

ウェブの寸法はフランジの圧縮応力から定めず、ウェブ自身の価格を最小とするような経済断面として設計されるべきものである。この経済断面を求める公式は古くからいくとおりかのものが導かれ、たいていの鉄筋コンクリート設計法の本に引用されている (Berger, Proksch, Turneaure & Maurer, Etc.)。しかし筆者はこれらの公式がすべて根本的な錯誤の上に作りあげられたものであることに気がついた。そのことは次のようにして簡単に証明できる。すなわち図-1の (A) 桁と (B) 桁は同じ抵抗モーメント $M=2A_s \cdot$

$Z \cdot \sigma_{sa}$ を持ち、ウェブの断面積は等しいから死荷重、剪断応力ともに等しい。違うのは鉄筋の断面積が (B) が (A) の半分となつただけである。もつとも型枠は (B) は (A) の約2倍を要するが、ふつうの材料の単価では (B) は (A) より常に安くつく (剪断鉄筋の総量がウェブの寸法に無関係に一定であることも容易に証明できる)。このように考えれば経済断面とはできる限り細長いウェブを用いたものということになる。すなわち許容最小ウェブ巾というものを考えない限り経済的桁高は求まるはずがないのであつて、これを考えなかつたいままでの公式は全部誤りであると言えるのである。

次に鉄筋の段数の多い場合にも等しい安全度を持たせるような有効臂長さなる量を導き、これを用いて臂長さ一定の条件においても、鉄筋の段数を増してウェブ巾を狭めた方が有利であることが証明され、“ここに経済断面は必ず許容最小ウェブ巾を持たねばならぬ”との原則がまず確立される。

次に許容最小ウェブ巾を有効臂長さ Z の1次式

$$b = b_0 + \beta Z$$

で与えたときに経済的臂長さ Z は単桁の場合次の3次方程式の根として求められる。

$$Z^3 + \left\{ \frac{b_0}{2\beta} + \frac{1}{\beta} \frac{C_f}{C_c} + \frac{(m+m')r \cdot l^2}{16\sigma_{sa}} \cdot \frac{C_s}{C_c} \right\} Z^2 - \frac{(m+m')M_0}{2\beta\sigma_{sa}} \cdot \frac{C_s}{C_c} = 0$$

ここに C_c : コンクリートの単価 (円/ m^3)、 C_s : 鉄筋の単価 (円/t)、 C_f : 型枠の単価 (円/ m^2)、 σ_{sa} : 鉄筋の許容応力 (kg/cm 2)、 r : 鉄筋コンクリートの単位重量 (t/ m^3)、 l : 桁のスパン長、 M_0 : ウェブの死荷重によるものを含まない全曲げモーメント (t $\cdot$ m)、 m : 鋼量係数 (kg/cm $^2 \cdot$ m)、 m' : 擬似鋼量係数 (kg/cm $^2 \cdot$ m)

$$\text{もし } \beta=0 \text{ ならば } Z = \sqrt{\frac{(m+m')M_0}{\sigma_{sa}}} \sqrt{\frac{C_s}{b_0 C_c + 2C_f}}$$

連続桁、ゲルバー桁、ラーメン桁等負の曲げモーメントを受ける部分を有する T 桁の、正の曲げモーメントを受ける部分の経済的臂長さ Z は、死荷重の影響のため単桁の場合よりいくらか小さくなる。その値は次の3次方程式の根として求まる。

$$Z^3 + \left\{ \frac{b_0}{2\beta} + \frac{1}{\beta} \frac{C_f}{C_c} + \frac{(m+m')r \cdot l^2 \cdot r}{2\sigma_{sa}} \left(1 + 2.5 \frac{\mathfrak{M}_2}{\mathfrak{M}_1} \right) \cdot \frac{C_s}{C_c} \right\} Z^2 + \frac{(m+m')r l^2 r}{1.6\sigma_{sa}} \cdot \frac{b_0}{\beta} \cdot \frac{\mathfrak{M}_2}{\mathfrak{M}_1} \cdot \frac{C_s}{C_c} Z - \frac{(m+m')M_0}{2\beta\sigma_{sa}} \cdot \frac{C_s}{C_c} = 0$$

ここに r : スパンの数、径間割等により定まる定数、 $\mathfrak{M}_1$: 死荷重モーメント図の正領域の面積、 $\mathfrak{M}_2$: 死荷重モーメント図の負領域の面積

3次方程式は計算図表を用いて容易に解け、 Z が求まった後はウェブ自重の仮定を必要とせずただちに経済断面を設計することができる。その際鉄筋の段数が2段以上であつても最下段の鉄筋がちやうど許容応力となるところがこの設計法の一つの特長である。

(7—13) 国鉄千手発電所取水ダム修繕工事における 特殊水中コンクリートについて

正員 国鉄信濃川工事事務所 宮 下 和 夫
正員 同 杉 山 寅 之 助
准員 同 ○小 檜 山 斎

1. 緒言 新潟県中魚沼郡貝野村宮中に位置する宮中ダムは 国鉄信濃川発電所唯一の取水ダムで、昭和 14 年

11 月発電開始以来 14 年を経過した。

当初設計に当り地盤の洗掘に対する抵抗力が不十分なため、その防護対策として水叩工の下流端にレイブロック製の歯型を採用したのであるが、年々の洪水ごとにダムを流下する転石の衝撃によつて歯型を破壊され、ひいては噴流による下流地盤の洗掘を誘い、ダム本体にも危険を及ぼすことが考慮される状態となり修理を要することとなった。

工事に当つてはモルタル注入による水中コンクリートが施工されたのでその概要を紹介する。

2. 設計大要 設計に当つては洗掘の原因であるところの洪水の有する巨大なエネルギーを歯型以外の方法で消散させるべく、水利計算の結果水叩部が渇水期において約 4 m の水深下にあり、なお下流の河原が隆起しているので、制水門扉の適正な操作を条件として下流水位による自然の跳水を利用することにし、ダムから下流約 30 m までであつたコンクリート水叩を 50 m に延長、さらにその下流 15 m は大玉石の捨石を行つた。水叩コンクリートは容量節減のため厚さ 2 m としその基盤は切込砂利を埋立てて根固工を行い、コンクリートには古軽便軌条を 1 m 間隔の格子状に組み 2 段に挿入した。設計数量は水叩コンクリート工 4 120 m³、根固工 2 430 m³、捨石工 2 750 m³、施工面積は 2 600 m² である。

設計に当つては種々の諸元を求めるために前後 2 回の実験工事を行つた。実験工事における配合、強度は表 1、2、3 のとおりであつた。

3. 施工概要 この工事は締切工をとまなわない完全水中施工で、粗骨材はドラム缶利用の移動式浮棧橋によりあらかじめ投入し、モルタルは混合プラントからグラウトポンプによつて圧送、粗骨材中に建込まれた注入管を引抜きながらグラウトした。配合は表 4 のとおりである。

注入機械はヤマト式 3 連横型グラウトポンプ 15 HP、粗骨材は玉石 (径 30~8 cm)、砂利 (径 8~1 cm)、を 2:1

表—1 実験時配合表 (モルタル 1 m³ に付)

材 料	量	配合比
セメント	825 kg	1.0
砂	825 "	1.0
水	412.5 l	0.5
アルミニウム粉	83 g	0.01%
ポゾリス No. 5	3.3 kg	0.2 "

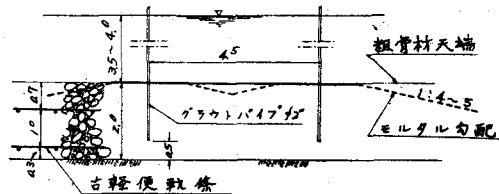
表—2 コンクリート強度 (kg/cm²)

W/C	σ_1	σ_7	σ_{28}
55%	84		
50 "		209	262.5
50 "		171	

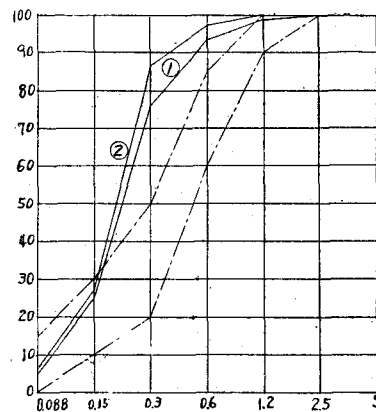
表—3 モルタル強度 (kg/cm²)

	曲げ強度	圧縮強度
1	60.4	281.2
2	63.1	293.8
3	65.1	292.5

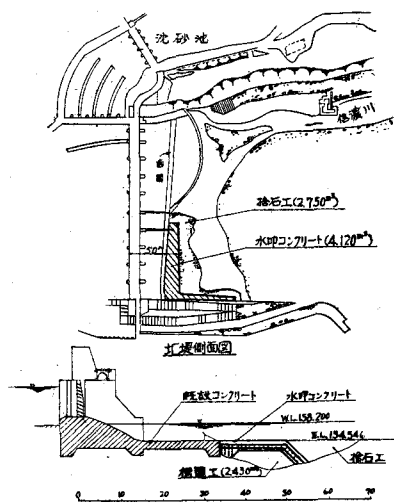
図—2 設計標準図 (S=1/100)



図—3 砂粒度曲線 (--- 許容範囲) (— 実績)



図—1 宮中ダム附近平面図



の容積比で混合、設計空隙率を 35% とした。

標準配合表は表-4 に示したとおりである。

注入施工日数 36 日、注入孔数 128 孔、注入モルタル量 1 550 m³、施工空隙率は 37.6% になっており、セメント 820 t、古軽便軌条 75 t を要した。

なおこの工事は全体として試験的性格を有しており、今後継続的な調査検討を要するものである。

表-4 標準配合表及び投入順序(モルタル 1 m³に付き)

材 料	量	順序	摘 要
セ メ ン ト	550 kg	3	W/C+f=50%
フライアッシュ	275 "	2	C+f: 砂=1:1
砂	825 "	4	C:f: 砂=2:1:3
アルミニウム粉	83 g	2	
ボゾリス No. 8	1.65 kg	1	
水	412.5 l	1.5	

(7-14) 丸山ダムにおけるコンクリートの品質管理について

正員	関西電力株式会社	山	下	嘉	治
正員	同	○千	田		実
准員	同	古	山	千	尋

丸山ダムにおいては内部温度の抑制のため中層熱セメントの使用とブリーキングの実施とともに内部コンクリートの単位容積当りのセメント使用量の減少に努め、常に良質にして均一なるコンクリートを施工するため、打ち込み設備を整備しコンクリートの品質管理を厳重に行つた。

その結果当初の配合計画によるものと比較すると約 5 000 t という莫大なセメント量を節約することができ、所要設計条件を満足するコンクリートが施工できた。

ここに丸山ダムで行つた品質管理の概要を述べ参考に供する。

1. コンクリートの材料試験
2. コンクリートの配合、計量及び練り混ぜ
3. 砂の粒度調整及びその含水量補正
4. コンクリートの温度
5. コンクリートの施工
6. コンクリート各種試験
7. 結び

(7-15) コ ン ク リ ー ト の 品 質 管 理

正員 運輸省第二港湾建設局 肥 後 春 生

本文は運輸省京浜港工事事務所造函工場において、高島三号棧橋橋脚柱構として、昭和 28 年度中に製作した函塊 29 函、コンクリート量約 12 000 m³ の品質を管理した実績である。函塊 29 函のうち、14 函はウォーセクリーターを利用したプラントでコンクリート塔によりコンクリートを打込み、他の 15 函は石川島コーリング会社製のジョンソン型のコンセントリックパッチャープラントを利用しコンクリートポンプで打込んだ。配合は前者が容積配合であり、後者が重量配合である(以下前者を A プラント、後者を B プラントと云う)。設計に用いたコンクリートの許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} を 70 kg/cm² とし、 σ_{cs} =210 kg/cm²、スランプ 18~20 cm を目途としてコンクリートを製造したもので、粗骨材の最大寸法は 30 mm である。

函塊はドックに各 3 函ずつ並列して 5 回施工した。このうちコンクリートの品質を完全に管理したのは 3, 4, 5 回である。このコンクリートの圧縮強さのヒストグラムは図-1のごとくで両プラントの変動係数は表-1のごとき結果を示し、回を重ねるに従い強度のばらつきは少なくなり、期待以上の成果を収めることができた。

すなわち、材料の入手については、骨材の粒度の均一をはかり、セメントの品質を均一にし、かつ現場における貯蔵期間をできるだけ少なくした。施工に当っては計量誤差をできるだけ縮めることに努め、試験は空気を除いたモルタル単位重量、空気量、骨材の含水量及び粗粒率を 1 時間ごとに、スランプは 30 分ごとに測定した。第 4 回における A, B 両プラントの各測定値を表-2 に掲げる。