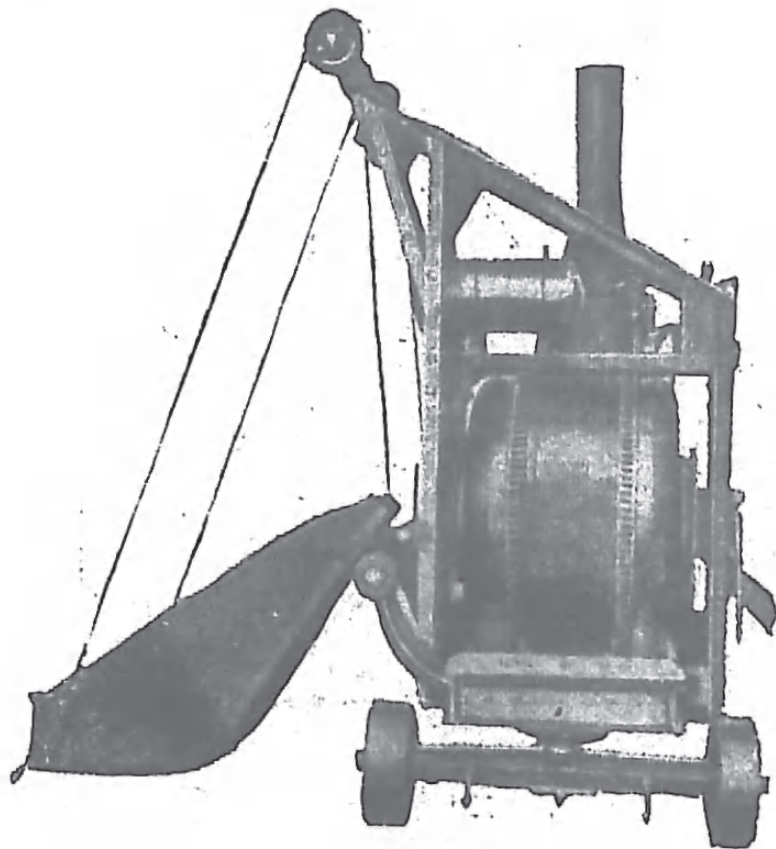


圖 119 高林蒸汽混和機旁附自動裝料器

不論用何種裝料器，除材料極近外，均須先用小車推運。再行裝入器中。

249. 拌成混凝土之輸送 混凝土之輸送方法雖多，但普通不外用手車，兩輪車，軌車或吊車等。最須注意者，輸送時，不可使碎石與灰砂漿分離。房屋建築普通都用手車，式樣如圖 116。一人所能推運之平均重量，約為混凝土 $1\frac{1}{2}$ 立方呎。

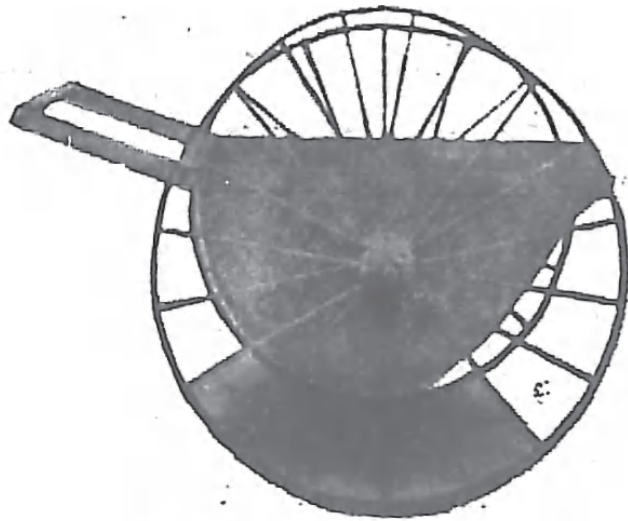


圖 120 運混凝土之兩輪車

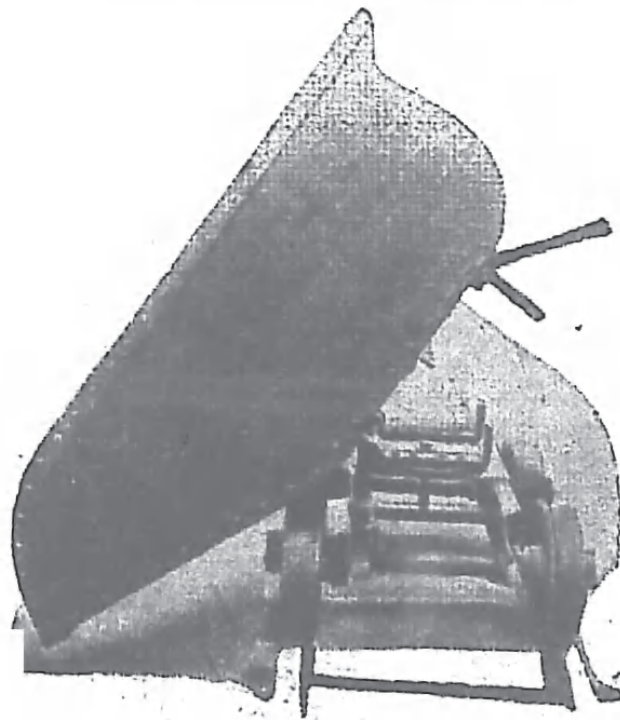


圖 121 側傾軌車

圖 120 為朗索姆廠所製運送混凝土之兩輪車。容量為 6 立方

呎，在木板運送路上，一人可以推動或拉動。木板運送路係用 2 吋之木板所鋪成，路寬至少須大於兩輪相距者 1 呎。木板底面，用 2 吋厚 6 吋寬之木條橫向釘牢，並應分別成段，俾可由四工人移動之。

距離較遠者，用軌車運送，可較用手車或兩輪車為經濟。圖 121 所示，即為此種用途之鋼軌車，其容量自 10 至 40 立方呎不等。鋼軌規距自 18 至 36 吋不等。軌車之傾卸方式，或向後而或向側面。

在混和機附近，需大量混凝土者，可用起重機輸送之。若備有平台軌車及吊斗，則起重機與軌車，極易合作。

(e) 工場規程

250. 木工場 建造巨大房屋，如能設一簡單而可移動之木工場，以製模板，最為便利。工場應設於所造房屋地址相近之處，木工即在內從事。場中所需之機械，包括鉋床，豎鋸，圓鋸及帶鋸等。木料之鉋光及未鉋光者，其價相差極微。故不值得在工場鉋光，不過有時略需修正厚薄而已。此種工場，豎鋸圓鋸，最為有用，苟加以相當注意，所省即足與機價相償。工程上常遇之困難，為鉋木廠中之工作，未必能適應需要，倘包工者自備木工機械，設置工場，即可不必依賴任何鉋木廠。此種工場之原動力，可用蒸汽引擎，或汽油引擎，或電動機。

251. 十層樓之工場 茲將克蘭姆潑公司在非列得爾菲亞所造鋼筋混凝土房屋之工場佈置，加以說明。此屋寬 80 呎，長 120 呎，高 10 層，一二兩層之間，並有半樓。該屋除下數層之內柱，係用角鋼及鋼板並外包混凝土外，其餘全用鋼筋混凝土建造。發生原動力

之裝置約低於地窖 7 呎。吊車架置在房屋後部之電梯間中。架之四角爲 4 吋見方之木柱，橫樑則爲 2 吋厚 6 吋寬之木條。左右兩側及前面均裝有導柱，如圖 122。左右兩導柱，並應互相對稱。前面導柱之長度，分截成段，每段等於各該層房屋之高度。機械之地位佈置，如圖 122 所示。拌成之混凝土，由混和機直接傾入在電梯間底之吊斗中。正在澆混凝土之一層，前面導柱，先已除去，吊斗升至該處，即自動向前傾倒，待其降下，即回復原位。

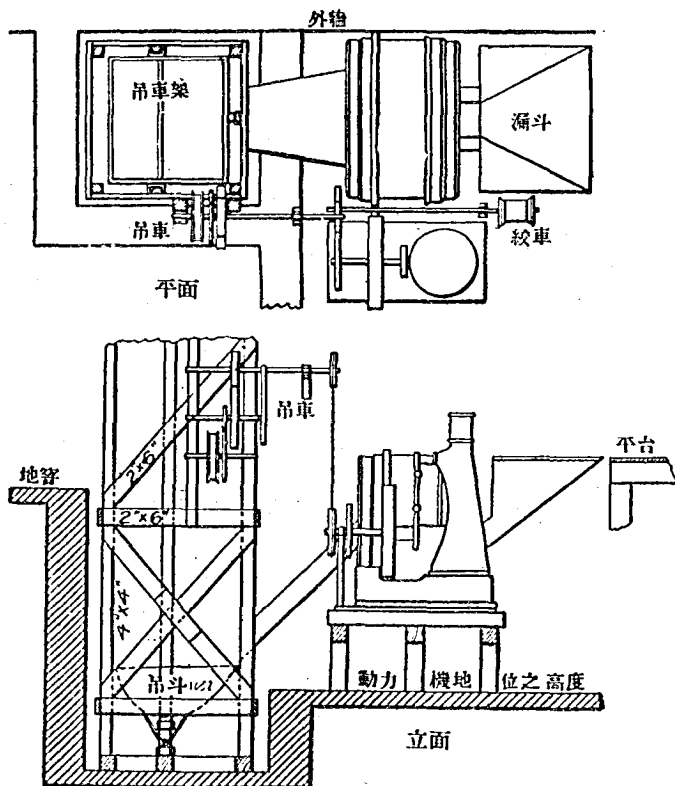


圖 122 十層樓房屋之工場佈置

混和機及吊斗每次之容量，均為 20 立方呎。拖動混凝土混和機及吊起混凝土，鋼筋，鋼件，及模板等，均係用 9 吋方 20 匹馬力之立式引擎。蒸汽由一 30 匹馬力之鍋爐供給，距引擎約數呎，圖中未曾繪出。混凝土之吊重機係索姆式，用齒輪及鐵鍊，與引擎相連。混和機之軸端即為絞盤，吊鋼木材料之繩，即繞於其上凡三轉或四轉。繩自滑輪起，垂直向上，穿過各層樓版之小孔，直達需要高度之小滑輪，再平向達需要起吊鋼木材料處之滑輪，穿過此輪，再達地面。引擎之旁，長駐一人，管理此繩。引擎軸上有拖繩兩根，每次拖其一根。見可拖動之號誌後，管理人即應將繩繞三轉或四轉於引擎軸端，保持其地位，當材料吊起後，並應注意繩曾否與滑輪脫離。

混和機之裝料係用手車，而分送混凝土則用兩輪車。運送路係由 2 吋厚，10 吋寬之木板拼成，每段 12 至 16 呎，二人可以移動。除下部數層外，如將車路保持優良，則分送混凝土，僅須二人已足。每車之容量為 6 立方呎。第 9 層之混凝土其吊起及澆置速率，為每小時 15 立方碼。

252. 羅卡斯脫房產公司房屋之工場 羅卡斯脫房產公司，曾由摩爾公司為建一鋼筋混凝土房屋，寬 117 呎，長 200 呎，高 5 層。其工場，設在房屋中央，可供參考。房屋之中心附近，為電梯間，混凝土之吊車架，即設於其中。圖 123 即示該工場之佈置，地點在地窖之中央。混和機內之混凝土，可直接傾入吊斗，裝材料入混和機之斜槽，高於地窖約 18 呎，故材料須用小車推上斜坡。在地窖以下開一潭，俾充吊斗之地位。混和機由位於同一架上之蒸汽引擎拖動。吊起混凝土之吊重機，其位置相去約 20 呎。另用小型吊重機一

具，拖吊製模板所用之鋼木材料，距離稍遠，圖 123 中未曾顯示。此三引擎之原動力，均由一可移動之鍋爐供給，其地位如圖所示。該工場之效率，可以二層樓之工作示之。二層樓需用混凝土 240 立方

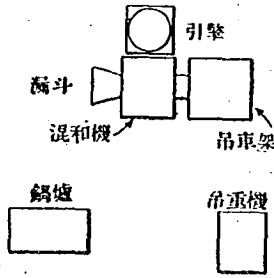


圖 123 混凝土工場之佈置

碼，拌和起吊，於 16 小時內完成之，平均速率，為每立方碼需四分鐘。

全部材料均卸堆在房屋之前，故將膠灰，砂及碎石等，運至混和機之距離，約為 100 呎。運輸之手車，係由摩爾公司特製，容量為 4 立方呎。混凝土之比率為 1:2:4，每次調拌為 14 立方呎，即 2 袋膠灰，1 車砂及 2 車碎石所合成。

除支柱及撐木外，其餘模板，均為 14 吋木板。模板之詳細情形將來在模板章中詳論之。

253. 街道工程之工場設備 鋪置街道之混凝土底脚，用自動推進之混和機并分佈機，極為需要。圖 124 即為此項機器，係由市政工程建築公司所設計者。混和機為改良之立方式，裝於一重大之運貨車架上。每次所拌之混凝土，卸於特製之斗中，移至懸架後端，臂架長約 25 呎。臂架之頂用鋼繩繫拉其一端裝於運貨車架上，可以左右轉動，成 170 度角，故可伸及 50 呎寬街道之各處。另設一斜坡道，俾便裝料器上下移動。器先置於地面，按適當成分，裝載預先

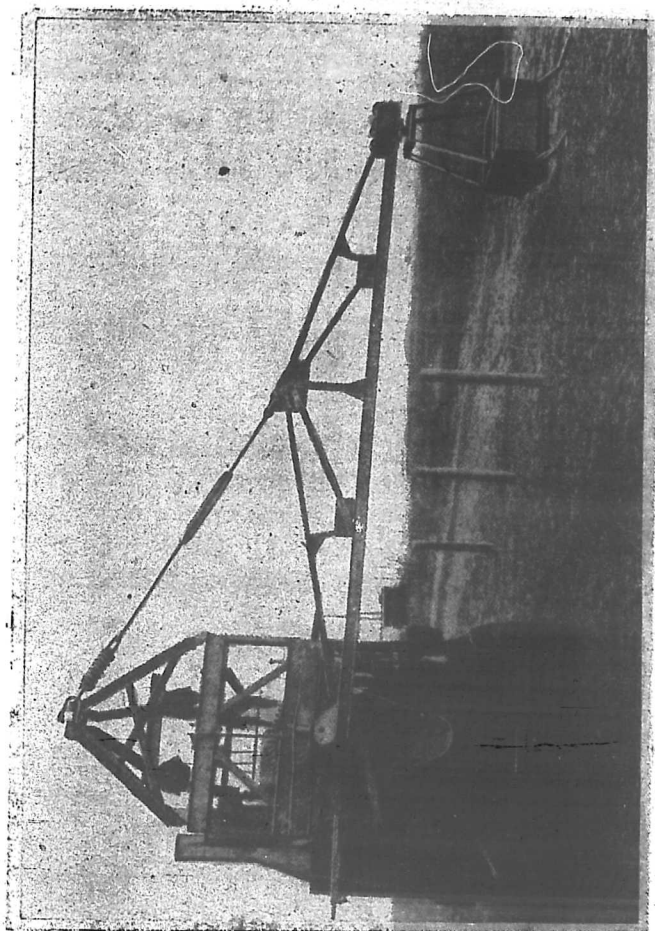


圖 124 特製街道工程運送混凝土攪和機之後視圖附骨架

堆於沿途之混凝土材料。然後將裝料器沿斜坡拉上，傾入攪和機。機旁並裝有自動量水之水櫃，俾每次調拌之水量，可以一律。凡混凝土之起吊，拌和，分佈，及機器之推進等原動力，均由汽車式 16 匹馬力之汽油引擎供給。此機可以前進後退，駕駛機件全備。

(4) 其他雜件

254. 製混凝土塊之機器 製空心混凝土塊之機器，普通分兩類。甲類機模印時，混凝土塊之面係垂直方向，印成後即連底板卸除。乙類機模印時，則面向下而成水平方向，面之印板即為底板，印成之塊或平向抽出，或翻轉印模，垂直取出。倘混凝土塊須用特製之面層，則取乙類機為便，此為兩類機器主要不同之點。用甲類機而需特製面層時，須加入隔板，俾面層與粗混凝土分別澆灌。澆成後

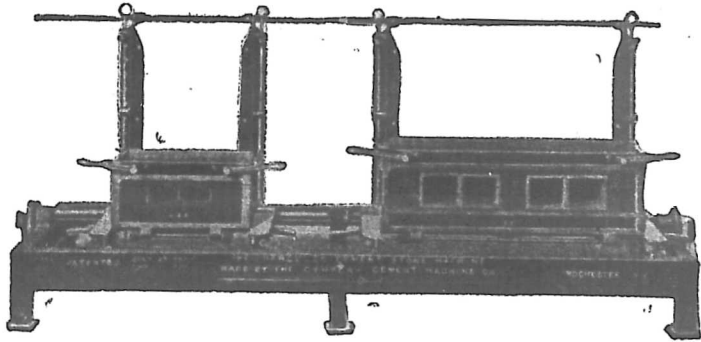


圖 125 造混凝土塊之赫叩利斯機器

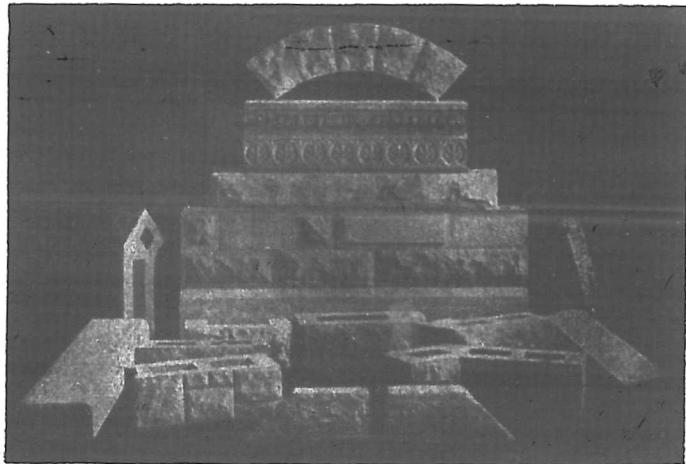


圖 126 赫叩利斯機所造之各種混凝土塊

即將隔板抽去，輕加舂拍，使背後之粗混凝土，侵入面層，結成一體。

圖 125 為赫叩利斯機器。其座台設備，可製 6 呎以下，任何長度之混凝土塊。圖中所示，為兩種不同長之印模。除底板（即用以托載混凝土塊，卸出機器之板）或為木製，或為鋼製外，其餘各部，均為鋼鐵製造。此項機器，係屬於乙類者。

圖 126 所示，為混凝土塊之各種式樣。並可證明混凝土，除可為建築材料外，亦可製成裝飾品。

圖 127 為乙類中另一種機器。名曰理想式模印機，其構造及動

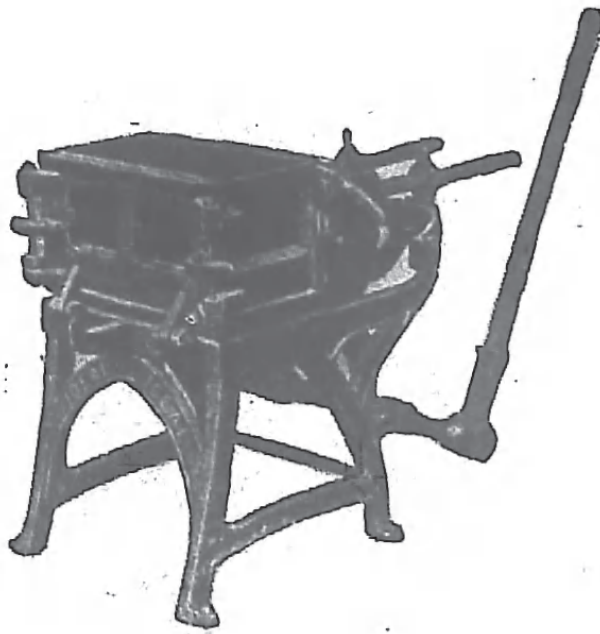


圖 127 製造混凝土塊之「理想式」模印機

作，均較簡單，且便於移動。用此機印製，可利用槓桿將所製土塊連同模心一併移去，翻轉位置之，於是面板及兩端之板，均即鬆開，混凝土塊即可連底板卸去。圖 128 所示，為理想式模印機正在用理想式自動舂搗器舂搗之情形。此項方法，大增理想式模印機之能力，出貨亦較優良。

圖 129 為霍布斯機，亦屬於乙類者。其前面及兩邊之板，均可卸去，故便於卸除所印成之混凝土塊。圖中所示，為已將模心卸除

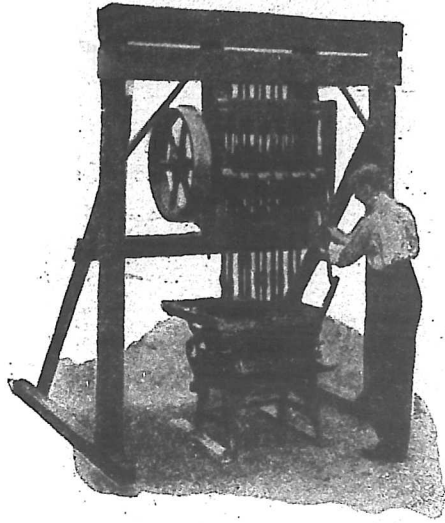


圖 128 用於理想式模印機之理想式自動舂搗器

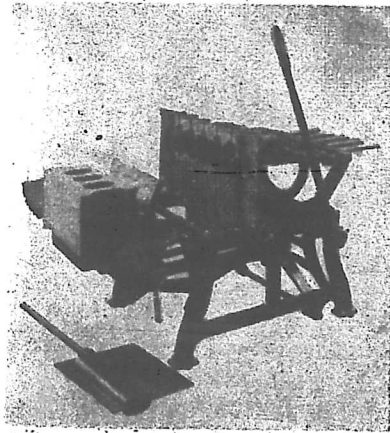


圖 129 製造混凝土塊之霍布斯機器

之情形。

255. 膠灰磚製造機 圖 130 為製造膠灰磚之機器。每次可製 $2\frac{3}{4}'' \times 3\frac{7}{8}'' \times 8''$ 之磚 10 塊。如所用機器係將磚平做者，可較立做用

水稍多。灰砂漿之成分，普通為1分波特蘭膠灰，4分砂。調養方法，與混凝土塊同。製造膠灰磚，必須預備多數底板，因在未凝固以前，不可脫離底板也。

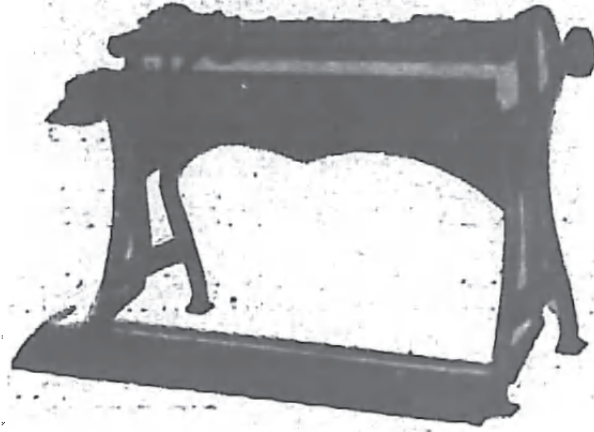


圖 130 製造膠灰磚之機器

256. 洗砂 祇有潔淨之砂，適用於混凝土，此點極為重要，故砂中污泥，應設法洗淨。砂量不多者，可用軟管澆洗。法先特製一水槽，寬8呎，長15呎，底之斜坡即兩端高低相差為15吋。兩邊牆板之高，下端為8吋，逐漸加高，至上端為36吋。槽之下端為一門，高約6吋，可在縫內滑動，極易抽去。砂置於槽之上端，澆水於其上。水與砂即向下端流動，污泥等物，即隨水由下端之門溢出。上項尺寸之水槽，用 $\frac{3}{4}$ 吋軟管，每小時可洗砂3立方碼。

混和機亦常作洗砂之用。先將砂傾入鼓中，後注以水。水滿則從旁溢出。鼓轉動時，將使砂中污物分離，隨水流出。俟流出之水，清而不污，方為潔淨，即可將砂卸出如常。

洗大量之砂，須另用特製之機器。

257. 混凝土材料之自動量器 混凝土材料之機械量器，本屬使用不廣，但因近年之進步，創製鋼質之自動量器，於是大規模之工程用之矣。

膠灰,砂及碎石,均應預先吊起,儲於倉內,倉之位置,必須高於混和機,俾可利用重力,自動由倉卸入混和機,拌成混凝土後,再由混和機卸入車中。

自動量器近底處之牆,應極峻陡,俾材料易於流過而不致黏於器側。圖 132 為佈置自動量器設備之優良式樣。

本書前已述及,水量之多寡,極關重要,用適當之水量,可得更優良之出品。故用特製之量水器量水,對於限定水量,極有助益。市場出售之量水器約有數種。圖 131 為馬爾提佛特量水器。製造者力求其量水精密,傾倒乾淨。容量為 46 加侖。

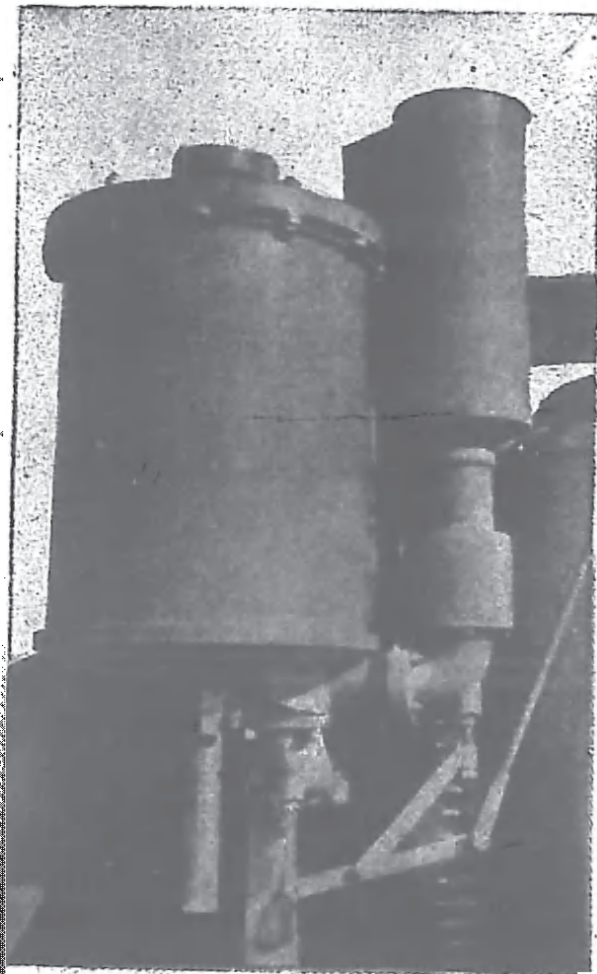


圖 131 - 馬爾提佛特量水器

器內有調節之活塞,裝於有螺線之軸上,軸可由曲柄推動。另

有一銅管，上刻磅數及加侖之分數，裝於活塞下面之中心，並穿過器底之箱。水即由活塞以下之部份量之。曲柄轉一轉，器中水量增或減一磅，亦即活塞壓下此數量，器中水流出此數量。活塞四周，均不漏水，其上有放空氣之閥，但水不能由此流出。當器之下部裝滿水量時，放空氣之閥即行關閉，發生壓力。壓力增至 5 磅，進水閥即自動關閉，顯出號誌，知照管理人。另有放水閥，壓力達 30 磅即開放。此種自動量水器，運用極易。

258. 混凝土用浸水法混和 使用鋼筋混凝土常遇之困難，為同一材料所拌成之混凝土，其強度不能一律。用同一牌號之膠灰，同一砂及碎石，並同一比例拌成之混凝土，經試驗，知其強度之變化極大。其原因，大概由於材料及水量，未能量準。砂之數量不準，即為原因之一。倘砂係絕對乾燥，將少量之水加入，則體積大為增多。但繼續加水，至砂全部浸透，則體積又與未加水以前之乾砂相同。通常送達工場之砂，約含水份百分之 5，故砂之體積，有膨脹百分之 20 或 25 之可能。於是知拌混凝土時所用之砂量，雖量數精密，而砂之實在數量，仍須視砂中所含之水份多少而異。

布隆諾克斯公司，曾求得一浸水量砂法。用此法以拌混凝土，砂與石之數量，可以確切控制，於是水量亦可控制而得較為勻和之混凝土。其所用器具，可照水灰比率，或水砂灰比率配置。粗骨材之實在數量，既已精確量定，則每次需加之水量（粗骨材中所含水份以外再需加入之水量），自亦可控制。故材料比例，一經決定，照此安配器具，即可得更為勻和之出品。

圖 132 所示，為馬利蘭州薩斯圭罕那河之科諾文哥壩所用浸

水法量砂之佈置。頂上為膠灰，砂，及碎石等材料之倉庫。砂經浸水器
 器和水量定，再與來自另一量水器之水，一併轉入混和鼓。膠灰秤

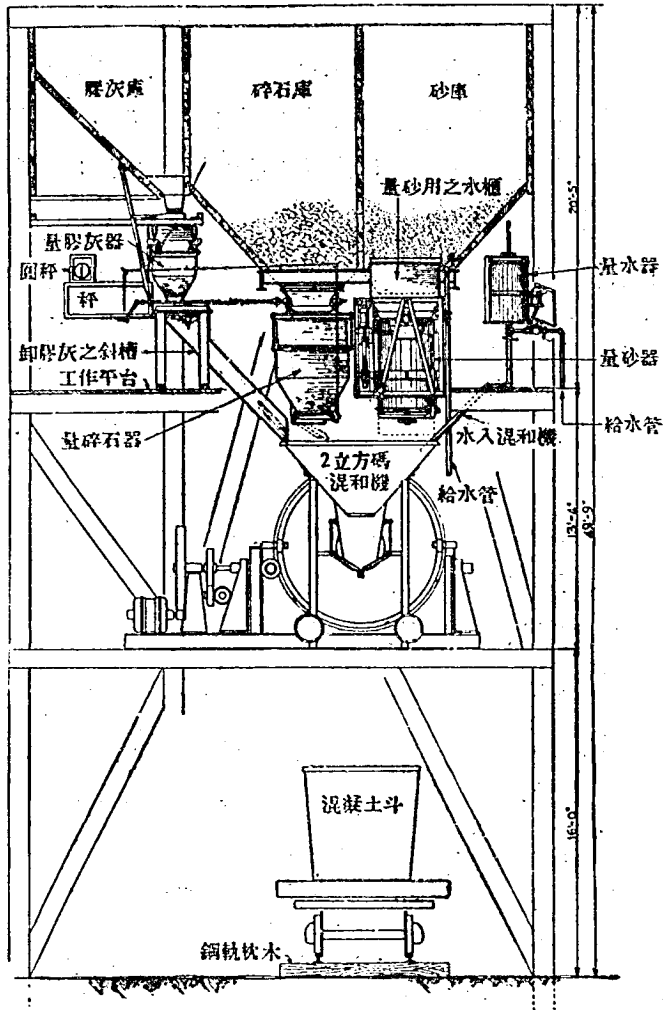


圖 132 科諾文哥壩所用浸水法量砂之佈置

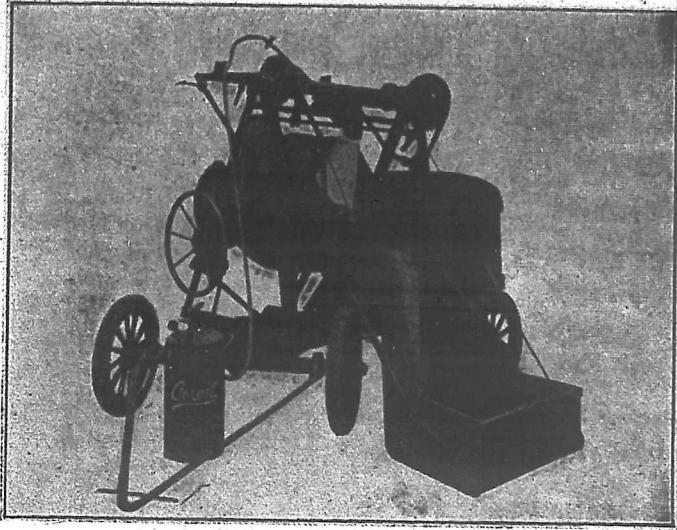


圖 133 歐羅遜烘熱器附於混和機上

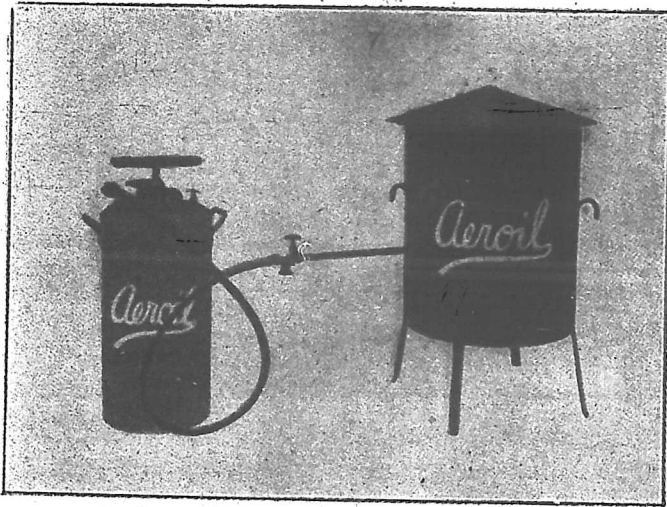


圖 143 歐羅遜烘熱器

定後，經過斜槽，卸入漏斗。碎石量定後，亦入漏斗，於是全部材料，均入混和鼓。

現今尚祇有中等或較大之工程，用浸水法拌混凝土。精密量定材料，雖不無節省之處，但用此法混和，終覺費用較多，故除較大之工程外，欲得勻和之混凝土，則所費不免略增。

259. 烘熱器 烘熱器即當天寒時，用油為燃料，將混凝土之材料烘熱。圖 133 為歐羅遜烘熱器附於混和機上。油箱中之油或煤油，受 40 至 70 磅壓力。其火焰直接吹入混和鼓。倘砂及碎石所含之冰霜不多，此法尚稱合用。拌和之時間，自應充分延長，俾可烘熱。在有風之天氣，火焰往往被風吹去，而不入混和鼓，此實為最大缺點，應設法遮蔽之。

混凝土澆成後亦有用此項烘熱器烘之者。此器如調節得法，則可全無烟霧，不若其他方法之常有此項麻煩。圖 134 為此項機器之一種。

第三十六章 模 板

(a) 房屋模板

260. 普通條件 在混凝土工程中，模板費用亦佔一大宗，其裝配技術，即有巧拙不同。經濟辦法，可於設計時使其多相同部份，庶模板可反覆再用，並當使模板之裝置少用釘子，做工及裝工俱當減至最小限度。模板木料，大都為廉價之品。與混凝土相接之面，應拋光俾混凝土可成光面。新鮮木料，反較乾者為可取，因遇潮濕之混凝土，影響可以較小也。與混凝土相接之面，如能充分塗油，則易於拆卸，不經日晒，可複用數次。

塗於模板之油，以粗油為最優，其價亦甚廉，可用拭帚塗之。模板在每次使用之前，須塗以油。其目的在填塞木板微孔，並非使其成一油面層也。有時亦用肥皂與水製成肥皂漿代之。

建造兩層或三層之工廠房屋，往往一組模板，即可敷各層之用，但四層以上，則應備模板兩組或多組，交換使用，俾常有一組，可隨時移去。

模板之接縫應非常緊密，俾水與薄灰漿，不致滲漏。欲達到此目的，模板應用企口板，或斜角板(如圖 135)拼合。亦有用平縫，而在混凝土未澆入以前，先用水浸濕，使膨脹密合者。斜角板較企口板更為可取，因經潮膨脹，不致擠破或扭歪也。

模板之木料為 1" 板，1½" 板，或 2" 板。撐柱之間距，視混凝土

模板之厚薄而定。撐柱之大小，視牆之高度及繫條數量而定。除極

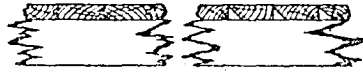


圖 135 模板之接縫（企口式或斜角式）

重或極高之牆外，可用 2"×4" 或 2"×6" 之撐柱。普通樓板之模板厚為 1" 者，撐柱間距約可用 2 呎；厚為 1½" 者，約可用 3 呎，厚為 2" 者，約可用 4 呎。

混凝土凝固所需時間之長短，與天氣及混凝土之稠度並其所受之應變有關。不荷重而極輕簡之工事，在乾燥之天氣中，則混凝土澆置後 24 至 36 小時，模板即可卸去。如天氣寒冷或潮濕，混凝土之凝固，將大為遲緩。拱或梁之模板，其拆除時間，應較牆壁為遲，以防斷裂。小拱如溝管，用乾拌混凝土（水量比率較小）者，澆置後約 18 至 24 小時，模板可以拆除，如用濕拌混凝土（水量比率較大），則 24 至 48 小時後始可拆除。大溝管及拱橋，鮮有在 28 日以內拆卸模板者。拆模板時間之最短限度如下：

跨距小於 8'-0" 之樓版底部及笨梁之兩邊為 7 日。

跨距小於 20'-0" 之笨梁底部為 14 日。

柱為 3 日。

不荷重之牆為 1 至 2 日。

橋拱為 28 日。

模板移去之前，應先將混凝土澈底檢查。拆除模板時，並應注意勿損傷建築物，或擾動其他尚未可拆卸之撐柱。

261. 柱之模板 柱之模板，全高度常一氣做成，混凝土自頂澆

入。混凝土之水量比率應較大，因須注意勿擠動鋼筋，舂搗不能透澈也。有時亦有分段做模者，於是混凝土亦分段澆入而舂堅。梁及索兩端底部之模板，常以柱之模板支之。如欲除去柱之方角，則模板之角內，可配置三角木條如圖 136。

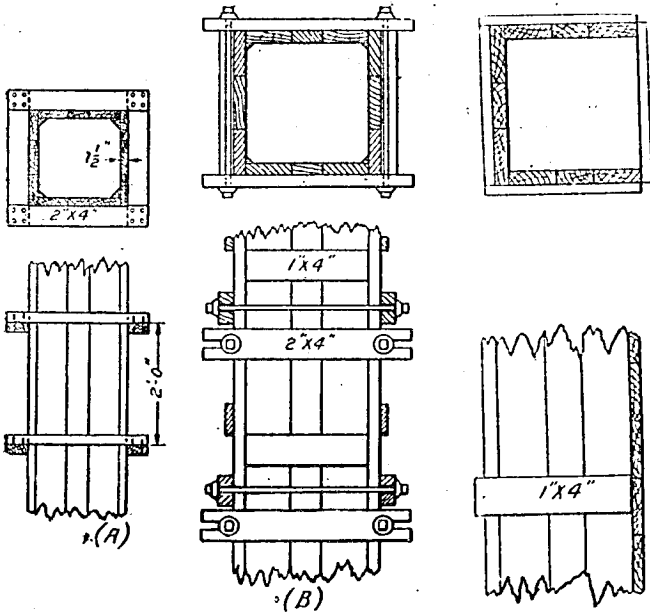


圖 136 柱之模板 (A) 普通方法
(B) 哈佛運動場之方法

圖 137 方柱模板

圖 136-A 為柱模板之普通做法。木板厚為 1"，或 1½" 或 2"，橫檔木多為 1"×4" 或 2"×4"。橫檔木之間距，視柱之大小及模板之厚薄而定。

圖 136-B 所示之柱模板，與建造哈佛運動場所用者相似。每面之板，均用橫檔木維繫，然後再用活動橫檔木及鋼拉條將四面箍

緊。此種辦法，拆卸極為容易。

圖 137 所示，為分段澆混凝土之模板，先將三面全部做成，佈置鋼筋。其第四面用橫板逐步加高，一方面逐步澆置混凝土，並隨即舂搗。

262. 梁與版之模板 圖 138 為梁與版最普通之模板式樣。各部份之尺寸，視梁之大小，版之厚薄，及有關之間距而定。倘梁為 $10'' \times 20''$ ，版厚為 $4''$ ，則版可用厚 $1''$ 模板，而以 $2'' \times 6''$ 之撐柱支之，間距為 2 呎。梁底及邊可用 $1\frac{1}{2}''$ 或 $2''$ 模板，撐柱尺寸為 $3'' \times 4''$ ，間距為 4 呎。

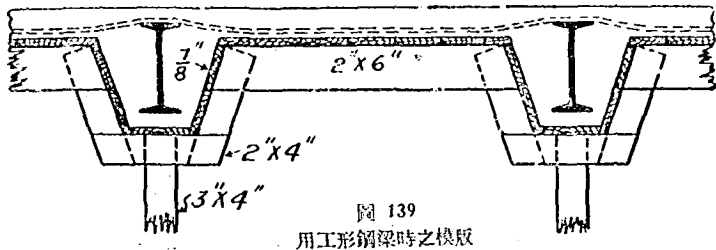
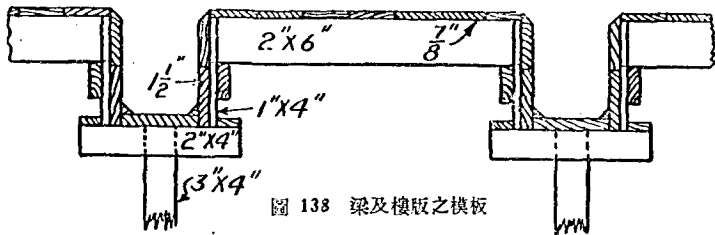


圖 139 所示，為鋼筋混凝土版中，兼用工形鋼梁之模板。其構造與上述相似。

版支於工形鋼梁上，而工形鋼之底翅，並不用混凝土包沒者，

模板之做法如圖 140。此係凱恩氏所設計者。

樓版攔於工形鋼梁之頂上者，模板之構造，較為簡單，如圖 141。凡混凝土與工形鋼梁之結構，應使其模板能兼負混凝土及模板之重。倘工形鋼梁之底，亦用混凝土包沒者，則不若圖 140 及圖 141 所示之容易。

263. 羅卡斯脫房產公司房屋之模板 建築羅卡斯脫房產公司之房屋時，所用之模板做法，頗覺新穎。(此房屋之混凝土工場業已詳述在前)版，梁，及柱之模板厚，一律為 $1\frac{1}{4}$ "。圖 142 所示，為梁及版之模板。各梁之尺度為 $8" \times 16"$ ，間距為 6 呎，版之厚為 $4"$ 。將梁邊 $1\frac{1}{4}" \times 6"$ 之板上，鑿成缺口，以便擱置 $2" \times 4"$ 板，而為承載版之模板。撐柱為 $3\frac{1}{2}" \times 3\frac{1}{2}"$ ，兩繫條均為 $1" \times 6"$ 板，與梁方向平行之間距為 3 呎。

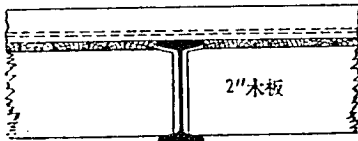


圖 140 用工形鋼梁時模板之又一式

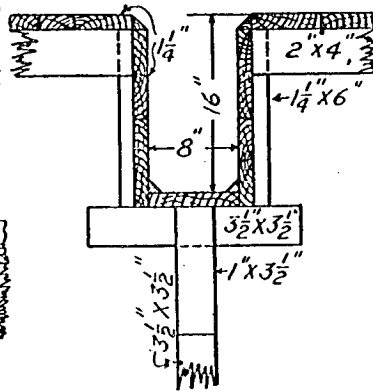
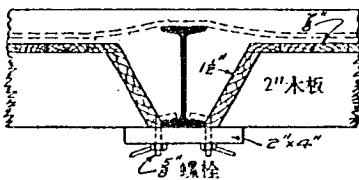


圖 141 版在工形鋼梁頂上之模板 圖 142 羅卡斯脫房產公司房屋梁版之模板

圖 143 為柱之模板。每面先用 $1" \times 4"$ 之板條拼合，再用 $2" \times 4"$ 之橫檔木箍緊。近底處模板常留一大孔，俾木屑砂灰，可以由此

取出。此孔於澆置混凝土之前，始行閉塞。

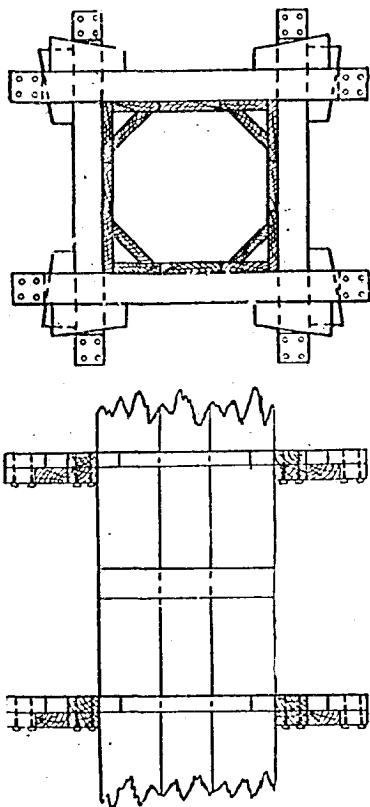


圖 143 羅卡斯脫房產公司房屋之柱模板
顯著之參錯面。

圖 146 爲密喜干得斯羅利埃斯鋼鐵公司之鋼模板。其所備之尺寸係常用於平版者。不論直線或起線式，該公司均可照製。

近年多用有伸縮底脚之撐柱，代替常用之 3"×4" 撐柱。長短可以調節，倘使用得宜，頗可耐久。

圖 144 爲賽蒙斯柱模板鋼緊扣之兩種，採用者頗廣。此項緊扣置於柱模板四周時極便。且較釘成之木緊扣，更爲可恃。應用鋼緊扣，可免釘孔損傷模板。故用過之模板，仍極整齊。

圓柱之模殼，常用輕鋼板製造，分成兩半，俾裝拆均可簡便。裝起時將鋼板用鋼圈箍緊之，手續便簡。混凝土澆置得宜，則混凝土之柱面，極爲光滑。圖 145 爲芝加哥卡爾曼鋼鐵公司所造之鋼模。其頂放大，係用於平版者。柱頂放大部之模板。亦如柱身，分爲兩部。其與版底木模板相接之邊緣，愈薄愈佳，庶在天花板上，不致有

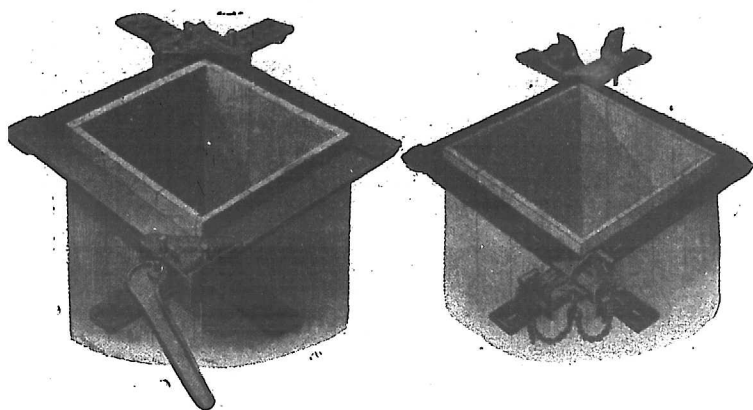


圖 144 柱模板之鋼緊扣

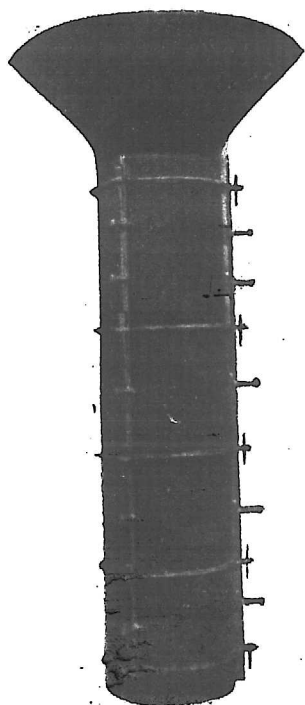


圖 145 柱之鋼模板（模範式）

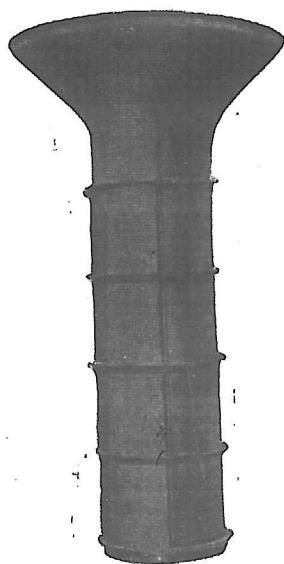


圖 146

柱之鋼模板（得斯羅利埃斯式）

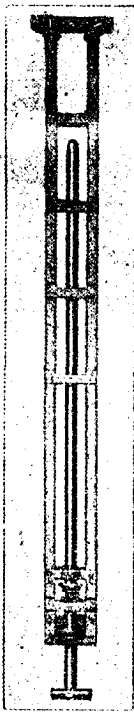


圖 147
紅星式撐柱

圖 147 爲紅星式撐柱，係俄海俄克利夫蘭德手車製造公司所製造。祇須撥動一柄，即可使撐柱升高，或降低。裝置卸除，均極便利。在房屋建築中，多用以代替 $3'' \times 4''$ 撐柱，如圖 138 及圖 139 所示者。

(b) 房屋模板之用費

(1930 年 2 月經拉姆氏修正)

264. 房屋模版之用費 拉姆氏曾在混凝土工程學中將 8 層樓房屋模板之用費，加以分析。彼之估價，係根據用 $\frac{5}{8}'' \times 6''$ 之企口板爲版之模板。梁之底板及邊板，均爲 $1\frac{1}{2}''$ 厚之刨光板。撐柱爲 $4'' \times 4''$ ，間距中至中爲 6 呎。彼並假設做成及裝就第一層樓之模板時，每一千板尺之用費爲美金 35 元。將其拆卸及重行裝就第二層樓之模板時，每一千板尺之用費爲美金 28 元。將其拆卸及移至地面時，每一千板尺之用費爲美金 15 元。

照圖 148 所示之梁尺度，拉姆氏認爲樓面每方呎，平均需模板木料 4 板呎。其估計之根據如下：版之本身，每方呎樓面需用模板木料 1.5 板呎，梁之表面面積包括底部在內，每方呎需用模板 3.2 板呎，又梁之表面面積，亦包括底部在內，每方呎需用模板 3.6 板呎。據此計算，圖 148 所示之部份，版之本身，每方呎需要 1.5 板呎，梁爲 $8'' \times 18''$ ，每呎長有面積 3 呎 8 吋，乘以 3.2 板呎，除以兩梁中至中之間距 7.5 呎，得以樓面面積計算，每方呎所需之板呎數爲 1.56。

以同法計算，每呎長之面積為4呎8吋，乘以3.6板呎，除以18呎，得以樓面面積計算，每方呎所需之板呎數為0.94。故以樓面面積計算，每方呎平均需要之模板為 $1.5 + 1.56 + .94 = 4$ 板呎。

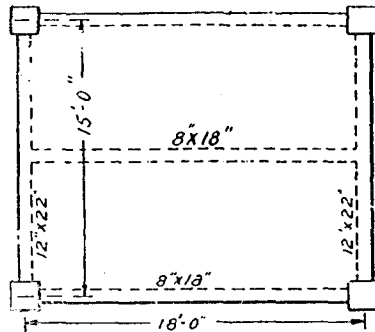


圖 148 模板圖

此項8層樓房屋之模板，假定用三組。作估計如下：

屋 面	拆卸第6層模板，重行裝成屋面模板，並因落水關係，略加改動。竣工後拆卸模板，移至地面。計4板呎，單價以美金4.8分計，	\$0.192
第8層	拆卸第5層模板，重行裝成第8層模板。竣工後拆卸模板，移至地面。計4板呎，單價以美金4.3分計，	\$0.172
第7層	拆卸第4層模板，重行裝成第7層模板。竣工後拆卸模板，移至地面。計4板呎，單價以美金4.3分計，	\$0.172
第6層	同第4層	\$0.132
第5層	同第4層	\$0.132

第4層	拆卸第1層模板,重行裝成第4層模板。計 4板呎,單價以美金3.3分計,	\$0.132
第3層	同第1層	\$0.292
第2層	同第1層	\$0.292
第1層	做成並裝就模板。計4板呎,單價以美金 3.5分計,	\$0.140
材 料	4板呎,單價以美金3.8計,	\$0.152
		<u>\$0.292</u>
		9)1.808
	每方呎樓面之平均模板用費	<u>\$0.201</u>

平均用費 20.1 分之上,應加百分之 10,以作破損及釘栓等消耗費用。倘祇備兩組模板,則第 3 層及第 7 層,每方呎用費均為 13.2 分,總平均每方呎將為 17.9 分。

在估計柱模板之用費時,假設做成及裝就地窖之柱模板用費,約為每千板呎美金 42 元。拆卸重裝,用費為每千板呎美金 30 元,柱面每方呎,需模板 3.1 板呎。

第8層	拆卸第6層柱模板,重裝成第8層柱模板, 並略有改變。竣工後拆卸模板,移置地面。 計 3.1 板呎,單價以美金 4 分計,	\$0.124
第7層	拆卸第5層柱模板,重裝成第7層柱模板。 竣工後拆卸模板,移置地面。計 3.1 板呎,單 價以美金 3.6 分計,	\$0.112
第6層	同第2層	\$0.093
第5層	同第2層	\$0.093
第4層	同第2層	\$0.093

第 3 層	同第 2 層	\$0,093
第 2 層	拆卸地窖柱模板,重裝成第 2 層柱模板。計	
	3.1 板呎,單價以美金 3 分計,	\$0,093
第 1 層	同地窖,	\$0,248
地 窖	材料 3.1 板呎,單價以美金 3.8 分計,	
 \$0,118	
	做成及裝置計 3.1 板呎, 單價以美金	
	4.2 分計,	\$0,130
		0,248
		9)1,197
	每方呎柱面面積之平均模板用費(以美金分計).....	13.3

在每方呎平均用費(美金) 13.3 分之外, 應加百分之 10, 以作釘栓等用費。倘用 3 組模板, 則第 2 層之用費將為 24.8 分, 第 6 層將為 9.3 分, 每方呎之平均用費, 將為 15.2 分。

學者應知工程完竣後, 此項模板, 仍有相當價值, 費用之總數內, 應減去此項價值, 方為該屋模板之實支用費。

(c) 污水渠及牆壁之模板

265. 導渠及污水渠之模板 導渠及污水渠之模板, 應充分堅強, 方不致因澆置並舂搗混凝土而變形, 且應十分牢固, 庶不致因忽乾忽濕而扭歪。其構造應便於裝合及拆卸, 俾在同一工程, 可以複用數次。污水渠之內面, 應使光滑, 故模板之外, 常包以頁鐵。

此種模殼常以 16 呎為一段。每段之兩端, 各有一模心。中間 15 呎內, 置模心三個或五個, 視污水渠之大小而定。模板所用木材為 2" × 4" 木板, 外面飽光, 兩邊向半徑方向傾斜。模心之弓形板用螺

栓接合，並用2"×4"或2"×6"之木板繫條固定之。

266. 托累斯得爾濾水池之模板 建造托累斯得爾濾水池以供菲列得爾菲亞給水時，曾建有多數以網眼鋼為筋之混凝土大導渠及污水渠，污水渠之橫截面為圓形，導渠為馬蹄形其底略平。圓形污水渠之直徑，有6呎及8呎6吋兩種，模板與圖149相似，所不同者惟底部之弓形板，與其兩側之弓形板，係以水平方向之縫連

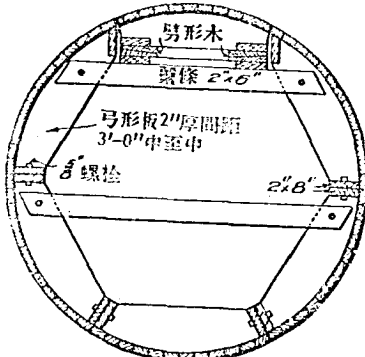


圖 149 圓形污水渠之模心

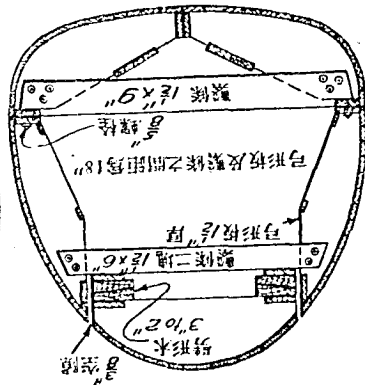


圖 150 馬蹄形導渠之模心

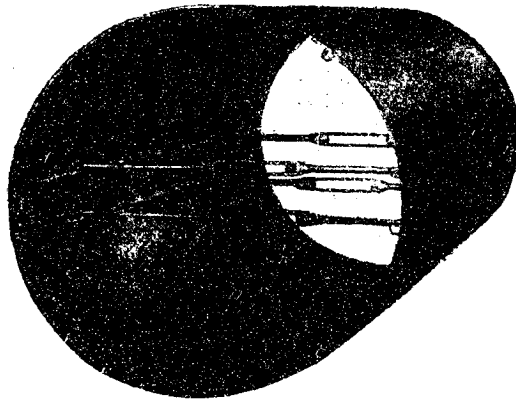


圖 151 布勞氏活動鋼模

接，又弓形板之間距，爲中至中 2 呎 6 吋耳。圖 150 爲 7 呎 6 吋之馬蹄形導渠。9 呎及 10 呎馬蹄形導渠之模心，其構造與 7 呎 6 吋者相似，惟弓形板由 5 塊改爲 7 塊而已。弓形板及繫條之間距，視模板之厚薄而定。用 1"×2½" 板者，繫條之中至中間距爲 18 吋；用 2"×3" 板者，間距可用 2 呎 6 吋。

此項模板，每段長爲 8 呎。小導渠用 1"×2½" 板，大導渠用 2"×3" 板，均係鉋光木板外包規號 27 之塗銻頁鐵。繫條之排列，應使其他模心，可以拆卸通過。每一導渠，需用三組模板。按照規定，模心應於混凝土澆置後至少 60 小時，方可拆卸。每段之混凝土，應一氣呵成，卽包工應視其能力如何而分段，每日須做成一段。段與段之間，應設法使其相接甚密。

267. 布勞氏鋼模 布勞氏之活動鋼模，如圖 151，爲普通鋼模中之最適用者。笨梁及平版之鋼模，亦經屢次研究設計，但迄未有何成就。用鋼模之最大缺點，爲易於滲透，生銹，及因移動而易生凹凸。

布勞氏鋼模，大都用於導渠及污水渠工程，其模心約爲 ¾" 厚之鋼板 1 塊或 2 塊，彎成適合渠內而需要之形狀，用角鋼固定之。安置成指定之截面後，用轉緊扣扣牢，拆卸亦極容易。兩段之間，用鋼圈與劈，使之啣接，鋼圈與鋼板之釘合見圖 151。每段長普通爲 5 呎，其需要截面之大小及形狀，則無一定。用此種模心，建造混凝土污水渠時，模之外面，應塗肥皂或油，以免混凝土與鋼模粘合。

268. 牆壁之模板 牆壁之模板，應充分堅固；以期混凝土澆置舂搗後，仍能維持其正確之地位。高而薄之牆壁，尤須注意模板之地位，俾牆壁能正確平直。

圖 152 為牆壁模板最普通之做法。凡與混凝土相接之木板，鮮有薄於 1½" 者，普通多用 2" 板。極薄之牆，有時亦用 1" 板者，但支撐仍應加密。木板與混凝土相接之面應飽光。板後之垂直木條，由

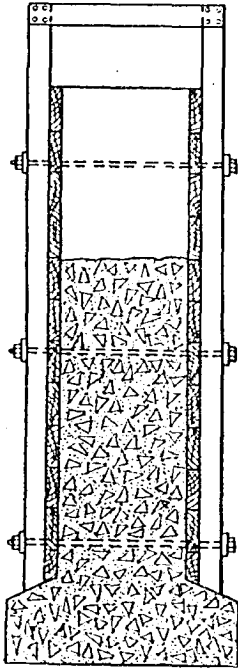


圖 152 牆模板

2"×4" 至 4"×6" 不等，尙有大於此者，均視牆之厚薄及垂直木條之疏密等而定。垂直木條，應成對排列，而以螺栓，維持其位置。但薄牆則可用粗線代之。在澆置混凝土以前，螺栓上應塗以油脂，則將來取出時，方不感覺困難。亦有用短管套於螺栓上者，管之直徑，大於螺栓約 ¼"，其長與牆之厚相同。螺栓取出後，管中以灰砂漿填塞之。

(d) 拱架模板

269. 普通規程 不論石拱，單純混凝土拱，或鋼筋混凝土拱，其拱架結構，均相近似。同一跨距之鋼筋混凝土拱，其

重量小於石拱或單純混凝土拱，故其拱架，亦不必如其他兩種之堅固。混凝土拱之拱架，其一部份即為拱圈及側牆之模板，此為與石拱拱架主要不同之點。

拱建築之成功，須賴拱架及其支撐之堅固，其重要與拱圈本身設計之重要相等。故建造拱架應儘量求其優良，支柱或支點，應儘量使其不致沉陷。倘須用椿，則打椿之法，應與永久基礎同。其荷重

亦大都使不超過永久椿木所能負荷之數。

270. 拱架之種類 拱架普通可分為兩種，一種為木構架，另一種則用支柱直接撐於椿或底脚上。跨過河流或路，須用木構架。拱架應詳細設計，使其因荷重變遷所生之垂度及變形減至極小。拱架之頂，預置臨時荷重，則建築之變形，可以大減，當拱建築之本身重量到達時，臨時荷重，即可移去。關於木構架之設計，學者可參攷橋梁工程及房屋結構學。

模板即承載混凝土拱之底板，普通用 $2'' \times 3''$ 或 $2'' \times 4''$ 木板，或側排或平排，視拱之厚薄及支柱之間距大小而定。其與混凝土拱接觸之面應飽光。兩端常擱置於弓形板上。弓形板係上下兩板所拼成，下板為 $2'' \times 12''$ ，上板厚亦為 $2''$ ，鋸成弓形，與拱腹曲線並行。板置於椿或柱頂之蓋木上，間距普通約為2呎。各支柱均應用繫條弓形切實固定。拱圈受全部荷重，必稍向下垂，應預留仰裕度約等於拱圈受全部荷重時之垂度。故拱架應略高以防拱架本身之沉陷，及拱架拆卸後，拱圈之垂度，暨拱圈永久之仰裕度。

拱架之構造，應使易於拆除。因此常支以劈形木或砂箱，以利拆卸。如用砂箱，則砂須乾燥細粒清潔。活塞之四周，應用膠灰漿封閉。二者之中，比較以採用劈形木為多。劈形木之用法，如圖

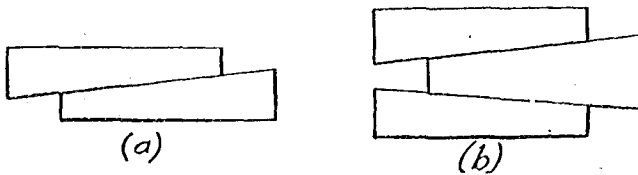


圖 153 用於拱架模板中之劈形木

153-a, 亦有用 3 塊者, 如圖 153-b。每塊長自 1 至 2 呎, 寬自 6 至 8 吋, 斜度自 1:6 至 1:10。拱架拆卸時, 先將各劈形木, 按同等程度, 逐漸拔出。劈形木應用硬木製成, 置於支柱之頂, 或支柱蓋木之上。置劈形木之高度。大致與拱脚相平。

設計拱架之各部分, 可參考表 XXVII 及表 XXVIII。

表 XXVII

一吋寬長葉黃松木長方形梁之安全勻佈荷重以磅計

容許之纖維應力為每方吋 1,200 磅, 安全因數為 6;

破裂係數為每方吋 7,200 磅。

他種安全因數之安全荷重, 可以下式得之。

$$\text{新安全荷重} = \text{表載之安全荷重} \times \frac{6}{\text{新安全因數}}$$

跨距 以呎 計	梁 深 以 吋 計									垂度 係數
	4	5	6	7	8	10	12	14	16	
4	533	833	1,200	1,633	2,133	3,333	4,800	6,533		.38
5	427	667	960	1,307	1,707	2,667	3,840	5,227		.60
6	356	556	800	1,089	1,422	2,222	3,200	4,356		.86
7	305	476	686	933	1,219	1,905	2,743	3,733		1.18
8	267	417	600	817	1,067	1,667	2,400	3,267		1.54
9	237	370	533	726	948	1,481	2,133	2,904	3,793	1.94
10	213	333	480	653	853	1,333	1,920	2,613	3,413	2.40
12	178	278	400	544	711	1,111	1,600	2,178	2,844	3.46
14	152	238	343	467	610	952	1,371	1,867	2,438	4.70
16	133	208	300	408	533	833	1,200	1,633	2,133	6.14
18	119	185	267	363	474	741	1,067	1,452	1,896	7.78
20	107	167	240	327	427	667	960	1,307	1,707	9.60
22	97	152	218	297	388	606	873	1,188	1,552	11.62
24	89	139	200	272	356	556	800	1,089	1,422	13.82
26		128	185	251	328	513	738	1,005	1,313	16.22
28		119	171	233	305	476	686	933	1,219	18.82
30		111	160	218	284	444	640	871	1,138	21.60

由表 XXVII, 求母木梁之安全荷重, 應將上列數值以 2 除之。短葉黃松及白樺木, 應以 1.2 除之。白松檜木東方樺栗木, 則應以 1.71 除之。

表 XXVIII 各種木材所製成實心柱之強度

白橡, 南方長葉松		道格拉斯樅, 短葉松	紅松 (那威松), 檜木 (東方樅), 梅, 栢, 栗木, 加利福尼亞美洲杉, 及加利福尼亞檜木。	白松, 西洋杉
F	5,000	4,500	4,000	3,500
$\frac{l}{d}$				
4	4,897	4,407	3,918	3,428
6	4,782	4,304	3,826	3,347
8	4,688	4,174	3,710	3,247
10	4,474	4,026	3,579	3,132
12	4,297	3,867	3,438	3,008
14	4,114	3,703	3,291	2,880
16	3,936	3,537	3,144	2,751
18	3,748	3,373	2,998	2,624
20	3,571	3,214	2,857	2,500
22	3,402	3,061	2,721	2,381
26	3,086	2,777	2,469	2,160
30	2,805	2,524	2,244	1,963
36	2,445	2,200	1,956	1,711
40	2,241	2,017	1,793	1,569
50	1,835	1,652	1,468	1,285

由表 XXVIII, 求柱截面每方吋所負荷之重, 應以柱長之時數, 除以柱之最小直徑, 其商為柱長與柱直徑之比率。由此比率, 求得表 XXVIII 中所列各種木材所製柱之截面上每方吋之極限強度。求需要柱之大小尺寸, 應用安全因數 5, 即資用荷重, 不得大於所得數值之 $\frac{1}{5}$ 。

271. 木模板之安全應力 表 XXVII 所列安全荷重, 可以加於各種深度及各種跨距之長葉黃松木梁上。

表 XXVII 所列, 為 1 吋寬 ($b=1''$) 長方形梁之安全勻佈荷重 (以磅計), 梁本身重除外。以梁寬之時數, 乘表中所列數, 即得該梁之安荷重。以梁深之時數, 除表中末行之係數, 即得相當跨距及安

全荷重之近似垂度(以吋計)。

〔例題〕 設有一梁，勻佈荷重為 4,000 磅，跨距 10 呎，木材為長葉黃松。試求梁之尺寸及垂度。

解 沿表 XXVII 中跨距 10 呎之橫行，求得 8 吋深 5 吋寬 ($853 \times 5 = 4,265$) 之梁，可以負荷 4,000 磅，其垂度為 $2.40 \div 8 = .30$ 吋。第二種解法，則用 12 吋深 2 吋寬之梁，但照表 XXVII，荷重祇 $1,920 \times 2 = 3,840$ 磅，不甚牢固也。

272. 木柱上之安全荷重 表 XXVIII 所列之數，係根據下列公式算出。

$$P = F \times \frac{700 + 15c}{700 + 15c + c^2}$$

式中 P 為木材之極限強度，以每方吋磅計；F 為木材之極限破裂強度；l 為柱長，以吋計；d 為柱之最小直徑，以吋計；c 等於 $\frac{l}{d}$ 。

〔例題〕 設有一柱，長為 10 呎，荷重 20,000 磅，木材為加利福尼亞美洲杉。試求柱之尺寸。

解 設柱之最小直徑為 6 吋，以之除柱長之吋數，得 $120 \div 6 = 20$ ，此即為柱長與直徑之比率。由表 XXVIII，當 $l \div d = 20$ ，美洲杉木之柱其極限強度為 2,857 磅，設安全因數為 5，以之除 2,857，得每方吋之實用荷重為 571 磅。以 571 除 20,000 磅，得柱所需之橫截面面積為 35 方吋，其平方根為 5.9。即負荷 20,000 磅，需要 6 吋見方之美洲杉木柱。

273. 紐約第 175 街之拱模 紐約城第 175 街之拱模，其結構極易拆卸移動。拱係橢圓式，用硬燒磚砌造，外鑲花崗石。拱之跨距為 66 呎，矢高 20 呎，拱頂之拱圈厚為 40 吋，拱腳之拱圈厚為 48 吋，拱座成 9° 斜角。拱之全長為 800 呎。

建拱工程，係分段進行，拱模支於 11 個木構架上，木構架與拱軸線垂直，其式樣與尺寸，見圖 154。各木構架之間距為 5 呎，兩端及中央共有三排 12"×12" 之黃松蓋木為支點。蓋木之下，為 12"×12" 支柱，支柱之下為木檻。木檻之下為混凝土基礎。構架上之下肢為長葉黃松，其斜肢及垂直肢為短葉黃松。架上之拱型板為 2 $\frac{3}{4}$ "×6" 長葉黃松板。構架各肢，用 $\frac{3}{8}$ " 鋼釘及 $\frac{7}{8}$ " 螺栓結合，如圖所示。因各拱模均應絕對相似，俾可在各跨距內移動複用，故須在地面依同一樣式做成，然後用臂竿長 70 呎之起重機，吊至指定位置。

在 12"×12" 之蓋木上，置 3"×8" 木板，此板之上，置兩塊劈形木。當拱架須移動時，先將劈形木卸除，拱架乃擱於滾筒之上，於是拱型板與磚工之間，將有淨空 2 $\frac{1}{4}$ "。承受滾筒之木板上，應襯以 $\frac{1}{4}$ "×4" 鋼釘。拱架移動前進，仍用起重機吊動。第一段拱架之沉陷

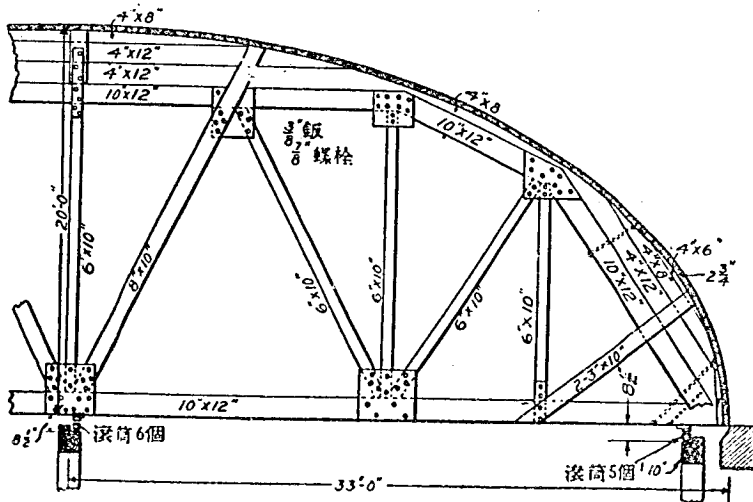


圖 154 紐約第 175 街之拱架模板

度為 $\frac{1}{4}$ ，拱架移去後之拱圈沉陷亦為 $\frac{1}{4}$ 。

274. 康奈爾多弗橋之模板 在俄海俄州康奈爾多弗之塔斯卡勞瓦斯河上，有 106 呎 8 吋跨距之混凝土橋，其一跨距之拱架建築法，如圖 155 及 156 所示。除此跨距以外，尚有 106 呎 8 吋之跨距二個及 70 呎之航道跨距一個。航道跨距之拱架計分 6 檔，每檔打樁 7 根成一排。航道淨寬，照美國政府規定需為 18 呎，即佈置於此拱模之下。樁由船上打入，蓋樁木為 $3' \times 12''$ 。用 $2''$ 板鋸成適合拱線之曲度，釘於 $2'' \times 12''$ 之欄柵上，欄柵之間距，約 12 吋。拱型板厚 1 吋，即釘於該項曲線板上。劈形木之製法及用法如圖。拱架應

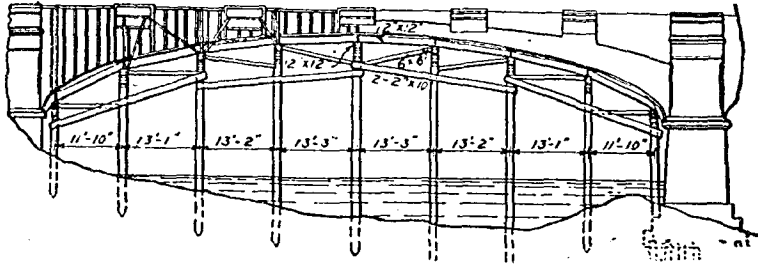


圖 155 俄海俄康奈爾多弗之拱橋模架

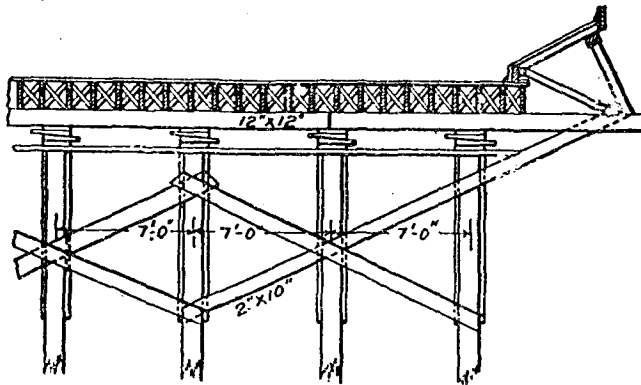


圖 156 俄海俄康奈爾多弗之拱橋模架

常加檢查，大風之後，尤須注意。其他二跨距，用相似之法建之。

當第一拱澆混凝土時，欲使拱架維持其指定之適當位置，頗感困難。得此經驗以後，其他各拱，照圖 157 之次序進行，甚為順利。先澆兩個 1 段，次澆兩個二段，按此進行，最末澆第 6 段。

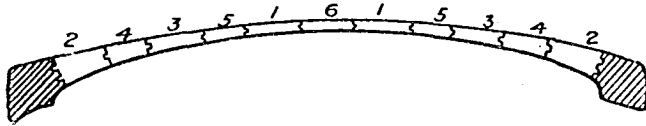


圖 157 拱橋混凝土之澆置次序

航道跨距之混凝土工程，開始於秋末，歷十二日而完成，其模板則在五星期後拆除。拱冠之垂度計 0.5 吋，迨拱之側牆建成加填土後，垂度又加多 0.4 吋。在建此模板時，曾酌加跨距之 $\frac{1}{800}$ 以應付此項垂度。其他三個跨距拱冠之垂度各為 0.6 吋，1.45 吋及 1.34 吋。

第三十七章 彎鋼筋或紮鋼筋

275. 彎鋼筋詳圖 在購定鋼條之前，鋼筋如何彎法，應繪成詳圖顯示。設計工程師應擇可作模範之梁數根，詳細繪圖，用以表示所需鋼筋之長度，彎起鋼筋之根數，鋼筋之根數，大小，及間距，並混凝土之尺寸等。此項詳圖遂可供監造工程師據以繪製細部構造圖之用。圖 158 為設計工程師所繪就模範梁之詳細設計，圖 159 為監造工程師再將細部構造繪出之圖。

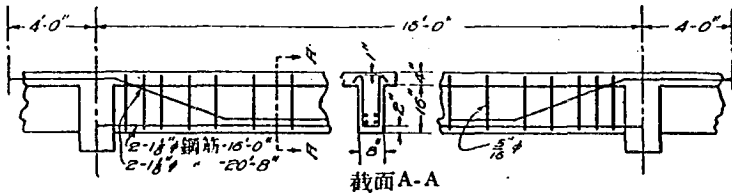


圖 158 梁之細部設計

記號	梁數	每梁鋼筋數	形狀	鋼筋
B2	64	2-1/2" # 16' 0"	直	
		2-1/2" # 24' 8"		

圖 159 彎鋼筋之詳細尺寸

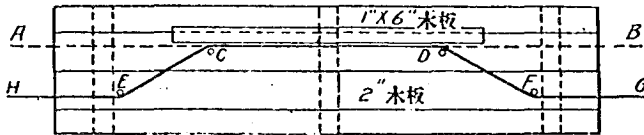


圖 160 彎鋼筋之台

276. 彎鋼筋之台 冷彎鋼筋之簡單設備，為一堅固之木台，台

面上之構造如圖 160 所示。其手續係將鋼筋置於台上，應彎曲之處，將台面穿孔，孔中植以鋼栓，長約 5 吋至 6 吋。必要時並釘以短木板，俾固定鋼筋之位置。於是將鋼筋置於 AB 之地位如圖 160，先依鋼栓 C 及 D 拉彎，再依鋼栓 E 及 F 拉彎，迨 EH 及 FG 與 AB 並行為止。倘彎轉之直徑甚小，則置於虎口鉗中彎之。虎口鉗普通多固定於台上。惟小直徑亦有用槓桿彎之者，槓桿之式樣如圖 161。將鋼筋置於枝叉之中。拉動槓桿之柄，至需要之彎度為止。

277. 鋼筋彎鉤 建築師或工程師，常喜將梁中之鋼筋，彎曲成鉤形如圖 162。此可以增加鋼筋與混凝土間之抗滑力，俾鋼筋不致在未達規定抗張強度以前，即由混凝土中抽出。



圖 161 彎鋼筋之槓杆

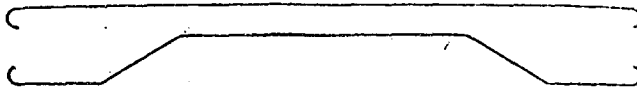


圖 162 鋼筋兩端彎成鉤形

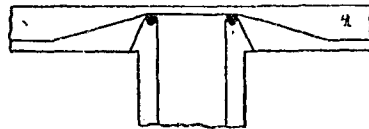


圖 163 樓版鋼筋



圖 164 樓版中之彎鋼筋

278. 樓版鋼筋 欲得樓版成連續作用之優點，常使版中鋼筋之一部分，普通為半數，越過梁頂。此項鋼筋越梁時之彎起及固定，各建築公司均有其不同之方法。圖 163 所示之法，可保證其能得優良之結果，蓋版之鋼條正擱置於梁頂鋼筋之上，而復有鋼筋維繫之也。圖 164 所示，為版鋼筋之彎曲詳圖，其梁之間距為 6 呎。

279. 鋼肋 圖 165 所示為將鋼條彎成鋼肋之法，鋼肋之兩端，擱於模板之上，俾支持梁內主要鋼筋而保持其位置。鋼肋之端雖擱於版之模板上，但完工後，兩端決不露出於版底。其下蓋常有充分之灰砂漿積聚而掩蔽之也。圖 165-a 式之鋼肋，較圖 165-b 式之用途為廣。但需要大量之鋼肋，或製鋼肋之鋼條極瘦細，則圖 165-b 式亦屬常用。

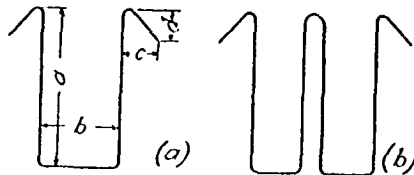


圖 165 鋼肋

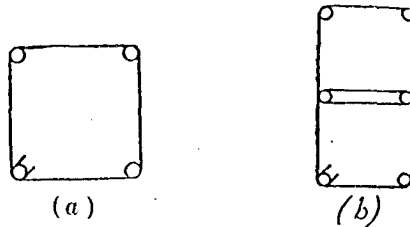


圖 166 鋼籠

280. 柱之鋼籠 圖 166 所示，為柱鋼籠之兩種式樣。圖 166-a 式用於方柱或圓柱。圖 166-b 式用於長方形柱。籠之四角，應緊貼

垂直鋼筋，協助固定其地位。b 式之鋼箍，係用兩個同樣大小之鋼箍，套合而成。

281. 隔件 梁及梁中之鋼筋，常以隔件保持其位置。隔件如圖 167，係用厚頁鐵製成，繫於鋼筋之上，以資固定。其兩端突出而入於梁側模板部份，應使鈍圓，俾免舂搗混凝土時，被壓入梁邊之模板。隔件之數，視梁之長短而定，每梁普通用 2 塊至 4 塊。

關於固定版中鋼筋之位置，亦有數種方法。圖 168 所示，為混凝土鋼件公司所專利製造，曾經使用有年，頗稱滿意。

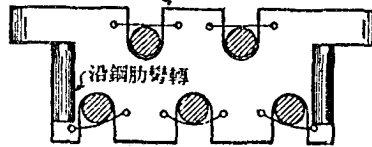


圖 167 隔件

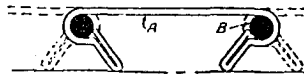


圖 168 模板中之隔件

282. 單位鋼筋架 鋼筋公司，往往將一梁之全部鋼筋，用其特別方法，配置齊備，成一整個單位出售。辦法雖各公司各有不同，但不外在工廠中，利用機械，配置鋼筋，使成一整個單位，而後裝運至工地。圖 169 為竹節鋼筋公司所出售之一種，其中之抗剪鋼筋，套於抗張鋼筋之上，裝運時可以摺合。

圖 170 為混凝土鋼件公司所製之可摺鋼筋架。先用細鋼筋如 1/4 吋者 4 根，紮成鋼架，另以鉗子確定鋼筋之地位，但仍可活動，以便裝運。運至工地後，再行撐起，置於模板之中，然後將主要之抗張鋼筋加入，並用兩個以上之隔件固定之。

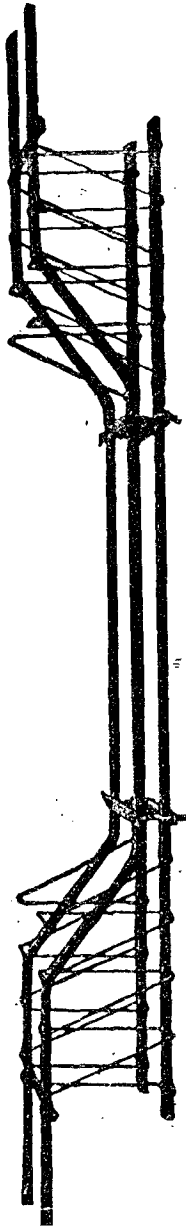


圖 169 竹節鋼筋公司之單位鋼筋架

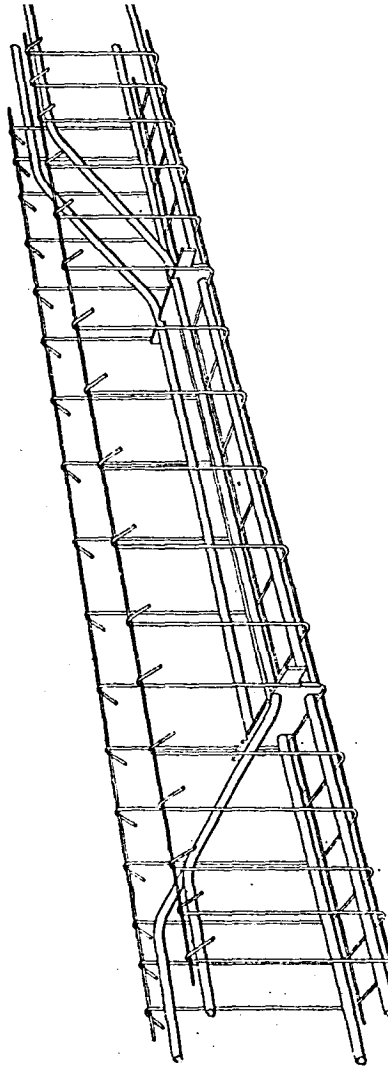


圖 170 混凝土鋼件公司之可拆卸單位鋼筋架

第三十八章 新舊混凝土之結合

澆置樓板之混凝土，當每日停工時，其與次日繼續進行之工作，如何接合，並接合之位置及方法若何，曾經許多工程師及建築公司研究討論。但迄無一致認為最妥善之辦法。任何新舊混凝土間之接縫，其粘合力應竭力設法使其高強。

283. 增加粘合力之方法 第一法 圖 171 所示為一截面，表示一日完工後所留混凝土接合方法之一，採用者極多，結果甚優良。倘接合之停留時間，不止數小時，則新舊混凝土間，將賴梁中之鋼筋及版中之鋼筋，為主要之粘合力。版之上部，加入短鋼筋，亦可協助得良好之接合。接縫如在梁中，則應增加鋼筋。在新混凝土未澆置以前，舊混凝土應充分刮毛，並用清水浸透，塗以膠灰漿一薄層。此法之最大缺點，即恐混凝土收縮，沿接縫分離，致水可以滲過。後加之平版面層，對此頗有補救之功。

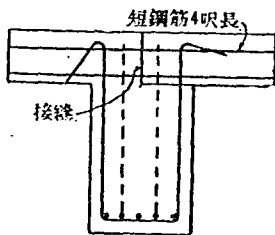


圖 171 新舊混凝土在版內之接合方法

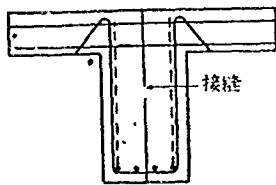


圖 172

新舊混凝土在梁內之接合方法

第二法 將接縫置於梁內，使梁分為兩半成 L 形以代替 T 形，

如圖 172。理論上，此法極佳，實際上，因鋼筋關係，做模板甚感困難。

第三法 將接縫置於梁跨之中央，與梁並行，此為普通所常用之法。圖 173 即表示此項辦法。照理論，版之強度並不減弱，又梁跨

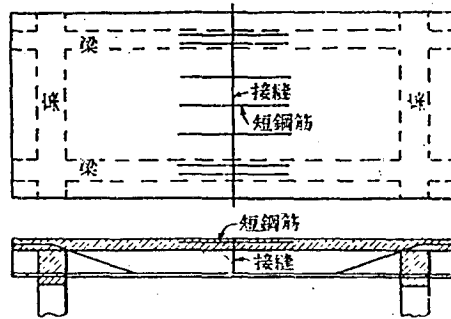


圖 173 在梁正跨度中央之接合方法

之中央，力矩為最大，剪力為零，故梁亦並不減弱，所損失者，為混凝土之抗張力，但此力於設計時，本不計入。梁底原有抗張鋼筋貫穿其間，梁頂與版頂，則均應加入短鋼筋聯絡之。第一法中所述之缺點，即因混凝土收縮而接縫分離，以致漏水，在第二三法中為更甚。

第三十九章 混凝土建築物之面飾

284. 混凝土面之缺點 欲求混凝土建築物之表面，光潔滿意，殊為困難。曾見有許多實例，當模板取下時，混凝土面，顯出模板之接縫，節瘤，及木紋痕跡，其外狀幾若一粗陋之木工，而非完善之圻工。並或因舂搗不善，致留有糙面或石孔。或因混凝土不勻，致表面之組織不一。變色，或顏色不同，亦為大缺點之一。又或混凝土粘於模板之上，模板卸去，混凝土面即呈凹凸現象。

為免除此項缺點，模板裏面，應十分飽光，細孔應以肥皂或洋臘填平。混凝土應充分調和，澆置時尤應注意使與模板之面相接觸。其顏色之變化，大概由於表面碳酸鈣之消失，或因用種類不同之膠灰所致。後者祇須認用同一牌號之膠灰，即可避免，前者將於凝花節內討論之。

285. 塗抹灰砂漿 於極粗糙之混凝土面上，塗以1:1之灰砂漿，雖亦可有效而不致生裂縫，但終不能認為滿意之方法。以一薄層之灰砂漿，塗於混凝土表面，而欲期其永久，勢所難能。灰砂漿層剝落時，甚不雅觀，或更劣於混凝土之本來面目。此節不過作一警告，表明此項方法之不可用，故不再加以詳細說明。

286. 灰砂漿面層 下述方法曾為紐約中央鐵路所採用，可作優良之混凝土面層。

用2"企口松板為模板，外塗軟肥皂一層，凡模板接縫處之開

口,均用硬肥皂填平。澆置混凝土時,用方頭鏟沿面板將混凝土鏟向後方,即將 1:2 灰砂漿沿模板灌入。當模板移去時,混凝土尚嫩,用白火磚,或 1:1 灰砂磚作圓圈式之摩擦。再濕以水,塗以 1:1 薄灰砂漿,勻以木鏝,乾後即呈光硬之表面。

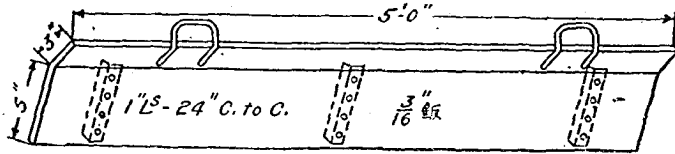


圖 174 做面層用之鐵板

近幾年來,另有一種使用甚廣,而結果甚優之方法,說明如下:用 6 至 8 寸寬, 5 至 8 呎長,之鐵板一塊,一面釘以 $\frac{3}{16}$ " 或其他尺寸之角鐵,視需要之面層厚度而定。角鐵間距,約為 2 呎如圖 174。使用時,將角鐵伸出之股,與模板相抵住,鐵板與模板之間,灌以灰砂漿,每次以少量混和而充分舂實。候其背面之混凝土澆入,即將鐵板抽去,加以舂搗,俾灰砂漿面層與混凝土,互相接合。面層灰砂漿之比率,為 1:1,或 1:2,或 1:3。普通所用者,多為 1:2。水量不妨多加,而所拌之數量,不必過多,應視需要而定。面層更易印出模板之粗糙,工作時應格外注意,俾得光潔之表面,模板卸去以後,即依照前述方法辦理,或照以下所摘錄美國鐵路工程學會月刊之方法為之:

模板卸去以後,如見有凹洞,應以灰砂漿填平,因模板裂痕或接縫所生之凸紋,應設法磨平。全面須以 1:2 之薄灰砂漿,用刷帚敷之。

287. 圻工面層 混凝土面,亦有做成方石之形式者。凡石工之研飾方法,均適用之。普通常用三角形木條,按垂直及水平方向,釘

於模板之內，使混凝土面，印成V形凹線，如圖 175 所示。

288. 磚石面層 鋼筋混凝土，常用石或磚為面層，此為解決面層問題之效果最佳者。建築時應非常注意，一似全部均係石或磚建築者然。俄海俄星西那提之因高爾氏十六層大廈，除下三層為大理石面層外，其餘均鑲以磚及赤陶。牆厚為 8 吋，面層在外。

建造哈佛大學運動場時，於澆置混凝土入模板後，將石塊自表面擠入混凝土，使其均為灰砂漿所包圍。迨模板除去以後，用圖 176 所示之器具斫之。亦有用空氣壓力之工具斫之者。

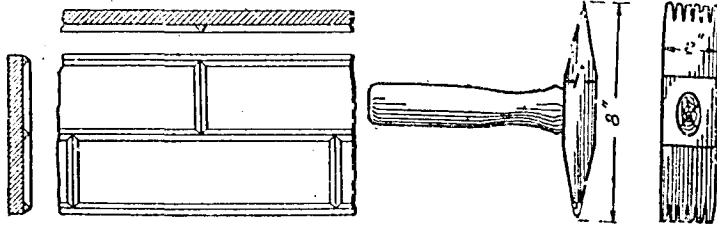


圖 175 方石式面層之做法

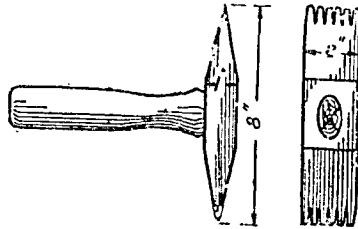


圖 176 斫面層之錘

每日所斫之面積大小，視混凝土之軟硬而定。如用手工辦理者，普通工人，即可為之，每日工作 10 小時，平均可望有 50 方呎之成績。倘用空氣壓力斫面工具，則每人每日可斫 400 至 500 方呎。

近年已有電動斫面工具之發明，如圖 177 所示。此項器具係乾式，使面變成許多微孔，極宜於粉刷或抹以油漆。此機係藉一柔韌之軸用電動機轉動之。全機之重，包括電動機在內，僅 20 磅。電動機之電流，可取自普通之電燈插。

此機之構造，極為巧妙。在一盤上，裝 24 個斫輪，排列成對，每盤有 24 至 28 齒。當盤以高速旋轉，則輪在混凝土面滾動，每一輪

齒觸於混凝土面，宛如小錘。輪齒並非輻射而略偏，故輪轉動時，齒正與所斫之面相對，使受正面之打擊。盤約每分鐘 2,000 轉，故輪齒所斫之微孔，多至不可勝數。把握移動，均極便利。上有小開關，可控制電流。每具每日約可斫面 700 至 900 方呎。亦可用以斫飾面石及人造面石，或斫混凝土，使骨材顯露。



圖 177 斫面層之機器

289. 縫賽石面飾 菲列得爾菲亞州有混凝土橋墩座，曾照下述方法，覆以面層，外表極稱滿意：

以 1 分膠灰，2 分粗砂或礫及 2 分賽石粒，拌成厚漿。賽石粒須用花崗石或玄武石壓碎，而用其能穿過 $\frac{3}{4}$ " 篩孔者。其中塵屑，並應篩去。當澆置垂直面混凝土時，將上項厚漿，靠近面板，由熟練之工人，澆置一層，厚度至少 1 吋。迨其後之混凝土澆入後，即與結成一體。工作時應注意面層，不使發生氣泡，或留空隙。迨混凝土達相當硬度，模板應即卸去，面上若有空隙，速用

厚漿填補。於是再用清水將表面洗濯，至賽石粒露出為止，三日之內，應常使潮濕，不見日光。橋台或其他水平之面，則於混凝土澆置搗實後，不待凝固，立即將上項厚漿澆置一層於其上，厚至少 $1\frac{1}{2}$ 吋。用泥鏟格平，候至相當堅硬，

以水洗之，至寶石粒顯露如前。

此項方法之成功，端賴拆卸模板之時間適當。通常於澆置混凝土之次日洗濯。新澆未久之混凝土，可用平常之刷刷洗，消滅模板之痕，並使砂及碎石顯露。如混凝土稍硬，則用刷略加摩擦，並以長流水洗淨之。洗刷之時間適當，費用尚不過貴。大約一工人每小時可洗 100 方呎。如混凝土過硬，則須用鐮刷，須二個工人，方能有此成績。模板能否於適當時間拆除，視建築物之性質，及工作之情形而定。此項辦法，亦適用於垂直牆面，但於拱圈之底面，殊不適用。（圖 178）。

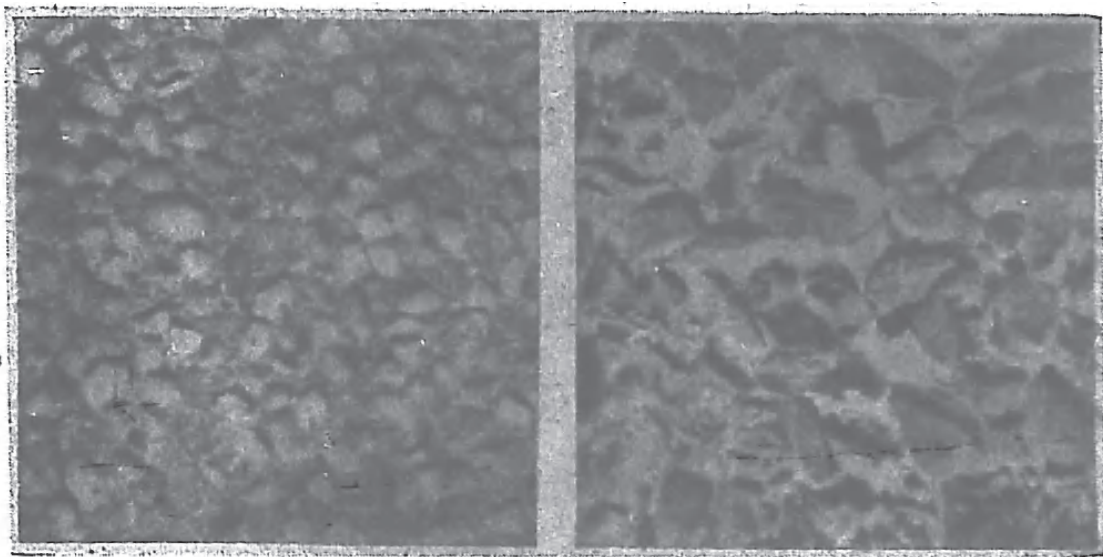


圖 178 糙寶石面飾
（左用 $\frac{3''}{16}$ 白卵石，右用 $\frac{3''}{8}$ 過篩碎石）

290. 酸化方法 先以沖淡之酸性液體，洗混凝土面，然後再以鹼性液洗之。因酸性能將膠灰除去，使砂石顯露，鹼性能使酸性停止作用也，最後再洗以清水。此法簡而有效，模板卸去後，不論何時可以行之。惟面層混凝土中不宜用石灰石，因石灰石亦起酸化作用也。

291. 乾灰砂漿面飾 乾灰砂漿者，係用較多之膠灰，與細塊之碎石，及較少之水量，混和而成。其比例普通為 1 分膠灰，3 分沙及

3分 $\frac{1}{4}$ 碎石。拌和時，少加水量，使於舂搗時，不致將灰砂浮於表面為度。當澆置時，不再在近模板處鏟動。因係乾拌，故灰沙漿，呈勻淨而粗糙之表面，模板之接縫及木紋痕跡，亦均不致顯露。又因乾而多孔，無凝花現象。此種辦法，在芝加哥用者頗多。

292. 混凝土版面飾 混凝土版面飾，其大小，厚薄，均可任意定之。砌法與石面同，背後仍為混凝土。版用木模印製，面向下，故須先澆灰砂漿一層，厚約1吋，其成分為1分膠灰，1分沙，及2分或3分細粒石或粗砂。模中其餘部份，以1:2:4混凝土填滿之。混凝土中，如須置鋼筋，亦無不可。此種面飾，較之就地澆置者，價廉而成績較佳。

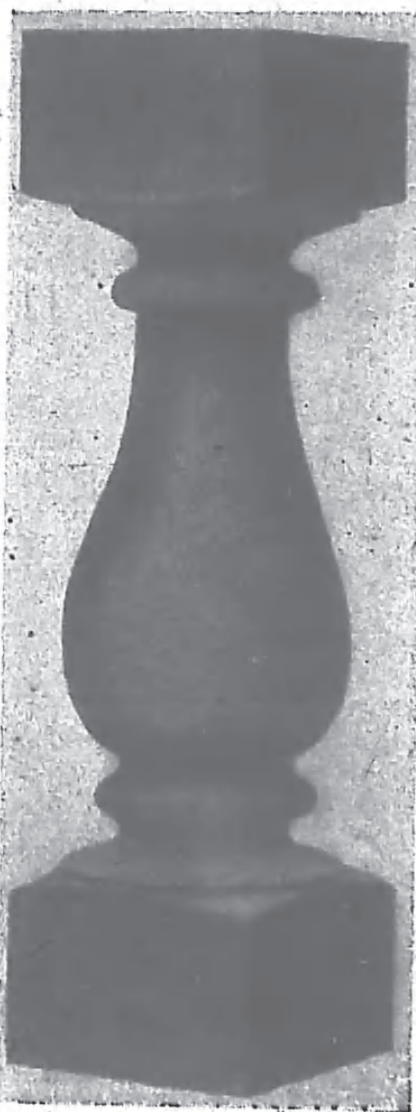


圖 179 混凝土欄杆

293. 飾物模型 混凝土之房屋或橋，近來常用混凝土製為飾物。或就地製模，直接澆置，或分段做成，如砌切石法砌之。飛簷等簡單物，多就地製模。欄杆之小柱等較複雜者，如圖179，多分別做成，再行逐塊砌之。

模型或係木製，或金屬製，或焦石膏製，或用翻沙。混凝土之翻砂手續，與鋼鐵相似。模型係用木製，與原體尺寸無異。混凝土之成分，為膠灰及砂或細粒石，調拌成厚漿，用漏斗及T形管灌入模型。所澆之物，應留在砂模中三四日。取出後，再置空氣中7日至10日，迨凝固後，再行砌之。普

通之欄杆小柱，大都如此做法。

294. 面飾之顏色 除飾物外，混凝土大都不加顏料。何種顏料，有害於混凝土，現尚未確定。各顏料中，比較以用煤烟者為多。所成灰色之深淺，視加入之數量多少而定。普通煤烟及威尼斯紅，均不可用，因其易於消失或褪色也。乾鑄物質顏料，加入數量佔膠灰百分之2至10者，混凝土所呈顏色，將與顏料相同。紅鉛有損於混凝土，切不可用。膠灰顏色之差異，及砂之性質不同，均足以影響表 XXIX 所列顏料之結果。

表 XXIX 1 分波特蘭膠灰 2 分河砂之灰砂漿顏色

乾顏料	膠灰 100 磅中所加乾顏料之重				每磅顏料之價值
	$\frac{1}{2}$ 磅	1 磅	2 磅	4 磅	
煤 烟	淡淺灰色	淡 灰 色	青 灰 色	深青灰色	15 $\frac{分}{(美金)}$
普魯士藍	淡綠灰色	淡青淺灰色	青淡灰色	正 青 色	50 ,,
寶 藍	—	淡青淺灰色	青淡灰色	正 青 色	20 ,,
赭 黃	淡 綠 色	—	—	淡 黃 色	3 ,,
燒製粘土	淡紅淺灰色	淡 紅 色	暗淡紫紅色	深 褐 色	10 ,,
威尼斯紅	紅淡灰色	正淡紅色	暗淡紅色	暗沙紅色	2 $\frac{1}{2}$,,
紅鐵鑄苗	淡 紅 色	暗淡紅色	赤 陶 色	淺紅磚色	2 $\frac{1}{2}$,,

295. 油漆牆面 混凝土牆面，須用特製之油漆搽之。如仍用普通油漆，大都不能滿意。在油漆之前，應用1分硫酸100分水之淡硫酸液洗之。

296. 樓版之面飾 工廠房屋之樓版，多用1吋厚之灰砂漿為面飾，灰砂漿之比例為1分膠灰，1分砂，或1分膠灰，2分砂。此項

面層，應於混凝土樓版未凝固以前加上，否則除非厚至 1½" 或 2"，勢必破裂剝落。比較妥善之辦法，於樓版上先加煤渣混凝土 2 吋，然後再加面飾。兩者結合，其厚度乃變為 3 吋。煤渣混凝土之成分為 1 分膠灰，2 分砂，及 6 分煤渣。設置此項面飾，不拘何時均可為之，即舊樓版上，亦可與新樓版同樣辦理。

辦公室之樓版上，常加木板一層，其做法先將木條，置於混凝土樓版上，間距約 1 呎至 1½ 呎。木條厚 2 吋，頂面寬 3 吋，兩側為斜面。木條之間，填以煤渣混凝土，如圖 180，比例為 1:4:8。迨混凝土凝固後，木板即釘於木條之上。木條與混凝土間，應置耐水紙或氈一層，以防木板受濕扭曲。

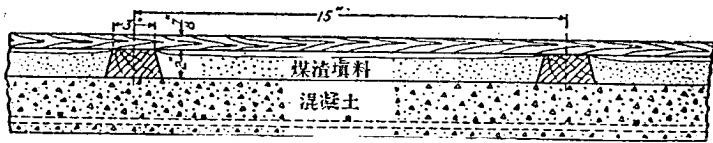


圖 180 木板面層下之煤渣混凝土

297. 凝花 混凝土及其他磚石工程之表面，常發見有白花，即名為凝花。其原因大概由於某種石灰質之消失，以水份蒸發而停於混凝土之表面者。一般人多認為起於拌混凝土所用水量多少之變更。水量過多，將使混凝土之粗細組合材料分離，結果致顏色亦變化不同。過濕之混凝土，石灰質將自膠灰中游離較多而現於表面。注意校正水量，並於澆置時防止碎石與灰砂漿分離，則卸除模板後，混凝土所呈之顏色，將較為一律。凝花對於接縫，最為危險。如接合之時間不出 24 小時，並注意清除乳沫，切實刷洗，敷灰砂漿一薄層，然後繼續澆置混凝土，則接縫不透濕氣，可無凝花之虞。

防止混凝土面凝花之最良辦法，為以淡鹽酸溶液洗之。溶液為 1 分鹽酸 5 分水合成，用刷帚洗刷，並利用軟管，不斷澆水，以防鹽酸內侵。結果甚佳，每方碼費用約祇美金 0.20 元。

298. 乳沫 所謂乳沫，係指在水中澆置混凝土時所洗出之微白色海綿狀物。其初浮在水中，致水成牛乳色。係膠灰中極纖細羽毛狀之半流體物所組成，可經長時間而保持其半流體狀態，至多稍微變硬而已。此種雜質，對於接合之粘力，極有妨礙，故澆置次層混凝土之前，應將其接合處澈底洗淨。

第四十章 鋼筋混凝土工程之實例

299. 衛生雜品公司之房屋 華盛頓衛生雜品公司，近曾建一鋼筋混凝土房屋，係由非列得爾非亞之包鄰葛建築公司所設計。在1930年時，此房屋為平版建築中之一良好式樣。樓凡4層，每層之面積約為22,000方呎。圖181為第3層平面圖之一部。設計時遵照華盛頓市政規程辦理。此項規程，關於平版建築部份，與1924年聯合委員會所發表之規程相似。

設計樓版之活荷重，用每方呎250磅。鋼筋之抗張應力用每方吋18,000磅。混凝土之抗壓應力用每方吋800磅。樓版之面飾，與混凝土版同時澆置，並認作版厚之一部份計算。查圖181，靠牆區格之跨距，較內部者為大，故靠牆之版亦較厚。即內部各區格之樓版厚為9吋，而靠牆區格之樓版厚為 $11\frac{1}{2}$ 吋。為同一原因，靠牆區格之托版亦較內部者為大。圖182為各區格所用鋼筋之表。樓版鋼筋為兩向式。外柱為長方形，用垂直鋼筋及鋼箍。內柱為圓形，兼用垂直鋼筋與螺圈鋼筋。

工程師對於混凝土之拌調方法，並未加以規定。不過在施工細則中，說明經28日之混凝土，必須每方吋能負荷2,000磅。每日所澆置之混凝土，均留有樣體，作經過7日及28日之試驗。組合材料之成分，略貧於1分膠灰， $2\frac{1}{2}$ 分砂，及 $3\frac{1}{2}$ 分碎石。所成之混凝土經28日後，每方吋能負荷2,000至2,300磅。

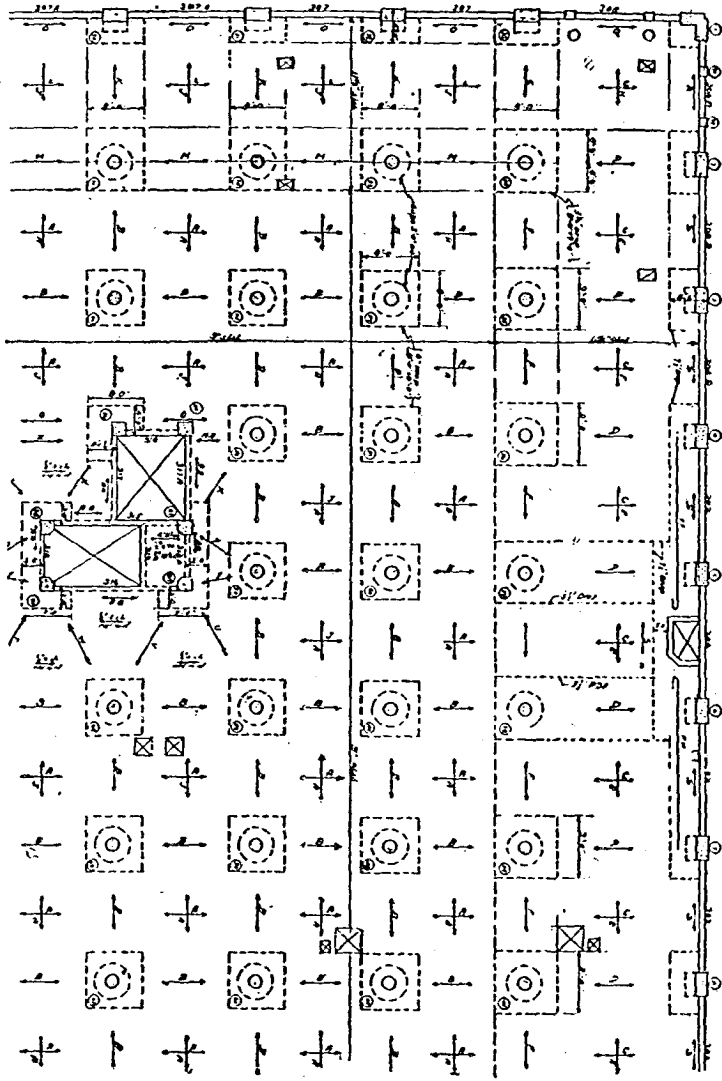


圖 181 華盛頓衛生雜品公司第三層建築圖之一部

平 版 之 鋼 筋 表 式											
帶	直鋼筋		彎鋼筋		備 註	帶	直鋼筋		彎鋼筋		備 註
	數	大小	數	大小			數	大小	數	大小	
A	4	5 [#]	5	5 [#]		W	4	5 [#]	7	5 [#]	
B	4	5 [#]	8	5 [#]	在柱頂加2 [#] 5 [#]	X	2	5 [#]	4	5 [#]	
C	5	5 [#]	11	5 [#]		Y	2	5 [#]	3	5 [#]	
D	6	5 [#]	13	5 [#]	在牆頂作→ 內柱頂加9 [#] 5 [#]	Z	3	5 [#]	6	5 [#]	在牆頂作→ 內柱頂加3 [#] 5 [#]
E	5	5 [#]	5	5 [#]		AA	2	5 [#]	2	5 [#]	
F	4	5 [#]	8	5 [#]	在柱頂加2 [#] 5 [#]	BB	2	5 [#]	4	5 [#]	在柱頂加2 [#] 5 [#]
G	5	5 [#]	10	5 [#]	在牆頂作→ 內柱頂加5 [#] 5 [#]	CC	5	5 [#]	7	5 [#]	
H	5	5 [#]	9	5 [#]		DD	3	5 [#]	4	5 [#]	
J	5	5 [#]	7	5 [#]	在可能處彎鋼 筋連接不嚴	EE	2	5 [#]	2	5 [#]	在柱頂加→
K	5	5 [#]	10	5 [#]	在牆頂作→ 內柱頂加5 [#] 5 [#]	FF			6	5 [#]	在頂面作→ 如圖
L	4	5 [#]	4	5 [#]		GG			10	5 [#]	在柱頂加→
M	4	5 [#]	7	5 [#]	在柱頂加2 [#] 5 [#]	HH	6	5 [#]			在頂面
N	5	5 [#]	10	5 [#]	在牆頂作→ 內柱頂加5 [#] 5 [#]	JJ	6	5 [#]	8	5 [#]	
O	2	5 [#]	4	5 [#]	在柱頂加1 [#] 5 [#]	CA	8	5 [#]	17	5 [#]	
P	3	5 [#]	6	5 [#]	在牆頂作→ 內柱頂加3 [#] 5 [#]	HA	3	5 [#]	14	5 [#]	
Q	3	5 [#]	7	5 [#]	在牆頂作→ 內柱頂加5 [#] 5 [#]	BA	6	5 [#]	12	5 [#]	在柱頂加2 [#] 5 [#]
R	3	5 [#]	6	5 [#]	在牆頂作→ 內柱頂加3 [#] 5 [#]	BC	3	1 ^o	1	1 ^o	
S	2	5 [#]	4	5 [#]	在柱頂加1 [#] 5 [#]						
T	4	5 [#]	7	5 [#]							
U	4	5 [#]	7	5 [#]							
V	4	5 [#]	9	5 [#]							

圖 182 華盛頓衛生雜品公司房屋之鋼筋表

圖 183 所示為柱頭及托版。土質之容許支承力，為每吋 8000 磅，底脚全部為鋼筋混凝土建築。

圖 184 為該屋之正面，所見者為外柱及柱窗間之磚牆。

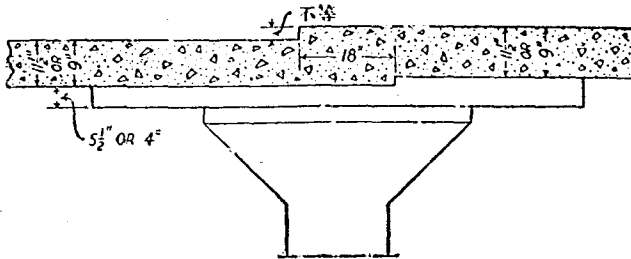


圖 183 柱頭及托板

300. 工學院房屋 最近美國賓夕法尼亞州工學院本部房屋，業已完成。該屋係非列得爾非亞建築師克勞特所設計。將來尚須續建兩翼。圖 185 為其中一層之建築圖。牆係磚及石灰石所砌，樓版為鋼筋混凝土。因大部房屋均為實驗室及教室，故建築及裝飾，力求簡單節省。混凝土表面係經磨光而加以油漆。

試查建築圖樣，即見房屋前後之窗洞數，並不相同，且前而之式樣，不無為兩端之梯道所牽制。梁大都擱於磚柱之中央，俾適在隔牆之下。梁中有多量鋼筋者，即表示其上置有隔牆。因地窖無隔牆，下層窖為水力實驗室，故柱之佈置，最好互相對稱。因此各梁不能全部均直接架於柱上，而有一部擱於柱上一部擱於梁上或全部擱於梁上者。此等梁為集中荷重之剪力關係，其深度較普通為大。

設計模範層所用之活荷重，為每方呎 75 磅，教室中樓版而飾之重，為每方呎 25 磅，走廊中為 30 磅。鋼筋之費用抗張應力，規定為每方吋 18,000 磅。混凝土極透纖維之費用抗壓應力，規定為每方吋 650 磅。柱中之費用抗壓力，混凝土為每方吋 650 磅，鋼筋為每方吋 8000 磅。樓版混凝土之組合比例，為 1 分膠灰，2½ 分砂，及

3½ 分碎石。柱之混凝土為 1 分膠灰，1½ 分砂，及 2½ 分碎石。

在學校附近所能得者，惟石灰石。此項石灰石之組織甚佳，頗屬堅硬，試驗結果，亦屬優良。每次澆置混凝土，均採樣試驗，經 28 日後之極限強度，平均為每方吋 2,600 磅。但設計所用之應力係根據經 28 日後之混凝土用於樓版者為 2,000 磅，用於柱者為 2,500 磅。

房屋之高計 3 層。全部均有地窖。並有下層窖佔面積之半，為水力實驗室，已如前述。此種高度之房屋，本可用外牆之柱與側梁負荷磚牆。但此屋之外牆，係實心圬工，足以負荷樓版及屋面。似以不用柱，而將梁擱於牆上，較為經濟。工程之進行速度，常為運送切石所限制。

若建造如此大小及高度之工廠房屋，則全用鋼筋混凝土柱及梁為架無疑。因窗洞較大，故磚工大為減少，而樓版之負荷又較重，則柱殊不可缺。如此則牆之厚，可改為 8 吋。建築時間，亦可減少。

為經濟起見，樓版之下面，用磨光混凝土，而不另加粉飾。凡顯露部份，均用刨光模板，裝模板時，非常謹慎，以期得優良之光面。模板卸除後，立將凸紋磨去，並於粗糙之處用 1 分膠灰 5 分細砂之灰砂漿抹光。經 30 日以上之凝固，再用電機全面磨之，結果頗佳。

建造該校另一座房屋時，包工人用規號約 16 號之鋼板，包蓋樓版之模板。彼以為如此辦理，僅少數表面，須加修飾，費用當可減省。鋼板取下，除去釘洞，重行輾壓，仍可用於其他模板。所得結果，甚為圓滿，遠勝於用鉋光木板。

301. 勃克大廈 有許多式樣之房屋，欲使光線之射入愈近天花板愈佳，尤以校舍為然。圖 186 所示，為梁架佈置之平面圖，係

菲列得爾非亞包潘二氏所設計。其中一角用斜梁，俾所建之側梁，其底僅低於樓版之底數吋。側梁之截面，如圖 187，此梁照長方梁

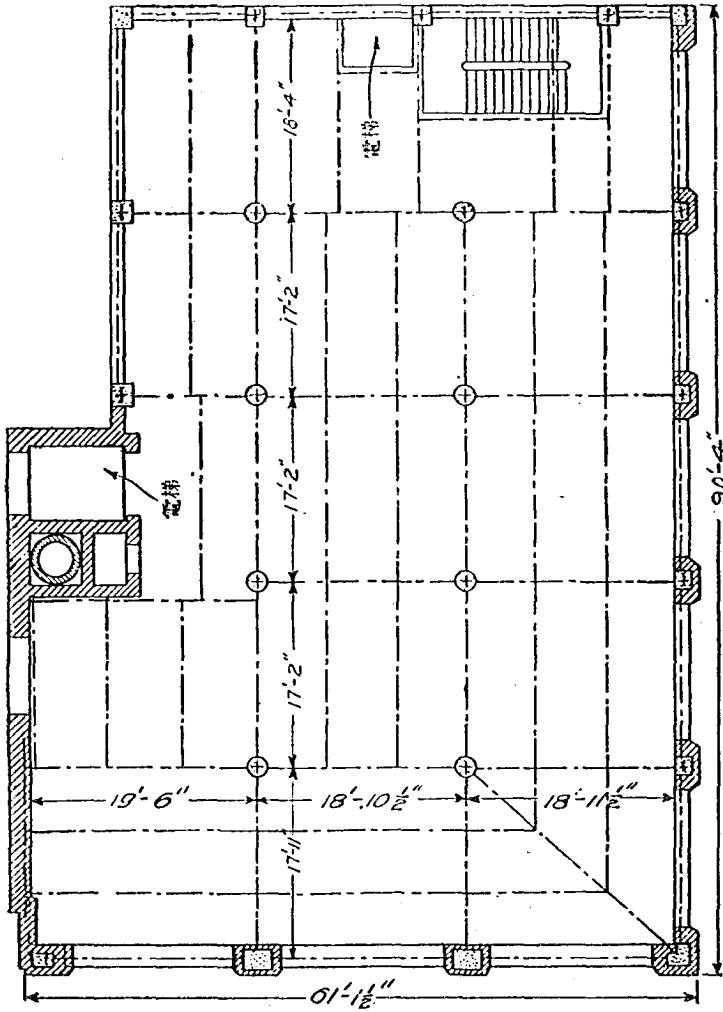


圖 186 洛克大廈之建築平面圖

設計，與版及梁同時澆置。梁邊用螺栓固定角鋼，以為支持赤陶飾物之助。

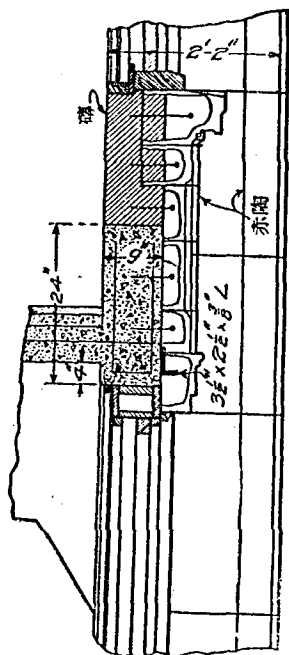


圖 187 勃克大廈之鋼梁

302. 阿爾曼氏大廈 非列得爾非亞之阿爾曼氏辦公室，高 7 層，闊 24 呎 9½ 吋，長 122 呎 2½ 吋，係裴端二氏所設計。除第 6 層以下之柱，均含鋼心外，其餘全部係鋼筋混凝土建築。

樓版之活荷重，為每方呎 120 磅。因無內柱，而外柱底脚，又為房基界線所限，不能向外伸展，故必建一大梁，橫互房基，兩端支一外柱，如圖 188。鋼筋置於梁頂，一部份彎至梁底。

303. 海恩茲氏貨房 海恩茲氏貨房，為空德隆公司所設計，其平版下之天花板為優良之式樣。圖 189 所示，即為該屋之內部，每區格為 18 呎 6 吋見

方，活荷重為每方呎 300 磅。

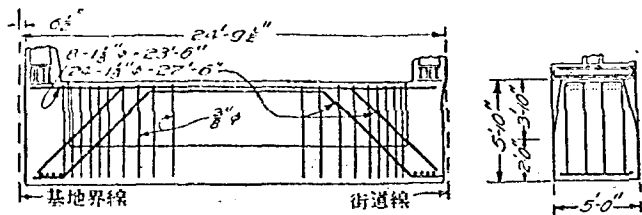


圖 188 阿爾曼氏大廈之梁底脚

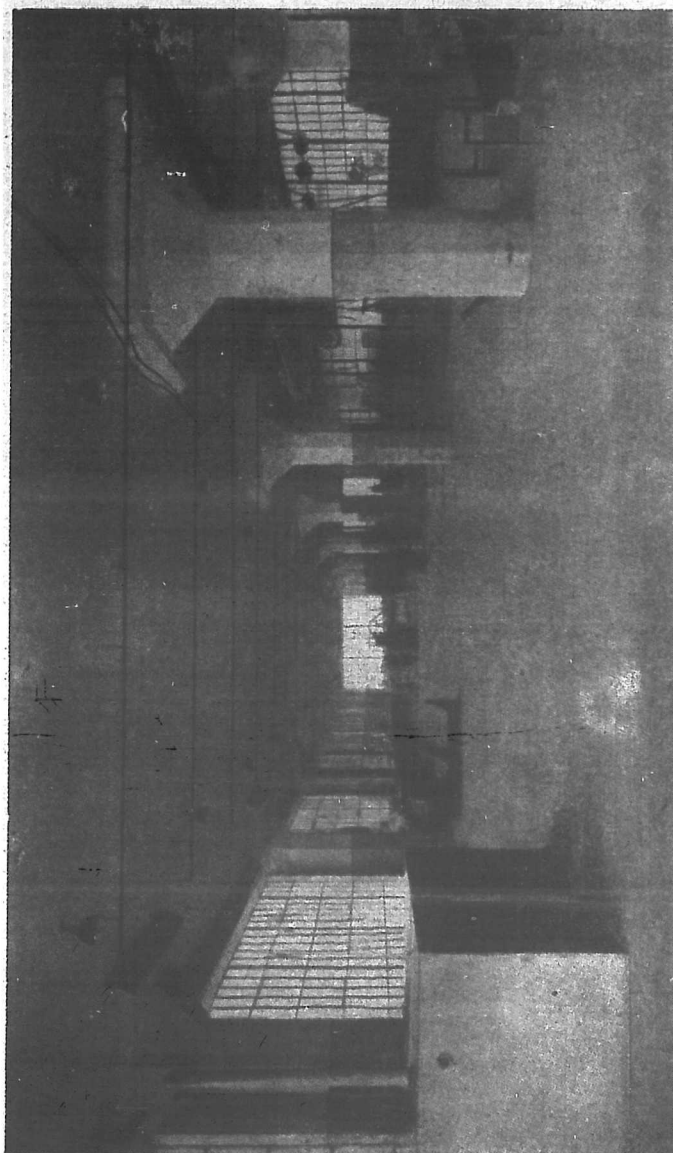
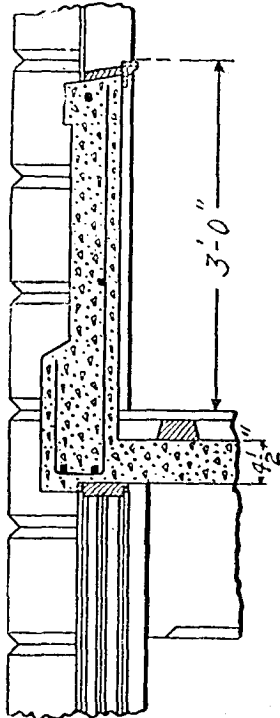


圖 189 海恩茲氏貨房之內容

304. 窗楣之特式 福特韋恩地方之電氣公司，其巨大鋼筋混凝土房屋之窗楣設計，頗新穎有趣，如圖 190。窗楣之底與樓版之底相平，兩柱之間為雙窗，自窗頂至上層之窗底，均為混凝土梁，同時亦作牆用。



190

特式

305. 水池及圓水櫃 圖 191 及圖 192，為一清水池及一 50 呎圓水櫃之牆截面，業經於第一篇不透水混凝土章中，略加說明。

清水池寬 100 呎，長 200 呎，深 14 呎，容量 1,500,000 加侖，扶垛厚 12 吋，間距中至中為 12 呎 6 吋。每隔四個扶垛，其厚增為 18 吋，此為垂直接合處，建築時一似兩個 9 吋厚之扶垛並立，故兩座 18 吋扶垛之間，混凝土必須於一日內澆置完成。池之兩端及一邊，扶垛建在池外，俾支撐高約 10 呎之土。其他一邊之扶垛，如亦建於牆外，則須移去岩石寬 6 呎至 8 呎，故改建在池內。如池牆兩面置鋼筋，每面如圖所示，則內外壓力，均可抵抗。於是墩垛之究為扶垛，抑為支撐，視其所受者為張力，或壓力而定。

混凝土之成分，為一分波特蘭膠灰，3 分砂，及 5 分碎石。碎石之尺度，自最小 $\frac{1}{4}$ 吋起，至最大 $\frac{3}{4}$ 吋為止。所用鋼筋為方扭鋼條。模

板係分段建築，裝拆便利。

圓水瓶牆中之鋼筋，其大小，間距，均示如圖 192。模板之支架，係用 2"×12" 板，鋸成需要之曲線。模板厚為 $\frac{3}{8}$ 吋，與混凝土相接之面，均鉋光。

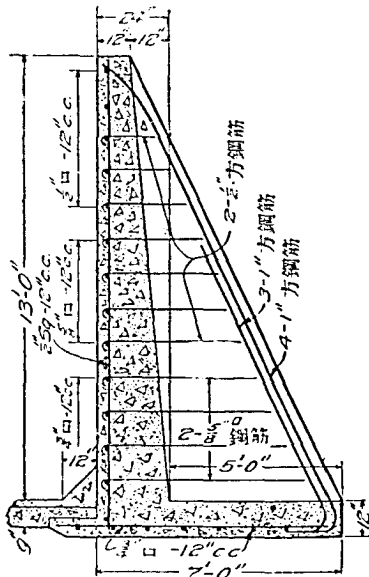


圖 191 清水池之總截面

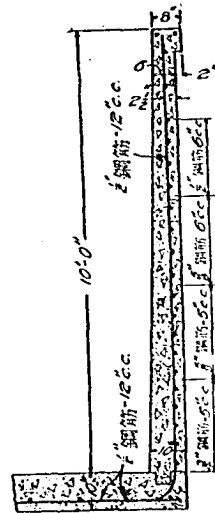


圖 192 圓水瓶之總截面

306. 阻集總污水渠 改進空內提卡特之窩忒柏利污水澄潔工程時，深覺需建一阻集總污水渠。長 3 英里，截面為馬蹄形，尺度為 4'-6" × 4'-5"，用鋼筋混凝土建築，詳見圖 193。

混凝土之成分，為 1 分地球牌波特蘭膠灰，7 分粗骨材。拌調時，水量比率略高，模板全不漏水。因澆置時極為留意，故結果表面甚光，毋庸再行塗粉。所有細孔，均用灰漿填塞。網眼鋼及方扭鋼

筋，分別在適當地點使用。鋼筋之大小間距，詳圖 193。所有鋼筋，均先彎成需要形狀，然後再搬入開挖之溝內。

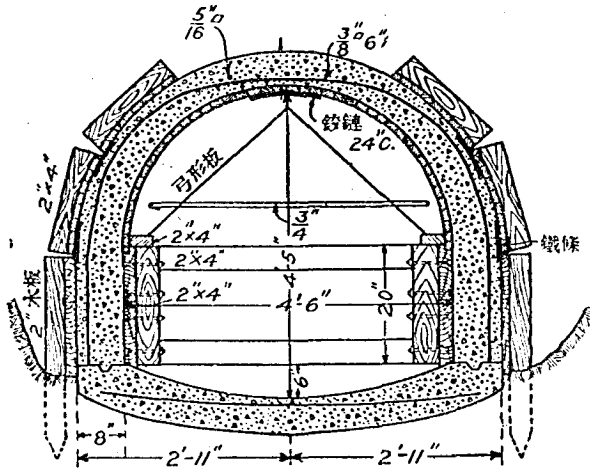


圖 193 空內提卡特之窩忒柏利阻集總污水渠之截面

模板之構造，大概亦如圖所示。先澆置底部混凝土，用泥鍍將表面做光，經 36 至 48 小時之凝固，再行澆置上部拱形。拱之型板，厚為 $\frac{3}{4}$ "，係企口輻射接縫，釘於 2" 厚之弓形板上。外面曲線，應使光滑準確。內模板之垂直部份，易於拆卸。半圓拱之頂部，有鉸鏈可以摺疊。

307. 紐約之布隆克司污水渠 圖 194 所示，為紐約城布隆克司污水渠之截面。經過地點，大平均為鹽沼地，水及泥漿對於工程之進行，發生極大困難。沼地之高度，大約在平均高水位以上 1.5 呎。建築此污水渠時必須用樁為基礎，樁頂蓋以鋼筋混凝土，其上建污水渠如圖。混凝土為 1 分波特蘭膠灰， $2\frac{1}{2}$ 分砂，及 5 分碎石。

碎石係用玄武岩壓碎，而取其能穿過 $\frac{3}{4}$ 吋篩孔者。所用之鋼筋為方扭鋼條。

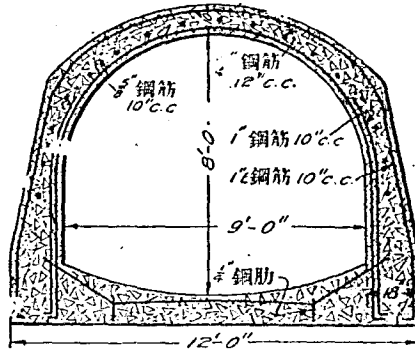


圖 194 紐約城布隆克司污水渠之截面

208. 梁橋 圖 195 為賓夕法尼亞近阿爾吞之鋼筋混凝土梁橋。凡短跨距之橋，以此式為最經濟。陳舊之公路木橋或鋼橋，近多代以鋼筋混凝土橋，其費用較鋼橋為低廉。且鋼橋每年必須油漆一次，橋面板又常須注意，在橋之壽命年限內，必須全部換新數次。鋼筋混凝土橋，無需此項費用，其壽命至少與石拱橋相同。在建築方面觀察，亦以混凝土橋較切石橋為優。

圖 195 所示之橋，闊為 16 呎，淨跨距為 30 呎。設計時假定負載之勻佈荷重為每方呎 150 磅，或負荷 15 噸之壓路機。壓路機之尺度如下：前滾筒寬 4 呎，兩後滾筒各寬 20 吋，後滾筒中至中間距為 5 呎，前後筒相距中至中為 11 呎，前筒重 6 噸，兩後筒各重 4.5 噸。

設計橋面版時，假設在寬 20 吋之內有活荷重 4.5 噸，置在跨距中央，外加馬卡達姆路面及橋面版等死荷重。設計橫梁時，假設跨

距中央有活荷重 6 噸，另加死荷重（包括路面，橋面版，及橫梁之重。）並作 T 形梁計算。設計時，活荷重以每方呎 150 磅計算，每架擔負橋面之一半，並加百分之 20，以防撞擊之危險。

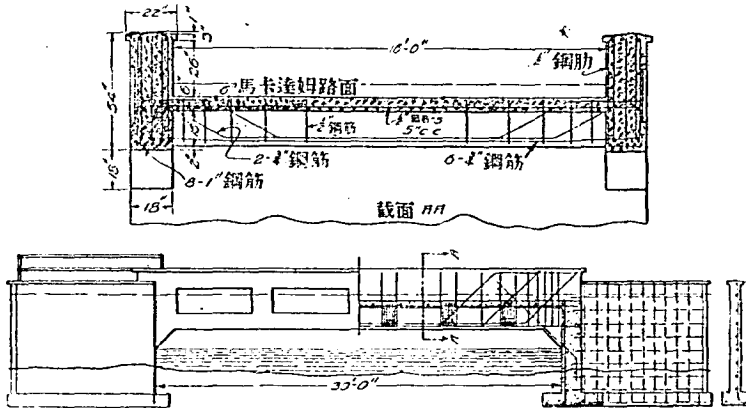


圖 195 賓夕法尼亞近阿爾哥之索橋

此式橋上，兩架兼作橋欄之用，同時亦為橋之主要部分。混凝土為 1 分波特蘭膠灰，2 分砂，及 4 分 1" 直徑之碎石。鋼筋用變形鋼條。

倘水面以上之頂空極高，則可在版下均用縱向之梁。橋欄可以混凝土建造，或為經濟起見，可用 1½" 或 2" 徑鐵管為之。

第四十一章 單純及鋼筋混凝土之規程

309. 規程之範圍 本規程以單純及鋼筋混凝土之用於房屋工程者為範圍，故為房屋規程之一部。工程師或建築師如參照本規程訂立契約，必須將該工程之特別情形，加以說明，並應將砂及碎石之條件，加以修改，俾合於當地之情形。

310. 契約之普通條件 該部份工程之包工人，應將該全工程契約之普通條件，詳加研究。凡普通條件之有關該部工程，工程師認為可以適用者，包工人自應受其約束。此種普通條件，亦為混凝土工程契約之一部。又包工人在投標之前，應詳細考察施工地址。

311. 工作之範圍 包工人應供給全部材料，工具，工人，並均須經工程師認為滿意始可。建築底脚，牆柱，樓版，窗楣，走道，梯道，地坑，機器之基礎，鋼鐵之防火層，填煤渣，舖地版以及結構圖建築圖中所示一切其他有關工程之混凝土。均包括在本契約之內，由包工人負責辦理。

312. 房屋之式樣 房屋之結構，全為鋼筋混凝土骨架。地窖之牆，用單純及鋼筋混凝土建築。惟在地平面以上者，外面用磚鑲砌。樓版為梁結構，顯露之面，應磨補至可油漆為度。樓版之面飾，與其本身同時澆置。屋而略具斜度，以便瀉水。

313. 地窖之牆 地窖之牆，分單純及鋼筋混凝土兩種，按照圖樣上所示為之。在地窖深處之牆，須用鋼筋混凝土，俾支撐牆外之

土，若牆深僅 8 呎者，可不用鋼筋。

地窖之混凝土牆，自底脚起直達第 1 層樓版之底。惟露於外面之牆則不同，須自完工後地面線以下三吋處，突出 5 吋，為支承而磚之地步。

模板卸去以後，牆之內面凸紋等，應立即鏟除，全面用 1 分膠灰，4 分細砂之灰砂漿塗之。

此項工作，須於混凝土澆置後之三日內辦理完竣。牆之外面，則祇須將粗糙部分如石孔等，用灰砂漿填抹。

314. 梯道 樓梯梯台等，全用鋼筋混凝土建造。階級之踏面應與混凝土版同時澆成。踏面為 1" 厚之灰砂漿，由 1 分膠灰，2 分顆粒勻淨之砂調拌而成。加上後，用泥鍤勻成光面。模板卸除後，階級之豎面亦塗抹灰砂漿一層，俾成光面。

此時如發見階級踏面，尚有缺點，不妨重行塗飾，使成完美，惟不得再行加高。梯邊之斜梁，於模板除去後，亦應立即以充分之灰砂漿塗飾，使之光滑。

註：如階級之踏面，需用金屬，石料，或保安物等，亦於此處，加入說明。

315. 天花板之潤飾 樓版梁之底面，梁之側面，及柱之各面等，應整理妥善，以待油漆。模板除去以後，應立即將凸紋等鏟除，並用 1 分膠灰，4 分砂之灰砂漿，將所有孔隙填平。俟混凝土經過 30 日以上之調養，上述之各面，全部用機械磨光，至工程師認為滿意而止。

316. 地窖鋪版 自地窖之潤飾版面線，向下挖深 12 吋，填以煤渣 8 吋，夯堅，上加碎石混凝土 3 吋，比例為 1:3:5。混凝土澆成

後，隨即加澆 1 分膠灰，3 分砂之灰砂漿面飾，使全面平直光滑，然後用鋸屑或麻袋，浸水蓋之，至少兩星期，方可除去。

倘土質為砂或礫，則可不必開挖再填煤渣，混凝土可直接澆於砂或礫之上。

317. 石灰石之保護 房屋中所用之切整石灰石，不可與新拌之混凝土，灰砂漿，或混凝土中之水接觸。故凡梁樓版，與石灰石相接者，均應隔以耐水紙或毛氈，使與石灰石隔離。

318. 管之設備 鋼筋混凝土之包工，應與裝置水管熱氣管電燈線管等之包工人合作，俾工程可同時進行，而免以後打洞裝置，致樓版強度受損。

必要處應設置套筒以備各管或其他機械之通過。設置插座，以利機軸等之支架。

319. 樓版之面飾 所有樓版，均於澆置混凝土時，同時即加面飾。面飾之厚為 1 吋，用 1 分膠灰，3 分砂之灰砂漿，直接澆於混凝土上，勻成光滑平面。大都於混凝土澆成後，一小時內行之。如混凝土之面上，發見有水，應用海棉吸乾之。

舖地毯之處，面飾表面所有粗糙不平之點，應切實磨平。當面飾充分結硬後，包工者應妥慎將表面加以保護而任其休養，並用鋸屑，或麻袋，浸水蓋護，至少歷三星期。

註：倘不能或不願將面飾隨即舖加，則可留至將來再做，惟必須非常謹慎方能成功。在混凝土澆成數小時後，應用重大之清街掃帚，或其他方法，全面掃動。所有白色乳沫，均應除去，使粗骨材露出，俾與面飾結合。樓版之面，至少須除去 $\frac{1}{8}$ 吋，並完全用水浸透，再加面飾。

320. 屋面之面飾 屋頂之面飾，於混凝土版澆成後，卽行鋪蓋。所用之灰砂漿，爲1分膠灰4分砂。包工人應注意坡度，俾水能卸入圖內所示之孔中。

321. 填煤渣混凝土 用木板爲樓面板時，板下木條之間，應填以煤渣或爐渣混凝土。又屋頂之卸水斜坡，亦用煤渣或爐渣混凝土做成。其成分爲1分波特蘭膠灰，3分砂，及5分煤渣或爐渣。水量多少，以拌成濃漿爲度。經充分舂搗，而上無過量之水溢出者方爲適合。

木條之間，煤渣或爐渣混凝土，必須完全填滿，頂面並須與木條相平。

煤渣或爐渣之中，不可含灰，或其他有損之雜質。並應壓碎，至能穿過1吋直徑之圈孔爲度。

322. 設計 本工程依據連續梁之理論設計。鋼筋及混凝土之費用應力規定如下：

	每方吋之磅數
混凝土受壓力時之極邊纖維應力，	800
混凝土受直接壓力，	500
鋼筋混凝土之剪應力，	150
光面鋼筋與混凝土之抗滯力，	80
變形鋼筋與混凝土之抗滯力，	100
鋼筋之抗張應力	18,000
鋼筋之抗壓應力	7,500

323. 鋼筋 除鋼肋或柱中之鋼箍，爲光面圓鋼筋外，其餘全工程，均用變形鋼筋。此項鋼筋之原料，可由開爐法或柏塞麥法鑄

成。全部鋼條均用胚鋼軋成。其化學及物理的性質，均遵照美國材料試驗學會所採用之中級鋼鋼條 A15-14 號之規程。

註：此項規程包括通常所用鋼條之各種等級。中級鋼幾專為軋鋼筋而特製，其抗張強度，較高於建築鋼，而較遜於硬鋼，惟較硬鋼易於彎曲。

該學會並規定舊軌鋼鋼條有 A16-14 號之規程。舊軌鋼較胚鋼價廉，美國中西兩部多用舊軌鋼，東部多用胚鋼。

324. 紮鋼筋及製圖等 一切鋼筋，置入模中，須在準確地位，並應固定之，俾不致因澆置及鏟動混凝土而被移動。如經工程師核准，用機械方法固定鋼筋之地位，亦屬可行。或用鋼線扣紮，而以適當厚度之膠灰塊襯攔。

一切鋼筋，均應遵照細目圖所示，或照工程師所指示而彎之。梁及樓版，在不連接之端，鋼筋應彎成鈎形。

一切細目圖均應先送工程師核准。經批評或改正後，發還包工人，遵照重製三份，送交工程師存查。

325. 檢查 鋼筋既由包工人供給，則包工人應將該項鋼筋原製造廠之試驗證明書，送交工程師查核。

一切鋼筋，遵照圖樣排入模中，固定位置後，應由工程師加以檢查。故包工人在未澆混凝土以前，應提前知照工程師，俾可有充分時間，檢查鋼筋及混凝土之材料，以及混凝土之澆拌方法。

326. 膠灰 全部工程，均用波特蘭膠灰，並應用工程師所核准之標準牌號，而與美國材料試驗學會所定之波特蘭膠灰 C9-26 號規程相符合。所用膠灰，並應經工程師所核准之試驗所，加以試驗。

膠灰裝袋送至工場，其牌號及製造廠之名稱，須於袋上明白顯示。當試驗時，該項膠灰應儲藏封閉，儲藏之房屋，不可透水，支擱之板，亦應離地面較遠，不使受濕。每船所裝運之膠灰，均須分別保存，在未經 7 日試驗認為合格時，不得取用。

327. 砂 此項工程所用之砂，為天然砂或人工砂，須顆粒勻淨，堅強，耐久，無皮，不含灰泥，軟片，如頁岩，鹼性物，有機物，壤土及其他有損物質。洗滌之砂中，所含壤土及其他微細物質，不可超過百分 3。

註：倘欲規定砂粒自細至粗之大小等級，可以參考美國材料試驗學會所公布之表如下：

細骨材之粗細等級

	重之百分比
能穿過 4 號篩者.....	不少於 85
能穿過 50 號篩者	{ 不多於 30
	{ 不少於 10
能揚去之重.....	不多於 3

關於砂之規定，許多工程師均主張洗滌。砂之來源不同者，在未用之前，應詳細試驗。

328. 石 碎石或礫等材料，應潔淨，堅強，耐久，無皮，不含柔軟物，易變形物，鹼性物，有機物，及其他有損物質。石塊尺度，則應大小皆備。用於鋼筋混凝土者，自 $\frac{1}{4}$ " 起至 14" 止。用於單純混凝土者，自 $\frac{1}{4}$ " 起至 2' 止。

329. 水 拌混凝土所用之水，應清潔，不含油類，酸類，有機物，及其他有損之物質。

330. 比例 數量以立方呎為單位。膠灰 95 磅（1 袋或 $\frac{1}{4}$ 桶），

作為1立方呎。每次拌調，均應遵照規定比例。骨材應各以其體積分別量計。粗細骨材，均應鬆量，即傾入量器，隨即倒去。水量照需要量入。

本工程所用之混凝土，經28日後，必須具有下表所規定之強度。表中之材料比例，雖僅為拌調時參照之用，但亦不可使混凝土貧於表中所列者。

混凝土之強度及比例

混凝土之等級	容量之比例			混凝土經28日後之強度，以每方吋磅計。
	膠灰	細骨材	粗骨材	
單純混凝土	1	3	5	1500
梁，架，版—鋼筋混凝土	1	$2\frac{1}{2}$	$3\frac{1}{2}$	2000
柱	1	$1\frac{1}{2}$	3	2200

經工程師核准後，骨材之等級，不妨變動，惟不得要求加價。

混凝土所用之水量，應以恰能適合工作之最小量為度。1:2½:3½ 混凝土，用一袋膠灰拌調，水量不得超過7½加侖（美國標準量器）。照美國材料試驗學會之標準，坍落不得多於4至5寸。所謂7½加侖者，已包括材料之潮濕在內。

331. 拌和 拌混凝土之機器，須經工程師核准，而能產生一致勻淨之混凝土者。機上附有裝材料之漏斗，及儲水器，量水器。量水器之構造，祇裝材料時，可以放水。放水之槓杆，附有自動鎖，須材料在鼓中拌至適當時間，方能開放。混和鼓中之混凝土，必須出淨，方可重裝材料。材料全部裝入後，鼓之轉動時間，不得少於1分鐘，

其時轉動之周圍速度，約每分鐘 200 呎。如膠灰之一部份，已受濕凝固，切忌再用。

332. 澆置混凝土 混凝土拌成後，應立即輸送至澆置地點，愈速愈妙，以防各材料之分離鬆解。傾入模板中之位置，亦應確當，以免重行鏟移。

混凝土傾入模板後，立即用適當器具，幫同鐵鏟，充分舂搗，防止內藏氣孔，以期得最大之密度。澆置混凝土柱，尤應謹慎，並將模板時時拍擊，以爲增大混凝土密度之助。

如用斜槽分送，則斜槽與水平所成之角度，應力求適當，恰使混凝土流下，灰砂漿與碎石，不致互相分離。最小角度爲 27 度，或直 1 平 2 之比。槽之下端，恰置於需要混凝土之地點，最好先使流入器具，再用車運。每一次卸去混凝土之前後，斜槽均應用清水沖洗。沖洗之水，須使流於模板之外。

332. 試驗 每日所澆之混凝土，包工人應取具樣體 4 個，直徑 6"，高 11"，送至指定之試驗所，作 7 日及 28 日之試驗。試驗所應迅速將結果報告工程師。試驗費由包工人擔負。

334. 築造縫 所有之柱，至少應較樓版先澆 4 小時。牆之負有荷重者，亦應同樣辦理。柱及牆之接縫，均應在水平方向。續澆之前，接縫上之白色乳沫等，應充分洗淨。

宗梁中之接縫，均應垂直，愈近跨距之中央愈佳。如事實上接縫不能置於跨距之中央，則於深度之中央，做一凸樁，近各方面均加置短鋼筋，其長度至少爲直徑之 70 倍。接縫之間，並應置斜鋼筋。

335. 凝混凝土之調養 當熱天澆置凝混凝土，至少在7日之內，不可使太陽光線，直接照射，並應常使潮濕。

336. 寒天之防護 當溫度在冰點以下，而澆置凝混凝土，尤應特別注意。所用之凝混凝土材料，均須烘熱。含有冰塊之材料，不可加入混和機。凝混凝土澆入模板之溫度，不可少於50度，並至少須在6日之內，不可降低至此項溫度以下。必要時，應將此項建築物包蓋，設法用人工保持其溫度常在50度與80度之間。鹽及其他化學物，雖亦可使凝混凝土不凍，但不可採用。

337. 火警之防護 鋼筋之外，應有凝混凝土保護層，以資防護火警。樓版鋼筋之保護層，厚須1吋，如鋼筋在上而亦相同。梁內鋼筋之兩邊及底面保護層厚，均須為 $1\frac{1}{2}$ 吋。梁內鋼筋之保護層，兩邊為 $1\frac{1}{2}$ 吋，底面為2吋。柱內主要垂直鋼筋之保護層，四周均為2吋。

鋼梁之外，不論底及邊，均應有保護層2吋。鋼梁兩邊仍用2吋，底面用3吋。鋼柱之凝混凝土保護層厚四周均為2吋。鋼梁及鋼梁之底翅上，常置連續鋼鍊，俾協助固定凝混凝土之地位。緊靠鋼柱之外，應置垂直鋼筋4根，並用圓鋼條箍繫，箍之間距約為8吋。

338. 模板 除鋪於地上或煤渣上之凝混凝土外，其餘一律須用模板。模板應堅固穩定，俾凝混凝土建築物不致變樣，且應緊密，俾灰砂漿不致漏出。梁架尤應注意使之平直。歪曲木料，不得用作模板。模板之組數，應預備充足，俾工作不致中斷。

模板與凝混凝土相接觸之面應飽光。非顯露之面，則可不飽。柱模之近底處，應留一孔，以便除去模中鋸屑等物。在澆凝混凝土之前，所有之孔，須一律補塞。模板之結構，應易於卸除而不傷轉角，或損

壞混凝土。澆混凝土之前，並應將模板內，完全浸濕。混凝土未凝固達安全程度時，如因拆除模板而發生損害，仍由包工人負責。拆除模板之時間，不可短於下表所列之日數。

版之底部，跨距 6 呎，	5 日 (跨距每增大 1 呎，應增加 1 日)
梁及宗之底部，跨距 20 呎以下，	14 日
梁及宗之底部，跨距 20 呎或 20 呎以上，	21 日
梁宗及窗楣之兩邊	3 日
柱	3 日
牆	3 日

澆置某一層樓之混凝土時，至少須保存其下 2 層之撐柱。地面以上之第一層樓，當然無須如此。

包工人應將拆除模板之時間，特別放長，以期安全，並應先與工程師商量決定期限。工程完竣後，全部模板，包括底腳模板在內，均應除去。

註： 本規程規定一律用光面模板，但混凝土上，如直接加粉飾者，宜用糙面模板，俾混凝土與粉飾之結合，可以加固。

339. 荷重試驗 如工程師認為必要，包工人應作兩次荷重試驗，其費用由包工人負擔。試驗樓版所用之荷重，應較設計所用之活荷重加倍。此試驗須經過 24 小時，其垂度不可超過跨距之 $\frac{1}{600}$ ，不發生裂痕，並不留存永久之垂度。

試驗時，如發生損壞，應由包工人重建，不得要求加價。

340. 有缺點之建築物 建築物之一部，在模板取下之後，或取

下之前，發見有氣孔或其他缺點者，包工人應設法重造，至使工程師滿意為度。倘有缺點之部份不大，且非緊要之處，則可局部重造。重造之範圍，材料，及方法，均應得工程師之認可。

第四十二章 工廠房屋之設計

圖 196 爲 6 層樓廠屋或棧房之模範層建築平面圖。設計樓板所用之活荷重爲每方呎 200 磅。面層厚爲 4 吋，其中 3 吋爲煤渣混凝土，1 吋爲木板。

除特別註明者外，設計所用之應力如下：

混凝土經 28 日之極限抗壓強度，	每方吋 2,000 磅
混凝土極邊纖維之抗壓應力，	極限抗壓強度之 40 %
彈性係數之比率，	15
連梁近支點處，極邊纖維之抗壓應力，	極限抗壓強度之 45 %
梁之剪力；梁軀有鋼筋，主要直鋼筋之兩端，	
均成彎鉤形	極限抗壓強度之 2 %
鋼筋之抗張應力	每方吋 18,000 磅

341. 版 活荷重爲每方呎 200 磅。面飾重爲每方呎 25 磅。因煤渣混凝土每吋厚每方呎重爲 7 磅，故 $3 \times 7 + 4$ (木板重) = 25 磅。

樓版之厚，照例不得小於 4 吋。因此處跨距極小，而又互相連接，故假設版厚爲 4 吋。於是

樓版每方呎之總荷重爲 $200 + 25 + 50 = 275$ 磅。

跨距 6 呎則在 1 呎寬之一條上，總荷重爲 $1' \times 6' \times 275 = 1,650$ 磅。

$$M = \frac{1650 \times 6 \times 12}{12} = 9,900 \text{ 吋磅。}$$

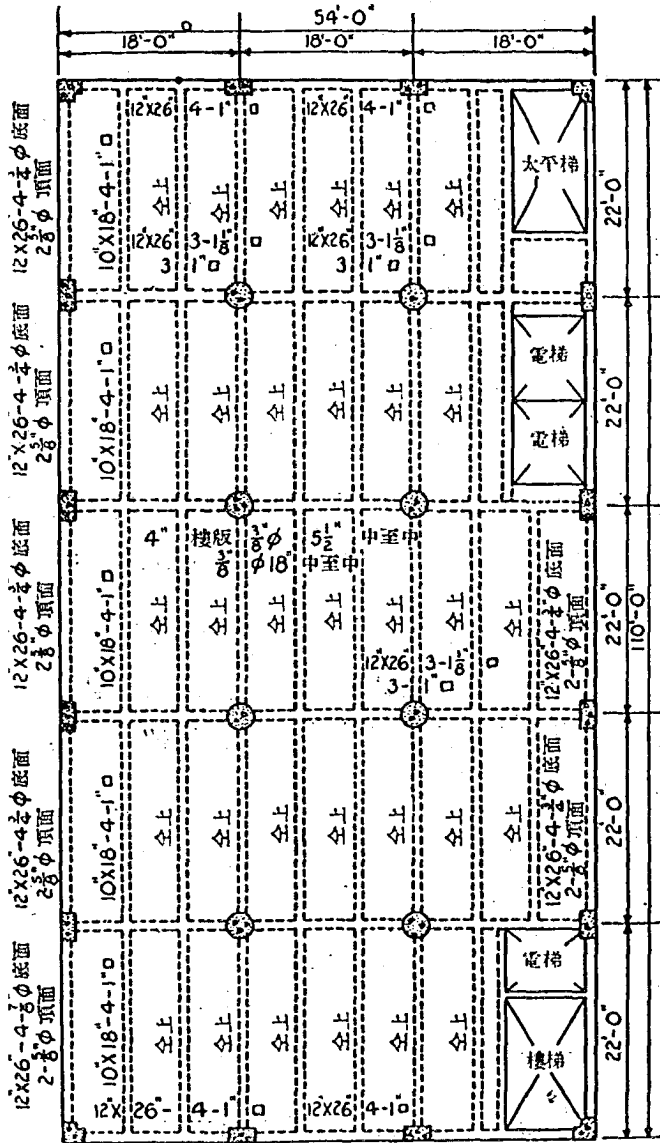


圖 196 廠屋建築平面圖

$$\text{由表 XX 得 } K = \frac{M}{bd^2}$$

$$\text{移項 } M = Kbd^2$$

$$b = 12'' (1 \text{ 呎寬})$$

$$K = 138 (\text{閱表 XX})$$

代入方程式，求 d 之值，得

$$M = Kbd^2$$

$$9,900 = 138 \times 12 \times d^2$$

$$d^2 = 6$$

$$d = 2.4''$$

厚度 2.4'' 上，尚須加鋼筋厚度之半，及防火層 1''，其總數仍小於 4 吋，但為規定所限，仍應用 4 吋。所需鋼筋，計算如下：

$$A_s = \frac{M}{18,000 \times jd} = \frac{9,900}{18,000 \times 2.75 \times 0.87}$$

$$= 0.23 \text{ 方吋或 } \frac{3}{4}'' \text{ 圓鋼筋間距中至中爲 } 5\frac{1}{4}''。$$

為應付混凝土因溫度變化而所生之應力，用 $\frac{3}{4}''$ 圓鋼筋，間距中至中 18 吋，已足。

343 樓版之梁 內部之梁，間距中至中大都為 6'-0''，跨距為 22'-0''。每梁所負之荷重為活荷重 200 磅，樓版面飾 25 磅，混凝土樓版 48 磅（實為 $12 \times 4 = 48$ 磅但可作 50 磅計算），及梁之本身重，以樓面積計，約每方呎 30 磅。故每梁之總荷重為，

$$6.0 \times 22.0 \times (200 + 25 + 50 + 30) = 40,260 \text{ 磅}$$

$$M = \frac{Wl}{12} = \frac{40,260 \times 22 \times 12}{12} = 885,720 \text{ 吋磅}$$

假設梁深為 22 吋(約以跨距 1 呎梁深 1 吋計),則 $d = 22'' - 3\frac{1}{2}''$
(自鋼筋中心至梁頂),於是

$$jd = .87 \times (22 - 3\frac{1}{2}) = 16.1''.$$

及
$$A_s = \frac{885,720}{16.1 \times 18000} = 3.0 \text{ 方吋}$$

4 根 1" 圓鋼筋,具有上項面積,足敷應用。惟應注意,上述者為連梁中點之力矩,係用公式 $\frac{Wl}{12}$ 計算,照本書連梁中點(如圖 197 之 C 點處)之力矩,當用公式 $\frac{Wl}{16}$ 計算。支點上(如圖 197 B 點處)之力矩方為 $\frac{Wl}{12}$ 。然實際上梁跨中央之力矩,亦多同樣用 $\frac{Wl}{12}$ 。因此兩處若以不同之力矩計算,則力矩不同,須加用短鋼筋,而短鋼筋之地位,維持適當,深感困難也。支點上梁底之應力(圖 197 之 A 點處),正與支點上梁頂之應力(圖 197 之 B 點處)相同。A 處之壓力,由混凝土及梁軀中之鋼筋協同抵抗。

求 A 處抵抗壓力所需之混凝土及鋼筋數量,其正常方法,可應用第三篇中關於兩面置鋼筋之各方程式。惟此法繁複遲緩,工程師殊少用之,而多照下列之近似方法計算。

梁軀之容許抗壓應力,為極限強度之百分之 45。(2000 × .45 = 900),故 $K = 160$ 。鋼筋中之抗壓應力,等於混凝土之應力乘以彈

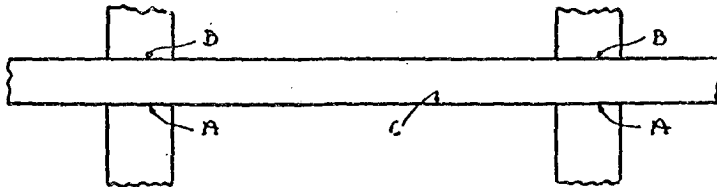


圖 197 連梁

性係數之比率，即為每方吋 $900 \times 15 = 13,500$ 磅。

$$M_o = Kbd^3$$

$$M_s = A_s f_s \frac{jd}{2}$$

$$M_o = 160 \times 10 \times 18\frac{1}{4}^2 = 547,200$$

$$M_s = 13,500 \times 3.0 \times \frac{16.1}{2} = 326,025$$

$$873,225$$

上數與原力矩相差，在百分之 2 以內，故可認為合用。此梁在樓版以下之梁軀為 $10'' \times 18''$ ，內加 $1''$ 圓鋼筋 4 根，作為模範之樓版梁。

求梁端之剪力。可以梁寬與 jd 之乘數，除反動力（即總荷重之半數）得之。

$$v = \frac{V}{b \times jd} = \frac{20,130}{10 \times 16.1} = \text{每方吋 } 125 \text{ 磅}$$

如梁中鋼筋之半數，在支點附近彎起，鋼筋之端均彎成鈎形，並加入充分之鋼筋，則上項剪力，尚可適用。

梁端之總剪力等於 $\frac{40,260}{2} = 20,130$ 磅，此剪力由混凝土及鋼筋抵抗之。混凝土所抵抗之數量，等於縱鋼筋以上混凝土梁之截面，乘以單純混凝土之容許單位剪應力，即等於 $18.5 \times 10 \times 40 = 7,400$ 磅。剩餘之剪力 $20,130 - 7,400 = 12,730$ 磅，須用鋼筋抵抗之。不論何點之鋼筋間距，可用下式計算之。

$$S = \frac{A_v f_v jd}{V}$$

式中 S = 鋼筋之間距，以吋計。

A_v = 鋼筋之橫截面面積 = 0.22 方吋 ($\frac{3}{8}''$ 圓鋼筋)。

f_c = 鋼筋之容許應力 = 每方吋 16,000 磅

V = 所須抵抗之垂直剪力。

茲將鋼筋之間距，自支點向梁之中央，每隔一呎計算之。查向

中央每隔 1 呎，剪力減少 $\frac{40,260}{22} = 1,830$ 磅。

$$\begin{aligned} \text{不論何點之鋼筋間距 } S &= \frac{0.22 \times 16,000 \times 0.875 \times 18.5}{V} \\ &= \frac{56,980}{V} \end{aligned}$$

$$\text{在支點附近之鋼筋間距 } S = \frac{56,980}{12,730} = 4.5''$$

其餘各處之間距，可用適當之數值，代入公式 $S = \frac{56,980}{V}$ 以

求之，如下表。

距支點之距離“a”	距支點之距離“a”處之剪力(V)	鋼筋之間距(S),以吋計
1 呎	10900	5.2
2 呎	9070	6.3
3 呎	7240	7.9
4 呎	5410	10.5
5 呎	3580	15.9

各行中之 V 數值，係各由其前一行數值，減去 1830 而來。1830 乃梁端向中央每呎之剪力遞減數也。鋼筋之間距，不得大於 $\frac{1}{4}d$ ，在本題中，為 $0.75 \times 18.5 = 13.9$ 吋。查上表距支點 5 呎處之間距為 15.9 吋，大於 13.9 吋，故應放棄而用其小者。鋼筋之間距，常用吋之雙數，又常用吋之倍數。間距之排列，應使與上表之計算數，大致

相仿。梁中混凝土足以抵抗剪力之處，仍須稍加鋼筋，並應注意其間距，不可超過最大限度。圖 198 所示，為梁之細目設計。

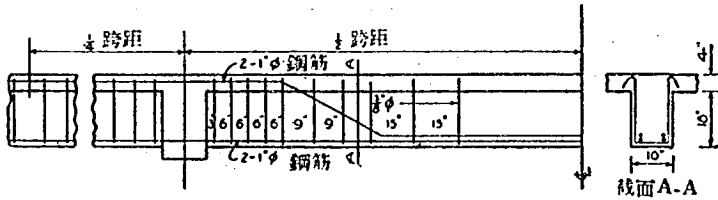


圖 198 梁之細目設計

343. 側梁 側梁或房屋兩面牆內之梁，應與其兩端牆內之梁同一深度，俾窗框之頂可在同一高度。在本問題內，梁之深視 4 吋樓版(即梁之翅)所能負荷之抗壓強度而定。倘樓版厚能增至 6 或 8 吋，寬約 30 吋，則梁之深度，可以大減。此種算法，茲不詳述。因樓版厚祇 4 吋，故梁之總深度，必須有 30 吋。倘大量光線之需要，較重要於房屋外表之美觀，則兩面牆中，可用長方形梁，如圖 199-B。

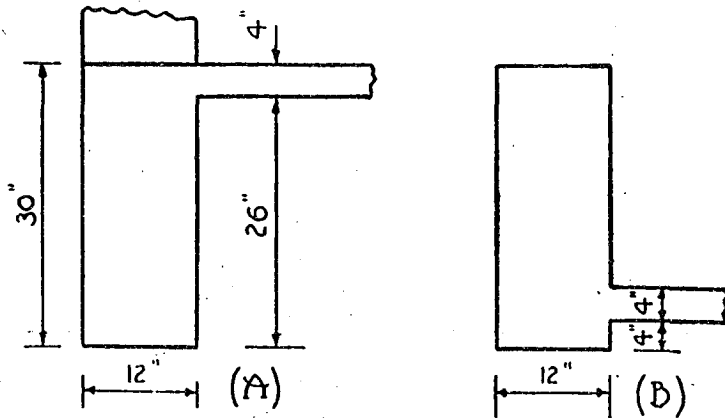


圖 199 長方形截面之梁

除地窖高為 11'-0" 外；其他各層之高，均假定自樓版至樓版

爲 13'-0"。倘所用之鋼窗框高爲 8'-0" 及側梁如圖 199-A；則自窗底至樓版面之距爲 2'-6"。即梁深 2'-6"，加窗框高 8'-0"，再加磚牆 2'-6" 共爲 13'-0"。

側梁之荷重，以樓版面每方呎計，仍與其他梁同，惟其體積較大，本身之重，亦須加大耳。其總荷重計算如下：

$$\text{樓版 } 2.75' \times 22.0' \times (200 + 25 + 50) = 16,637 \text{ 磅}$$

$$\text{梁 } 1' \times 2.5' \times 18.8' (\text{柱至柱}) \times 150 = 7,050$$

$$\text{磚 } 1' \times 2.5' \times 18.8' (\text{柱至柱}) \times 120 = \underline{5,640}$$

$$29,324$$

$$M = \frac{29,324 \times 22 \times 12}{12} = 645,128 \text{ 吋磅}$$

梁深已定爲 30 吋，則

$$jd = j(30 - 2\frac{1}{2}) = 27\frac{1}{2} \times .87 = 23.9 \text{ 吋}$$

$$\text{故 } A_s = \frac{645,128}{23.9 \times 18000} = 1.5 \text{ 方吋}$$

應用 4 根 $\frac{3}{4}$ 吋圓鋼筋，其中 2 根彎起伸入鄰梁，達其跨距 $\frac{1}{4}$ 處樓版中之壓應力及梁中之剪應力，爲數極微，不再計算。但仍用 $\frac{3}{4}$ 吋圓鋼筋爲鋼筋，近兩端處，間距用 12 吋，近中央處，間距用 18 吋。梁頂並應置 $\frac{3}{8}$ 吋圓鋼筋兩根，俾可使混凝土受溫度變化所生之應力，得適當之調劑。

344. 案 案之跨距爲 18'-0"。因此房屋僅作三區格；故可視爲受勻佈荷重，而以 $\frac{Wl}{10}$ 計算其彎曲力矩。雖亦可視爲受梁之集中荷重而設計，但仍以前法，較爲妥善。

假定在樓版以下之梁軀深為 22"，寬 12"，則梁重以樓版面平方呎計，為

$$\frac{12'' \times 22''}{144} \times 150 \div 22' = \text{每方呎 13 磅 (可作 15 磅計算)}。$$

22'-0" 為兩梁中至中之間距。梁之總荷重，可計算如下：

$$\text{總荷重} = 22' \times 18' \times (200 + 50 + 30 + 15)$$

$$= 126,720 \text{ 磅 (可作 127,000 磅計算)}$$

$$M = \frac{127,000 \times 18 \times 12}{10} = 2,743,000 \text{ 吋磅}$$

梁之總深為 30 吋，假定自鋼筋中心至梁底之距為 $3\frac{1}{2}$ 吋，則

$$d = 30'' - 3\frac{1}{2}'' = 26\frac{1}{2}''，$$

於是 $jd = 26\frac{1}{2}'' \times 0.87 = 23.1$

$$A_s = \frac{2,743,000}{23.1 \times 18,000} = 6.6 \text{ 方吋}$$

需要 3 根 $1\frac{1}{8}$ " 方鋼筋，及 3 根 1" 方鋼筋。近兩端處，應有半數鋼筋彎起，樓版以下之梁軀為 $12'' \times 26''$ 。

其次即應考查在跨距中點之抗壓力，是否足敷。假定梁頂之翅寬為每邊 8 倍樓版厚，外加梁寬，即

$$\text{樓版 (即翅) 寬} = 8 \times 4 \times 2 + 12 = 76''$$

$$f_c \times 76'' \times 4'' \times \frac{23.1}{2} = 2,743,000$$

$$f_c = \text{每方吋 777 磅}$$

因 f_c 之容許數值為每方吋 800 磅，故上數可稱適用。

梁兩端之剪力，等於一梁之荷重加梁重之半數，自支點至其所荷之第一梁間，除少數之梁重，逐漸遞減外，餘為常數。實用上可將

剪力，認作常數計算。

$$\text{梁之荷重} = 40,260$$

$$\text{梁之重} = \frac{12'' \times 26''}{144} \times 150 \times 9' = 2,970$$

$$43,230 \text{ 磅}$$

$$V = \frac{43,230}{12 \times 23.1} = \text{每方吋 } 156 \text{ 磅}$$

混凝土所能抵抗之剪力數量，為 $12 \times 26.5 \times 40 = 12,710$ 磅。其餘數即 $43,230 - 12,710 = 30,520$ 磅，須用鋼筋抵抗之。鋼筋用 $\frac{1}{2}$ 吋鋼條，間距為 $\frac{0.38 \times 16,000 \times 0.875 \times 26.5}{30520} = 4.6$ 吋。

近支點處，梁底鋼筋有半數彎起。在不接連之一端，鋼筋均彎成鉤形，故可協助抵抗剪力。圖 200 所示，為梁與柱相近處之細目設計。

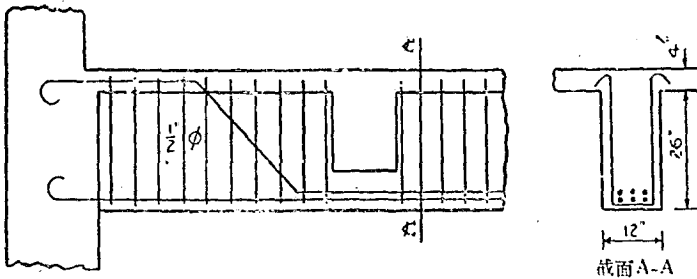


圖 200 梁之細目設計

345. 柱 先設計內柱。每柱所支持之樓版面積為 $18'-0'' \times 22'-0''$ 。假定屋頂之活荷重及死荷重，共為每方呎 135 磅。其中活荷重約 35 磅；屋面 5 磅；填成屋面斜坡之煤渣 20 磅；混凝土版，梁及梁共為 70 磅。故內柱所負每層之樓版面積，與梁相同，於是其

荷重亦相同。

第 6 層柱

屋面荷重 $18' \times 22' \times 135$ 63,460

第 5 層柱

屋面荷重 53,460

第 6 層樓荷重 126,720

第 6 層柱重(約估) 2,000

182,180

第 4 層柱

第 6 層及屋面等 182,180

第 5 層樓荷重 126,720

第 5 層柱重 4,000

312,900

第 3 層柱

第 5, 6 兩層及屋面等 312,900

第 4 層樓荷重 126,720

第 4 層柱重 4,000

443,620

第 2 層柱

第 4, 5, 6 三層及屋面等 443,620

第 3 層樓荷重 126,720

第 3 層柱重 5,000

575,340

第 1 層柱

第 3, 4, 5, 6 四層及屋面等 575,340

第 2 層樓荷重 126,720

第 2 層柱重 7,000

709,060

地窖層柱

第 2, 3, 4, 5, 6 五層及屋面等 709,060

第 1 層柱荷重 126,720

第 1 層柱重 8,000

843,780

內柱均爲圓形，模板用鋼製。爲減少模板之大小種類起見，使每兩層柱有相同之直徑。即地窖及第1層之柱，大小相同。第2,3兩層之柱，大小相同，餘類推。但每上一層柱其所用之鋼筋，比下一層相同大小之柱所用之鋼筋當減少。

內柱用公式(56)設計。

$$P = A_c f_c + n f_s p A$$

先定柱心直徑爲28吋，以作試探之計算。外加防火層厚2吋，則總直徑爲32吋。

$$A = \frac{32^2}{4} \pi = 615 \text{ 方吋}$$

$$p = .04$$

$$A_c = A(1 - p) = 615(1 - .04) = 590$$

$$f_c = 300 + (0.10 + 4 \times .04) 3,000 = 1,080$$

$$n = 10$$

代入公式(56)，得

$$\begin{aligned} P &= 590 \times 1,080 + 10 \times 1,080 \times .04 \times 615 \\ &= 637,000 + 265,680 \\ &= 902,880 \text{ 磅} \end{aligned}$$

即柱心直徑28吋，混凝土爲1:1½:3，垂直鋼筋之比率爲.04，(615 × .04 = 24.6 方吋)用1"方鋼筋25根，及適量強度之螺圈鋼籠，則可荷重902,880磅。地窖層柱之荷重，已算出祇843,780磅，故已超過需要之強度。但如用p = .035，則又感不足，故鋼筋之百分比須用p = .04。

柱中螺圈鋼筋之計算方法，前已述過，茲再舉例如下。螺圈鋼筋

之體積，不可少於垂直鋼筋之 $\frac{1}{4}$ 。柱高1呎中，垂直鋼筋體積之 $\frac{1}{4}$ 為 $\frac{25 \times (1'')^2 \times 12'}{4} = 75$ 立方吋。28"直徑之圓周為 $\pi \times 28'' = 88$ 吋。 $\frac{1}{2}$ "圓鋼條之橫截面面積為0.20方吋，則88吋長之體積為17.6立方吋。以之除75，得4.2。即柱高1呎之內，須有鋼圈4.2轉。以4.2除柱高12吋，得鋼圈之間距為2.8，或用 $2\frac{3}{4}$ 吋。故此柱共用25根1"方鋼筋，及 $\frac{1}{2}$ "螺圈鋼筋，間距 $2\frac{3}{4}$ 吋。

第1層之柱，須負荷709,060磅。柱之大小及混凝土等級，均與地窖相同，故鋼筋數量可以減少。查代入公式之數值如下：

$$A = \sqrt[4]{14} \pi = 615 \text{ 方吋}$$

$$p = .03$$

$$A_s = A(1-p) = 615(1-.03) = 597$$

$$f_c = 300 + (0.10 + 4 \times .03)3000 = 960$$

$$n = 10$$

代入(56)式，得

$$P = 597 \times 960 + 10 \times 960 \times .03 \times 615$$

$$= 573,120 + 177,120$$

$$= 750,240 \text{ 磅}$$

上柱之強度，已超過需要數(709,060磅)，但如用 $p = .025$ ，則強度又感不敷，故無可再減。

垂直鋼筋 = $597 \times .03 = 17.9$ 方吋，須用1"方鋼筋18根。螺圈鋼筋之體積為 $\frac{18 \times (1'')^2 \times 12}{4} = 54$ 立方吋。28吋直徑之圓周為88吋， $\frac{3}{8}$ "圓鋼條之面積為0.11方吋，88吋長之體積為9.7立方吋。以之除54立方吋，得5.5，即為柱高1呎中所需螺圈之圈數。 $\frac{3}{8}$ "圓

鋼條，間距為2吋，

第2,3兩層之柱，可照上法設計，惟其外直徑似不需大於26吋。第4,5兩層亦然，惟外直徑可用20吋。第6層之柱，因模板關係，可使與第5層相同，但祇需4根垂直鋼筋，及8吋間距之 $\frac{3}{4}$ 吋鋼圈。

346. 牆中之柱 外柱為牆之一部份，故顯露於房屋之外面。兩柱之間為窗，窗之大小均相同。因此外柱之寬，須一律相同。柱之荷重如下：

第6層柱	
屋面荷重 $9' \times 22' \times 135$	26,730
8"厚環牆 $3' \times 22' \times 90$	5,940
	32,670
第5層柱	
第6層樓荷重 $9' \times 22' \times 315$	62,370
12"磚牆 $3'6" \times 19 \times 120$	8,100
柱重(估計)	5,000
	108,140
第4層柱	
第5層樓荷重	62,370
牆	8,100
柱重(估計)	6,000
	184,610
第3層柱	
第4層樓荷重	62,370
牆	8,100
柱重(估計)	8,000
	263,080

第 2 層柱	263,080
第 3 層樓荷重	62,370
牆	8,100
柱重(估計)	10,000
	<hr/> 343,550
第 1 層柱	343,550
第 2 層樓荷重	62,370
牆	8,100
柱重(估計)	12,000
	<hr/> 426,020
地窖層柱	426,020
第 1 層樓荷重	62,370
牆	8,100
柱重(估計)	14,000
	<hr/> 510,490

房屋之牆，係柱，鋼窗，及磚牆，(在鋼窗之下)等組成。假定鋼窗架之標準寬為 18'-0"，則留作柱之空間為 3'-2" (22'0" - 18'10" = 3'-2")。故柱之寬應一律為 3'-2" 或 38 吋。

其下數層之混凝土，經 28 日之抗壓強度，為 3000 磅。茲用公式(58)設計。

$$P = (A_c' + A_s n) f_c$$

假定柱之尺寸為 25" × 38"。除去防火層兩邊各 2 吋，內面除 2 吋，外面除 3 吋，則有效之柱心為 20" × 34"。垂直鋼筋用 1½" 方鋼條 6 根，則

$$A_c' = 20'' \times 34'' - 6 \times (1\frac{1}{2})^2 = 671 \text{ 方吋}$$

$$A_s = 6 \times (1\frac{1}{2})^2 = 9 \text{ 方吋}$$

$$f_c = 675 \text{ 即 } (0.225 \times 3,000 = 675)$$

代入公式(58),得

$$P = (671 + 9 \times 10)675 = 513,675$$

此柱所假定之尺寸,及鋼筋之數量,均恰適當。鋼圈為 $\frac{3}{4}$ "圓鋼條,間距中至中為8吋,一道鋼圈固無補於柱之強度,但若將道數加多,則所費有限,而極有助益。

第1層樓之柱,須荷重426,020磅。假定柱之尺寸為22"×38",柱心有效部份為17"×34",說明同上,鋼筋用6根 $1\frac{1}{8}$ "方鋼條,則

$$\begin{aligned} A_c' &= 17" \times 34" - 6 \times (1.125)^2 \\ &= 570.5 \text{ 方吋 (作 570 方吋計算)} \end{aligned}$$

$$A_s n = 7.5 \times 10 = 75 \text{ 方吋}$$

$$f_c = 3,000 \times 0.225 = 675$$

代入公式(58),得

$$P = (570 + 75)675 = 435,375 \text{ 磅}$$

故22"×38"之柱,加6根 $1\frac{1}{8}$ "方鋼筋,正可合用。

第2層柱,假定如下;總截面為19"×38"。柱心有效之淨截面為14"×34",加6根1"方鋼筋,則

$$A_c' = 14" \times 34" - (6 \times 1^2) = 470 \text{ 方吋}$$

$$A_s n = 6 \times 10 = 60 \text{ 方吋}$$

$$f_c = 3,000 \times 0.225 = 675$$

$$P = (470 + 60)675 = 357,750 \text{ 磅}$$

由上式,知假定數正適用。

同樣,算得第3層柱為15"×38",加6根1"圓鋼筋。第4層

柱爲 $12\frac{1}{2}'' \times 38''$ ，加 6 根 1'' 圓鋼筋。

第 5 層柱之荷重爲 108,140 磅。因柱不能再行減小至 $12\frac{1}{2}'' \times 38''$ 以下，故可將混凝土之等級，由 3,000 磅減至 2,000 磅（每方吋）。至於鋼筋可用 6 根 $\frac{7}{8}''$ 圓鋼條，則

$$A_c' = 8 \times 34 - 6 \times 0.6 = 268 \text{ 方吋}$$

$$A_s n = 3.6 \times 15 = 54 \text{ 方吋}$$

$$f_c = 2,000 \times 0.225 = 450$$

代入方程式(58)，得

$$P = (268 + 54) 450 = 134,900 \text{ 磅}$$

所得之 P 數值仍大於需要數 27,000 磅。但混凝土不可再行減弱，否則有因氣候變化，而崩裂之危險。照理論，鋼筋尚可減爲 6 根 $\frac{7}{8}''$ ，或更少於此數，但此柱以用 6 根 $\frac{7}{8}''$ 鋼筋，較爲妥善。第 6 層柱與第 5 層柱同。上部數層之柱厚，所以用 $12\frac{1}{2}''$ 者，俾可與磚牆相平。因名爲 12'' 之磚牆，實際上爲 $12\frac{1}{2}''$ 也。

347. 底脚 內柱之荷重爲 843,700 磅，底脚重約爲 60,000 磅。故地土上之總荷重爲 $843,700 + 60,000 = 903,700$ 磅。

此房屋建於土上，土質每方呎之安全負載能力爲 6,000 磅，則底脚之面積爲

$$903,700 \div 6,000 = 150.6 \text{ 方呎。}$$

將 150.6 開方，得 12.27 呎，或 $12' - 3''$ ，即爲底脚之每邊寬。柱爲圓形，其混凝土之單位應力極強。柱荷重由柱傳達於底脚，但底脚混凝土之單位應力，遠遜於柱。欲求減小傳達於底脚之單位應力，須於柱底加建柱礎。以 500 磅除柱之荷重 843,700，得 1,687 方

吋，開方爲 41 吋，加保護層 $3\frac{1}{2}$ 吋，則柱礫應爲 48"×48"，高至少爲 18 吋，並應加垂直鋼筋及螺圈鋼筋，垂直鋼筋之橫截面積與柱相同，螺圈鋼筋之橫截面積，可較用於柱中者略爲減少。柱礫大於柱，故傳達之單位應力，因而減小。柱礫之混凝土質料，應與柱同。

底脚之彎曲力矩，可用公式(62)計算之。即

$$M = \frac{W}{2}(a + 1.2c)c^2$$

本問題中 $W = 6,000$ 磅； $a = 4'-0''$ ； $c = 4'-1\frac{1}{2}''$ ，或 4.13'。代入

$$\begin{aligned} \text{式中，得 } M &= \frac{6000}{2} \times (4.0 + 1.2 \times 4.13) 4.13^2 \\ &= 461,700 \text{ 呎磅。} \end{aligned}$$

$$M = 461,700 \times 12 = 5,540,400 \text{ 吋磅。}$$

需要抵抗底脚中壓應力之混凝土寬，與柱礫之寬相同，即 $b = 48$ 吋。

代入公式，

$$M = 138bd^2$$

$$5,540,400 = 138 \times 48d^2$$

$$d^2 = 836$$

$$d = 29''$$

d 係自底脚頂至鋼筋中心之距離。鋼筋之下，至少再加混凝土 4 吋，(1 吋爲鋼筋之地位，3 吋爲保護層。)底脚之總深應爲 33 吋。

需要之鋼筋面積如下：

$$A_s = 48 \times 29 \times .0089 = 12.4 \text{ 方吋}$$

即需要 1" 圓鋼筋 16 根，平均分佈於圖 201 之虛線之間。虛線之外，另置鋼筋，其間距爲 12 吋。其他方向，鋼筋之佈置亦相同。所有鋼筋，兩端均彎成鈎形。

混凝土工程學中英文譯名對照表

說 明

本書為讀者醒目便利起見，凡專門名詞，人名及地名等之原文，一律不在譯文中夾注，所有各該項原文，另列中英文對照表二種檢查之。兩表均以中文為主，俾讀者可由書中譯名求得其原名。

(甲) 專門名詞對照檢查表 凡譯文中所引用之專門名詞，為普通字書及辭書所不備，或為義釋有出入者歸入之。其意義明顯之普通名詞從略。

(乙) 人名及地名對照檢查表 凡在譯文中，見字下有細橫綫之名稱，均係人名或地名，概從音譯。人名及地名之音譯，大部分依照商務印書館二十四年五月出版之標準漢譯外國地名人名表，以資一律。其他該書所未載之人名及地名，則酌照國音譯之。

兩表中均依照中文譯名之筆畫數排列次序，而以英文原名殿之。故檢查時須先計筆畫數。計筆劃數之法，以普通寫體為標準，與刻體略有不同。如比字片字均作為四畫而非五畫。又專門名詞表中同筆畫之字數甚多，復採用起筆分部法排列次序。即「橫」，「直」，「撇」，「點」是也。此起筆亦以寫體為準，如牛，戶，言等均以「點」為起筆，而非以刻體之「撇」及「橫」為起筆。遇兩筆連寫作一筆時，以起筆在先者為主，例如尹，發等字之起筆均為「橫」，但地名人名表中，同筆畫之字數無多，不另分部。

(甲) 專門名詞對照檢查表

一 畫

一 部

一氧化鈣 Protoxide of calcium

二 畫

一 部

二相 Two-phase

二氧化碳 Carbon dioxide

力矩 Moment

T形梁 T-beam

頂空 Headroom

丿 部

人行道 Side walk

三 畫

一 部

工程師 Engineer

工形鋼 I-beam

工程新聞公式 Engineering news
formula

下層土 Subsoil

下層窖 Sub-basement

三相 Three-phase

弓形板 Segment rib

四 畫

一 部

支柱 Strut

支垛 Buttress

支點 Support

支承能力 Bearing power

天花板 Ceiling

天然膠灰 Natural cement

切石 Cut stone

比率 Ratio

反動力 Reaction

木構架 Timber truss

丨 部

水化石灰 Hydrated lime

水凝石灰 Hydraulic lime

水力實驗室 Hydraulic laboratory

水池 Water basin

水灰比率 Water-cement ratio

水注 Water jet

水庫 Reservoir

水櫃 Water tank

中介法 Interpolation

中立軸綫 Neutral axis

中帶 Middle strip

中級鋼 Intermediate steel

內柱 Interior column

片岩 Schist

片麻岩 Gneiss

丿 部

勻佈荷重 Uniform load

勻度 Uniformity

勻質 Homogeneous

手冊 Handbook

手車 Wheel borrow

部

方石 Ashlar

方扭鋼條 Square twisted bar

五 畫

一 部

平均潮位 Mean tide level

平版 Flat slab

平視 Plan view

加侖 Gallon

加速試驗 Accelerated test

加強鋼筋 Reinforcing steel

石灰 Lime

石油精 Naphtha

石英 Quartz

石版石 Slate

正常稠度 Normal Consistency

正鋼筋 Positive reinforcement

本生燈 Bunsen Burner

丨 部

四向法 Four-way method

丿 部

白火磚 White fire brick

白松 White pine

白橡 White oak

包工人 Contractor

生石灰 Quick lime

矢高 Rise

、 部

立式引擎 Vertical engine

立管 Stand pipe

玄武岩 Trap rock

半樓 Mezzanine floor

六 畫

一 部

地道 Subway

地窖 Basement

托肩 Haunch

托版 Dropped panel

圬工 Masonry

西洋杉 Cedar

灰砂漿 Mortar

死荷重 Dear load

丨 部

收縮 Shrinking

吊車 Hoist

吊斗 Hoist bucket

光面鋼條 Plain bar

吋 Inch

丿 部

合力 Resultant

合噴器 Carburetor

成分 Ingredient

仰裕度 Camber

竹節鋼 Corrugated bar

、 部

安全因數 Factor of safety

安全荷重 Safe load

污水渠 Sewer

七 畫

一 部

兩向法 Two-way method
 兩輪車 Cart
 抗滑力 Bond
 抗剪應力 Shearing stress
 抗張應力 Tensile stress
 抗張強度 Tensile strength
 抗壓應力 Compressive stress
 抗壓強度 Compressive strength
 扭歪 Distortion
 扶垛 Counterfort
 防浪堤 Break water
 坍落試驗 Slump test
 克 Gram
 赤陶 Terra cotta

| 部

呎 Foot
 串繞式 Series-wound type

) 部

伸長 Elongation
 伸張 Tension
 角閃石 Hornblende
 角鋼 Angle
 皂石 Soapstone
 乳沫 Laitance

部

柁 Girder
 柁橋 Girder bridge
 汽孔 Steam vent
 汽油引擎 Gasoline engine
 沉泥 Silt
 初步凝固 Initial set

八 畫

一 部

板呎 Board foot
 板樁 Sheet pile
 砂土 Silica
 矽酸鈣 Silicate of lime
 拉力 Pull
 東方樅 Eastern fir
 坡度 Grade
 抽機 Pump
 屈服點 Yield point
 抵抗力矩 Resisting moment
 直綫公式 Straight line formula
 附着強度 Adhesive strength
 阻集污水渠 Intercepting sewer

| 部

虎口鉗 Vise
 花崗岩 Granite
 長石 Feldspar
 明礬 Alum
 恒水平瓶 Constant level bottle

) 部

肢 Member
 股 Leg
 肱梁 Cantilever
 周界 Perimeter

部

空氣錘 Air hammer
 空隙 Void
 油紙 Tar Paper
 底脚 Footing

波特蘭膠灰協會 Portland Cement
Association
泥鏟 Trowel

九 畫

一 部

柱 Column
柱底盤 Column base
柱帶 Column strip
柱頭 Column head
柱礎 Pedestal
拱 Arch
拱背 Extrado
拱腹 Intrado
拱架 Center of arch
拱冠 Arch crown
拱圈 Arch ring
砂 Sand
砂石 Sand-stone
砂箱 Sand box
頁岩 Shale
頁鋼 Sheet Steel
頁鐵 Sheet iron
建築 Construction
建築師 Architect
建築鋼 Structural steel
面層 Facing
面飾 Finish
面積矩 Area moment
耐久性 Durability
耐水紙 Water proof paper
柏 Cypress

枹 Hemlock
契約 Contract
屋面 Roof
軌車 Car
限制梁 Restrained beam
飛簷 Cornice

丨 部

迴折點 Point of reflection
迴轉半徑 Radius of gyration

丿 部

後視 Rear view
後踵 Heel
版 Slab
垂度 Deflection
胚鋼 Billet steel
負鋼筋 Negative reinforcement

部

美國土木工程師學會 American
Society of Civil Engineers
美國材料試驗學會 American
Society of Testing Materials
美國混凝土學會 American Con-
crete Institute
美國鐵路工程協會 American Rail-
way Engineering Associa-
tion
活荷重 Live load
活塞 Piston
前趾 Toe

十 畫

一 部

破裂係數 Modulus of rupture
 破裂強度 Breaking strength
 破裂壓力 Bursting pressure
 翅 Flange
 斫 Pick
 栗 Chestnut
 格床 Grillage
 套筒 Sleeve
 亞麻仁油 Linseed oil
 真剪力 True shear
 降落錘 Drop hammer
 核牆 Core wal

| 部

閉水 Water-tight
 骨材 Aggregate
 盎司 Ounce

) 部

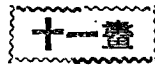
氧化鎂 Magnesia
 氧化碳 Carbonic oxide
 條 Bar
 倉庫 Bin
 倒置梁 Inverted beam

部

淨空 Clearance
 淨度 Cleanness
 梁 Beam
 梁底脚 Beam footing
 浸水法 Inundation method
 消石灰 Slaked lime
 容許單位壓力 Allowable unit pressure

海塘 Sea wall

洩水閘 Sluice



一 部

規號 Gage
 規範 Specification
 連宗 Continuous girder
 連續混和機 Continuous mixer
 接合鋼條 Dowel
 研坊 Mill
 控制器 Regulating and reversing control

軟管 Hose
 帶 Band
 桶 Barrel
 梯道 Stairway
 基礎 Foundation

| 部

荷重 Load
 間距 Spacing
 崩解 Disintegration
 帷牆 Curtain wali
 屏爐法 Open-hearth process

) 部

健全度 Soundness
 側石 Curb stone
 側展 Offset
 側梁 Spandral beam
 側溝 Gutter
 細目 Details
 細度 Fineness

終了凝固 Final set
 貧混凝土 Lean concrete
 貨房 Ware house
 氫氧化鈉 Sodium hydroxide
 透燒磚 Hard burned brick
 般開 Lock
 斜槽 Chute
 部
 混和台 Mixing platform
 混和機 Mixer
 混凝土 Concrete
 粗油 Crude oil
 粗度 Coarseness
 剪力 Shear
 設計工程師 Designing engineer

十二畫

一部

極限破裂強度 Ultimate crushing strength
 極限強度 Ultimate strength
 椽邊纖維 Outer fiber
 雲母 Mica
 插栓 Drift bolt
 匾格 Panel
 裂開 Cracking
 硬鋼 Hard steel
 超載 Surcharge
 揮發油 Benzine
 軸綫 Axis

部

黃松 Yellow pine

黑花崗石 Syenite
 單鞣酸 Tannic acid
 部
 集中荷重 Concentrated load
 焦石膏 Plaster of Paris
 結合 Bounding
 無支長度 Unsupported length
 等級 Grade

部

窗架 Sash
 富混凝土 Rich concrete

十三畫

一部

鼓 Drum
 填土 Fill
 碎石 Broken stone
 塊石混凝土 Rubble concrete
 搭接 Lapped splice
 楣 Lintel
 電動機 Electric motor
 電樞 Armature

部

閥 Valve
 裝料斗 Charging bucket
 裝管工事 Plumbing work
 暗溝 Under drain
 運貨車 Truck
 跨距 Span
 落距 Fall
 圓鋸 Circular saw
 圍堰 Cofferdam

) 部

鉗 Clip
 傾度 Batter
 傾覆力矩 Overturning moment
 稠度 Consistency
 鉋床 Planer
 節速器 Governor
 腰部鋼筋 Web reinforcement

、 部

煤渣 Cinder
 煤黑油 Coal-tar
 實用應力 Working stress
 溜沙 Quick sand
 道格拉斯樅 Douglas fir
 試驗件 Testing piece
 試驗機 Testing machine
 滑動 Sliding

十四畫

一 部

隔件 Spacer
 截面 Section
 碳素 Carbon
 碳酸 Carbonic acid
 碳酸鈣 Carbonate of lime
 磁極 Pole piece
 磁場圈綫 Field coils

| 部

蒸氣引擎 Steam engine
 對角張力 Diagonal tension
 蒜頭樁 Pedestal pile

) 部

網眼 Mesh
 網眼鋼 Expanded metal
 鋁酸鈣 Aluminate of lime

、 部

端視 End view
 滾輪 Roller
 複軋鋼 Re-rolled steel

十五畫

一 部

劈 Wedge
 墩 Pier
 樁 Pile
 樁基礎 Pile foundation
 樁靴 Pile shoe
 樁帽 Pile cap
 樣品 Sample
 樣塊 Briquette
 樣餅 Pat
 樣體 Specimen
 模 Mould
 模範層 Typical floor
 模板 Form
 彈性限度 Elastic limit
 彈性係數 Modulus of elasticity
 耦力 Couple
 槽形鋼 Channel
 撐柱 Stud
 標單 Bid

| 部

監造工程師 Construction engineer

丿 部

籬 Band
 銷 Pin
 膠灰 Cement
 膠灰漿 Cement paste
 縮定 Anchor
 舖面 Pavement
 銳度 Sharpness
 質量中心 Centroid
 衝風燈 Blast lamp

、 部

廠屋 Factory building
 調養 Cure
 摩擦角 Angle of friction
 摩擦係數 Coefficient of friction

十六畫

一 部

隧道 Tunnel
 橋台 Abutment
 橋構架 Bridge truss
 橫向強度 Transverse strength
 橫向壓力 Transverse stress
 靜止角 Angle of repose
 橡皮 Rubber
 機筒 Cylinder
 擁壁 Retaining wall

| 部

緊扣 Clamp

丿 部

緣 Rim

鋼筋 Stirrup
 鋼筋混凝土 Reinforced concrete
 鋼筋學會 Reinforcing Steel Institute
 築造縫 Construction joint
 膨脹因數 Bulking factor
 稜縮 Checking

、 部

凝花 Efflorescence
 凝固 Set
 瀝青 Asphalt
 導軌 Leader
 導渠 Conduit

十七畫

一 部

樁 Bent
 檜 Spruce
 聯合委員會 Joint committee
 臂架 Boom
 臂距 Arm
 壓縮 Compression

| 部

豎鋸 Ripsaw
 螺旋鋼筋 Spiral reinforcement
 牆柱 Wall column

丿 部

線 Wire
 線架 Wire shelf
 鍋爐 Boiler
 筒式 Simplex
 縱鋼筋 Longitudinal reinforce-

ment
 鍛鐵 Wrought iron
 、 部
 氈 Felt
 應力 Stress
 應變 Strain
 糙巖石面飾 Granolithic finish

十八畫

一 部

轉動 Rotation
 轉動慣量 Moment of inertia
 轉緊扣 Turn-buckle
 職業試驗所 Professional labora-
 tory

翼牆 Flaring wall
 繫條 Bracing

| 部

臨界截面 Critical section
 舊軌鋼 Old rail Steel

丿 部

雙肢梁 Double cantilever

十九畫

一 部

檻 Sill

丿 部

軀 Stem
 斷續混和機 Batch mixer

二十畫

一 部

礫 Gravel
 礬土 Alumina
 壤土 Loam

、 部

爐渣 Slag

二十一畫

、 部

襯裏 Lining

二十二畫

一 部

壩 Dam

丿 部

鑄鐵 Cast iron

、 部

彎曲 Flexure

彎曲力矩 Bending moment

變形鋼條 Deformed bar

二十三畫

| 部

體積 Volume

丿 部

纖維 Fiber

二十五畫

、 部

礫石 Conglomerate

二十七畫

丿 部

鑽 Auger

(乙) 人名及地名對照檢查表

三 畫

山勒 Saylor
凡代克 Van Dyck

四 畫

王特 Wander
夫隆薩 Francois
巴美 Baume
巴果特 Barrett

五 畫

布勞 Braw
布隆克斯 Bronx
布隆諾克斯 Blaw-Knox
布賴吞 Brighton
包鄰葛 Ballinger
包爾提摩爾 Baltimore
加利福尼亞 California
卡爾曼 Kalman

六 畫

因高爾氏 Ingalls
西爾未斯忒 Sylvester
托累斯得爾 Torresdale
丟盧斯 Duluth

七 畫

克利扶蘭 Cleveland
克勞特 Klander

克魯索特 Creosote
克蘭坎澗 Clamp
芝加哥 Chicago
志納 Turner
岐爾摩 Gillmore

八 畫

阿爾法 Alpha
阿爾曼 Allman
阿爾吞 Allentown
阿爾斯忒 Ulster
阿克隆 Akron
阿那波利 Annapolis
阿特爾巴羅 Attleboro
阿塔拉斯 Atlas
亨內培寬 Hennebique
波士頓 Boston
波特蘭 Portland
拉姆 Lamb
拉姆蒲脫 Lambert
明內索塔 Minnesota
明尼阿布利斯 Minneapolis
門多塔 Mendota
空德隆 Condron
肯塔基 Kentucky
昆納保 Quinebaug

九 畫

哈佛 Harvard

哈特福 Hartford
 俄塔瓦 Ottawa
 俄海俄 Ohio
 科茨涅 Coignet
 科諾文哥 Conowingo
 科內提卡特 Connecticut
 威尼斯 Venetian
 威斯康星 Wisconsin
 約翰孫 Johnson
 約瑟摩南 Joseph Moiner
 查禮 Charles
 查泰利亞 Chatelier
 美蘭 Melan
 勃克 Buck
 亞爾遜 Alsen
 星西那提 Cincinnati

十 畫

高 Gow
 高林 Koehring
 紐約 New York
 紐柏利 Newberry
 朗金 Rankine
 朗索姆 Ransome
 馬利蘭 Maryland
 馬季南 Mackinac
 馬卡達姆 Macadam
 馬克阿塔爾 Macarthur
 馬爾提佛 Multifoote
 馬薩諸塞 Massachusetts
 馬什卡普隆 Marsh-Capron
 特林尼提 Trinity
 特勞脫文 Trautwine

泰羅 Taylor
 琉伊斯 Lewis
 海恩滋 Heinz
 格累諾布 Grenoble
 韋斯丁豪士 Westinghouse

十一畫

康 Kahn
 康比基 Cambridge
 康奈爾多佛 Canal Dover
 密喜千 Michigan
 密士失必 Mississippi
 密爾窩基 Milwaukee
 培刻 Baker
 培塞麥 Bessemer
 勒拉 Le Roi
 累蒙德 Raymond
 得斯羅利埃斯 Deslauriers

十二畫

凱恩 Kearns
 費卡得 Vicat
 斯密斯 Smith
 非列得爾非亞 Philadelphia

十三畫

新黑文 New Haven
 傑美尼阿 Germania
 道爾普特 Talbot
 福特韋恩 Fort Wayne
 塔斯卡勞瓦斯 Tuscarawas

十四畫

漢府美 Havemeyer
赫叩利斯 Hercules
窩忒柏利 Waterbury
賓夕法尼亞 Pennsylvania

十五畫

摩爾 Moore
歐羅邇 Aeroil

十六畫

諾佛 Novo
諾爾吞 Norton
霍布斯 Hobbs
盧伊斯維爾 Louisville

十七畫

賽蒙斯 Symons

十八畫

薩斯圭罕那 Susquehanna

十九畫

羅卡斯脫 Locust
羅孫得爾 Rosendale

二十畫

蘭卡斯志 Lancaster



1940

單位換算表(II)

英制與米制之互化

類 別	由英制化米制	由米制化英制
1. 長 度	1 吋 = 2.5400 厘米 1 呎 = 0.3048 米 1 哩 = 1.6094 仟米	1 厘米 = 0.3937 吋 1 米 = 3.2808 呎 1 仟米 = 0.6214 哩
2. 面 積	1 平方吋 = 0.4516 平方厘米 1 平方呎 = 0.0929 平方米 1 英畝 = 40.4690 亞爾 1 平方哩 = 2.5898 平方仟米	1 平方厘米 = 0.1550 平方吋 1 平方米 = 10.7639 平方呎 1 亞爾 = 0.0247 英畝 1 平方仟米 = 0.3861 平方哩
3. 體積及容量	1 立方吋 = 16.3871 立方厘米 1 立方呎 = 0.0283 立方米 1 美加侖 = 3.7854 立 1 英加侖 = 4.5437 立	1 立方厘米 = 0.0610 立方吋 1 立方米 = 35.3145 立方呎 1 立 = 0.2642 美加侖 1 立 = 0.2201 英加侖
4. 重 量	1 格蘭 = 0.0648 克 1 磅 = 0.4536 仟克 1 長噸 = 1.0161 米制噸 1 短噸 = 0.9072 米制噸	1 克 = 15.4322 格蘭 1 仟克 = 2.2043 磅 1 米制噸 = 0.9842 長噸 1 米制噸 = 1.1023 短噸
5. 其 他	1 磅/平方吋 = 0.0703 仟克/ 平方厘米 1 呎-磅 = 0.1383 千克-米	1 仟克/平方厘米 = 14.2244 磅/平方吋 1 仟克-米 = 7.2331 呎-磅

附各項常數表

- $\pi = 3.141,592,654$ $g = 32.2$ 呎/秒/秒 = 9.81 米/秒/秒
 1 馬力 (Horse Power) = 550 呎-磅/秒 = 0.7457 仟瓦 (Kilowatt)
 1 仟瓦 (Kilowatt) = 1.3405 馬力 (Horse Power)
 1 大氣壓力 (Atmospheric pressure) = 14.697 磅/平方吋
 = 1.033 仟克/平方厘米 = 20.921 吋水銀柱 = 760 毫米水銀柱
 1 弧度 (Radian) = 57.29578 度 (degree) = 57°17'44."61
 1 度 (degree) = 0.01745 弧度 (Radian)
 $e = 2.718\ 281,8$ $M = \log_{10} e = 0.434,294,6$

附註：中國市制與米制之換算，可按 1 米 = 3 市尺，1 仟克 = 2 市斤及 1 立 = 1 市升之關係直接求之。若欲將中國市制與英制換算，當先化成米制，再間接求之。

