

高等学校教学用书

建筑力学教程

第二卷 第二分册

И. М. 拉宾諾維奇著

高等教育出版社

高等學校教學用書



建築力學教程

第二卷 第二分冊

И. М. 拉賓諾維奇著
金 濤等譯

高等教育出版社

本書系根据苏联國立建筑書籍出版社 (Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре) 出版的拉宾諾維奇 (И. М. Рабинович) 所著“建筑力学教程” (Курс строительной механики стержневых систем) 1954 年第二版譯出。原書經苏联高等教育部審定为土建高等学校教科書。

本書是第二卷的后半部分, 自第八章至第二十章, 共十三章, 內容包括土建高等学校建筑力学(超靜解体系)課程教学大綱所規定的材料, 同时也包括教学大綱中沒有規定的, 而对学生深入鑽研这門課程有所帮助的建筑力学上的某些問題。除了桿件体系的計算之外, 也敘述了擋土牆的計算原理。在大多数的章節中, 包含有歷史性質的概述和書刊介紹。

本書初譯工作由下列同志担任: 金濤(自第八章至第十六章), 刘經文(第十七章, 第二十章), 包世華(第十八章), 范摺生(第十九章)。譯文校訂工作由下列同志担任: 楊式德(第八章, 自第十二章至第十六章), 古國紀(第九章, 第二十章), 龍馭球(第十章), 金濤(第十七章, 第十八章), 張維(第十九章)。金濤及楊式德二同志並担任最后統一校訂工作。

2P68/07

建筑力学教程

第二卷 第二分册

И. М. 拉宾諾維奇著

金濤等譯

· 高等教育出版社出版

北京琉璃廠一七〇號

(北京市書刊出版業營業許可證出字第〇五四號)

商務印書館上海廠印刷 新華書店總經售

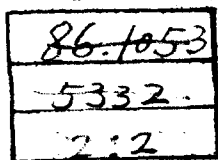
書號 16010·3 開本 850×1168 1/32 印張 11 10/16 插頁 1 字數 298,000

一九五六年八月上海第一版

一九五六年八月上海第一次印刷

印數 1—6,500

定價(10) 半 1.80



第二卷 第二分册 目 錄

第八章 按变形圖計算結構的概念	1
§ 1.8. 总論	1
§ 2.8. 按变形圖計算的特点	2
§ 3.8. 按变形圖計算时,靜解及超靜解体系的特点	2
§ 4.8. 按变形圖計算最簡單的剛架举例	4
§ 5.8. 拱的計算	6
§ 6.8. 有加勁梁的懸橋的計算	10
第九章 用力法計算复雜的剛架体系	12
§ 1.9. 总論	12
§ 2.9. 靜解基本体系的 M 圖及任何剛架的 Q, N 圖的繪制	14
§ 3.9. 基本体系的合理选取	19
§ 4.9. 成組量佈圖及成組未知量的性質	23
§ 5.9. 采用成組未知量的例题	27
§ 6.9. 同时采用几个基本体系	30
§ 7.9. 由对称条件導出的补充簡化	34
§ 8.9. 習題	39
§ 9.9. 有無限剛性部件的剛架的計算	40
§ 10.9. 超靜解基本体系的应用	42
§ 11.9. 用逐步漸近法(迭代法)解算方程	44
§ 12.9. 量佈圖及影响綫的校核	46
§ 13.9. 習題及例题	50
§ 14.9. 力法的某些可能的一般化	50
§ 15.9. 力法的特殊法術的發展史	52
第十章 用形变法(位移法)及混合法計算剛架体系	56
§ 1.10. 剛架体系結点的彈性可动度	56
§ 2.10. 形变法各系数的公式(反力公式)	59
§ 3.10. 形变法的概念	64
§ 4.10. 例题。用形变法計算連續梁。三角方程	68

(出)

197001

§ 5.10. 任何超靜解平面杆件体系的形变法典型方程	69
§ 6.10. 豎柱剛架的形变法方程	74
§ 7.10. 構成方程的例子	81
§ 8.10. 繪作最后量佈圖	83
§ 9.10. 溫度作用的計算	84
§ 10.10. 支座沉陷作用的計算	87
§ 11.10. 繪作影响綫	88
§ 12.10. 对称的利用	90
§ 13.10. 縱向形变影响的計算。無限刚性部件	91
§ 14.10. 形变法与力法的比較	93
§ 15.10. 用力法及形变法联合解算問題	94
§ 16.10. 混合法	95
§ 17.10. 关于形变法的歷史	97
第十一章 用力矩定点比法計算剛架	100
§ 1.11. 具有不移結点的剛架中的基本未知量公式	100
§ 2.11. 例題	104
§ 3.11. 具有可移結点的剛架的計算	106
§ 4.11. 力矩定点比法与其他方法的比較	110
§ 5.11. 力矩定点法的歷史	111
第十二章 計算平面剛架的近似法	112
§ 1.12. 总論	112
§ 2.12. 建立近似法的一般法則	113
§ 3.12. 多跨多層剛架承受豎向荷载的計算	114
§ 4.12. 多跨多層剛架承受平向(風載)荷载的計算	116
§ 5.12. 用再分配未知值法計算剛架	117
第十三章 空間剛架体系的計算概要	122
§ 1.13. 緒論	122
§ 2.13. 空間剛架中及受空間性荷载的平面剛架中的基本未知量的个数	123
§ 3.13. 位移公式	127
§ 4.13. 承受与其平面相正交的荷载的矩形平面剛架計算举例	128
§ 5.13. 等截面圓拱的計算	130
§ 6.13. 習題	132

第十四章 在連續彈性地基上的梁及剛架的計算	134
§ 1.14. 非粘性的彈性地基的特征	134
§ 2.14. 梁的不載荷部分的最佈圖	135
§ 3.14. 承受任何外部荷載時梁的最佈圖的公式	138
§ 4.14. 推定原始參變數	141
§ 5.14. 例題	141
§ 6.14. 某些特殊情形	145
§ 7.14. 影響綫	147
§ 8.14. 用力法計算在彈性地基上的剛架的概念	148
§ 9.14. 用形變法計算在彈性地基上的剛架的概念	149
§ 10.14. 在各向同性的彈性地基上的梁的計算的概念	150
§ 11.14. 彈性地基上結構計算理論的幾個發展階段	154
第十五章 由平版構成的稜形剛架的計算,化為平面桿件体系的 計算(B. 3. 伏拉索夫教授的方法)	158
§ 1.15. 基本假設	158
§ 2.15. 窄條剛架的平衡微分方程	161
§ 3.15. 例題	167
第十六章 關於有單向聯系的超靜解体系的計算	173
§ 1.16. 这种体系的某些一般性質	173
§ 2.16. 作用体系的列据	174
§ 3.16. 關於解答的單值性的定理	174
§ 4.16. 有單向多餘聯系的超靜解体系的計算过程	176
§ 5.16. 例題	177
第十七章 彈性極限外的結構計算	181
§ 1.17. 結構的極限狀態	181
§ 2.17. 承受恆載的超靜解桁架的計算	183
§ 3.17. 受有同一個迭次反復荷載的超靜解桁架的計算	186
§ 4.17. 在一次加荷及去荷下的靜解梁的計算	188
§ 5.17. 梁撓曲時,切向應力的計算。H. H. 別素荷夫教授的解法	191
§ 6.17. 在一次加荷及去荷下的超靜解梁的計算	193
§ 7.17. 在荷載多次作用下的計算	198
§ 8.17. 位移的推定	200
§ 9.17. 在軸力與撓矩聯合作用下的計算	203

§ 10.17. 計算剛架的例子	205
§ 11.17. 表現結構極限狀態的各系數的統計根據	207
§ 12.17. 彈性極限外的計算的歷史	211
第十八章 結構穩定的計算	217
§ 1.18. 穩定計算的意義	217
§ 2.18. 關於準確的及近似的計算	218
§ 3.18. 對於具有有限數的及無限多數的自由度的體系,推定其臨界荷載	220
§ 4.18. 彈性杆件穩定計算的近似能量法	224
§ 5.18. 兩端鉸支並有彈性平向聯系的杆件的臨界荷載	227
§ 6.18. 有彈性中間支座的兩跨連續梁的臨界縱向力	228
§ 7.18. 一端鉸支,另一端有彈性約束的杆件的臨界力	230
§ 8.18. 合成杆件的臨界力	233
§ 9.18. 承受均佈靜水压力的圓環的穩定	236
§ 10.18. 承受均佈靜水压力的圓形雙鉸拱及無鉸拱的計算	238
§ 11.18. 兩端受有縱向壓力的薄壁杆件的空間穩定性(依照 B. З. 伏拉索夫教授)	240
§ 12.18. 兩端鉸支的杆件	243
§ 13.18. 薄壁梁平面形式撓曲的穩定	245
§ 14.18. 用準確法計算剛架穩定性的概念	248
§ 15.18. 例題	253
§ 16.18. 關於穩定的模型制作	255
§ 17.18. 本問題的情狀略述	257
第十九章 結構的動力計算原理	262
§ 1.19. 動力荷載的種類	262
§ 2.19. 彈性體系的自由度	263
§ 3.19. 運動的微分方程及其積分	264
§ 4.19. 求體系的固有振動頻率	266
§ 5.19. 例題	269
§ 6.19. 杆件體系的受迫振動	271
§ 7.19. 突然加荷的影響	273
§ 8.19. 短時荷載的影響	273
§ 9.19. 瞬時衝量的影響	275
§ 10.19. 例題	277
§ 11.19. 振動荷載的影響	278
§ 12.19. 任意週期荷載的影響	279

§ 13.19. 受迫位移及自由位移的几何表示	283
§ 14.19. 内部消耗能量的影响	285
§ 15.19. 横向挠曲撞击的影响	292
§ 16.19. 作为无限自由度体系的梁的自由振动	294
§ 17.19. 振动的标准方式的特性	298
§ 18.19. 受迫位移	300
§ 19.19. 振动荷载的作用	302
§ 20.19. 按照一个自由度体系的示意图计算結構	306
§ 21.19. 結構动力計算的歷史	308
第二十章 擋土牆的計算原理	314
§ 1.20. 总論	314
§ 2.20. 有摩擦存在时的平衡条件	316
§ 3.20. 庫隆理論	317
§ 4.20. 关于最大压力的定理及圖解法	320
§ 5.20. 牆上土压力的公式	326
§ 6.20. 总压力圖及压力集度圖	328
§ 7.20. 活載的影响	330
§ 8.20. 被动土压力(抵抗力)	332
§ 9.20. 擋土牆强度的計算	334
§ 10.20. 牆的傾覆及滑动的計算	337
§ 11.20. 散体的極限应力状态及極限平衡的观念	339
§ 12.20. 滑动微面的方向	341
§ 13.20. 应用于近似地推定陡峻擋土牆上的土压力	345
§ 14.20. 应用于近似地推定緩傾擋土牆上的土压力	347
華俄名詞对照表	349
俄華名詞对照表	358

第八章 按变形圖計算結構的概念

§ 1.8. 總論

靜解及超靜解體系“綫性”建築力學的一個基本前提便是：一切形變及位移，比起體系未變形時的一般尺度來，可以認為是極小的。這個假設大大地簡化了一切計算，並且對於絕大多數的結構，是完全適當的。由此而得的誤差是微不足道的。

但在個別情況下，應用這種假設的結果便較不妥當。例如我們早已熟知，在計算壓撓杆（在未變形時，軸綫是直的）的撓矩、應力及撓度時，不能利用直杆的計算圖。實際上，在直杆中，縱向軸心力並不引起撓矩，而在稍微撓曲的杆中，這種力便會引起一些撓矩及位移，絕非永遠可以忽視。

我們也知道，在長跨懸橋中，不能根據未變形的圖計算橫力。在現代懸橋的鋼纜中，容許有高度的拉應力。這些應力引起的形變，改變承載纜的輪廓，改變它的矢高因而引起橫力以及鋼纜和加勁梁中的一切設計內力的顯著變化。

依據變形圖來計算拱式體系有更大的理由。拱的撓矩尋常是不大的，但它是當作兩個巨大量值的差數算出的：

$$M_x = M_x^0 - H_y。$$

拱曲綫豎距 y 不過百分之几的改變，可以改變 M 的量值達到几倍。

蘇聯建築技術的現時水平（特別長跨及重荷載的出現，高樓及高達數百米的無綫電塔架等等的建築）提出改進計算方法的精確度這一問

題,并在許多情形下,使過渡到按變形圖計算成為適時的。

§ 2.8. 按變形圖計算的特點

變形圖是隨着外部荷載而改變的示意圖。加于結構的每一外力引起相應的形變,由此造成新的變形圖。甚至荷載簡單的增加或減小,也引起結構示意圖的改變。在這些情形下,力與位移之間的綫性關係消失了;它被一個較複雜的關係代替了,而這個關係把按變形圖計算和普通計算區別開來。

由荷載引起的內力,總是與形變有函數聯系的。靜解體系在一定程度上(但不是完全的),失去了它們與超靜解體系的區別:在兩種體系中,都不能不考慮形變而求出內力;在兩種體系中,內力都是與截面的面積及慣矩有關的。凡是影響位移的,例如溫度及支座移動,亦影響內力。力作用獨立性定律沒有了,所以,嚴格說來,影響綫失去了它的意義。

最後,計算超靜解體系的任何方法的典型方程,不再具有下面這樣的重要性質,即各未知量的系數與外部作用無關。

上文所舉按變形圖計算与普通計算的區別,對這個方法的特征給出一些概念。此處將用幾個例子指出這個方法的要點。

按變形圖作精確計算,即使是最簡單的體系,也是極其複雜的。同時,如果只知荷載的近似數值,而結構的計算圖又只很近似地反映結構的真實性質(鉸結點的假設,理想的彈性,等等),甚至繁復的準確計算,也不能給出準確的結果。所以,從實用觀點看,如果認為按照變形圖進行計算是適宜的,則可滿意於近似計算,只須比普通方法有更大的準確度。

§ 3.8. 按變形圖計算時,靜解及超靜解體系的特點

用普通方法推定靜解體系的內力時,我們完全不注意體系的形變。所以,求得的內力不能滿足變形後體系的平衡條件。真實的內力將是

大于或小于所求得的呢? 回答這一問題是有趣味的。但是,我們覺得在一般情形下,這一問題的答案只能是有條件的。

試舉例加以說明(圖 266)。圖 266, *a* 中,桁架是受壓的;形變使 α 角張開,並且由圖 266, *c* 的力多邊形可見,使內壓力增大。在圖 266, *b* 中,桁架是受拉的;形變減小 α 角,所以也減小內力。

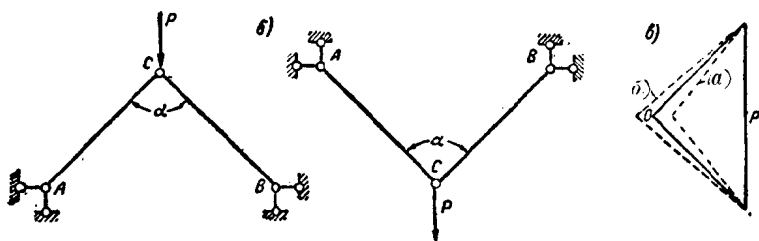


圖 266

對本問題更深入的分析,可能建立一般性的判據,來斷定在哪些情形下,內力增大,及在哪些情形下,內力減小。

我們回到例題。如果我們按普通方法求出內力,然後由這些內力求出形變,再按變形圖求得各修正內力,那末,這還不是問題的正确解答;須知變形圖是根據不正確地算出的內力而繪作的。所以,應當按照修正內力來繪作修正形變,餘此類推。這樣,我們將由逐步漸近的途徑,趨向真實結果。

直接解答也是可能的,但是即便在最簡單的例子中,其計算的繁複將成為不能接受的。

可是,相反的途徑是較為簡單的。給定桁架杆件中的內力 S 。按照這些內力求出各杆件的伸長量或縮短量,然後求出結點 C 的位移和各杆件的轉動角。這可以借助位移圖用圖解法做成。既知各杆件的原始傾角並且有了它們的轉動角,我們可由數解法求得它們內力的合力。這將不等於 P ,而將為某一量值 T 。試作兩三次後,繪作一曲綫表示 T 與 S 間的關係(圖 267),我們可由此圖得到與已知力 P 相應的 S 值。

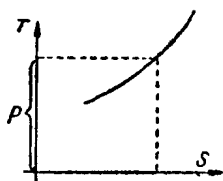


圖 267

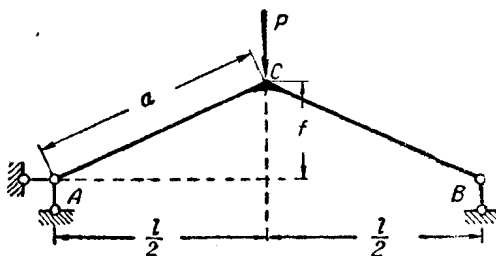


圖 268

超靜解体系的尋常計算具有混合的特征：力法，形变法，或其他方法的方程正是以考慮体系的形变为根据，就已知計算圖算出方程的系数，不顧及它的一般尺度的改变。較為準確的計算給出的内力修正量，有時是正号的，有時是負号的。

§ 4.8. 按變形圖計算最簡單的剛架举例(圖 268)

計算的第一步驟(圖 269) $M_C = \frac{Pl}{4}$ 。

B 点的平向位移等于 C 点平向位移的二倍：

$$2v = \sum \int \frac{M_1 M_P ds}{EJ} = 2 \frac{Pl}{4} \cdot \frac{a}{2EJ} \cdot \frac{2}{3} f = \frac{Plaf}{6EJ};$$

C 点的平向位移是

$$v = \frac{Plaf}{12EJ};$$

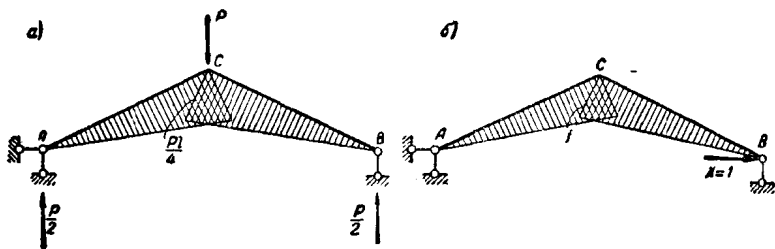


圖 269

C 點的豎向位移是

$$u = 2 \frac{Pl}{4} \cdot \frac{a}{2EJ} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{l}{4} = \frac{Pl^2 a}{24EJ}.$$

計算的第二步驟(圖 270)。

平向位移 v 在截面 C 處引起的附加撓矩是

$$\Delta M_C = \frac{P}{2} v = \frac{P^2 l a f}{24EJ}.$$

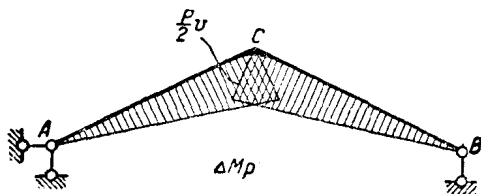


圖 270

ΔM 圖引起的 C 點附加平向位移是

$$\Delta v = \frac{Pv}{2} \cdot \frac{a}{2EJ} \cdot \frac{2}{3} (f-u) = \frac{Pva(f-u)}{6EJ} = \frac{P^2 l a^2 f}{72(EJ)^2} \left(f - \frac{Pl^2 a}{24EJ} \right).$$

計算的第三步驟。

位移 Δv 在截面 C 處引起的附加撓矩是

$$\Delta_1 M = \frac{P}{2} \Delta v = \frac{P^3 l a^2 f}{144(EJ)^2} \left(f - \frac{Pl^2 a}{24EJ} \right).$$

截面 C 處的計算撓矩是

$$M_C = \frac{Pl}{4} + \frac{P^2 l a f}{24EJ} + \frac{P^3 l a^2 f}{144(EJ)^2} \left(f - \frac{Pl^2 a}{24EJ} \right).$$

例如設：

$P = 100$ 仟克； $l = 200$ 厘米； $f = 40$ 厘米；

$a = \sqrt{(100)^2 + (40)^2} = 107$ 厘米； $EJ = 2 \times 10^8$ 仟克厘米²。

这样

$$\begin{aligned}
 M_c &= \frac{100 \times 200}{4} + \frac{100^2 \times 200 \times 107 \times 40}{24 \times 2 \times 10^8} + \\
 &\quad + \frac{100^3 \times 200 \times 107^2 \times 40}{144 \times 4 \times 10^{16}} \left(40 - \frac{100 \times 200^2 \times 107}{24 \times 2 \times 10^8} \right) = \\
 &= 5000 + 1.78 + 0.00006。
 \end{aligned}$$

这个数字例题說明，跨長及矢高 f 的改变，对于撓矩的算得数值，影响極微。如果把支座反力 $\frac{P}{2}$ 分解为橫向的及縱向的分力，并且顧及有撓曲時，其縱向分力引起的附加撓矩，那末，我們將得到較大的修正量。

这样，在基本上承受撓曲的剛架中，我們可以局限于 (1) 用普通方法計算，或 (2) 在有長的压杆時，將这些杆件作为压撓杆計算。其他一般尺度的改变可以忽視。

§ 5.8. 拱的計算

圖 271 示一承受任意荷載的三鉸拱圖。

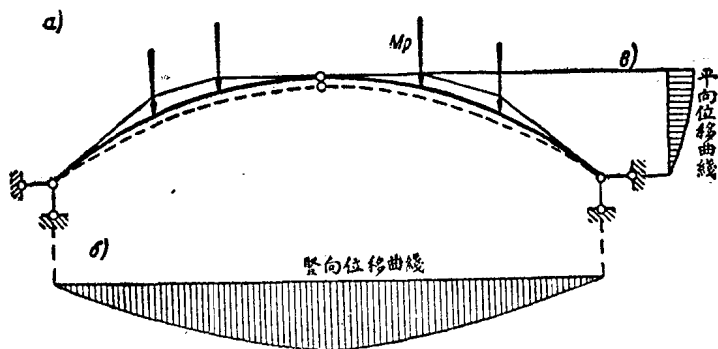


圖 271

設用普通方法已求得它的橫力 H ，并作出 M_P 及 N_P 圖。我們忽略剪力 Q 对形变的影响。推定半拱內中間兩三点及頂鉸处的豎向位移及平向位移。为了求得拱軸任一点的豎向位移，在該点加豎向力 $X_1 = 1$

并由下式算出結果：

$$\Delta_{1P} = \sum \int \frac{M_1 M_P ds}{EJ} + \sum \int \frac{N_1 N_P ds}{EF}.$$

为了算出平向位移，我們在那里加平向力 $X_2 = 1$ 并利用类似的公式。 M_P 及 N_P 圖的豎距可由数解法或利用压力多边形及相应的力多边形(沒有示于圖中)算出。試以 u, v 代表求得的豎向及平向位移。我們把指向下方及右方的位移作为正号的。

有了頂鉸及拱軸上几个中間点的位移，就可以約略地繪作豎向及平向位移的彈性曲綫(圖 271, δ 及 θ)。这些彈性曲綫，和 M_P 及 N_P 圖一样应看作真确圖的一次近似。 Q 圖可認為是最后的，因为由計算可証明位移对其量值的影响是不大的。

注意到拱軸各点的新坐标，并求出橫力的增量 ΔH 。

由公式

$$M_0^0 - Hf = 0$$

可見其左方的增量等于零：

$$\Delta M_0^0 - H \cdot \Delta f - \Delta H \cdot f = 0.$$

但在荷載的影响下，矢高 f 是減小了，就是說，

$$\Delta f = -u_0.$$

由于鉸的平向位移，梁的撓矩(M_0^0)改变的数值等于 Qv_0 ，其中 Q 是剪力(这里，假定力的作用点仍在原來的豎綫上)。这样：

$$\Delta H = \frac{Qv_0 + Hu_0}{f}. \quad (1.8)$$

由拱軸改变及橫力增量 ΔH 引起的撓矩增量及軸力增量可由下式求得：

$$M = M^0 - Hy; \quad N = -(Q^0 \sin \varphi + H \cos \varphi),$$

其中 φ 是拱軸对水平的傾角。

由第一式的略变，得

$$\Delta M = \Delta M^0 - H \cdot \Delta y - \Delta H \cdot y = Q^0 v + Hu - \Delta H \cdot y. \quad (2.8)$$

由第二式可得

$$\Delta N = (-Q^0 \cos \varphi + H \sin \varphi) \Delta \varphi + \Delta H \cos \varphi_0$$

但是

$$-Q^0 \cos \varphi + H \sin \varphi = -Q_0$$

所以:

$$\Delta N = -Q \cdot \Delta \varphi + \Delta H \cdot \cos \varphi, \quad (3.8)$$

其中 Q 是由普通計算求得的剪力。

拱軸上任何点的 $\Delta \varphi$ 值可由圖 271, δ 或 σ , 就是說, 由 u 或 v 值的圖, 直接求得; $\Delta \varphi$ 不是別的, 就是两个量佈圖中任一个在相应点处的切綫傾角。

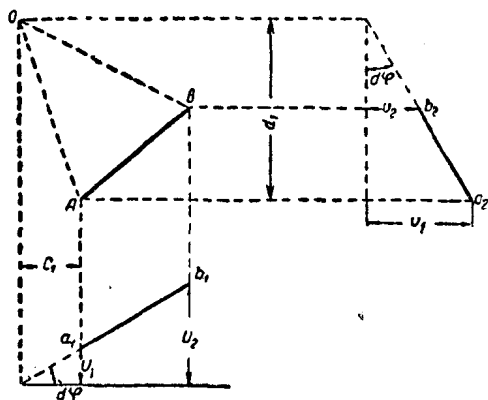


圖 272

其实, 設拱軸任一微小素量 AB (圖 272) 繞某一瞬心 O 轉一个小角 $\Delta \varphi$ 。則直綫段 a_1b_1 可用以表示該素量的豎向位移, 而直綫段 a_2b_2 則用以表示其平向位移。 A 点的豎向位移等于 $c_1 \cdot \Delta \varphi$, 而其平向位移等于 $d_1 \cdot \Delta \varphi$, 由此得知, a_1b_1 及 a_2b_2 兩綫段对各該橫标軸

的傾度是 $\Delta \varphi$ 角。但是, 这些綫段可以看作上述各量佈圖的素量。

更准确些, 可認為

$$\Delta \varphi \approx \operatorname{tg}(\Delta \varphi) = \frac{du}{dx} = \frac{dv}{dy}.$$

这样, 按照 (2.8) 及 (3.8) 两公式可以繪作 ΔM 及 ΔN 兩圖, 这些圖就是用普通方法求得的 M_P 及 N_P 圖的修正量。

为了求得以后的修正量, 必須算出 ΔM 及 ΔN 圖所要求的豎向位

移 u_1 及平向位移 v_1 , 此后即可用类似方法求得新的修正量 $\Delta_1 M$ 及 $\Delta_1 N$ 。

按照下式可得最后量佈圖：

$$M_{\text{最后}} = M_P + \Delta M + \Delta_1 M + \dots,$$

$$N_{\text{最后}} = N_P + \Delta N + \Delta_1 N + \dots.$$

如果压撓拱不处于接近喪失穩定性的状态^①, 則此处所述逐步漸近的过程是迅速收斂的。在該項状态下, 如所周知, 形变成为很大的, 而在臨界状态下, 理論上是無限大的。作穩定性計算時, 当然亦可采用逐步漸近法; 这种計算与前面指出的將沒有什麼区别。由此亦可見, 当荷載接近臨界值時, 逐步漸近的过程將具有很小的收斂性。

也可以作一个反結論: 如果用逐步漸近法計算拱, 使得过程收斂很慢, 那末, 这就意味着, 荷載与臨界荷載相离不远了。

И. К. 斯尼科教授推荐一个簡單而近似的拱計算法, 那就是, 以边数不多的內接多边形剛架代替拱, 并以加于剛架結点的集中力代替連續荷載。該作者用普通方法推定拱左端的原始参变数(轉动角 φ_0 及剪力 Q_0) 以后, 应用有关压撓杆件的原始参变数法的公式, 得到各結点的位移, 并于此后得到撓矩的一次修正量。利用这种計算, 他發現当荷載还远远沒有达到臨界值以前, 拱的撓度已大得不可容許了。

超靜解拱的計算比三鉸拱的計算当然要更費力, 虽然原理上两个計算是相似的。首先由下面的典型方程推定橫力 H :

$$\delta_{HH} \cdot H + \Delta_{HP} = 0, \quad (4.8)$$

然后繪作 M, N, Q 圖。利用这些圖(主要的是利用 M, N 圖)推定拱軸上某些点的位移 u, v 。然后, 为变形后的拱軸, 算出系数 δ_{HH}, Δ_{HP} 的新值, 再由典型方程(4.8)推定 H 的新的修正值, 等等。

^① 从按照变形圖作拱的計算与穩定性計算两者的联系, А. А. 畢科夫斯基教授曾導出近似計算公式, 以推定拱的內力及形变。參閱 А. А. 畢科夫斯基所著, 拱的变形計算的公式, “工程師及技朮員通報” 第 3 期, 1951 年出版。