

第一章 電 弧 銲 接

第一節 總 論

鋼材の接合は従来殆ど銲結のみに限られ、銲に關する理論、工法及細目の研究は何等疑問の餘地無き程度に發達したのである。然し銲結に於ては接手の能率、鋼材の利用率に於て幾多の缺陷を存するので、此の缺點を補ふた理想的接合として十數年來電弧銲接 (Electric arc welding) が異常の發達を遂げ、一般鋼構造物は勿論橋梁工事にも適用さるゝに至つた。電氣銲接は前世紀の終りにスラビヤノフ及トムソン氏等が電弧並に抵抗銲接を案出したけれど、未だ實際工業化するに至らなかつたが、歐洲戰爭突發後鋼材並に勞力を極端に節約しなければならぬ時代が來て、之に應ずる爲に電弧銲接を試みることとなり、最初に英國海軍で 300 噸ばかりのバージを造り、同時に民間で 500 噸の石油發動機船を造つたのが嚆矢で、爾來造船工業に於ける銲接の發達は目覺しく、1930 年には獨逸で 10 000 噸級の戰艦が建造された。建築方面では 1926 年米國のシヤロン・ビルディングが出來、銲結にすれば約 900 噸の鋼材が必要であつたが、銲接に變へたため 790 噸で済んだ。其の他 19 階建のグラウ・パワー・エンド・ライト會社、14 階建のボストン・エヂソン會社、12 階建のサウサン・カリフォルニア・エヂソン會社等の全銲接高層建築の出現を見るに至つた。

橋梁方面では其の修繕及補強に古くより銲接工を用ひてゐる。之は交通を少しも止めず自動車、汽車、電車等を通しながら補強が出來るといふ特徴があるからである。我邦鐵道省でも昭和 6 年秋田縣檜山川の鈹桁橋を銲接に依り補強して好成績を得し以來、他の古い鈹桁橋にも盛に之を應用して經費の節約を圖りつゝある。全部銲接に依つた所謂オール・ウエルデツドの橋としては、1927 年米國ペンシルヴァニアのタートル・クリークに架した鈹桁橋がある。徑間 17 m で荷重はターバー F40 を通すことが出來る。其の外獨、奧、瑞典等でも試験的に鈹桁橋を架設してゐる。

オール・ウエルデツドのトラス橋では 1930 年にボヘミヤのビルゼン市に出來た徑間 181 呎の跨線橋、及 1928 年米國マサチューセツトのチコペホルスの徑間 135 呎位の鐵道橋を擧ぐる事が出來る。

次に鋼構造物に於ける銲接應用の利點は

(1) 材料の節約。穿孔に依る斷面積の減少がないから材料を有効に使用することが出來る。

又継手の長さを考へると、溶接では 6 mm の隅肉溶接を使ふと 7.5 cm の連結部があればいゝが之を鉋結に依れば鉋距の制限を受くるから、どうしても其の倍以上 17 cm 位の長さになければならない、従て之を取附くるための緊釘も夫れだけ大きいものを使はなければならぬと云ふ具合で材料が不経済となる。

(2) 設計の簡易。鉋結では單剪、複剪、支應力と種々面倒な計算をなすが、溶接では計算も至極簡單で且製圖が非常に樂になり勞力の節約となる。

(3) 工作費の節約。構造が簡單になるため工作が簡易化して工作費を省くことが出来る。

(4) 騒音の防止。病院の擴張工事とかホテルの増築工事等の如く靜肅な作業を必要とする處では、溶接に依り鉋打ちの騒音を避けることが出来る。

上述の如く溶接は鉋結に比し各種の特徴を有するに拘らず、廣く應用さるゝに至らないのには次の様な色々の原因がある。

- (1) 溶接工事は溶接手の技倆の良否が餘りに影響大なること。
- (2) 検査が困難であること。
- (3) 疲労及衝擊應力に對して弱く局部の延性を害すること。
- (4) 溶接部は多孔性で且腐蝕し易いこと。
- (5) 修理困難にして且高價なること。
- (6) 溶接製品全體の體型に歪みを生じ易きこと。

最近溶接作業の進歩及検査試験方法の確立に依り以上の缺陷を除去するを得、溶接の強度は普通の軟鋼の場合で母材の 80~90% までの強度を採つても決して心配がない。特に強度が必要な場合には特殊の溶接を使へば 50~60 kg/mm² 位の強度を出すことが出来る様になつたので、今日では溶接工業は既に議論の時代ではなく實施の時代に入つたと云つて差支ない。

第二節 用 語

電弧溶接に関する用語を次の如く定義する。

- (1) 溶 接。金屬の部分的融合に依る接合を謂ふ。
- (2) 電極棒。電弧を發生せしむるため、電氣回路の端子として用ひられ、溶着鋼を供給すべき鋼線を謂ふ。
- (3) 母 材。溶接の目的となるべき鋼材を謂ふ。
- (4) 溶着鋼。電極棒の母材に溶着せるものを謂ふ。

(5) 壘。電弧の中斷により溶着鋼に生じたる凹所を謂ふ。

(6) 鉋 込。溶接前の母材面より測れる融合部の深さを謂ふ。

(7) 層。溶着鋼の

層を謂ふ(第1圖)。

(8) 氣 泡。溶融鋼凝

固の際放出さるゝ瓦斯に

よりて生ずる溶接部の空所を謂ふ。

(9) 溶 滓。溶接部に残留する非金屬物質を謂ふ。

(10) 溶接線。溶接の延長方向を表はす線を謂ふ。

(11) 連續溶接。溶接線に於て溶接部の連續せるものを謂ふ(第2圖)。

(12) 斷續溶接。溶接線に於て溶接部の斷續せるものを謂ふ(第3圖)。

(13) 並列溶接。斷續溶接の並列に置かれたるものを謂ふ(第4圖)。

(14) 千鳥溶接。斷續溶接の千鳥形に置かれたるものを謂ふ(第5圖)。

(15) 假着け溶接。組立の目的にのみ使用する斷續溶接を謂ふ。

(16) 耐力溶接。應力を傳ふる事を目的とする溶接を謂ふ。

(17) 下向溶接。上方より下向きとなりてなす溶接を謂ふ(第6圖)。

(18) 上向溶接。下方より上向きとなりてなす溶接を謂ふ(第7圖)。

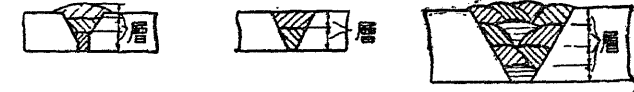
(19) 豎溶接。側方より上下方向になす溶接を謂ふ(第8圖)。

(20) 横溶接。側方より左右方向になす溶接を謂ふ(第9圖)。

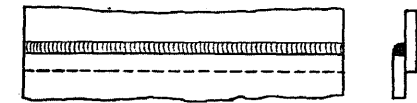
(21) 溶接の長さ。中斷せざる溶接部の長さを謂ふ。但し壘の長さを除くを例とす。

(22) 底。溶接部斷面に於ける底部を謂ふ(第10圖、第11圖)。

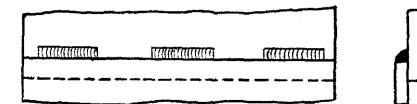
(23) 底 線。底部に於ける接合線を謂ふ(第12圖)。



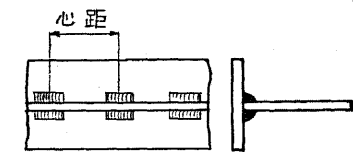
第 1 圖



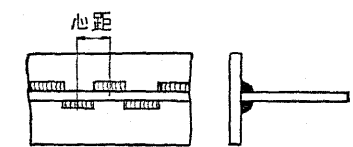
第 2 圖



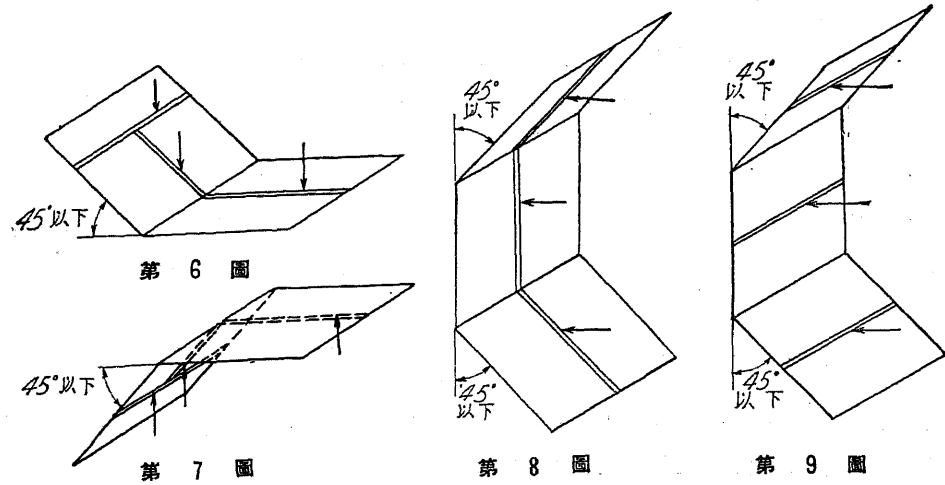
第 3 圖



第 4 圖



第 5 圖

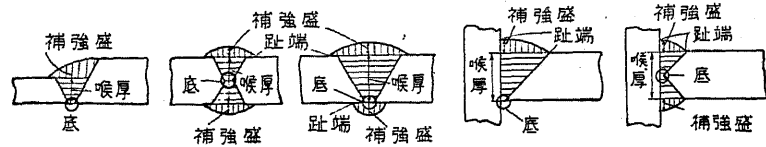


第 6 圖

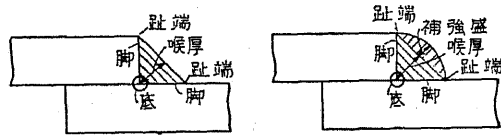
第 7 圖

第 8 圖

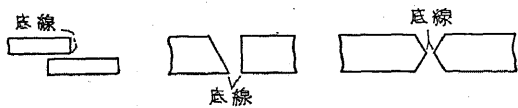
第 9 圖



第 10 圖



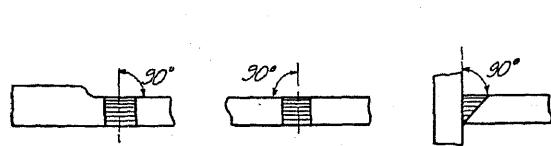
第 11 圖



第 12 圖

(27) 溶接の大きさ。溶接部断面の計量寸法を謂ふ。隅肉溶接の大きさは脚の長さ、衝合溶接の大きさは喉厚にて示すものとす。

(28) 心 距。断続溶接の心々距離を謂ふ(第 4 圖、第 5 圖)。



第 13 圖

(a) 直接ぎ。母材の縁端を直截したるまゝにて行ふ衝合溶接を謂ふ。

(24) 喉 厚。溶接部断面に於て底を通する直線に沿ひて測りたる溶接の最小厚を謂ふ。但し補強盛を含まざるものとす(第 10 圖、第 11 圖)。

(25) 喉断面。喉厚に溶接の長さを乗じたる断面積を謂ふ。

(26) 脚。隅肉溶接に於て一方の溶着面の幅を謂ふ(第 11 圖)。

(29) 衝合溶接。喉厚の方向が少くとも一方の母材の面に直角若くは略直角をなす溶接を謂ふ(第 13 圖)。

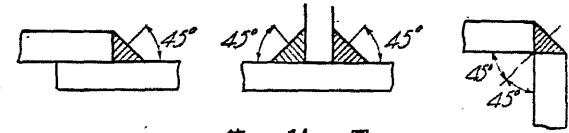
(b) V 接ぎ。母材の縁端を斜截し夫等を端々相接したるとき、材片間隙が V 形をなす衝合溶接を謂ふ。

(c) 單斜接ぎ。母材の一方のみ其の縁端を斜截し、材片間隙が L 形をなす衝合溶接を謂ふ。

(d) X 接ぎ。母材の縁端を斜截し、材片間隙が X 形をなす衝合溶接を謂ふ。

(e) 複斜接ぎ。母材の一方のみ其の縁端を斜截し、材片間隙が K 形をなす衝合溶接を謂ふ。

(30) 隅肉溶接。喉厚の方向が母材の面と 45° 若くは略 45° をなす溶接を謂ふ(第 14 圖)。



第 14 圖

(a) 側面隅肉。溶接線の方向が傳達すべき應力の方向に平行なる隅肉溶接を謂ふ。

(b) 前面隅肉。溶接線の方向が傳達すべき應力の方向に直角なる隅肉溶接を謂ふ。

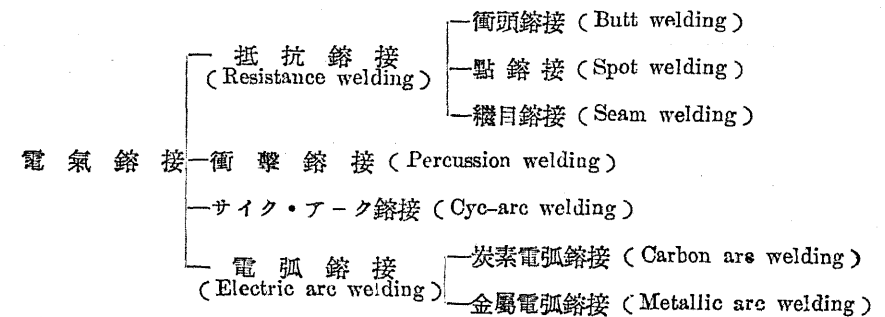
(c) 斜方隅肉。溶接線の方向が傳達すべき應力の方向に、角度を有する隅肉溶接を謂ふ。

(31) 孔溶接。母材を重ね合せ其の一方に孔を穿ち、其の中に溶融鋼を溶着せしめたるものを謂ふ。

(32) 補強盛。補強の目的にて標準形以上に盛り上げたる溶着金屬部を謂ふ(第 10 圖、第 11 圖)。

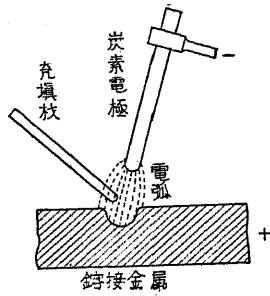
第三節 電弧溶接の原理

1. 總 論 電氣的エネルギーを熱に變へて金屬を溶融密着せしむる電氣溶接には、接觸面及金屬固有の抵抗を利用するもの、火花を利用するもの、電弧を利用するもの等熱發生の様式、溶接の目的、之に使用する機械器具等に依りて幾多の種類があるが、之を大別すれば次の如くなる。



鋼構造物に主として用ひらるゝ電弧溶接に就て其の概略を述ぶることとする。

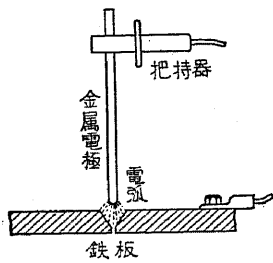
2. 炭素電弧溶接 一名ベナルド式 (Benardos system) とも稱し炭素若しくは黒鉛棒を陰極とし、溶接金属を陽極とし夫等の間に1~3.5cm位の電弧を発生せしめ、其の熱に依り溶接すべき部分を溶融すると同時に、別に充填材を此の電弧中に挿入して之を溶し込む方法である(第15圖)。電源は必ず直流に限られ電弧電圧は40~60ヴォルト、電流は工事の種類及大小に依り異なるも200~300アムペア最も多く、時として800アムペア位までも用ふることがある。此の方法に於て電極の方を負極にするのは、直流電弧にあつては正極の方が高温になるから、溶接すべき金属を正極となすことに依り其の表面の溶融を容易ならしめ、且炭素分子の金属中に侵入することを少からしむる爲である。



第 15 圖

電力經濟上からの見地では、電力の消費比較的大にして且使用上多少の不便を伴ふので、金属電弧溶接法の發達に従ひ漸次其の姿を没し、今日では特殊なる工事、例へば鑄物の疵や氣泡を修繕する場合、銅或はアルミニウムの溶接等に用ひらるゝ。

3. 金属電弧溶接 最も廣く應用され、一般に電氣溶接と呼ばれてゐるものゝ大部分は此の方法に屬する。第16圖に示す如く溶接すべき金属、例へば接合すべき2枚の鐵板と、略それと同質の金属電極との間に電弧を発生せしめ、電弧の高温度に依つて電極自身が溶融或は蒸發して、電弧中を移動し溶接金属上に附着するのである。



第 16 圖

交流、直流何れにても使用し得るが、直流を用ふる場合には炭素電弧溶接と同様に溶接金属を正極、金属線電極を負極に接続する。但し特別なる場合例へば上向溶接、銑鐵の如き溶融點低く且其の中に含まれたる珪素、炭素が容易に蒸發或は酸化するが如きものに於ては、夫等の温度を餘り上げない様にする爲反對の負極に接続し、電流の値も低く保つて溶接を行ふ方が好結果を得ることがある。金属電弧は炭素電弧に比し電弧の長さを短く常に3mm内外に保つ必要がある。それ以上長くすれば電弧が不安定になり兎角切れ易いからである。電弧電圧は炭素電極の場合に比して低く20ヴォルト前後である。電流の値は溶接すべき仕事の大小、種類によつて一定しないが、薄い鐵板或は溶融點の低い非鐵金属を溶接する場合には50アムペア或はそれ以下であるが、鉄の厚が増すに従ひ電流の値も増加し、普通の場合150~300アムペア位である。電極の徑もそれにつれて2~8mm位となす。

交流電弧溶接の安定と溶着金属の性質を改善するためには、必ず被覆電極棒を使用せねばならないが、近來は直流溶接に於ても交流の場合と同様被覆電極棒を用ふる傾向が著しくなつて來た。被覆の主なる目的は其の蒸發或は燃焼によつて瓦斯を多量に發生し、電弧の周圍を掩ふて空氣即ち酸素と窒素とを遠ざけ、酸化及窒化の有害作用を防止すること、溶融金属に働いて脱酸作用を有し、流動性に富める溶滓となつて其の表面を掩ひ、溶融金属の急冷及表面の酸化を防ぐこと、

第四節 電 極 棒

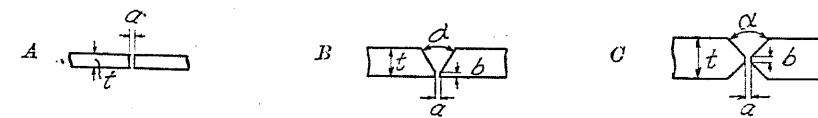
1. 總論 金属電極棒即ちエレクトロードの良否は、電弧溶接の成績に重大なる影響を有するものである。之には裸電極棒と被覆電極棒の2種あるが、前者は溶接の際酸化、窒化其の他種々の作用のため溶接部は多孔質となつて腐蝕速となり、且鐵酸化物を混入して硬化し伸張率を低下するから、完全な溶接を望むことは不可能である。電極棒は特に規定せる場合の外は軟鋼線とし、其の鋼心の化學成分は次の通りとなす。

炭 素 0.10~0.18% 硫 黄 0.04% 以下 滿 佗 0.4~0.6%
珪 素 0.05% 以下 磷 0.04% 以下

電極棒の徑は仕事の大きさに依り使用電流に適するものでないといけない。次に鋼鉄の衝合溶接に於て鉄の厚に對する繼手の形狀、電極棒の徑、電流及電弧電壓の關係を示せば第1表の如し。

第 1 表

鋼 鉄 厚 (mm)	電 極 棒 の 徑 (mm)	電 流 (A)	電 弧 電 壓 (V)	繼 手 の 形 狀
2	2	50	16	A: $a \cong 2mm$
4	3	90	18	B: $a = 2, b = 1, \alpha = 90^\circ$
6	4	120	20	B: $a = 3, b = 1, \alpha = 80^\circ \sim 90^\circ$
8	4	140	22	B: $a = 3, b = 2, \alpha = 70^\circ \sim 90^\circ$
10	5	180	25	B: $a = 3, b = 2, \alpha = 60^\circ \sim 80^\circ$
12	>5	200	25	B: $a = 3.5, b = 3, \alpha = 60^\circ$
15	>6	>200	25	{ B: $a = 3.5, b = 3, \alpha = 60^\circ$ C: $a = 1.5, b = 3, \alpha = 80^\circ$
20	>6	>200	25	C: $a = 2, b = 3, \alpha = 80^\circ$



交流電弧溶接の安定と溶着金属の性質を改善するためには、必ず被覆電極棒を使用せねばならないが、近來は直流溶接に於ても交流の場合と同様被覆電極棒を用ふる傾向が著しくなつて來た。被覆の主なる目的は其の蒸發或は燃焼によつて瓦斯を多量に發生し、電弧の周圍を掩ふて空氣即ち酸素と窒素とを遠ざけ、酸化及窒化の有害作用を防止すること、溶融金属に働いて脱酸作用を有し、流動性に富める溶滓となつて其の表面を掩ひ、溶融金属の急冷及表面の酸化を防ぐこと、

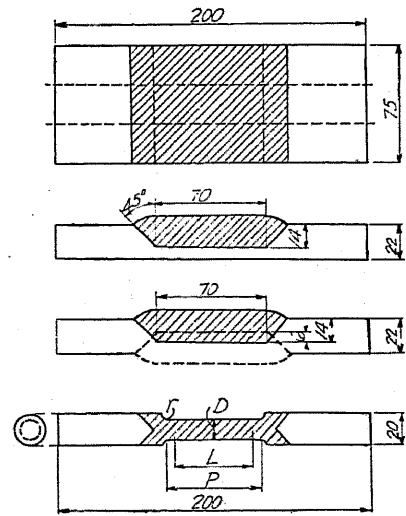
銲融金属は高温に於ては酸素、窒素等の瓦斯を多量に吸収溶解し、之が含有炭素等と化合して更に瓦斯或は銲滓を作るのみならず、冷却の際充分含有瓦斯を放出し得ざる爲に小気泡を残すが如き悪結果を防ぐこと、電流の節約をなし得ること、銲接速度の大きいこと及電弧の安定を期し得ること等である。

被覆材は電極棒鋼心と正確に同心に塗布せられ、貯藏、運搬等の取扱ひに際し變質又は剝脱せざるものたることを要し、其の化學成分には種々の物質が種々の割合に配合されてゐるが、其の一例を示せば次の通りである。

化學成分	石灰石	炭 バリウム	酸 二酸化 マンガン	酸化チタン	燒 礬 砂	重炭酸曹達	木 炭
%	22	10	25	8	17	8	10

2. 銲接試験 電極棒に對しては次の銲接試験をなさねばならない。即ち電極棒に依り銲着せられたる銲着鐵は、下記(イ)に規定せる試験片に依る抗張試験に於て、其の破壊強度 39 kg/mm^2 以上、伸張度は標點距離 50 mm に於て 16% 以上たるを要する。又(ロ)に規定せる銲接鐵手の常溫屈曲試験に於て、標點間の伸張度 20% 以上たるを要する。

(イ) 抗張試験片(第17圖)。日本標準規格第20號に規定せられたる壓延鋼板より、長約



標 點 距 離 $L = 50$
 平 行 部 の 長 さ $P = 60$
 直 徑 $D = 14$
 圓 弧 の 半 徑 $r = 5$

第 17 圖

材片間隙は 3 mm 、使用電極棒の直徑は 4 mm とする。此の試験片を第18圖の如く $200 \times 50 \times$

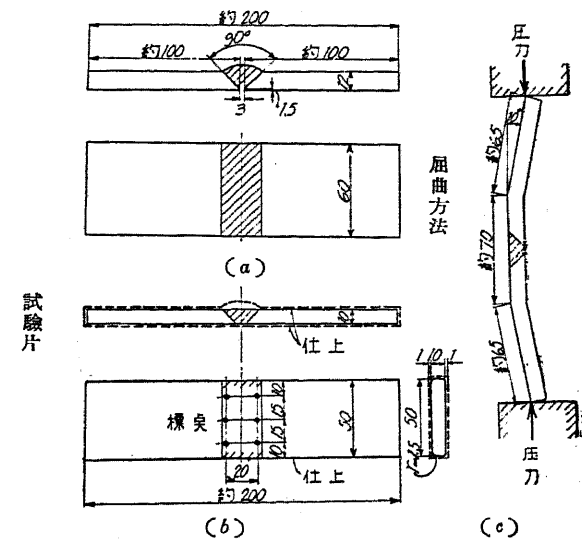
200 mm 、幅約 75 mm 、厚約 22 mm 、の矩形板を造り、其の一面を第17圖の如く削成機に依り深 14 mm に削り去り、次に檢定せんと欲する電極棒を用ひて、其の部分为数層の銲接に依り充填する。次に其の裏面を前記の如く 14 mm の深に削り、同一の電極棒により前同様に充填する。然る後此供試材を長手の方向に同一大の3本の棒に切斷し、其の各を第17圖の如く兩端部直徑 20 mm 、中央部直徑 14 mm 、平行部長約 60 mm の丸棒に削成する。

(ロ) 屈曲試験片(第18圖)。日本標準規格第20號により規定せられたる壓延鋼板より長約 100 mm 、幅約 60 mm 、厚約 12 mm の矩形板2枚を造り、兩片の短邊を第18圖(a)の如く下向三層のV接ぎにて銲接する。但しV形の角度は 90° 、

10 mm に削成し、其の銲接部に圖示の標點を刻記する。次に其の兩端部を適當の方法により第18圖(c)の如く屈曲する。

屈曲試験は此の試験片の兩端より徐々に壓力を加へ、銲接部の外側表面に龜裂の發生と同時に加壓を停止する。伸長の計測は外側表面に沿ひ豫め刻記せし標點間に就て行ふものとする。

(ハ)。上記の試験と共に其の試験に使用したる試験片母材と同一の鋼板について、日本標準規格により抗張試験を行はねばならない。



第 18 圖

第五節 設 計

1. 剪力に對する計算 第19圖は隅肉銲接の例を示し、 a_1 は側面隅肉、 a_2 は前面隅肉である。

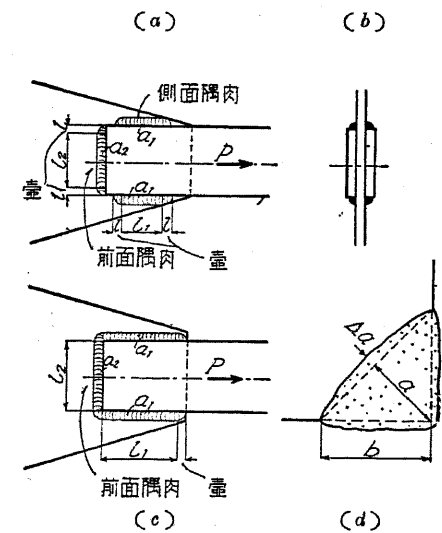
部材の強度は鐵手の最小破壊面 $\Sigma(al)$ に依り定まるから、 $\Sigma(al)$ の値を計算上に用ふる銲接面積 F_{wei} とする。銲接の喉厚 a は銲込及補強盛 Δa を考へないで、單に二等邊三角形の高さに等しく採り(第19圖d)、同様に銲接部兩端の融合部(l)は計算上の銲接長には算入しない(第19圖a)。

獨逸の規定では融合部は全然考へないか或は一部分を有效とする様規定してある。隅肉銲接の實際の長は $l_1 + 2l_2$ となる。

銲接面積は第19圖(a)に依り

$$F_{wei} = \Sigma(al) = 4a_1l_1 + 2a_2l_2$$

となるから $\rho = \frac{P}{F_{wei}}$ (1)



第 19 圖

を得。式中 P は溶接部の傳達すべき力、 ρ は溶接の應力とする。

前面隅肉は

$$P' = 2a_2l_2\rho$$

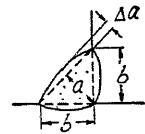
の力を受くるから、 P より之を控除せる残部の力は側面隅肉が負擔せねばならないから、側面隅肉の應力は

$$\rho = \frac{P-P'}{4a_1l_1} \dots\dots\dots (2)$$

となり、従て其の長は次の如くなる。

$$l_1 = \frac{P-P'}{4a_1\rho} = \frac{P-2a_2l_2\rho}{4a_1\rho} \dots\dots\dots (3)$$

l_1 及 l_2 の長には l の部分を加算しないが、第19圖(c)の如く前面及側面隅肉が連続する

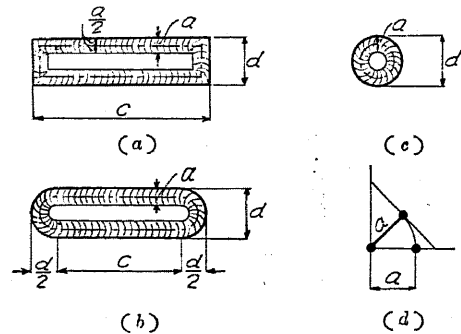


第20圖

か又は部材の角の周囲をも溶接するとき、 l の部分を控除する必要がない。
隅肉溶接は直角二等邊三角形をなす場合が多いから、短邊の長を b とせば三角形の高は $a = \frac{b}{\sqrt{2}}$ に依つて表はさるゝ。

b (mm)	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
a (mm)	3.5	4.2	4.9	5.7	6.4	7.1	7.8	8.5	9.2	9.9	10.6	11.3	12.0	12.7	13.4	14.1

第21圖は孔溶接の例で、之は短い継手を以て部材の大きい力を傳達せねばならない場合に適用する方法である。計算に用ふる継手長 l 及溶接断面 F_{wel} は次の通りとする。



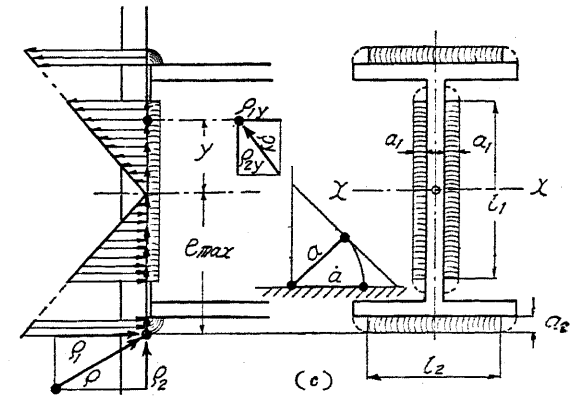
第21圖

(c) に於ては

$$\left. \begin{aligned} l &= (d-a)\pi \\ F_{wel} &= al = (d-a)\pi a \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

2. 剪力と同時に力率が作用する場合の計算 溶接部が反力 A 又は剪力 Q の外に力率を受く

るときは、力率 M のために水平應力、剪力 Q のために鉛直應力を生ずる。水平應力 ρ_1 は中立軸よりの距離に比例し且つ中立軸の一侧では張力、他側では壓力となる(第22圖)。鉛直應力 ρ_2 は溶接部に等布して同一の剪力を生ずる。



(a)

(b)

第22圖

溶接面積 F_{wel} 及断面率 W_{wel} を計算するためには、喉厚 a を連結面内に投影する(第22圖c及b)。

最大應力は中立軸 $x-x$ より最遠の溶接縁維に生じ、其の値は

$$\rho = \sqrt{\rho_1^2 + \rho_2^2} = \sqrt{\left(\frac{M}{W_{wel}}\right)^2 + \left(\frac{Q}{F_{wel}}\right)^2} \dots\dots\dots (7)$$

となる。 $x-x$ より y の距離にある縁維の應力は(第22圖a)

$$\rho_y = \sqrt{\rho_{1y}^2 + \rho_{2y}^2} = \sqrt{\left(-\frac{M}{J_{wel}}y\right)^2 + \left(\frac{Q}{F_{wel}}\right)^2} \dots\dots\dots (8)$$

となる。

3. 断面の減少を考慮する場合の計算

組立ボルトの孔又は孔溶接に依り減少せられたる断面に生ずる應力が、許容應力より大なるときは断面の減少を考へなければならぬ。

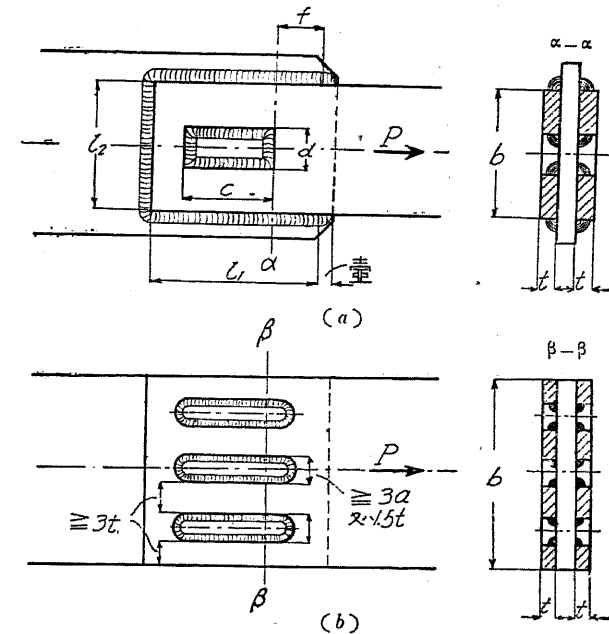
P を張力

P_a をセクション $\alpha-\alpha$ の受ける張力

F_a をセクション $\alpha-\alpha$ の純断面積

d を孔の幅

t を孔の厚



第23圖

f をセクション $\alpha-\alpha$ の前面にある隅肉溶接の長

a を隅肉溶接の厚

σ_a を鋼の許容應力

ρ_v を f の部分の溶接強度

とせば、セクション $\alpha-\alpha$ (第23圖 a) に於ける鋼の應力は

$$\sigma_a = \frac{P_a}{F_a} = \frac{P-4af\rho_v}{2t(b-d)} \dots\dots\dots (9)$$

となるが、若し $\sigma_a > \sigma_a$ なるときは孔溶接と鋼縁との距離又は f を次の通り増大する。

$$f = \frac{P+2t(b-d)\sigma_a}{4a\rho_v} \dots\dots\dots (10)$$

若し f が大き過ぎるときは、部材断面を之に應じて増加せねばならない。孔溶接のみの場合は(第23圖 b)

$$\sigma_a \leq \frac{P}{F_a} = \frac{P}{2t(b-3d)} \leq \sigma_a \dots\dots\dots (11)$$

となる。

4. 許容應力 設計の荷重及部材に對する許容應力は、總て其の構造物を銲工法に依つて設計する場合の規定を適用するも、溶接部に對する許容應力は次の通りに定むる。

工場溶接 (上向溶接を除く)

張 應 力	900 kg/cm^2
壓 應 力	1000 "
彎 曲 應 力	
抗張線維	900 kg/cm^2
抗壓線維	1000 "
剪 應 力	700 "

現場溶接及上向溶接

張 應 力	750 kg/cm^2
壓 應 力	800 "
彎 曲 應 力	
抗張線維	750 kg/cm^2
抗壓線維	800 "
剪 應 力	600 "

米國の建築條例では

張 應 力	910 kg/cm^2
壓 應 力	1050 "
剪 應 力	790 "

彎曲應力は上記の張應力及壓應力を超過してはいけない。

獨逸の建築條例では衝合溶接に於ては、各母材の許容應力を σ_a とすれば

張 應 力	0.75 σ_a
壓 應 力	0.85 σ_a
彎 曲 應 力	
抗張線維	0.75 σ_a
抗壓線維	0.85 σ_a
剪 應 力	0.65 σ_a

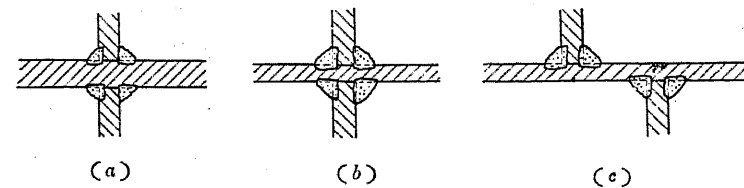
隅肉溶接に於ては各許容應力は 0.65 σ_a と採る。

應力を傳達すべき溶接の形式は大體衝合溶接、隅肉溶接、孔溶接の三種であるが、衝合溶接には壓應力、縦剪應力又は其の組合せ、特別の場合には張應力、隅肉溶接には縦剪應力、張應力、壓應力又は其の組合せ、孔溶接には縦剪應力、横剪應力又は其の組合せが作用するものと思ふる。

溶接部の断面率及抗撓率は其の喉断面について算定する。

彈性恒数は張力、壓力及彎曲に對しては $E = 2100000 kg/cm^2$ と採るも、剪力に對しては之を低くして、例へば $E = 1500000 kg/cm^2$ とす。

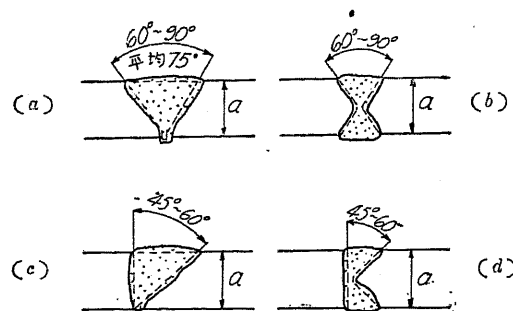
5. 細 目 (1) 一箇所に多くの溶接を集中せざる様に部材を配置する。此の規定は部材の厚が薄いときには特に注意せねばならない。溶接の補強肉は其の断面の弱點とはならないが、鋼板が薄い場合に補強肉を集中するのは危険を醸すものと考えらるゝ。



第 24 圖

第24圖 (a) の如く溶接術を補剛する場合に、腹板が厚いときは四つの隅肉溶接に依つて著しく之を薄弱にすることはないが、第24圖 (b) の如く比較的薄い腹板に於ては補強肉が危険の作用をなすから、第24圖 (c) に示す如く幾分錯列する方が得策である。

(2) 第25圖は V 接ぎ、X 接ぎ、單斜接ぎ及複斜接ぎを示してゐるが、V 及 X 接ぎの場



第 25 圖

合は其の接合の開き角度は 60 乃至 90° 平均 75°, 単斜及複斜接ぎの場合は其の斜角は 45° 乃至 60° が適當である。

母材の厚 3mm 未満には直接ぎ、3~12mm には V 接ぎ又は單斜接ぎ、12mm 以上には X 接ぎ又は複斜接ぎが用ひらるゝ、X 接ぎを配置するに際しては、割片

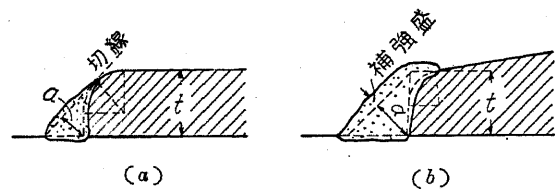
の兩側で溶接の可能なることが必要である。

(3) 溶接幅 b (隅肉溶接の場合は邊長) は継手箇所にてける最薄鋼の厚 t より大きくてはいけない、故に

$$b \leq t; \quad b = a\sqrt{2}; \quad a\sqrt{2} \leq t; \quad a \leq \frac{t}{\sqrt{2}}$$

$$\therefore a \leq 0.707 t$$

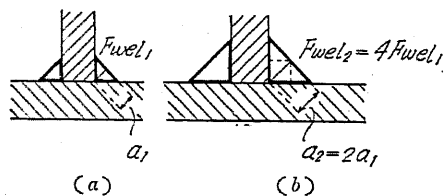
となる。圓味を帯びた角を有する壓延断面に於て、鋼厚を完全に利用するためには第 26 圖 (b)



第 26 圖

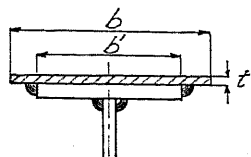
の如き補強盛が必要であるが、之には餘分の溶着鋼と時間とを要するから、出来るならば第 26 圖 (a) の如き方法で喉厚 a を定むる方がよろしい。

同一の強度を有する溶接に於て喉厚 a が小さければ溶着鋼も少い、溶着鋼の容積は喉厚の自乗



第 27 圖

に比例して増加するも、其の強度は喉厚に比例するだけであるから、第 27 圖の (b) は (a) に對し 2 倍の強さを有するに過ぎないが、其の容積は 4 倍となつてゐる。



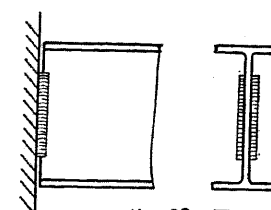
第 28 圖

(4) 蓋板を用ひし場合に孔溶接として計算の必要があつても、蓋板の幅 b でなく隅肉溶接の間隔 b' を用ふる。而して b' は蓋板厚 t の 30 倍を超過してはいけない。

(5) I 桁又は溝形桁は柱又は他の桁の支承の面に直接溶接することが出来る (第 29 圖)、此の支承面は桁の腹板なる

場合、若くは柱の突縁或は腹板なる場合がある。此の種類は鉛直剪力を傳達するには有效

なるも彎曲抵抗が僅少だから、彎曲率の起る箇所若くは連続又は緊定を必要とする箇所には適しない。尙支承となるべき部材が屈撓的で桁と共に自由に傾斜し得るに非ざれば、桁の撓度に依り甚だしい副應力を受けることゝなる。

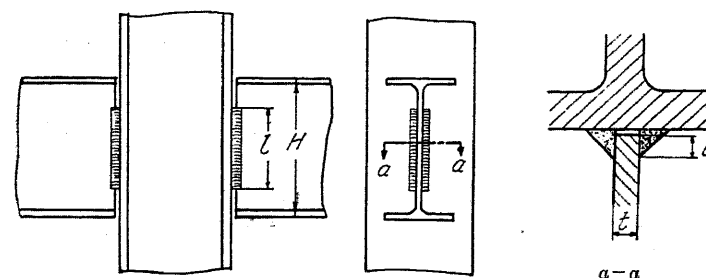


第 29 圖

(6) 支承となるべき部材が剛性に富み桁の撓度に適應する様な偏倚をなさざるときは、溶接を短く且つ厚くして第 30 圖に示すが如く

$$l < \frac{2}{3} H, \quad b > \frac{4}{5} t$$

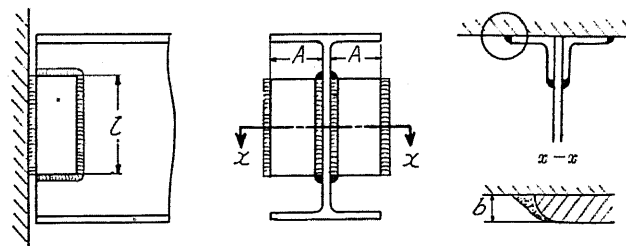
となし、鉛直反力を支ふるに足る充分の溶接面積を保つべきは勿論である。



第 30 圖

$$l < \frac{2}{3} H, \quad b > \frac{4}{5} t$$

(7) 第 31 圖は 2 山形を使用せし腹板連結であるが、此の型式は腹板を直接連結せしものより不靜定應力が少いのみならず、桁端と支承面間の間隙の影響が殆ど無いから、支承となるべき部

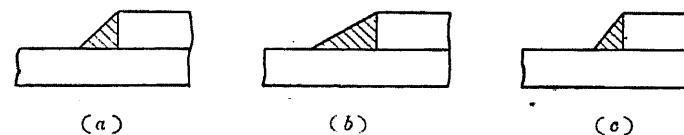


第 31 圖

材の剛性度に對して特別の考慮を拂ふ必要がない。然し銲結工より屈撓的だから多大の彎曲率を傳達するには不向である。此の種の継手に於ては隅肉の脚 b は山

形の厚と同一となし、山形の脚長 A は少くも其の厚の 8 倍となすことが必要である。

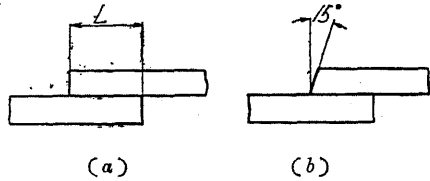
(8) 隅肉溶接には第 32 圖 (a) に示すが如き等脚隅肉 (Equal-leg fillet)、(b) に示すが如き長脚隅肉 (Long-leg fillet) 及 (c) に示すが如き短脚隅肉 (Short-leg fillet) の三種ある



第 32 圖

が、(a) は隅肉の二つの脚の長が相等しきもの、(b) は一方の母材の面に溶和せる脚が他方の母材の小口に溶和せるものより長きもの、(c) は反対に面の脚が小口の脚に比し短く溶着せるものであるが、(a) は最も普通に用ひられ、(b)、(c) は極めて特殊のもので、等邊隅肉に比し何れも缺點が多いから餘り用ひてはいけない。

(9) 製接合の縁は第33圖(a)に示すが如く略母材に直角をなすが、單隅肉(片側だけに隅肉溶接を施せるもの)の場合には、時として強大なる補強溶接を施す爲に(b)に示す如く15°位に斜切することもある。製ねの長 L は少くとも薄き方の板厚の1~2倍なければならない。第2表には日本海軍其の他の製ね長に關する規定を掲げてある。



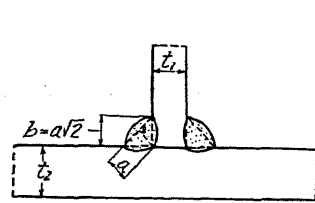
第 33 圖

肉溶接を施せるもの)の場合には、時として強大なる補強溶接を施す爲に(b)に示す如く15°位に斜切することもある。製ねの長 L は少くとも薄き方の板厚の1~2倍なければならない。第2表には日本海軍其の他の製ね長に關する規定を掲げてある。

第 2 表

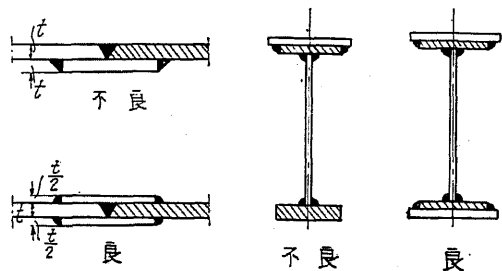
規 定 者	板 の 厚	製 ね 長
日 本 海 軍	t	$1t$
米 國 海 軍 省	t	$2t$
米國アリアー造船所	t	$2t + 1''$
ロ イ フ 協 會	0.40 以下	$2\frac{1}{4}$
	0.60 以下	$2\frac{1}{2}$
	0.80 以下	$2\frac{3}{4}$
	1.00 以下	3"

(10) 隅肉溶接の幅 b は一般に板の厚 t より小なるを要す。一箇所に數多の板が集中せると



$t_1 < t_2, b \cong t_1$

第 34 圖

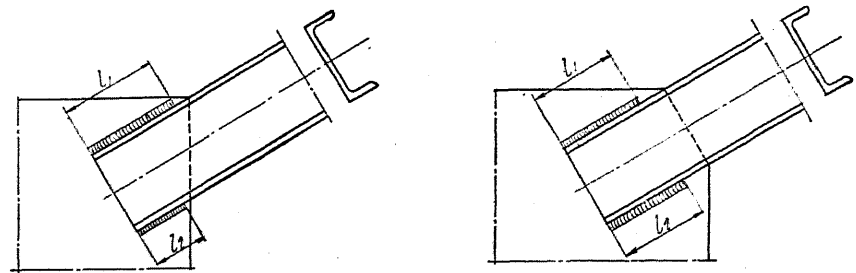


第 35 圖

きは、其の内でも最も薄いものより尙薄いことが必要である(第34圖)。

(11) 溶接に於ては銲結よりも一層繼手の對稱を必要とするから、第35圖に示すが如く添接板は腹板の兩側に用ひ、又板桁に於ては腹板高の中央を通る重心線に對して對稱となる様に上下兩蓋板を用ふる。

(12) 部材の連結箇所に於ては、部材の重心線が移動しない様に溶接する、從て第36圖に於



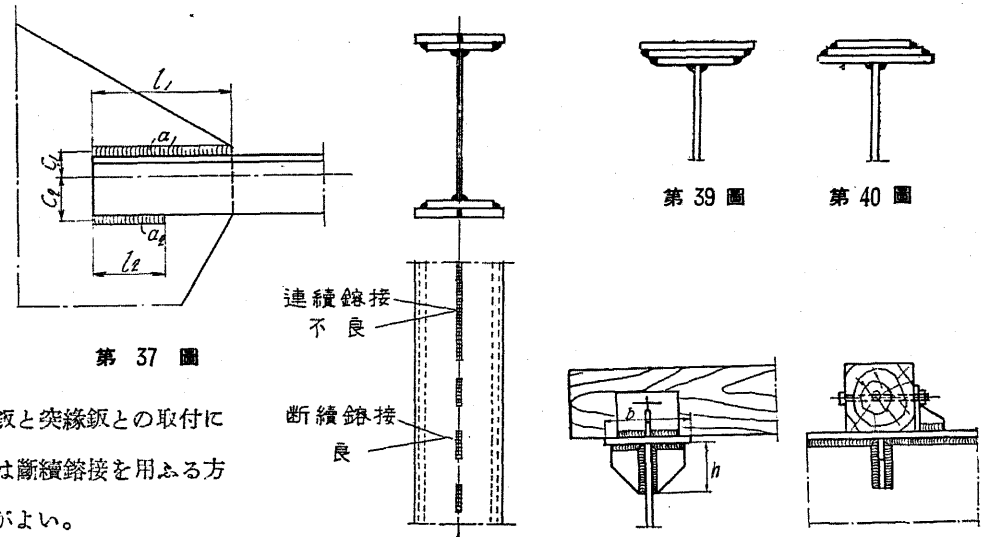
不良

第 36 圖

良

ては $l_1 = l_2$ となし、第37圖の如き場合には $a_1l_1c_1 = a_2l_2c_2$ となる様に l_1 と l_2 との關係を定むる。

(13) 板桁に於ては隅肉溶接を容易ならしむる爲、蓋板は突縁板より廣くする(第38圖)。腹



第 37 圖

板と突縁板との取付には断続溶接を用ふる方がよい。

(14) 蓋板の配置は

惰性率の關係より第39圖の方が第40圖に優つてゐる。

(15) 枕木を腹板に溶接せし突縁板上に直接置くときは、各枕木の下部に其の高 h が突縁板

第 39 圖

第 40 圖

第 38 圖

第 41 圖

幅の半分 $\frac{b}{2}$ より小ならざる補剛板を溶接する(第41圖)。

6. 溶接研究会示方書案 以下溶接研究会の示方書案中設計及施工に関する部分を抜萃せん。

(1) 設計。

第一條 設計荷重は總て當該構造物を銲工法によりて設計する場合の規定を適用す。

第二條 部材に對する許容應力は總て當該構造物を銲工法によりて設計する場合の規定を適用す。

第三條 溶接部に對する許容應力は次の如し。

(イ) 工場溶接(上向溶接を除く)

壓應力	1000 kg/cm ²
張應力	900 "
彎曲應力	
抗壓線維に對し	1000 kg/cm ²
抗張線維に對し	900 "
剪應力	700 "

(ロ) 現場溶接及上向溶接

壓應力	800 kg/cm ²
張應力	750 "
彎曲應力	
抗壓線維に對し	800 kg/cm ²
抗張線維に對し	750 "
剪應力	600 "

但し抗壓材の中間部に對しては上記の許容應力を部材の細長比を考慮して遞減すべきものとす。

上向溶接に對して現場強度を指定しなかつたのは、現場に於ける上向溶接は出來得る限り行はないことを原則とするからである。前掲の許容強度を米獨の建築條例に比較するに、前者とはほぼ一致してゐるが、後者よりは約 10% 大きくなつてゐる。又規定の形式も後者では母材強度の何%を採ると云ふ規定で數値を定めてをらぬ。許容強度の値は之と直接の關係をもつ荷重の採り方と對照して比較しなければならぬ問題で輕々に其の大小は論じ難く、前掲の強度も尙充分なる討究を要するものと信ずる。下掲は本邦で行はれたる溶接継手強度試験成績の數例を示す(鶴田氏に依る)。

溶接継手抗張強度試験成績

継手の種類	電極棒	電流	板厚 (mm)	抗張強度 (kg/mm ²)	實驗者又は箇所
V 接ぎ(下向)	被覆	交流	9	46.9	某ドック會社
	"	"	"	46.0	
	裸	直流	10	41.0	田中豊、黒田武定
	"	"	"	39.1	

V 接ぎ(豎)	被覆	交流	6	45.9	某ドック會社
	"	"	"	45.7	
	"	"	9	45.4	某造船所
	"	"	"	42.0	
	"	"	"	42.7	
V 接ぎ(上向)	被覆	交流	6	40.4	某造船所
	"	"	"	38.9	
	"	"	"	39.7	
	"	"	"	43.9	
	"	"	"	45.3	
				46.6	

溶接継手抗剪強度試験成績

継手の種類	隅肉の大きさ (mm)	平均抗剪強度 (kg/mm ²)	實驗所
側面隅肉	7 × 7	40.7	鐵道省
	9 × 9	36.1	
	9 × 9	32.8	早稻田大學
	10 × 10	28.4	商工獎勵館

第四條 部材の設計は特に規定する場合を除き總て當該構造物を銲工法により設計する場合の規定を適用す。

第五條 應力を傳達すべき溶接の形式は特に規定せる場合を除き次の三種とす。

- (イ) 衝合溶接、(ロ) 隅肉溶接、(ハ) 孔溶接

第六條 各種溶接形式に作用せしめ得べき應力を次の如く定む。

- (イ) 衝合溶接。壓應力、縦剪應力、又は其の組合せ、特に許可ある場合張應力。
 (ロ) 隅肉溶接。縦剪應力、張應力、壓應力、又は其の組合せ。
 (ハ) 孔溶接。縦剪應力、横剪應力、又は其の組合せ。

第七條 溶接部に於ける單位應力の算定は次の規定に依る。

- (イ) 張力又は壓力を受くる衝合溶接及前面隅肉溶接。單位應力は直應力にして全應力を喉斷面にて除したる商とす。
 (ロ) 縦剪力を受くる衝合溶接、側面隅肉溶接、及縦剪力又は横剪力を受くる孔溶接。單位應力は剪應力にして全剪力を喉斷面にて除したる商とす。
 (ハ) 張力又は壓力と剪力を同時に受くる衝合溶接及隅肉溶接。單位應力は合成力を喉斷

面にて除したる単位直應力、又は剪力を喉断面にて除したる単位剪應力の内第三條により人なる溶接寸法を要するものとす。

(イ) 及 (ロ) により前面隅肉は張應力、側面隅肉は剪應力にて計算せらるべきこととなるが、兩者混用の継手に於てこれを區別し一方は張力、一方は剪力として取扱ふことはかなり煩雜である。米國鐵道協會及獨逸溶接鋼構造物示方書が兩者共に剪力によると定めてをることは、安全第一の意味のほか設計上の便を考へたものと思ふ。併し實驗の結果は兩者の間に明かな強度の相違が認められる。

第八條 溶接部の断面率及抗振率は其の喉断面につき算定せらるべきものとす。

断面率は Section modulus、抗振率は Torsional modulus の意味である。兩率の算出に喉断面を採ることは、此の面が之等の率を考へらるべき理論面と 45° に近い或る角度をなすので不合理であるが、こゝでは只理論面の寸法を喉断面に相當したものに採ると云ふ簡便法と考へてもらひたい。之れが今日での米獨一般の慣習である。

第九條 材片の溶接寸法は夫れに傳達せらるべき應力により算定すべし。

本條は甚だ蛇足の感があるが溶接の設計ではとかく餘分の溶接をべたべた溶着したがる傾向があるからである。

第十條 桁及之に類似の構造物の腹板厚は高さの $\frac{1}{160}$ より大なるを可とす。

第十一條 省略。

第十二條 板桁腹板の補剛材には板を使用することを得。又其の幅は突縁板突出長の $\frac{4}{5}$ より大となすを可とす。

第十三條 斷續溶接及孔溶接に於ける隣接溶接片の最大間隔は、應力を傳達すべき溶接に對しては結合材片中最小厚の 12 倍、抗壓材の材片を單に集成する溶接に對しては結合材片中最小厚の 15 倍、抗張材の材片を單に集成する溶接に對しては結合材片中最小厚の 20 倍とす。

第十四條 板桁突縁の蓋板に於ける溶接線距離は板厚の 25 倍以下とす。

第十五條 桁及集成部材に於ける突縁及之に類似の板の厚さは其の突出長の $\frac{1}{15}$ より大なるを要す。

第十六條 函形抗壓材の蓋板厚は腹板との溶接線距離の $\frac{1}{40}$ 以上たるべし。

第十七條 集成抗壓材に於て 2 枚以上の板を重ねて使用する場合、是等の連結溶接線距離は板厚の 25 倍以下たるべし。

第十八條 集成抗壓材の端に於ては其の最大幅の 1.5 倍の間を連續溶接となすべし。

第十九條 集成抗壓材に於ける綴板の主要應力方向に測りたる長さは端綴板に於ては其の幅又中間綴板に於ては幅の $\frac{1}{2}$ より大なるを要し、其の厚は幅の $\frac{1}{50}$ より大なるを要す。

第二十條 綾釘の厚さは單綾綴にありては長さの $\frac{1}{40}$ 、複綾綴にありては長さの $\frac{1}{60}$ より大なるを要す。

第二十一條 集成抗張材は集成抗壓材に準じて設計すべし。

第二十二條 溶接隅肉の厚は被結合材片中の最小厚に等しくするを可とす。但し如何なる場合と雖も最小厚の 1.5 倍を超過することを得ず。

第二十三條 應力を傳達すべき隅肉溶接片の長さは壺を除きて其の 4 倍以上となすべし。但し壺の長さは脚に等しきものと假定す。

第十條乃至第二十三條は溶接細部構造に對する仕様であつて、こゝに掲げた諸寸法は未だ各國とも充分なる實驗資料を有せず。鉄結構に對するものほど明瞭に仕様を定めてをるものはない。従つてこゝに掲げた寸法も今後各方面に於ける研究の結果に基いて改訂せらるべき性質のものである。本示方書には規定しなかつた事柄で注意を要することは側面隅肉溶接の長さで、之は實驗の結果に徴するに、長さを無闇に増しても効果が著しくないことがわかつてをり、獨逸溶接構造物規定では其の最大連續長を喉厚の 40 倍と限定してをる。又孔溶接の最小幅（直徑）は板厚の 1~1.5 倍と定めてをるものが多い。

第二十四條 主要部材の接合は成る可く其の全強を傳達する様設計すべし。

第二十五條 桁端負彎曲率に抵抗し得る様溶接をなす場合は連續桁理論に依りて之を設計すべし。

第二十五條は極めて重要な規定で、之によつて連續桁理論の應用が可能となり、鋼材の節約の點に於て溶接の効果を發揮し得ることとなる。

第二十六條 部材の結合は成る可く偏心を避くべし。

第二十七條 集成断面の溶接は成る可く對稱的ならしむべし。

第二十八條 省略。

第二十九條 上向溶接は成る可く之を避くる様に工夫すべし。

第三十條 水分浸入の虞ある場合は成る可く連續溶接となすべし。

第三十一條 總ての溶接は成る可く検査に便なる様設計すべし。

(2) 施工。

第一條 溶接の寸法は成る可く正確に設計圖に示されたるものに合致することを要す。

第二條 溶接に關し本示方書に明示せられざる事項に就きては監督員の指揮を受くべし。

第三條 衝合溶接の形式は特に指定せざる限り次に定むる所に依る。

母材の厚	3 mm 未滿	直接ぎ
	3 mm 以上 12 mm 未滿	V 接ぎ又は單斜接ぎ

母材の厚 12 mm 以上 X 接ぎ又は複斜接ぎ

但し兩結合材片溶接面の交角は V 接ぎ又は X 接ぎに於ては 60° 乃至 90° とし、單斜接ぎ又は複斜接ぎに於ては 45° 乃至 60° とす。

又兩結合材片の間隙は使用電極棒の直径に應じ 2 mm 乃至 5 mm とす。

但書の第 2 項は要するに溶接部の底まで融合を完全ならしむるために電極棒の太さに應じて充分なる間隙をあげたいの意である。

第四條 溶接隅肉の兩脚は特に指定せる場合を除き相等しきものとす。

第五條 特に指定せる場合を除き應力を傳達すべき溶着金屬部の表面は多少凸圓形をなすものとす。

凸圓形とは溶接部に施した補強盛によるもので、其の程度は V 接ぎ、單斜接ぎで最小厚の 20 %、X 接ぎ、複斜接ぎで兩面各最小厚の 12.5% 以上である。

第六條 母材の溶接面は溶接に先だち錆、塗料、溶滓及塵埃等を入念に清掃すべし。但し亞麻仁油の薄層は之を除去するを要せず。

第七條 電極棒の太さ並に移動速度、電流及電壓は母材の寸法、配列等を考慮して充分なる溶込を得ると同時に母材が過熱せられざる様適當に定むべし。

第八條 電弧の長さは充分なる溶込を得らるゝ範圍に於て成る可く短きを要す。

第九條 多層溶接の場合各層の溶接は其の下層の溶着金屬表面より溶滓、酸化物等を清掃したる後に行ふべし。

第十條 溶接内部には溶滓、酸化物等を残留し、又は氣孔を生ぜざる様注意すべし。

第十一條 溶接順序は成る可く被結合材の熱變形を最小ならしむる様定むべし。

第十二條 被結合材が熱變形を起したる場合は適當なる方法により之を矯正すべし。但し必要と認めたる場合は該溶接部を除去し、再溶接を命ずることあるべし。

第十三條 被結合材は溶接操作中互に移動せざる様、適當なる方法により充分假り締めをなすべし。

第十四條 假り着け溶接は被結合材片に成る可く初應力が發生せざる状態にて行ふべし。

第十五條 假り締めボルトの孔は成る可く部材の應力小なる部分に設け、溶接結合後必要に應じ之を溶填すべし。

第十六條 溶接工事設備はすべて工事従業員に危険なきことを要す。

第十七條 溶接作業中は成る可く風雨雪等に對する適當なる防護設備、並に遮光設備をなすべし。

第十八條 溶接部は塗工、コンクリート工に先だち溶滓、酸化物等を清掃すべし。

7.溶接部の最大應力 溶接構造物に於ても銲結の場合と同様に、構造物の各部は同一安全率を有せねばならない。従て繼手の計算は其の部材の應力に對してのみ設計せず、斷面に餘裕を有する場合と雖、其の部材の全強度に付計算を行ふべきである。

獨逸溶接鋼構造物規定に従へば、橋梁の溶接計算に際しては、彎曲率、剪力及直應力の最大値と共に其の最小値をも算出せねばならない。其の内活荷重に基因する値に對しては、既述の如く衝擊を加算すべきは勿論である。

今 M を彎曲率、Q を剪力、S を直應力とせば、溶接部に作用する値は次式に依て見出す。

$$M = \max M + \frac{1}{2} (\max M - \min M) \dots\dots\dots (12)$$

$$Q = \max Q + \frac{1}{2} (\max Q - \min Q) \dots\dots\dots (13)$$

$$S = \max S + \frac{1}{2} (\max S - \min S) \dots\dots\dots (14)$$

上式中 max は最大値、min は最小値を示し、其の正負に依り符號を異にするから、正の時は +、負の時は - を上式に挿入する。上式は溶接部が反覆應力による疲勞を重要視せるもので、最大最小値の變化なき靜荷重に對しては應力の割増が起らない。應力が一定値と零との間を變化するときは 1.5 倍の割増となり、絶對値の等しい正負の兩應力を受けるものでは 2 倍の割増となる。

例へば $\max M = 100 tm$
 $\min M = 100 "$

の場合即ち彎曲率が常に等しい時は

$$M = 100 + \frac{1}{2} (100 - 100) = 100 tm$$

となる。

$$\max M = +100 tm$$

$$\min M = 0 "$$

なるときは

$$M = 100 + \frac{1}{2} (100 - 0) = 150 tm$$

となる。又

$$\max M = +100 tm$$

$$\min M = -100 "$$

なるときは

$$M = 100 + \frac{1}{2}(100+100) = 200 \text{ tm}$$

となる。

横桁を主桁に溶接する時の負彎曲率は、横桁に生ずる最大彎曲率の $\frac{3}{4}$ とする。

溶接継手の許容應力を ρ_a とせば

$$\rho_a = \frac{\max S + \frac{1}{2}(\max S - \min S)}{F_{vel}} < \alpha \sigma_a \quad (15)$$

となり、又溶接断面積は

$$\text{抗張材に対しては } F_{vel} = \frac{F}{\alpha} \frac{\max S + \frac{1}{2}(\max S - \min S)}{\max S} \quad (16)$$

となる。抗張材に対しては F の代りに $\frac{F}{\omega}$ を用ふる。 ω は挫折係数、 α は溶接許容應力の係数で、第五節 4 に於て張應力の場合には 0.75 となる。

彎曲率の場合には上式の S の代りに M を挿入すればよろしい。

第六節 I 桁の継手

1. 桁端の連結 (1) 總論。桁支承の計算に當つては、豫め桁の断面、反力、並に之を支ふる石工の寸法及許容壓應力を定めねばならない。反力は支承面に等布するものと假定する。

R は反力

L は床鈎又は支承の長

B は床鈎又は支承の幅

F は支承面積 = LB

k は石工の許容壓應力

y は床鈎の突出せる部分の長

δ は床鈎の厚

M は床鈎の長 y , 幅 1.0 m の部分に起る最大彎曲率 = $\frac{k y^2}{2}$

W は同上の断面率 = $\frac{1.0 \delta^2}{6}$

とせば、石工の受くる壓力は

$$k \leq \frac{R}{LB} \quad (17)$$

となる。故に

$$B = \frac{R}{Lk} \text{ 及 } L = \frac{R}{Bk} \quad (18)$$

鈎の突出せる部分の縁維應力は

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{\frac{k y^2}{2}}{\frac{1.0 \delta^2}{6}} = \frac{6 k y^2}{2 \delta^2} = \frac{3 k y^2}{\delta^2} \quad (19)$$

となるから、 y の最大値は次の如し。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_a = 1200 \text{ kg/cm}^2 : y &= \delta \sqrt{\frac{400}{k}} \\ \sigma_a = 1400 \text{ kg/cm}^2 : y &= \delta \sqrt{\frac{467}{k}} \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

y が定まれば、床鈎の最小厚は次の式より算出する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_a = 1200 \text{ kg/cm}^2 : \delta &= y \sqrt{\frac{k}{400}} \\ \sigma_a = 1400 \text{ kg/cm}^2 : \delta &= y \sqrt{\frac{k}{467}} \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

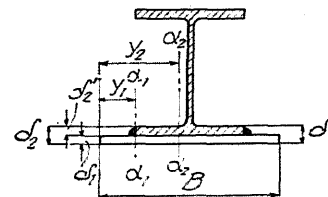
(2) 桁が直接石工上にある場合。反力が小さい時には床鈎を用ひないで、桁を直接石工上に置くことがある、其の際には支承となるべき長は

$$L = 15.0 + 0.5 h \text{ cm} \quad (22)$$

より大きくてはいけない、式中 h は桁の高とする。

此の最大支承長を以てしても所要の支承面積が得られざる場合は、次に示すが如く、1枚又は数枚の床鈎を用ひて支承幅 B を擴大するより外に途はない。

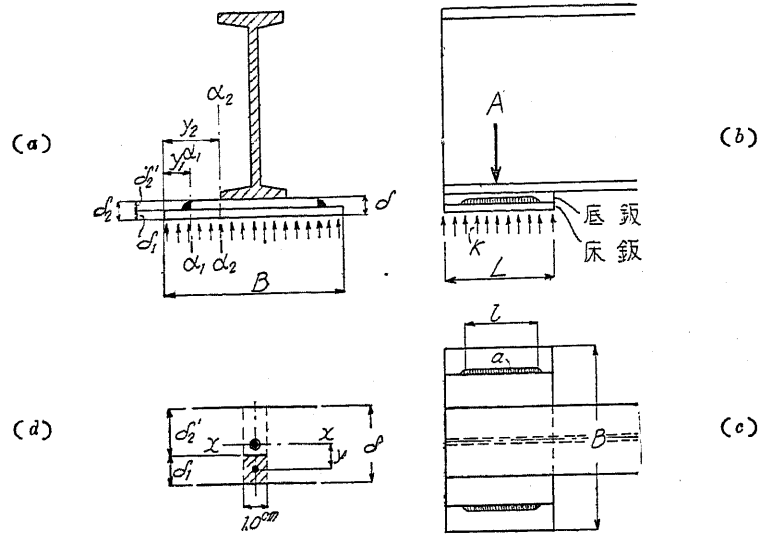
(3) 平鈎支承(表承)。(a) 平鈎が1枚なるとき。1枚の床鈎を用ふるときは、 y_1 は充分の



第 42 圖

幅を有し且 y_2 も桁と鈎との結合を必要とせざる限度にあるを以て、桁と床鈎とは溶接しないのが普通である。但し 1 桁を用ひたる時、溶接せざる鈎を用ひたのではセクション $\alpha_2 - \alpha_2$ に於ける断面率が不足する場合は此の限でない(第 42 圖)。

(b) 平鈎が数枚なるとき。第 43 圖に示すが如く平鈎を溶接する。鈎を溶接しないときは溶接せるときの約半分の断面率しか有しない。



第 43 圖

此の場合の剪力は

$$\tau = \frac{SQ}{1.0J} \text{ kg/cm} \dots\dots\dots (23)$$

となる (第 43 圖 d)。

式中 J は最大鋸断面が鋸の重心軸 $x-x$ に対する慣性率 $= \frac{1.0 \delta^3}{12} \text{ (cm}^4\text{)}$

S は下方の鋸 (床鋸) が $x-x$ に対する静力率 $1.0 \delta_1 y \text{ (cm}^3\text{)}$

Q はセクション $\alpha_2 - \alpha_2$ に於ける最大剪力 $= k y_2 \text{ (kg)}$

〔例〕 鋸の全厚 $\delta = 3.5 \text{ cm}$, $\delta_1 = 1.5 \text{ cm}$, $\delta_2 = 2.0 \text{ cm}$, $y_2 = 16.0 \text{ cm}$, $k = 18 \text{ kg/cm}^2$
とせば

$$J = \frac{1.0 \times 3.5^3}{12} = 3.57 \text{ cm}^4$$

$$S = 1.0 \times 1.5 \times 1.0 = 1.5 \text{ cm}^3$$

$$Q = 18 \times 16 = 288 \text{ kg}$$

$$\tau_1 = \frac{1.5 \times 288}{1.0 \times 3.57} = 121 \text{ kg/cm}$$

$L = 30 \text{ cm}$ とせば $\tau = \tau_1 L = 121 \times 30 = 3630 \text{ kg} = 3.63 \text{ t}$

喉厚 $a = 0.3 \text{ cm}$ で、長 $l = 18.0 \text{ cm}$ の隅肉鋸接をなせば、其の剪應力は

$$\rho = \frac{\tau}{al} = \frac{3.63}{0.3 \times 18.0} = 0.67 \text{ t/cm}^2 < \rho_a = 0.70 \text{ t/cm}^2$$

上方の鋸 (底鋸) が床鋸に附加されたと考へても矢張

$$J = 3.57 \text{ cm}^4$$

$$Q = 288 \text{ kg}$$

となり、底鋸が $x-x$ に対する静

力率は

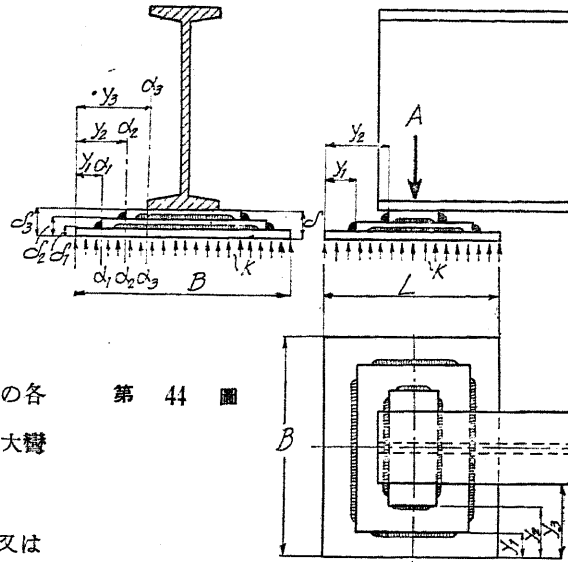
$$S = 1.0 \times 2.0 \times 0.75 = 1.5 \text{ cm}^3$$

なる故

$$\tau_1 = 121 \text{ kg/cm}$$

となる。

石工に対する 壓力を等布ならしめんとせば、鋸の幅並に長は第 44 圖の様に按配する。



第 44 圖

2. 欄延桁の固定継手

(1) 總論。第 45 圖は衝合鋸接の各種類を示すのであるが、継手は最大彎曲率の起る箇所を避けて設くる。

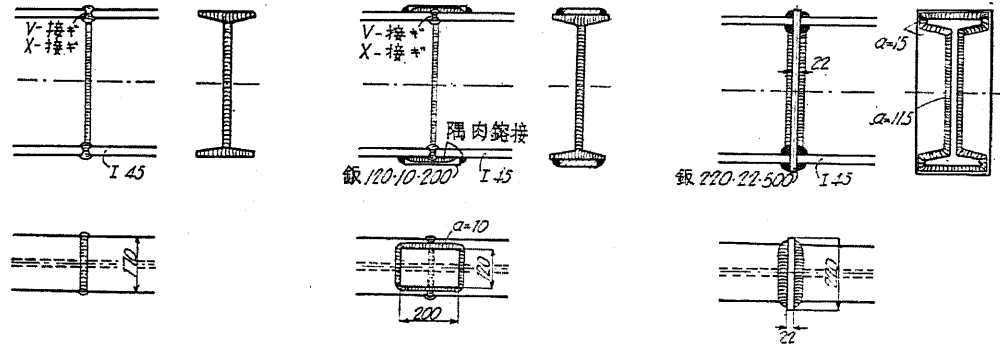
(a) では突縁及腹鋸は V 接ぎ又は

X 接ぎを以て鋸接されてゐるが、獨逸の規定に従へば其の許容應力 ρ_a は彎曲を受くる場合に於ては

張力に對して $0.75 \sigma_a$

壓力に對して $0.85 \sigma_a$

となすも、継手箇所には多くの場合に彎曲率の外に剪力が作用するから $\rho_a = 0.65 \sigma_a$ とする。



(a) 衝合鋸接

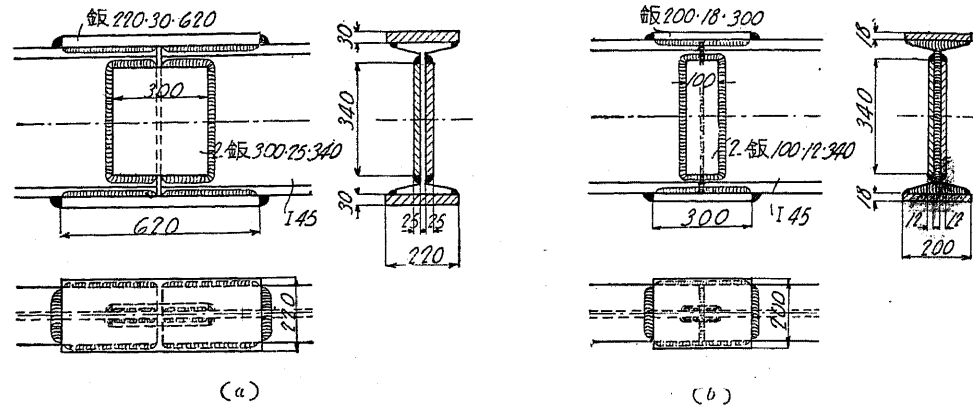
(b) 衝合鋸接及突縁添接

(c) 挿 鋸

第 45 圖

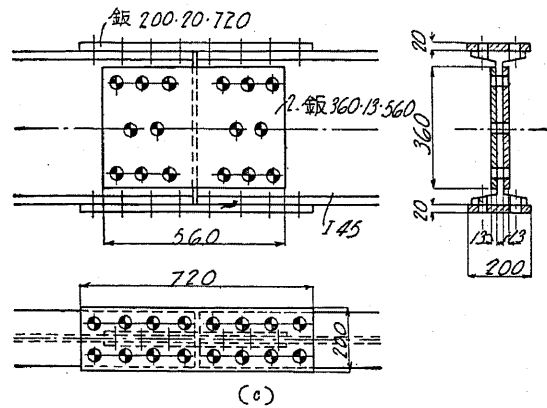
(b) は桁の全高に亘る衝合鋸接の他に突縁には添接鋸を併用せるもので、其の継手に於ける彎曲率は最大彎曲率の 0.6 倍を超過してはならない。かゝる継手工作に於ては衝合及隅肉鋸接が共同作用をなすから、衝合鋸接の箇所でも亦隅肉鋸接に對する許容應力 $\rho_a = 0.65 \sigma_a$ を用ふる。

(c) は継手に挿板を用ひしもので、喉厚 a は桁の腹板並に突縁の厚に依り制限を受くる故 ($a = 0.707t$)、此の構造に於ける継手は桁の最大彎曲率の約 0.6 倍の彎曲率を擔當し得るに過ぎない。



(a)

(b)



第 46 圖

第 46 圖は桁の全強を發揮し得る 數種の継手を示したのであるが、此の工作ならば桁の最大彎曲率の起る箇所に設けても差支へない。(a) は腹板並に突縁に添接板を被覆せしもので (衝合溶接なし) 多分の材料を使用せる故、(b) の如く添接板と衝合溶接とを併用せるものに比し不經濟である。(c) は比較のため鉚結継手を示してあるが、此の場合には鉚孔に依る損傷のため桁の強度は溶接継手に比し約 24.5% 弱めらるゝ。次の例にて明かなるが如く (a) 及 (c) の構造は (b) よりも 4 倍重量を増加する。

(a)	(b)	(c)
添接板.....99.6 kg	添接板.....25.1 kg	添接板..... 86.4 kg
溶接材..... 6.8 "	溶接材..... 3.8 "	鉚.....13.5 "
<hr/> 106.4 kg	<hr/> 28.9 kg	<hr/> 99.9 kg

以下 Alfred Gregor 氏の計算實例を示さん。

〔例 1〕 第 47 圖に示す I 形鋼 150×400 を衝合溶接とし、突縁は X 接ぎ、腹板は V 接ぎとなし、継手箇所に於て

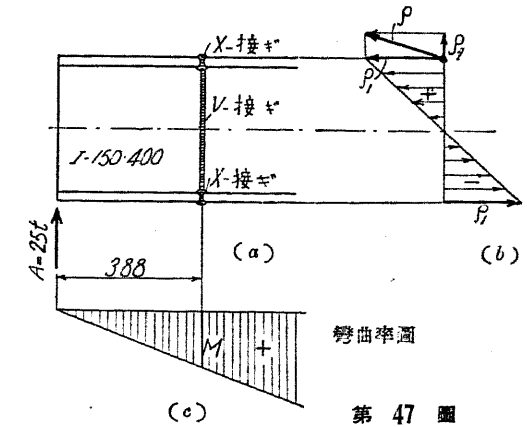
$$M = 970 \text{ t cm}$$

$$Q = 25.0 \text{ t}$$

の彎曲率及剪力を受くる時桁の應力を求む。

$$F_{wel} = 122.1 \text{ cm}^2$$

$$W_{wel} = 1584 \text{ cm}^3$$



第 47 圖

$$\rho_1 = \frac{M}{W_{wel}} = \frac{970}{1584} = 0.612 \text{ t/cm}^2$$

$$\rho_2 = \frac{Q}{F_{wel}} = \frac{25.0}{122.1} = 0.205 "$$

(7) 式に依り

$$\rho = \sqrt{\rho_1^2 + \rho_2^2} = \sqrt{0.612^2 + 0.205^2} = 0.64 \text{ t/cm}^2$$

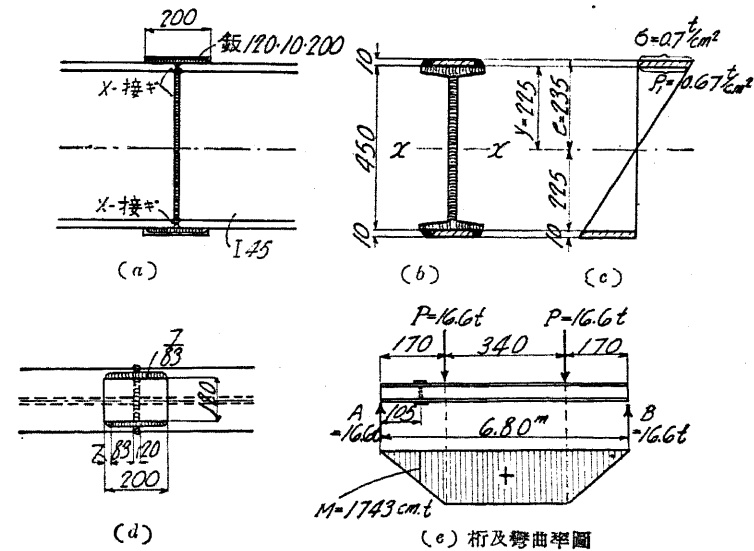
$$\rho_a = 0.65 \sigma_a = 0.65 \times 1.4 = 0.91 \text{ t/cm}^2$$

$$\therefore \rho < \rho_a \text{ (本章第五節 4 に依れば } \rho_a = 750 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

〔例 2〕 I 形鋼 170×450, $F = 147 \text{ cm}^2$, $J_I = 45850 \text{ cm}^4$ に衝合溶接と同時に上下突縁に添接板 120×10×200 を溶接せる時、桁の應力及突縁上の隅肉溶接の喉厚及長を求む(第 48 圖)。継手箇所の彎曲率及剪力は次の如し。

$$M = 1743 \text{ t cm}$$

$$Q = 16.6 \text{ t}$$



第 48 圖

(α) 継手の断面。継手箇所における慣性率 (J) は、I 桁の慣性率 (J_I) と添接板の慣性率 (J_{sp}) との和なる故

$$J = J_I + J_{sp} = 45\,850 + 12.0 \times (47.0^3 - 45.0^3) \times \frac{1}{12} = 45\,850 + 12\,698 = 58\,548 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{J}{e} = \frac{58\,548}{23.5} = 2\,491 \text{ cm}^3$$

となる。又継手箇所の最大線維應力は

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{1\,743}{2\,491} = 0.7 \text{ t/cm}^2 < \sigma_a = 1.4 \text{ t/cm}^2$$

となる。

(β) 衝合溶接の最大應力。

$$\text{彎曲率より生ずる應力: } \rho_1 = \frac{\sigma_y}{e} = \frac{0.7 \times 22.5}{23.5} = 0.67 \text{ t/cm}^2$$

$$\text{剪力より生ずる應力: } \rho_2 = \frac{Q}{F_{act}} = \frac{16.6}{147} = 0.113 \text{ t/cm}^2$$

$$\text{全應力: } \rho = \sqrt{\rho_1^2 + \rho_2^2} = \sqrt{0.67^2 + 0.113^2} = 0.68 \text{ t/cm}^2$$

(γ) 突縁添接板を締結する隅肉溶接の寸法。突縁添接板又は側面隅肉の受くべき力は (c) 圖に於て

$$P = F_{sp} \frac{\sigma + \rho_1}{2} = 1.0 \times 12.0 \times \frac{0.7 + 0.67}{2} = 8.1 \text{ t}$$

となる、両側の隅肉の厚は $t_{min} = 10 \text{ mm}$ なる故其の喉厚は本章第五節 5.(3) に依り $a = 0.707l = 0.707 \times 10 = 7.07 \text{ mm}$ となる。今之を 7 mm とせば、所要の隅肉の長は

$$l = \frac{P}{2a\sigma} = \frac{8.1}{2 \times 0.7 \times 0.7} = 8.3 \text{ cm}$$

となる。

〔例 3〕 I 形鋼 (獨逸 IP 55) 300×550 , $F = 263 \text{ cm}^2$, $J_x = 140\,300 \text{ cm}^4$, $W = 5\,100 \text{ cm}^3$ の継手を桁の最大彎曲率の箇所設ける場合如何なる構造となすべきか (第 49 圖)。

其の最大彎曲率は

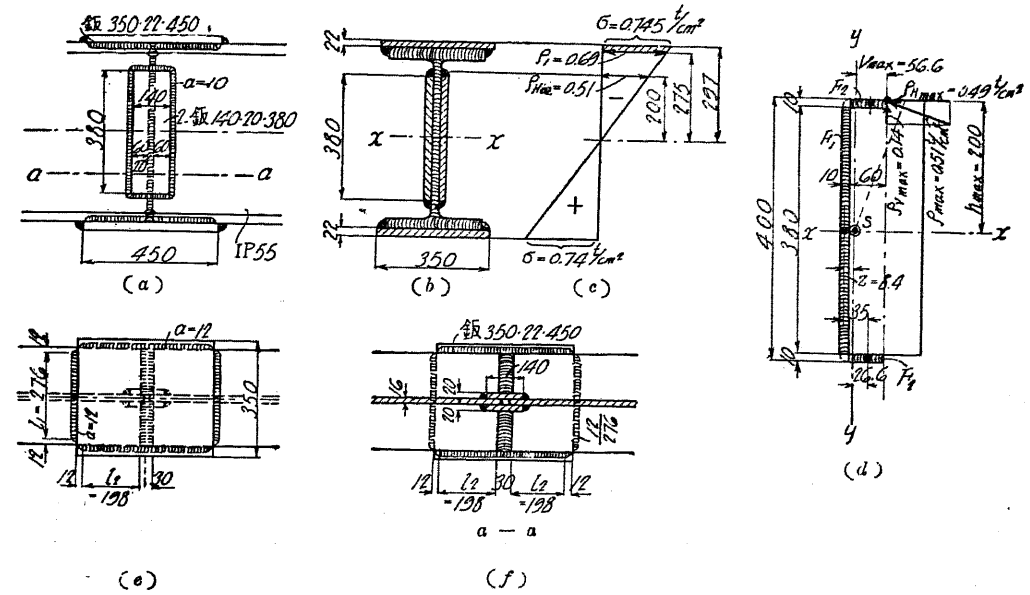
$$M_{jo} = \max M = W \sigma_a = 5\,100 \times 1.4 = 7\,140 \text{ tcm}$$

で剪力は此の箇所では零となる。

(α) 継手の断面。第 49 圖 (b) に示す如く継手は衝合溶接、上下兩突縁の添接板 350×22 及 2 枚の腹板の添接板 380×20 を以て完全に補強されてゐる。継手断面の重心線は桁の中央にあるから桁の重心線と一致する。継手断面は出來得る限り桁の断面に比例する様按配することに依り、突縁應力は突縁部の連結に依り、腹板應力は腹板部の連結に依り各傳達されることとなる。

慣性率:

$$\text{衝合溶接部 } J_I (= J_x) = 140\,300 \text{ cm}^4$$



第 49 圖

$$\text{突縁の添接板 } 35.0 \times (59.4^3 - 55.0^3) \times \frac{1}{12} = 126\,028 \text{ cm}^4$$

$$\text{腹板の添接板 } 2 \times \frac{2.0 \times 38.0^3}{12} = 18\,292 \text{ cm}^4$$

$$J = 284\,620 \text{ cm}^4$$

$$\text{断面率: } W = \frac{J}{e} = \frac{284\,620}{29.7} = 9\,583 \text{ cm}^3$$

継手箇所の最大線維應力:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{7\,140}{9\,583} = 0.745 \text{ t/cm}^2 < \sigma_a = 1.4 \text{ t/cm}^2$$

(β) 衝合溶接の最大應力。

$$\rho_1 = \frac{\sigma_y}{e} = \frac{0.745 \times 27.5}{29.7} = 0.69 \text{ t/cm}^2$$

$$\rho_a = 0.7 \text{ t/cm}^2$$

$$\therefore \rho_1 < \rho_a$$

(γ) 突縁の添接板を締結する隅肉溶接の寸法。前例と同様第 49 圖 (c) に於て

$$P = F_{sp} \frac{\sigma + \rho_1}{2} = 2.2 \times 35.0 \times \frac{0.745 + 0.69}{2} = 55.2 \text{ t}$$

$$\text{隅肉: } t_{min} = 22 \text{ mm: } a = 0.707 \times 22 = 15.6 \text{ mm}$$

実際には $a = 12 \text{ mm}$ を用ひてある。

所要の溶接断面:

$$F_{req} = \frac{P}{\rho_a} = \frac{55.2}{0.7} = 79.0 \text{ cm}^2$$

前面隅肉:

$$l_1 = 30.0 - 2a = 30.0 - 2 \times 1.2 = 27.6 \text{ cm}$$

側面隅肉:

$$l_2 = \frac{P - a_1 l_1 \rho_a}{2 a_2 \rho_a} = \frac{55.2 - 1.2 \times 27.6 \times 0.7}{2 \times 1.2 \times 0.7} = 19.06 \text{ cm}$$

実際には $l_2 = 19.8 \text{ cm}$ とする。

突縁の衝合溶接に 30 mm の長を考ふれば添接銀の全長は

$$2l_2 + 2a + 3.0 = 2 \times 19.8 + 2 \times 1.2 + 3.0 = 45.0 \text{ cm}$$

となる。

(δ) 腹銀の添接銀を締結する隅肉溶接の寸法。継手箇所生ずる彎曲率の内

$$M_w = M_{j_0} \frac{J_w}{J}$$

を腹銀の溶接で受けねばならない。式中 J_w は腹銀の添接銀の慣性率、 J は継手全断面の慣性率とする。

$$M_{j_0} = 7140 \text{ t cm}; J = 284620 \text{ cm}^4; J_w = 18292 \text{ cm}^4$$

なる故

$$M_w = 7140 \times \frac{18292}{284620} = 458 \text{ t cm}$$

となる。

$$t_{min} = 16 \text{ mm}; a = 0.707 \times 16 = 11.3 \text{ mm}$$

実際は $a = 10 \text{ mm}$ とする。

第49圖(d)は隅肉の厚を連結面に投影せしものであるが、之に依り計算すれば

$$\text{溶接断面 } 2F_1 = 2 \times 1.0 \times 33.0 = 76.0 \text{ cm}^2$$

$$4F_2 = 4 \times 1.0 \times 6.0 = 24.0 \text{ cm}^2$$

$$F_{wet} = 100.0 \text{ cm}^2$$

となる。

全溶接断面の重心と F_1 の重心との距離:

$$z = \frac{\sum Fy}{F_{wet}} = \frac{24.0 \times 3.5}{100.0} = 0.84 \text{ cm}$$

極慣性率 (Polar moment of inertia):

$$J_p = J_x + J_y$$

$$J_x = 2 \times \frac{1.0 \times 33.0^3}{12} + 2 \times 6.0 \times (40.0^2 - 38.0^2) \times \frac{1}{12} = 18274 \text{ cm}^4$$

$$J_y = 76.0 \times 0.84^2 + 4 \times \frac{1.0 \times 6.0^3}{12} + 24.0 \times 2.66^2 = 296 \text{ cm}^4$$

$$J_p = 18570 \text{ cm}^4$$

最大應力は重心より最も遠い溶接面の縁維に生ずる。

$$\rho_{Hmax} = M_w \frac{h_{max}}{J_p} = 458 \times \frac{20.0}{18570} = 0.49 \text{ t/cm}^2$$

$$\rho_{Vmax} = M_w \frac{v_{max}}{J_p} = 458 \times \frac{5.66}{18570} = 0.14 \text{ t/cm}^2$$

$$\rho_{max} = \sqrt{\rho_{Hmax}^2 + \rho_{Vmax}^2} = \sqrt{0.49^2 + 0.14^2} = 0.51 \text{ t/cm}^2$$

ρ_{Hmax} は重心線より同一距離にある衝合溶接の最大應力より大なるべからざるが故に

$$\rho_{Ha} = \rho_a \times \frac{20.0}{27.5} = 0.7 \times \frac{20.0}{27.5} = 0.51 \text{ t/cm}^2$$

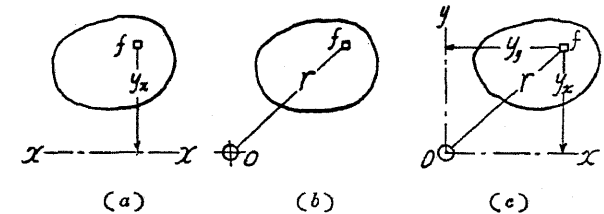
となる。式中 20.0 は腹銀に於ける添接銀溶接の最遠縁維と重心線との鉛直距離、 27.5 は衝合溶接の最遠縁維と重心線との鉛直距離で桁高の $\frac{1}{2}$ に等しい。

(ε) 極慣性率。腹銀添接の計算に於ては、極慣性率を用ふる方が正確である。任意の面積の $x-x$ 軸に對する慣性率は

$$J_x = \sum f y_x^2 \dots \dots \dots (24)$$

で表さる。式中 f は任意の微分面積、 y_x は之より $x-x$ 軸に至る距離とする(第50圖a)。

任意の面積の O 點に對する慣性率を極慣性率と稱し



第 50 圖

$$J_p = \sum f r^2 \dots \dots \dots (25)$$

で表はす。式中 r は O 點より微分面積に至る距離とする(第50圖b)。

今 O 點を原點として互に直角をなす x 及 y 座標軸を設くれば(第50圖c)、 O 點に關する極慣性率は

$$J_p = J_x + J_y \dots \dots \dots (26)$$

となる、從て

$$\sum f r^2 = \sum f y_x^2 + \sum f y_y^2$$

を得。又

$$r^2 = y_x^2 + y_y^2$$

となる。例3に於ては添接銀が比較的小さいから、 J_p の代りに J_x を用ひても充分である、依て彎曲率より生ずる最大應力は

$$\rho_H = M_w \frac{h_{max}}{J_x} = 458 \times \frac{20.0}{18274} = 0.50 \text{ t/cm}^2$$

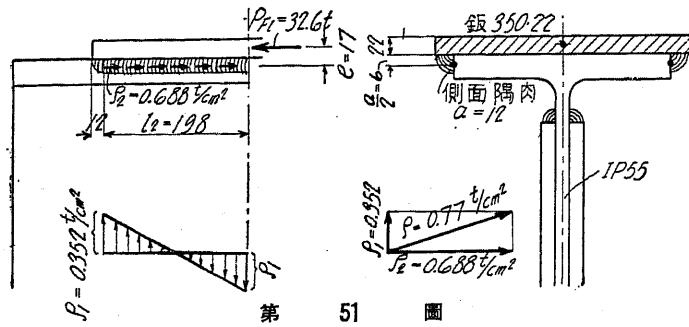
となり、前述の $\rho_{Hmax} = 0.49 \text{ t/cm}^2$ に比し僅かの差に過ぎない。

突縁を添接するための隅肉溶接は剪力に對して計算すればよろしい、然し嚴格に云へば此の外に偏心力に依り生ずる彎曲率にも抵抗せねばならない。例3に於ては側面隅肉は(第51圖)

$$\text{剪 力: } P_{Fl} = P \frac{2l_2}{\Sigma l} = 55.2 \times \frac{2 \times 19.8}{2 \times 19.8 + 27.6} = 32.6 \text{ t}$$

$$\text{彎曲率: } M_{Fl} = P_{Fl} e = 32.6 \times 1.7 = 55.4 \text{ t cm}$$

を受くる。尚



第 51 圖

$$F_{F1} = 2 a l_2 = 2 \times 1.2 \times 19.8 = 47.5 \text{ cm}^2$$

$$W_{F1} = \frac{2 a l_2^2}{6} = 2 \times \frac{1.2 \times 19.8^2}{6} = 157 \text{ cm}^3$$

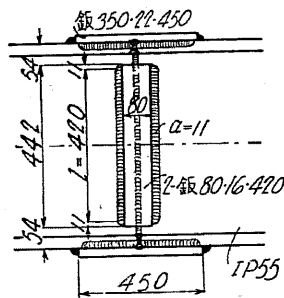
なる故

$$\rho_1 = \frac{M_{F1}}{W_{F1}} = \frac{55.4}{157} = 0.352 \text{ t/cm}^2$$

$$\rho_2 = \frac{P_{F1}}{F_{F1}} = \frac{32.6}{47.5} = 0.688$$

$$\therefore \rho = \sqrt{\rho_1^2 + \rho_2^2} = \sqrt{0.352^2 + 0.688^2} = 0.77 \text{ t/cm}^2$$

第 52 圖に於ては腹鋼の添接鋼には単に鉛直隅肉のみを用ひてあるから、添接鋼は上下突縁の圓味に達するまで充分延長することが出来る。



第 52 圖

喉厚を $a = 0.707 \times 16 \div 11 \text{ mm}$ とすれば

$$W_{we1} = 2 \times \frac{1.1 \times 42.0^2}{6} = 646 \text{ cm}^3$$

$$\rho_{H_{max}} = \frac{M_{we}}{W_{we1}} = \frac{458}{646} = 0.71 \text{ t/cm}^2$$

$$\rho_{H_a} = 0.7 \times \frac{21.0}{27.5} = 0.534 \text{ t/cm}^2$$

水平隅肉を用ひないのは充分でないから、腹鋼の添接鋼の周囲には全部之を取巻く様な隅肉を備ふる方が安全である。

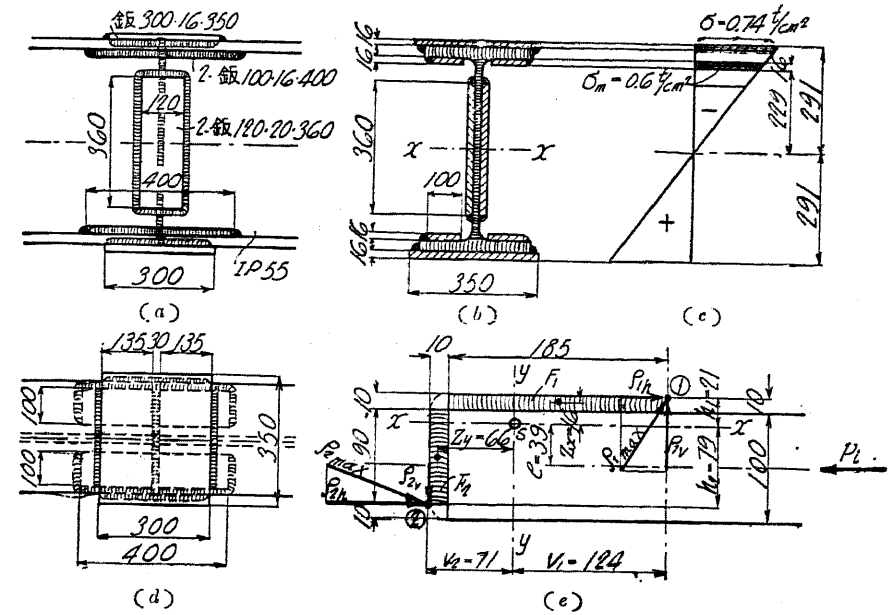
〔例 4〕 前例に於て上下兩突縁に各 2 枚宛の添接鋼を使用せしものであるが、之に依り各添接鋼の厚を一定の限度内に止むることが出来る (第 53 圖)。内側にある突縁添接鋼は其の三側のみ溶接を有するが、其の隅肉溶接は剪力のみならず彎曲率にも耐えなければならない。断面の決定及外側にある突縁添接鋼並に腹鋼の添接鋼に對する溶接の計算は前掲の通りであるから、茲には内側にある突縁添接鋼の強度に就て考察することゝせん。

内側突縁添接鋼を緊結する前面及側面隅肉は次の力を傳達せねばならない。

第 53 圖 (e) に於て $P_i = F_i \sigma_m = 1.6 \times 10.0 \times 0.6 = 9.6 \text{ t}$

今 $l_{min} = 16 \text{ mm}$ とせば $a = 0.707 \times 16 = 11.3 \text{ mm}$ となるが、實際には $a = 10 \text{ mm}$ とする。

隅肉面積：



第 53 圖

第 53 圖 (e) に於て

$$F_1 = 1.0 \times 18.5 = 18.5 \text{ cm}^2$$

$$F_2 = 1.0 \times 9.0 = 9.0$$

$$F_{we1} = 27.5 \text{ cm}^2$$

F_1 の重心と全溶接断面の重心線との距離：

$$x_x = \frac{\sum F_1 y_1}{F_{we1}} = \frac{9.0 \times 5.0}{27.5} \div 1.6 \text{ cm}$$

同様に

$$x_y = \frac{\sum F_1 y_1}{F_{we1}} = \frac{18.5 \times 9.75}{27.5} \div 6.6 \text{ cm}$$

極慣性率：

$$J_p = J_x + J_y$$

$$J_x = 18.5 \times 1.6^2 + \frac{1.0 \times 9.0^3}{12} + 9.0 \times 3.4^2 = 212 \text{ cm}^4$$

$$J_y = \frac{1.0 \times 18.5^3}{12} + 18.5 \times 3.15^2 + 9.0 \times 6.6^2 = 1103$$

$$J_p = 1315 \text{ cm}^4$$

此の屈曲せる溶接は次の彎曲率を受くる：

第 53 圖 (e) に於て $M = P_i e = 9.6 \times 3.9 = 37.44 \text{ tcm}$

最大應力は隅縁 1 又は 2 に起る。上突縁の添接鋼には壓力、下突縁の添接鋼には張力を生ずる。先づ上突縁の内側添接鋼に就て計算すれば次の如し。

隅縁継 1:

$$\begin{aligned} \rho_{1h} &= \frac{M \frac{h_1}{J_p}}{\frac{P_l}{F_{wel}}} = 37.44 \times \frac{2.1}{1310} - \frac{9.6}{27.5} \\ &= 0.060 - 0.349 = 0.289 \text{ t/cm}^2 \\ \rho_{1v} &= \frac{M \frac{v_1}{J_p}}{\frac{P_l}{F_{wel}}} = 37.44 \times \frac{12.4}{1315} = 0.354 \text{ } \\ \rho_{1max} &= \sqrt{\rho_{1h}^2 + \rho_{1v}^2} = \sqrt{0.289^2 + 0.356^2} = 0.458 \text{ } \end{aligned}$$

隅縁継 2:

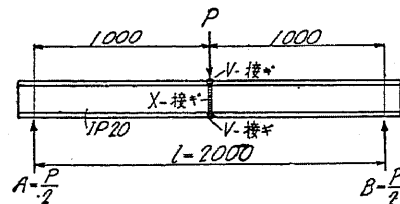
$$\begin{aligned} \rho_{2h} &= \frac{M \frac{h_2}{J_p}}{\frac{P_l}{F_{wel}}} + \frac{P_l}{F_{wel}} = 37.44 \times \frac{7.9}{1315} + \frac{9.6}{27.5} \\ &= 0.226 + 0.369 = 0.577 \text{ t/cm}^2 \\ \rho_{2v} &= \frac{M \frac{v_2}{J_p}}{\frac{P_l}{F_{wel}}} = 37.44 \times \frac{7.1}{1315} = 0.203 \text{ } \\ \rho_{2max} &= \sqrt{\rho_{2h}^2 + \rho_{2v}^2} = \sqrt{0.577^2 + 0.205^2} = 0.61 \text{ } \end{aligned}$$

以上の應力は總て許容限度内にある、又最大縦應力 $\rho_{2h} = 0.577 \text{ t/cm}^2$ も添接板の平均應力 $\sigma_m = 0.6 \text{ t/cm}^2$ を超過してゐない。

下突縁の内側添接板を緊結する計算に於ても、單に圖に於ける矢の方向が反對となるだけで同一の結果を得る。

(2) 桁の溶接に對する獨逸國有鐵道及獨逸鋼建築協會のドレスデンに於ける實驗。

(a) 第 54 圖に示す如く桁の中央を衝合溶接となし、突縁には V 接ぎ、腹板には X 接ぎを施してある。



第 54 圖

$$\text{彎曲率: } M = \frac{Pl}{4} = \frac{P \times 200}{4} = 50P$$

$$\text{剪力: } Q = \frac{P}{2}$$

$$\text{I 形鋼 (獨逸 IP20): } F_{wel} = 82.7 \text{ cm}^2; W_{wel} = 595 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} \rho_1 &= \frac{M}{W_{wel}} = \frac{50P}{595} = 0.084P \\ \rho_2 &= \frac{Q}{F_{wel}} = \frac{P}{2 \times 82.7} = 0.006P \\ \rho &= \sqrt{\rho_1^2 + \rho_2^2} = P \sqrt{0.084^2 + 0.006^2} = 0.0842P \\ \rho_a &= 0.5 \sigma_a = 0.5 \times 1.2 = 0.6 \text{ t/cm}^2 \text{ とせば} \\ P &= \frac{\rho_a}{0.0842} = \frac{0.6}{0.0842} = 7.13 \text{ t} \end{aligned}$$

實驗の際には $P_B = 38.4 \text{ t}$ で破壊を生じたから、其の安全率は

$$\nu = \frac{P_B}{P} = \frac{38.4}{7.13} = 5.4$$

となる。然るに継手なしの IP20 は破壊強度 $\sigma_B = 3.7 \text{ t/cm}^2$ に於て、次の荷重を桁の中央で支ふことが出来る。

$$P_{RI} = \frac{\sigma_B W_I}{50} = \frac{3.7 \times 595}{50} = 44 \text{ t}$$

即ち 38.4 t の荷重を支へ得る衝合溶接は、IP20 の桁の強度を 13% 弱むるに過ぎない。依て上掲の規定による計算方法は充分の安全を有することとなる。

(b) 第 55 圖に示す IP20 の桁は、其の中央に挿板を挿入して隅肉溶接となしてある。

$$\text{彎曲率: } M = \frac{Pl}{4} = \frac{P \times 200}{4} = 50P$$

$$\text{剪力: } Q = \frac{P}{2}$$

$$F_{wel} = (2 \times 19.0 + 4 \times 8.5) \times 0.78 + 2 \times 0.5 \times 9.0 = 65.2 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} J_{wel} &= 19.0 \times (21.56^3 - 20.0^3) \times \frac{1}{12} + 2 \times 8.5 \times (16.8^3 - 15.24^3) \times \frac{1}{12} + 2 \times \frac{0.5 \times 9.0^3}{12} \\ &= 4962 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$W_{wel} = \frac{4962}{10.78} = 460 \text{ cm}^3$$

$$\rho_1 = \frac{M}{W_{wel}} = \frac{50P}{460} = 0.1087P$$

$$\rho_2 = \frac{Q}{F_{wel}} = \frac{P}{2 \times 65.2} = 0.0077P$$

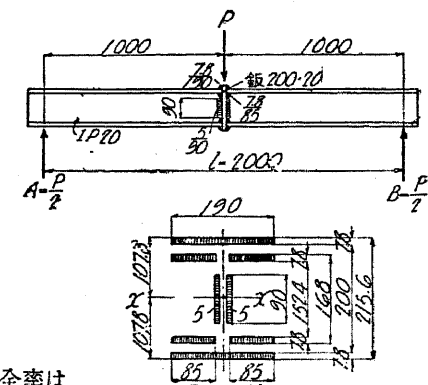
$$\begin{aligned} \rho &= \sqrt{\rho_1^2 + \rho_2^2} = P \sqrt{0.1087^2 + 0.0077^2} \\ &= 0.109P \end{aligned}$$

$$\rho_a = 0.5 \sigma_a = 0.5 \times 1.2 = 0.6 \text{ t/cm}^2$$

$$P = \frac{\rho_a}{0.109} = \frac{0.6}{0.109} = 5.5 \text{ t}$$

實驗の際には $P_B = 33.4 \text{ t}$ で破壊を生じたから、安全率は

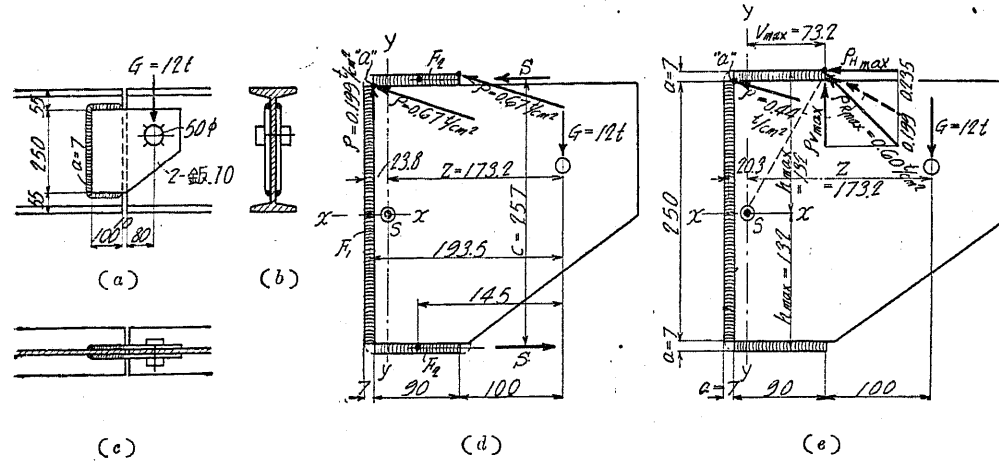
$$\nu = \frac{P_B}{P} = \frac{33.4}{5.5} = 6.1$$



継手断面
第 55 圖

となる。継手なしの IP 20 は 44t の荷重を支へ得るから、溶接桁の破壊荷重は非溶接桁に比し 24% 小さい。然し喉厚 9.7mm の突縁溶接を以て補強することに依り、溶接の実際の強度を桁自身の強度に一致せしむることが出来る。桁の全強を完全に發揮せしむるためには、継手力率が最大力率の 0.5~0.6 倍なる箇所に継手を設くるか、又は前掲の例に示したるが如く特別の添接鉸を用ふる。

3. 継延桁の鉸継手 (1) ピン鉸。第 56 圖に示す如く、礎着桁の突縁の腹鉸に溶接せし二枚



第 56 圖

の添接鉸を延長してピンに依り吊桁の腹鉸を支へてゐる。

鉸には 12t の壓力を受け、許容應力 $\sigma_a = 1.2t/cm^2$ なる時溶接面積を幾何にするかを示さん。

(α) 近似計算。

$$t_{min} = 10 \text{ mm}; a = 0.707 \times 10 = 7.07 \text{ mm}$$

故に $a = 7 \text{ mm}$ とする。

第 56 圖 (d) に於て

溶接:

$$2F_1 = 2 \times 0.7 \times 25.0 = 35.0 \text{ cm}^2$$

$$4F_2 = 4 \times 0.7 \times 9.0 = 25.2 \text{ "}$$

$$F_{total} = 60.2 \text{ cm}^2$$

鉸より重心に至る距離:

$$z = \frac{\sum Fy}{F_{total}} = \frac{35.0 \times 19.35 + 25.2 \times 14.5}{60.2} = 17.32 \text{ m}$$

溶接の受くる彎曲率:

$$M = Gz = 12.0 \times 17.32 = 207.8 \text{ tcm}$$

鉛直溶接の斷面積 F_1 を閉却すれば、此の彎曲率は水平方向の一對の力 S に依り抵抗することとなる。此の力は $c = 257 \text{ mm}$ の距離を保つて F_2 の重心に作用するから次式に依り求めらるゝ。

$$S = \frac{M}{c} = \frac{207.8}{25.7} = 8.08 \text{ t}$$

溶接は次の如く剪力に依り計算する。

F_2 には水平に S が作用する故

$$\rho_1 = \frac{S}{F_2} = \frac{8.08}{12.6} = 0.641 \text{ t/cm}^2$$

F_1 及 F_2 には鉛直に G が作用する故

$$\rho_2 = \frac{G}{F_{total}} = \frac{12.0}{60.2} = 0.199 \text{ t/cm}^2$$

F_2 に作用する全應力は

$$\rho = \sqrt{\rho_1^2 + \rho_2^2} = \sqrt{0.641^2 + 0.199^2} = 0.67 \text{ t/cm}^2$$

$$\rho_a = 0.65 \sigma_a = 0.65 \times 1.2 = 0.78 \text{ t/cm}^2$$

$$\therefore \rho < \rho_a$$

(β) 正式計算。此の場合には彎曲率 Gz を受くるに、水平の溶接斷面積 F_2 のみならず鉛直面積 F_1 も共同作用をなす、換言せば全溶接斷面積 F_w が彎曲率及鉸壓に對抗することとなる。

F_w の重心を s , 水平軸を $x-x$ 軸、鉛直軸を $y-y$ 軸とすれば、極慣性率は

$$J_p = J_x + J_y$$

$$J_x = 2 \times \frac{0.7 \times 25.0^3}{12} + 2 \times 9.0 \times (26.4^3 - 25.0^3) \times \frac{1}{12} = 5984 \text{ cm}^4$$

$$J_y = 35.0 \times 2.03^2 + 4 \times \frac{0.7 \times 9.0^3}{12} + 25.2 \times 2.82^2 = 516 \text{ "}$$

$$J_p = 6500 \text{ cm}^4$$

となる。最大應力は重心より最も遠い溶接縁維に生ずるから次の結果を得。

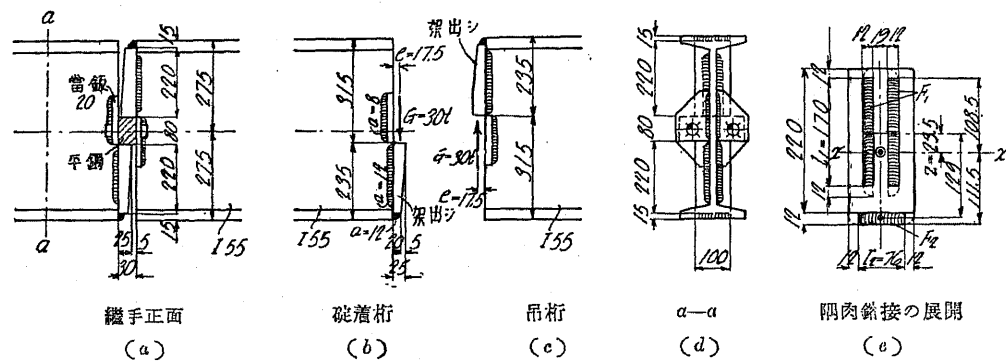
$$\rho_{H_{max}} = \frac{M h_{max}}{J_p} = \frac{207.8 \times 13.2}{6500} = 0.42 \text{ t/cm}^2$$

$$\rho_{V_{max}} = M \frac{v_{max}}{J_p} + \frac{G}{F_{wei}} = 207.8 \times \frac{7.32}{6500} + \frac{12.0}{60.2} = 0.43 t/cm^2$$

$$\rho_{R_{max}} = \sqrt{\rho_{H_{max}}^2 + \rho_{V_{max}}^2} = \sqrt{0.42^2 + 0.43^2} = 0.60 t/cm^2$$

第56圖(d)及(e)のa点にも彎力が作用する。其の値は近似計算に従へば溶接面積 F_2 に對して $\rho = 0.67 t/cm^2$, F_1 に對しては $0.199 t/cm^2$ である。此の結果は實際に作用する應力とは非常に差違のあることを示してゐる。正式計算に従へば溝形溶接断面を總體として考ふるから $\rho = 0.44 t/cm^2$ となる。

(2) 架出鉸。第57圖に示す如く碇着桁の下半部及吊桁の上半部には各架出しを附けてある。



第 57 圖

此の兩架出しの間には平鋼を挿入して、鉸及ボルトに依り繼手の兩側にある桁を連結してある。ボルトは桁の重心線上にあるから毫も鉸の作用を妨げない。

今鉸に來る壓力を $30 t$, $\sigma_a = 1.4 t/cm^2$ とせば、架出しに用ふる隅肉溶接の寸法を如何にすべきか。

架出しの支承面は

$$2.5 \times 10.0 = 25.0 cm^2$$

であるから、架出しと平鋼間の壓力は

$$\sigma = \frac{G}{25.0} = \frac{30.0}{25.0} = 1.2 t/cm^2$$

となる。

架出しを吊桁及碇着桁に緊結するための隅肉溶接の計算。

側面及前面隅肉を用ひ

$$t_{min} = 19 mm; a = 0.707 \times 19 = 13.4 mm$$

となるも實際には $a = 12 mm$ となす。

第57圖(e)に於て溶接面積は次の如くなる。

$$2F_1 = 2a_1l_1 = 2 \times 1.2 \times 17.0 = 40.8 cm^2$$

$$F_2 = a_2l_2 = 1.2 \times 7.6 = 9.1 "$$

$$F_{wei} = 49.9 cm^2$$

全断面の重心と F_1 の重心との距離 z :

$$z = \frac{\sum Fy}{F_{wei}} = \frac{9.1 \times 12.9}{49.9} = 2.35 cm$$

$$J_{wei} = 2 \times \frac{1.2 \times 17.0^3}{12} + 40.8 \times 2.35^2 + \frac{1.2^3 \times 7.6}{12} + 9.1 \times (12.9 - 2.35)^2 = 2222 cm^4$$

$$W_{wei} = \frac{J_{wei}}{e_{max}} = \frac{2222}{11.15} = 199 cm^3$$

$$M = Ge = 30.0 \times 1.75 = 52.5 t cm$$

$$G = 30.0 t$$

彎曲率及鉸壓より生ずる應力 :

$$\rho_1 = \frac{M}{W_{wei}} = \frac{52.5}{199} = 0.264 t/cm^2$$

$$\rho_2 = \frac{G}{F_{wei}} = \frac{30.0}{49.9} = 0.601 t/cm^2$$

$$\rho = \sqrt{\rho_1^2 + \rho_2^2} = \sqrt{0.264^2 + 0.601^2} = 0.66 t/cm^2$$

$$\rho_a = 0.65 \sigma_a = 0.65 \times 1.4 = 0.91 t/cm^2$$

$$\therefore \rho < \rho_a$$

以上 Gregor 氏の例にては正式計算として極惰性率を用ひたが、普通の惰性率を用ふる他の計算法を次に示さん。

〔例 1〕 第58圖に示す獨逸 IP 36 が其の繼手箇所に於て

$$M = 34.1 tm; Q = 22.8 t$$

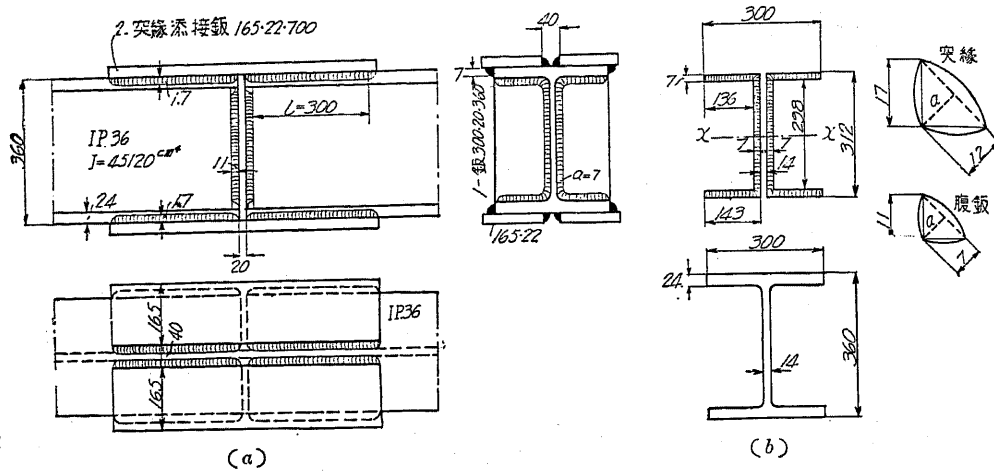
を受くるとき其の應力を求む。

許容應力 : $\sigma_a = 1.4 t/cm^2$

惰性率 : $J_x = 45120 cm^4$

断面率 : $W_x = 2510 cm^3$

とせば、繼手以外の箇所に於ける應力は



第 58 圖

$$\sigma = \frac{3410}{2510} = 1.36 \text{ t/cm}^2$$

となるから、突縁の受くる力は

$$2.4 \times 30 \times 1.36 = 97.9 \text{ t}$$

である。此の力は二枚の添接板 165×22 (面積 $F_{sp} = 72.6 \text{ cm}^2$) で受けることになる。今喉厚 $a = 12 \text{ mm}$ とせば、長 700 mm の添接板は壺を除いて継手の各側に $4 \times 30 = 120 \text{ cm}$ の隅肉長を有する、故に銲接應力は

$$\rho = \frac{97.9}{120 \times 1.2} = 0.68 \text{ t/cm}^2 < \rho_a = 0.70 \text{ t/cm}^2$$

となる。

腹板の高は $M = 36 - 2 \times 2.4 = 31.2 \text{ cm}$ であるから、其の受くる彎曲率の割當は

$$M_w = 34.1 \times \frac{\frac{1}{12} \times 1.4 \times 31.2^3}{45120} = 2.68 \text{ tm}$$

となる。腹板に於ける隅肉の面積は

$$F_{wel} = (2 \times 31.2 + 4 \times 13.6) \times 0.7 = 81.8 \text{ cm}^2$$

で、其の断面率は

$$W_x = \frac{1}{15.6} \times \frac{2}{12} \times [14.3 \times 31.2^3 - 13.6 \times 29.8^3] = 795 \text{ cm}^3$$

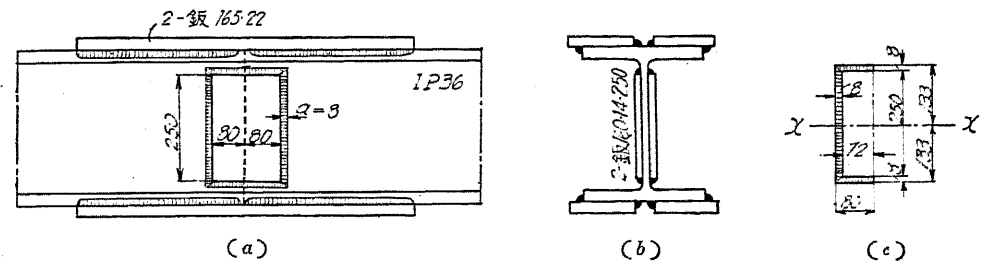
となる。銲接應力は次の如し。

$$\rho_1 = \frac{Q}{F_{wel}} = \frac{22.8}{81.8} = 0.279 \text{ t/cm}^2$$

$$\rho_2 = \frac{M_w}{W_x} = \frac{268}{795} = 0.337 \text{ ''}$$

$$\therefore \rho = \sqrt{0.279^2 + 0.337^2} = 0.44 \text{ ''} < \rho_a = 0.70 \text{ t/cm}^2$$

〔例 2〕 前例と同一であるが只腹板に添接板を被せた場合を考ふるに (第 59 圖)、添接板の周圍に全部隅肉銲接を用ふるためには、添接板の高は 250 mm とせねばならない。



第 59 圖

必要とする慣性率は

$$\frac{1}{12} \times 1.4 \times 31.2^3 = 3543 \text{ cm}^4$$

となる。添接板の厚を 14 mm、幅を 160 mm とせば其の慣性率は

$$J_{sp} = 3646 \text{ cm}^4$$

となり充分である。今 $a = 7 \text{ mm}$ とせば第 59 圖より

$$2F_{wel} = 2 \times (25 + 2 \times 8) \times 0.8 = 65.6 \text{ cm}^2$$

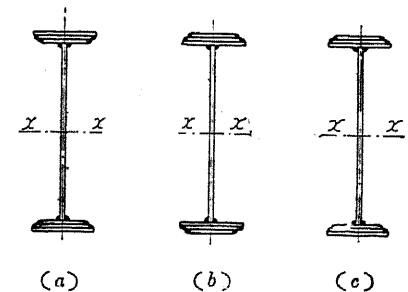
$$2W_x = 2 \times \frac{1}{13.3} \times \frac{1}{12} \times (8 \times 26.6^3 - 7.2 \times 25^3) = 477 \text{ cm}^3$$

$$\rho_1 = \frac{22.8}{65.6} = 0.347 \text{ t/cm}^2, \rho_2 = \frac{268}{477} = 0.562 \text{ t/cm}^2$$

$$\therefore \rho = \sqrt{0.347^2 + 0.562^2} = 0.66 \text{ t/cm}^2 < \rho_a = 0.70 \text{ t/cm}^2$$

第七節 鋸 桁 の 継 手

1. 總 論 銲接鋸桁に於ては山形鋼が不用であるから突縁断面の全部を最遠縁近くに置くことが出来ること、腹板並に突縁に於て鋸孔に依る断面の控除を必要としないこと、工作の簡単なること及鋼材の節約を圖り得ることの諸點が鋸結鋸桁とは根本的相違がある。従て鋸桁は鋸又は平鋸より組成され第 60 圖に示すが如き標準形を有し、腹板は上下兩突縁と各二隅肉を以て結合してある。突縁は外部にある蓋板が内部にある突縁板より廣くなるのが普通で (第 60 圖 a)、(b) の形は靜力學的に幾分不利である。(a) 及 (b) 圖の桁に於ては何れも上向銲接を避けるため施工

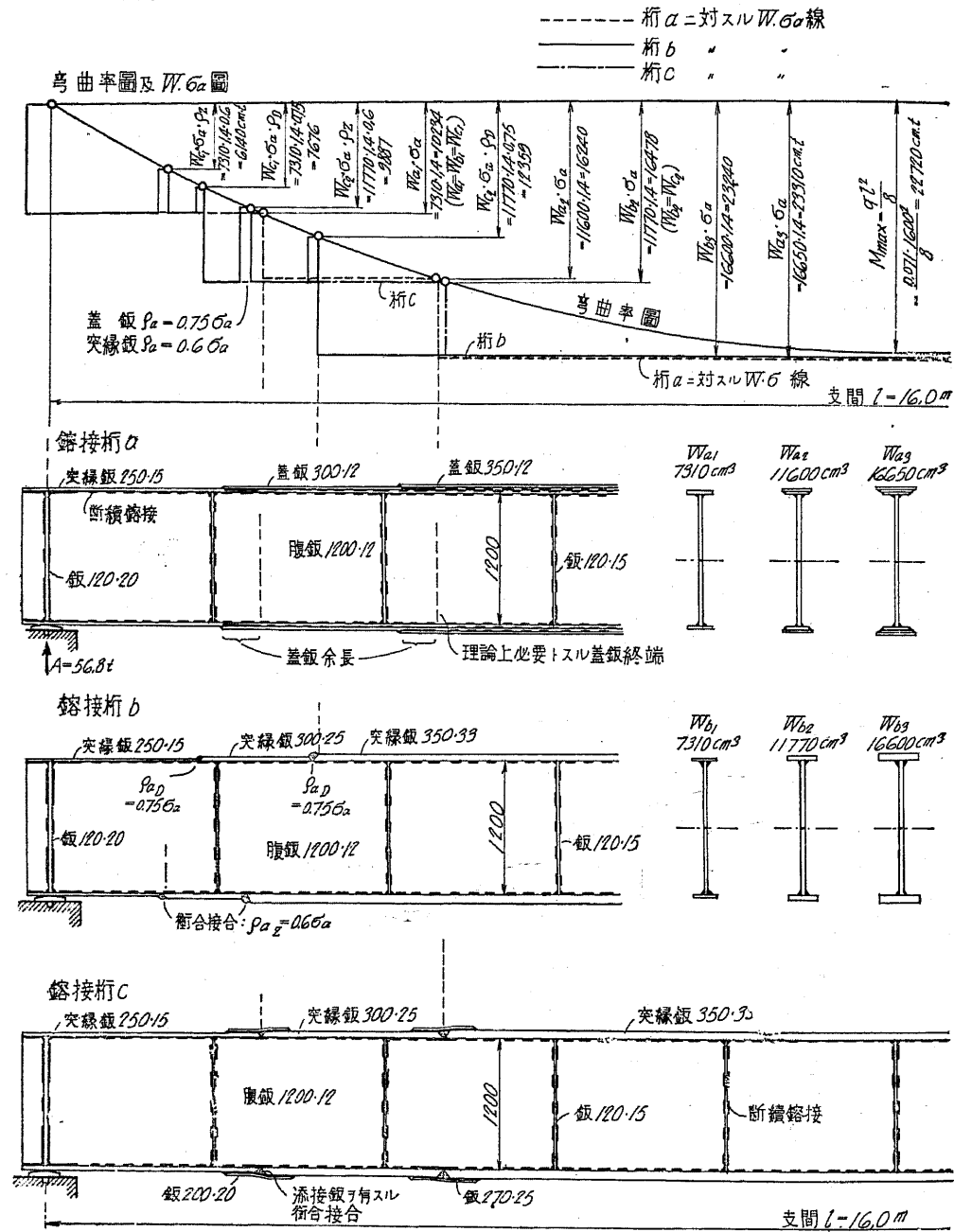


第 60 圖

に際して桁を數回反轉せねばならない。(c) 圖

は (a) 及 (b) 圖と異なる突縁の配置を有するので、突縁の銲接施工に際して上向銲接を避けるため桁を反轉する必要がない。

補剛材としては腹板及突縁に溶接せし平板を用ふるの、之をクリンプし若しくは填材を用ふる必要がない。又塑性率の計算は溶接板桁に於ては其の断面が矩形の集りであるから、鉚結の場合より著しく簡単である。



第 61 圖

突縁の配置は第60圖及第61圖桁 a の如くなすが、數枚の板を用ふる時は、隅肉を保護するため外側のものは内側のものより其の幅を 20~50 mm だけ広くする。

第61圖は三種の溶接桁を示したのであるが、 a は突縁板に蓋板を重ねたるもの、 b は突縁板を銜合溶接せしもの、 c は銜合溶接に添接板を被せたもので之を比較すれば次の如し。

溶 接 桁	鋼 重 (kg)	溶 接 重 量 (kg)	備 考
a	4820	17	其の他 b 及 c は a より 製作費が高價である
b	5020	19	
c	4900	35	

上表に依り a 型が最も優越なることが明らかである。

2. 突縁と腹板との溶接

J は全断面の桁中立軸 $x-x$ に対する慣性率 (cm^4)

Q は當該セクションに於ける最大剪力 (t)

S は突縁断面の桁中立軸 $x-x$ に対する断面率 (cm^3)

第62圖 (a) に於ては $S = Fy$; (b) に於ては $S = F_1y_1 + F_2y_2$

S_1 は蓋板断面の桁中立軸 $x-x$ に対する断面率 (cm^3)

第62圖 (b) に於ては $S_1 = F_2y_2$

N は突縁を腹板に連結する二隅肉溶接 (腹板の兩側にある) の耐荷力

$$N = 2al\rho_a$$

式中 a は隅肉の喉厚 (cm)

l は一溶接片の長 (端蓋を除く) (cm)

ρ_a は溶接の許容應力 (t/cm^2)

とする。

N_1 は蓋板を突縁板に連結する二隅肉溶接 (蓋板の兩側にある) の耐荷力

$$N_1 = 2a_1l_1\rho_a$$

e は突縁を腹板に連結する斷続隅内の隣接溶接片の心距 (cm)

e_1 は蓋板を突縁板に連結する斷続隅内の隣接溶接片の心距 (cm)

とすれば、剪力は

$$\tau = \frac{QS}{Jt} \dots\dots\dots (27) \quad (t \text{ は腹板の厚を } cm \text{ で表したものを})$$

となる。腹板から突縁に傳達する剪力は τt であるから、長 e の間では τte となる。

故に銲接は e の間では

$$N = \tau t e$$

の力を傳達せねばならない、 τ に (27) 式の値を挿入すれば

$$N = \frac{QS}{Jt} t e = \frac{QS}{J} e \dots\dots\dots (28)$$

を得。之より

$$e = \frac{J}{QS} N = \frac{J}{QS} 2 a l \rho \dots\dots\dots (29)$$

$$e_1 = \frac{J}{QS_1} N_1 = \frac{J}{QS_1} 2 a_1 l_1 \rho \dots\dots\dots (30)$$

となる。

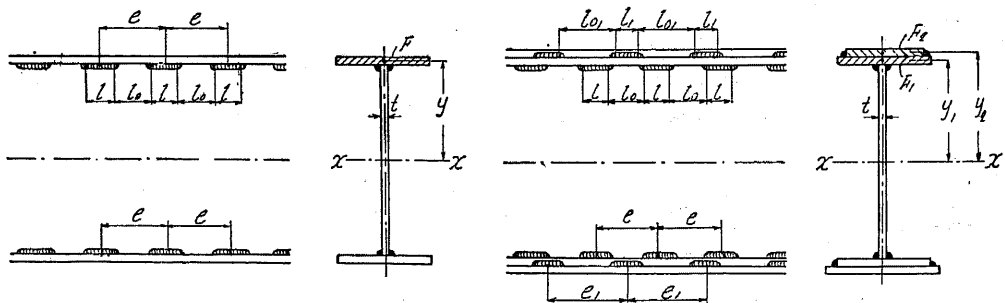
外氣に曝さるゝ鋼桁に於ては錆止めの目的を達するため、斷續銲接の代りに喉厚の小さい連續銲接を施す方が適當である。其の際は $l = 1 \text{ cm}$ と置き喉厚を算出すれば

$$a = \frac{QS}{J} \frac{1}{2\rho}$$

となるから、其の應力は

$$\rho = \frac{QS}{J} \frac{1}{2a} \leq \rho_a \dots\dots\dots (31)$$

となる。



(a) 突縁鋼の連結

(b) 蓋鋼の連結

第 62 圖

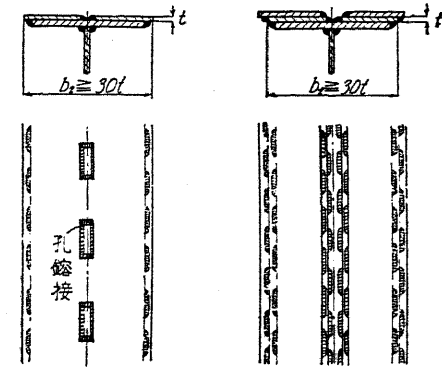
斷續銲接の場合には

$$\rho = \frac{QS}{2J a l} e \leq \rho_a \dots\dots\dots (32)$$

$$\rho = \frac{QS_1}{2J a_1 l_1} e_1 \leq \rho_a \dots\dots\dots (33)$$

を得。

銲接は剪力の最大となる支點に於て其の寸法を定め、剪力が漸次小さくなるに従ひ喉厚 a を小さくするか、又は隣接せる斷片の心距を大きく採る様にするが、實際は腹鋼の二補剛材で圍まれた一區劃内に於ては喉厚及心距 e を一定となす。



(a)

(b)

第 63 圖

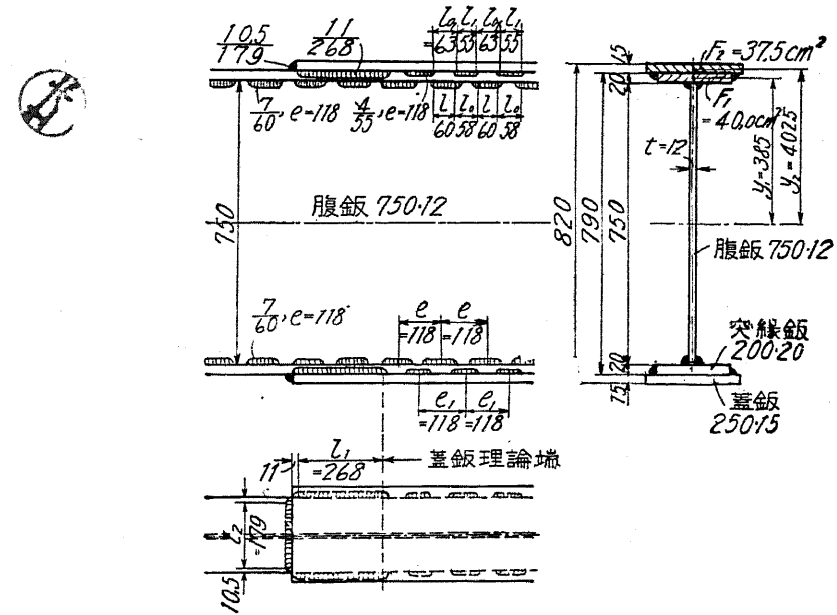
斷續銲接に於て隣接せる斷片の最大純間隔は

$$l_0 = e - l$$

より求められる。

蓋鋼の幅 b が其の厚 t の 30 倍以上なるときは、側面隅肉の外に少くも一つの孔銲接を併用する (第 63 圖 a)。蓋鋼は又分割して其の内側に隅肉銲接を用ふることがある (第 63 圖 b)。

〔例 1〕 第 64 圖に示す銲接桁が剪力 $Q = 46t$ を受くるとき、突縁と腹鋼とを連結する隅肉銲接の寸法を求む。但し $\sigma_a = 1.4 t/cm^2$ とする。



第 64 圖

桁は

腹 鉄 750×12

突縁鉄 200×20 及 蓋鉄 250×15

より成るものとせば、其の慣性率は

$$J = (25.0 \times 82.0^3 - 5.0 \times 79.0^3 - 18.8 \times 75.0^3) \times \frac{1}{12} = 282\,310 \text{ cm}^4$$

となり、蓋鉄の断面率は

$$S_1 = F_2 y_2 = 1.5 \times 25.0 \times 40.25 = 1\,509 \text{ cm}^3$$

となる。全突縁断面の断面率は

$$S = F_1 y_1 + F_2 y_2 = 2.0 \times 20.0 \times 38.5 + 1.5 \times 25.0 \times 40.25 = 3\,049 \text{ cm}^3$$

(α) 突縁と腹鉄との連結。

$$t_{min} = 12 \text{ mm}; a = 0.707 \times 12 = 8.5 \text{ mm}$$

故に $a = 7 \text{ mm}$ とする。

$$l = 60 \text{ mm}; \rho_a = 0.7 \text{ t/cm}^2$$

$$e = \frac{J}{QS} 2a l \rho = \frac{282\,310}{46.0 \times 3\,049} \times 2 \times 0.7 \times 6.0 \times 0.7 = 11.8 \text{ cm}$$

$$l_0 = e - l = 11.8 - 6.0 = 5.8 \text{ cm}$$

(β) 蓋鉄と突縁鉄との連結。

$$t_{min} = 15 \text{ mm}; a = 0.707 \times 15 = 10.6 \text{ mm}; l_1 = 55 \text{ mm}$$

隣接溶接片間の心距は (α) と同一となすも、夫と錯列せしむれば (30) 式に依り

$$a_1 = \frac{QS_1}{J} \frac{1}{2l_1 \rho} e_1 = \frac{46.0 \times 1\,509}{282\,310} \times \frac{1}{2 \times 5.5 \times 0.7} \times 11.8 = 0.38 \div 0.4 \text{ cm}$$

(γ) 蓋鉄の理論点外に亘る部分の長。獨逸の規定に従へば蓋鉄は、其の理論上必要とする長以上に餘長を保たしめ、之を完全に突縁鉄と連結しなければならない。

蓋鉄の断面率は次の如し、

$$F_2 = 1.5 \times 25.0 = 37.5 \text{ cm}^2$$

溶接の許容應力は此の例には $\rho_a = 0.50 \sigma_a$ なる故隅肉溶接の断面率は之を2倍とせば

$$F_{req} = 2F_2 = 2 \times 37.5 = 75.0 \text{ cm}^2$$

を保たねばならない。

$$t_{min} = 15 \text{ mm}; a_2 = 0.7 \times 15 = 10.5 \text{ mm}$$

故に $a_2 = 10.5 \text{ mm}$ とする。

前面隅肉の長は

$$l_2 = 20.0 - 2 \times 10.5 = 17.9 \text{ cm}$$

となるから、側面隅肉の長は

$$l_1 = \frac{1}{2} \frac{F_{req} - a_2 l_2}{a_2} = \frac{1}{2} \times \frac{75.0 - 10.5 \times 17.9}{10.5} = 26.8 \text{ cm}$$

となる。

〔例2〕 前例に連続溶接を用ひし場合。

(α) 突縁と腹鉄との連結。

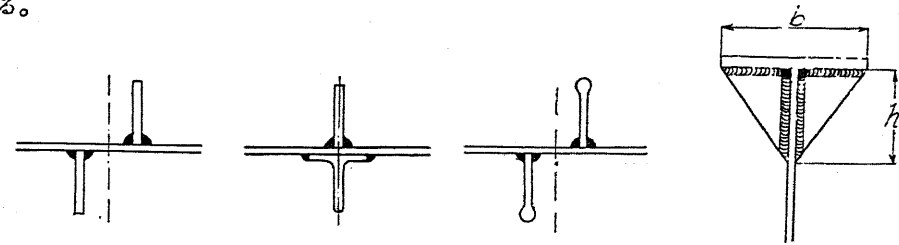
$$a = \frac{QS}{J} \frac{1}{2\rho} = \frac{46.0 \times 3\,049}{282\,310} \times \frac{1}{2 \times 0.7} = 0.355 \div 0.4 \text{ cm}$$

(β) 蓋鉄と突縁鉄との連結。

$$a_1 = \frac{QS_1}{J} \frac{1}{2\rho} = \frac{46.0 \times 1\,509}{282\,310} \times \frac{1}{2 \times 0.7} = 0.19 \text{ cm}$$

施工上の都合に依り之を 0.3 cm と採る。

3. 腹鉄の補剛 鋼接鋼桁に於ては、其の腹鉄の補剛材に鉚結鋼桁に於けるが如き山形鋼を使用せず、多くは平鉄又は L 鋼を用ふる。獨逸では往々船舶用の甲板鉄 (第67圖) を用ふることがある。



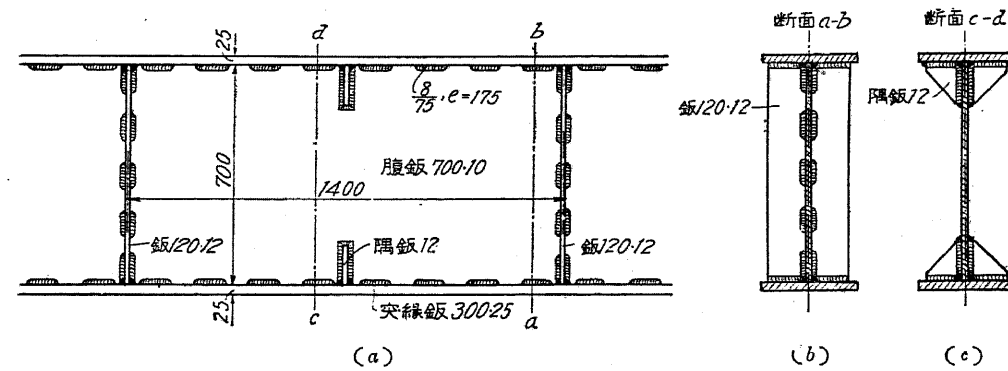
第 65 圖

第 66 圖

第 67 圖

第 68 圖

隅肉は一箇所に集めないで、第65圖及67圖の如く腹鉄の兩側に平鉄又は甲板鉄を用ふるか、若くは第66圖の如く一側には平鉄他側には L 鋼を配置する。



(a) 第 69 圖

(b)

(c)

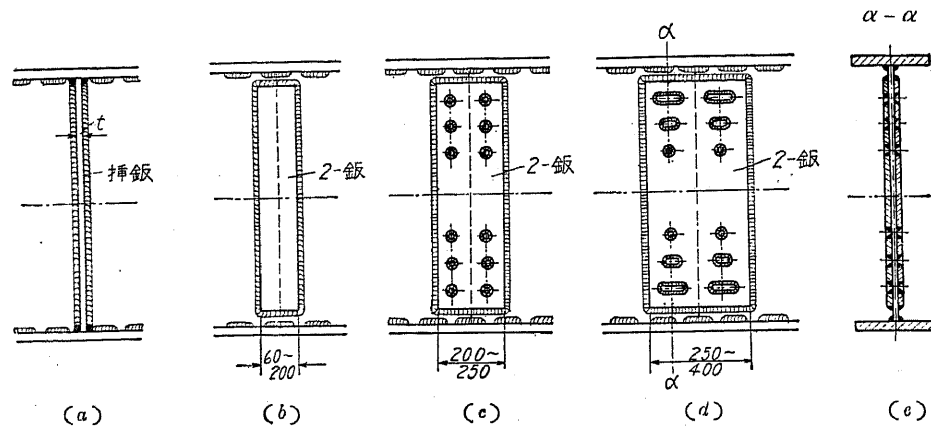
第69圖も補剛材に平鉄を用ひた例である。突縁鉄の傾斜を防止するためには補剛材を突縁鉄に達せしめ、之と隅肉溶接に依り連結する方がよい。又突縁鉄が薄いときは、主補剛材の中間にも第68圖及第69圖に示すが如き隅鉄を配置し、其の高は

$$h \geq \frac{b}{2}$$

となす。補剛材の間隔及其の寸法は鉸結の場合と同一である。

支承上及大きい集中荷重を受くる箇所には必ず補剛材を配置し、且他の補剛材よりは鞏固なものを用ふる(第61圖)。

4. 腹 鈹 の 継 手 溶接鈹桁の腹鈹継手も輾壓桁の場合と同様に計算し且施工する。第70圖には



第 70 圖

各種の継手を示してある。

(a) 圖は彎曲率の小さい時挿鈹を挿入せしものであるが、腹鈹と挿鈹とを緊結する二隅肉鉸接は剪力を考へざるとき

$$2 \times 0.707 \times t (\text{腹鈹厚}) \times 0.65 \sigma_a = 0.92 \times t \times \sigma_a$$

を傳達し得るに過ぎないから、腹鈹應力は許容應力の 0.9 倍を超過してはならない。腹鈹應力が 0.65 σ_a になるまでは(此の限度は剪力に依り異なるが)添接鈹を有せざる衝合鉸接で充分である。

(b) 圖は彎曲率が中位の時用ふる方法で、幅 60~200 mm の添接鈹を前面及側面隅肉に依り腹鈹に鉸接してある、然し添接鈹のみを以てしては腹鈹の受くる彎曲率及剪力を傳達するに不充分なる場合は、其の外に尚衝合鉸接を併用することも出来る。

(c) 及 (d) 圖は彎曲率の大きい場合に用ふる形で、添接鈹を側面、前面隅肉及孔鉸接で腹鈹に緊結してある、此の場合には衝合鉸接は不用である。孔鉸接は其の機能を一層發揮せしむるため、中立軸より出来るだけ離して設け、中立軸より最遠縁に向ひ漸次増加する應力に順應して孔を順次横に長くする。

第71圖は彎曲應力の大きさに應じて、外側より中立軸に向ひ長を變化した幾枚かの添接鈹を當てたものである。

第70圖(a)の如く挿鈹を挿入することは、曲弦の場合特に第72圖の如くラーメン等の格點

に於て部材を接合するに極めて便利である、此の場合は挿鈹は突縁まで延ばし、兩側より之に突縁を鉸接する。

腹鈹継手の計算に當つては、先づ腹鈹の受くる彎曲率を算出せねばならない。

今 M は継手に起る總彎曲率 (tcm)

M_s は腹鈹の傳達すべき彎曲率 (tcm)

J は溶接鈹桁の總惰性率 (cm^4)

J_s は腹鈹の惰性率 (cm^4)

とせば

$$M_s = M \frac{J_s}{J} \dots\dots\dots (34)$$

となる。

〔例〕 第73圖に示すか如き溶接鈹桁の強度を求む。

但し $\sigma_a = 1.4 t/cm^2$ とす。

$$Q = 18.6 t$$

$$M = \text{継手箇所}の最大彎曲率 = 12700 tcm$$

$$J = (30.0 \times 105.0^3 - 28.8 \times 100.0^3) \times \frac{1}{12} = 494060 cm^4$$

$$J_s = \frac{t b^3}{12} = \frac{1.2 \times 100.0^3}{12}$$

$$= 100000 cm^4$$

$$M_s = M \frac{J_s}{J}$$

$$= 12700 \times \frac{100000}{494060} = 2570 tcm$$

二枚の添接鈹 200×10×900 を當て、之と腹鈹とを鉸接するに四前面隅肉、二側面隅肉及八圓孔を用ふる。

$$t_{min} = 10 mm;$$

$$a = 0.707 \times 10 = 7 mm$$

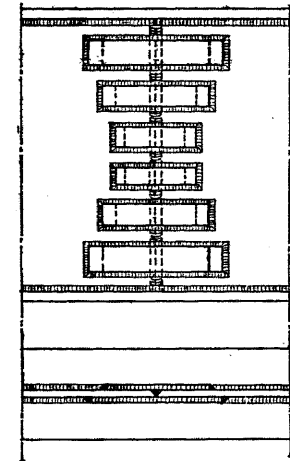
鉸接面積:

$$4\text{-前面隅肉} \quad 4 \times 0.7 \times 10.0 = 23.0 cm^2$$

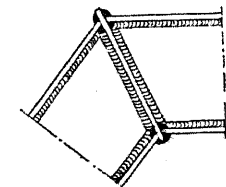
$$2\text{-側面隅肉} \quad 2 \times 0.7 \times 90.0 = 126.0 "$$

$$8\text{-圓孔} \quad 8 \times (d-a) \pi = 8 \times (3.0-0.7) \times 0.7 \pi = 40.5 "$$

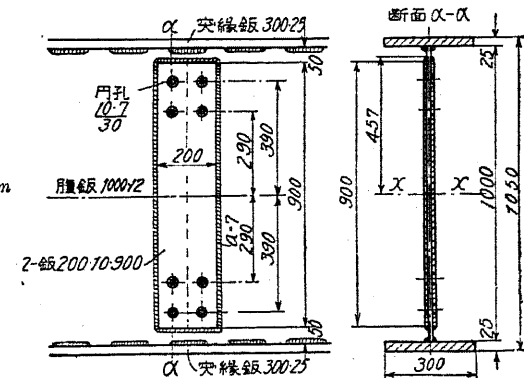
$$F_{wei} = 194.5 cm^2$$



第 71 圖



第 72 圖



第 73 圖

慣性率：

$$J_x = 2 \times 10.0 \times (91.4^3 - 90.0^3) \times \frac{1}{12} + 2 \times \frac{0.7 \times 90.0^3}{12} + \frac{40.5}{2} \times (39.0^2 + 29.0^2) = 191330 \text{ cm}^4$$

本例の継手に於ては添接板が比較的狭いから、極慣性率 J_p を挿入して計算する必要はない。最大繊維応力は桁中立軸より最遠の溶接面の繊維に起る。

M_s より生ずる応力：

$$\rho_{H_{max}} = M_s \frac{h_{max}}{J_x} = 2570 \times \frac{45.7}{191330} = 0.614 \text{ t/cm}^2$$

Q より生ずる応力：

$$\rho_v = \frac{Q}{F_{wet}} = \frac{18.6}{194.5} = 0.096 \text{ t/cm}^2$$

$$\rho = \sqrt{\rho_{H_{max}}^2 + \rho_v^2} = \sqrt{0.614^2 + 0.096^2} = 0.62 \text{ t/cm}^2$$

添接板の応力。

セクション $\alpha-\alpha$ に於ては圓孔に依る損弱を考慮すべきが故に、添接板は此のセクションが最も危険である。

$$J_n = 2 \times \frac{1.0 \times 90.0^3}{12} - 2 \times 3.0 \times 1.0 \times (2 \times 39.0^2 + 2 \times 29.0^2) = 93160 \text{ cm}^4$$

$$W_n = \frac{93160}{45.0} = 2070 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{M_s}{W_n} = \frac{2570}{2070} = 1.24 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_a = 1.4 \times \frac{45.0}{52.5} = 1.2 \text{ t/cm}^2$$

此の計算では継手よりセクション $\alpha-\alpha$ に至る間の前面隅肉の作用が閉却されてゐるから、實際の応力 σ は上記の値より幾分小さくなる。

5. 突縁の継手

今 F_f を突縁の断面積

σ を突縁の応力

とせば、突縁の傳達すべき力は

$$P = F_f \sigma \dots\dots\dots (35)$$

となる。 σ の代りに鋼の許容応力 σ_a を代入すれば

$$P = F_f \sigma_a \dots\dots\dots (36)$$

を得。添接板の断面積を F_s とせば

$$\left. \begin{aligned} F_s &= F_f \\ F_{wet} &\geq 2F_f \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (37)$$

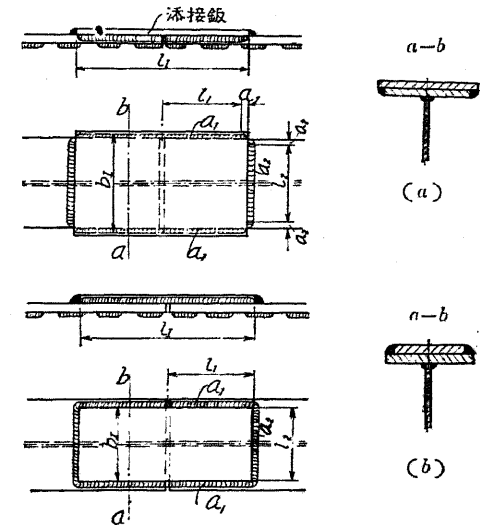
となる。

(1) 同厚の突縁鋼の継手。第74圖は同厚の突縁鋼の継手に添接板を被せたものであるが、添接板の幅は(a)圖に於ては突縁鋼より廣く、(b)圖に於ては夫より狭い。

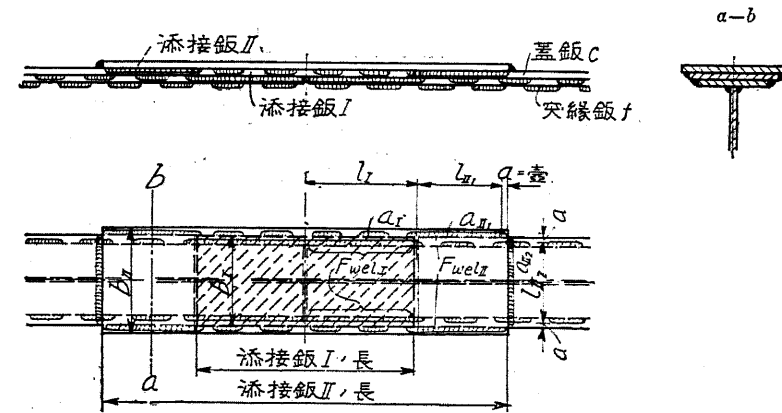
何れの場合でも添接板の断面積 F_s は少くも突縁の断面積 F_f と等しく、又溶接断面積 F_{wet} は少くも突縁断面積の2倍に等しくなければならない。

$$\left. \begin{aligned} F_s &\geq F_f \\ F_{wet} &= \sum(al) = 2a_1l_1 + a_2l_2 \geq 2F_f \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (38)$$

第75圖は突縁鋼の外に蓋鋼を有するもの、継手を示してゐるが、突縁鋼 f の継手には直接添接板 I (第75圖の平面圖で陰線を附したものを) を其の上に被せ、其の添接板の両側には蓋鋼 c を衝合溶接となし、此の二つの継手は添接板 I を以て蔽ふてある。



第 74 圖



第 75 圖

添接板 I :

$$\left. \begin{aligned} F_{sI} &\geq F_f \\ F_{wetI} &= \sum(a_1l_1) = 2l_1l_1 \geq 2F_f \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (39)$$

添接板 II :

$$\left. \begin{aligned} F_{sII} &\geq F_s \\ F_{weII} = \sum(a_1 l_{II}) &= 2a_{II1} l_{II1} + a_{II2} l_{II2} \geq 2F_s \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (40)$$

式中 F_s は蓋鋼の断面積とする。

第76圖は突縁鋼及蓋鋼の継手を一枚の添接鋼で接合した例で、突縁鋼及蓋鋼の継手には衝合溶接を行ふことゝ行はないこととある。

添接鋼を以て直接接合をなした継手に於ては、添接鋼の長さ l は其の強度に相當するだけの側面隅肉溶接の出来る長さであればよい。而して側面隅肉溶接のみのときの l は

$$l = \frac{F_s \sigma_a}{2\rho_a a} \dots\dots (41)$$

となる。

添接鋼が突縁鋼に對して間接で、兩者の間に m 枚の蓋鋼が挟まれたる場合は、添接鋼の長は第77圖の如く選ぶのである。此の圖の場合には $m = 1$ であるから $(m+1)l = 2l$ となる。

第76圖で陰線を施した部分は力の流れを示してゐる。継手の計算は第75圖と同様であるが、添接鋼の面積は少くも突縁又は蓋鋼の最大面積と等しくなければならない。故に若し F_f が F_s より大なるときは

$$F_s \geq F_f$$

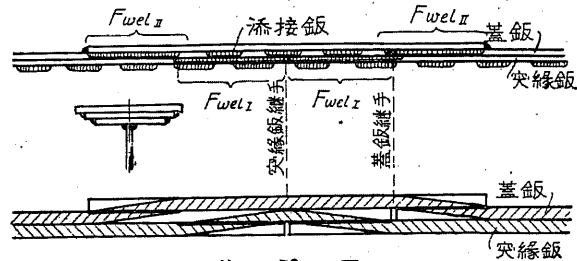
とし、反對の場合は

$$F_s \geq F_s$$

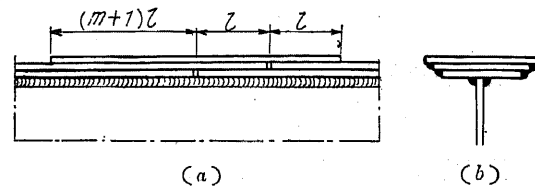
となす。尚

$$F_{weII} = F_{weI} = 2F_s \text{ 又は } 2F_s$$

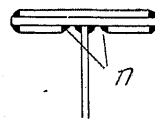
突縁鋼の内側面に第78圖の如く二枚の添接鋼を當てることあるも、突縁鋼の接合を突縁と腹鋼との接合前になさざれば n 部の隅肉の溶接が困難となる。第79圖は継目を楔形となして溶接部の長を増加した衝合溶接であるが、継目の工作に手数を要する缺點がある。



第 76 圖



第 77 圖



第 78 圖

〔例〕 第75圖に於て突縁鋼は 200×10 、蓋鋼は 250×10 なるとき突縁鋼の継手に要する隅肉の長を求む。

$$l_{min} = 10 \text{ mm}; a = 0.707 \times 10 = 7 \text{ mm}$$

とする。

添接鋼 I:

添接鋼 I は 250×10 の大きさを有する故突縁鋼 f より大きい、依て溶接断面積は (39) 式より

$$F_{weI} = 2F_f = 2 \times 20.0 \times 1.0 = 40.0 \text{ cm}^2$$

となり、兩側面隅肉の所要長は

$$l_{II} = \frac{F_{weI}}{2a} = \frac{40.0}{2 \times 0.7} = 28.6 \text{ cm}$$

添接鋼 II:

添接鋼 II は 280×10 の大きさであるから蓋鋼 c より大きい断面積を有する、連結に要する溶接断面積は

$$F_{weII} = 2F_c = 2 \times 25.0 \times 1.0 = 50.0 \text{ cm}^2$$

となり、前面隅肉の長は

$$l_{I2} = 25.0 - 2 \times 0.7 = 23.6 \text{ cm}$$

となり、側面隅肉の長は

$$l_{II1} = \frac{F_{weII} - a_{II2} l_{I2}}{2a_{II1}} = \frac{50.0 - 0.7 \times 23.6}{2 \times 0.7} = 23.9 \text{ cm}$$

となり、添接鋼の幅と厚の比は次の関係を有する故孔溶接の必要はない。

$$\frac{b}{t} = \frac{28.0}{1.0} = 28 < 30$$

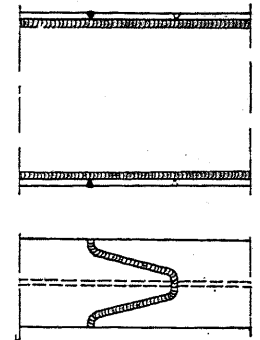
〔註〕 獨逸の規定では $\frac{b}{t} > 30$ なるときは側面隅肉の外に少くも一つの孔溶接を用ひねばならない。

計算の標準となる隅肉溶接の長は 40 mm より小さくしてはいけない。又部材接合の側面隅肉の長は $40a$ より大きくしてはいけない。

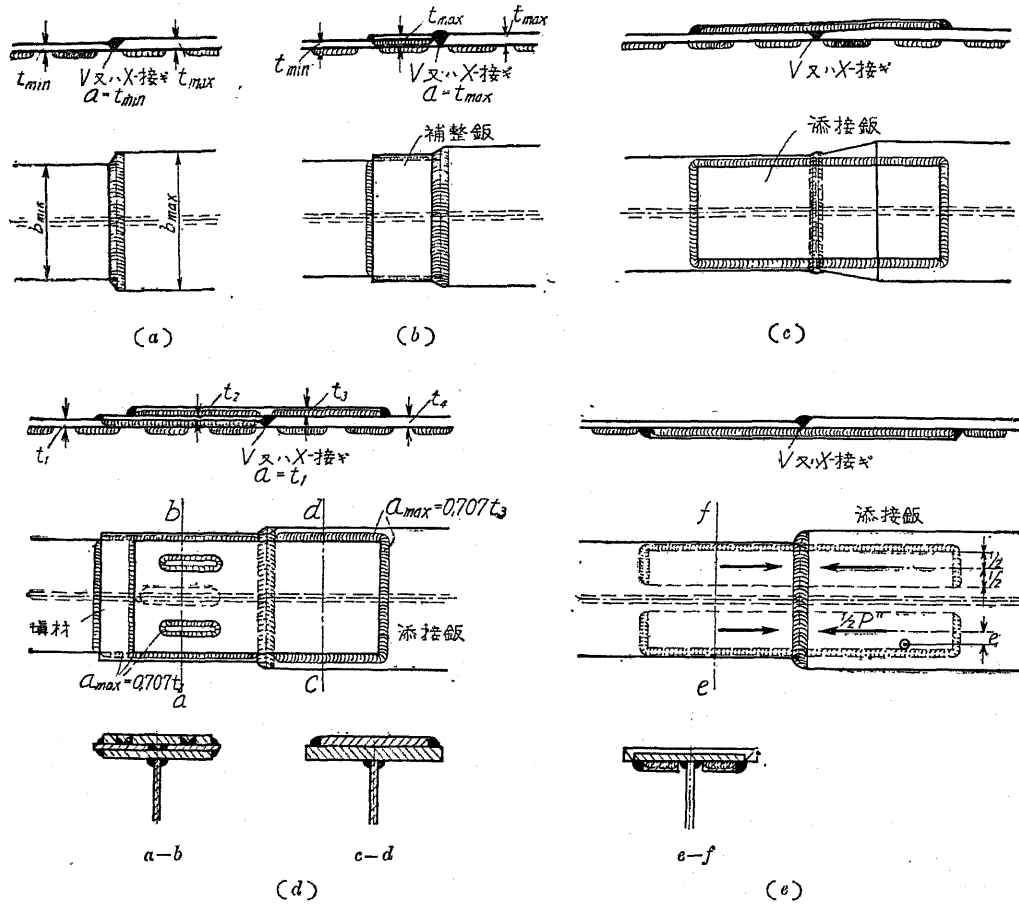
$l_{II} = 28.6 \text{ cm}$ は $40a = 40 \times 0.7 = 28.0 \text{ cm}$ より幾分大きいけれど、此の位の超過は差支ない。 l_{II1} は $40a$ より小さいから問題にならない。

(2) 異厚の突縁鋼の継手。第80圖には各種の継手を示し、尚第61圖桁 b 及桁 c も一枚の突縁鋼よりなる溶接桁を示してゐる。添接鋼を用ふる場合は、厚い鋼を薄い鋼の厚まで面取りをなし(第80圖)之に添接鋼を被せて断面の急變を避ける。添接鋼を使用せず衝合溶接とするとときは継目を楔形となし、継目に沿うて下面に V 接ぎ、上面に兩鋼の厚の差に對應する隅肉溶接を施す(第81圖)。

第80圖(a)の V 又は X 接ぎに於ける喉厚は、継手兩側の鋼の内薄い方の厚に等しくする、即ち $a = t_{min}$ となる。獨逸の規定に従へば衝合溶接に對する許容應力は、抗壓突縁には $0.85 \sigma_a$ 、抗張突縁には $0.75 \sigma_a$ とする。第80圖(b)は補強衝合溶接で其の喉厚としては継手

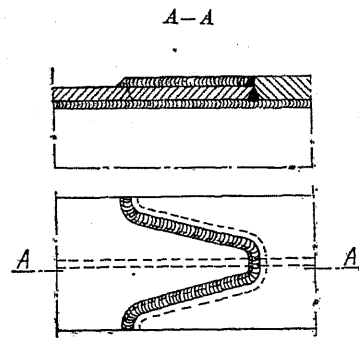


第 75 圖



第 80 圖

両側の鋼の内厚い方を採り $a = t_{max}$ となるから、薄い鋼には補整鋼を被せて其の厚を調整せねばならない。従て補整鋼の厚は厚薄両鋼の厚の差に等しくなる。



第 81 圖

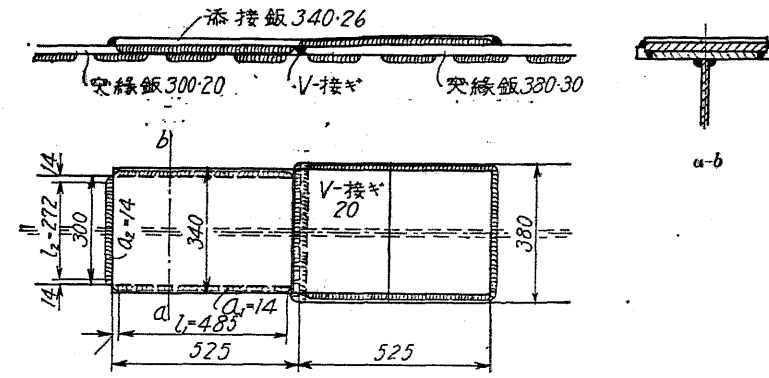
第 80 圖 (d) は (c) と同様継手両側の突縁鋼の厚は異なつてゐるが、一方に填材を使用した爲添接鋼を屈折する必要がない。此の際の填材は添接鋼

第 80 圖 (e) は衝合溶接の外に屈折せる添接鋼を使用せし例である。衝合及隅肉溶接を併用する場合には、隅肉溶接に対する許容応力を用ふる。換言せば添接鋼なき衝合溶接に於ては獨逸の規定に従へば、其の許容応力は張力の場合には $0.75 \sigma_a$ 、壓力の場合には $0.85 \sigma_a$ であるが、添接鋼を使用した接合に於ては $0.65 \sigma_a$ とする。

の力を完全に傳へなければならぬが、比較的薄い填材では継手の片側のみに強い隅肉を用ふるわけにいかないから ($a = 0.707 t_{min}$)、結局填材を長くするより外はない。然るに其の長は $40a$ を超過されない故、(d) 圖に示す如く隅肉の外に尙孔溶接を併用せねばならない。

第 80 圖 (e) は添接鋼を突縁鋼の下面に二枚に分けて用ひたものである。此の場合には直力の外に彎曲率を受くる。

【例】 第 82 圖に示す如き 300×20 及 380×30 の二枚の突縁鋼を接合するに、 340×26 の添接鋼を使用するとき、其の連結に要する溶接の寸法を求む。 $\sigma_a = 1.4 t/cm^2$ とする。



第 82 圖

継手の全應力は次の如し。

$$P = F_{fmax} \sigma_a = 3.0 \times 38.0 \times 1.4 = 159.6 t$$

(α) 衝合溶接。

$$l_{min} = 20 mm; a = l_{min} = 20 mm$$

$$l = b_1 - 壺 = 300 - 2 \times 15 = 270 mm$$

$$F_{wei} = a l = 2.0 \times 27.0 = 54.0 cm^2$$

故に衝合溶接は

$$P' = F_{wei} \rho_a = 54.0 \times 0.7 = 37.8 t$$

の力を傳達する。

(β) 添接鋼。添接鋼は次の力を傳達せねばならない。

$$P'' = P - P' = 159.6 - 37.8 = 121.8 t$$

添接鋼の應力は次の如し。

$$\sigma = \frac{P''}{F_{sp}} = \frac{121.8}{26 \times 34.0} = 1.38 t/cm^2$$

今 $t_{min} = 20 mm$ とせば $a = 0.707 \times 20 = 14.14 mm$ となる故

$$a = 14 mm$$

となす。前面隅肉の長は壺の長を控除して

$$l_2 = 30.0 - 2 \times 1.4 = 27.2 \text{ cm}$$

となるから、側面隅肉の長は

$$l_1 = \frac{P'' - a_2 l_2 \rho_a}{2 a_1 \rho_a} = \frac{121.8 - 1.4 \times 27.2 \times 0.7}{2 \times 1.4 \times 0.7} = 48.5 \text{ cm}$$

となり、之は

$$40\alpha = 40 \times 1.4 = 56.0 \text{ cm}$$

より小なる故差支ない。

若し本例に於て填材を用ふるものとせば其の厚は

$$30 - 20 = 10 \text{ mm}$$

となる、其の厚に對する許容溶接喉厚は 7 mm に過ぎないから、側面隅肉の長は

$$l_1 = \frac{P' - a_2 l_2 \rho_a}{2 a_1 \rho_a} = \frac{121.8 - 0.7 \times 27.2 \times 0.7}{2 \times 0.7 \times 0.7} = 111.0 \text{ cm}$$

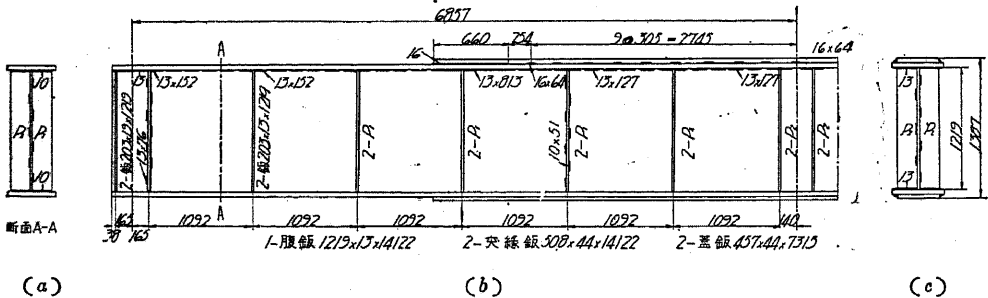
となり

$$40\alpha = 40 \times 0.7 = 28.0 \text{ cm}$$

より大なる故、隅肉の外に尙孔溶接を少くも二箇所以上設くる必要がある。

第八節 實 例

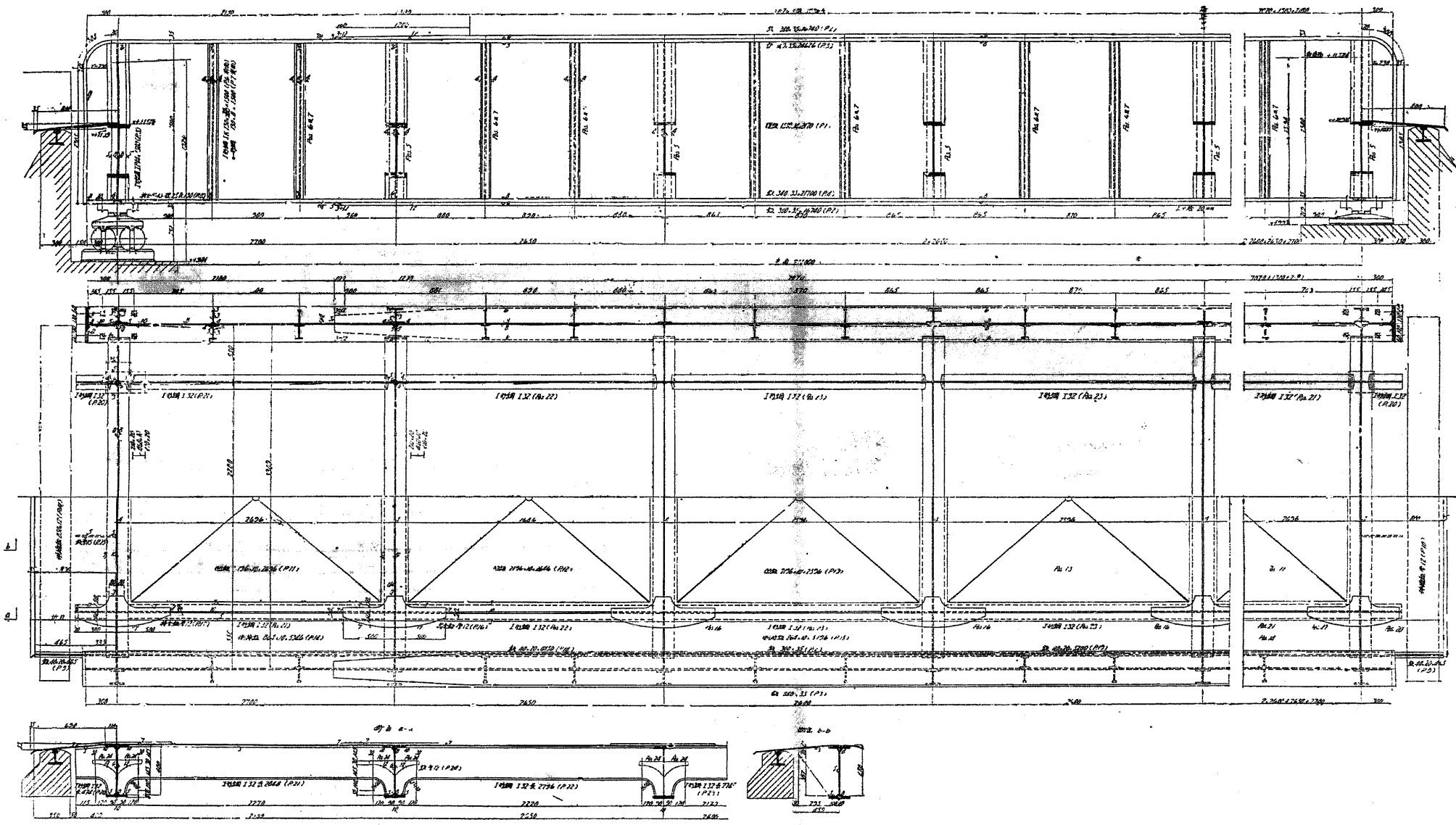
第 83 圖は支間 13.714 m の鋼桁橋の例である。



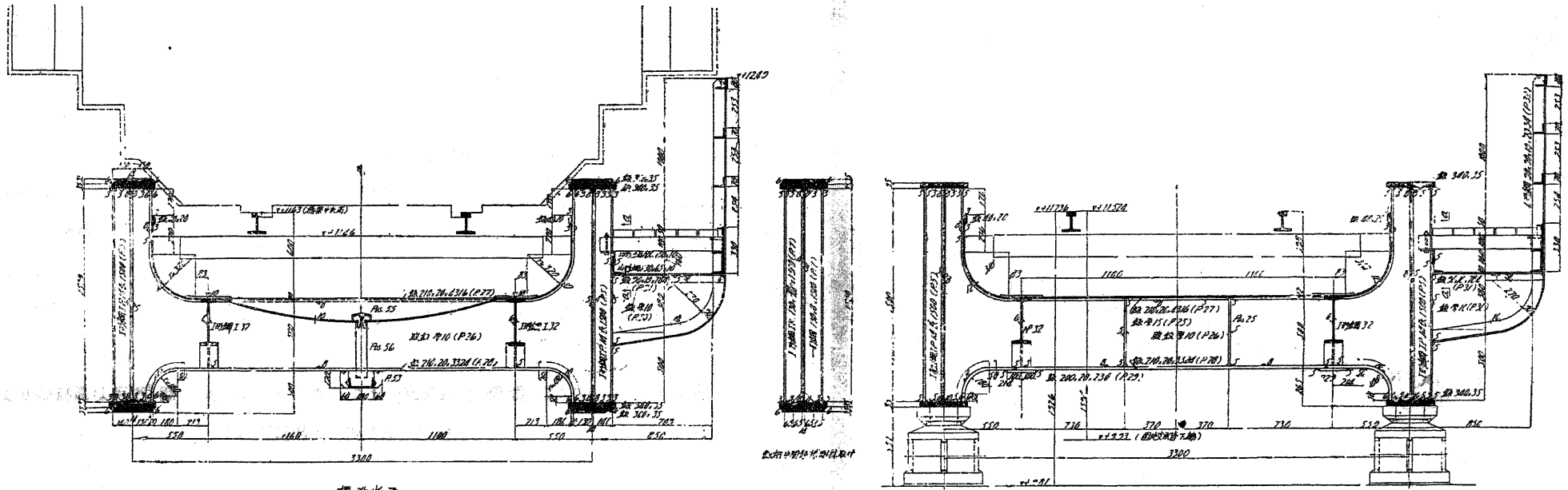
第 83 圖

第 84 圖は獨逸國有鐵道の單線鋼桁橋の例で、漢堡市の Hellbrook 街を横切つて架設せられたもので、支間 21.10 m、主桁高 1.57 m で支間の約 $\frac{1}{13.5}$ となり、橋床にはバツクルプレートを使用し一側に架出し歩道を有してゐる。腹鈹は 1500 mm × 14 mm、突緣鈹は 340 mm × 35 mm、蓋鈹は 300 mm × 35 mm で何れも継手を設けないため一枚の鈹を用ひてあるから、腹鈹の總長 21.70 m、上突緣は其の兩端を曲げて下突緣に達せしめたため總長 24.626 m の長物となつてゐる。

腹鈹と突緣鈹との連結には 8 mm の全隅肉溶接、突緣鈹と蓋鈹との連結には 6 mm の全隅肉

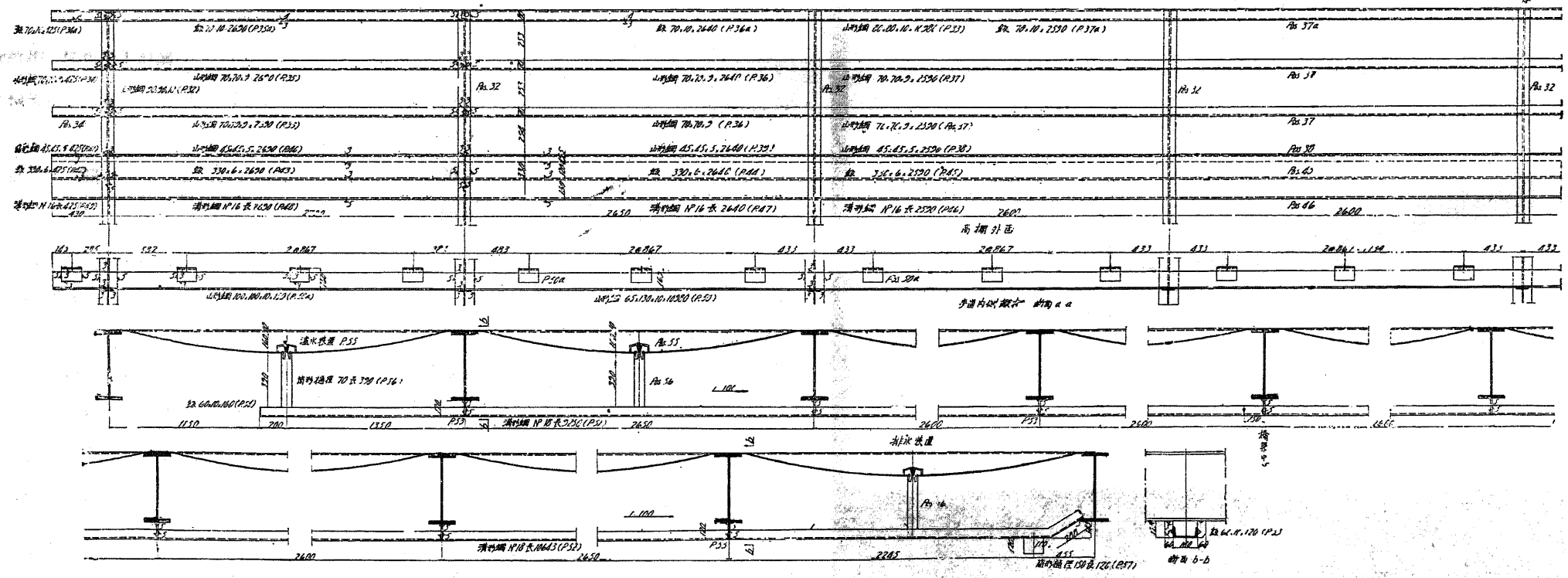


第 84 圖 (其一)



标准断面

右端详断面



銲接、蓋板の両端各 1.2 m 間には 12 mm の隅肉銲接、其の先端には 3 mm の前面隅肉を施してある。蓋板は桁の中央部約 16.7 m 間に設け其の両端は厚、幅共に漸縮せられてある。

補剛材は約 90 cm 毎に配置され、中間補剛材は一側に異形 I 形鋼、他側にバルブ鋼が用ひられ、之と腹板との連結には 4~5 mm の連続隅肉銲接を使用してある。横桁取付箇所の補剛材は外側には異形 I 形鋼の大型のものを用ひ、内側は横桁の両端が補剛材を兼ねる様に擴大されてある。横桁は其の中央高 50 cm、両端高 1.50 m で、突縁板は 210 mm×20 mm の平板、腹板は 10 mm 厚で腹板と突縁板との連結には 8 mm の隅肉銲接を用ひてある。横桁が斯の如く不経済の形に造られたのは全く繼手を出來得る限り避ける意味からであらう。

第 85 圖は Verden に於てアレル河に架せられたる中央徑間 39.7 m、側徑間各 24.5 m より成る三徑間ゲルバー式銲接鋼板桁道路橋の實例である。

其の側面よりの寫眞は第 85 圖（其二）、其の水面よりの寫眞は第 85 圖（其三）に示すが如きものであつて、車道は幅員 6 m（小鋪石鋪裝）、歩道は各幅員 1.5 m より成り、歩道は將來 0.75 m 宛外に擴げ、車道を 7.5 m に出來る様に各部の寸法を定めてある。最初土木局で計畫した時は、鋼材は St 37 を用ふることにし、銲結桁として次の如き鋼重を豫想した。

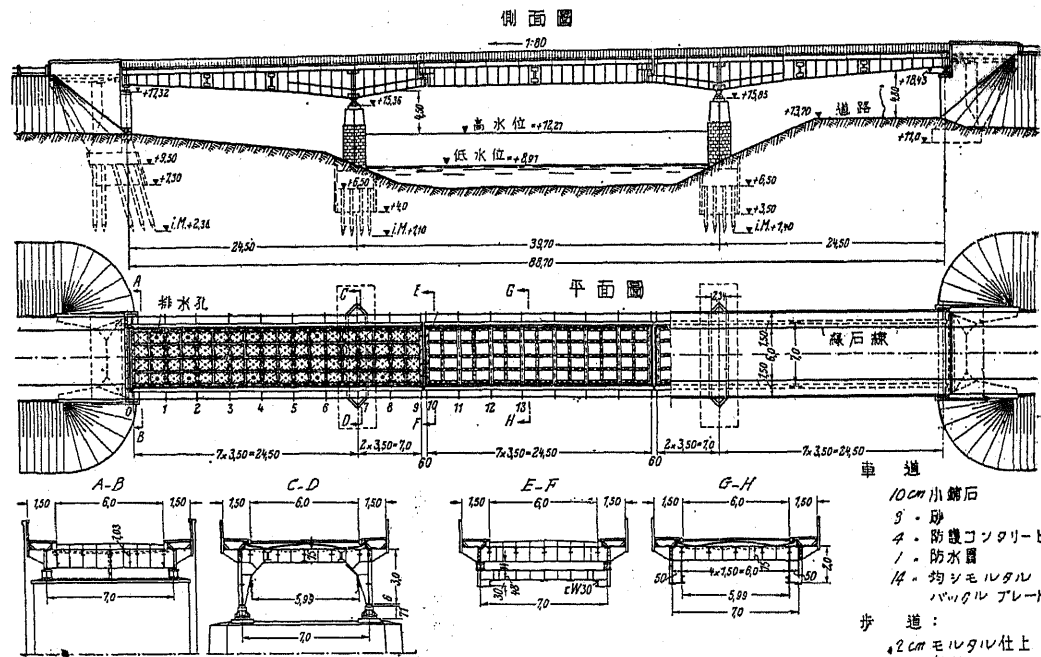
バツクルプレート	36 t
*縦桁、横桁用 I 形鋼	32 "
横桁、歩道突桁、歩道縦桁等	72 "
主 桁	150 "
高 欄	20 "
合 計	300 t

後實施に際し主桁、縦桁、横桁には St 52 を用ひ、他の部分には St 37（0.3~0.5% 銅含有）を用ひ、銲接工法に依ることとし次の鋼重となした。

バツクルプレート	36 t
I 形 鋼	25 "
横 桁	27 "
歩道並に車道縦桁	36 "
主 桁	89 "
高 欄	9 "
合 計	222 t

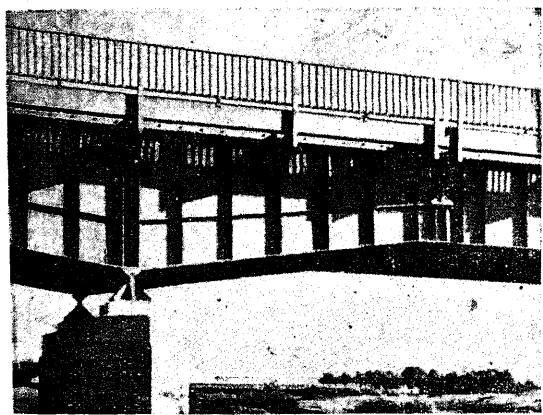
之を豫想鋼重と比較する時は 78 t 即ち 26% の節約になるのである。比較設計の結果に依れ

ば S 37 を用ひて全溶接にせる時は 12 % , S 52 を用ひて銲結による時は 18 % 豫想鋼重より軽くなる事が分つた (故に S 52 を用ひて全溶接にするのと銲結に依るものと鋼重の比は $\frac{100-26}{100-18} = 0.9$ となる)。但し最初計畫した銲結鋼桁の基本寸法を變へる事が出来なかつたので、完全に鋼重の節約をなし得た譯ではない。例へば車道コンクリートも銲頭或は横桁蓋鋼の厚だけ低くする事も出来たらうし、或は縦桁も連鎖桁として計算し得たらう。又各部の寸法を



第 85 圖 (其一)

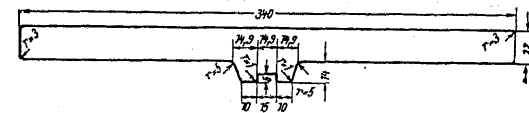
- 10cm 小鋪石
- 3 - 砂
- 4 - 防護コンクリート
- 1 - 防水層
- 14 - 均シモルタル
- パワケルプレート
- 歩道:
- 2cm モルタル仕上
- 8 - 鉄筋コンクリート



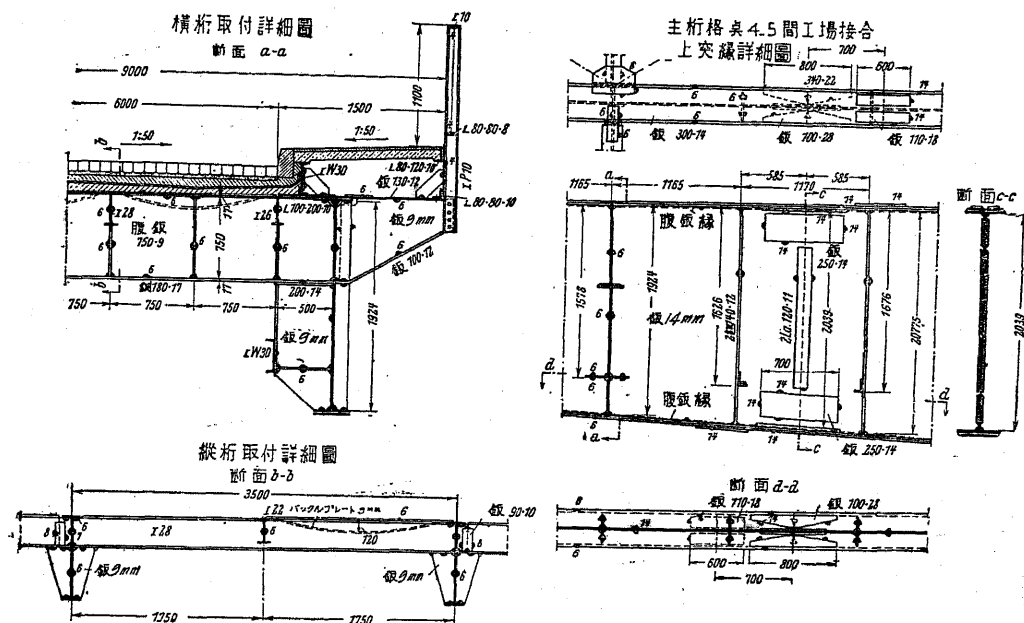
第 85 圖 (其二)



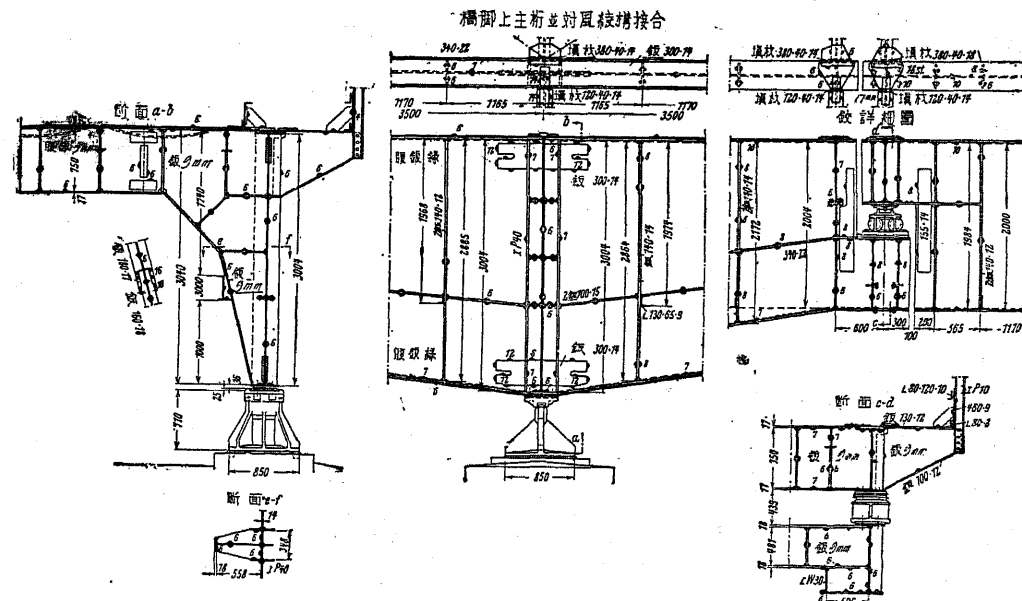
第 85 圖 (其三)



第 85 圖 (共四)



第 85 圖 (共五)



第 85 圖 (共六)

決定する際にも、構造を簡単にした爲に無駄の断面が出来たかも知れない。要するに同じ様な構造の橋梁にあつては、将来溶接によつて尙其の重量を軽減する事が出来る。今一般圖を示せば第 85 圖 (其一) の様である。

本橋は土木局より出来得る限り工場で溶接する様要求された。幸ひ部材は工場より直ちに舟に依つて現場に運び得るので約 25 m, 33 m の主桁は何れも工場で完全に製作した。主桁腹板の厚は 14mm, 突縁は 340 mm×22 mm の板 (第 85 圖其四) を用いた。側徑間並に突桁部中彎曲率の大なる箇所には、前記突縁の上に更に 300 mm×14 mm の蓋板を溶接し、中央徑間の彎曲率大なる箇所には、300 mm×18 mm の蓋板を以つて補強した。鉄結桁にあつては彎曲率に従つて蓋板の厚さを階段形に變へるのであるが、本橋に於ては斯る工法を避けた。それは薄い板を何枚も重ねる事は突縁板相互及び腹板や補剛材との溶接効果を疑つたからである。

格間 4~5 間の繼手の構造は第 85 圖 (其五) に示してある。中央徑間の中央に於ても同じ様な繼手構造を用ひ、格間 2~3 の間では腹板のみを繼いだ。腹板の添接板は最初ボルトで締めつけてから溶接する。溶接が了つたらボルトを外し其の孔を埋める。従つて應力計算には此の孔を断面より引かなければならない。

橋脚の上では特に強い補剛材を用いた。即ち IP 40 (腹部の厚 14 mm) の腹部を主桁の中心線に合はせ I 形鋼の兩側の突縁に主桁の腹板を溶接した。此の際補剛材 I 形鋼突縁部の上下端にスリットをつくり、それを通して 300 mm×14 mm の板を通し左右の腹板を繋いでゐる。補剛材は 140 mm×14 mm の板を二枚用ひ、其の間隔を鉄結桁より密にする。橋脚の上では水平補剛材として更に 100 mm×15 mm の板を二枚下突縁に平行して用いた。是等の細部は第 85 圖 (其五) 及 (其六) に示してある。

第 86 圖は鐵道省にて施工した支間 19.0 m の板桁橋に對する溶接補強、第 87 圖は同上安部川橋梁の溶接補強の實例である。

第九節 計 算 例

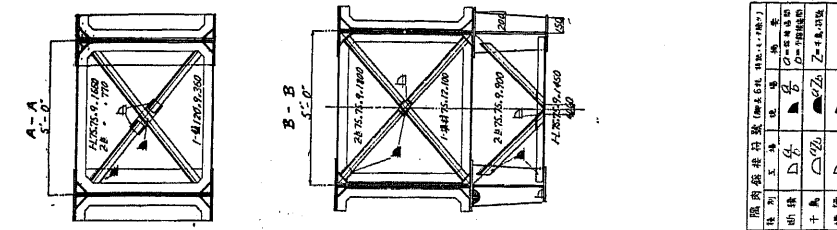
本節に掲ぐる計算例は獨逸の O. Kommerell 博士が其の著書 “Erläuterungen zu den Vorschriften für geschweisste Stahlbauten” に記載せる計算例に解説を加へたものである。

(例 1) 縦桁と横桁との連結 通し板を使用せざる場合。

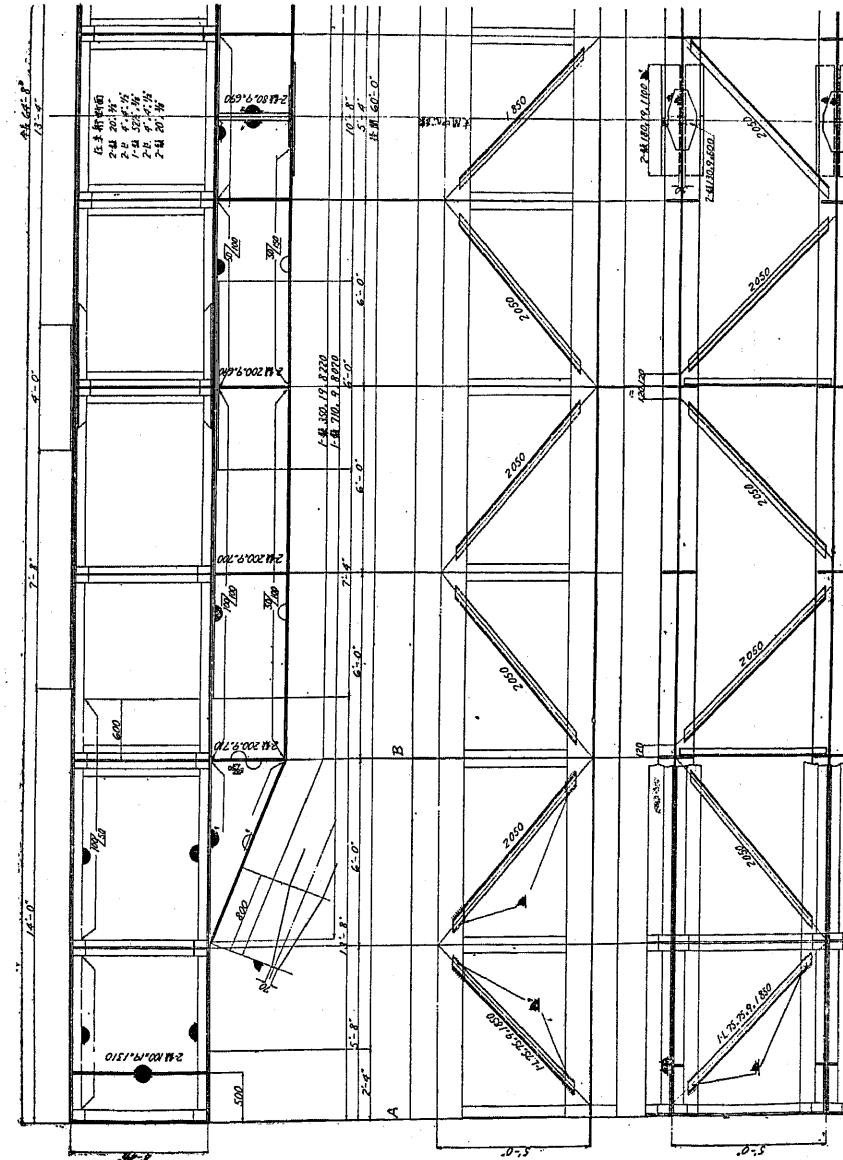
縦桁は I 形鋼 (獨逸 IP 30 = 300×300 @ 120.87 kg) を使用し連結部に働く外力を次の如きものとする、

最大彎曲率 $m_{ax} M = 8.0 tm$ (衝撃を含む)

最小彎曲率 $m_{tn} M = 2.4 "$

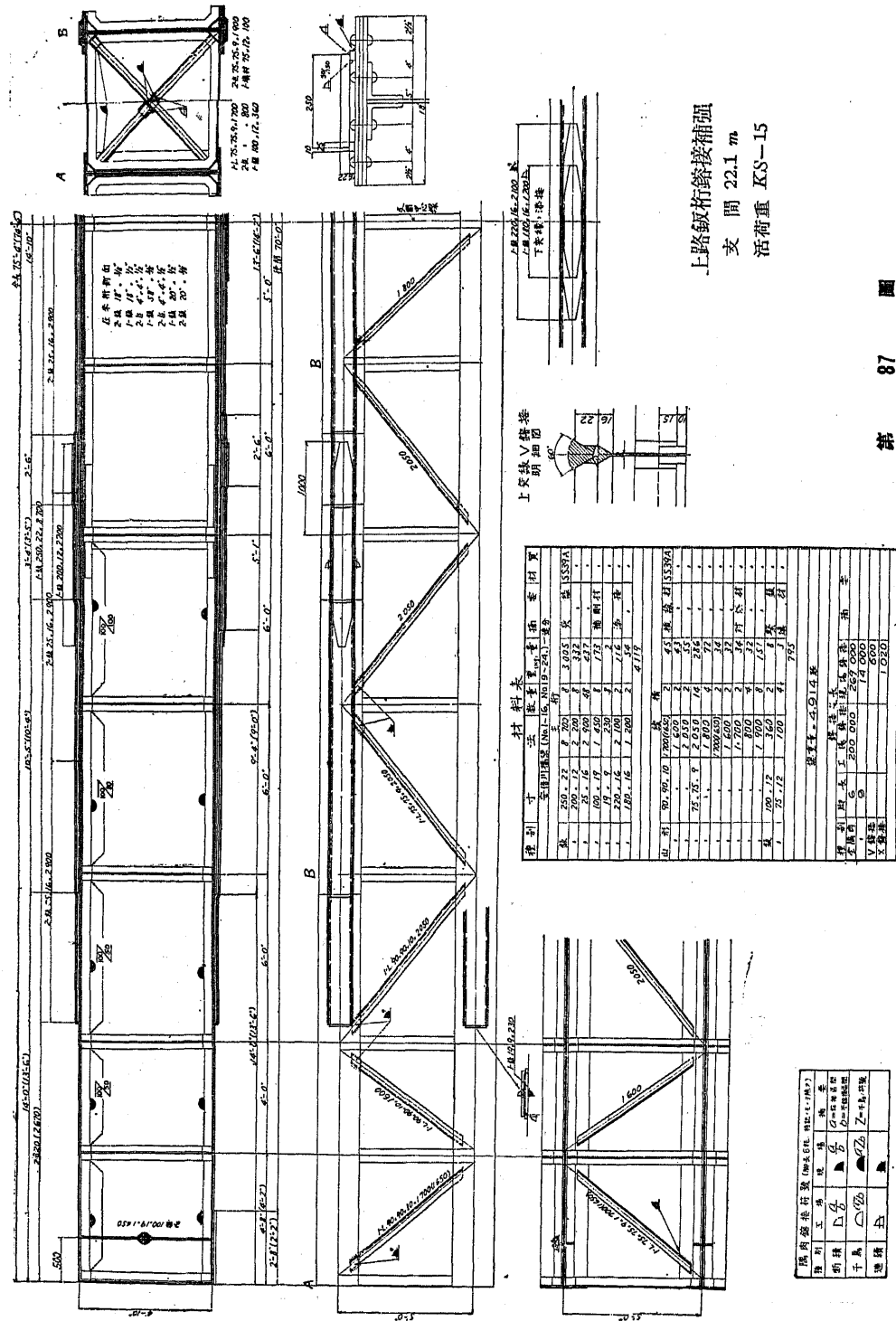


上跨板桁溶接補強
支間 19.0 m
活荷重 KS-15



材料	規格	数量	単位	重量	備註
鋼材	IP 30	1	kg	120.87	
鋼材	IP 40	1	kg	150.00	
鋼材	IP 50	1	kg	180.00	
鋼材	IP 60	1	kg	210.00	
鋼材	IP 70	1	kg	240.00	
鋼材	IP 80	1	kg	270.00	
鋼材	IP 90	1	kg	300.00	
鋼材	IP 100	1	kg	330.00	
鋼材	IP 110	1	kg	360.00	
鋼材	IP 120	1	kg	390.00	
鋼材	IP 130	1	kg	420.00	
鋼材	IP 140	1	kg	450.00	
鋼材	IP 150	1	kg	480.00	
鋼材	IP 160	1	kg	510.00	
鋼材	IP 170	1	kg	540.00	
鋼材	IP 180	1	kg	570.00	
鋼材	IP 190	1	kg	600.00	
鋼材	IP 200	1	kg	630.00	
鋼材	IP 210	1	kg	660.00	
鋼材	IP 220	1	kg	690.00	
鋼材	IP 230	1	kg	720.00	
鋼材	IP 240	1	kg	750.00	
鋼材	IP 250	1	kg	780.00	
鋼材	IP 260	1	kg	810.00	
鋼材	IP 270	1	kg	840.00	
鋼材	IP 280	1	kg	870.00	
鋼材	IP 290	1	kg	900.00	
鋼材	IP 300	1	kg	930.00	
鋼材	IP 310	1	kg	960.00	
鋼材	IP 320	1	kg	990.00	
鋼材	IP 330	1	kg	1020.00	
鋼材	IP 340	1	kg	1050.00	
鋼材	IP 350	1	kg	1080.00	
鋼材	IP 360	1	kg	1110.00	
鋼材	IP 370	1	kg	1140.00	
鋼材	IP 380	1	kg	1170.00	
鋼材	IP 390	1	kg	1200.00	
鋼材	IP 400	1	kg	1230.00	
鋼材	IP 410	1	kg	1260.00	
鋼材	IP 420	1	kg	1290.00	
鋼材	IP 430	1	kg	1320.00	
鋼材	IP 440	1	kg	1350.00	
鋼材	IP 450	1	kg	1380.00	
鋼材	IP 460	1	kg	1410.00	
鋼材	IP 470	1	kg	1440.00	
鋼材	IP 480	1	kg	1470.00	
鋼材	IP 490	1	kg	1500.00	
鋼材	IP 500	1	kg	1530.00	
鋼材	IP 510	1	kg	1560.00	
鋼材	IP 520	1	kg	1590.00	
鋼材	IP 530	1	kg	1620.00	
鋼材	IP 540	1	kg	1650.00	
鋼材	IP 550	1	kg	1680.00	
鋼材	IP 560	1	kg	1710.00	
鋼材	IP 570	1	kg	1740.00	
鋼材	IP 580	1	kg	1770.00	
鋼材	IP 590	1	kg	1800.00	
鋼材	IP 600	1	kg	1830.00	
鋼材	IP 610	1	kg	1860.00	
鋼材	IP 620	1	kg	1890.00	
鋼材	IP 630	1	kg	1920.00	
鋼材	IP 640	1	kg	1950.00	
鋼材	IP 650	1	kg	1980.00	
鋼材	IP 660	1	kg	2010.00	
鋼材	IP 670	1	kg	2040.00	
鋼材	IP 680	1	kg	2070.00	
鋼材	IP 690	1	kg	2100.00	
鋼材	IP 700	1	kg	2130.00	
鋼材	IP 710	1	kg	2160.00	
鋼材	IP 720	1	kg	2190.00	
鋼材	IP 730	1	kg	2220.00	
鋼材	IP 740	1	kg	2250.00	
鋼材	IP 750	1	kg	2280.00	
鋼材	IP 760	1	kg	2310.00	
鋼材	IP 770	1	kg	2340.00	
鋼材	IP 780	1	kg	2370.00	
鋼材	IP 790	1	kg	2400.00	
鋼材	IP 800	1	kg	2430.00	
鋼材	IP 810	1	kg	2460.00	
鋼材	IP 820	1	kg	2490.00	
鋼材	IP 830	1	kg	2520.00	
鋼材	IP 840	1	kg	2550.00	
鋼材	IP 850	1	kg	2580.00	
鋼材	IP 860	1	kg	2610.00	
鋼材	IP 870	1	kg	2640.00	
鋼材	IP 880	1	kg	2670.00	
鋼材	IP 890	1	kg	2700.00	
鋼材	IP 900	1	kg	2730.00	
鋼材	IP 910	1	kg	2760.00	
鋼材	IP 920	1	kg	2790.00	
鋼材	IP 930	1	kg	2820.00	
鋼材	IP 940	1	kg	2850.00	
鋼材	IP 950	1	kg	2880.00	
鋼材	IP 960	1	kg	2910.00	
鋼材	IP 970	1	kg	2940.00	
鋼材	IP 980	1	kg	2970.00	
鋼材	IP 990	1	kg	3000.00	
鋼材	IP 1000	1	kg	3030.00	

第 86 圖



第 87 圖

最大反力 $max A = 24.0 t$ (衝撃を含む)

最小反力 $min A = 4.0 t$

溶接部の計算に使用する彎曲率は

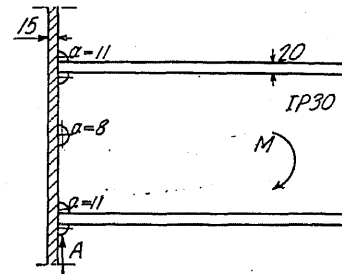
$$M = 8.0 + \frac{1}{2} \times (8.0 - 2.4) = 10.8 tm$$

にして、反力は

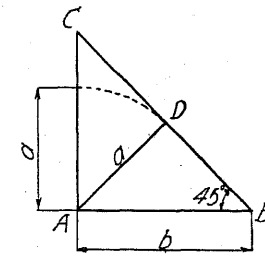
$$A = 24 + \frac{1}{2} \times (24.0 - 4.0) = 34 t \quad (\text{第 88 圖})$$

溶接部は彎曲率 M によつて生ずる水平方向の縁維應力を受け、反力 A によつて生ずる鉛直方向の剪應力は連結部に均一に分布する。

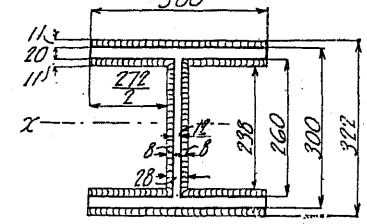
水平方向の應力は接合部 AC に張應力又は壓應力として働き、接合部 AB には剪應力として働く。喉厚 AD が危険断面であるから (第 89 圖)、其の断面を AC の面に倒したものと假定して計算する。



第 88 圖



第 89 圖



第 90 圖

$$b = 1.5 cm \quad \text{とすれば} \quad a = \frac{1.5}{\sqrt{2}} \div 1.1 cm$$

$$b = 1.2 cm \quad \text{とすれば} \quad a = \frac{1.2}{\sqrt{2}} \div 0.8 cm$$

従つて此の假想有效斷面積 F_{weil} 、慣性率 J_x 、斷面率 W_x は次の如くなる。

$$F_{weil} = 30 \times 32.2 - 27.2 \times 23.8 - 154 = 165 cm^2$$

$$J_x = \frac{1}{12} \times (30 \times 32.2^3 - 27.2 \times 23.8^3) - 25760 = 27143 cm^4$$

$$W_x = \frac{27148}{16.1} = 1686 cm^3$$

上式中 154 及 25760 は IP 30 の斷面積及慣性率である。

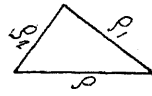
従つて彎曲率による縁維應力 ρ_1 及反力による剪應力 ρ_2 は次の如くなる。

$$\rho_1 = \frac{1030000}{1686} = 642 kg/cm^2$$

$$\rho_2 = \frac{34000}{165} = 206 t$$

此の計算方法は取付けの IF 30 なる I 形桁が彎曲の後も接合端が平面であり、且つ溶接が共に伸長するといふ假定の下になされたものである。

縁維應力及剪應力を合計すれば、喉部の最大應力 ρ を求むる事が出来る (第 91 圖)。



$$\rho = \sqrt{642^2 + 206^2} = 674 \text{ kg/cm}^2$$

附加應力なき場合許容應力 ρ_a は、S&37 に対しては

$$\rho_a = 0.65 \times 1400 = 910 \text{ kg/cm}^2$$

第 91 圖 となり安全である。

軌條桁の計算の際には

$$\rho_a = 0.65 \times 1350 = 875 \text{ kg/cm}^2$$

となり充分なる強度を有する。

此の連結方法は現場溶接であつて上向溶接となるから、次の例に示す通し鉄を有する工法が優れてゐる。

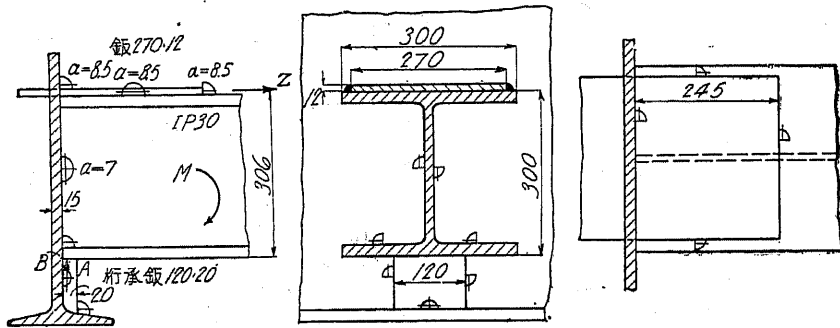
〔例 2〕 通し鉄を有する縦桁の連結。

連結部には次の如き彎曲率及反力が作用するものとする。

$$\left. \begin{array}{l} \text{最大彎曲率} \quad \max M = +10.0 \text{ t m} \\ \text{最小彎曲率} \quad \min M = +2.4 \text{ " } \end{array} \right\} M = 10 + \frac{1}{2} \times (10 - 2.4) = 13.8 \text{ t m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{最大反力} \quad \max A = +24.0 \text{ t} \\ \text{最小反力} \quad \min A = +4.0 \text{ " } \end{array} \right\} A = 24 + \frac{1}{2} \times (24 - 4) = 34 \text{ t}$$

今彎曲率に抵抗する爲に、第 92 圖に示す如き横桁の腹鉄を貫く通し鉄のみが働くものと考え、此の鉄は斷面積 $F = 27 \times 1.2 = 32.4 \text{ cm}^2$ を有し $M = 13.8 \text{ t m}$ に抵抗するものとする。



第 92 圖

彎曲率より生ずる張力 Z は B 點に於て力率を考ふる事により

$$Z = \frac{M}{30.6} = \frac{1380000}{30.6} = 45100 \text{ kg}$$

となる。従つて鉄に於ける應力 σ は

$$\sigma = \frac{45100}{32.4} = 1390 \text{ kg/cm}^2$$

喉厚 a は $b = 1.2 \text{ cm}$ なるにより、 $a = \frac{1.2}{\sqrt{2}} = 0.85 \text{ cm}$ である。

通し鉄の長は 24.5 cm なるにより、隅肉溶接の長は

$$\Sigma l = 2 \times 24.5 + 27 = 76 \text{ cm}$$

となり、總喉斷面積 F_{wet} は

$$F_{wet} = 76 \times 0.85 = 64.6 \text{ cm}^2$$

故に隅肉溶接の受くる單位剪應力は

$$\rho = \frac{45100}{64.6} = 698 \text{ kg/cm}^2$$

となり、之に對する許容剪應力は

$$\rho_a = 0.65 \times 1400 = 910 \text{ kg/cm}^2$$

であつて充分なる強度を有する。

反力は第 93 圖に示せる隅肉溶接部分によつて抵抗せられ、縦桁下端の桁承鉄は桁取付に必要なのみにて反力を支持せざるものとする。

此の場合の總喉斷面積は

$$F_{wet} = 2 \times 0.7 \times 25.3 + 0.7 \times (30 - 1.2) = 55.6 \text{ cm}^2$$

にして、單位剪應力は

$$\rho = \frac{34000}{55.6} = 611 \text{ kg/cm}^2$$

となり、之に對する許容應力は

$$\rho_a = 0.65 \times 1400 = 910 \text{ kg/cm}^2$$

鉄結とする時は通し鉄の長は (鉄徑 23 mm , 5 本宛 2 列として)、溶接による長 24.5 cm に對し

$$\frac{l}{2} = 5 \times 8.05 + 4.6 = 44.85 \text{ cm} \text{ となる。}$$

〔例 3〕 枕木止め。

第 94 圖に示すが如き縦桁上に溶接せる平鋼 150×10 により枕木止めの計算を爲すに當り、列車荷重による最大軸壓力 25 t 、枕木間隔 0.62 m 及車軸間隔 1.60 m が與へられたりとする。

$$\text{制動力は} \quad \max B = \frac{1}{7} \times \frac{25}{2} \times \frac{0.62}{1.60} = +0.69 \text{ t}$$

$$\text{單線橋では} \quad \min B = -0.69 \text{ t}$$

$$\text{溶接の計算には} \quad B = 0.69 + \frac{1}{2} \times (0.69 + 0.69) = 1.38 \text{ t} = 1380 \text{ kg}$$

を用ふる。

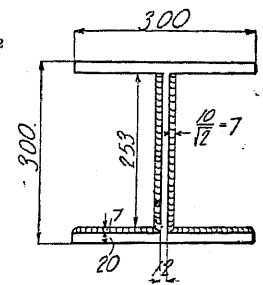
平鋼は隅肉溶接により縦桁に連繫されたものとすれば、平鋼の接合點 AB に働く彎曲率は

$$M = 1380 \times 10 = 13800 \text{ kg cm}$$

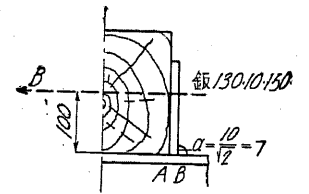
$$\text{又斷面率は} \quad W = \frac{1}{6} \times 13 \times 1^3 = 2.2 \text{ cm}^3$$

$$\text{にして應力は} \quad \sigma = \frac{13800}{2.2} = 6300 \text{ kg/cm}^2$$

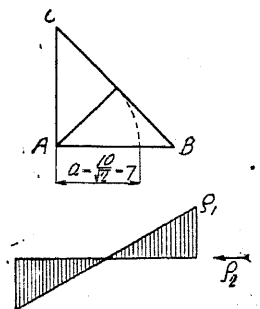
然るに平鋼の高すぎるために、隅肉溶接は AB 面に於ける大なる彎曲應力に抵抗し得ない。即ち第 95 圖に見らるゝ如く溶接部の斷面率は



第 93 圖



第 94 圖



第 95 圖

$$W_{wel} = \frac{1}{6} \times 13 \times 0.7^2 = 1.1 \text{ cm}^3$$

となり、應力は

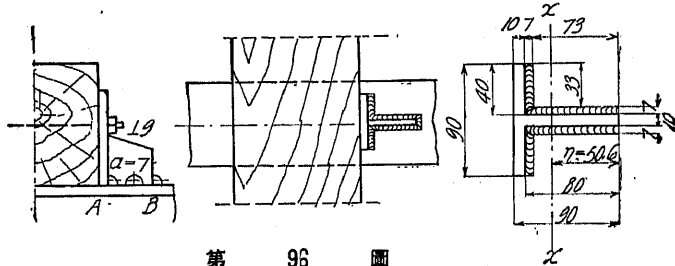
$$\rho_1 = \frac{13800}{1.1} = 12600 \text{ kg/cm}^2$$

又 AB 面に於ける剪應力は

$$\rho_2 = \frac{1380}{13 \times 0.7} = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

となる。

今枕木止めとして第96圖に示す如き L 形鋼 (獨逸 L 9=90×90×10) を用ふれば、此の惰性率は



第 96 圖

$$J_x = 119 \text{ cm}^4$$

$$W_x = \frac{119}{9.0 - 2.48} = 18.2 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{13800}{18.2} = 758 \text{ kg/cm}^2$$

となる。陰線部分の隅肉溶接に関しては ($\alpha = 0.7$)

$$F = 8 \times 8 - 2 \times 3.3 \times 7.3 = 64 - 48.2 = 15.8 \text{ cm}^2$$

$$\eta = \frac{64 \times 4 - 48.2 \times 3.65}{15.8} = \frac{80}{15.8} = 5.06 \text{ cm}$$

$$J_x = \frac{1}{3} \times [8 \times 8^3 - 6.6 \times 7.3^3] - 15.8 \times 5.06^2$$

$$= \frac{1528.6}{3} - 404.5 = 105 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{105}{5.06} = 20.7 \text{ cm}^3$$

・彎曲率による縁維應力は $\rho_1 = \frac{13800}{20.7} = 667 \text{ kg/cm}^2$

剪應力は $\rho_2 = \frac{1380}{15.8} = 87 \text{ kg/cm}^2$

となり、合成應力は $\rho = \sqrt{667^2 + 87^2} = 673 \text{ kg/cm}^2$

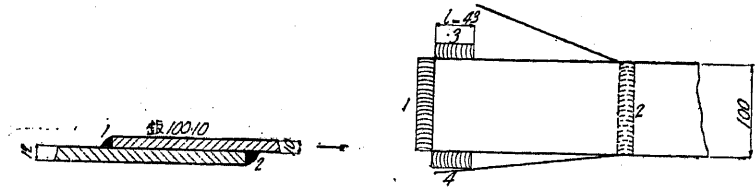
にして、隅肉溶接の許容應力は

$$\rho_a = 0.65 \times 1400 = 910 \text{ kg/cm}^2$$

である。勿論他の枕木止め用山形鋼の溶接についても同様に計算し得る。

〔例 4〕 平鋼と繋鉄との連結。

部材の最大及最小應力が與へられざる場合に部材の連結をなすには次の方法による。今一例として 100×10 なる平鋼を繋鉄に溶接するには、連結部は平鋼の全強を有しなくてはならない (第97圖)。



第 97 圖

平鋼の斷面積 F は

$$F = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}^2$$

である。溶接部の許容剪應力は部材の場合の半分であるから、隅肉溶接の斷面積は部材の2倍を保たなくてはならない。即ち

$$F_{wel} = 2F$$

となる、式中 F_{wel} は溶接の斷面積、 F は部材の斷面積である。

1 cm 厚の鉄に於ける溶接喉厚 a は

$$a = \frac{1}{\sqrt{2}} = 0.7 \text{ cm}$$

となる。1 と 2 の部分の溶接面積は (第97圖)

$$F_{wel} = 2 \times 10 \times 0.7 = 14 \text{ cm}^2$$

1 と 2 の部分の外に部材の側部に各 l の長さだけ溶接するものとし、 l を求めれば

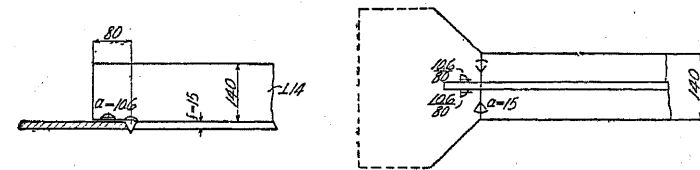
$$2l \times 0.7 = 2 \times 10 - 14 = 6 \text{ cm}^2$$

$$l = \frac{6}{1.4} = 4.3 \text{ cm}$$

となる。

〔例 5〕 衝合及隅肉溶接による對風構の連結。

今部材應力を $Q = \pm 9t$ とすれば、溶接計算に於ては (第98圖)。



第 98 圖

$$Q = 9 + \frac{1}{2} \times (9 + 9) = 18t$$

とし、其の許容張應力は $\rho_a = 0.65 \times 1000 = 650 \text{ kg/cm}^2$

である。衝合溶接は張力又は壓力に、隅肉溶接は剪力に抵抗するも、溶接部に其の應力が如何に分布するかは明確ではない。併し今三箇所の溶接部に均等に分布するものとし、衝合溶接の許容直應力を $0.75 \times 1000 =$

750 kg/cm², 剪力に対する許容応力を $\sigma_a = 650 \text{ kg/cm}^2$ とすれば

衝合溶接に於て $a = 1.5 \text{ cm}$

隅肉溶接に於て $a = \frac{1.5}{\sqrt{2}} = 1.06 \text{ cm}$

V 接ぎ断面積 $F = la = 14 \times 1.5 = 21.0 \text{ cm}^2$

隅肉溶接断面積 $F = 2la = 2 \times 8 \times 1.06 = 17.0 \text{ ''}$

$\Sigma F = 38.0 \text{ cm}^2$

$\rho = \frac{18000}{38} = 474 \text{ kg/cm}^2$

然るに $\rho_a = 650 \text{ kg/cm}^2$

〔例 6〕 径間 16 m の鋼桁橋の添接。

径間 16 m の鋼桁橋の腹板及突縁を支点から $a = 5 \text{ m}$ の距離に於て添接する時、此の點に於ては列車荷重（衝撃を含む）により次の応力を生ずるものとする。

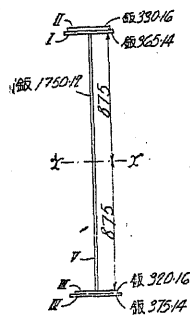
最大彎曲率 $max M = +345.5 \text{ tm}$

最小彎曲率 $min M = + 32.8 \text{ ''}$

最大剪力 $max Q = 44.2 \text{ t}$

最小剪力 $min Q = 4.1 \text{ ''}$

突縁の継手に於ては出来る限り上向溶接を避け得らるゝ様、且つ鋼桁の重心が腹板の略中央になる様配置する（第 99 圖）。



第 99 圖

上突縁

突縁板 I の断面積 $F_1 = 36.5 \times 1.4 = 51.1 \text{ cm}^2$

蓋板 II " $F_2 = 33 \times 1.6 = 52.8 \text{ ''}$

下突縁

突縁板 III の断面積 $F_3 = 32 \times 1.6 = 51.2 \text{ cm}^2$

蓋板 IV " $F_4 = 37.5 \times 1.4 = 52.5 \text{ ''}$

腹板 V " $F_5 = 175 \times 1.2 = 210.0 \text{ ''}$

蓋板 N の下面より重心に至る距離 a を計算すれば

$a = \frac{52.5 \times 0.7 + 51.2 \times 2.2 + 210 \times 9.5 + 51.1 \times 178.7 + 52.8 \times 180.2}{52.5 + 51.2 + 210.0 + 51.1 + 52.8} = 90.5 \text{ cm}$

となり、腹板の中心に至る距離 = $87.5 + 1.6 + 1.4 = 90.5 \text{ cm}$ となるから、腹板の中心と桁の重心とは略一致する。

A. 腹板の添接。

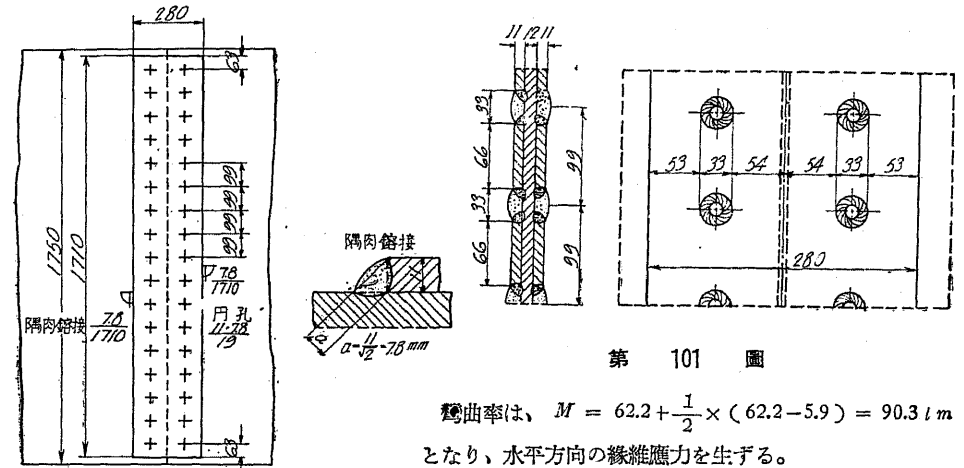
最大彎曲率 $max M = 62.2 \text{ tm}$

最小彎曲率 $min M = 5.9 \text{ ''}$

最大剪力 $max Q = 44.2 \text{ t}$, 最小剪力 $min Q = 4.1 \text{ t}$ は全部腹板が負擔する。

(a) 添接鋼を以て接合する場合。二枚の添接鋼 280×11 を使用し、隅肉溶接 $\frac{7.8}{1710}$ (喉厚 7.8mm 長 1710 mm) 及二列の徑 33 mm の孔溶接を行ひ、溶接は剪力によつて計算する（第 100 圖及 101 圖）。

1. 彎曲率によるもの。



第 101 圖

彎曲率は、 $M = 62.2 + \frac{1}{2} \times (62.2 - 5.9) = 90.3 \text{ tm}$ となり、水平方向の縁維應力を生ずる。

2. 剪力によるもの。

$Q = 44.2 + \frac{1}{2} \times (44.2 - 4.1) = 64.3 \text{ t}$



第 100 圖

となり鉛直方向に働く。

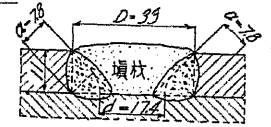
隅肉溶接の断面積 $F_1 = 2 \times 0.78 (171 - 2) = 264 \text{ cm}^2$

孔溶接の " (第 102 圖) $F_2 = 2 \times 17 \times \frac{\pi}{4} \times (3.3^2 - 1.7^2) = 210 \text{ ''}$

$\Sigma F = 474 \text{ cm}^2$

隅肉溶接の慣性率

$J_1 = 2 \times \frac{0.78 \times (171 - 2)^3}{12} = 627 \text{ 500 cm}^4$



第 102 圖

孔溶接の慣性率

$J_2 = 4 \times \frac{\pi}{4} \times (3.3^2 - 1.7^2) \times (9.9^2 + 19.8^2 + 29.7^2 + 39.6^2 + 49.5^2 + 59.4^2 + 69.3^2 + 79.2^2) = 493 \text{ 500 cm}^4$

$\Sigma J = 1 \text{ 121 000 cm}^4$

$W = \frac{1 \text{ 121 000}}{\frac{169}{2}} = 13 \text{ 270 cm}^3$

$\rho_M = \frac{9 \text{ 030 000}}{13 \text{ 270}} = 680 \text{ kg/cm}^2$

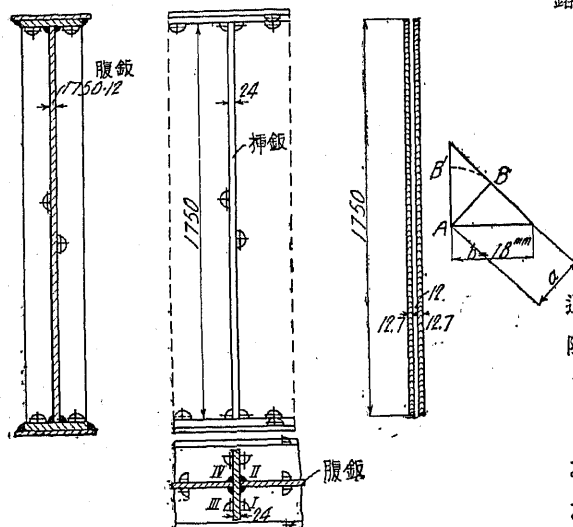
$\rho_Q = \frac{64 \text{ 300}}{474} = 136 \text{ ''}$

$\rho = \sqrt{\rho_M^2 + \rho_Q^2} = \sqrt{680^2 + 136^2} = 693 \text{ kg/cm}^2$

$\rho_a = 0.65 \times 1 \text{ 400} = 910 \text{ kg/cm}^2$

鋼結による添接に比し著しく小さくて済む、鋼結によれば $520 \times 11 \times 1750$ の添接鋼 2 枚と、徑 23 mm の鋼 15 本を 3 列に各側に使用しなくてはならない、尚溶接工法としては次の方法が優れてゐる。

(b) 挿鋼を用ふる溶接接合。厚 24 mm の平鋼を腹板の継手に挟み、之によつて腹板の接合をなすと同時に補剛材の役を兼ねしむるものである。



第 103 圖

の隅肉溶接 I, II により挿板に傳へられ、更に隅肉溶接 III, IV によつて反対側の腹板に傳へらるゝ。

喉部分の AB を鉛直面に倒してその断面を考へれば

断面積 $F = 2 \times 1.27 \times 175 = 445 \text{ cm}^2$

断面率 $W = 2 \times \frac{1}{6} \times 1.27 \times 175^2 = 12964 \text{ cm}^3$

彎曲率による線維應力 $\rho_M = \frac{9030000}{12964} = 696 \text{ kg/cm}^2$

剪力による應力 $\rho_Q = \frac{64300}{445} = 145 \text{ "}$

合成應力 $\rho = \sqrt{696^2 + 145^2} = 711 \text{ "}$

許容應力 $\rho_a = 0.65 \times 1400 = 910 \text{ "}$

で充分安全である。

此の添接方法は構造も簡単であり溶接作業が容易である。

B. 突縁の接合。

添接材は突縁の断面積 F' によつて計算されるが幾分の餘裕を保たしむる。今溶接部の許容應力 ρ_a と突縁部材の許容應力 σ_a との比を α とすれば (剪力の際には $\alpha = 0.65$ である)

(1) $\rho_a = \alpha \sigma_a = \alpha \frac{max Q}{F'}$

溶接部に働く應力を ρ_1 , その断面積を F_{wei} とすれば

(2) $\rho_1 = \frac{max Q + \frac{1}{2} (max Q - min Q)}{F_{wei}}$

となり (1) と (2) 式より

溶接接合に於ける計算には

彎曲率

$M = 62.2 + \frac{1}{2} \times (62.2 - 5.9) = 90.3 \text{ tm}$

剪力

$Q = 44.2 + \frac{1}{2} \times (44.2 - 4.1) = 64.3 \text{ t}$

(第 103 圖)

今腹板の隅肉断面を成る可く大にし、普通には接合せらるゝ最小板厚の脚長を以て限度とするが、こゝではこの 1.5 倍を使用し

$b = 1.5 \times 12 = 18 \text{ mm}$

となし、喉断面は $a = \frac{18}{\sqrt{2}} = 12.7 \text{ mm}$ とする。

彎曲による腹板の張應力及壓應力は鉛直

$F_{wei} = \frac{F'}{\alpha} \times \frac{max Q + \frac{1}{2} (max Q - min Q)}{max Q}$

彎曲率の働く場合は上式中の Q の代りに M と置けばよい。

こゝに $\alpha = 0.65$ であるから

$F_{wei} = \frac{F'}{0.65} \times \frac{345.5 + \frac{1}{2} \times (345.5 - 32.8)}{345.5} = \frac{F'}{0.65} \times 1.45 = 2.23 F'$

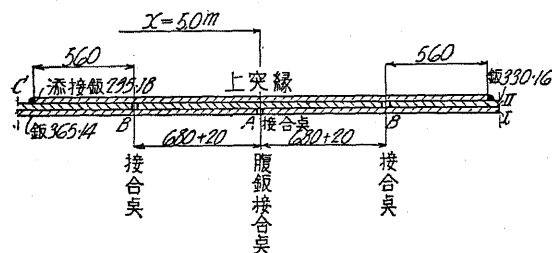
即ち所要の溶接部喉断面積は添接すべき突縁断面積の 2.23 倍である。

突縁板 365×14 ($F_1 = 51.1 \text{ cm}^2$) を A 點に於て接合し、その添接板として BB 間に添接板 330×16 ($F_2 = 52.8 \text{ cm}^2$) を使用すれば (第 99 圖及第 104 圖) 添接板の断面積及慣性率は添接せらるべき突縁板より大きい。この添接板の隅肉溶接に於ける所要喉断面積は

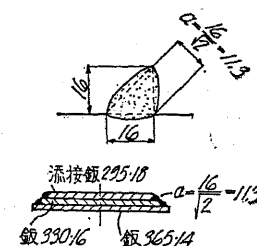
$F' = 2.23 \times 52.8 = 117.74 \text{ cm}^2$

である。今室に對し 20 mm の餘裕を取り、接合點 A から B まで $680 + 20 \text{ mm}$ の間に 16 mm 厚の板の隅肉溶接を行ふとすれば、その實際の喉断面積は $a = \frac{16}{\sqrt{2}} = 11.3 \text{ mm}$ であるから

$F' = 2 \times 1.13 \times 68 = 153.68 \text{ cm}^2$



第 104 圖



第 105 圖

II の蓋板 330×16 (断面積 $F_2 = 52.8 \text{ cm}^2$) は B 點に継手を設けてあるから、更に添接板 295×18 (断面積 $F' = 29.5 \times 1.8 = 53.10 \text{ cm}^2$) を以て添接されてゐる。其の添接板の断面積及慣性率は、蓋板 II より大きくなければならないから所要溶接断面積は

$F_{wei} = 2.23 \times 53.10 = 118.41 \text{ cm}^2$

隅肉溶接に於ては $a = \frac{16}{\sqrt{2}} = 11.3 \text{ mm}$ で、その長さは前面隅肉溶接の重として 35 mm を差引き

$l = 2 \times 560 + (295 - 35) = 1380 \text{ mm}$

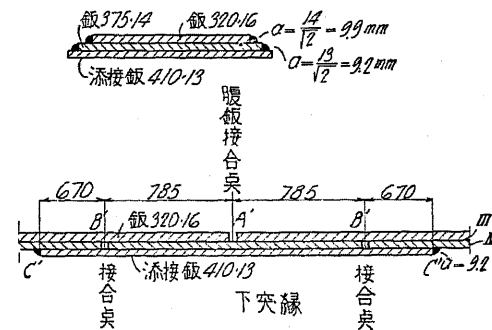
となる。

故に使用溶接断面積は

$F = 1.13 \times 138.0 = 155.94 \text{ cm}^2$

となる。

下突縁板 III は 320×16 (断面積 $F_3 = 51.2 \text{ cm}^2$) の平鋼より成り、平鋼 375×14 (断面積 $F_4 = 52.5 \text{ cm}^2$) を以て添接せられ、添接板の断面積及慣性率は共に突縁板より大きい (第 99 圖



第 106 圖

及第 106 圖)。

所要の溶接断面積 $F_{wel} = 2.23 \times 52.5 = 117.03 \text{ cm}^2$

となる。

A' より B' に至る間に於て 15 mm の壺を考慮して 770 + 15 = 785 mm の距離に隅肉溶接を行へば、その使用断面積は $2 \times 0.99 \times 77 = 152.46 \text{ cm}^2$ となり強度は充分である。

蓋板 IV は (断面積 $F_4 = 52.5 \text{ cm}^2$) 添接板として平鋼 410 × 13 (断面積 $F' = 53.30 \text{ cm}^2$) を以て接合せられ、添接板の断面積及惰性率は共に蓋板より大きい。

所要溶接断面積は $F_{wel} = 2.23 \times 53.3 = 118.86 \text{ cm}^2$

となる。隅肉溶接の喉厚は $a = \frac{13}{\sqrt{2}} = 9.2 \text{ mm}$ で、側面隅肉溶接 670 mm 及添接板の前面隅肉溶接長 375 mm を用ひ、35 mm の壺を控除すれば全溶接長は

$$l = 2 \times 670 + (375 - 35) = 1680 \text{ mm}$$

となり、使用溶接断面積は $F = 0.92 \times 168.0 = 154.56 \text{ cm}^2$

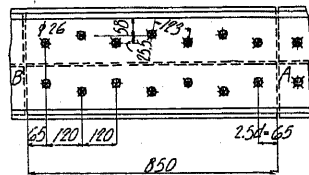
となつて充分の強度を有する。

併し此の際添接板の幅と厚さの比は

$$\frac{b}{t} = \frac{410}{13} = 31.6 > 30 \quad \text{となるから、添接板に孔溶接を用ふるを可とする。尚}$$

添接板の厚を 14 mm とすれば、使用鋼板の種類を減じ得る利益がある。

今比較のために溶接の代りに銲結とした上突縁の添接板の長さを計算して見やう。添接板 BB に平鋼 330 × 16 を用ふれば其の断面積は $F_2 = 52.8 \text{ cm}^2$ となる。今銲徑 26 mm のもの 14 本を用ふれば (第 104



第 107 圖

となり、最小銲距を採れば

となり、溶接による添接長も普通の銲結によるものと略等しい事が判る。溶接工法によれば全断面の重心を桁高の中心近くに置くことの出来るのは、他工法の断面配置に比し大切な特徴である。現場溶接が上向溶接でなければ勿論上下両突縁を對稱に造る事が出来、又全板桁を工場で溶接する事も出来る。

〔例 7〕 蓋板の取付け。 徑間 10 m の板桁橋が列車荷重を受けたる場合、蓋板の理論上の所要長が 5.60 m にして其の断面積は

$$F' = 22 \times 1.6 = 35.2 \text{ cm}^2$$

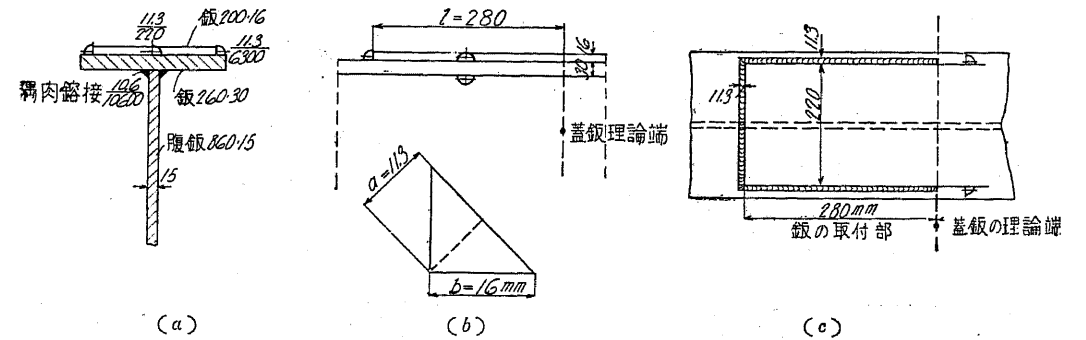
なりとする。理論端に於ける最大彎曲率を

$$max M = max M_g + \varphi max M_p = 12.5 + 145.2 = 157.7 \text{ tm}$$

とし最小彎曲率を $min M = 12.5 \text{ tm}$ (第 108 圖) とすれば、

蓋板の取付に要する溶接の喉断面積は

$$F_s = \frac{35.2}{0.65} \times \frac{157.7 + \frac{1}{2} \times (157.7 - 12.5)}{157.7} = 54.1 \times \frac{230.3}{157.7} = 79.5 \text{ cm}^2$$



第 108 圖

となる。隅肉溶接の脚長を板厚に等しく 16 mm に採れば $a = \frac{b}{\sqrt{2}} = \frac{16}{\sqrt{2}} = 11.3 \text{ mm}$

となり、板の幅 220 mm の前面隅肉溶接、及長 280 mm の兩側面隅肉溶接を行ふときは、其の有効喉断面積は

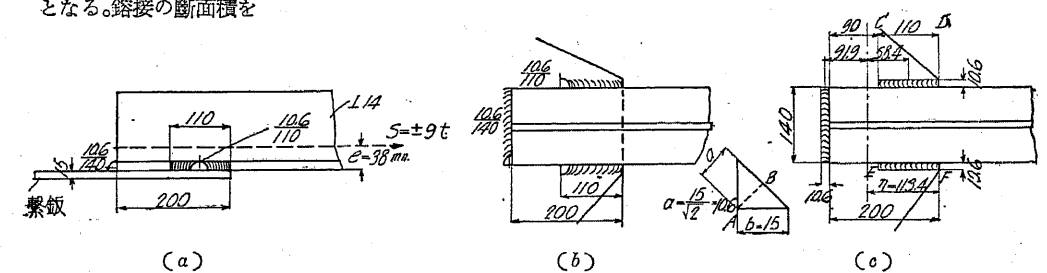
$$F_s = 22 \times 1.13 + 2 \times 28 \times 1.13 = 88.4 \text{ cm}^2$$

となる。隅肉溶接に働く剪應力は許容應力 910 kg/cm² より小となる。

〔例 8〕 對風綾構の取付け (第 109 圖)。 隅肉溶接が部材應力 $S = \pm 9.0 t$ を水平剪力として受くる場合に (銲結の場合の如く)、偏心を考慮しなければ隅肉溶接の許容剪應力は

$$\rho = 0.65 \times 1000 = 650 \text{ kg/cm}^2$$

となる。溶接の断面積を



第 109 圖

$$F_{wel} = (14 + 2 \times 11) \times 1.06 = 38.2 \text{ cm}^2$$

とせば溶接部に働く剪應力 ρ_2 は

$$\rho_2 = \frac{9000 + \frac{1}{2} (9000 + 9000)}{38.2} = \frac{18000}{38.2} = 471 \text{ kg/cm}^2$$

となる。偏心による彎曲率を考慮すれば彎曲率は

$$M = \left[9000 + \frac{1}{2} \times (9000 + 9000) \right] \times 3.8 = \pm 68400 \text{ kg cm}$$

となる。喉断面 AB を水平面に引倒せば、此の断面が彎曲率に抵抗するものとする。溶接部分の重心軸に至る距離 η は

$$\eta = \frac{14 \times 1.06 \times 20.53 + 2 \times 11 \times 1.06 \times 5.5}{38.2} = 11.34 \text{ cm}$$

となる。

$$J = \frac{1}{12} \times [14 \times 1.06^3 + 2 \times 1.06 \times 11^3] + 14 \times 1.06 \times 9.19^2 + 2 \times 11 \times 1.06 \times 5.84^2$$

$$= 236.5 + 1253.3 + 795.3 = 2285 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{2285}{11.34} = 201.5 \text{ cm}^3$$

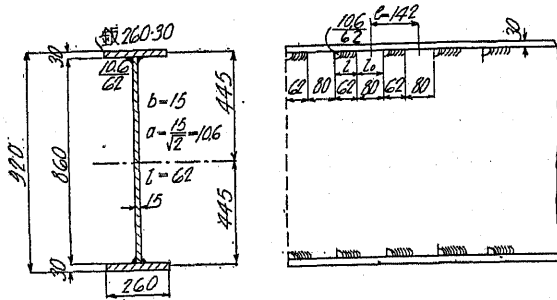
となるから、彎曲率による線維應力は

$$\rho_1 = \frac{68400}{201.5} \div 340 \text{ kg/cm}^2$$

となる。従て合成應力 $\rho = \sqrt{340^2 + 471^2} = 581 \text{ kg/cm}^2$

となり、許容應力 $\rho_a = 650 \text{ kg/cm}^2$ 以下なるを以て強度は充分である。

〔例 9〕 鋼桁の腹板と突縁との取付け (第 110 圖)。列車荷重を通す徑間 10 m の鋼桁橋に於ける



第 110 圖

支點の反力が次の如くなるものとする。

$$\text{最大反力 } \max Q = 49.5 \text{ t}$$

$$\text{最小反力 } \min Q = 5.0 \text{ t}$$

全斷面積の慣性率 J は

$$J = \frac{1}{12} \times (26 \times 92^3 - 24.5 \times 86^3)$$

$$= 388543 \text{ cm}^4$$

となり、突縁の静力率は

$$S = 26 \times 3 \times 44.5 = 3471 \text{ cm}^3$$

となる。腹板の水平剪應力は

$$\tau = \frac{QS}{Jt}$$

である。隅肉溶接部に於ける剪力

$$Q = 49.5 + \frac{1}{2} \times (49.5 - 5.0) = 71.75 \text{ t}$$

により

$$\tau = \frac{71.750 \times 3471}{388543 \times 1.5} = 427 \text{ kg/cm}^2$$

の剪應力を腹板に生ずる。

斷續溶接中の隅肉溶接長を l, その中心間隔を e, 隅肉溶接の剪應力を ρ , 喉厚を a とすれば $a = 1.06 \text{ cm}$

となる。

然るに

$$2a_l\rho = \tau e$$

即ち

$$2 \times 1.06 \times 6.2\rho = 427 \times 1.5 \times 14.2$$

$$\therefore \rho = \frac{427 \times 1.5 \times 14.2}{2 \times 1.06 \times 6.2} = 692 \text{ kg/cm}^2$$

許容剪應力

$$\rho_a = 910 \text{ kg/cm}^2 \text{ で強度は充分である。}$$

桁の中央に向つて Q の減少と共に溶接部の間隔を増大する事を得、一般に次の式によつて e を計算する。

$$e = \frac{2al\rho}{\tau t} \text{ 而して } \tau t = \frac{QS}{J} \text{ なるが故に}$$

$$e = \frac{J}{QS} \times 2al\rho$$

を得。

〔例 10〕 鐵道橋の部材取付部に於ける溶接補強。徑間 37 m の鋼橋の部材に働く應力は

$$\text{死荷重 } D_g = +18.4 \text{ t}$$

$$\text{活荷重 } \varphi D_p = +99.6 \text{ t}$$

$$\text{最大 } D = +118.0 \text{ t}$$

にして、鉄徑 20 mm 22 本によりて取付けられ、鉄の抗剪斷面積は

$$F' = 22 \times \frac{\pi \times 2^2}{4} = 69.1 \text{ cm}^2$$

とする。部材の純斷面積 2-溝形鋼 (I 20): $2 \times 32.2 - 4 \times 2.0 \times 1.15 = 55.2 \text{ cm}^2$

$$2\text{-平鋼 } 150 \times 10 : 2 \times 15 \times 1 - 4 \times 2.0 \times 1.0 = 22.0 \text{ cm}^2$$

$$F_n = 77.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{部材に働く應力 } \sigma = \frac{118000}{77.2} \div 1530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{許容應力 } \sigma_a = 1500 \text{ kg/cm}^2$$

即ち 30 kg/cm^2 といふ極く僅かな超過であるから斷面補強の必要はない。

鉄に分布する應力は

$$\text{死荷重により } \tau_g = \frac{18400}{69.1} = 266 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{活荷重により } \tau_p = \frac{99600}{69.1} = 1441 \text{ t}$$

$$\text{合計 } \tau = 1707 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{鉄材許容剪應力 } \tau_a = 0.8 \times 1500 = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

となり、取付部分は非常に弱い事となる。取付部に溶接補強をなすに當り鉄は死荷重のみに働き、溶接は活荷重のみを傳達するものとする。然る時は鉄に分布する剪應力は $\tau = \frac{18400}{69.1} = 266 \text{ kg/cm}^2$ となり、従つて部材の純斷面積 $F_n = 77.2 \text{ cm}^2$ の中で溶接によつて取付けられなければならない斷面積は

$$F' = 77.2 \times \frac{99.6}{118} = 65.2 \text{ cm}^2$$

となる。溶接は合の所要斷面積を計算すれば

$$F_{\text{wel}} = \frac{F'}{\alpha} \frac{\max Q + \frac{1}{2}(\max Q - \min Q)}{\max Q}$$

上式中 $\alpha = 0.65$ (隅肉溶接)

$$\max Q = \varphi D_p = 99.6 \text{ t}$$

$$\min Q = 0$$

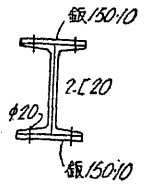
(此の際 D_g は鉄によつて負擔せられなくてはならない)

$$\text{故に } F_{\text{wel}} = \frac{65.2}{0.65} \times \frac{1.5 \times 99.6}{99.6}$$

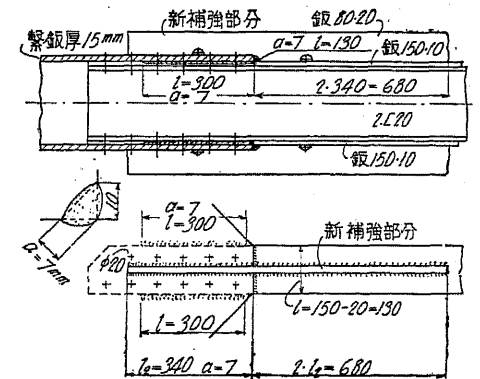
$$= 150.5 \text{ cm}^2$$

緊板内部に於ては精々 300 mm が手際よく溶接し得る限度であるから、部材の側面と鉄

150×15 の隅肉溶接の純長は



第 111 圖



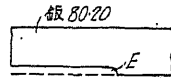
第 112 圖

$$l = 2 \times (13 + 30 + 30) = 146 \text{ cm}$$

となる。喉厚 $a = 0.7 \text{ cm}$ であるから溶接断面面積は

$$F_1 = 146 \times 0.7 = 102.2 \text{ cm}^2$$

となり、尚 $F'_2 = 150.5 - 102.2 = 48.3 \text{ cm}^2$ だけ不足である。此の爲に外側に添接板 80×20 を取付け、

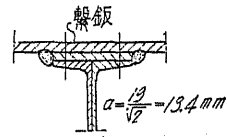


第 113 圖

此の板の繋ぎに於ける溶接断面を長 340 mm とし $a_2 = 7 \text{ mm}$ とすれば

$$F_2 = 4 \times 34 \times 0.7 = 95.2 \text{ cm}^2$$

となり強度は充分である。



第 114 圖

板 150×10 及其の取付部が超過応力を受けない様にする爲には平板 80×20 の溶接は繋ぎ上のみならず尚二倍以上の長さに渉らなくてはならない。

E の所に切欠が生じない様に平鋼 80×20 の角には圓味を附する方がよろしい (第 113 圖)。

平鋼 150×10 は 2 本の溝形鋼の突縁と同じ幅を有するから、繋ぎを取付くるには隅肉溶接の喉厚を

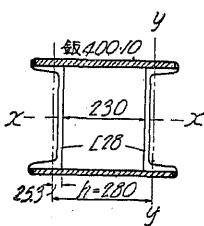
$$a = \frac{19}{\sqrt{2}} = 13.4 \text{ mm}$$

$$F_2 = 2 \times 13 \times 1.06 + 2 \times (30 + 30) \times 1.34 = 183.36 \text{ cm}^2$$

となり之のみで強度充分となる。

〔例 11〕 集成抗壓部材の計算。

A. 105 t の荷重を负载する長さ 6 m の柱。柱は 2 本の溝形鋼 (C 23) に綴板を溶接した集成断面より成る (第 115 圖)。



第 115 圖

より成る (第 115 圖)。

部材長	$s_k = 600 \text{ cm}$
断面積	$F' = 2 \times 53.3 = 106.6 \text{ cm}^2$
環動半徑	$i_x = \sqrt{\frac{J}{F'}} = 10.9 \text{ cm}$
細長比	$\lambda = \frac{s_k}{i_x} = \frac{600}{10.9} = 55$
挫折係數	$\omega = 1.215$

壓應力 $\sigma = \frac{\omega P}{F'} = \frac{1.215 \times 105 \ 000}{106.6} = 1 \ 197 \text{ kg/cm}^2$

許容應力 $\sigma_a = 1 \ 200 \text{ kg/cm}^2$

Krohn 氏の方法による部材片側の計算をなせば

$$l_1 = 53.3 \text{ cm}^2$$

$$i_y = 2.74 \text{ cm}$$

$$h = 23.0 + 2 \times 2.53 = 28 \text{ cm}$$

然る時は許容應力は $\sigma_a = \frac{\omega_1 P_1}{F'_1}$ となり、部材の片側に働く最大の荷重 P_1 は次の如くなる。

$$P_1 = P \times \frac{68h}{136h - l} = \frac{68 \times 28}{136 \times 28 - 600} P = 0.5935 P$$

$$\therefore P_1 = 62.3 \text{ t}$$

$$\therefore \omega_1 = \frac{1 \ 200 \times 53.3}{62 \ 300} = 1.027$$

$$\lambda_1 = 22 < 55$$

部材片側部分の自由挫折長は最大

$$s_k = \lambda_1 i_1 = 22 \times 2.74 = 60 \text{ cm}$$

となり、綴板間の純間隔は 60 cm 以下なる事を要する。

B. 綴板の溶接。柱の挫折時に働く柱端の横荷重は

$$Q = \frac{F_1}{14} = \frac{53.3}{14} = 3.81 \text{ t}$$

にして、綴板に縦に働く剪力は

$$T = \frac{Qc}{h}$$

より求められる。ここに c は綴板の中心間距離で

$$c = s_k + b = 60 + 24 = 84 \text{ cm} \text{ (第 116 圖)}$$

であるから

$$T = \frac{3.81 \times 84}{28} = 11.43 \text{ t}$$

となり、従つて片側の 1 枚の綴板に作用する剪力は

$$\frac{11.43}{2} = 5.715 \text{ t}$$

となる。

今隅肉溶接の喉断面 a を平面に展開して、部材中心軸からその重心に至る距離を y とすれば、この溶接部の断面積は次の如し。

$$F_{wel} = 0.7 \times (24.0 + 2 \times 7.5) = 27.3 \text{ cm}^2$$

$$\therefore y = \frac{0.7 \times 24 \times 20.35 + 15 \times 0.7 \times 16.25}{27.3} = 18.8 \text{ cm}$$

剪断力に因り溶接部に働く彎曲率は (第 117 圖)

$$M = \frac{T}{2} \times y = 5.715 \times 18.8 = 107.4 \text{ t cm}$$

此の彎曲率に對抗する力率は、綴板の上下溶接部に作用する R なる偶力

であると假定すれば $R \times 24.7 = M = 107.4 \text{ t cm}$

$$\therefore R = \frac{107.4}{24.7} = 4.35 \text{ t}$$

此の溶接部が $Z-Z$ 軸に平行なる剪力を受けて生ずる剪應力は

$$\rho_1 = \frac{4 \ 350}{7.5 \times 0.7} = 830 \text{ kg/cm}^2$$

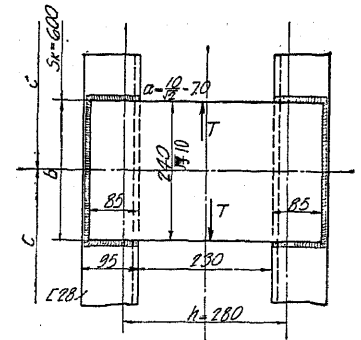
$Z-Z$ 軸に直角なる溶接部が $\frac{T}{2}$ なる剪力に抵抗するから、その剪應力は

$$\rho_2 = \frac{5 \ 715}{27.3} = 2 \ 100 \text{ kg/cm}^2$$

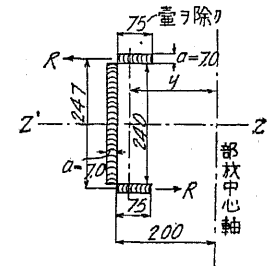
となる、故に合成應力は

$$\rho = \sqrt{830^2 + 2 \ 100^2} = 2 \ 260 \text{ kg/cm}^2$$

となる。許容應力は (こゝでは破壊に対して)



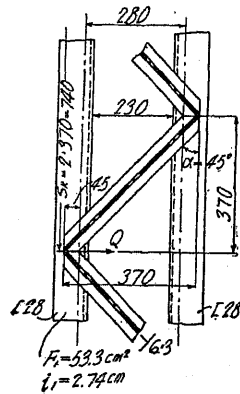
第 116 圖



第 117 圖

$\rho_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$ となるから破壊に對しは安全である。

C. 綾釘の溶接。柱は2本の溝形鋼〔28〕より成り、部材長 6m, 荷重 $P = 103.2 \text{ t}$ とす。集成部材の挫折安全度は前例の如くであるが、本例に於ける自由挫折長は $s_k = 74 \text{ cm}$ となる。前例の如く



第 118 圖

$$\lambda_1 = \frac{s_k}{i_1} = \frac{74}{2.74} = 27$$

$$\omega_1 = 1.02 + 7 \times 0.003 = 1.041$$

$$P_1 = 0.5935 \times P = 0.5935 \times 103.2 = 61.25 \text{ t}$$

$$\sigma_1 = \frac{1.041 \times 61.250}{53.3} = 1196 \text{ kg/cm}^2$$

となり許容應力 $\sigma_a = 1200 \text{ kg/cm}^2$ で強度は充分である。

綾釘は(第118圖) L形鋼 6×3 より成り、溝形鋼重心線の外側 45 mm の所で終つてゐる。

端部横荷重 Q は Krohn 氏により

$$Q = \frac{P_1}{14} = \frac{53.3}{14} = 3.81 \text{ t}$$

綾釘に働く直應力は

$$D = \pm \frac{Q}{2 \sin \alpha}$$

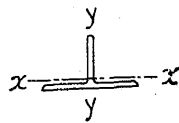
で、 $\sin \alpha = \frac{1}{\sqrt{2}}$ であるから

$$D = \pm \frac{\sqrt{2}}{2} Q = \pm 0.707 Q$$

$$D \div \pm 2.70 \text{ t}$$

となる。

綾釘の長は $l_1 = 370 \times \sqrt{2} = 523 \text{ mm}$ となり、之を綾釘の挫折長とすれば L形鋼 6×3 の場合は $s_k = 52.3 \text{ cm}$ となる(第119圖)。



第 119 圖

挫折應力は

となる。

綾釘の交點は溝形鋼の重心軸より 45 cm の偏心ある爲、之に因り生ずる副應力を計算するに、今交點を O とすれば重心軸に平行の分力 H は綾釘應力の垂直分力である。

故に L 6×3 なる綾釘の應力 D は

$$(1) \quad D = \pm \frac{Q}{2 \sin \alpha} \quad (\text{第 120 圖})$$

$$(2) \quad H = 2D \cos \alpha = 2 \times \frac{Q \cos \alpha}{2 \sin \alpha} = Q \quad (\text{こゝに } \alpha = 45^\circ)$$

$$F = 4.64 \text{ cm}^2$$

$$i_x = 0.75$$

$$\therefore \lambda_1 = \frac{52.3}{0.75} = 69.7$$

$$\omega_1 = 1.26 + 9.7 \times 0.013 = 1.386$$

$$\sigma_1 = \frac{1.386 \times 2700}{4.64} \div 807 \text{ kg/cm}^2$$

$$H = 3.8 \text{ t}$$

溝形鋼の反對側突縁部にも同様に H が働く故、 H の偏心に
よる彎曲率は

$$M = 2 \times H \times 4.5 = 34.29 \text{ t cm}$$

となる。此の彎曲率はエンゲツサー氏により $\frac{J}{l}$ (慣性率) の
割合に各部材に分布するものとすれば、溝形鋼〔28〕に働く
彎曲率は

$$M_g = M \frac{\frac{J_g}{l_g}}{2 \frac{J_g}{l_g} + 4 \frac{J_a}{l_a}} = M \times \frac{\frac{399}{74}}{2 \times \frac{399}{74} + 4 \times \frac{8.62}{52.3}}$$

$$= M \times \frac{5.392}{2 \times 5.392 + 4 \times 0.165} = 0.471 M = 0.471 \times 34.29 = 16.151 \text{ t cm}$$

綾釘 L 6×3 の各々に働く彎曲率は

$$M_a = M \times \frac{0.165}{11.444} = 0.0144 M = 0.0144 \times 34.29 = 0.494 \text{ t cm}$$

故に溝形鋼に生ずる副應力は

$$\sigma_g = \frac{16151}{57.2} = 282 \text{ kg/cm}^2$$

L形鋼に生ずる副應力は

$$\sigma_a = \frac{494}{2.87} = 172 \text{ kg/cm}^2$$

となるから溝形鋼に生ずる全應力は

$$\sigma = 1196 + 282 = 1478 \text{ kg/cm}^2$$

(此の副應力 282 kg/cm^2 は挫折時のみに生ず)

綾釘に於ける全應力は

$$\sigma = 807 + 172 = 979 \text{ kg/cm}^2$$

(破壊應力 3700 kg/cm^2 より遙かに小である)

溶接々合には隅肉溶接を用ひ喉厚 $a = \frac{5.5}{\sqrt{2}} = 3.9 \text{ mm}$, 長 $l = 40 \text{ mm}$

とすれば、全喉断面積は $F_{wet} = 2 \times 4.0 \times 0.39 = 3.12 \text{ cm}^2$

であり、綾釘應力は $D = 2700 \text{ kg}$

にして単位應力は $\rho_1 = \frac{2700}{3.12} = 865 \text{ kg/cm}^2$

となる(第122圖)。

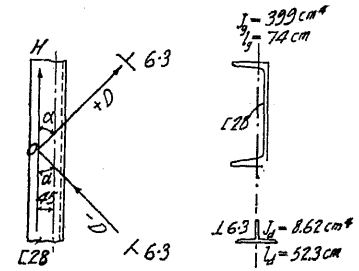
溶接に働く綾釘の彎曲率 $M_a = 494 \text{ kg cm}$ は RR なる偶力によつて抵抗せられるから

$$R \times 6.39 = 494 \text{ kg cm}$$

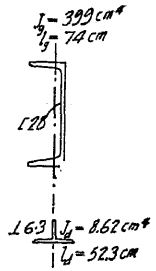
$$R \div 77 \text{ kg}$$

となる。

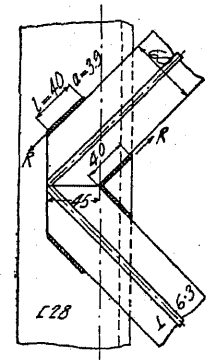
$$\therefore \text{単位應力 } \rho_2 = \frac{77}{4 \times 0.39} = 49 \text{ kg/cm}^2$$



第 120 圖



第 121 圖



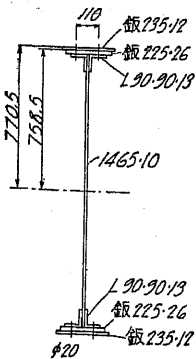
第 122 圖

全應力は $\rho = 865 + 49 = 914 \text{ kg/cm}^2$

破壊應力は $\rho_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$

となり強度は充分である。以上の計算に観るが、如く偏心による副應力は、溶接の計算には省略するも大過はない。

〔例 12〕 蓋板の溶接添加による桁橋の補強 (第 123 圖)。徑間 $l = 16.245 \text{ m}$ にして列車荷重



第 123 圖

を通す橋梁に於て、衝撃係数を $\varphi = 1.52$ とし、

死荷重による最大彎曲率 $max M_g = 33.5 \text{ tm}$

衝撃を含む活荷重による最大彎曲率

$$\varphi max M_p = 1.52 \times \frac{312 + 0.245 \times 32.5}{2} = 243.2 \text{ tm}$$

とする。

鉄を控除したる純断面の慣性率は

$$J_{zn} = 1410000 \text{ cm}^4$$

となる。

$$最大縁維應力 \sigma_{max} = \frac{3350000 \times 77.05}{1410000} + \frac{24320000 \times 77.05}{1410000}$$

$$= 183 + 1329 = 1512 \text{ kg/cm}^2$$

許容應力 (1895 年以前に造られしもの) $\sigma_a = 1400 \text{ kg/cm}^2$

第一の蓋板 225×26 は桁端まで通しに使い、この上には蓋板 235×12 が支點より $x = 3.36 \text{ m}$ の距離の所まで使はれ 2 列の鉄に依り締結せらる。 $x = 3.36 \text{ m}$ の箇所に於て

慣性率は $J_{zn} = 1137000 \text{ cm}^4$

死荷重彎曲率 $M_{g,x} = 22.01 \text{ tm}$

活荷重彎曲率 $\varphi M_{p,x} = 175.10 \text{ tm}$

縁維應力 $\sigma_x = \frac{2201000 \times 75.85}{1137000} + \frac{17510000 \times 75.85}{1137000}$

$$= 147 + 1168 = 1315 \text{ kg/cm}^2$$

許容應力 $\sigma_a = 1400 \text{ kg/cm}^2$

となり強度は充分であるが、桁の中央部分のみを補強する必要がある。

2 列の鉄間距離 110 mm 間に出来るだけ広く溶接添加鉄を付するものとせば、鉄頭の径は 30 mm なるを以て $110 - 30 = 80 \text{ mm}$ の空間となる。

故に平鋼 68×16 を添加することとすれば断面積は

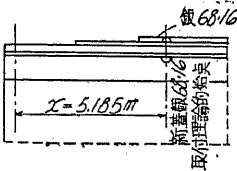
$$F' = 6.8 \times 1.6 = 10.88 \text{ cm}^2$$

この結果全断面の慣性率は次の如くなる。

$$J = 1410000 + 2 \times \left[\frac{6.8 \times 1.6^3}{12} + 10.88 \times 77.85^2 \right] = 1410000 + 131900 = 1541900 \text{ cm}^4$$

新しい蓋板の外縁に於ける應力は (活荷重に對してのみ)

$$\sigma = \frac{24320000 \times 78.65}{1541900} = 1241 \text{ kg/cm}^2$$



第 124 圖

となる。この結果蓋板 235×12 の縁維應力は

$$\sigma = \frac{3350000 \times 77.05}{1410000} + \frac{24320000 \times 77.05}{1541900}$$

$$= 183 + 1215 = 1398 \text{ kg/cm}^2$$

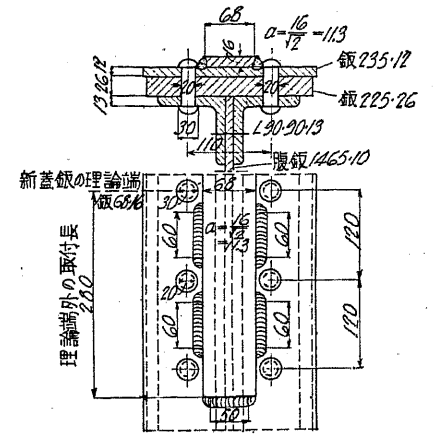
許容應力は $\sigma_a = 1400 \text{ kg/cm}^2$

であつて強度充分となる。

$\sigma = 1398 \text{ kg/cm}^2$ なる應力は新蓋板の所要長を計算する基礎としてゐる。

補強せられざる断面は $M_x = 1398 \times \frac{1410000}{77.05} = 25580000 \text{ kg cm}$ なる彎曲率を負擔し得る。この彎曲率は $x = 5.185 \text{ m}$ の箇所に起る事が別の彎曲率圖に依つて判る。

新蓋板に對する隅肉溶接の所要断面積は、鉄の断面積 $F' = 6.8 \times 1.6 = 10.88 \text{ cm}^2$ より定むることが出来る。



第 125 圖

所要溶接断面積 $F'_{vel} = \frac{F'}{\alpha} \times \frac{max M + \frac{1}{2}(max M - min M)}{max M}$

許容應力 $\rho_a = 0.65 \sigma_a$ 或は $\alpha = 0.65$

$max M = \varphi \times max M_p = 243.2 \text{ tm}$

$min M = 0$ (新蓋板は死荷重を採らず)

所要溶接断面積 $F'_{vel} = \frac{10.88}{0.65} \times 1.5 = 25.11 \text{ cm}^2$

隅肉溶接の喉厚 $a = \frac{1.6}{\sqrt{2}} = 1.13 \text{ cm}$

故に溶接部の使用断面積を

$$F'_{vel} = (4 \times 6 + 5) \times 1.13 = 32.77 \text{ cm}^2$$

とし、新蓋板には断續隅肉溶接及前面隅肉溶接を使用する。